

28/05/11/07



RSS  
624.2  
Wid  
e-1  
/2007

FINAL PROJECT - PS 1380

# MODIFICATION OF MALANGSARI BRIDGE STRUCTURE IN SOUTH PAST WAY DEVELOPMENT PROJECT USING PRESTRESSED CONCRETE T TYPE INFINITE STATIC

EKO SULISTYO WIDODO  
NRP 3104 109 517

Dosen Counsellor  
Djoko Untung, Ir. Dr  
Supani, ST. MT

DEPARTMENT CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya 2007

**MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN MALANGSARI  
PADA PROYEK PEMBANGUNAN JALAN LINTAS  
SELATAN DENGAN BETON PRATEKAN TIPE T  
STATIS TAK TENTU**

**TUGAS AKHIR**  
Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
Pada  
Program Studi S-1  
Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :  
**EKO SULISTYO WIDODO**  
NRP. 3104 109 517

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Djoko Untung, *H.I.Dr.* ..... (Pembimbing I)
2. Supani, ST. MT ..... (Pembimbing II)

**SURABAYA  
PEBRUARI, 2007**

# **MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN MALANGSARI PADA PROYEK PEMBANGUNAN JALAN LINTAS SELATAN DENGAN BETON PRATEKAN TIPE T STATIS TAK TENTU**

<b>Nama Mahasiswa</b>	<b>:</b> Eko Sulistyo Widodo
<b>NRP</b>	<b>:</b> 3104 109 517
<b>Jurusan</b>	<b>:</b> Teknik Sipil FTSP-ITS
<b>Dosen Pembimbing</b>	<b>:</b> 1. Djoko Untung Ir, Dr 2. Supani ST, MT

## **Abstrak**

*Pembangunan Jembatan Malangsari merupakan bagian pelaksanaan proyek pembangunan jalan lintas selatan yang dilakukan oleh Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga Daerah Propinsi Tingkat I Jawa Timur. Jembatan Malangsari ini terletak pada Ruas Kendeng Lembu-Batas Jember STA.20+900 Glenmore kabupaten Banyuwangi Hal ini dimaksudkan untuk memberikan aksebilitas pemanfaatan potensi secara optimal dalam upaya pengembangan wilayah serta menunjang sektor-sektor lain seperti sumber daya alam dan pariwisata.*

*Sebagai alternatif desain dan penerapan disiplin ilmu, pada penyusunan tugas akhir ini dilakukan beberapa modifikasi. Pada bangunan atas gelagar utama berupa balok pratekan statis tak tentu, sedangkan bangunan bawah terdiri dari 2 abutment dan 2 pilar dengan pondasi tiang pancang. Teknologi beton pratekan dipilih karena sangat sesuai untuk konstruksi jembatan bentang panjang, serta mampu memberikan ketahanan pada struktur dengan mengkombinasikan penggunaan kawat baja dan beton mutu tinggi..*

*Dalam modifikasi perencanaan jembatan Malangsari ini tidak lepas dari tuntutan struktural berdasarkan PPTJ BMS 1992 dengan output antara lain : struktur utama balok pratekan standard AASHTO-PCI tipe V  $h = 1,60 \text{ m}$  ( $Ac_{tump.} = 1.190.110$*

$\text{mm}^2$ ;  $I_{tump.} = 2,6923 \times 10^{11} \text{ mm}^4$ ,  $Ac_{lap.} = 653.500 \text{ mm}^2$ ;  $I_{lap.} = 2,169 \times 10^{11} \text{ mm}^4$ ) sebanyak 5 buah dengan jarak antar gelagar  $s = 1,85 \text{ m}$ , untuk gelagar utama  $L = 33,50 \text{ m}$  (sebelum dilaunching)  $F_o = 6.600.000 \text{ N}$  terjadi kehilangan prategang sebesar 19,30 % (kehilangan langsung) dan 18,56 % (kehilangan tak langsung) dengan jumlah strand 40 dipasang pada 2 tendon ( $Aps = 5.410,91 \text{ mm}^2$ ). Sedangkan gelagar utama  $L = 100,50 \text{ m}$  (balok sudah menerus)  $F_o = 11.300.000 \text{ N}$  terjadi kehilangan prategang sebesar 32,78 % (kehilangan langsung) dan 13,09 % (kehilangan tak langsung) dengan jumlah strand 66 dipasang pada 2 tendon ( $Aps = 9.015,55 \text{ mm}^2$ ). Seluruh hasil-hasil perencanaan diaplikasikan dalam bentuk gambar teknis dan diharapkan menghasilkan konstruksi jembatan yang kuat dan tahan lama.

Kata kunci : beton pratekan, balok menerus, kehilangan pratekan

# MODIFICATION OF MALANGSARI BRIDGE STRUCTURE IN SOUTH PASS WAY DEVELOPMENT PROJECT USING PRESTRESSED CONCRETE T TYPE INFINITE STATIC

Name	: Eko Sulistyo Widodo
NRP	: 3104.109.517
Department	: Civil Engineering FTSP-ITS
Dosen Counsellor	: 1. Djoko Untung, Ir. Dr. 2. Supani, ST. MT

## Abstract

*Development of Malangsari Bridge is part of south pass way development project which conducted by Public Facility Department Bina Marga East Java Province. Malangsari Bridge located in Kendeng Lembu site border of Jember STA.20+900 Glenmore, Banyuwangi Residence. The main purpose is to give access for source utilization optimization in area development and supporting other sector such as natural resources and tourism.*

*As an alternative design and study application, some modification was made in this final project. For upper structure, main prestressed beam infinite static, while lower structure consist of 2 abutment and 2 pilar with fundament droping pile. Presressed concrete technology was chosen because it is very suitable for long range bridge construction , and reliability to construction with combining steel wite and high quality concrete.*

*In Malangsari bridge design modification still based on structural demand PPTJ BMS 1992 with output : main standard structure prestressed beam AASHTO-PCI type V,  $h=1,60\text{ m}$  ( $A_{\text{ctump.}} = 1.190.110\text{ mm}^2$  ;  $I_{\text{tump.}} = 2,6923 \times 10^{11}\text{ mm}^4$  ,  $A_{\text{clap.}} = 653.500\text{ mm}^2$ ;  $I_{\text{lap.}} = 2,169 \times 10^{11}\text{ mm}^4$  ) have a lot of 5 with distance between beam  $s = 1,85\text{ m}$  , for main beam  $L = 33,50\text{ m}$  (before launching),  $F_o = 6.600.000\text{ N}$  resulted in prestressed loss 19,30 % (direct loss) and 18,56 % ( indirect loss ) with number of strand 40 mounted to 2 tendon ( $A_{ps} = 5.410,91\text{ mm}^2$ ). While main beam  $L = 100,50\text{ m}$  ( continuous beam )  $F_o = 11.300.000\text{ N}$  with prestressed loss 32,78 % ( direct loss ) and 13,09 % ( indirect loss ) with number of strand 66 mounted to 2 tendon (  $A_{ps} = 9.015,55\text{ mm}^2$  ). The whole result design applied into technical drawing and expected to result a strong and reliable bridge construction.*

*Key word : prestressed concrete, continuous beam, prestressed loss*

## KATA PENGANTAR

Syukur alhamdulillah saya panjatkan kehadirat Allah SWT yang telah melimpahkan segala berkah, rahmat, karunia dan hidayah-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan penyusunan Tugas Akhir ini.

Penulis menyampaikan rasa terima kasih kepada semua pihak yang telah memberikan bimbingan, masukkan, dukungan dan bantuan dalam penyelesaikan Tugas Akhir ini, khususnya kepada :

1. Kedua orang tua saya dan keluarga tercinta, atas segala didikan, nasehat, doa dan kasih sayangnya serta bantuan moral, material maupun spiritual.
2. Djoko Untung Ir, Dr. dan Supani ST, MT. sebagai dosen pembimbing yang telah memberikan bimbingan, bantuan serta arahan dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
3. Ir. Chomaedi, CES. GEO. selaku dosen wali penulis.
4. Para dosen Program Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, atas bimbingan dan ilmunya.
5. Staf dan karyawan TU Program Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya (Pak Fauzi, Pak Samudji, Pak Lasman, Pak Suroso, Pak Agus, Pak ..... ) terima kasih atas bantuannya.
6. Staf dan karyawan Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga Daerah Propinsi Tingkat I Jawa Timur yang telah memberikan informasi proyek dan data-data perencanaan.
7. My best frend Yudi, Agung, Agough, Indra, matur suwun dan semoga kita menjadi sahabat sejati selamanya.
8. Teman-teman civil 3104.109.5..,(Mas Budwi, Mas Yani, Arifin, Bayu, Momon, Rizali, Pungky, Ridha, Mas Danar, Simon, Pak Agung, Pak Leo, Mas Erfan, Dhita, Indrayani, Ajeng, Elly, Ikke, beserta teman-teman sipil ..... ) terima kasih atas semuanya.

9. Teman satu bimbingan Budi dan Christanto Bayu, suwun pren..... KIRCOK forever.
10. Konco-koncoku arek Siring sesama korban lumpur LAPINDO, bang Pier, cak Suhari, Sagad, Kabul & S.Hidayat, yang sabar pren bencana pasti berlalu.
11. Tim surveyor LL Pasuruan-Pandaan, David, Letha, Andik, Qirom, Sholeh & Dina, thank's you very much n kapan kita kumpul-kumpul lagi.
12. Yang pernah membantu penulis dan tak disebut diatas, mohon maaf dan terima kasih banyak atas semua bantuannya.

Penulis berusaha menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan sebaik-baiknya, tetapi penulis menyadari bahwa masih jauh dari sempurna. Oleh sebab itu saran dan kritik yang membangun, sangat diharapkan penulis untuk memperbaiki serta melengkapi penyusunan Tugas Akhir ini.

Akhir kata, kiranya segala bantuan dan budi baik yang penulis peroleh mendapat imbalan dari Allah SWT dan semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat baik untuk penulis maupun bagi pihak yang membacanya. Amien....

Surabaya, Pebruari 2007

**Penulis**

## DAFTAR ISI

Halaman

### LEMBAR JUDUL

### LEMBAR PENGESAHAN

### ABSTRAK

KATA PENGANTAR .....	i
----------------------	---

DAFTAR ISI .....	iii
------------------	-----

DAFTAR TABEL .....	ix
--------------------	----

DAFTAR GAMBAR .....	x
---------------------	---

### BAB I PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang .....	1
1.2. Rumusan Permasalahan .....	2
1.3. Tujuan .....	2
1.4. Batasan masalah .....	3

### BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Pemilihan Struktur Jembatan .....	5
2.2. Pemilihan Tipe Gelagar .....	6
2.3. Desain Penampang .....	6
2.4. Penentuan Gaya Prategang Awal .....	6
2.5. Penempatan Tendon .....	7
2.6. Kehilangan Prategang .....	8
2.7. Distribusi Tegangan .....	9
2.8. Momen Batas dan Momen Retak .....	10
2.8.1. Momen Batas .....	11
2.8.2. Momen Retak .....	11
2.9. Lendutan .....	12
2.10. Gaya Membelah .....	12
2.11. Gaya Geser .....	12
2.12. Geser Horisontal (Interface Shear) .....	14
2.13. Bangunan Bawah .....	15
2.13.1. Kepala jembatan/Abutment .....	15
2.13.2. Pilar .....	15

### BAB. III METODOLOGI

3.1.	Metode Analisis .....	17
3.2.	Data-Data Perencanaan .....	17
3.2.1.	Spesifikasi Jembatan .....	17
3.2.2.	Data teknis bahan .....	18
3.2.3.	Tegangan Yang Dijinkan .....	19
	3.2.3.1. Tegangan Izin Beton Untuk Komponen Struktur Lentur .....	19
	3.2.3.2 Tegangan Izin Tendon Pratekan .....	19
3.2.4.	Data tanah .....	20
3.3	Peraturan-Peraturan Yang Dipakai .....	21
3.4.	Perencanaan Struktur Sekunder .....	21
3.4.1.	Perencanaan Pipa Sandaran .....	21
	3.4.1.1. Data Perencanaan Pipa Sandaran .....	21
	3.4.1.2. Gaya yang Bekerja pada Pipa Sandaran .....	22
	3.4.1.3. Cek Kekuatan Profil Pipa Sandaran .....	22
3.4.2.	Perencanaan Tiang Sandaran .....	23
	3.4.2.1. Beban yang Bekerja pada Tiang Sandaran .....	24
	3.4.2.2. Penulangan Tiang Sandaran .....	25
	3.4.2.3. Penulangan Geser Tiang Sandaran .....	25
3.4.3.	Perencanaan Trotoar .....	26
3.4.4.	Perencanaan Kerb .....	27
	3.4.4.1. Penulangan Kerb .....	27
3.4.5.	Perhitungan Pelat Lantai Kendaraan .....	28
	3.4.5.1. Pembebanan Pelat Lantai Kendaraan .....	28
	3.4.5.2 Pembagian Pelat Lantai Kendaraan .....	30
	3.4.5.3. Pembebanan Pelat Lantai Kendaraan Sesuai Kondisi Perletakannya .....	31
	3.4.5.4. Penulangan Pelat Lantai Kendaraan .....	33
	3.4.5.5. Kontrol Pelat Lantai Kendaraan .....	34
3.4.6.	Perencanaan Pelat Precast Lantai Kendaraan ..	35
	3.4.6.1. Pembebanan Pelat Precast Lantai Kendaraan .....	35
	3.4.6.2. Penulangan Pelat Precast Lantai Kendaraan .....	36

3.4.6.2. Penulangan Pelat Precast Lantai Kendaraan .....	36
3.4.7. Perencanaan Gelagar Melintang/ Diafragma ....	36
3.5. Perencanaan Struktur Utama .....	37
3.5.1. Dimensi Gelagar .....	37
3.5.2. Pembebanan Struktur Jembatan .....	37
3.5.2.1. Aksi dan Beban Tetap .....	38
3.5.2.2. Aksi Lalu-Lintas .....	39
3.5.2.3. Aksi Lingkungan .....	42
3.5.2.4. Aksi-aksi lain .....	45
3.5.3. Desain Balok Prategang .....	46
3.5.4. Perencanaan Perletakan .....	46
3.5.4.1. Kontrol Perletakan .....	47
3.6. Perencanaan Bangunan Bawah .....	48
3.6.1. Perencanaan Abutment .....	48
3.6.2. Perencanaan Pilar .....	49
3.6.3. Pondasi Tiang Pancang .....	50
<b>BAB. IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER</b>	
4.1. Perencanaan Sandaran .....	55
4.1.1 Perencanaan pipa sandaran .....	55
4.1.1.1. Perhitungan Momen pada Tiang Sandaran .....	55
4.1.1.2. Cek kekuatan parafil pipa sandaran ....	55
4.1.2 Perencanaan Tiang Sandaran .....	56
4.1.2.1. Perhitungan Momen dan Gaya Geser Tiang Sandaran .....	56
4.1.2.2. Penulangan Lentur Tiang Sandaran ...	58
4.1.2.3. Penulangan Geser Tiang Sandaran ....	59
4.1.2.4. Kontrol Momen pada Tiang Sandaran .....	59
4.2. Perencanaan trotoar .....	60
4.3. Perencanaan kerb .....	60
4.3.1. Perhitungan Momen dan Penulangan Kerb .....	60
4.4. Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan .....	61
4.4.1. Perhitungan Momen pada Pelat A .....	62
4.4.1.1. Beban Mati .....	62

4.4.1.2. Beban Hidup .....	62
4.4.2. Perhitungan Momen pada Pelat B .....	62
4.4.2.1. Beban Mati .....	62
4.4.2.2. Beban Hidup/ Truk .....	63
4.4.3. Penulangan Lentur Pelat Lantai kendaraan .....	66
4.4.3.1. Kontrol Pelat Lantai Kendaraan .....	67
4.5. Perencanaan Pelat Precast Lantai Kendaraan .....	68
4.5.1. Perhitungan Momen Pelat Precast .....	68
4.5.1.1. Beban Mati .....	68
4.5.1.2. Beban Hidup .....	69
4.5.2. Penulangan Lentur Pelat Precast .....	69
4.5.3. Perhitungan Shear Connector Pelat Prescast .....	70
4.6 Perencanaan Diafragma .....	72
4.6.1. Pembebanan Diafragma .....	72
4.6.2. Penulangan Diafragma .....	72
4.6.2.1. Penulangan Geser .....	72
4.6.3. Perhitungan Dimensi Jangkar .....	75
<b>BAB. V PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA</b>	
5.1. Konsep Desain .....	77
5.1.1 Konsep Dasar Prategang .....	77
5.1.2 Balok Menerus .....	78
5.2. Metode Pelaksanaan Struktur Utama .....	82
5.3. Perencanaan Gelagor Utama .....	85
5.3.1 Menaksir Dimensi Gelagor Utama dan Karakteristiknya .....	85
5.3.2 Perhitungan Penampang .....	85
5.3.3 Pembebanan .....	90
5.3.4 Penentuan Momen Rencana .....	92
5.3.5. Penentuan Gaya Prategang Awal .....	95
5.3.6. Perhitungan Daerah Limit Kabel .....	96
5.3.7. Menentukan c.g.NB Baru (eoo) .....	97
5.3.8. Penentuan Jumlah Untai Kawat (Strand) .....	103
5.3.9. Kehilangan Gaya Prategang .....	105
5.3.9.1. Kehilangan Gaya Prategang Langsung Gelagor Utama $L = 33,50$ .....	105

5.3.9.2. Kehilangan Gaya Prategang Tak Langsung Gelagar Utama L = 33,50 m .....	112
5.3.9.3. Kehilangan Gaya Prategang Langsung Gelagar Utama L = 100,50 m .....	125
5.3.9.4. Kehilangan Gaya Prategang Tak Langsung Gelagar Utama L = 100,50 m .....	128
<b>5.4. Kontrol Tegangan .....</b>	<b>134</b>
5.4.1 Kontrol Tegangan Gelagar Utama L = 33,50 m.....	134
5.4.2. Kontrol Tegangan Gelagar Utama L = 100,50 m .....	135
<b>5.5. Perhitungan Momen Batas dan Monen Retak .....</b>	<b>139</b>
5.5.1 Kontrol Terhadap Momen Batas (Mu) .....	139
5.5.2. Kontrol Terhadap Momen Retak (Mcr) .....	142
<b>5.6. Kontrol Tegangan Pada Blok Angker .....</b>	<b>143</b>
<b>5.7. Kontrol Lendutan .....</b>	<b>146</b>
<b>5.8. Daerah Pengangkuran Global dan Lokal .....</b>	<b>151</b>
<b>5.9. Penulangan Lentur Gelagar Utama .....</b>	<b>152</b>
<b>5.10. Penulangan Geser Gelagar Utama .....</b>	<b>154</b>
<b>BAB. VI PERENCANAAN PERLETAKAN</b>	
<b>6.1. Pembebanan .....</b>	<b>159</b>
6.1.1 Reaksi Vertikal Pada Tumpuan A dan D (Abutment) .....	159
6.1.2 Reaksi Vertikal Pada Tumpuan B dan C (Pilar) .....	159
6.1.3 Beban Horisontal .....	160
6.1.4 Gerakan Tangensial ( $\alpha_a$ , $\alpha_b$ , $\alpha_s$ ) .....	161
<b>6.2. Perputaran Sudut .....</b>	<b>162</b>
6.2.1 Perputaran Sudut Pada Abutment (Tumpuan A dan D) .....	162
6.2.2 Perputaran Sudut Pada Pilar (Tumpuan B dan C) .....	163
<b>6.3. Pemilihan Perletakan .....</b>	<b>165</b>

6.3.1	Perletakan A dan D (Abutment) .....	165
6.3.2	Kontrol Perletakan Tumpuan A dan D (Abutment) .....	166
6.3.3	Perletakan B dan C .....	168
6.3.4	Kontrol Perletakan Tumpuan B dan C (Pilar) .....	169
<b>BAB. VII PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH</b>		
7.1.	Perencanaan Abutment Jembatan .....	171
7.1.1	Penentuan Tinggi Abutment .....	171
7.1.2	Dimensi Abutment .....	172
7.1.3	Pembebanan Abutment .....	173
7.1.4	Kombinasi Pembebanan .....	177
7.1.5	Perencanaan Pondasi Tiang Pancang .....	179
7.1.6	Penulangan Abutment .....	184
7.1.7	Stabilitas Abutment .....	191
7.1.7.1	Terhadap Guling .....	191
7.1.7.2	Terhadap Geser .....	192
7.2.	Perencanaan Pilar Jembatan pada Tumpuan C .....	192
7.2.1	Pembebanan Pilar .....	193
7.2.2	Kombinasi Pembebanan .....	196
7.2.3	Perencanaan Pondasi Tiang Pancang .....	198
7.2.4	Penulangan Pilar Jembatan .....	203
<b>BAB. VIII KESIMPULAN</b> .....		207

## **DAFTAR PUSTAKA**

## **GAMBAR**

## **LAMPIRAN**

## DAFTAR TABEL

	Halaman
2.1 Konstanta untuk berbagai bentuk pilar .....	16
3.1 Balok standard AASHTO-PCI .....	37
3.2 Kecepatan angin rencana .....	42
3.3 Koefisien seret ( $C_w$ ) .....	43
3.4 Temperatur jembatan rata-rata nominal .....	44
3.5 Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperature .....	45
4.1 Rekapitulasi momen pada pelat A .....	62
4.2 Rekapitulasi momen pada pelat B kondisi I .....	64
4.3 Rekapitulasi momen pada pelat B kondisi II .....	66
4.4 Penulangan lentur pelat lantai kendaraan .....	67
4.5 Rekapitulasi momen pada pelat prescast .....	69
4.6 Rekapitulasi penulangan pada pelat prescast .....	70
5.1 Rekapitulasi jumlah strand .....	105
5.2 Koefisien-koefisien gesekan untuk tendon tendon pasca tarik .....	110
5.3 Faktor creep untuk beberapa nilai V/S .....	115
5.4 Faktor creep MCF .....	115
5.5 Variasi creep terhadap waktu setelah transfer .....	116
5.6 Nilai Ksh untuk komponen pasca tarik .....	117
5.7 Faktor shrinkage .....	118
5.8 Koefisien shrinkage untuk beberapa variasi curing ...	119
7.1 Perhitungan berat abutment .....	173
7.2 Perhitungan berat tanah dibelakang abutment .....	174
7.3 Harga $P_{mak}$ dan $P_{min}$ abutmen berdasarkan beban kombinasi (abutment) .....	180
7.4 Perhitungan berat pilar C .....	193
7.5 Harga $P_{mak}$ dan $P_{min}$ abutmen berdasarkan beban kombinasi (pilar) .....	199

## DAFTAR GAMBAR

	Halaman
2.1 Diagram regangan penampang T .....	10
3.1 Gaya yang bekerja pada pipa sandaran .....	22
3.2 Arah momen resultan .....	22
3.3 Penampang dan gaya yang bekerja pada tiang sandaran .....	24
3.4 Pembebanan pada trotoar .....	26
3.5 Beban yang bekerja pada kerb .....	27
3.6 Beban roda truk "T" .....	28
3.7 Titik berat truk "T" .....	29
3.8 Penyebaran beban roda .....	29
3.9 Rencana pembagian pelat lantai kendaraan .....	30
3.10 Beban roda pada kondisi I .....	32
3.11 Beban roda pada kondisi II .....	32
3.12 Pelat precast lantai kendaraan .....	35
3.13 Kedudukan beban lajur D .....	40
3.14a Beban akibat truk "T" arah memanjang .....	41
3.14b Beban akibat truk "T" arah. melintang .....	41
3.15 Elastomer bearing pad .....	47
3.16 Penampang dan pembebanan pada abutment .....	49
3.17 Penampang dan pembebanan pada pilar .....	50
4.1 Bidang M dan D pada potongan I-I dan II-II .....	57
4.2 Penulangan tiang sandaran .....	60
4.3 Penulangan kerb .....	61
4.4 Potongan melintang jembatan .....	61
4.5 Penampang pelat lantai kendaraan .....	71
4.6 Penulangan sandaran, kerb dan pelat lantai kendaraan .....	71
4.7 Dimensi gelagar melintang .....	72
4.8 Lendutan gelagar memanjang yang dipikul diafragma .....	75
4.9 Penulangan diafragma .....	76

5.1	Momen pada beton akibat prategang pada balok sederhana .....	79
5.2	Perhitungan momen akibat prategang pada balok menerus .....	80
5.3	Dimensi balok AASHTO-PCI tipe V .....	85
5.4	Penampang ujung balok AASHTO-PCI tipe V .....	86
5.5	Letak c.g.c komposit tengah bentang .....	88
5.6	Letak c.g.c komposit tumpuan .....	89
5.7	Daerah limit kabel dan rencana penempatan tendon..	96
5.8	Schematic elastic shortening .....	106
5.9	Kehilangan pratekan akibat pengangkuran .....	108
5.10	Kehilangan pratekan akibat gesekan dan wobble effect .....	111
5.11	Resultan gaya-gaya pada momen batas tumpuan ...	139
5.12	Resultan gaya-gaya pada momen batas lapangan ...	140
5.13	Penampang blok angker pada balok untuk tendon 1 dan 2 .....	143
5.14	Penampang blok angker pada balok untuk tendon 3 dan 4 .....	145
5.15	Letak tendon dan daerah pengangkuran .....	151
6.1	Elastomer bearing pad tumpuan A dan D .....	166
6.2	Elastomer bearing pad tumpuan B dan C .....	168
7.1	Lokasi dari pusat lingkaran ujung talud (toe circle) untuk $\beta < 53^\circ$ .....	171
7.2	Abutment tipe pile cap tumpuan D .....	172
7.3	Beban horisontal akibat angin (abutment) .....	176
7.4	Susunan tiang pancang pada abutment .....	179
7.5	Beban kolom abutment .....	185
7.6	Balok poer arah melintang (abutment ) .....	188
7.7	Pilar pada tumpuan C .....	193
7.8	Beban horisontal akibat angin (pilar) .....	195
7.9	Susunan tiang pancang pada pilar .....	198
7.10	Kolom pada pilar .....	203
7.11	Balok poer arah melintang pada pilar .....	205

## BAB I

### PENDAHULUAN

#### 1.1. Latar Belakang

Propinsi Jawa Timur saat ini mengalami perkembangan yang cukup pesat dibidang ekonomi dan industri. Perkembangan tersebut berdampak pada mobilitas manusia dan barang secara keseluruhan. Untuk menunjang mobilitas dalam rangka pengembangan potensi ekonomi dan sosial wilayah selatan Jawa Timur dibutuhkan prasarana penghubung yang memadai.

Untuk mengantisipasi hal tersebut, Departemen Pekerjaan Umum Bina Marga daerah propinsi tingkat I Jawa Timur telah melaksanakan proyek pembangunan jalan dan jembatan. Dalam paket proyek tersebut diantaranya adalah pembangunan jembatan Malangsari di kabupaten Banyuwangi. Secara umum pembangunan jembatan Malangsari ini memberikan aksebilitas pemanfaatan potensi secara optimal dalam upaya pengembangan wilayah serta menunjang sektor-sektor lain seperti sumber daya alam dan pariwisata.

Jembatan Malangsari ini berada pada Ruas Kendeng Lembu – Batas Jember STA. 20+900 Glenmore dengan panjang 100,50 m dan lebar 9,00 m (2 lajur kendaraan). Struktur utama berupa girder yang terdiri dari 3 bentang dengan panjang masing-masing 25,00 m + 50,50 m + 25,00 m (statis tertentu). Bangunan bawah terdiri dari 2 abutment dengan pondasi tiang pancang dan 2 pilar dengan pondasi telapak.

Dengan pertimbangan sebagai alternatif perencanaan dan penerapan disiplin ilmu, maka pada penyusunan tugas akhir ini kami mencoba merencanakan jembatan Malangsari dengan beberapa modifikasi. Modifikasi pada struktur jembatan antara lain, untuk bangunan atas direncanakan dengan beton pratekan balok tipe T yang terdiri dari 3 bentang dengan panjang 33,50 m + 33,50 m + 33,50 m (statis tak tentu), ditopang diatas 2 abutment dan 2 pilar. Sedangkan untuk pondasi direncanakan dengan tiang

pancang. Teknologi beton pratekan dipilih karena sangat sesuai untuk konstruksi jembatan bentang panjang, serta mampu memberikan ketahanan pada struktur dengan mengkombinasikan penggunaan kawat baja dan beton mutu tinggi.

## 1.2. Rumusan Permasalahan

Dari uraian latar belakang tersebut diatas, maka untuk modifikasi struktur jembatan Malangsari permasalahan yang ditinjau antara lain :

1. Bagaimana merencanakan struktur bangunan atas jembatan dengan beton pratekan bentang menerus (statis tak tentu) ?
2. Bagaimana merencanakan balok tipe T serta penempatan tendon yang tepat pada beton pratekan ?
3. Bagaimana merencanakan bangunan sekunder jembatan dan perletakan ?
4. Bagaimana merencanakan struktur bangunan bawah jembatan dan pondasi tiang pancang sesuai dengan data penyelidikan tanah yang tersedia ?
5. Bagaimana mengaplikasikan hasil-hasil perhitungan dalam bentuk gambar ?

## 1.3. Tujuan

Adapun tujuan penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Merencanakan struktur bangunan atas jembatan dengan beton pratekan bentang menerus (statis tak tentu).
2. Mendesain penampang balok tipe T dan penempatan tendon yang efektif agar memenuhi tegangan yang diizinkan.
3. Merencanakan bangunan sekunder jembatan dan perletakan
4. Merencanakan struktur bangunan bawah dan pondasi tiang pancang.
5. Mengaplikasikan hasil-hasil perhitungan dalam bentuk gambar.

#### **1.4. Batasan Masalah**

Dalam penyusunan tugas akhir ini membahas perencanaan jembatan yang meliputi :

1. Perhitungan struktur dititik beratkan pada perencanaan dimensi beserta kontrolnya dan diaplikasikan dalam bentuk gambar.
2. Perencanaan struktur bangunan atas dan bawah jembatan serta pondasi tiang pancang.
3. Perencanaan bangunan sekunder jembatan dan perlakuan.
4. Tidak merencanakan jalan pendekat (alinyemen horisontal, vertikal dan perkerasan jalan).
5. Tidak merencanakan bangunan pelengkap jembatan.
6. Tidak memperhatikan segi arsitektur.
7. Tidak menghitung rencana anggaran biaya .
8. Metode pelaksanaan dibahas hanya secara umum.

## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1. Pemilihan Struktur Jembatan

Dalam merencanakan jembatan harus memperhatikan beberapa aspek penting, yaitu :

- aspek struktural/ kekuatan struktur
- aspek lalu-lintas
- aspek teknis
- aspek estetika
- aspek ekonomis

Menurut Antonie E. Namun dalam bukunya Prestressed Concrete Analysis and Design, menyebutkan beberapa keuntungan dari jembatan sistem beton pratekan yaitu :

- Pemeliharaan yang minimum (*minimum maintenance*).
- Mempunyai ketahanan yang tinggi (*increased durability*).
- Mempunyai nilai estetika yang baik (*good esthetics*).

Menurut Krishna Raju (1989) dalam bukunya Beton Prategang, menyebutkan kontinuitas pada konstruksi beton prategang (statis tak tentu) menguntungkan dalam banyak hal yaitu :

- Reduksi ukuran batang menghasilkan struktur lebih ringan.
- Kontinuitas batang pada struktur rangka mengarah ke stabilitas yang meningkat.
- Lendutannya kecil bila dibandingkan dengan bentang tumpuan sederhana.
- Momen lentur lebih terbagi sama antara tengah bentang dan tumpuan.
- Pada gelagar pasca tarik menerus, kabel-kabel yang melengkung dapat ditempatkan secara baik untuk menahan momen bentang dan tumpuan.
- Gelagar kontinyu dibentuk oleh konstruksi secara bagian-bagian dengan memakai unit-unit pracetak yang disambung dengan kabel-kabel pratekan.

## 2.2. Pemilihan Tipe Gelagar

Pemilihan gelagar tipe I – tidak simetris menurut T.Y Lin (1993) dalam bukunya Desain Struktur Beton Prategang, sebagai berikut :

- Jika perbandingan  $M_G / M_T$  cukup besar, ada sedikit bahaya flens tertegang berlebihan disaat peralihan dan beton pada flens bawah akan turut mengecil. Hal ini mengakibatkan penampang-I tidak simetris dapat dianggap sebagai penampang berbentuk T.
- Penampang-I tidak simetris seringkali lebih ekonomis karena beton dikonsentrasi pada flens atas, dimana lebih efektif untuk mensuplai gaya tekan.

## 2.3. Desain Penampang

Dalam melakukan estimasi terhadap tinggi penampang beton prategang, suatu aturan aproksimasi adalah menggunakan 70 % dari tinggi penampang beton bertulang konvensional. Desain pendahuluan yang lebih tepat dapat dilakukan bilamana momen gelagar  $M_G$  diketahui selain dari momen total  $M_T$ , yaitu :

- Bila  $M_G$  jauh lebih besar dari 20 – 30 %  $M_T$ , maka kondisi awal akibat  $M_G$  umumnya tidak akan menentukan desain, dan desain pendahuluan dibuat hanya dengan memperhatikan  $M_T$ .
- Bila  $M_G$  relatif kecil terhadap  $M_T$ , maka c.g.s. tidak dapat ditempatkan terlalu jauh dari titik *kern* (inti), dan desain ditentukan oleh  $M_L = M_T - M_G$ . Dalam hal ini, lengan momen penahan untuk  $M_L$  diperkirakan sebesar  $kt + kb$ , yang rata-rata sekitar 0,50 h.

(T.Y. Lin, 1993 halaman 169)

## 2.4. Penentuan Gaya Prategang Awal

Dalam perencanaan balok pratekan, peninjauan pembebanan tidak cukup hanya melihat besar beban luar, baik yang berupa beban mati ataupun beban hidup yang bekerja, tetapi perlu diperhatikan juga kombinasi antara beban luar dan beban pratekan yang diterima beton. Keadaan balok pratekan yang

paling kritis pada umumnya terjadi pada dua kondisi pembebahan, yaitu pembebahan awal (*initial loading*) dan pembebahan akhir (*final loading*).

Kondisi pembebahan awal adalah kondisi pembebahan pada saat gaya pratekan ditransfer pada beton. Beban yang bekerja hanya berupa beban mati yaitu berat sendiri beton pratekan dan pelat saja karena beban hidup belum bekerja. Kondisi ini akan memberikan momen minimum. Pada saat ini gaya pratekan adalah maksimum dan kekuatan beton adalah minimum karena kekuatan beton belum penuh. Kondisi pembebahan akhir adalah kondisi dimana beban luar yaitu beban mati dan beban hidup sudah sepenuhnya bekerja dan kehilangan gaya pratekan sudah terjadi. Pada saat ini beban luar adalah maksimum yaitu memberikan  $M_{\text{maks}}$  dan gaya pratekan adalah minimum.

Untuk mendapatkan besarnya gaya pratekan yang diperlukan, dilakukan dahulu analisa struktur untuk mengetahui besarnya  $M_{\text{maks}}$  dan  $M_{\text{min}}$ . Karena masing-masing kondisi tersebut diatas mempunyai dua syarat batas yaitu tegangan pada serat atas dan tegangan pada serat bawah, maka besarnya gaya pratekan awal dan eksentrisitasnya yang diberikan adalah sedemikian sehingga baik pada kondisi pembebahan awal maupun kondisi pembebahan akhir, tegangan yang terjadi memenuhi tegangan ijin.

## 2.5. Penempatan Tendon

Setelah gaya prategang dihitung, jumlah dan ukuran tendon yang akan dipakai menurut Ir. Winarni Hadipratomo dalam bukunya "Struktur Beton Prategang Teori dan Prinsip Desain" halaman 171, menyebutkan bahwa tidak ada metode yang tepat untuk memilih ukuran tendon karena :

- Bila diambil terlalu sedikit tendon, maka kontruksi gaya-gaya pada ujung balok akan sangat besar, ini akan mengakibatkan harus diadakannya penulangan yang sangat besar pada *end*

blok untuk menahan gaya-gaya setempat. Juga kebebasan untuk memilih profil kabel dan defleksinya menjadi berkurang., bila ada tendon yang rusak akan terjadi pengurangan gaya prategang keseluruhan yang cukup besar.

- Bila diambil terlalu banyak tendon, maka jumlah angker pada ujung balok akan sangat banyak. Pengaturan group dari tendon dan pengadaan ruang antara pengecoran beton juga sulit.

## 2.6. Kehilangan Gaya Prategang

Gaya prategang awal yang bekerja pada beton akan mengalami proses pengurangan gaya secara kontinyu pada suatu waktu tertentu. Hal ini berarti bahwa gaya prategang yang digunakan pada perhitungan tegangan tidak akan konstan terhadap waktu. Berkurangnya gaya prategang ini dapat berakibat berkurangnya tegangan beton dan juga regangan baja, sehingga secara tidak langsung kemampuan balok prategang juga menurun.

Untuk memperkirakan besarnya kehilangan gaya prategang secara tepat, adalah suatu hal yang sulit karena banyak faktor yang berpengaruh seperti :

- Sifat dua karakter antara beton dan baja
- Curing dan kondisi kelembaban.
- Prosentase tegangan pada waktu penegangannya.
- Proses stressing.

Secara fungsi waktu kehilangan gaya prategang dapat dibagi menjadi 2 yaitu :

1. Kehilangan gaya prategang langsung.
  - a) Akibat perpendekan elastis (*elastic shortening*).
  - b) Akibat gesekan (*friction*) dan *wobble effect*.
  - c) Akibat slip pada angker (*anchorage set*).
2. Kehilangan gaya prategang tak langsung.
  - a) Akibat creep.
  - b) Akibat susut (*shringkage*).
  - c) Akibat relaksasi baja (*steel relaxation*).

Penentuan besarnya kehilangan gaya prategang secara eksak, khususnya kehilangan gaya prategang yang tergantung waktu, tidak dapat dilakukan. Hal ini disebabkan karena adanya ketergantungan pada sejumlah besar faktor-faktor yang berpengaruh. Pada tugas akhir ini untuk memperhitungkan kehilangan gaya prategang dipakai referensi dari SNI 03 -2847 - 2002 Pasal 20.6, rekomendasi komisi PCI (1975) dan rekomendasi dari komisi A C I - A S C E (1979)

## 2.7. Distribusi Tegangan

Berdasarkan konsep sistem prategang untuk mengubah beton menjadi bahan elastis, tidak ada tegangan tarik pada beton sehingga beton tidak mengalami retak dan beton bukan bahan yang getas lagi, tapi berubah menjadi bahan yang elastis. Beton divisualisasikan sebagai benda yang mengalami dua pembebahan; gaya internal prategang dan beban eksternal, dengan tegangan tarik akibat gaya eksternal dilawan oleh tegangan tekan akibat gaya prategang.

Akibat gaya prategang  $F$ , menimbulkan tegangan tekan merata pada penampang luas  $A$  sebesar :

$$f = \frac{F}{A}$$

Adanya momen eksternal  $M$  pada penampang akibat beban dan berat sendiri balok, maka tegangan pada setiap titik sepanjang penampang ;

$$f = \frac{My}{I}$$

dimana :  $y$  = jarak dari sumbu yang melalui titik berat

$I$  = momen inersia.

Akibat gaya prategang eksentris, beton dibebani oleh momen dan beban langsung. Jika momen yang dihasilkan oleh sistem prategang adalah  $F e_{eo} y$ , maka tegangan akibat momen ini adalah :

$$f = \frac{Fe_{eo}y}{I}$$

Maka distribusi tegangan yang dihasilkan adalah ;

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{Fe_{oo}y}{I} \pm \frac{My}{I}$$

## 2.8. Momen Batas dan Momen Retak

### 2.8.1. Momen Batas

Struktur disyaratkan memiliki kapasitas minimum memikul beban yang lebih besar, sehingga perlu ditentukan kekuatan batasnya (*ultimate strength*). Kekuatan batas dari sebuah struktur didefinisikan sebagai beban maksimum yang masih dapat dipikul oleh struktur sebelum mengalami keruntuhan total. Kekuatan yang disyaratkan dari beban berfaktor tidak boleh lebih dari kekuatan rencananya. Kekuatan rencana desain komponen struktur adalah faktor reduksi  $\phi$  dikalikan estimasi terbaik dari komponen kekuatan struktur (kekuatan nominal).

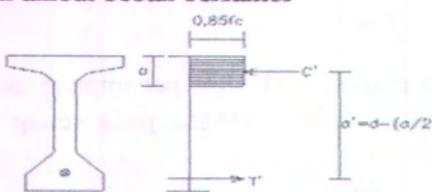
$$Mu \leq \phi Mn$$

dimana :

$Mn$  = Momen penahan batas (momen nominal)

$\phi$  = faktor reduksi = 0,8

$Mu$  = Momen akibat beban berfaktor



Gambar 2.1 Diagram Regangan Penampang T

Perhitungan momen penahan batas dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan-persamaan berikut :

$$C' = T'$$

$$T' = Aps \cdot fps$$

$$C' = 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a$$

$$a = \frac{Aps \cdot fps}{0,85 \cdot fc' \cdot b}$$

$$\begin{aligned}M_n &= T' \cdot a' \\&= A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot (d - a/2)\end{aligned}$$

dimana :

$T'$  = gaya tarik batas pada baja

$C'$  = gaya tekan batas pada beton

$a'$  = lengan momen antara  $T'$  dan  $C'$

Nilai untuk tegangan baja ( $f_{ps}$ ) pada kapasitas momen batas balok adalah :

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - 0,5 \cdot \rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f_{c'}} \right)$$

dimana :

$$\rho_p = \text{rasio tulangan prategang} = \frac{A_{ps}}{b \cdot d}$$

$f_{pu}$  = kekuatan batas baja prategang

$A_{ps}$  = luas baja prategang

### 2.8.2. Momen Retak

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retak-retak rambut pertama pada balok beton prategang dan mulai terjadi saat tegangan tarik pada serat terluar beton mencapai modulus keruntuhannya.

Momen perlawanan yang diberikan oleh gaya prategang efektif adalah :

$$M_1 = F_{eff} (e + ka)$$

Penambahan momen yang ditahan oleh beton sampai modulus keruntuhannya adalah :

$$M_2 = f_r \cdot W_b$$

Sehingga momen total saat retak diberikan oleh :

$$\begin{aligned}M_{cr} &= M_1 + M_2 \\&= F_{eff} (e + ka) + f_r \cdot W_b\end{aligned}$$

dimana :

$M_{cr}$  = momen retak

$f_r$  = modulus keruntuhannya

$$= 0,7 \sqrt{f_{c'}}$$

## 2.9. Lendutan

Kenyataannya pada balok beton prategang terjadi pula lawan lendutan atau lendutan keatas (*camber*) yang dapat mengurangi lendutan sebenarnya pada saat beban bekerja. Namun pada saat beban mulai bekerja akan terjadi pengaruh rangkak yang bersifat cenderung menambah besar lendutan. Selama 45 hari pengaruh rangkak terjadi sekitar 40 %, hal ini sama halnya mereduksi harga modulus elastis sebesar 1,8 ( $E_c' = E_c/1,8$ ) dan dalam pembebanan yang lama dan tetap pengaruh rangkak dapat terjadi sampai 100 % (menurut PPTJ BMS 1992 lendutan ini disebut lendutan jangka panjang).

## 2.10. Gaya Membelah

Setelah gaya prategang dilakukan akan timbul tegangan tekan pada suatu penampang beton, beton akan menerima tegangan tekan yang sangat besar dibelakang/dibagian ujung tempat pemasangan jangkar (end blok), namun pada segmen tertentu di daerah jangkar terjadi tegangan tarik, dan daerah ini disebut dengan *bursting zone* yang dapat membela beton pada daerah ujung dan gaya tersebut disebut gaya membelah. Gaya membelah terjadi pada blok ujung pratekan, dimana pada seluruh panjang balok ujung gaya pratekan yang ada dialihkan dari luas yang kurang lebih terpusat dan didistribusikan melalui seluruh penampang beton.

## 2.11. Gaya Geser

Menurut T.Y. Lin dalam bukunya Desain Struktur Beton Prategang dalam desain kekuatan geser prosedurnya adalah analisis untuk menentukan kekuatan geser beton ( $V_c$ ) yang dibandingkan terhadap tegangan geser batas pada penampang. Ada dua jenis kehancuran akibat geseran yang penting, yaitu :

1. Retak dari badan akibat tarikan utama yang tinggi ( $V_{cw}$ )
2. Retak akibat lentur yang mula-mula vertikal dan sedikit demi sedikit berkembang menjadi retak miring akibat geseran ( $V_{ci}$ ).

Karena kekuatan geser mungkin ditentukan oleh kedua jenis mekanisme diatas, maka keduanya harus ditinjau. Yang satu menghasilkan kekuatan geser yang lebih kecil pada penampang. Sengkang akan dirancang untuk perbedaan  $(V_n - V_c)$ , dimana  $V_c$  adalah nilai yang lebih kecil antara  $V_{cw}$  dan  $V_{ci}$ .

Persamaan yang digunakan dalam perhitungan tulangan geser sebagai berikut :

- Kuat geser  $V_{cw}$  harus dihitung dari

$$V_{cw} = (0,3 (\sqrt{f'_c} + fpc)) \cdot bw \cdot d + V_p$$

dimana :

$V_p$  = gaya geser akibat tekanan tendon

$fpc$  = tegangan akibat gaya pratekan

$$= \frac{F_{eff}}{A_c}$$

- Kuat geser  $V_{ci}$  harus dihitung dari

$$V_{ci} = (\sqrt{f'_c} / 20) \cdot bw \cdot d + V_d + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

dimana:

$V_d$  = gaya geser akibat berat sendiri

$V_i$  = gaya geser akibat beban hidup

$M_{cr}$  = momen retak

$$= \frac{l}{yt} \cdot (0,5 \sqrt{f'_c} + fpe - fd)$$

$fpe$  = tegangan pada beton tepat pada saat akan terjadi tarik

$$= \frac{Fe_{eff}}{A} + \frac{Fe_{eff} \cdot e}{wb}$$

$fd$  = tegangan yang diakibatkan oleh momen berat sendiri

$$= \frac{M_G}{wb}$$

Sedangkan persamaan untuk desain sengkang dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

dimana :

$S$  = jarak sengkang

$V_n$  = gaya geser eksternal batas desain pada penampang akibat beban berfaktor

$V_c$  = gaya geser pada keadaan batas yang dipikul oleh beton pada *fleks* tertekan (nilai terkecil antara  $V_{cw}$  dan  $V_{ci}$ )

$A_v$  = luas tiap sengkang

$d$  = tinggi efektif penampang

## 2.12. Geser Horisontal (Interface Shear)

Keberhasilan dari aksi komposit antara elemen precast dengan dengan elemen cor insitu tergantung pada perlawanan geser permukaan antara elemen *precast* dengan beton cor insitu. Apabila kemampuan geser horisontal kurang dari gaya horisontal yang bekerja, maka elemen cor insitu akan bergeser dan seolah-olah ada dua elemen yang digunakan (tidak terjadi aksi komposit).

Tegangan geser horisontal pada elemen komposit yang diakibatkan oleh lentur tergantung pada besar gaya geser vertikal yang bekerja dirumuskan sebagai berikut :

$$\nu = \frac{\Delta V Q}{I b}$$

dimana :

$\nu$  = gaya geser horisontal

$\Delta V$  = gaya geser yang bekerja pada penampang komposit

$Q$  = momen statis dari luas penampang bagian yang dicor ditempat terhadap sumbu yang melalui titik berat penampang komposit

$I$  = momen inersia penampang komposit

b = lebar bidang kontak

$$s = \frac{\phi A_v f_y N}{b v}$$

dimana :

S = jarak *shear connector*

Av = luas penampang tulangan *connector*

Fy = tegangan leleh *connector*

N = jumlah *shear connector*

Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan, Bridge Management System, 1992 pasal 7.6.8.3 ayat 7-10 halaman 7-99 memberikan persyaratan dalam perencanaan *shear connector* (penghubung geser) sebagai berikut :

Jarak memanjang antara penghubung geser tidak boleh lebih besar dari

- a. 600 mm
- b. 2 x ts
- c. 4 x tinggi *shear connector* rencana

## 2.13 Bangunan Bawah

### 2.13.1 Kepala Jembatan /Abutment

Kepala jembatan /*abutment* adalah bagian dari struktur bangunan bawah yang meneruskan beban dari perletakan ke pondasi.. Abutment ini terletak pada masing-masing pangkal jembatan/ tepi lintasan untuk menjamin stabilitas approach. Bentuk dan desain abutment ada bermacam-macam sesuai tinggi pemakaian dilapangan.

### 2.13.2. Pilar /Pier

Pilar juga merupakan bagian dari struktur bangunan bawah yang meneruskan beban dari perletakan ke pondasi dan terletak ditengah lintasan. Bentuk pilar ini bervariasi sesuai penempatannya, untuk itu sebaiknya dipilih desain yang tidak menghambat aliran sungai. Pada sungai yang arusnya deras,

bentuk pilar harus didesain sedemikian rupa agar dapat membelokkan aliran sehingga stabilitasnya terjamin.

Table 2.1 Konstanta untuk berbagai bentuk pilar.

Bentuk bagian ujung pilar searah dengan aliran air	Konstanta
	0.07
	0.04
	0.02
	

## BAB III

# METODOLOGI

### 3.1. Metode Analisis

Secara umum filosofi perencanaan struktur jembatan Malangsari Kabupaten Banyuwangi menggunakan keadaan batas ultimate dengan pembebanan berdasarkan PPTJ BMS 1992. Analisa balok beton pratekan statis tak tentu memakai metode kekuatan batas dan metode elastis. Metode kekuatan batas didasarkan pada kekuatan penampang dalam memikul beban, sedangkan metode elastis didasarkan pada tegangan tarik, retak, rangkak, dan lendutan. Menurut *T.Y. Lin* desain dengan metode elastis saja tidak menghasilkan struktur yang aman terhadap pembebanan berlebih, sementara itu desain dengan kekuatan batas saja tidak menjamin terhadap tegangan yang berlebihan pada beban kerja. Sehingga metode apapun yang dipakai, metode lain harus dipakai untuk pemeriksaan kembali. Dengan menggunakan dua metode tersebut diharapkan struktur aman terhadap pembebanan berlebih (*overload*) yang dapat menyebabkan keruntuhan serta aman terhadap penegangan berlebih (*overstressing*) yang dapat menimbulkan retak, rangkak dan pengaruh kelelahan.

### 3.2. Data-Data Perencanaan

#### 3.2.1. Spesifikasi Jembatan

Data-data teknis pada modifikasi struktur jembatan Malangsari adalah sebagai berikut :

Panjang total jembatan : 100,50 m (33,50 m + 33,50 m + 33,50 m)

Lebar jembatan	: 9,00 m
Lantai kendaraan	: 7 m (2 lajur @ 3,50 m)
Lebar trotoar	: 2 × 1 m
Gelagar utama	: Beton pratekan tipe T statis tak tentu

### 3.2.2. Data Teknis Bahan

Spesifikasi bahan-bahan yang dipakai untuk perencanaan jembatan Malangsari, yaitu :

#### 1. Sandaran

- Tiang Sandaran : beton bertulang dan pipa baja
- Mutu bahan :
  - beton  $f_c' = 25 \text{ MPa}$
  - baja tulangan  $f_y = 240 \text{ MPa}$
  - pipa galvanis iron  $\varnothing 76.3 \text{ mm}$   $f_y = 370 \text{ MPa}$

#### 2. Trotoar dan kerb

- Mutu bahan :
  - beton  $f_c' = 25 \text{ MPa}$
  - baja tulangan  $f_y = 240 \text{ MPa}$

#### 3. Pelat lantai kendaraan

Terdiri dari :

- Perkerasan jalan (laston)
- Pelat lantai beton pracetak dan cor ditempat dengan mutu bahan :
  - Beton  $f_c' = 30 \text{ MPa}$
  - Baja tulangan  $f_y = 400 \text{ MPa}$

#### 4. Gelagar Utama

Mutu bahan :

- beton  $f_c' = 45 \text{ MPa}$
- tulangan baja  $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- kabel pratekan (*strand*) grade 270  $\varnothing 0.6"$ , kuat tarik ultmate (UTS) = 1860 MPa

#### 5. Gelagar melintang/diafragma

- Mutu bahan :
- beton  $f_c' = 35 \text{ MPa}$
  - baja tulangan  $f_y = 400 \text{ MPa}$

#### 6. Perletakan

- Bahan : karet (elastomer bearing pad)

#### 7. Abutment dan pilar

- Mutu bahan :
- beton  $f_c' = 30 \text{ MPa}$
  - tulangan baja  $f_y = 400 \text{ Mpa}$

### 3.2.3. Tegangan Yang Diizinkan

#### 3.2.3.1. Tegangan Izin Beton Untuk Komponen Struktur Lentur

Berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 20.4 tegangan beton sesaat sesudah penyaluran gaya pratekan (sebelum terjadinya kehilangan tegangan sebagai fungsi waktu), tidak boleh melampaui nilai berikut :

Beton pratekan  $f_c' = 45 \text{ MPa}$

Penarikan pada beton umur 21 hari,  $f_{ci} = 95\% \times f_c'$

$$= 0,95 \times 45 = 42,75 \text{ MPa}$$

➢ Tegangan serat tekan terluar

$$\sigma_{ci} = 0,6 f_{ci} = 0,6 \times 42,75 = 25,65 \text{ MPa}$$

➢ Tegangan serat tarik terluar

$$\sigma_{ct} = 0,25 \sqrt{f_{ci}} = 0,25 \times \sqrt{42,75} = 1,635 \text{ MPa}$$

Tegangan beton pada kondisi layan (sesudah memperhitungkan semua kehilangan pratekan yang mungkin terjadi), tidak boleh melampaui nilai berikut :

➢ Tegangan serat tekan terluar akibat pengaruh pratekan, beban mati dan beban hidup tetap

$$\sigma_{cs} = 0,45 f_c' = 0,45 \times 45 = 20,25 \text{ MPa}$$

➢ Tegangan serat tarik terluar dalam daerah tarik yang pada awalnya mengalami tekan

$$\sigma_{ts} = 0,5 \sqrt{f_c'} = 0,5 \times \sqrt{45} = 3,354 \text{ Mpa}$$

#### 3.2.3.2. Tegangan Izin Tendon Pratekan

Berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 20.5 tegangan tarik pada tendon pratekan tidak boleh melampaui nilai berikut :

- Kabel prategang (strand) grade 70 :

- Tegangan putus kabel  $f_{pu} = 1.860 \text{ MPa}$
- Modulus elastisitas  $E_s = 200.000 \text{ MPa}$



- Tegangan leleh kabel  $f_{py} = 0,9 \text{ fpu}$   
 $= 0,9 \times 1.860 = 1.674 \text{ MPa}$
- Akibat gaya pengangkuran tendon, tegangan ijin kabel (jacking)  $= 0,94 \text{ fpy} = 0,94 \times 1.674 = 1.573,56 \text{ MPa}$   
 Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan, segera setelah penyaluran gaya  $= 0,7 \text{ fpu} = 0,7 \times 1.860 = 1.302 \text{ MPa}$

### 3.2.4 Data Tanah

Untuk perencanaan pondasi tiang pancang digunakan data SPT dalam menentukan letak tanah keras dan kedalaman pondasi. Penyelidikan tanah yang dilakukan pada lokasi rencana jembatan terdiri dari 4 titik pemboran, masing-masing kedalaman -20,00 m dengan hasil sebagai berikut :

1. Titik B1, pemboran dimulai pada elevasi 0,00 m (tanah setempat) terdiri dari lempung kelanauan, lanau kelempungan, lanau kelempungan sedikit batu serta batu dengan nilai SPT bervariasi mulai  $N = 4$  sampai  $N = 68$ . Kedalaman pondasi direncanakan pada elevasi -12,00 m dengan  $N = 54$  (pada elevasi -11,50 m menemui lapisan batu).
2. Titik B2, pemboran dimulai pada elevasi 0,00 m (tanah setempat) terdiri dari lempung kelanauan, lanau kelempungan, lanau kelempungan sedikit batu serta batu dengan nilai SPT bervariasi mulai  $N = 3$  sampai  $N = 70$ . Kedalaman pondasi direncanakan pada elevasi -13,00 m dengan  $N = 54$  (pada elevasi -12,00 m menemui lapisan batu).
3. Titik B3, pemboran dimulai pada elevasi 0,00 m (tanah setempat) terdiri dari lempung kelanauan sedikit batu kerikil, lanau kelempungan, pasir kasar sedikit lanau + batu kerikil, pasir kasar sedikit lanau + batu dengan nilai SPT bervariasi mulai  $N = 5$  sampai  $N = 67$ . Kedalaman pondasi direncanakan pada elevasi -17,00 m dengan  $N = 62$  (pada elevasi -16,00 m mulai menemui lapisan batu).
4. Titik B4, pemboran dimulai pada elevasi 0,00 m (tanah setempat) terdiri dari lempung kelanauan, lanau kelempungan

sedikit pasir halus, pasir kasar sedikit lanau + batu kerikil, serta batu dengan nilai SPT bervariasi mulai  $N = 4$  sampai  $N = 69$ . Kedalaman pondasi direncanakan pada elevasi -16,00 m dengan  $N = 64$  (pada elevasi -15,00 m menemui lapisan batu).

### **3.3. Peraturan - Peraturan Yang Dipakai**

Peraturan – peraturan yang dipakai untuk perencanaan jembatan Malangsari, yaitu :

1. Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (Bridge Management System), Departemen Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Bina Marga, 1992.
2. Peraturan Pembebaran Jembatan Jalan Raya, Departemen Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Bina Marga, 1986
3. SNI : 03 -2847-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung

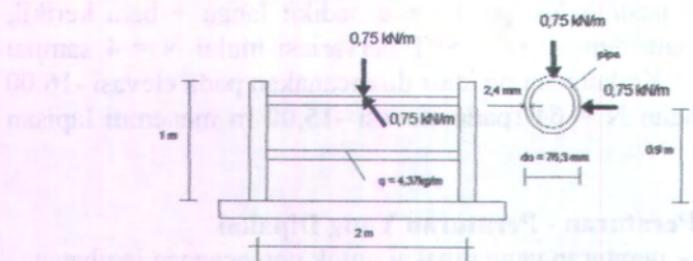
### **3.4. Perencanaan Struktur Sekunder**

#### **3.4.1 Perencanaan Pipa Sandaran**

Perencanaan pipa sandaran ini dihitung berdasarkan PPTJ BMS 1992, pasal 2.9.5 halaman 2-69, bahwa sandaran untuk pejalan kaki direncanakan untuk dua pembebaran rencana daya layan yaitu  $w^* = 0,75 \text{ kN/m}$ . Beban- beban ini bekerja secara bersamaan dalam arah menyilang dan vertikal pada masing-masing sandaran dengan ketinggian 90 cm dari lantai totoar, untuk sandaran tidak ada faktor ultimate.

##### **3.4.1.1 Data Perencanaan Pipa Sandaran**

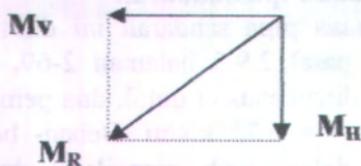
- Jarak antar tiang sandaran ( $L$ ) = 2,00 m
- Pipa galvalis 76,3 mm, tebal 2,4 mm, berat pipa  $q = 4,37 \text{ kg/m}$ ,  $wx = zx = 9,98 \text{ cm}^3$  serta tegangan leleh baja  $f_y = 370 \text{ MPa}$  (Tabel profil Ir. Gunawan, halaman 68).
- Mutu beton  $f'_c = 25 \text{ MPa}$       baja tulangan  $f_y = 240 \text{ Mpa}$



Gambar 3.1 Gaya yang bekerja pada pipa sandaran

### 3.4.1.2 Gaya Yang Bekerja Pada Pipa Sandaran

1. Gaya vertikal = 0,75 kN/m
2. Gaya horisontal = 0,75 kN/m
3. Berat sendiri pipa sandaran =  $1,1 \times 0,0437 = 0,0481$  kN/m
4. Momen yang terjadi pada pipa sandaran
  - $M_v = M$  berat sendiri +  $M$  gaya vertikal
  - $M_h = M$  gaya horisontal
5.  $M$  kombinasi (resultan) =  $\sqrt{M_v^2 + M_h^2}$



Gambar 3.2 Arah momen resultan

### 3.4.1.3 Cek Kekuatan Profil Pipa Sandaran

$$\lambda_s = \frac{d_o}{t} \sqrt{\frac{f_y}{250}} \leq \lambda_{ep}$$

Persamaan diatas digunakan untuk mengecek batas kelangsungan dari profil apakah termasuk penampang kompak, penampang yang tidak kompak atau penampang langsing. Syarat  $\lambda_s \leq \lambda_{ep}$  untuk penampang kompak sesuai PPTJ BMS 1992, pasal 7.5.3.2 halaman 7-46 dimana penampang kompak adalah

penampang yang tidak mengalami tekuk setempat dan mampu mengembangkan kekuatan plastis penuh, sehingga berlaku persamaan :

$$Ms = fab \cdot Ze \quad (\text{PPTJ BMS 1992, hal. 7-44})$$

$$fab = 0,55 \cdot fy$$

$$Ze = 1,5 \cdot Zx$$

$$Mr \leq \left[ 1 + \frac{ras}{100} \right] Ms^* \quad (\text{PPTJ BMS 1992, ps. 7.5.2.3 hal. 7-45})$$

Dimana :

$\lambda_s$  = batas kelangsingan

$d_o$  = tebal penampang pipa (mm)

$f_y$  = tegangan leleh baja (MPa)

$\lambda_{ep}$  = batas kelangsingan penampang bulat berongga = 50  
(PPTJ BMS, 1992 Tabel 7.3 halaman 7-47)

$Ms^*$  = momen rencana (Nmm)

$fab$  = tegangan lentur ijin =  $0,55 f_y$  (MPa)

$Z$  = modulus elastis ( $\text{mm}^3$ )

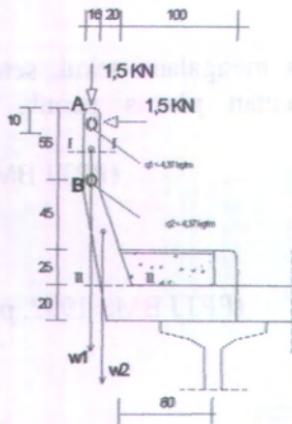
$Ze$  =  $1,5 \cdot Z$  ( $\text{mm}^3$ )

$Mr$  = momen resutuan yang terjadi pada pipa (Nmm)

$ras$  = tegangan berlebihan yang diijinkan = 25 % (PPTJ BMS, 1992 Pasal 2.7.4)

### 3.4.2. Perencanaan Tiang Sandaran

Berdasarkan PPTJ BMS 1992 pasal 2.9.5, tiang sandaran direncanakan untuk beban daya layan lajur rencana, yaitu :  $P = w^* L$  dimana  $L$  = bentang palang antara tiang dalam m, hanya dari bagian atas sandaran. Sehingga  $P = 0,75 \times 2,00 = 1,50$  kN yang bekerja secara bersamaan dalam arah menyilang dan vertikal. Penampang dan gaya yang bekerja pada tiang sandaran seperti ditunjukkan gambar 3.3.



Gambar 3.3 Penampang dan gaya pada tiang sandaran

### 3.4.2.1 Beban Yang Bekerja Pada Tiang Sandaran

Beban yang bekerja pada tiang sandaran terdiri dari beban mati (berat sendiri) tiang sandaran dan beban hidup yang semuanya direncanakan berdasarkan daya layan.

#### a. Beban mati / berat sendiri

- $w_1 (A-B) = 1,3 \times (0,10 \times 0,16 \times 0,55) \times 24 = 0,274 \text{ kN}$
  - $w_2 (B-C) = 1,3 \times [\frac{1}{2} \times (0,16 + 0,22) \times 0,70 \times 0,10] \times 24 = 0,415 \text{ kN}$
  - $q_1 (\text{atas}) = 1,1 \times 0,0437 \times 2 = 0,096 \text{ kN}$
  - $q_1 (\text{bawah}) = 1,1 \times 0,0437 \times 2,00 = 0,096 \text{ kN}$
- R total =  $0,881 \text{ kN}$

$$\text{Jarak } w_1-C \ (d_1) = (0,16/2) + (0,22/2) = 0,19 \text{ m}$$

$$\text{Jarak } w_2-C \ (d_2) = (0,22/2) = 0,11 \text{ m}$$

$$\text{Jarak } q_1 \text{ dan } q_2 - C \ (d_3) = (0,16/2) + (0,22/2) = 0,19 \text{ m}$$

Menentukan jarak pusat momen ( $X_c$ )

$$X_c = \frac{(w_1 \cdot d_1) + (w_2 \cdot d_2) + [(q_1 + q_2) d_3]}{(w_1 + w_2 + q_1 + q_2)}$$

$$= \frac{(0,274 \times 0,19) + (0,415 \times 0,11) + ((0,096 + 0,096) \times 0,19)}{(0,274 + 0,415 + 0,096 + 0,096)}$$

$$= 0,152 \text{ m}$$

Keterangan :  $X_c$  pada potongan II-II tiang sandaran

b. Beban Hidup

Gaya vertikal  $P_v = 1,5 \text{ kN}$ , jarak kepusat momen  $X_c = 0,19 \text{ m}$

Gaya horizontal  $P_h = 1,5 \text{ kN}$ , jarak kepusat momen  $X_c = 1,15 \text{ m}$

### 3.4.2.2. Penulangan Tiang Sandaran

Dimensi tiang sandaran :

- Potongan I-I    $h = 160 \text{ mm}$     $b = 100 \text{ mm}$   
 $d = 160 - (20 + 8 + \frac{1}{2} \cdot 10) = 127 \text{ mm}$
- Potongan II-IIh    $= 220 \text{ mm}$     $b = 100 \text{ mm}$   
 $d = 220 - (20 + 8 + \frac{1}{2} \cdot 10) = 187 \text{ mm}$

Perumusan :

- $f'_c$  = kuat tekan beton (MPa)
- $f_{sy}$  = tegangan leleh baja (MPa)
- $k_{cr}$  = faktor reduksi beton cor ditempat = 0,75
- $M^*$  = momen yang terjadi (Nmm)

$$\rho = \frac{K_{cr} \cdot f_{sy} - \sqrt{(K_{cr} \cdot f_{sy})^2 - 2,4 \cdot K_{cr} \left( \frac{M^*}{b \cdot d^2} \right) \left( \frac{f_{sy}^2}{f'_c} \right)}}{1,2 \cdot K_{cr} \left( \frac{f_{sy}^2}{f'_c} \right)}$$

- $\rho_{\min} \geq 1,4/f_{sy}$
- $\rho_{\max} = 0,75 \rho_{balance}$
- $\rho_{balance} = \frac{0,85 f'_c}{f_{sy}} \gamma \frac{600}{600 + f_{sy}}$
- $\gamma = 0,85 - 0,007 (f'_c - 28)$  untuk  $0,65 \leq \gamma \leq 0,85$
- Kontrol Momen  $M^* \leq K_c^R M_U$

Konstruksi tiang sandaran diasumsikan sebagai perleyakan jepit bebas dimana perhitungan tulangan berdasarkan momen jepit pada potongan II-II dengan perumusan tersebut diatas.

### 3.4.2.3. Penulangan Geser Tiang Sandaran

Pada perencanaan beton struktural diperlukan tulangan geser (selain tulangan pokok) untuk menahan gaya geser

yang terjadi, karena gaya geser yang besar mampu menyebabkan keruntuhan struktur dengan diawali timbulnya retakan. Untuk itu dalam PPTJ BMS 1992 diperhitungkan adanya kekuatan geser, apakah gaya geser yang terjadi mampu ditahan oleh struktur atau tidak, sehingga hal ini perlu dikontrol sebelumnya. Cek apakah perlu atau tidak tulangan geser (untuk potongan I-I dan II-II), sebagai berikut :

$$V^* \leq K_{cr} \cdot V_{u\min} \quad (\text{PPTJ BMS 1992, ps.6.6.2.3 hal.6-59})$$

$$V_{u\min} = V_{uc} + 0,6 \cdot b \cdot d_o \quad (\text{PPTJ BMS 1992, ps. 6.6.2.3 hal.6-58})$$

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b \cdot d_o \left( \frac{A_{st} \cdot f_{c'}}{b \cdot d_o} \right)^{1/3}$$

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{d_o}{2000} \geq 1,1 \quad \beta_2 = 1 \quad \beta_3 = 1$$

Dimana :

$V_{uc}$  = kekuatan geser (kN)

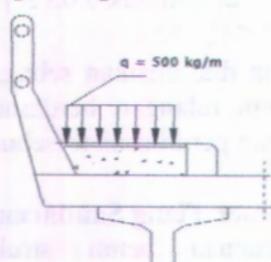
$b$  = lebar penampang (mm)

$d_o$  = tinggi efektif penampang (mm)

$A_{st}$  = luas tulangan perlu ( $\text{mm}^2$ )

### 3.4.3. Perencanaan Trotoar

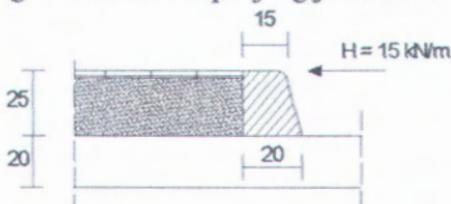
Berdasarkan PPTJ BMS 1992 pasal 2.3.9 halaman 2-32, bahwa semua elemen dari trotoar yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal  $5 \text{ kPa} = 500 \text{ kg/m}$ . Trotoar terdiri dari lapisan beton tanpa tulangan dengan penahan tepi berupa kerb.



Gambar 3.4 Pembebatan pada trotoar

### 3.4.4. Perencanaan Kerb

Beban hidup pada konstruksi kerb menurut PPTJ BMS 1992 pasal 2.9.1 halaman 2-67 diperhitungkan sebesar 15 kN/m pada bagian atas kerb sepanjang jembatan.



Gambar 3.5 Beban yang bekerja pada kerb

#### 3.4.4.1. Penulangan Kerb

Perumusan :

- $f'_c$  = kuat tekan beton (MPa)
- $f_{sy}$  = tegangan leleh baja (MPa)
- $k_{cr}$  = faktor reduksi beton cor ditempat = 0,75
- $M^*$  = momen yang terjadi (Nmm)

$$\rho = \frac{K_{cr} \cdot f_{sy} - \sqrt{(K_{cr} \cdot f_{sy})^2 - 2,4 \cdot K_{cr} \left( \frac{M^*}{b \cdot d^2} \right) \left( \frac{f_{sy}^2}{f'_c} \right)}}{1,2 \cdot K_{cr} \left( \frac{f_{sy}^2}{f'_c} \right)}$$

- $\rho_{min} \geq 1,4/f_{sy}$
- $\rho_{max} = 0,75 \rho_{balance}$
- $\rho_{balance} = \frac{0,85 f'_c}{f_{sy}} \gamma \frac{600}{600 + f_{sy}}$
- $\gamma = 0,85 - 0,007 (f'_c - 28)$  untuk  $0,65 \leq \gamma \leq 0,85$
- $A_{st} = \rho \times b \times d$
- Kontrol Momen  $M^* \leq K_c^R M_u$

### 3.4.5. Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan

Pelat lantai kendaraan direncanakan dengan menggunakan 2 macam pelat, yaitu pelat beton *precast* dan pelat beton *cast insitu*, yang bekerja secara komposit. Pelat beton *precast* berfungsi sebagai lantai kerja saat pelaksanaan dilapangan, sehingga setelah *over topping* dilakukan dapat terbentuk susunan komposit antara pelat beton *precast* dan pelat beton *cast insitu*. Sebagai pedoman penentuan dimensi pelat lantai kendaraan, menurut BMS BDM bagian 5 halaman 5-4, tebal dibatasi dengan ketentuan sebagai berikut :

$$ts \geq 200 \text{ mm} \quad L = \text{jarak pusat ke pusat gelagar utama (m)}$$

$$ts \geq 100 + 40.L$$

#### 3.4.5.1. Pembebanan Pelat Lantai Kendaraan

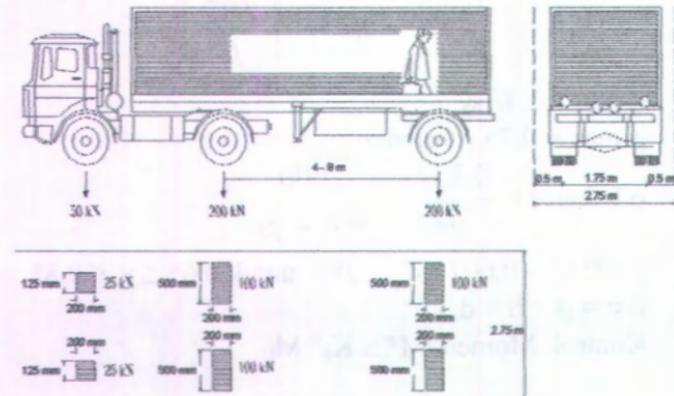
Beban –beban yang bekerja pada pelat lantai kendaraan, yaitu :

a. Beban mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri, berat aspal + overlay (khusus untuk pelat tepi ditambah berat trotoar dan sandaran).

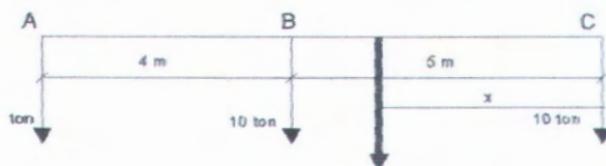
b. Beban hidup

Beban hidup berupa beban truk "T" seperti yang ditunjukkan pada gambar 3.6.



Gambar 3.6 Beban roda truk "T"

Penentuan titik pusat beban truk "T" (roda as depan ke roda as belakang diambil 5



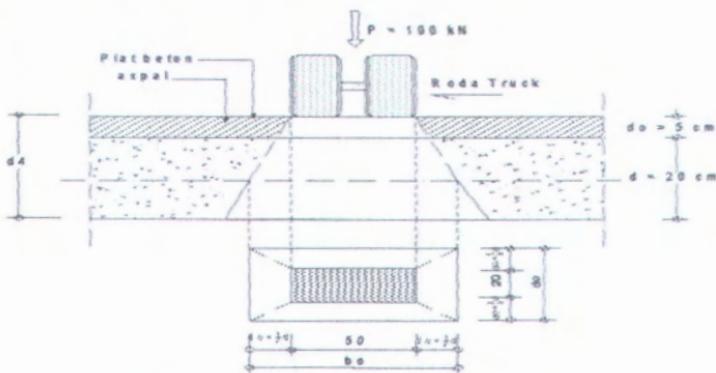
Gambar 3.7 Titik berat truk "T"

$$\sum M_C = 0$$

$$(2,5 \cdot 9) + (10 \cdot 5) - (22,5 \cdot x) = 0$$

$$-22,5 x = -72,5 \rightarrow x = 3,22 \text{ m dari C}$$

Dengan diketahui jarak resultan beban truk "T", maka posisi truk perlu ditempatkan sedemikian rupa sehingga mendapat reaksi pelat lantai yang ditinjau paling maksimum.



Gambar 3.8 Penyebaran beban roda

Asumsi sesuai BMS BDM, halaman 2-19 maka didapatkan :

$$a = S_b = 20 \text{ cm}$$

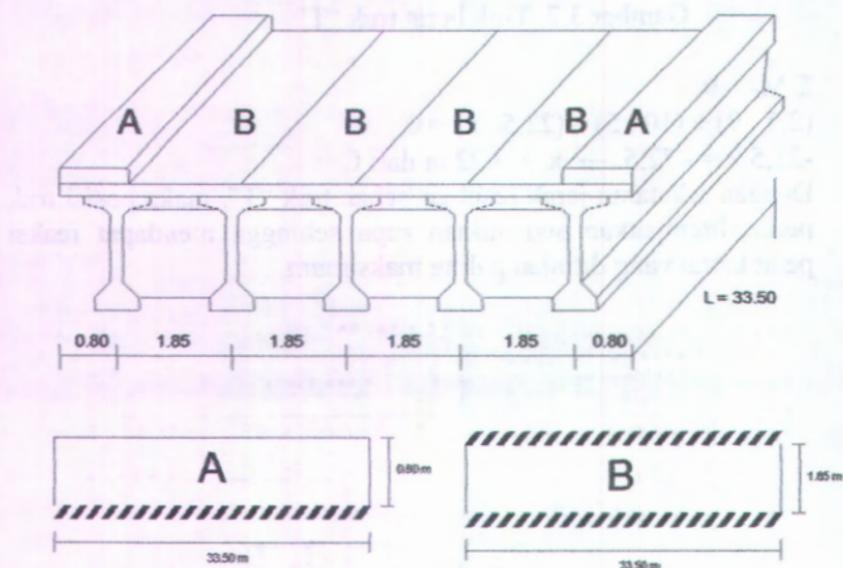
$$S_c = 50 \text{ cm}$$

$$d_o = a + 2 d_o + d$$

$$b_o = b + 2 d_o + d$$

### 3.4.5.2. Pembagian Pelat Lantai Kendaraan

Untuk jembatan beton pratekan gelagar utama dipasang dengan jarak 1,00 m s/d 2,00 m. Pada perencanaan jembatan Malangsari gelagar utama direncanakan sebanyak 5 buah dan dipasang dengan jarak ( $s$ ) = 1,85 m seperti yang ditunjukkan gambar 3.9.



Gambar 3.9 Rencana pembagian peat lantai kendaraan

Asumsi perlakuan pelat lantai kendaraan (gelagar utama tidak mengalami rotasi)

Pelat A : jepit penuh – bebas diketiga sisi (kantilever)

Pelat B : jepit penuh – jepit penuh

### 3.4.5.3. Pembebanan Pelat Lantai Kendaraan Sesuai Kondisi Perletakannya

#### 1. Pelat A (pelat dibawah trotoar)

##### a. Beban mati merata

- Pelat lantai kendaraan  
 $= 1,3 \times 0,20 \times 1,00 \times 2400 = 624 \text{ kg/m}$
- Pelat trotoar  $= 1,3 \times 0,25 \times 1,00 \times 2400 = 780 \text{ kg/m} +$   
 $qd = 1.404 \text{ kg/m}$

##### b. Beban mati terpusat (tiang sandaran)

$P = 88,10 \text{ kg}$

##### c. Beban hidup

Beban hidup pada pelat dibawah trotoar diakibatkan oleh beban nominal untuk pejalan kaki sebesar  $5 \text{ kN/m}$

Kondisi pelat A diasumsikan sebagai perletakan jepit penuh dan bebas (kantilever) sehingga :

Momen akibat beban mati

$M_{tx} = P \cdot L + \frac{1}{2} q d L^2$

$M_{lx} = P \cdot x + \frac{1}{2} q d x^2$

Momen akibat beban hidup

$M_{tx} = \frac{1}{2} q l L^2$

$M_{lx} = \frac{1}{2} q l x^2$

#### 2. Pelat B

##### a. Beban mati

###### - Pelat lantai kendaraan

$= 1,3 \times 0,20 \times 1,00 \times 2.400 = 624 \text{ kg/m}$

- Aspal + overlay  $= 1,0 \times 0,10 \times 1,00 \times 2.200 = 220 \text{ kg/m} +$   
 $qd = 844 \text{ kg/m}$

Pelat B diasumsikan sebagai perletakan jepit penuh pada kedua sisinya, menurut PBI 1971 halaman 202, berlaku :

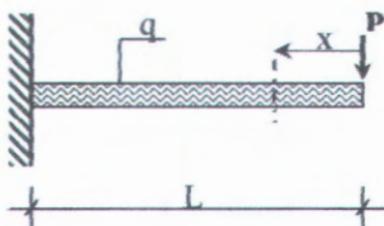
$Ly/Ix > 2,5$

Momen akibat beban mati

$M_{lx} = 0,001 \times q (d/l) \times l x^2 \times \text{koefisien}$

$M_{ly} = 0,001 \times q (d/l) \times l x^2 \times \text{koefisien}$

$M_{tx} = 0,001 \times q (d/l) \times l x^2 \times \text{koefisien}$

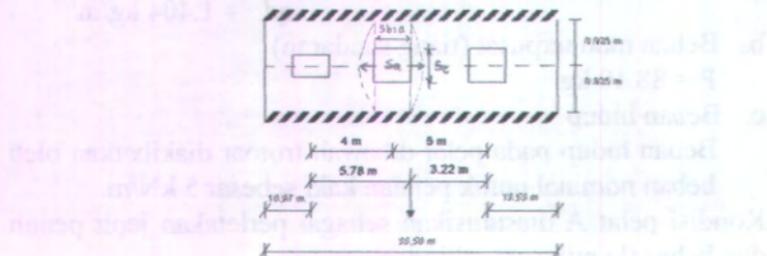


b. Beban hidup/Truk

Pembebanan yang terjadi pada pelat B akibat beban roda dalam perhitungannya dikondisikan menjadi 2 bagian.

Kondisi I : truk berada ditengah-tengah bentang pelat lantai  
 Kondisi II : truk berada di tepi bentang pelat lantai

Kondisi I

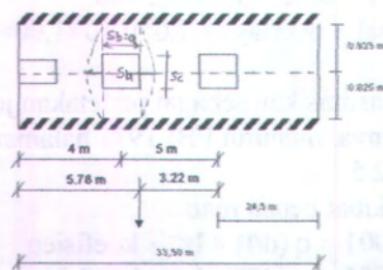


Gambar 3.10 Beban roda pada kondisi I

Pada gambar diatas yaitu beban berdiri ditengah-tengah antara kedua pelat yang tidak di tumpu, berdasarkan PBI 1971 halaman 206-207, diperoleh :

- $R = \frac{1}{2}$  (terjepit penuh di kedua sisi)
- $Ly > 3 \cdot R \cdot lx$
- $S = \frac{3}{4} \cdot a + \frac{3}{4} \cdot R \cdot lx$  (roda depan, tengah dan belakang)

Kondisi II



Gambar 3.11 Beban roda pada kondisi II

Pada gambar diatas beban tidak berdiri ditengah-tengah antara kedua pelat yang tidak di tumpu, berdasarkan PBI 1971 halaman 206-207, diperoleh :

- $R = \frac{1}{2}$  (terjepit penuh di kedua sisi)
- $Ly > 3 \cdot R \cdot lx$
- $Sa = \frac{3}{4} \cdot a + \frac{3}{4} \cdot R \cdot lx + V$  (untuk roda depan, tengah dan belakang)

Momen yang terjadi :

$$\text{Arah } x \quad M_{lx} = -Mu/Sc$$

$$M_{lx} = Mu/Sa$$

$$\text{Arah } y \quad M_{ly} = \frac{M_{lx}}{1 + \frac{4a}{3lx}}$$

#### 3.4.5.4. Penulangan Pelat Lantai Kendaraan

Penulangan pelat lantai sistem *one way slab*, syarat  $\frac{ly}{lx} > 2,5$

*One way slab* adalah penulangan pelat satu arah dimana tulangan hanya diberikan pada arah x (lebar jembatan) untuk tulangan tumpuan dan lapangan, sedangkan tulangan lapangan arah y (tulangan pembagi) diambil sebesar momen yang terjadi pada arah y.

Perumusan :

- $f'_c$  = kuat tekan beton (MPa)
- $fsy$  = tegangan leleh baja (MPa)
- $k_{cr}$  = faktor reduksi beton cor di tempat = 0,75
- $M^*$  = momen yang terjadi (Nmm)

$$\rho = \frac{K_{cr}.fsy - \sqrt{(K_{cr}.fsy)^2 - 2,4.K_{cr}\left(\frac{M^*}{b.d^2}\right)\left(\frac{fsy^2}{f'_c}\right)}}{1,2.K_{cr}\left(\frac{fsy^2}{f'_c}\right)}$$

-  $\rho \geq 1,4/fsy$

- $\rho_{\max} = 0,75 \rho_{balance}$
- $\rho_{balance} = \frac{0,85 f'_c}{fs_y} \gamma \frac{600}{600 + fs_y}$
- $\gamma = 0,85 - 0,007 (f'_c - 28)$  untuk  $0,65 \leq \gamma \leq 0,85$
- $A_{st} = \rho \times b \times d$

### 3.4.5.5. Kontrol Pelat Lantai Kendaraan

#### A. Kontrol geser pons

Geser akibat tekanan roda dianggap terkendali jika memenuhi persyaratan berikut :

$$V^* \leq V_{uc}$$

$$\text{Gaya geser } V^* = K_u^u \times P \times (1 + DLA)$$

Dimana :

$$V^* = \text{gaya geser rencana (kN)}$$

$$K_u^u = \text{faktor ultimate untuk beban truk} = 2$$

$$P = \text{tekanan roda} = 100 \text{ kN}$$

$$DLA = \text{faktor dinamis/ kejut} = 0,3$$

$$V_{uc} = \text{kemampuan geser pelat (kN)}$$

Dari gambar 3.9 diperoleh luas bidang kritis sebagai berikut :

$$Ak = [2 \times (bo + ao)] \times d_4$$

Dimana :

$$Ak = \text{luas bidang kritis (mm}^2\text{)}$$

$$d_4 = \text{tebal landasan (mm)}$$

$$bo = \text{panjang penyebaran roda (mm)}$$

$$ao = \text{lebar penyebaran roda (mm)}$$

$$\text{Kemampuan Geser (V}_{uc}\text{)} = Ak \times \text{tegangan geser beton}$$

#### B. Kontrol lendutan

$$L/16 \leq t_s \quad (\text{PBI 1989 pasal 9.5.1})$$

Dimana :

$$L = \text{jarak pusat ke pusat gelagar (mm)}$$

#### C. Kontrol retak

Pengendalian retak pada pelat lantai kendaraan didasarkan menurut PPTJ BMS 1992 pasal 6.7.4 halaman 6-83 yaitu

retakan pada pelat beton bertulang yang terluar bisa dianggap terkendali bila jarak titik berat tulangan pada masing-masing arah tidak melampui 300 mm.

### 3.4.6. Perencanaan Pelat Precast Lantai Kendaraan

Pelat *precast* lantai kendaraan berfungsi sebagai lantai kerja saat pelaksanaan, setelah *over topping* dilakukan dapat terbentuk susunan komposit antara pelat *precast* dan pelat *cast in situ*, sehingga pelat *precast* juga dapat memberikan kontribusi dalam menahan beban yang bekerja. Pelat *precast* lantai kendaraan direncanakan dengan dimensi seperti pada gambar 3.12.

Jarak antar tepi gelagar =  $185 - 106,7 = 78,3$  cm = 0,783 m



Gambar 3.12 Pelat precast lantai kendaraan

#### 3.4.6.1. Pembebanan Pelat Precast Lantai Kendaraan

##### a. Beban mati

- Berat sendiri pelat precast  
 $= 1,2 \times 0,07 \times 1,00 \times 2.400 = 201,60 \text{ kg/m}$

- Berat pelat cast insitu  
 $= 1,3 \times 0,13 \times 1,00 \times 2.400 = 405,60 \text{ kg/m} +$   
 $\qquad\qquad\qquad q_d = 607,20 \text{ kg/m}$

##### b. Beban hidup

- Beban hidup pekerja =  $100 \text{ kg/m}^2$

Kondisi pelat diasumsikan sebagai perlakuan jepit penuh pada kedua sisinya, menurut PBI 1971 halaman 202, berlaku :

$$Ly/Ix > 2.5$$

Untuk pembebanan akibat beban mati dan beban hidup

$$M_{lx} = 0.001 \times q (d/l) \times Ix^2 \times \text{koefisien}$$

$$M_{ly} = 0.001 \times q (d/l) \times Ix^2 \times \text{koefisien}$$

$$M_{tx} = 0.001 \times q (d/l) \times Ix^2 \times \text{koefisien}$$

### 3.4.6.2. Penulangan Pelat Precast Lantai Kendaraan

Perumusan :

- $f'_c$  = kuat tekan beton (MPa)
- $f_{sy}$  = tegangan leleh baja (MPa)
- $k_{cr}$  = faktor reduksi beton cor ditempat = 0,75
- $M^*$  = momen yang terjadi (Nmm)

$$\rho = \frac{K_{cr} \cdot f_{sy} - \sqrt{(K_{cr} \cdot f_{sy})^2 - 2,4 \cdot K_{cr} \left( \frac{M^*}{b \cdot d^2} \right) \left( \frac{f_{sy}^2}{f'_c} \right)}}{1,2 \cdot K_{cr} \left( \frac{f_{sy}^2}{f'_c} \right)}$$

- $\rho_{\min} \geq 1,4/f_{sy}$
- $\rho_{\max} = 0,75 \rho_{\text{balance}}$
- $\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 f'_c}{f_{sy}} \gamma \frac{600}{600 + f_{sy}}$
- $\gamma = 0,85 - 0,007 (f'_c - 28)$  untuk  $0,65 \leq \gamma \leq 0,85$
- $A_{st} = \rho \times b \times d$

### 3.4.7. Perencanaan Gelagar Melintang/Diafragma

Gelagar melintang/diafragma diletakkan di antara gelagar memanjang yang berfungsi sebagai pembagi beban untuk memberikan kekakuan arah melintang (tranversal) jembatan. Beban yang diterima berupa berat sendiri dari pelat diafragma, beban kerja dan pengaruh lendutan dari gelagar memanjang.

### 3.5. Perencanaan Struktur Utama

#### 3.5.1. Dimensi Gelagar

Pendekatan untuk menentukan tinggi balok ( $h$ ) digunakan tabel balok standar AASHTO-PCI, T.Y Lin 1993, halaman 198 :

Tabel 3.1 Balok Standar AASHTO-PCI

Tipe Balok	$\text{Luas} \times 10^4 \text{ mm}^2$	$I \times 10^8 \text{ mm}^2$	$c_b, \text{ mm}$	Batas Bentang yang Diusulkan (m)
I	17,81	95	320	9,1 - 13,7
II	23,81	212	402	12,2 - 18,3
III	36,13	522	515	16,8 - 24,4
IV	50,90	1085	628	21,3 - 30,5
V	65,35	2169	812	27,4 - 36,6
VI	70,00	3052	924	33,5 - 42,7

#### 3.5.2. Pembebaan Struktur Jembatan

Pembebaan yang diterapkan mengacu kepada muatan atau aksi lain (beban perpindahan dan pengaruh lainnya) yang timbul pada suatu jembatan berdasarkan PPTJ BMS 1992. Aksi-aksi yang timbul dikelompokkan menurut sumbernya kedalam beberapa kelompok yaitu :

- Aksi tetap
- Aksi lalu-lintas
- Aksi lingkungan
- Aksi lainnya

Berdasarkan lamanya aksi itu bekerja diklasifikasikan menjadi 2 yaitu :

- . Aksi tetap adalah aksi yang bekerja sepanjang waktu/dalam jangka waktu lama.
- Aksi transient adalah aksi yang bekerja dalam jangka waktu pendek

Pengklasifikasian aksi seperti di atas mengandung arti bahwa beban-beban yang bekerja dapat diperkirakan umur terjadinya, dan apabila terjadi aksi yang tidak umum dalam peraturan maka harus dievaluasi dengan memperhitungkan besarnya faktor beban dan lamanya aksi itu bekerja. Perhitungan aksi nominal diubah menjadi aksi rencana dikalikan dengan faktor beban yang digunakan dalam peraturan. Klasifikasi ini digunakan juga apabila aksi-aksi rencana digabung satu sama lainnya untuk mendapatkan kombinasi pembebanan yang akan digunakan dalam perencanaan jembatan, yaitu :

- Kombinasi dalam batas daya layan.
- Kombinasi dalam batas daya ultimate.
- Kombinasi dalam perencanaan berdasarkan tegangan kerja.

Berdasarkan aksi-aksi yang timbul dalam perencanaan jembatan sesuai peraturan yang ada, berikut ini disajikan aksi rencana dan faktor beban yang bekerja.

### **3.5.2.1. Aksi dan Beban Tetap**

Beban mati jembatan terdiri dari berat masing-masing bagian struktural dan elemen-elemen non struktural. Masing-masing berat elemen ini harus dianggap sebagai aksi yang tidak dipisahkan dan tidak boleh menjadi bagian-bagian pada waktu menerapkan faktor beban biasa dan yang terkurangi.

#### **1. Berat sendiri dan beban mati tambahan**

Untuk jembatan beton pratekan beban mati yang bekerja adalah berat sendiri dan beban mati tambahan. Berat sendiri adalah berat dari bagian bangunan tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya. Sedangkan beban mati tambahan adalah beban yang dapat bervariasi selama umur jembatan, seperti : sandaran, trotoar, kerb, pagar pengaman, dll.

#### **2. Pengaruh penyusutan dan rangkak**

Pengaruh penyusutan dan rangkak harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan-jembatan beton. Pengaruh ini

harus dihitung dengan menggunakan beban mati dari jembatan. Apabila rangkak dan penyusutan bisa mengurangi pengaruh muatan lainnya, maka harga dari rangkak dan penyusutan tersebut harus diambil minimal (misalnya pada waktu transfer dari beton prategang).

### 3. Pengaruh prategang

Prategang akan menyebabkan pengaruh sekunder pada komponen-komponen yang terkekang pada bangunan. Pengaruh sekunder tersebut harus diperhitungkan baik pada batas daya layan maupun batas ultimate. Prategang harus diperhitungkan sebelum (selama pelaksanaan) dan sesudah kehilangan tegangan dalam kombinasinya dengan beban-beban lainnya. Pengaruh utama dari prategang harus dipertimbangkan sebagai berikut :

- Pada keadaan batas daya layan, gaya prategang dapat dianggap bekerja sebagai suatu sistem beban pada unsur. Nilai rencana dari prategang tersebut dapat dihitung dengan menggunakan faktor beban daya layan sebesar 1.0
- Pada keadaan batas ultimate, pengaruh utama dari prategang tidak dapat dianggap sebagai beban yang bekerja, melainkan harus tercakup dalam perhitungan kekuatan unsur.

#### 3.5.2.2. Aksi Lalu-Lintas

##### 1. Beban lajur “D”

- Beban terbagi rata (UDL) dengan intensitas  $q$  kPa, dengan  $q$  tergantung pada panjang yang dibebani total ( $L$ ) sebagai berikut:

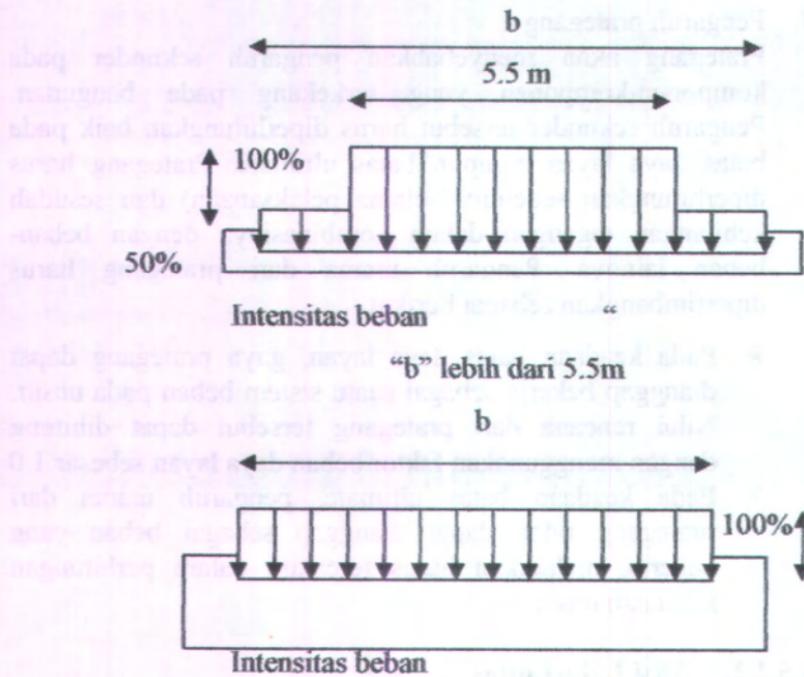
$$L \leq 30 \text{ m}, q = 8 \text{ kPa}$$

$$L > 30 \text{ m}, q = 8 \times \left( 0.5 + \frac{15}{L} \right) \text{kPa}$$

- Beban garis (KEL) sebesar  $P$  kN/m, ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas.

$$P = 44 \text{ KN/m}$$

Adapun pembebanan ini dapat dilihat pada gambar 3.13.



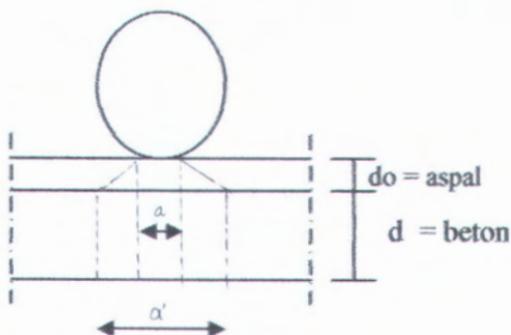
Gambar 3.13 Kedudukan beban lajur "D"

## 2. Beban Truk "T"

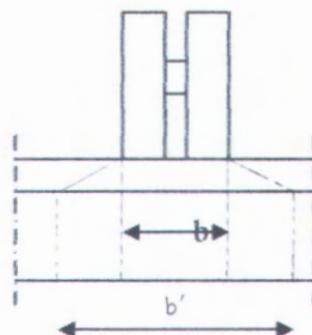
Beban truk "T" adalah kendaraan berat tunggal dengan tiga gandar yang ditempatkan dalam kedudukan sembarang pada lajur lalu lintas rencana. Tiap gandar terdiri dari dua pembebanan bidang kontak yang dimaksud agar mewakili pengaruh roda kendaraan berat. Hanya satu truk "T" boleh

ditempatkan per lajur lalu lintas rencana. Beban "T" merupakan muatan untuk lantai kendaraan.

Muatan "T" = 100%  $\Rightarrow P = 10$  ton



Gambar. 3.14 a Beban akibat truk "T" arah memanjang



Gambar 3.14 b Beban akibat truk "T" arah melintang

Muatan kelas I :

$$a = 20 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm}$$

$$a' = a + 2do + d$$

$$b' = b + 2do + d$$

### 3. Faktor beban Dinamik (DLA)

Faktor beban dinamik berlaku pada "KEL" lajur "D" dan truk "T" untuk simulasi kejut dari kendaraan bergerak pada struktur jembatan.

Untuk muatan "T"  $\Rightarrow$  DLA = 0,30

Untuk KEL lajur "D"

- $L_E \leq 50\text{m} \Rightarrow \text{DLA} = 0,40$
- $50\text{m} \leq L_E \leq 90\text{m} \Rightarrow \text{DLA} = 0,525 - 0,0025 L$
- $90\text{m} \leq L_E \Rightarrow \text{DLA} = 0,30$

### 3.5.2.3. Aksi Lingkungan

Besarnya aksi yang diberikan berdasarkan analisa statistik dari kejadian-kejadian umum yang tercatat tanpa memperhitungkan hal khusus yang mungkin akan memperbesar pengaruh setempat.

#### 1. Beban Angin

Kecepatan angin rencana dan tipe jembatan merupakan faktor utama yang berpengaruh pada intensitas beban angin. Kecepatan angin rencana ditentukan oleh letak geografis dari pantai. Perhitungan beban angin sesuai dengan PPTJ BMS 1992 pasal 2.3.3, digunakan rumus sebagai berikut :

$$T_{AW} = 0,0006 C_w (V_w)^2 Ab$$

Dimana :

$C_w$  = Koefisien seret (tabel 3.2)

$V_w$  = Kecepatan angin rencana (m/dt) untuk keadaan batas yang ditinjau (tabel 3.1)

$Ab$  = luas koefisien bagian samping jembatan ( $m^2$ )

Selain itu apabila ada kendaraan sedang lewat diatas jembatan, beban garis merata tambahan horizontal harus diterapkan pada permukaan lantai dengan rumus :

$$T_{AW} = 0,0012 C_w (V_w)^2 \text{ dimana : } C_w = 1,2$$

Tabel 3.2 Kecepatan angin rencana

Keadaan batas	Lokasi	
	$\leq 5 \text{ km dari pantai}$	$> 5 \text{ km dari pantai}$
Daya layan	30 m/dt	25 m/dt
Ultimate	35 m/dt	30 m/dt

Tabel 3.3 Koefisian seret ( $C_w$ )

Type jembatan	$C_w$
Bangunan atas masif	
b/d = 1	2.1
b/d = 2	1.5
b/d = 6	1.25
Bangunan atas rangka	1.2

## 2. Beban Gempa

Pengaruh beban gempa hanya ditinjau pada keadaan batas ultimate. Pada metode beban statis ekivalen untuk beton rencana gempa minimum sesuai PPTJ BMS 1992 pasal 2.3.3. dipakai rumus :  $T_{EQ} = Kh I W_T$

Dimana :

$$Kh = C \cdot S$$

$T_{EQ}$  = gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (kN)

$Kh$  = koefisien gempa horisontal

$W_T$  = berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (KN)

I = faktor kepentingan

C = koefisien gempa dasar untuk daerah waktu kondisi setempat yang sesuai

S = faktor tipe bangunan

## 3. Pengaruh temperatur

Pengaruh temperatur dibagi menjadi 2 yaitu :

- Variasi temperatur jembatan rata-rata
- Variasi temperatur di dalam bangunan atas jembatan (perbedaan temperatur).

Variasi temperatur jembatan rata-rata digunakan dalam menghitung beban akibat terjadinya pengekangan dari pergerakan tersebut. Variasi temperatur rata-rata berbagai tipe bangunan jembatan diberikan dalam tabel 3.4. Besarnya harga koefisien perpanjangan dan modulus elastisitas yang digunakan untuk menghitung besarnya pergerakan dan gaya yang terjadi diberikan dalam tabel 3.5.

Tabel 3.4 Temperatur Jembatan Rata-rata Nominal

<i>Tipe bangunan atas</i>	<i>Temperatur jembatan rata-rata minimum (1)</i>	<i>Temperatur jembatan rata-rata maksimum</i>
Lantai beton diatas gelagar atau box beton	15 °C	40 °C
Lantai beton diatas gelagar, box atau rangka baja	15 °C	40 °C
Lantai pelat baja diatas gelagar, box atau rangka baja	15 °C	45 °C

Catatan : Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m diatas permukaan laut.

Tabel 3.5 Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur

Bahan	Koefisien perpanjangan akibat suhu	Modulus Elastisitas Mpa
Baja	$12 \times 10^6$ per °C	200.000
Beton :		
Kuat tekan < 30 MPa	$10 \times 10^6$ per °C	25.000
Kuat tekan > 30 Mpa	$11 \times 10^6$ per °C	34.000
Aluminium	$24 \times 10^6$ per °C	70.000

#### 4. Beban Rem

Pengaruh gaya rem dan percepatan lalu lintas harus dipertimbangkan sebagai gaya memanjang, dimana gaya ini tidak tergantung pada lebar jembatan. Untuk panjang struktur tertahan, gaya rem diberikan :

$$L \leq 80 \quad : \text{gaya rem S.L.S} = 250 \text{ KN}$$

$$80 \leq L \leq 180 \quad : \text{gaya rem S.L.S} = (2.5 L + 50) \text{ KN}$$

$$L \geq 180 \quad : \text{gaya rem S.L.S} = 500 \text{ KN}$$

#### 3.5.2.4 Aksi – Aksi Lain

##### 1. Gaya Gesekan

Jembatan harus ditinjau terhadap gaya yang timbul akibat gesekan pada tumpuan yang bergerak, karena adanya pemuaian dan penyusutan dari jembatan akibat dari perbedaan suhu atau akibat yang lainnya. Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau akibat beban mati saja, sedangkan besarnya gaya gesek tersebut ditentukan berdasarkan koefisien gesek pada tumpuan yang bersangkutan.

##### 2. Kombinasi beban

Aksi rencana digolongkan ke dalam aksi tetap dan aksi transient. Kombinasi beban umumnya didasarkan kepada

beberapa kemungkinan tipe yang berbeda dari aksi yang bekerja bersamaan. Aksi rencana ditentukan dari aksi nominal yaitu mengalikan aksi nominal dengan faktor beban yang memadai. Faktor beban untuk keadaan batas ultimate didasarkan kepada umur rencana jembatan 50 tahun.

- Kombinasi pada keadaan batas daya layan terdiri dari jumlah pengaruh aksi tetap dengan satu aksi transient.
- Kombinasi pada keadaan batas ultimate terdiri dari jumlah pengaruh aksi tetap dengan satu pengaruh transient.

### **3.5.3. Desain Balok Prategang**

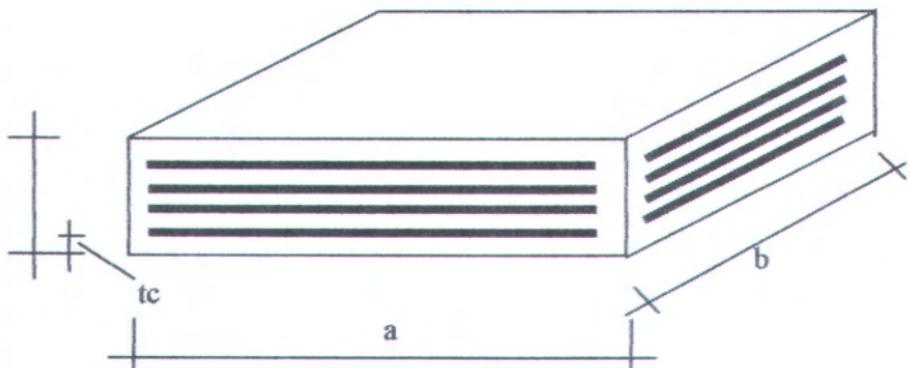
Diawali dengan penentuan dimensi gelagar atau mengestimasikan harga  $h$  (tinggi gelagar) serta menentukan jenis gelagar/tipe profil, dilanjutkan dengan perhitungan penampang secara komposit, dan pembebanan. Kemudian dilakukan analisa struktur dengan SAP 2000 untuk mendapatkan gaya dalam (momen, gaya geser dan reaksi perletakan).

Prosedur untuk mendesain balok pratekan pasca tarik meliputi :

1. Penentuan gaya pratekan awal
2. Perhitungan daerah limit kabel dan tata letak tendon
3. Perhitungan kehilangan gaya pratekan
4. Kontrol tegangan yang terjadi.
5. Kontrol lendutan.
6. Perhitungan kekuatan ultimate.
7. Penulangan lentur dan geser.

### **3.5.4. Pemilihan Perletakan**

Pemilihan ukuran perletakan bisa didapatkan pada Tabel 7.4 (a) s/d 7.4 (t) BMS BDM halaman 7-7 dengan ukuran dimensi dan kekuatan yang berbeda-beda.



Gambar 3.15 Elastomer bearing pad

#### 3.5.4.1. Kontrol Perletakan

Perletakan yang dipakai untuk perencanaan harus memenuhi semua kontrol sesuai perumusan BMS BDM halaman 7-17 sebagai berikut :

1. Faktor bentuk berada  $4 \leq s \leq 12$

$$S = \frac{a.b}{2(a+b)to}$$

2. Jumlah regangan tekan, perputaran, dan geser

$$Esc + Est + Esh = Et \leq \frac{2,6}{\sqrt{6}}$$

3. Pembatasan regangan geser

$$Esh = 0,7 \quad \text{bila } A_{eff} \geq 0,9 \text{ A}$$

$$Esh = \frac{2 \cdot A_{eff}}{A} - 1,1 \quad \text{bila } 0,9 \text{ A} \geq A_{eff} \geq 0,8 \text{ A}$$

4. Luas tumpuan eff min  $A_{eff} \geq 0,8 \text{ A}$

5. Mencegah lelah khusus pada jembatan

$$Esc_l \leq 1,4 \sqrt{\frac{0,69}{G}}$$

6. Stabilitas perletakan dalam tekan

$$\frac{V^*}{A_{eff}} = \frac{2.b.o.G.s}{3t}$$

7. Tebal minimum ts dari pelat baja yang tertanam dalam perletakan

$$3 \text{ mm} \leq t_l \geq \frac{3V^* t_l \cdot 1000}{A_f y} \text{ mm}$$

8. Tahanan gesekan tidak cukup, dan tahanan mekanis gesekan diperlukan bila :

$$H^* \geq 0,1 (V^* + A_{eff} \times 10^3) \quad \text{untuk semua kombinasi beban}$$

### 3.6. Perencanaan Bangunan Bawah

#### 3.6.1. Perencanaan Abutment

Beban-beban yang bekerja pada abutment :

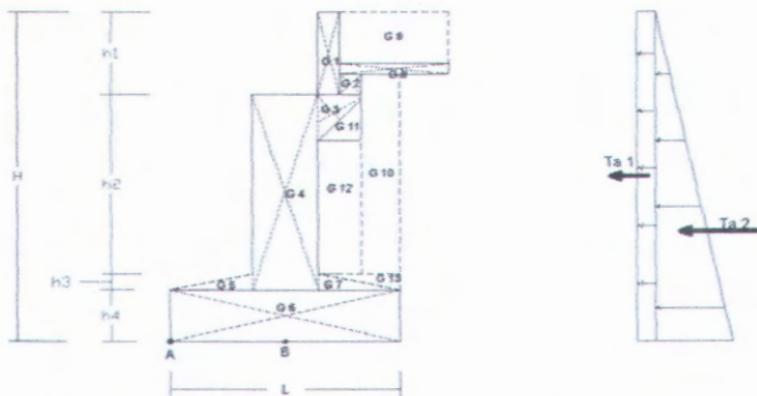
1. Beban vertikal/gravitasi

- Reaksi total akibat beban mati
- Reaksi total akibat beban hidup
- Berat sendiri abutment, berat tanah, pelat injak

2. Beban horisontal

- Tekanan tanah
- Gaya gesekan
- Gaya rem
- Gaya gempa bumi
- Beban angin
- Pengaruh susut dan suhu

Penampang dan pembebanan pada abutment ditunjukkan gambar 3.16.

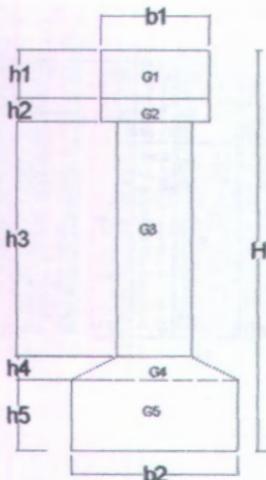


Gambar 3.16 Penampang dan pembebanan pada abutment

### 3.6.2. Perencanaan Pilar

Beban –beban yang bekerja pada pilar :

1. Beban vertikal/gravitasii
    - Reaksi total akibat beban mati
    - Reaksi total akibat beban hidup
    - Berat sendiri pilar
  2. Beban horisontal
    - Gaya gesekan
    - Gaya rem
    - Gaya gempa bumi
    - Bebn angin
    - Pengaruh susut dan suhu
    - Akibat aliran sungai, hanyutan, tumbukan
- Penampang dan pembebanan pada pilar ditunjukkan gambar 3.17.



Gambar 3.17 Penampang dan pembebanan pada pilar

### 3.6.3. Pondasi Tiang Pancang

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan dan tanah tempat tiang ditanam, dimana nilai terendah (menentukan) yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

$$Q_{ijin} = \frac{1}{SF} \times 40 \times N \times Ab + \left( \frac{\bar{N} \times As}{5} \right)$$

Dimana :

$Q_{ijin}$  = load capacity (ton)

N = nilai SPT pada ujung tiang pancang

$\bar{N}$  = nilai rata-rata SPT pada daerah 4D ke bawah sampai 4D ke atas tiang pancang

Ab = luas penampang tiang bagian bawah ( $m^2$ )

As = luas selimut tiang ( $m^2$ )

- Daya dukung tiang kelompok

$$Q_{kel} = Q_{ijin} 1 \text{ tiang} \times \text{Efisiensi}$$

Efisiensi tiang dalam kelompok

$$\eta = 1 - \left[ \operatorname{arctg} \left( \frac{D}{S} \right) * \left( \frac{(m-1)*n + (n-1)*m}{90*m*n} \right) \right]$$

Dimana :

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah tiang pancang dalam 1 kolom

n = jumlah tiang pancang dalam 1 baris

- Beban maksimum tiang pancang

$$P_i = \frac{V}{n} \pm \frac{Mx \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{My \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \leq Q \text{ ijin 1 tiang kelompok}$$

Dimana :

$Mx$  = momen pada arah x

$My$  = momen pada arah y

$x_{mak}$  = jarak as tiang pancang maksimum terhadap sumbu x

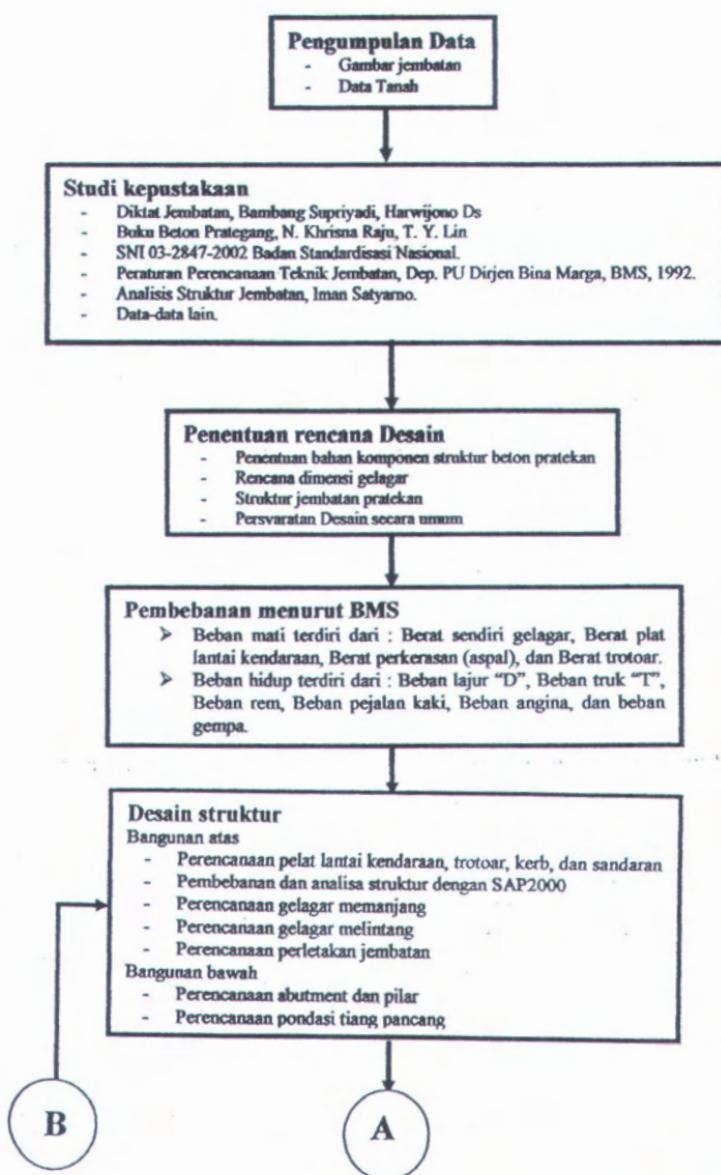
$y_{mak}$  = jarak as tiang pancang maksimum terhadap sumbu y

$\sum x^2$  = jumlah kuadrat jarak as tiang pancang terhadap sumbu x

$\sum y^2$  = jumlah kuadrat jarak as tiang pancang terhadap sumbu y

Sistematika metodologi perencanaan jembatan Malangsari dapat ini dilihat pada diagram berikut :







## BAB IV

# PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

### 4.1. Perencanaan Sandaran

Berdasarkan PPTJ BMS 1992 pasal 2.9.5. halaman 2-69, sandaran untuk pejalan kaki direncanakan untuk pembebanan rencana daya layan yaitu :  $w^* = 0,75 \text{ kN/m}$ . Beban-beban ini bekerja secara bersamaan dalam arah menyilang dan secara vertikal pada masing-masing sandaran.

#### 4.1.1 Perencanaan Pipa Sandaran

##### 4.1.1.1 Perhitungan Momen pada Pipa Sandaran

- 1.) Akibat beban sendiri/ berat pipa sandaran

$$M_{VD} = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \times 4,81 \times 2,00^2 \\ = 2,405 \text{ kgm} = 0,024 \text{ kNm}$$

- 2.) Akibat beban vertikal

$$M_{VL} = \frac{1}{8} w^* l^2 = \frac{1}{8} \times 0,75 \times 2,00^2 \\ = 0,375 \text{ kNm}$$

$$M_V = M_{VD} + M_{VL}$$

$$= 0,024 + 0,375 = 0,399 \text{ kNm}$$

- 3.) Akibat beban horisontal

$$M_H = \frac{1}{8} w^* l^2 = \frac{1}{8} \times 0,75 \times 2,00^2 \\ = 0,375 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen resultan } (M_R) = \sqrt{M_V^2 + M_H^2} \\ = \sqrt{0,399^2 + 0,375^2} \\ = 0,548 \text{ kNm} = 548.000 \text{ Nmm}$$

##### 4.1.1.2. Cek Kekuatan Profil Pipa Sandaran

- a. Batas kelangsungan profil

$$\lambda_s = \frac{d_o}{t} \sqrt{\frac{f_y}{250}} \leq 50$$

$$\lambda_s = \frac{76,3}{2,4} \sqrt{\frac{370}{250}} = 38,68 \leq 50 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Untuk penampang kompak berlaku persamaan :  
 $Z_e = 1,5 Z_x = 1,5 \times (9,98 \times 10^3) = 14.970 \text{ mm}^3$

Momen lentur yang terjadi

$$M_s^* = 0,55 \cdot f_y \cdot Z_e \\ = 0,55 \times 370 \times 14.970 = 3.046.395 \text{ Nmm}$$

b. Kontrol momen yang terjadi

$$M_r \leq \left[ 1 + \frac{25\%}{100} \right] M_s \text{ (PPTJ BMS 1992 ps.7.5.3.2 hal.7-45)}$$

$$548.000 \text{ Nmm} \leq \left[ 1 + \frac{25\%}{100} \right] 3.046.395$$

$$548.000 \text{ Nmm} \leq 3.054.010,99 \text{ Nmm (OK)}$$

#### 4.1.2 Perencanaan Tiang Sandaran

##### 4.1.2.1 Perhitungan Momen dan Gaya Geser Tiang Sandaran

Pada potongan I-I dan II-II (lihat gambar 3.3) dari bab III, diperoleh :

- Beban mati ( $R_t$ ) = 0,881 kN sejauh 0,152 m ke titik C
- Beban hidup vertikal = 1,50 kN sejauh 0,19 m ke titik C
- Beban hidup horizontal = 1,50 kN sejauh 1,15 m ke titik C

$$V_B = 1,50 \text{ kN } (\uparrow) \quad H_C = 1,50 \text{ kN } (\rightarrow)$$

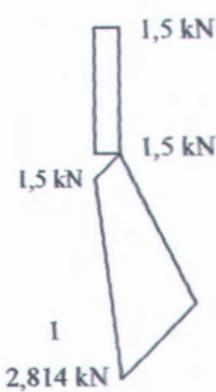
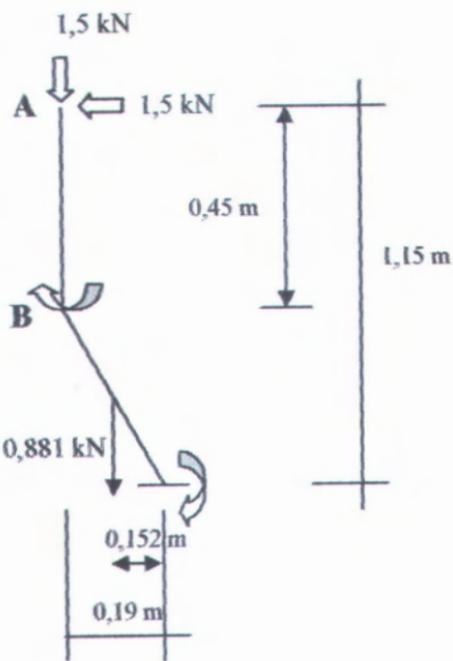
$$V_C = 1,5 + 0,881 = 2,381 \text{ kNm } (\uparrow)$$

$$V_R = \sqrt{1,50^2 + 2,381^2} = 2,814 \text{ kN}$$

$$M_b = 1,5 \times 0,45 = 0,675 \text{ kNm}$$

$$M_c = (1,5 \times 0,19) + (1,5 \times 1,15) + (0,881 \times 0,152) = 2,144 \text{ kNm}$$

$$\text{Sehingga : } V^* = 2,814 \text{ kN} \quad M^* = 2,144 \text{ kNm}$$



Bidang D



Bidang M

Gambar 4.1 Bidang M dan D pada Potongan I-I dan II-II

#### 4.1.2.2. Penulangan Lentur Tiang Sandaran

##### Potongan I-I

Dimensi tiang sandaran :  $b = 100 \text{ mm}$   $h = 160 \text{ mm}$

$$d = 160 - (20 + 8 + \frac{1}{2} \cdot 10) = 127 \text{ mm}$$

$$M^* = 2,144 \text{ kNm} = 2,144 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\gamma = 0,85 - 0,007 (25 - 28) = 0,871 \rightarrow \text{pakai } \gamma = 0,85$$

$$\rho_{\min} = 1,4/240 = 0,00583$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 25}{240} \cdot 0,85 \frac{600}{600 + 240} = 0,05376$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,05376 = 0,04032$$

$$\rho = \frac{0,75 \times 240 - \sqrt{(0,75 \times 240)^2 - 2,4 \times 0,75 \left( \frac{2,144 \times 10^6}{1000 \times 127^2} \right) \left( \frac{240^2}{25} \right)}}{1,2 \times 0,75 \left( \frac{240^2}{25} \right)}$$

$$= 0,00074 < \rho_{\min} \rightarrow \text{pakai } \rho_{\min} = 0,00583$$

$$A_s t = 0,00583 \times 100 \times 127 = 74,04 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 2 Ø10 ( $A_s$  pasang = 157,08 mm<sup>2</sup>)

##### Potongan II-II

Dimensi tiang sandaran :  $b = 100 \text{ mm}$   $h = 220 \text{ mm}$

$$d = 220 - (20 + 8 + \frac{1}{2} \cdot 10) = 187 \text{ mm}$$

$$M^* = 2,144 \text{ kNm} = 2,144 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Pemeriksaan daktilitas

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$\gamma = 0,85 \quad \rho_{\min} = 0,00583 \quad \rho_b = 0,05376 \quad \rho_{\max} = 0,04032$$

$$\rho = \frac{0,75 \times 240 - \sqrt{(0,75 \times 240)^2 - 2,4 \times 0,75 \left( \frac{2,144 \times 10^6}{1000 \times 187^2} \right) \left( \frac{240^2}{25} \right)}}{1,2 \times 0,75 \left( \frac{240^2}{25} \right)}$$

$$= 0,00034 < \rho_{\min} \rightarrow \text{pakai } \rho_{\min} = 0,00583$$

$$A_{st} = 0,00583 \times 100 \times 187 = 109,02 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 2 Ø10 (Ast pasang = 157,08 mm<sup>2</sup>)

#### 4.1.2.3. Penulangan Geser Tiang Sandaran

Cek apakah perlu tulangan geser

$$V^* = Kcr \cdot Vu_{min}$$

$$Vu_{min} = V_{uc} + 0,6 \cdot bv \cdot do$$

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot bv \cdot do \left( \frac{A_{st} \cdot f_{c'}}{bv \cdot do} \right)^{1/3}$$

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{187}{2000} = 1,31 \geq 1,1 \quad \beta_2 = 1 \quad \beta_3 = 1$$

$$V_{uc} = 1,31 \times 1 \times 1 \times 100 \times 200 \times \left( \frac{157,98 \times 25}{100 \times 187} \right)^{1/3}$$

$$= 14.521,92 \text{ N} = 14,522 \text{ kN}$$

$$Vu_{min} = 14,522 + [(0,6 \times 100 \times 187) \times 10^{-3}] = 25,742 \text{ kN}$$

Kontrol :

$$V^* \leq Kcr \cdot Vu_{min}$$

$$2,814 \text{ kN} \leq 0,75 \times 25,742$$

$$2,814 \text{ kN} \leq 19,306 \text{ kN} \text{ (tidak perlu tulangan geser)}$$

Tetapi untuk menambah stabilitasnya, maka dipasang sengkang praktis Ø 8-100 pada potongan I-I dan II-II.

#### 4.1.2.4. Kontrol Momen pada Tiang Sandaran

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$M^* = 2,144 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\text{Syarat : } M^* \leq Kcr \cdot Mu$$

$$Mu = fsy \cdot A_{st} \cdot d \left( 1 - \left( 0,6 \frac{A_{st} f_{sy}}{bd f_{c'}} \right) \right)$$

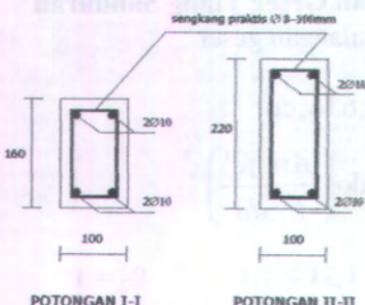
$$= 240 \times 157,08 \times 187 \times \left( 1 - \left( 0,6 \frac{157,08}{100 \times 187} \frac{240}{25} \right) \right)$$

$$= 6.708.655,277 \text{ Nmm}$$

Sehingga :

$$2.144.000 \text{ Nmm} \leq 0,75 \times 6.708.655,277 \text{ Nmm}$$

$$2.144.000 \text{ Nmm} \leq 5.031.491,458 \text{ Nmm (OK)}$$



Gambar 4.2 Penulangan Tiang Sandaran

#### 4.2. Perencanaan Trotoar

Trotoar direncanakan dengan lebar 80 cm, tebal 25 cm dan ditempatkan di atas lantai kendaraan pada gelagar tepi. Trotoar ini terdiri dari lapisan beton tanpa tulangan dengan penahan tepi berupa konstruksi kerb, yang langsung memikul pejalan kaki untuk beban nominal  $5 \text{ kPa} = 5 \text{ kN/m}$

#### 4.3. Perencanaan Kerb

##### 4.3.1. Perhitungan Momen dan Penulangan Kerb

Beban hidup pada konstruksi kerb diperhitungkan sebesar  $15 \text{ kN/m}$  pada bagian atas kerb sepanjang jembatan (lihat gambar 3.5), maka :

$$M^* = 15 \times 0,25 = 3,75 \text{ kNm} = 3,75 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$b = 1000 \text{ mm} \quad d = 250 - (40 + 12 + \frac{1}{2} \cdot 10) = 193 \text{ mm}$$

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$\gamma = 0,85 \quad \rho_{\min} = 0,00583 \quad \rho_b = 0,05376 \quad \rho_{\max} = 0,04032$$

$$\rho = \frac{0,75 \times 240 - \sqrt{(0,75 \times 240)^2 - 2,4 \times 0,75 \left( \frac{3,75 \times 10^6}{1000 \times 193^2} \right) \left( \frac{240^2}{25} \right)}}{1,2 \times 0,75 \left( \frac{240^2}{25} \right)}$$

$= 0,00056 < \rho_{\min} \rightarrow \text{pakai } \rho_{\min} = 0,00583$

$$A_{st} = 0,00583 \times 1000 \times 193 = 1.125,19 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan  $\varnothing 12-100$  ( $A_{st}$  pasang =  $1.130,97 \text{ mm}^2$ )

Untuk tulangan pembagi diambil 20 % dari tulangan pokok, sehingga :

$$A_{st} = 20\% \times 1.130,97 = 226,19 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan  $4\varnothing 10$  ( $A_{st}$  pasang =  $314,16 \text{ mm}^2$ )



Gambar 4.3 Penulangan Kerb

#### 4.4. Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan

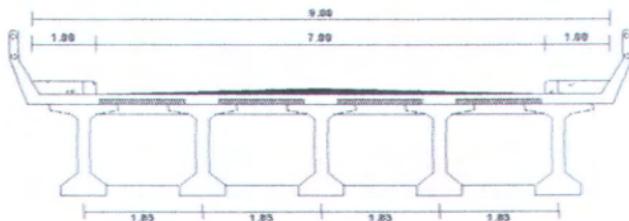
Tebal pelat lantai kendaraan dibatasi dengan ketentuan :

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

$$t_s \geq 100 + 40 L$$

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

Direncanakan tebal pelat lantai kendaraan  $t_s = 200 \text{ mm}$



Gambar 4.4 Potongan melintang jembatan

#### 4.4.1. Perhitungan Momen pada Pelat A

##### 4.4.1.1. Beban Mati

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$qd = 1.404 \text{ kg/m} \quad P = 88,10 \text{ kg}$$

Pelat A diasumsikan jepit penuh dan bebas diketiga sisi/kantilever (gambar 3.9) maka :

$$M_{tx} = (88,10 \times 0,80) + (\frac{1}{2} \times 1.404 \times 0,80^2) = 519,76 \text{ kgm} = 0,51976 \text{ tm}$$

$$M_{lx} = (88,10 \times 0,40) + (\frac{1}{2} \times 1.404 \times 0,40^2) = 147,56 \text{ kgm} = 0,14756 \text{ tm}$$

##### 4.1.2.2 Beban Hidup

Pada pelat A bekerja beban nominal untuk pejalan kaki sebesar 5 kN/m = 500 kg/m

$$M_{tx} = (\frac{1}{2} \times 500 \times 0,80^2) = 160 \text{ kgm} = 0,16 \text{ tm}$$

$$M_{lx} = (\frac{1}{2} \times 500 \times 0,40^2) = 40 \text{ kgm} = 0,04 \text{ tm}$$

Tabel 4.1 Rekapitulasi Momen pada Pelat A

Arah	Beban hidup ( tm )	Beban mati ( tm )	M* ( tm )
M <sub>lx</sub>	-0,04	-0,14756	-0,18756
M <sub>tx</sub>	-0,16	-0,51976	-0,67976

#### 4.4.2. Perhitungan Momen pada Pelat B

Pembebanan pada pelat B diakibatkan oleh beban roda truk "T" yang dikondisikan menjadi 2 bagian, yaitu :

- Kondisi I. truk berada ditengah-tengah bentang pelat lantai
- Kondisi II. truk berada di tepi bentang pelat lantai

##### 4.4.2.1 Beban Mati

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :  $qd = 844 \text{ kg/m}^2$

Pelat B diasumsikan jepit penuh pada kedua sisinya (lihat gambar 3.9), maka berlaku :

$$ly/lx = 33,50/1,85 = 18,11 > 2,5$$

$$M_{lx} = 0,001 \times 844 \times 1,85^2 \times 42 = 121,3208 \text{ kgm} = 0,1213 \text{ tm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \times 844 \times 1,85^2 \times 8 = 23,1087 \text{ kgm} = 0,02311 \text{ tm}$$

$$M_{tx} = -0,001 \times 844 \times 1,85^2 \times 83 = -293,7530 \text{ kgm} = 0,2398 \text{ tm}$$

#### 4.4.2.2 Beban Hidup/Truk

##### Kondisi I

Pada gambar 3.10 beban berada ditengah-tengah antara pelat yang tidak ditumpu, dimana :

- $ly = 33,50 \text{ m}$
- $lx = 1,85 \text{ m}$
- $a = Sb = 20 \text{ cm} = 0,20 \text{ m}$
- $Sc = 50 \text{ cm} = 0,50 \text{ m}$
- $R = \frac{1}{2}$  (terjepit penuh di kedua sisi)
- $ly > 3 \cdot \frac{1}{2} \cdot lx$   
 $33,50 > 3 \times \frac{1}{2} \times 1,85 = 2,775$ , maka :
- $Sa = \frac{3}{4} \cdot a + \frac{3}{4} \cdot R \cdot lx$   
 $= \frac{3}{4} \times 0,2 + \frac{3}{4} \times \frac{1}{2} \times 1,85 = 0,84 \text{ m}$  (untuk roda depan, tengah dan belakang)

##### Roda depan

$$P = 25 \text{ kN} = 2,50 \text{ ton}$$

$$Mu = 1/8 \cdot P \cdot L = 1/8 \times 2,50 \times 1,85 = 0,578 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen arah x} &\rightarrow Mtx_1 = - Mu/Sc = - 0,578/0,50 = -1,156 \text{ tm} \\ Mx_1 &= Mu/Sa = 0,578/0,84 = 0,688 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen arah y} &\rightarrow Mly_1 = \frac{Mlx_1}{1 + \frac{4a}{3lx}} = \frac{0,688}{1 + \frac{4 \times 0,2}{3 \times 1,85}} = 0,601 \text{ tm} \end{aligned}$$

##### Roda Tengah

$$P = 100 \text{ kN} = 10 \text{ ton}$$

$$Mu = 1/8 \cdot P \cdot L = 1/8 \times 10 \times 1,85 = 2,313 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen arah x} &\rightarrow Mtx_1 = - Mu/Sc = - 2,313/0,50 = - 4,626 \text{ tm} \\ Mx_1 &= Mu/Sa = 2,313/0,84 = 2,754 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen arah y} &\rightarrow Mly_1 = \frac{Mlx_1}{1 + \frac{4a}{3lx}} = \frac{2,754}{1 + \frac{4 \times 0,2}{3 \times 1,85}} = 2,407 \text{ tm} \end{aligned}$$

### Roda Belakang

$$P = 100 \text{ kN} = 10 \text{ ton}$$

$$Mu = 1/8 \cdot P \cdot L = 1/8 \times 10 \times 1,85 = 2,313 \text{ tm}$$

$$\text{Momen arah } x \rightarrow Mtx_1 = - Mu/Sc = - 2,313/0,50 = - 4,626 \text{ tm}$$

$$Mx_1 = Mu/Sa = 2,313/0,84 = 2,754 \text{ tm}$$

$$\text{Momen arah } y \rightarrow Mly_1 = \frac{Mlx_1}{1 + \frac{4a}{3lx}} = \frac{2,754}{1 + \frac{4 \times 0,2}{3 \times 1,85}} = 2,407 \text{ tm}$$

Tabel 4.2 : Rekapitulasi Momen Pelat B kondisi I

	Beban hidup ( tm )				B.Mati ( tm )	M* = M <sub>D</sub> + 2 M <sub>L ( tm )</sub>
	R.depan	R.tengah	R.belakang	Faktor DLA=0,3		
Mlx	0,688	2,754	2,754	3,5802	0,1213	7,2817
Mly	0,601	2,407	2,407	3,1291	0,0231	6,2813
Mtx	-1,156	-4,626	-4,626	-6,0138	-0,2398	-12,2674

Catatan :

- Momen terbesar akibat beban truk diambil dari masing-masing posisi roda
- Faktor DLA = 0,3 ditambahkan pada momen terbesar dari posisi roda (BMS BDM 1992 halaman 2-20)

### Kondisi II

Pada gambar 3.11 beban tidak berada ditengah-tengah antara pelat yang tidak ditumpu, dimana :

- ly = 33,50 m
- lx = 1,85 m
- a = Sb = 20 cm = 0,20 m
- Sc = 50 cm = 0,50 m
- R = ½ (terjepit penuh dikedua sisi)
- ly > 3 . ½ . lx
- 33,50 > 3 × ½ × 1,85 = 2,775 , maka :
- Sa = ¾ . a + ¾ . R . lx + V

Untuk roda depan

$$Sa = \frac{3}{4} \times 0,2 + \frac{3}{4} \times \frac{1}{2} \times 1,85 + 0 = 0,84 \text{ m}$$

Untuk roda tengah

$$Sa = \frac{3}{4} \times 0,2 + \frac{3}{4} \times \frac{1}{2} \times 1,85 + 4,00 = 4,84 \text{ m}$$

Untuk roda belakang

$$Sa = \frac{3}{4} \times 0,2 + \frac{3}{4} \times \frac{1}{2} \times 1,85 + 9,00 = 9,84 \text{ m}$$

Roda depan

$$P = 25 \text{ kN} = 2,50 \text{ ton}$$

$$Mu = 1/8 \cdot P \cdot L = 1/8 \times 2,50 \times 1,85 = 0,578 \text{ tm}$$

$$\text{Momen arah x} \rightarrow Mtx_1 = - Mu/Sc = - 0,578/0,50 = -1,156 \text{ tm}$$

$$Mx_1 = Mu/Sa = 0,578/0,84 = 0,688 \text{ tm}$$

$$\text{Momen arah y} \rightarrow Mly_1 = \frac{Mlx_1}{1 + \frac{4a}{3Ix}} = \frac{0,688}{1 + \frac{4 \times 0,2}{3 \times 1,85}} = 0,601 \text{ tm}$$

Roda Tengah

$$P = 100 \text{ kN} = 10 \text{ ton}$$

$$Mu = 1/8 \cdot P \cdot L = 1/8 \times 10 \times 1,85 = 2,313 \text{ tm}$$

$$\text{Momen arah x} \rightarrow Mtx_1 = - Mu/Sc = - 2,313/0,50 = - 4,626 \text{ tm}$$

$$Mx_1 = Mu/Sa = 2,313/4,84 = 0,4779 \text{ tm}$$

$$\text{Momen arah y} \rightarrow Mly_1 = \frac{Mlx_1}{1 + \frac{4a}{3Ix}} = \frac{0,4779}{1 + \frac{4 \times 0,2}{3 \times 1,85}} = 0,4177 \text{ tm}$$

Roda Belakang

$$P = 100 \text{ kN} = 10 \text{ ton}$$

$$Mu = 1/8 \cdot P \cdot L = 1/8 \times 10 \times 1,85 = 2,313 \text{ tm}$$

$$\text{Momen arah x} \rightarrow Mtx_1 = - Mu/Sc = - 2,313/0,50 = - 4,626 \text{ tm}$$

$$Mx_1 = Mu/Sa = 2,313/9,84 = 0,2351 \text{ tm}$$

$$\text{Momen arah y} \rightarrow Mly_1 = \frac{Mlx_1}{1 + \frac{4a}{3Ix}} = \frac{0,2351}{1 + \frac{4 \times 0,2}{3 \times 1,85}} = 0,2055 \text{ tm}$$

Tabel 4.3 Rekapitulasi Momen Pelat B Kondisi II

	Beban hidup (tm)				B.mati (tm)	$M^* = M_D + 2 M_L$ (tm)
	R.depan	R.tengah	R.belakang	Faktor DLA= 0,3		
Mlx	0,688	0,4779	0,2351	0,8944	0,1213	1,9101
Mly	0,601	0,4177	0,2055	0,7813	0,0231	1,5857
Mtx	-1,156	-4,6260	-4,6260	-6,0138	-0,2398	-12,2674

Momen yang digunakan untuk penulangan pelat B diambil yang terbesar yaitu pada kondisi I

$$M_{lx}^* = 7,2817 \text{ tm} = 72.817.000 \text{ Nmm}$$

$$M_{ly}^* = 6,2813 \text{ tm} = 62.813.000 \text{ Nmm}$$

$$M_{tx}^* = -12,2674 \text{ tm} = -122.674.000 \text{ Nmm}$$

#### 4.4.3. Penulangan Lentur Pelat Lantai Kendaraan

Kriteria-kriteria untuk penulangan lentur pelat lantai kendaraan antara lain :

- Penulangan sistem *one way slab* (penulangan satu arah),

$$\text{syarat : } \frac{ly}{lx} > 2,5$$

- $dx_1 = 200 - (40 + \frac{1}{2} \times 13) = 153,5 \text{ mm}$
- $dx_2 = 200 - (40 + \frac{1}{2} \times 19) = 150,5 \text{ mm}$
- $dy_1 = 200 - (40 + 13 + \frac{1}{2} \times 13) = 140,5 \text{ mm}$
- $dy_2 = 200 - (40 + 19 + \frac{1}{2} \times 19) = 131,5 \text{ mm}$
- $b = 1000 \text{ mm}$
- $Kcr = 0,75$
- $f'_c = 30 \text{ MPa}$
- $f'_s = 400 \text{ MPa}$
- $\gamma = 0,85 - 0,007 (30 - 28) = 0,836$

$$\rho_{\min} = 1,4/400 = 0,00350$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times 30}{400} \times 0,836 \times \frac{600}{600 + 400} = 0,03198$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,03198 = 0,02398$$

$$\rho = \frac{Kcr.fsy - \sqrt{(Kcr.fsy)^2 - 2,4.Kcr\left(\frac{M^*}{b.d^2}\right)\left(\frac{fsy^2}{fc'}\right)}}{1,2.Kcr\left(\frac{fsy^2}{fc'}\right)}$$

$$Ast = \rho \times b \times d$$

Rekapitulasi momen rencana pelat lantai kendaraan

Pelat A

$$Mlx^* = -0,18756 \text{ tm} = -1.875.600 \text{ Nmm}$$

$$Mtx^* = -0,67976 \text{ tm} = -6.797.600 \text{ Nmm}$$

Pelat B

$$Mlx^* = 7,2817 \text{ tm} = 72.817.000 \text{ Nmm}$$

$$Mly^* = 6,2813 \text{ tm} = 62.813.000 \text{ Nmm}$$

$$Mtx^* = -12,2674 \text{ tm} = -122.674.000 \text{ Nmm}$$

Tabel 4.4 Penulangan lentur pelat lantai kendaraan

Arah	M*	d (mm)	$\rho$	$\rho$ pakai	As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan	As pakai (mm <sup>2</sup> )
lx	-1.875.600	153,5	0,00027	0,00180	276,30	D13-250	530,93
tx	-6.797.600	153,5	0,00097	0,00180	276,30	D13-250	530,93
lx	72.817.000	150,5	0,01184	0,01184	1.781,92	D19-140	1.984,70
ly	62.813.000	131,5	0,01358	0,01358	1.785,77	D19-140	1.984,70
tx	-122.674.000	150,5	0,02188	0,02188	3.292,94	D19-80	3.402,34

Catatan :

$\rho_{susut} = 0,00180$  (tulangan ulir mutu 400 MPa) SNI 03-2847-2002 pasal 9.12.(2)

#### 4.4.4. Kontrol Pelat Lantai Kendaraan

1.) Kontrol Geser Pons Akibat Beban Truk

$$V^* \leq V_{uc}$$

$$\text{Gaya geser } V^* = K_u \times P \times (1 + \text{DLA})$$

$$= 2 \times 100 \times (1 + 0.3) = 260 \text{ kN} = 260.000 \text{ N}$$

$$b_0 = 50 + (2 \times 5) + 20 = 80 \text{ cm}$$

$$d_0 = 20 + (2 \times 5) + 20 = 50 \text{ cm}$$

$$d_s = 25 \text{ cm}$$

Sehingga :

$$A_k = 2 \times (80 + 50) \times 25 = 6.500 \text{ cm}^2 = 650.000 \text{ mm}^2$$

Tegangan geser ( $V_c$ ) diambil nilai

$$= (1/3)\sqrt{f_c} = (1/3)\sqrt{30} = 1,826 \text{ MPa} = 1,826 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{uc} = A_k \times V_c = 650.000 \times 1,826 = 1.186.732,21 \text{ N}$$

$$V^* \leq V_{uc}$$

$$260.000 \text{ N} \leq 1.186.732,21 \text{ N} \text{ (geser pons terkendali)}$$

## 2.) Kontrol lendutan

Berdasarkan pada SNI-03-2847-2002, untuk pelat lantai dengan dua tumpuan yang mempunyai tebal minimum  $t = \frac{l}{16} < 200 \text{ mm}$ , maka lendutannya tidak perlu dihitung.

$$t_{\min} = \frac{1850}{16} = 115,625 \text{ mm} < 200 \text{ mm} \text{ (pelat aman terhadap lendutan)}$$

## 3.) Kontrol Lebar Retak Plat

Pengendalian retak pada pelat lantai kendaraan dijelaskan menurut PPTJ BMS 1992 pasal 6.7.4. halaman 6-83, bahwa retakan pada pelat beton bertulang yang terlentur bisa dianggap terkendali bila jarak titik berat ke titik berat tulangan pada masing-masing arah tidak melampaui 300 mm

S maks tumpuan = 140 mm  $\leq$  300 mm (OK)

S maks lapangan = 250 mm  $\leq$  300 mm (OK)

## 4.5. Perencanaan Pelat Precast Lantai Kendaraan

### 4.5.1 Perhitungan Momen Pelat Precast

#### 4.5.1.1. Beban Mati

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh  $q_d = 607,20 \text{ kg/m}^2$ .

Kondisi pelat prescast diasumsikan jepit pemuk pada keempat sisinya (lihat gambar 3.12), maka berlaku :

$$ly/lx = 108,30/100 = 1,08 \approx 1,1$$

$$Mlx = 0,001 \times 607,20 \times 1,00^2 \times 25 = 15,18 \text{ kgm} = 0,01518 \text{ tm}$$

$$Mly = 0,001 \times 607,20 \times 1,00^2 \times 21 = 12,7512 \text{ kgm} = 0,01275 \text{ tm}$$

$$Mtx = -0,001 \times 607,20 \times 1,00^2 \times 59 = -35,8248 \text{ kgm} = -0,03582 \text{ tm}$$

#### 4.5.1.2. Beban Hidup

Pada pelat *prescast* bekerja beban hidup akibat pekerja sebesar  $100 \text{ kg/m}^2$

$$Mlx = 0,001 \times 100 \times 1,00^2 \times 25 = 2,50 \text{ kgm} = 0,0025 \text{ tm}$$

$$Mly = 0,001 \times 100 \times 1,00^2 \times 21 = 2,10 \text{ kgm} = 0,0021 \text{ tm}$$

$$Mtx = -0,001 \times 100 \times 1,00^2 \times 59 = -5,90 \text{ kgm} = -0,0059 \text{ tm}$$

Tabel 4.5 : Rekapitulasi Momen Pada Pelat Prescast

Arah	Beban Hidup ( tm )	Beban Mati ( tm )	M* ( tm )
Mlx	0,0025	0,01518	0,01768
Mly	0,0021	0,01275	0,01485
Mtx	-0,0059	-0,03582	-0,04172

#### 4.5.2. Penulangan Lentur Pelat Precast

Kriteria-kriteria untuk penulangan lentur pelat precast lantai kendaraan antara lain :

- Penulangan sistem *two way slab* (penulangan dua arah),

$$\text{syarat : } \frac{ly}{lx} < 2,5$$

- $dx = 70 - (20 + \frac{1}{2} \times 10) = 45 \text{ mm}$
- $dy = 70 - (20 + 10 + \frac{1}{2} \times 10) = 35 \text{ mm}$
- $b = 1000 \text{ mm}$
- $Kcr = 0,75$
- $f'_c = 30 \text{ MPa}$
- $f_{sy} = 240 \text{ MPa}$
- $\gamma = 0,85 - 0,007 (30 - 28) = 0,836$

$$\rho_{\min} = 1,4/240 = 0,00583$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times 30}{400} \times 0,836 \times \frac{600}{600 + 400} = 0,06345$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,06345 = 0,04758$$

$$\rho = \frac{Kcr.fsy - \sqrt{(Kcr.fsy)^2 - 2,4.Kcr\left(\frac{M^*}{b.d^2}\right)\left(\frac{fsy^2}{fc'}\right)}}{1,2.Kcr\left(\frac{fsy^2}{fc'}\right)}$$

$$A_{st} = \rho \times b \times d$$

Momen rencana pada pelat *precast* lantai kendaraan

$$M_{lx^*} = 0,01768 \text{ tm} = 176.800 \text{ Nmm}$$

$$M_{ly^*} = 0,01485 \text{ tm} = 148.500 \text{ Nmm}$$

$$M_{tx^*} = -0,04172 \text{ tm} = -417.200 \text{ Nmm}$$

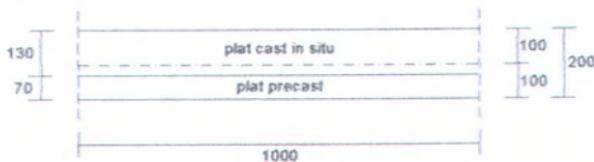
Tabel 4.6 Rekapitulasi penulangan pelat *precast* lantai kendaraan

Arah	$M^*$ ( Nmm )	$d$ ( mm )	$\rho$	$\rho_{\text{pakai}}$	As perlu ( mm <sup>2</sup> )	Tulangan	As pakai ( mm <sup>2</sup> )
$I_x$	176.800	45	0,00048	0,00583	262,35	D10-250	314,16
$I_y$	148.500	35	0,00067	0,00583	262,35	D10-250	314,16
$T_x$	-417.200	45	0,00114	0,00583	262,35	D10-250	314,16

#### 4.5.3. Perhitungan Shear Connector Pelat Precast

*Shear connector* diperlukan untuk menjamin bahwa antara *pelat precast* dengan *pelat cast in situ* sebagai *overtopping* dapat bekerja secara komposit. Perencanaan *shear connector* didasarkan pada rumus berikut :

$$v = \frac{\Delta V Q}{I b}$$



Gambar 4.5 : Penampang pelat lantai kendaraan

Berdasarkan gambar diatas, maka dapat ditentukan :

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$I = 1/12 \times 1000 \times 200^3 = 6,667 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$Q = (1000 \times 130) \times (100 - 65)^2 = 1,5925 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

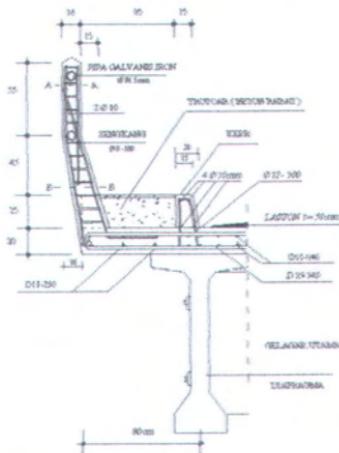
$$\Delta V = \frac{1}{2} \times (0,13 \times 1,00 \times 2400) \times 1,00 = 156 \text{ kg} = 1.560 \text{ N}$$

$$v = \frac{1,3 \times 1.560 \times 1,5925 \times 10^8}{6,667 \times 10^8 \times 1000} = 0,484 \text{ N/mm}$$

Direncanakan *shear connector*  $\phi 10$  ( $A_v = 78,54 \text{ mm}^2$ ), dengan jarak :

$$s = \frac{\phi A_v f_y N}{b v} = \frac{0,85 \times 78,54 \times 240 \times 9}{1000 \times 0,484} = 297,93 \text{ mm}$$

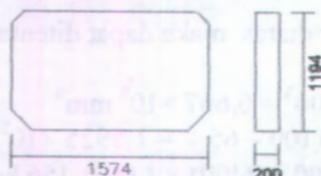
Dipasang *shear connector*  $\phi 10 -295$



Gambar 4.6 Penulangan sandaran, kerb dan pelat lantai kendaraan

#### 4.6. Perencanaan Gelagar Melintang (Diafragma)

Gelagar melintang / diafragma yang diletakkan diantara gelagar utama berfungsi untuk memberikan kekakuan arah melintang (pengaku) dan sebagai pembagi beban. Dalam PPTJ BMS 1992, disebutkan bahwa jarak maksimal antar diafragma adalah 8,00 m.



Gambar 4.7 Dimensi gelagar melintang

##### 4.6.1. Pembebanan Diafragma

Berat sendiri  $q = 0,2 \times 1,194 \times 24 = 5,73 \text{ kN/m} = 5,73 \text{ N/mm}$

Maka :  $qu = 1,3 \times 5,73 = 7,451 \text{ N/mm}$

##### 4.6.2. Penulangan Diafragma

###### 4.6.2.1. Penulangan Geser

$f'_c = 35 \text{ MPa}$

$f_y = 400 \text{ MPa}$

Cek apakah termasuk balok tinggi

$$\frac{ln}{d} = \frac{1.574}{(0,9 \times 1.194)} = 1,46 < 5 \text{ ( termasuk balok tinggi )}$$

letak penampang kritis,  $x = 0,15 ln$

$$x = 0,15 \times 1.574 = 236,10 \text{ mm}$$

$$Vu = \frac{1}{2} \times qu \times ln - \frac{1}{2} \times qu \times x$$

$$= \frac{1}{2} \times 5,73 \times 1.574 - \left( \frac{1}{2} \times 5,73 \times 236,10 \right) = 3.833,084 \text{ N}$$

Kemampuan penampang menahan geser :

$$Vn = \frac{2}{3} \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

$$= \frac{2}{3} \times \sqrt{35} \times 200 \times (0,9 \times 1.194) = 847.655,91 \text{ N}$$

Kontrol :

$$V_u < \phi V_n$$

$$3.833,084 \text{ N} < 0,6 \times 847.655,91$$

$$3.833,084 \text{ N} < 508.593,547 \text{ N (OK)}$$

$$V_c = \left( 3,5 - 2,5 \frac{M_u}{V_u \times d} \right) \left[ \frac{\sqrt{f'_c} + 120 \rho \frac{V_u d}{M_u}}{7} \right] b_w \times d$$

Momen pada penampang kritis

$$M_u = \frac{1}{2} \times q_u \times \ln x - \frac{1}{2} \times q_u \times x^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 5,73 \times 1.574 \times 236,10 - \left( \frac{1}{2} \times 5,73 \times 236,10^2 \right)$$

$$= 904.991,014 \text{ Nmm}$$

Bagian dari penampang yang mengalami tarik pada penampang kritis

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \frac{2}{3} h} = \frac{904.991,014}{0,8 \times 400 \times \frac{2}{3} \times 1.194} = 3,553 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fsy} = \frac{1,4}{400} = 0,00350$$

$$\rho = \frac{As}{b_w \cdot d} = \frac{3,553}{200 \times (0,9 \times 1.194)} = 0,000017 < \rho_{min}$$

pakai  $\rho_{min} = 0,00350$

$$\frac{V_u d}{M_u} = \frac{3.833,084 \times (0,9 \times 1.194)}{904.991,014} = 4,55$$

$$\left( 3,5 - 2,5 \times \frac{M_u}{V_u \cdot d} \right) = \left( 3,5 - 2,5 \times \frac{904.991,014}{3.833,084 \times 0,9 \times 1.194} \right) \\ = 2,95 > 2,5 \rightarrow \text{pakai } 2,5$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left( 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u \times d} \right) \left[ \frac{\sqrt{f'_c} + 120 \rho \frac{V_{ud}}{M_u}}{7} \right] b w \times d \\
 &= 2,5 \left[ \frac{\sqrt{35} + (120 \times 0,00350 \times 4,55)}{7} \right] 200 \times (0,9 \times 1.194) \\
 &= 600.784,281 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c_{\max}} &= \frac{1}{2} \sqrt{f'_c} \times b w \times d \\
 &= \frac{1}{2} \sqrt{35} \times 200 \times (0,9 \times 1.194) = 635.741,934 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_{c_{\max}} = 635.741,934 \text{ N} > V_c = 600.784,281 \text{ N} (\text{OK})$$

$$\varphi V_c = 0,6 \times 600.784,281 = 360.470,569 \text{ N} > V_u = 3.833,084 \text{ N}$$

Pasang tulangan geser minimum

- Tulangan vertikal

$$s \leq \frac{d}{5} = \frac{0,9 \times 1.194}{5} = 214,92 \text{ mm}$$

$$s \leq 500 \text{ mm}$$

$$\text{ambil } s = 150 \text{ mm}$$

$$A_{v_{\min}} = \frac{b w s}{f_y} = \frac{200 \times 150}{400} = 75 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan D13 – 150 (Ast pakai = 132,73 mm<sup>2</sup>)

- Tulangan horisontal

Untuk tulangan horisontal diasumsikan sama dengan tulangan vertikal, sehingga dipasang tulangan D13 – 150 (Ast pakai = 132,73 mm<sup>2</sup>)

- Tulangan Tarik di tengah bentang

$$M_{\max} = \frac{1}{12} \times q l^2 = \frac{1}{12} \times 5,73 \times 1.574^2 = 1.182.994,79 \text{ Nmm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot \frac{2}{3} \cdot h} = \frac{1.182.994,79}{0,8 \times 400 \times \frac{2}{3} \times 1.194} = 4,64 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan tarik 2 D13 ( As = 265,46 mm<sup>2</sup> )

#### 4.6.3. Perhitungan Dimensi Jangkar

$$M \text{ lendutan} = \frac{6 \cdot x \Delta I \cdot x \cdot E \cdot I}{L^2}$$



Gambar 4.8 Lendutan Gelagar Memanjang yang dipikul diafragma

$$Ec = 4.700 \times \sqrt{35} = 27.805,57 \text{ kg/cm}^2$$

y' = besarnya lendutan pada gelagar memanjang (asumsi = 0,05 cm)  
 $L = (\text{jarak total diafragma})/2 = (1,85 \times 4)/2 = 3,70 \text{ m}$

$$I = \text{momen inertia} = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 20 \times 119,40^3 = 2.837.015,64 \text{ cm}^3$$

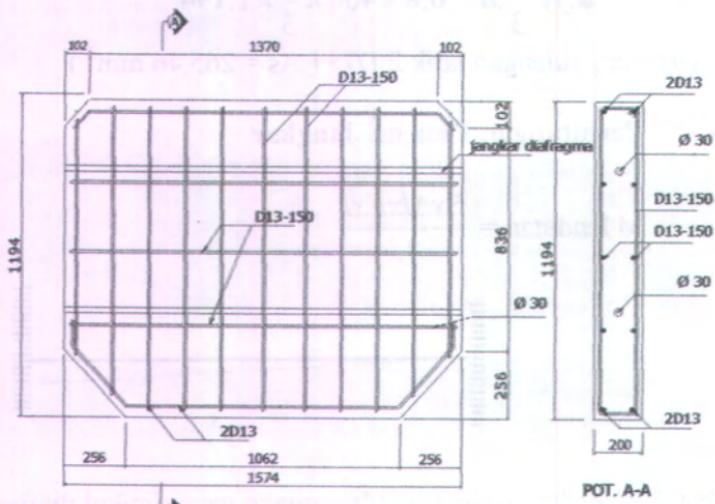
$$M \text{ lendutan} = \frac{6 \Delta I \cdot E \cdot I}{L^2} = \frac{6 \times 0,05 \times 27.805,57 \times 2.837.015,64}{370^2} \\ = 172.866,699 \text{ kgcm}$$

$$M \text{ lendutan} = 17.286.669,90 \text{ Nmm}$$

$$M^* = M \text{ berat sendiri} + M \text{ lendutan} \\ = 1.182.994,79 + 17.286.669,90 = 18.469.664,69 \text{ Nmm}$$

$$As = \frac{M^*}{\phi fy \frac{2}{3} h} = \frac{18.469.664,69}{0,8 \times 400 \times \frac{2}{3} \times 1.194} = 72,51 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 2 D13 ( $As\ pakai = 265,46\ mm^2$ ) → sebagai jangkar dan pengikat diafragma



Gambar 4.9 Penulangan Diafragma

## BAB V

# PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

### 5.1 Konsep Desain

#### 5.1.1. Konsep Dasar Prategang

Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan dalam dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban luar.

Menurut T.Y. Lin (1993), ada tiga konsep yang dapat dipakai untuk menjelaskan dan menganalisis sifat-sifat dasar dari beton prategang, yaitu :

1. Sistem prategang untuk mengubah beton menjadi bahan yang elastis

Beton prategang pada dasarnya adalah beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan/desakan terlebih dahulu. Dari konsep ini lahirlah kriteria "tidak ada tegangan tarik pada beton" yang berarti tidak ada retak dan beton tidak merupakan bahan yang getas lagi melainkan berubah menjadi bahan yang elastis.

2. Sistem prategang untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton

Beton prategang sebagai kombinasi baja dan beton, dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekan sehingga membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal.

3. Sistem prategang untuk mencapai perimbangan beban

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



Sedangkan penarikan baja prategang dapat dilakukan dengan cara

1. Pratarik (*pretension*)

Tendon ditarik sebelum beton dicor, tendon-tendon itu harus diangkurkan sementara pada abutment atau lantai penahan pada waktu ditarik dan gaya prategang dialihkan ke beton setelah beton tersebut mengeras.

2. Pasca tarik (*post tension*)

Kabel ditarik setelah mengeras, tendon-tendon diangkurkan pada beton tersebut segera setelah pemberian gaya prategang.

Pada penyusunan tugas akhir ini dipakai cara kedua yaitu pasca tarik (*post tension*). Pada dasarnya, keseluruhan pelaksanaan sistem pratarik ini ada 6 langkah , yaitu :

1. Strand dimasukkan kedalam selubung tendon (*duct*), dan angkur diletakkan di ujung tendon.
2. Selubung tendon ditempatkan pada bekisting dan diikatkan pada posisinya dengan cara seperti pada tulangan biasa. Meletakkan tulangan lunak/biasa, sengkang, dan lain-lain.
3. Beton dituang dan dilakukan curing sampai kekuatannya cukup untuk dilakukan penarikan pada tendon.
4. Tendon ditarik dengan menggunakan jack hidrolik. Angkur ujung diatur untuk mengalihkan gaya prategang ke dalam beton.
5. Ruang kosong di sekeliling tendon digROUTING.
6. Angkur dilapisi dengan lapisan *protective*.

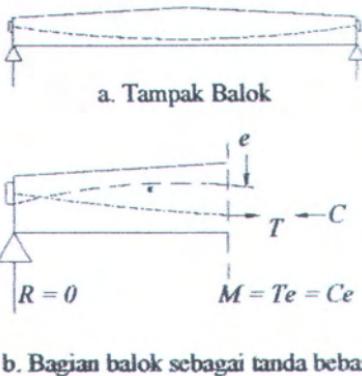
Walaupun prosedur diatas adalah cara yang umum, banyak cara pelaksanaan lain yang digunakan sesuai dengan kondisi yang ada. Pelaksanaan sistem-sistem yang berlainan ini biasanya sesuai dengan tipe tendon yang akan dikerjakan.

### **5.1.2. Balok Menerus**

Perbedaan antara balok prategang sederhana dan menerus dapat dinyatakan dengan adanya momen sekunder, yang merupakan hasil sampingan dari pemberian prategang. Sedangkan momen pada beton yang diakibatkan oleh eksentrisitas gaya prategang disebut sebagai momen primer. Dengan diketahuinya

momen primer yang bekerja pada balok menerus, momen sekunder yang ditimbulkan oleh reaksi yang diinduksikan dapat dihitung. Maka hasil momen akibat prategang merupakan jumlah aljabar dari momen primer dan momen sekunder (Momen sekunder + Momen primer = Momen akhir).

Akibat Penerapan gaya prategang, momen pada balok menerus dipengaruhi secara langsung oleh gaya prategang tersebut dan secara tidak langsung oleh reaksi perletakan yang ditimbulkan oleh lenturan balok, pada balok sederhana atau statis tertentu tidak terdapat reaksi perletakan yang ditimbulkan oleh gaya prategang.

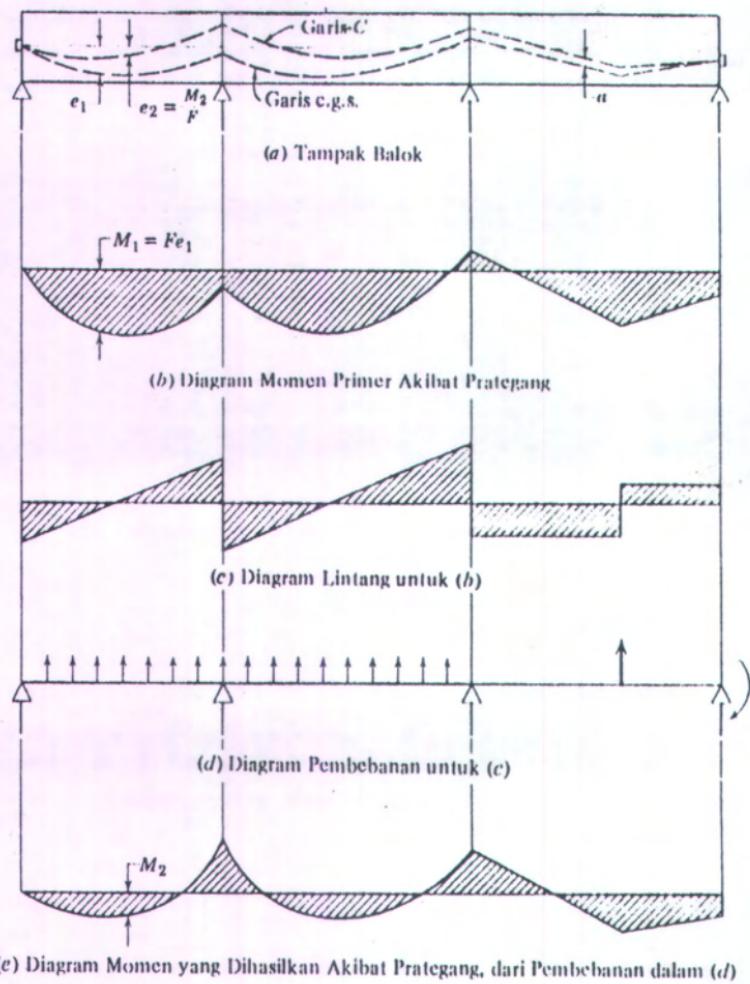


Gambar 5.1. Momen pada beton akibat prategang pada balok sederhana

Dapat dilihat sebuah balok prategang sederhana, tanpa menghiraukan gaya intensitas gaya prategang, hanya tegangan – tegangan dalamlah yang dipengaruhi oleh prategang. Reaksi eksternal, yang ditentukan dengan prinsip statika, hanya akan dipengaruhi beban hidup dan mati (termasuk berat sendiri balok), namun tidak dipengaruhi oleh gaya prategang. Tanpa beban pada balok, bagaimanapun kita memberi gaya prategang internal pada beton, reksi eksternal akan tetap nol, sehingga momen eksternal akan tetap nol. Dengan tidak adanya momen eksternal pada balok,

momen lawan internal harus juga nol, sehingga garis-C (garis tekan pada beton) harus berimpit dengan garis-T pada baja (yaitu c.g.s), dengan mengetahui garis-C pada beton, momen penanpaang beton dapat ditentukan dengan rumus :  $M = T \cdot e = C \cdot e$

Pada balok menerus perhitungan momen akibat prategang diberikan pada diagram sebagai berikut :



Gambar 5.2. Perhitungan momen akibat prategang pada balok menerus.

Momen primer  $M_1$  pada setiap penampang beton diberikan oleh :  $M_1 = F e_1$  dimana  $e_1$  adalah eksentrisitas c.g.s. terhadap c.g.c. Garis-C pada (a) diperoleh dengan cara mentransformasikan secara linier garis c.g.s. sedemikian rupa sehingga diperoleh eksentrisitas  $e_2$  diatas tumpuan yang bersesuaian dengan momen akhir  $M_2$ , sehingga :  $e_2 = M_2 / F$

Garis-C yang secara linier menyimpang dari c.g.s. akan mempunyai bentuk intrinsik seperti c.g.s., sehingga dapat digambarkan dengan mudah. Momen sekunder diberikan oleh deviasi antara garis-C dan garis c.g.s. Jika diinginkan, momen sekunder ini dapat dihitung dengan hubungan sederhana :

$$\text{Momen sekunder} = M_2 - M_1$$

Deviasi  $a$  dari garis-C terhadap c.g.s., diberikan oleh :

$$a = \frac{M_2 - M_1}{F}$$

Sekarang dapat dibandingkan balok sederhana dengan balok menerus dibawah pengaruh prategang, dengan mengabaikan berat sendiri balok dan beban luar lainnya.

Pada balok sederhana yang terjadi :

- Garis-C berimpit dengan garis-T.
- Distribusi tegangan dalam beton pada penampang yang manapun ditentukan oleh lokasi garis-T.

Pada balok bentang menerus yang terjadi :

- Garis-C umumnya menyimpang dari garis-T.
- Distribusi tegangan ditentukan oleh letak garis-C yang tidak berimpit dengan garis-T.
- Karakter gaya geser lebih besar terjadi pada tumpuan tengah.

Perbedaan antara kedua balok tersebut terletak pada adanya reaksi dan momen eksternal pada balok menerus, yang timbul akibat prategang. Karena momen eksternal hanya ditimbulkan oleh reaksi, dan karena reaksi tersebut hanya timbul pada tumpuan, maka variasi momen di daerah antara dua tumpuan yang berurutan adalah linear.

## 5.2 Metode Pelaksanaan Struktur Utama

Pada penyusunan tugas akhir ini metode pelaksanaan struktur utama perencanaan jembatan Malangsari sebagai berikut

### 1. Sistem pengecoran

Secara keseluruhan pekerjaan pembetonan pada perencanaan jembatan Malangsari dilakukan cor setempat (cast insitu). Hal ini disebabkan karena lokasi proyek jauh dari pabrikasi/baching plan, sehingga biaya mobilisasi dialokasikan untuk pembuatan maupun penyewaan bekisting. Pengecoran gelagar utama diletakkan pada satu sisi approach arah Jember karena kuas lahan yang memadai dan relatif datar, dimana pemasangan tulangan serta tata letak selongsong dikerjakan manual sesuai spesifikasi yang ditentukan.

### 2. Sistem stressing (post tension)

Penarikan kabel pratekan dilakukan setelah beton cukup umur (21 hari), yaitu kawat untaian (strand) dimasukkan satu per satu kedalam masing-masing selongsong sesuai jumlah yang diperlukan. Setelah seluruh strand terpasang penarikan dilakukan secara bergantian pada tiap-tiap tendon dengan gaya prategang sesuai rencana. Proses penarikan kabel pratekan dibagi dalam dua tahap, yaitu :

#### - Tahap 1

Tendon didesain untuk memikul momen akibat berat sendiri + pengangkatan serta gelagar melintang, stressing dilakukan pada satu sisi sebelum gelagar utama dilaunching ( $L = 33,50\text{ m}$ )

#### - Tahap 2

Tendon didesain untuk memikul momen akibat berat pelat lantai kendaraan, beban mati tambahan (laston + overlay) serta beban lalu lintas (UDL + KEL), stressing dilakukan pada dua sisi setelah gelagar utama dilaunching dan diafragma sudah terpasang (gelagar utama sudah menerus  $L = 100,50\text{ m}$ ).

Setelah seluruh proses penarikan selesai dan angkur sudah terpasang, dilanjutkan dengan pemotongan strand serta pemberian grouting menggunakan pompa hidrolis kemudian pada masing-masing ujung gelagar ditutup dengan pasta semen.

### 3. Pengangkatan

Gelagar utama diangkat dengan 2 titik angkat yang telah ditentukan dengan mobile crane dan diletakkan pada rel bridge launching (konstruksi rangka baja tertutup) yang sudah terpasang. Gelagar yang berada di rel lalu diletakkan pada tiap-tiap posisinya dengan menggunakan bantuan tripot tali pengikat. Launching gelagar utama dilakukan satu arah yaitu dari arah Jember menuju arah Glenmore, dimana satu per satu gelagar ditempatkan diatas tumpuan masing-masing dan antar gelagar dipasang angkur sementara (sebelum diafragma terpasang) sebagai pengikat agar tidak roboh.

### 4. Pemasangan Diafragma

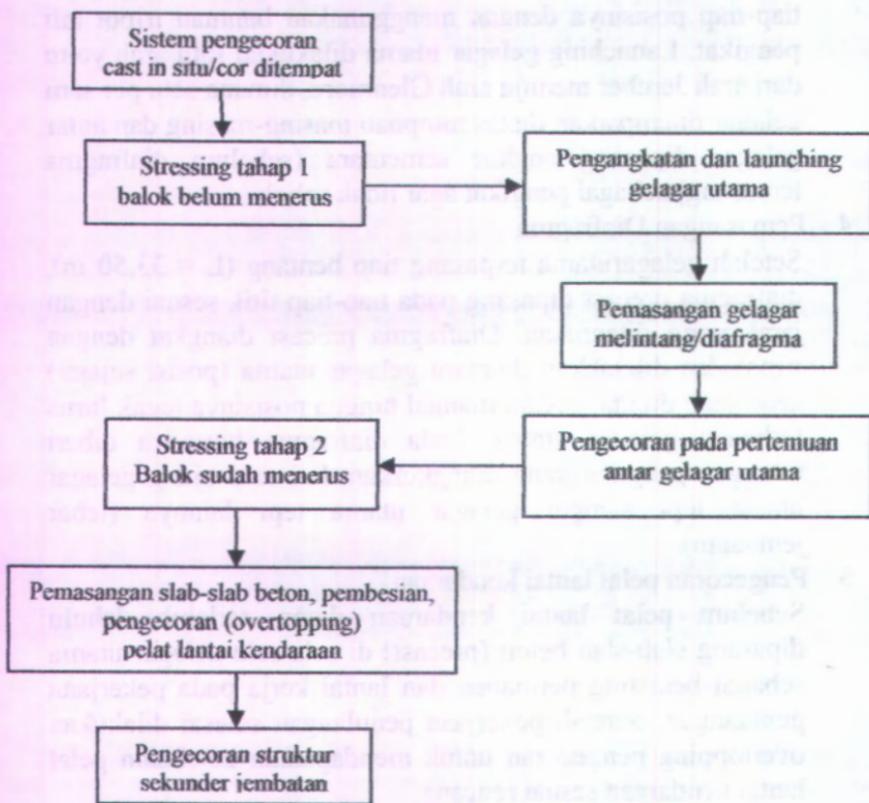
Setelah gelagar utama terpasang tiap bentang ( $L = 33,50\text{ m}$ ), diafragma precast dipasang pada tiap-tiap titik sesuai dengan jarak yang ditentukan. Diafragma precast diangkat dengan tripot dan diletakkan diantara gelagar utama (posisi sejajar) kemudian diputar secara manual hingga posisinya tegak lurus terhadap gelagar utama. Pada diafragma biasanya diberi tulangan pengikat yang diangkurkan dari satu ujung gelagar utama tepi sampai gelagar utama tepi lainnya (lebar jembatan).

### 5. Pengecoran pelat lantai kendaraan

Sebelum pelat lantai kendaraan dicor, terlebih dahulu dipasang slab-slab beton (precast) di sela-sela gelagar utama sebagai bekisting permanen dan lantai kerja pada pekerjaan penulangan. Setelah pekerjaan penulangan selesai dilakukan overtopping pengecoran untuk mendapatkan ketebalan pelat lantai kendaraan sesuai rencana.

6. Pengecoran struktur sekunder jembatan dan pengaspalan  
Setelah pengecoran pelat lantai kendaraan seluruhnya selesai, dilakukan curing/perwatan sampai beton cukup umur/keras dan dilanjutkan pengecoran kerb, trotoar, tiang sandaran serta pengaspalan selebar jalur lalu-lintas dengan tebal sesuai perencanaan.

Secara sistematis metode pelaksanaan struktur utama perencanaan jembatan Malangsari ditunjukkan pada bagan berikut :



### 5.3. Prencanaan Gelagar Utama

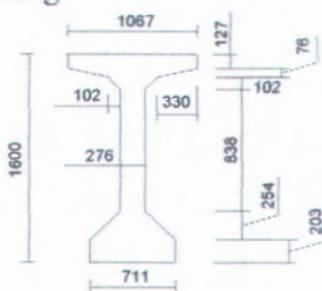
#### 5.3.1 Menaksir Dimensi Gelagar Utama dan Karakteristiknya

Panjang total jembatan Malangsari 100,50 m (33,50 m + 33,50 m + 33,50 m) berdasarkan tabel 3.1 maka dipakai balok pratekan standar AASHTO-PCI tipe V.

#### 5.3.2 Perhitungan Penampang

##### 1. Sebelum Komposit

Pada tengah bentang



Gambar 5.3 Dimensi balok AASHTO-PCI tipe V

Pias	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$A_c \cdot d$ (mm <sup>3</sup> )	$I_g$ (mm <sup>4</sup> )	$(d-d'')^2$ (mm <sup>2</sup> )	$I_x = I_g + A(d-d'')^2$ (mm <sup>4</sup> )
I	135509.00	8604821.50	182135388.50	524900.25	71310843365.75
II (2)	25080.00	3820436.40	8047893.33	404076.35	10142282751.33
III	30932.00	5103780.00	14888602.67	388129.00	12020494830.67
IV (2)	10404.00	2465748.00	6013512.00	309136.00	3222264456.00
V	20706.00	5259324.00	17952102.00	285156.00	5922392238.00
VI	170114.00	123162536.00	9955127985.00	4096.00	10651914929.00
VII (2)	64516.00	84666282.28	231239680.90	274921.95	17968104207.10
VIII	51562.00	65483740.00	277214499.30	232324.00	12256304587.30
IX	144333.00	216283000.50	495651549.80	504810.25	73356429363.05
Jumlah	653500.00	514849668.68			216851030728.20

$$y_a = \frac{X}{A_c} = \frac{514.957.700,70}{65,35 \times 10^4} = 788 \text{ mm}$$

$$y_b = 1600 - 788 = 812 \text{ mm mm}^2$$

Kontrol rendemen balok

$$\rho = \frac{r^2}{y_a \times y_b} = \frac{331905,126}{788 \times 812} = 0,52$$

Maka dimensi balok tersebut sudah seimbang dan baik, karena apabila :

$\rho \leq 0,45 \rightarrow$  balok terlalu gemuk

$\rho \geq 0,55 \rightarrow$  balok terlalu langsing dan sulit dalam pelaksanaan

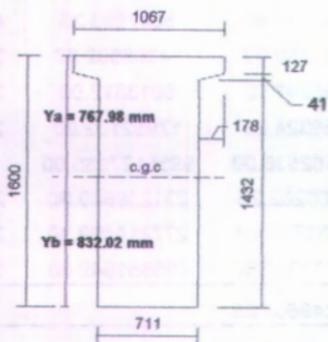
$$w_a = \frac{I}{y_a} = \frac{2,169 \times 10^{11}}{788} = 275.253.807,10 \text{ mm}^3$$

$$w_b = \frac{I}{y_b} = \frac{2,169 \times 10^{11}}{812} = 267.118.226,60 \text{ mm}^3$$

$$k_a = \frac{w_b}{A_c} = \frac{267.118.226,60}{65,35 \times 10^4} = 408,75 \text{ mm}$$

$$k_b = \frac{w_a}{A_c} = \frac{275.253.807,10}{65,35 \times 10^4} = 421,20 \text{ mm}$$

Pada ujung bentang



Gambar 5.4 : Penampang ujung balok AASHTO-PCI type V

Pias	Ac (mm <sup>2</sup> )	Ac .d (mm <sup>3</sup> )	lg (mm <sup>4</sup> )	(d-d'') <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	Ix=lg+A(d-d'') <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )
I	135509.00	8604821.50	182135388.40	496292.07	67434177502.03
II (2)	7298.00	1026609.66	681552.11	393517.84	2872574748.43
III	1047303.00	904346140.50	189400000000.00	9124.07	198955665883.21
Jumlah	1190110.00	913977571.66			269262418133.67

$$ya = \frac{913977571.70}{1190110} = 767,98 \text{ mm}$$

$$yb = 1600 - 767,98 = 832,02 \text{ mm}$$

$$r^2 = \frac{I}{Ac} = \frac{2,6923 \times 10^{11}}{1190110} = 226222,786 \text{ mm}^2$$

$$wa = \frac{I}{ya} = \frac{2,6923 \times 10^{11}}{767,98} = 350563930,10 \text{ mm}^3$$

$$wb = \frac{I}{yb} = \frac{2,6923 \times 10^{11}}{832,02} = 323585971,50 \text{ mm}^3$$

$$ka = \frac{wb}{Ac} = \frac{323585971,50}{1190110} = 271,90 \text{ mm}$$

$$kb = \frac{wa}{Ac} = \frac{350563930,10}{1190110} = 294,564 \text{ mm}$$

## 2. Perhitungan Penampang Komposit

Pada penampang komposit lebar efektif pelat beton bertulang (bef) dihitung sebagai berikut :

beton pratekan  $fc' = 45 \text{ MPa} \rightarrow \gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$

$$Ec = 4700\sqrt{fc'} = 4700\sqrt{45} = 31.528,56 \text{ MPa}$$

beton bertulang  $fc' = 30 \text{ MPa} \rightarrow \gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$

$$Ec = 4700\sqrt{fc'} = 4700\sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{Ec \text{ balok}}{Ec \text{ pelat}} = \frac{31.528,56}{25742,96} = 1,40$$

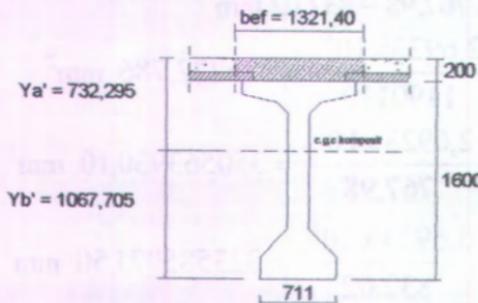
bef diambil nilai terkecil dari :

- $bef = s$   $s = \text{jarak antar gelagar utama (mm)}$   
 $bef = 1850 \text{ mm}$
- $bef = 8 \times ts$   $ts = \text{tebal pelat lantai kendaraan (mm)}$   
 $bef = 8 \times 200 = 1600 \text{ mm}$
- $bef = \frac{s}{n} = \frac{1,85}{1,40} = 1,3214 \text{ m} = 1321,40 \text{ mm}$

diambil  $bef = 1321,40 \text{ mm}$

Luas penampang pelat =  $132,14 \times 20 = 2642,80 \text{ cm}^2$

Pada tengah bentang



Gambar 5.5 Letak c.g.c komposit tengah bentang

Pias	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$A_c \cdot d$ (mm <sup>3</sup> )	$I_g$ (mm <sup>4</sup> )	$(d-d'')^2$ (mm <sup>2</sup> )	$I_x = I_g + A(d-d'')^2$ (mm <sup>4</sup> )
Pelat	264280	26428000	880933333.3	399803.29	1.06541E+11
I	135509.00	35706621.50	182135388.40	219773.44	29963414469.36
II (2)	25080.00	8836436.40	8047893.33	144377.20	3629028069.33
III	30932.00	11290180.00	14888602.67	134909.29	4187902760.95
IV (2)	10404.00	4546548.00	6013512.00	87202.09	913264056.36
V	20706.00	9400524.00	17952102.00	77450.89	1621650230.34
VI	170114.00	157185336.00	9955127985.00	36748.89	16206628658.46
VII (2)	64516.00	97569482.28	231239680.90	608446.80	39485793429.70
VIII	51562.00	75796140.00	277214499.30	544201.29	28337321414.28
IX	144333.00	245149600.50	495651549.80	933542.44	135236632542.32
Jumlah	917780.00	671908868.68			366122582445.63

$$ya' = \frac{672085706,68}{917780} = 732,30 \text{ mm}$$

$$yb' = 1800 - 732,30 = 1067,70 \text{ mm}$$

$$r^2 = \frac{I}{Ac'} = \frac{3,6612 \times 10^{11}}{917780} = 374795,196 \text{ mm}^2$$

$$wa' = \frac{I}{ya'} = \frac{3,6612 \times 10^{11}}{732,295} = 469728094,30 \text{ mm}^3$$

$$wb' = \frac{I}{yb'} = \frac{3,6612 \times 10^{11}}{1067,705} = 322167204,30 \text{ mm}^3$$

$$ka' = \frac{Wb'}{Ac'} = \frac{322167204,30}{917780} = 351,03 \text{ mm}$$

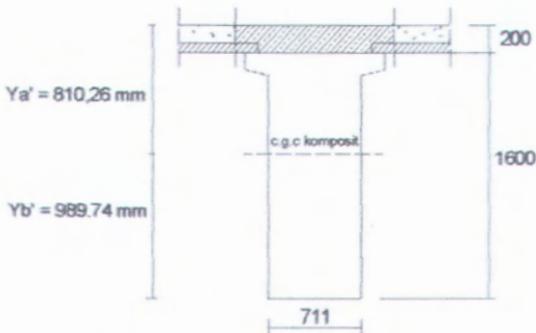
$$kb' = \frac{Wa'}{Ac'} = \frac{469728094,30}{917780} = 511,81 \text{ mm}$$

Pada ujung bentang

$$A' \text{ komposit} = A \text{ gelagar} + A \text{ pelat}$$

$$= 11.901,10 + 2.642,80 = 14.543,90 \text{ cm}^2$$

$$= 1.454.390 \text{ mm}^2$$



Gambar 5.6 Letak c.g.c. komposit tumpuan

Pias	Ac (mm <sup>2</sup> )	Ac .d (mm <sup>3</sup> )	Ig (mm <sup>4</sup> )	(d-d'') <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> =Ig+A(d-d'') <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )
Pelat	264280	26428000	880933333.3	399803.29	1.06541E+11
I	135509.00	35706621.50	182135388.40	298946.50	40692076656.90
II (2)	7298.00	2486209.66	681552.11	220514.77	1609998343.57
III	1047303.00	1113806741.00	189400000000.00	64130.50	256564065041.50
Jumlah	1454390.00	1178427572.16			405407086856.50

$$ya' = \frac{1.178.427.572,16}{1454390} = 810,26 \text{ mm}$$

$$yb' = 1800 - 810,26 = 989,74 \text{ mm}$$

$$r^2 = \frac{I}{Ac'} = \frac{4,0541 \times 10^{11}}{1454390} = 297187,963 \text{ mm}^2$$

$$wa' = \frac{I}{ya'} = \frac{4,0541 \times 10^{11}}{810,26} = 533442600,40 \text{ mm}^3$$

$$wb' = \frac{I}{yb'} = \frac{4,0541 \times 10^{11}}{989,74} = 436707823,60 \text{ mm}^3$$

$$ka' = \frac{Wb'}{Ac'} = \frac{436707823,60}{1454390} = 300,27 \text{ mm}$$

$$kb' = \frac{Wa'}{Ac'} = \frac{533442600,40}{145439} = 366,78 \text{ mm}$$

### 5.3.3 Pembebaan

Beban-beban yang bekerja pada gelagar utama adalah :  
Kondisi sebelum komposit

a. Berat sendiri gelagar memanjang

➤ Pada tumpuan

$$Ac = 11.901,10 \text{ cm}^2 = 1,190110 \text{ m}^2$$

$$q = 1,190110 \times 25 = 29,753 \text{ kN/m}$$

- Pada lapangan  
 $Ac = 65,35 \times 10^4 \text{ mm}^2 = 0,6535 \text{ m}^2$   
 $q = 0,6535 \times 25 = 16,338 \text{ kN/m}$

b. Beban mati

- Beban mati merata akibat pelat lantai kendaraan ( $t = 20 \text{ cm}$ )  
 $q = 0,20 \times 1,85 \times 24 = 8,80 \text{ kN/m}$
- Beban mati terpusat akibat gelagar melintang (diafragma)  
 $q = 4,80 \text{ kN/m}$   
maka :  
 $P = (1,85 - 0,276) \times 0,20 \times 1,00 \times 24 = 7,9056 \text{ kN}$

Kondisi setelah komposit

a. Beban mati tambahan

Laston + overlay ( $t = 10 \text{ cm}$ )  
 $q = 0,10 \times 22 \times 1,85 = 4,07 \text{ kN/m}$

b. Beban hidup

- Beban truk "T"  
 $P = 100 \times (1+0,3) = 130 \text{ kN}$
- Beban hidup lalu-lintas merata (UDL)  
Karena  $L = 33,50 \text{ m}$  ( $L > 30 \text{ m}$ ), maka :

$$q = 8 + \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{kN/m}^2 = 8 + \left( 0,5 + \frac{15}{33,50} \right) = 7,58 \text{ kN/m}^2$$

$$q' = q \times s = 7,58 \times 1,85 = 14,03 \text{ kN/m}$$

- Beban hidup lalu-lintas garis/terpusat (KEL)  
 $P = 44 \text{ kN/m}$   
Untuk  $L < 50 \text{ m}$  terdapat faktor dinamik (DLA) sebesar 0,4  
(Tabel 2.12 halaman 2-20, PPTJ BMS 1992)  
 $P = 44 \times (1 + 0,4) = 61,60 \text{ kN/m}$   
 $P' = 61,60 \times 1,85 = 113,96 \text{ kN}$

Beban hidup lalu-lintas diposisikan sedemikian rupa untuk mendapatkan gaya dalam (momen, gaya lintang) maksimum/ paling kritis. Dalam perhitungan analisa struktur digunakan program bantu SAP2000.

### 5.3.4. Penentuan Momen Rencana

Sebelum gelagar dilauching

- Akibat berat sendiri gelagar ( $L = 33,50 \text{ m}$ )

$$q_{\text{tump.}} = 29,753 \text{ kN/m}$$

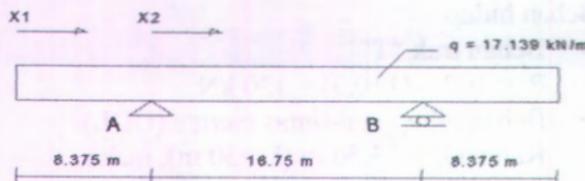
$$q_{\text{lap.}} = 16,338 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{sepanjang bentang}} = 16,338 + \frac{(29,753 - 16,338) \times 2,00}{33,50} =$$

$$17,139 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{angkat}} &= q_d \times \text{koefisien kejut (PCI Design Hand book V-8)} \\ &= 17,139 \times 1,2 = 20,567 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dipakai 2 titik angkat masing-masing berjarak  $\frac{1}{8} L$  dari ujung balok



$$R_A = R_B = \frac{1}{2} \times (20,567 \times 33,50) = 344,50 \text{ kN}$$

Momen akibat berat sendiri  $q_{\text{angkat}}$

Potongan  $x_1$

$$Mx_1 = -20,567 x_1 \times \frac{1}{2} x_1 = -10,28 x_1^2$$

$$x_1 = 0,000 \text{ m} \rightarrow Mx_1 = 0 \text{ kNm}$$

$$x_1 = 4,1875 \text{ m} \rightarrow Mx_1 = -180,32 \text{ kNm}$$

Potongan  $x_2$

$$Mx_2 = -(20,567 \times 4,1875) [(\frac{1}{2} \times 4,1875) + x_2] + (344,50 x_2) - 20,567 x_2 \times \frac{1}{2} x_2^2$$

$$= -180,32 - 86,12 x_2 + 344,50 x_2 - 10,28 x_2^2$$

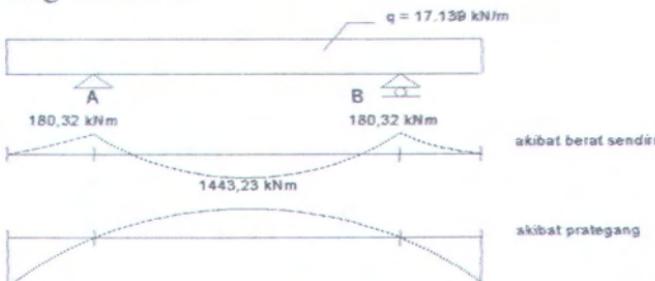
$$= -180,32 + 258,38 x_2 - 10,28 x_2^2$$

$$x_2 = 0,000 \text{ m} \rightarrow Mx_1 = -180,32 \text{ kNm}$$

$$x_2 = 12,5625 \text{ m} \rightarrow Mx_1 = 1443,23 \text{ kNm}$$

$$x_2 = 25,125 \text{ m} \rightarrow Mx_1 = -180,32 \text{ kNm}$$

Diagram momen



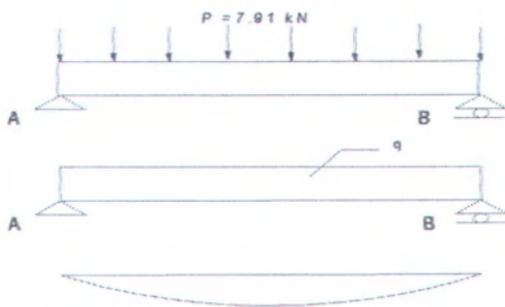
Setelah gelagar dilaunching (kondisi sebelum komposit)

- Akibat beban mati terpusat diafragma

$$P = 7,91 \text{ kN}$$

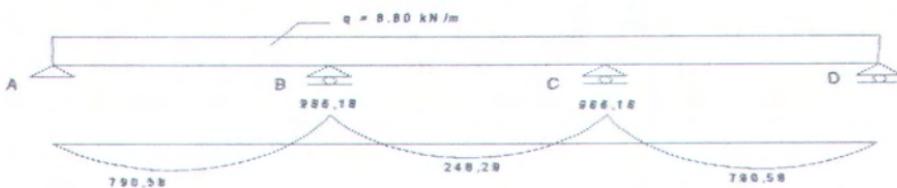
$$q = (8 \times 7,91)/33,50 = 1,89 \text{ kN/m}$$

$$M = 1/8 \times 1,89 \times 33,50^2 = 265,132 \text{ kNm}$$



Dari hasil analisa struktur SAP2000 diperoleh :

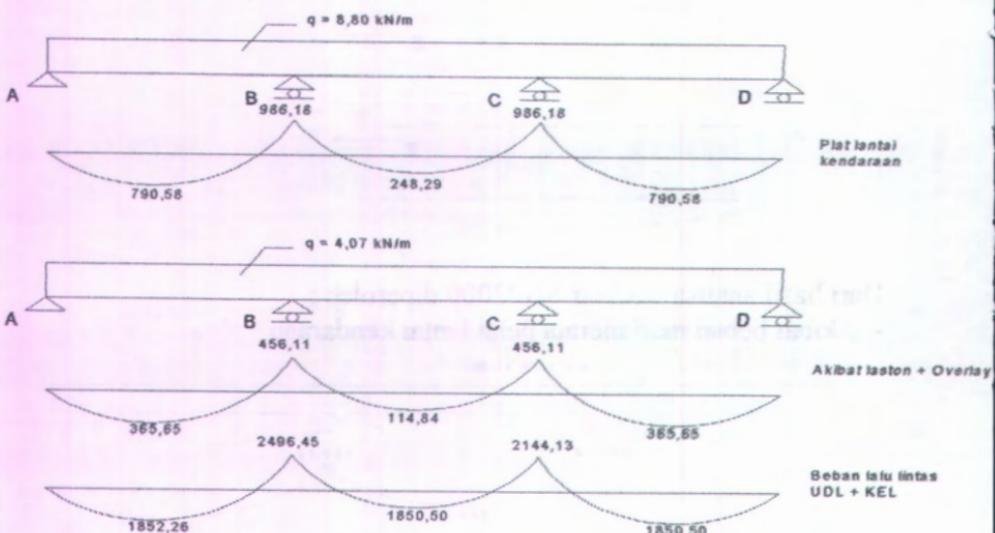
- Akibat beban mati merata pelat lantai kendaraan



Setelah gelagar dilaunching (kondisi setelah komposit)  
Satuan momen dalam kNm

Jenis beban	Momen	Tumpuan		Lapangan		
		B	C	AB	BC	CD
		M <sub>tump.</sub>	M <sub>tump.</sub>	M <sub>lap.</sub>	M <sub>lap.</sub>	M <sub>lap.</sub>
Beban mati tambahan	laston + overlay	-456.11	-456.11	365.64	114.84	364.22
Beban hidup merata	posisi 1	-2144.13	-2144.13	1852.26	778.44	850.50
	posisi 2	-2496.45	-719.14	1684.94	1314.47	-359.87
	posisi 3	-2116.56	-813.70	1051.70	1457.43	-406.85
Beban lalu-lintas UDL + KEL	posisi 4	-1830.64	-527.79	1159.10	828.78	-263.90
	posisi 5	-1044.50	258.36	1480.53	-522.25	129.18
	posisi 6	-1424.38	352.32	2210.37	-712.19	176.16
	posisi 7	-1027.06	-1027.06	-536.03	1850.50	-536.03
Jumlah momen		-2952.56	-2600.24	2217.90	1965.34	2214.72

Diagram momen



### 5.3.5. Penentuan Gaya Prategang Awal

Desain untuk menahan momen akibat berat sendiri gelagar + pengangkatan dan diafragma. Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$M_{tump} = -180,32 \text{ kNm}$$

$$M_{lap} = 1443,23 \text{ kNm}$$

Tegangan pada serat atas

$$fct = \frac{F_o}{A} - \frac{F_o e}{wa} + \frac{M_G}{wa} \geq \sigma_{ti} = 0.25 \sqrt{fci}$$

dimana :  $\sigma_{ti} = 1,635 \text{ MPa}$  (desain elastis dengan mengizinkan tarikan pada beton)

$$fct = \frac{F_o}{653500} - \frac{F_o(812 - 202)}{275253807,10} + \frac{1.443,23 \times 10^6}{275253807,10} = 1,635$$

$$F_o = 6.457.541,082 \text{ N}$$

Tegangan pada serat bawah

$$fcB = \frac{F_o}{A} + \frac{F_o e}{wb} - \frac{M_G}{wb} \leq \sigma_{ci} = 0.6 fci$$

dimana :  $\sigma_{ci} = 25,65 \text{ MPa}$

$$fcB = \frac{F_o}{653500} + \frac{F_o(812 - 202)}{267118226,60} - \frac{1.443,23 \times 10^6}{267118226,60} = 25,65$$

$$F_o = 42.533.875,84 \text{ N}$$

$$\text{Dipakai } F_o = 6.600.000 \text{ N}$$

Tulangan Angkat

Menurut LRFD untuk baja mutu  $f_y = 400 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} \sigma \text{ tarik} &= \phi \times f_y \\ &= 0,8 \times 400 = 320 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya angkat} = 320 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 \times 3$$

$$= 364.927,40 \text{ N} > R_{angkat} = 344.500 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Dipakai tulangan angkat 3D22

### 5.3.6. Perhitungan Daerah Limit Kabel

Daerah limit adalah daerah batas untuk penempatan c.g.s agar tegangan-tegangan yang terjadi pada suatu penampang tidak melampaui tegangan ijinnya, baik pada keadaan setelah transfer maupun pada keadaan setelah pembebahan penuh.. Daerah limit kabel dibatasi oleh batas bawah dan batas atas yang dapat dicari berdasarkan persamaan berikut :

Batas bawah (diukur dari kern bawah)

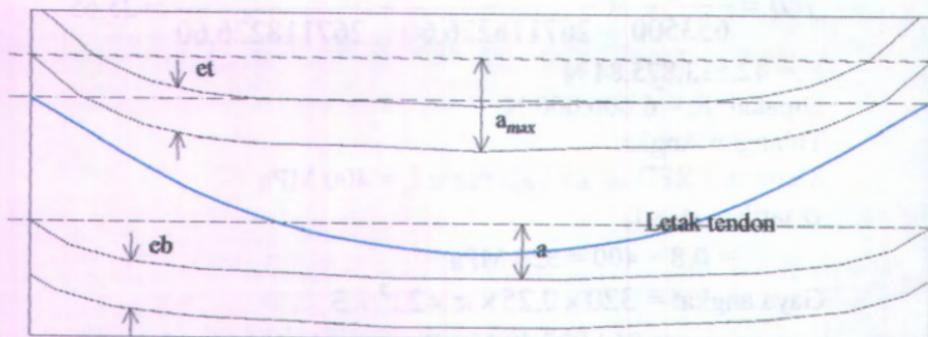
$$a_{\min} = \frac{M_G}{F_O} = \frac{1.443.226.094}{6.600.000} = 218,67 \text{ mm}$$

$$e_b = \frac{\sigma_{is} A k b}{F_O} = \frac{1,64 \times 653500 \times 421,20}{6.600.000} = 68,40 \text{ mm}$$

Batas atas (diukur dari kern atas)

$$a_{\max} = \frac{M_T}{F_O} = \frac{1.708.064.532}{6.600.000} = 258,80 \text{ mm}$$

$$e_t = \frac{\sigma_{ts} A k t}{F_O} = \frac{3,35 \times 653500 \times 408,75}{6.600.000} = 135,58 \text{ mm}$$

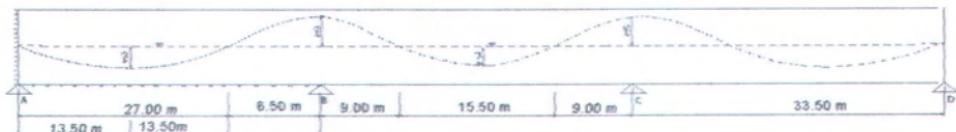


Gambar 5.7 Daerah limit kabel dan rencana penempatan letak tendon

Desain tata letak lintasan kabel untuk tendon 1 dan 2 ( $L=33,50\text{ m}$ )

x (m)	Tendon 1 eo (mm)	Tendon 2 eo (mm)
0.00	400.00	150.00
1.50	435.90	228.70
3.00	468.50	228.10
4.50	497.70	364.00
6.00	523.50	420.60
7.50	546.00	469.80
9.00	565.00	511.60
10.50	580.80	546.00
12.00	593.10	573.00
13.50	602.10	592.70
15.00	607.70	605.00
16.75	610.00	610.00

### 5.3.7. Menentukan c.g.NB baru (eo0)



#### Tendon 4

Dari hasil perhitungan diperoleh :

$$F_0 = 565.000 \text{ kg} \quad e_{o3} = e_{o5} = 0,660 \text{ m}$$

$$e_{o1} = e_{o7} = -0,400 \text{ m} \quad e_{o4} = 0,580 \text{ m}$$

$$e_{o2} = e_{o6} = 0,380 \text{ m} \quad L_1 = L_2 = L_3 = 33,50 \text{ m}$$

Langkah 1 : Jadikan gaya prategang menjadi beban



$$h_1 = e_{02} + e_{03}/2 = 0,380 + 0,660/2 = 0,710 \text{ m}$$

$$wp_1 = \frac{8Fh_1}{L^2} = \frac{8 \times 565.000 \times 0,710}{33,50^2} = 2.859,61 \text{ kg/m}$$

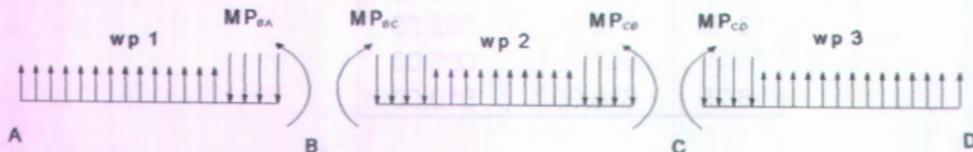
$$h_2 = e_{04} + e_{03}/2 = 0,560 + 0,660/2 = 0,890 \text{ m}$$

$$wp_2 = \frac{8Fh_2}{L^2} = \frac{8 \times 565.000 \times 0,890}{33,50^2} = 3.584,58 \text{ kg/m}$$

$$h_3 = h_1 = 0,710 \text{ m}$$

$$wp_3 = wp_1 = 2.859,61 \text{ kg/m}$$

Langkah 2 : Tentukan momen primer dengan cara cross



$$MP_{AB} = 0 \text{ kgm}$$

$$MP_{BA} = -1/8 wp_1 L_1^2 = -1/8 \times 2.859,61 \times 33,50^2 = -401.149,67 \text{ kgm}$$

$$MP_{BC} = 1/12 wp_2 L_2^2 = 1/12 \times 3.584,58 \times 33,50^2 = 335.232,91 \text{ kgm}$$

$$MP_{CB} = -MP_{BC} = -335.232,91 \text{ kgm}$$

$$MP_{CD} = 1/8 wp_3 L_3^2 = 1/8 \times 2.859,61 \times 33,50^2 = 401.149,67 \text{ kgm}$$

$$MP_{DC} = 0 \text{ kgm}$$

Langkah 3 : Tentukan faktor distribusi untuk masing-masing kekakuan

$$K_{BA} = 3 EI/L \quad \mu_{AB} = \mu_{DC} = -1 \text{ (perletakan sendi)}$$

$$K_{BC} = 4 EI/L \quad \mu_{BA} = \frac{3/33,50}{3/33,50 + 4/33,50} = -0,43 \quad \mu_{BC} =$$

$$\frac{4/33,50}{4/33,50 + 3/33,50} = -0,57$$

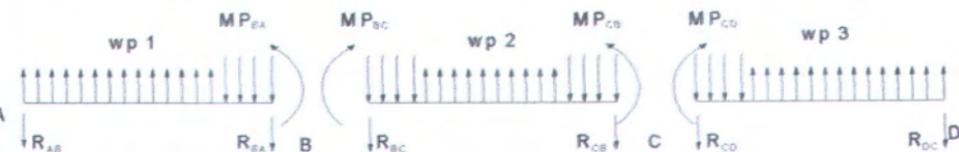
$$K_{CB} = 4 EI/L \quad \mu_{CB} = \mu_{BC} = -0,57$$

$$K_{CD} = 3 EI/L \quad \mu_{CD} = \mu_{BA} = -0,43$$

Langkah 4 : Tentukan momen akhir dengan cara cross

Titik	A	B		C		D
titik	AB	BA	BC	CB	CD	DC
FD	-1	-0.43	-0.57	-0.57	-0.43	-1
MP	0	-401.149,67	335.232,91	-335.232,91	401.149,67	0
MD	0	28.344,21	37.572,55	-37.572,55	-28.344,21	0
MI	14.172,11	0	-18.786,28	18.786,28	0	-14.172,11
MD	14.172,11	8.078,10	10.708,18	-10.708,18	-8.078,10	14.172,11
MI	4.039,05	0	-5.354,09	5.354,09	0	-4.039,05
MD	-4.039,05	2.302,26	3.051,83	-3.051,83	-2.302,26	4.039,05
akhir	0.00	-362.425,10	362.425,10	-362.425,10	362.425,10	0.00

Langkah 5 : Gambar momen akhir dan momen – momen pada titik yang diperlukan



Batang AB

$$\sum M_B = 0$$

$$R_{AB} \cdot L + (wp_1 L \cdot \frac{1}{2} L) + M_{BA} = 0$$

$$R_{AB} \cdot 33,50 + (2.859,61 \times 33,50 \times 16,75) + (-362.425,10) = 0$$

$$33,50 R_{AB} = -1.242.173,561$$

$$R_{AB} = -37.039,81 \text{ kg } (\uparrow)$$

$$R_{AB} = 37.039,81 \text{ kg } (\downarrow)$$

$$R_{BA} = (wp_1 L) - R_{AB}$$

$$= (2.859,61 \times 33,50) - 37.039,81 = 58.717,13 \text{ kg } (\downarrow)$$

Batang BC

$$\sum M_C = 0$$

$$R_{BC} \cdot L + (wp_2 L \cdot \frac{1}{2} L) + M_{BC} - M_{CB} = 0$$

$$R_{BC} \cdot 33,50 + (3.584,58 \times 33,50 \times 16,75) + 362.425,10 - 362.425,10 = 0$$

$$33,50 R_{BC} = -2.011.397,453$$

$$R_{BC} = -60.041,72 \text{ kg } (\uparrow)$$

$$R_{BC} = 60.041,72 \text{ kg } (\downarrow)$$

$$R_{CB} = (wp_2 L) - R_{BC}$$

$$= (3.584,58 \times 33,50) - 60.041,72 = 60.041,72 \text{ kg} (\downarrow)$$

Batang CD

$$\sum M_D = 0$$

$$R_{CD} \cdot L + (wp_3 L \cdot \frac{1}{2} L) + M_{CD} = 0$$

$$R_{CD} \cdot 33,50 + (2.859,61 \times 33,50 \times 16,75) + 362.425,10 = 0$$

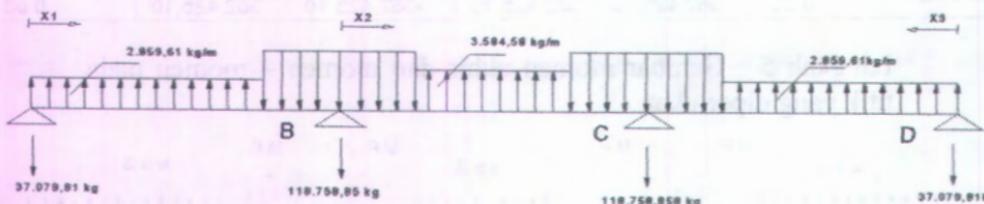
$$33,50 R_{CD} = -1.967.023,761$$

$$R_{CD} = -58.717,13 \text{ kg} (\uparrow)$$

$$R_{CD} = 58.717,13 \text{ kg} (\downarrow)$$

$$R_{DC} = (wp_3 L) - R_{CD}$$

$$= (2.859,61 \times 33,50) - 58.717,13 = 37.079,81 \text{ kg} (\downarrow)$$

Potongan  $x_1$ 

$$Mx_1 = -37.079,81 x_1 + 2.859,61 x_1 \cdot \frac{1}{2} x_1$$

$$= -37.079,81 x_1 + 1.429,805 x_1^2$$

$x$ (m)	$Mx_1$ (kgm)
0.00	0.00
1.50	-52402.65
3.00	-98371.19
4.50	-137905.59
6.00	-171005.88
7.50	-197672.04
9.00	-217904.09
10.50	-231702.00
12.00	-239065.80
13.50	-239995.47

$x$ (m)	$Mx_1$ (kgm)
15.00	-234491.03
16.50	-222552.45
18.00	-204179.76
19.50	-179372.94
21.00	-148132.01
22.50	-110456.94
24.00	-66347.76
25.50	-15804.45
27.00	41172.98

$x$ (m)	$Mx_1$ (kgm)
28.25	93569.12
29.50	150433.41
30.75	211765.83
32.00	277566.40
33.50	362425.10

Potongan  $x_2$ 

$$\begin{aligned}
 Mx_2 &= -37.079,81 (33,50 + x_2) + [(2.859,61 \times 33,50)(16,75 + x_2)] \\
 &\quad - 118.758,85 x_2 + 3.584,58 x_2 \cdot \frac{1}{2} x_2 \\
 &= -1.242.173,64 - 37.079,81 x_2 + 1.604.598,66 + 95.796,94 \\
 &\quad x_2 - 118.758,85 x_2 + 1.792,29 x_2^2 \\
 &= 362.425,10 - 60.041,72 x_2 + 1.792,29 x_2^2
 \end{aligned}$$

x (m)	Mxi (kgm)
0.00	362425.10
1.50	276395.17
3.00	198430.55
4.50	128531.23
6.00	66697.22
7.50	12928.51
9.00	-32774.89

x (m)	Mxi (kgm)
10.25	-64700.06
11.50	-91024.33
12.75	-111747.69
14.00	-126870.14
15.25	-136391.69
16.75	-140424.35
18.00	-137623.90
19.25	-129222.55
20.50	-115220.29
21.75	-95617.12
23.00	-70413.05
24.50	-32774.97

x (m)	Mxi (kgm)
26.00	12928.42
27.50	66697.11
29.00	128531.11
30.50	198430.41
32.00	276395.02
33.50	362425.10

Potongan  $x_1$ 

$$\begin{aligned}
 Mx_1 &= 37.079,81 x_1 - 2.859,61 x_1 \cdot \frac{1}{2} x_1 \\
 &= 37.079,81 x_1 - 1.429,805 x_1^2
 \end{aligned}$$

x (m)	Mxi (kgm)
0.00	0.00
1.50	-52402.65
3.00	-98371.19
4.50	-137905.59
6.00	-171005.88
7.50	-197672.04
9.00	-217904.09
10.50	-231702.00
12.00	-239065.80
13.50	-239995.47

x (m)	Mxi (kgm)
15.00	-234491.03
16.50	-222552.45
18.00	-204179.76
19.50	-179372.94
21.00	-148132.01
22.50	-110456.94
24.00	-66347.76
25.50	-15804.45
27.00	41172.98

x (m)	Mxi (kgm)
28.25	93569.12
29.50	150433.41
30.75	211765.83
32.00	277566.40
33.50	362425.10

Langkah 6 : Rekapitulasi garis c.g.NB baru (eo)

x (m)	eo (mm)	Makhir (kgm)	eo (mm)
0.00	-400.00	0.00	-400.00
1.50	-240.80	-52402.65	-92.75
3.00	-99.90	-98371.19	-174.11
4.50	22.90	-137905.59	244.08
6.00	127.75	-171005.88	302.67
7.50	214.00	-197672.04	349.86
9.00	282.50	-217904.09	385.67
10.50	333.00	-231702.00	410.09
12.00	365.50	-239065.80	423.13
13.50	380.00	-239995.47	424.77
15.00	376.50	-234491.03	415.03
16.50	355.10	-222552.45	393.90
18.00	315.70	-204179.76	361.38
19.50	258.30	-179372.94	317.47
21.00	182.80	-148132.01	262.18
22.50	89.30	-110456.94	195.50
24.00	-22.30	-66347.76	-117.43
25.50	-152.00	-15804.45	-27.97
27.00	-300.00	41172.98	-72.87
28.25	-438.70	93569.12	-165.61
29.50	-531.90	150433.41	-266.25
30.75	-599.80	211765.83	-374.81
32.00	-642.30	277566.40	-491.27
33.50	-660.00	362425.10	-641.46

x (m)	eo (mm)	Makhir (kgm)	eo (mm)
35.00	-411.20	276395.17	-489.19
36.50	-414.00	198430.55	-351.20
38.00	-393.90	128531.23	-227.49
39.50	-349.40	66697.22	-118.05
41.00	-281.00	12928.51	-22.88
42.50	-188.60	-32774.89	58.01
43.75	-93.10	-64700.06	114.51
45.00	0.00	-91024.33	161.11
46.25	63.80	-111747.69	197.78
47.50	125.10	-126870.14	224.55
48.75	175.10	-136391.69	241.40
50.25	220.00	-140424.35	248.54

Dengan cara perhitungan yang sama, tata letak tandon 3 diberikan pada tabel sebagai berikut :

x (m)	eo (mm)	eoo (mm)
0.00	-100.00	-100.00
1.50	43.90	114.90
3.00	171.40	216.97
4.50	282.70	306.21
6.00	377.70	382.62
7.50	456.50	446.19
9.00	519.10	496.94
10.50	565.60	534.85
12.00	595.90	559.93
13.50	610.00	572.18
15.00	608.00	571.60
16.50	589.90	558.19
18.00	555.60	531.94
19.50	505.20	492.87
21.00	438.60	440.96
22.50	355.80	376.22
24.00	256.80	298.65
25.50	141.60	208.25
27.00	0.00	105.02
28.25	-100.80	-9.19
29.50	-194.90	-95.55
30.75	-272.40	-209.20
32.00	-333.10	-331.76
33.50	-380.00	-490.60

x (m)	eo (mm)	eoo (mm)
35.00	-411.20	-420.45
36.50	-414.50	-396.88
38.00	-393.90	-369.89
39.50	-349.40	-339.47
41.00	-281.00	-295.63
42.50	-188.60	-257.37
43.75	-93.10	-212.34
45.00	0.00	350.87
46.25	63.80	363.98
47.50	125.10	371.64
48.75	175.10	383.88
50.25	220.00	399.59

### 5.3.8. Penentuan Jumlah Untaian Kawat (Strand)

Karakteristik tendon dan kabel yang digunakan

- Uncoated seven wire stress relieved strand grade 270 ASTM-A416
- Sistem kawat untaian (strand) ganda VSL

- Diameter nominal = 0,60 inch  $\approx$  15,24 mm
- Luas tampang nominal = 140,00 mm<sup>2</sup>
- Ultimate tensile strength = 18600 kg/cm<sup>2</sup>
- Steel duct sheathing VSL
- VSL Stressing Anchorages Type Sc Live End
- VSL Dead Anchorages Type P
- VSL Coupling Anchorages Type C

Jumlah strand yang dibutuhkan untuk menahan momen akibat berat sendiri dan pengangkatan

$$\mu = 0,20$$

Lin & Burn Edisi ketiga Jilid 1 hal 96

$$K = 0,0030/m$$

$g = 1 \text{ mm}$  (angkur buatan pabrik slipnya sekitar 0,5mm s/d 1 mm)

$$\alpha = \frac{8f}{L} = \frac{8 \times 610}{33.500} = 0,15 \text{ rad}$$

$$fpi \leq 0,94fy \text{ atau } fpi \leq 0,8fpu$$

$$\text{diambil } fpi = 0,7fpu = 0,7 \times 1860 = 1302 \text{ MPa}$$

$$F_{0A} = F_{0TB} \times e^{\left(\frac{\mu \cdot \alpha}{2} + K \cdot \frac{L}{2}\right)}$$

$$F_{0A} = 6.600.000 \times e^{\left(\left(0,20 \times \frac{0,15}{2}\right) + \left(0,0030 \times \frac{33,50}{2}\right)\right)} = 7.045.010,593 \text{ N}$$

$$K_{cir} = 1 \text{ (post tension)}$$

$$Fi = \frac{F_{0A}}{1} = \frac{7.045.010,593}{1} = 7.045.010,593 \text{ N}$$

$$Aps = \frac{Fi}{fpi} = \frac{7.045.010,593}{1302} = 5.410,91 \text{ mm}^2$$

$$\frac{Aps}{A1} = \frac{5.410,91}{140} = 38,65 \approx 40 \text{ strand}$$

Sehingga dipasang 2 tendon masing-masing berisi 20 strand

Tabel 5.1. Rekapitulasi Jumlah Strand

sain untuk han momen	A1 (mm <sup>2</sup> )	Fo (N)	Aps = Fo/fpe (mm <sup>2</sup> )	Jumlah strand	Type	Type Alat Jacking
sendiri +				40 strand	VSL Steel duct	VSL 670
angkatan	140	6.600.000	5.410,91	dipasang pada	Sheating	Kapasitas
iafragma				2 tendon	ID = 105 mm	6.700 kN
lantai						
raan				66 strand	VSL Steel duct	VSL 1000
n+overlay	140	11.300.000	9.015,55	dipasang pada	Sheating	Kapasitas
ebaran				2 tendon	ID = 127mm	10.000 kN
KEL						

### 5.3.9. Kehilangan Gaya Prategang

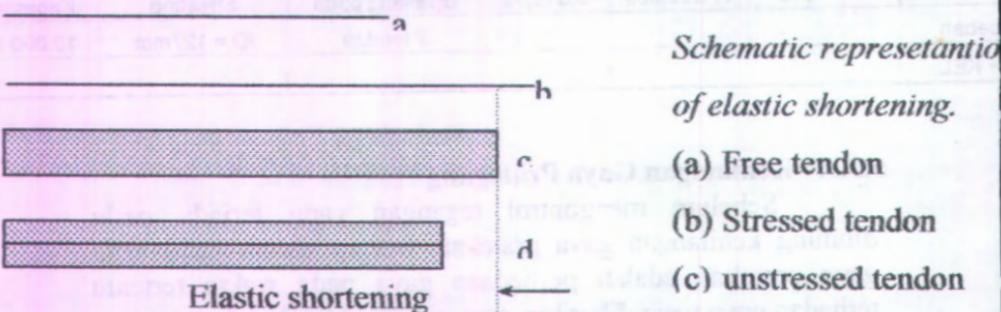
Sebelum mengontrol tegangan yang terjadi, perlu dihitung kehilangan gaya pratekan. Secara umum kehilangan gaya pratekan adalah perbedaan gaya pada waktu tertentu terhadap gaya yang diberikan saat jacking. Untuk gelagar utama  $L = 33,50$  m stressing dilakukan dari satu sisi (sebelum balok dilaunching) sedangkan gelagar utama  $L = 100,50$  m (balok sudah menerus) stressing dilakukan dari dua sisi.

#### 5.3.9.1. Kehilangan Gaya Prategang Langsung Gelagar utama $L = 33,50$ m

##### 1. Perpendekan elastis beton

Pada saat gaya prategang dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan kabel prategang turut memendek bersamanya, sehingga kabel prategang akan kehilangan sebagian gaya partegangnya. Pada komponen struktur pasca-tarik, jika hanya ada sebuah tendon, beton memendek pada saat tendon diangkurkan terhadap beton. Jika tendon yang dimiliki lebih dari satu dan tendon-tendon tersebut ditarik secara berurutan, maka gaya prategang secara bertahap bekerja pada beton, perpendekan beton bertambah apabila setiap kabel diikatkan padanya, dan

kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastik berbeda-beda pada tiap-tiap tendon. Tendon yang pertama ditarik akan mengalami kehilangan gaya prategang terbesar sebagai akibat perpendekan beton karena gaya prategang yang bekerja berurutan mulai dari kawat kedua sampai kawat terakhir. Tendon/kabel yang ditarik terakhir tidak akan mengalami kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastik beton, karena seluruh perpendekan telah terjadi pada saat gaya prategang di tendon terakhir diukur.



Gambar 5.8 Schematic elastic shortening

Kabel yang dibutuhkan 40 strand ;  $F_o = 6.600.000 \text{ N}$  ;  
 $A_s \text{ perlu} = 5.410,91 \text{ mm}^2$  dipasang pada 2 tendon masing-masing berisi 20 strand ;  $F_o = 3.300.000 \text{ N}$  ;  $A_s = 2.705,46 \text{ mm}^2$  ;  $f_s = 1.302 \text{ MPa}$  ;  $n = E_s/E_c = 6,34$

Langkah-langkah proses jacking :

- Kabel 1 ditarik sebesar  $F_1 = 3.300.000 \text{ N}$

$$f_{sl1} = \frac{1.650.000}{2.705,46} = 609,88 \text{ MPa}$$

- Kabel 2 ditarik sebesar  $F_2 = 3.300.000 \text{ N}$

$$f_{sl2} = \frac{1.650.000}{2.705,46} = 609,88 \text{ MPa}$$

Maka terjadi kehilangan tegangan pada kabel 1 sebesar :

$$\Delta fs_1 = \frac{n F2_1}{Ac} = \frac{6,34 \times 1.650.000}{653.500} = 16,01 \text{ MPa}$$

fs sisa pada kabel 1 =  $609,88 - 16,01 = 593,87 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}\Delta F 1 &= \Delta fs \times Aps = 16,01 \times 2.705,46 \\ &= 43.314,41 \text{ N (1,31 \%)}\end{aligned}$$

- c. Kabel 1 ditarik sebesar kemungkinan kehilangan yang terjadi akibat penarikan kabel 2 untuk mencapai  $fs_2$  akhir = 1.302 MPa. Bila kabel 2 ditarik sebesar  $F2_2 = 1.650.000 \text{ N}$  untuk mencapai  $F2$  akhir = 3.300.000 N, maka  $f1$  yang harus ditambahkan =  $1.302 - (593,87 + 16,01) = 692,12 \text{ MPa}$  sehingga  $F1$  yang harus ditambahkan untuk mencapai  $F1$  akhir (= 3.300.000 N) adalah  $692,12 \times 1.302 = 901.140,24 \text{ N}$
- d. Penambahan gaya pada kabel 1 menyebabkan kabel 2 mengalami kehilangan tegangan sebesar :

$$\Delta fs_2 = \frac{n F1}{Ac} = \frac{6,34 \times 901.140,24}{653.500} = 8,74 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}\Delta F 2 &= \Delta fs \times Aps = 8,74 \times 2.705,46 \\ &= 23.652,51 \text{ N (0,72 \%)}\end{aligned}$$

Sehingga tegangan akhir yang terjadi pada kabel 2 adalah

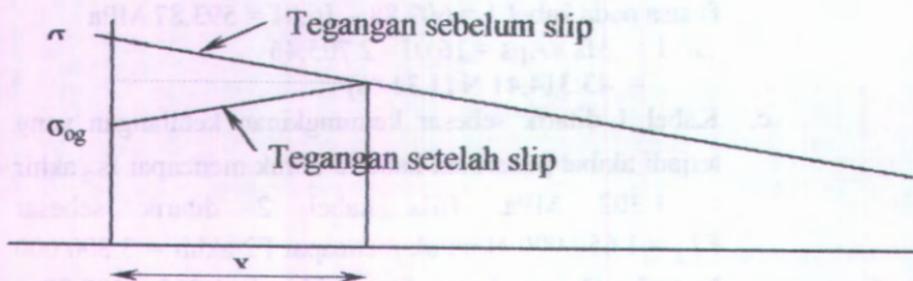
$$f_2 \text{ akhir} = 1302 - 8,74 = 1.293,26 \text{ MPa}$$

$$F2 \text{ akhir} = 1.293,26 \times 2.705,46 = 3.276.422,48 \text{ N}$$

### 3. Kehilangan pratekan akibat slip angkur

Untuk kebanyakan sistem post tension pada saat tendon ditarik sampai penuh dongkrak dilepas dan gaya prategang dialihkan ke angkur Perlengkapan didalam angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung untuk berdeformasi jadi tendon dapat tergelincir sedikit. Baji gesekan yang dipakai untuk menahan kabel akan sedikit tergelincir sebelum kabel terjepit

dengan kokoh. Besarnya gelincir ini tergantung dari jenis angkur dan tegangan pada kawat.



Gambar 5.9. Kehilangan gaya pratekan akibat pengangkuran

Kehilangan gaya pratekan akibat pengangkuran dirumuskan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Eps &= 27e^6 \text{ psi} = 27e^6 \times 0,006895 \quad (\text{Nawy Edisi ketiga jilid 1 hal. 89}) \\ &= 186.165 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$fps = \frac{F_{OA}}{A_{ps}} = \frac{7.045.010,593}{5.410,91} = 1.302 \text{ MPa}$$

Jarak slip angker yang diperhitungkan :

$$\begin{aligned} X &= \sqrt{\frac{Eps g}{fps \left( \frac{\mu \alpha}{L} + K \right)}} = \sqrt{\frac{186.165 \times 1}{1.302 \times \left( \frac{0,20 \times 0,15}{33.500} + 0,0000030 \right)}} \\ &= 6.058,44 \text{ mm} < 33.500/2 = 16.750 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

Penurunan tegangan slip angker:

$$\begin{aligned} \Delta fps &= 2 \cdot fps \left( \frac{\mu \alpha}{L} + K \right) X = 2 \times 1.302 \times \left( \frac{0,20 \times 0,15}{33.500} + 0,0000030 \right) \times 6.058,44 \\ &= 61,46 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Kehilangan pratekan akibat slip angker:

$$\begin{aligned} \Delta F &= \Delta fps \cdot A_{ps} \\ &= 61,46 \times 5.410,91 = 332.554,53 \text{ N (5,04 %)} \end{aligned}$$

### 3. Kehilangan pratekan akibat gesekan dan wobble effect

---

Kehilangan gaya prategang akibat gesekan, pertama-tama diketahui bahwa ada gesekan pada sistem pendongkrakan dan pengangkuran, sehingga tegangan yang ada pada tendon kurang daripada yang ditunjukkan oleh alat pengukur tekanan (manometer). Hal ini terutama untuk beberapa sistem dimana kabelnya berubah arah pada pengangkuran. Gesekan yang terjadi pada sistem pendongkrakkan dan pengangkuran umumnya kecil meskipun bukan tidak berarti. Hal itu dapat ditentukan untuk setiap kasus, jika dikehendaki dan penarikan yang berlebih dapat dilakukan pada dongkrak sehingga gaya prategang yang diperhitungkan akan ada pada tendon. Harus diingat bahwa jumlah penarikan yang berlebih harus dibatasi agar tetap berada di dalam titik leleh kabel. Peraturan ACI membatasi gaya dongkrak sampai  $0.80 f_{ps}$ .

Kehilangan gaya prategang akibat gesekan yang lebih serius terjadi diantara tendon dan bahan sekelilingnya. Baik itu berupa beton atau selubung (sheating), dan apakah diberi pelumas atau tidak. Kehilangan gaya prategang akibat gesekan ini dapat diperhitungkan pada dua bagian : pengaruh panjang dan pengaruh kelengkungan. Pengaruh panjang adalah jumlah gesekan yang akan dijumpai jika tendon lurus, tidak dirancang bengkok atau melengkung. Karena dalam praktik selubung tendon tidak dapat lurus sepenuhnya, gesekan akan terjadi diantara tendon dan bahan sekelilingnya meskipun tendon dimaksudkan harus lurus. Hal ini dijelaskan sebagai pengaruh turun-naiknya selubung (wobble effect) dan tergantung dari panjang dan tegangan tendon, koefisien antara bahan yang bersentuhan dan ketrampilan pekerja serta metode yang digunakan dalam meluruskan selubung.

Assosiasi semen dan beton Inggris telah mengadakan banyak percobaan dalam suatu usaha untuk menentukan koefisien gesekan dan pengaruh turunnaiknya kabel (wobble effect) untuk menghitung kehilangan gaya prategang akibat

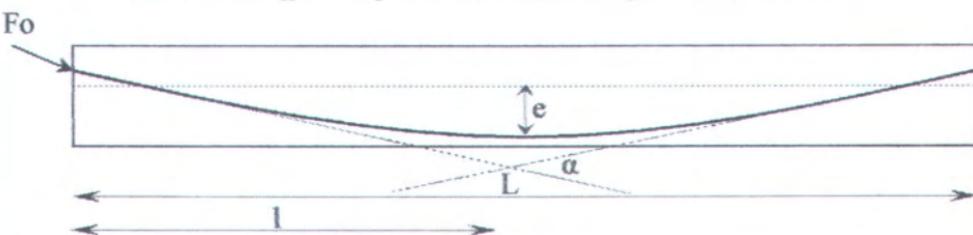
gesekan pada sistem-sistem Freyssinet, Magnel, dan Lee-McCall. Juga ditunjukkan bahwa  $\mu$  dan K akan tergantung dari sejumlah faktor : Type baja yang digunakan, apakah itu berupa kabel, untaian kawat, atau batang; macam permukaan, apakah berlekuk-lekuk atau berulir, apakah berkarat atau sudah dibersihkan atau digalvanisasi. Jumlah penggetaran yang digunakan pada pengecoran beton akan mempengaruhi lurusnya selubung, ukuran selubung dan berapa lebih besarnya dari baja yang ada di dalamnya dan jarak perletakan untuk tendon atau bahan pembentuk selubung. Beberapa nilai untuk koefisien gesekan menurut SNI - 03 2847 2002 Pasal 20.4 Tabel 14, tersusun pada tabel dibawah ini.

Tabel 5.2. Koefisien-koefisien Gesekan untuk tendon-tendon Pasca-tarik

		Kefisien wobble K ( 1/m )	Koofisien friksi $\mu$	
	Tendon kawat Btng kekuatan tinggi Strand 7 kawat	0,0033 – 0,0049 0,0033 – 0,0020 0,0016 – 0,0066	0,15 – 0,25 0,08 – 0,30 0,15 – 0,25	
Tendon tanpa lekat	Mastic coated	Tendon kawat Strand 7 kawat	0,0033 – 0,0066 0,0033 – 0,0066	0,08 – 0,30 0,15 – 0,25
	Pre - greased	Tendon kawat Strand 7 kawat	0,0010 – 0,0066 0,0010 – 0,0066	0,08 – 0,30 0,15 – 0,25

Ada beberapa metode untuk mengatasi kehilangan gaya prategang akibat gesekan pada tendon, salah satunya adalah metode penarikan berlebih (*overtension*). Bila gesekan terlalu berlebih, besarnya penarikan berlebih biasanya dibuat sama dengan kehilangan gaya prategang. Akibat gesekan maksimum besarnya perpanjangan kawat sehubungan dengan penarikan berlebih tersebut dan gesekan, diperkirakan/ dihitung sebagai pengecekan terhadap yang diisyaratkan untuk mengatasi kehilangan gaya prategang akibat pengangkuran atau mengurangi rangkak pada baja.

Kehilangan gaya prategang akibat gesekan ini dapat dipertimbangkan pada dua bagian : pengaruh panjang dan pengaruh kelengkungan. Kehilangan akibat gesekan kabel dan *wobble effect* dapat dirumuskan sebagai berikut :



Gambar 5.10. Kehilangan prategang akibat gesekan dan wobble effect

$$F_2 = F_o \cdot e^{-(\mu \alpha + K1)}$$

$$F_2 = 6.600.000 \times e^{-(0,20 \times 0,15 + 0,0030 \times 33,50)}$$

$$= 5.792.532,853 \text{ N}$$

$$F_2 = 6.600.000 - 5.792.532,853 = 807.467,15 \text{ N (12,23 \%)} \quad$$

Sehingga :

$$F_i = 6.600.000 \text{ N}$$

$$\Delta F \text{ total} = (43.314,41 + 23.652,51) + 332.554,53 + 807.467,15 \\ = 1.206.988,60 \text{ N (19,30 \%)} \quad$$

$$\text{Fakhir} = 7.806.988,60 \text{ N}$$



Kontrol tegangan setelah kehilangan pratekan langsung

$$f \leq 0,85 \text{ fpu}$$

$$\frac{7.806.988,60}{5.410,91} \leq 0,85 \times 1.860$$

$$1.442,82 \text{ MPa} \leq 1.581 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

$$f \leq 0,94 \text{ fpy}$$

$$1.442,82 \text{ MPa} \leq 0,94 \times 1.581$$

$$1.442,82 \text{ MPa} \leq 1.486,14 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

### 5.3.9.2. Kehilangan Gaya Prategang Tak Langsung Gelagar utama L = 33,50 m

Dalam memperhitungkan kehilangan gaya prategang akibat pengaruh waktu yaitu creep (CR), shrinkage (SH) dan steel relaxatoin (RET) komisi PCI telah mengembangkan suatu metode yaitu membagi-bagi riwayat komponen struktur beton prategang menjadi beberapa tahapan waktu.

#### 1. Rangkak (Creep)

Rangkak pada beton didefinisikan sebagai deformasi yang tergantung pada waktu yang diakibatkan oleh adanya tegangan. Dari regangan total rangkak, diperkirakan kira-kira  $\frac{1}{4}$  terjadi dalam 2 minggu setelah penerapan prategang,  $\frac{1}{4}$  lainnya dalam 2 sampai 3 bulan,  $\frac{1}{4}$  lagi dalam 1 tahun, dan  $\frac{1}{4}$  yang terakhir pada tahun-tahun berikutnya .

Banyak faktor yang mempengaruhi perbandingan rangkak. Metode umum PCI mempunyai cara memodifikasi untuk memasukkan ke dalam perhitungan hal-hal berikut ini perbandingan volume terhadap permukaan, umur beton saat diprategang, kelembaban relatif, dan jenis beton (beton ringan atau normal). Komisi ACI-ASCE memperkirakan hal-hal yang paling penting seperti di bawah ini. Tegangan beton pada baja fcir, segera setelah peralihan, seperti dijelaskan pada sub-bab terdahulu. Balok memberikan respons yang elastis terhadap gaya prategang pada saat peralihan, tetapi rangkak pada beton akan terjadi

untuk jangka waktu yang lama akibat beban yang terus menerus bekerja.

Rangkak dianggap terjadi dengan beban mati permanen yang ditambahkan pada komponen struktur setelah beton diberi gaya prategang. Bagian dari regangan tekan awal disebabkan pada beton setelah peralihan gaya prategang dikurangi oleh regangan tarik yang dihasilkan dari beban mati permanen. Kehilangan gaya prategang akibat rangkak untuk komponen struktur dengan tendon terekat (Bounded) dihitung dari persamaan berikut (untuk beton dengan berat normal)

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

Dimana :  $K_{cr} = 1,6$  untuk komponen pasca-tarik

$$f_{cir} = -\frac{F_o}{A_g} - \frac{F_o e^2}{I_g} + \frac{M G e}{I_g}$$

Tegangan beton pada garis yang melalui titik berat tendon (cgs) akibat gaya prategang efektif yang dikerjakan pada tendon

$$F_{abs} = \frac{M_{SDe}}{E_s}$$

$F_{abs}$  = Tegangan beton pada garis yang melalui titik berat tendon (cgs) akibat seluruh beban mati tambahan yang bekerja setelah komponen struktur diberi gaya prategang

$E_s$  = Modulus elastisitas tendon prategang.

$E_c$  = Modulus elastisitas beton umur 28 hari, yang bersesuaian dengan  $f'_c$ .

Untuk tendon-tendon yang tidak terekat, tegangan tekan rata-rata digunakan untuk mengevaluasi kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis dan rangkak beton. Kehilangan tegangan pada tendon yang tidak terekat (Unbounded) dihubungkan dengan regangan komponen struktur rata-rata dan bukan dengan regangan pada titik momen maksimum, jadi :

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} f_{cpa}$$

dimana :

$f_{cpa}$  = tegangan tekan rata-rata pada beton sepanjang komponen struktur pada titik berat tendon (cgs).

Metode umum yang digunakan PCI committe untuk menghitung kehilangan jgaya prategang akibat rangkak dihitung dengan rumus:

$$CR = (UCR).(SCF).MCF.(PCR).(fc)$$

Dimana:

$F_c$  = tegangan tekan beton pada waktu  $t_i$

$UCR$  = Ultimate Creep Loss, untuk beton normal

a.) Curing beton tidak lebih dari 7 hari,  $UCR = 95 - 20E_c / 10^6 \geq 11$

b.) Curing yang dipercepat,  $UCR = 63 - 20E_c / 10^6 \leq 11$

$SCF$  = faktor pengaruh dari ukuran dan bentuk balok prategang

$MCF$  = faktor pengaruh dari umur beton dan lama curing

$AUC$  = variasi dari creep terhadap waktu

$PCR$  = besarnya creep tiap-tiap interval

$$= (AUC)_t - (AUC)_{t_1}$$

Tabel 5.3. Faktor Creep untuk beberapa nilai V/S

V/S, inchi	Creep factor, SCF
1	1,05
2	0,96
3	0,87
4	0,77
5	0,68
>5	0,68

Tabel 5.4. Faktor creep MCF

Umur saat transfer, hari	Periode curing (hari)	Faktor creep ( M C )
3	3	1,14
5	5	1,07
7	7	1,00
10	7	0,96
20	7	0,84
30	7	0,74
40	7	0,60

Tabel 5.5. Variasi Creep terhadap waktu setelah transfer

Waktu setelah transfer, hari	AUC
1	0,08
2	0,15
5	0,18
7	0,23
10	0,24
20	0,30
30	0,35
60	0,45
90	0,51
180	0,61
365	0,74
Akhir service load	1,00

## 2. Susut (Shrinkage)

Susut pada beton adalah regangan yang terjadi akibat pengeringan dan laju terjadinya, yang dipengaruhi oleh berbagai faktor. perubahan kimiawi yang tergantung pada waktu dan keadaan kelembahan, tetapi tidak tergantung pada tegangan. Sebagian dari susut disebabkan oleh kekeringan beton, pulih kembali karena perbaikan (restorasi) air yang hilang. Besarnya regangan susut juga bervariasi terhadap beberapa faktor, daan berkisar dari 0,0000 sampai dengan 0,0010 atau lebih besar. Pada keadaan ekstrem, jika beton disimpan dalam air atau pada keadaan yang sangat basah, susut mungkin tidak sama dengan nol (susut masih mungkin terjadi). Bahkan mungkin terjadi pemuaian pada beberapa jenis agregat tertentu dan dengan beton yang disimpan dalam keadaan yang sangat

kering. susut yang paling besar dapat diperkirakan sebesar 0,0010. Hasil-hasil percobaan telah banyak dilakukan dan menunjukkan besarnya susut

Kira-kira 80% dari susut yang terjadi pada tahun pertama dari jangka waktu umur struktur. Regangan susut jangka panjang berkisar antara  $400 \times 10^{-6}$  inchi/inchi. Harga rata-rata ini dimodifikasi dengan kelembaban relatif (RH) dan perbandingan volume terhadap permukaan (WS) sehingga regangan susut dapat didefinisikan sebagai :

$$\epsilon_{sh} = 550 \cdot 10^{-6} (1 - 0,06 \frac{V}{S}) (1,5 - 0,015 RH)$$

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

Tabel 5.6. Nilai  $K_{sh}$  untuk komponen pasca-tarik

waktu  
perawatan  
sampai pada  
pan prategang

	1	3	5	7	10	20	30	60
	0,92	0,85	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

Sumber : Prestressed Concrete Institute

Untuk sistem pasca-tarik maka persamaan umum untuk kehilangan gaya prategang akibat susut adalah hasil kali dari regangan susut relatif ( $E_{sh}$ ), modulus elastisitas baja prategang, dengan koefisien  $K_{sh}$  yang diberikan sebagai berikut:

Untuk V/S dalam [inchi/inchi<sup>2</sup>].

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

untuk V/S dalam [cm<sup>3</sup>/cm<sup>2</sup>]

**Dimana :**

**SH = kehilangan gaya prategang akibat susut**

$$SH = 8,2 \cdot 10^6 Ksh E_s (1 - 0,0236 \cdot 51 (100 - RH))$$

$E_s$  = modulus elastisitas baja prategang

V = volume beton

S = luas permukaan beton

RH = kelembaban relatif rata-rata udara sekitar

Ksh = koefisien susut

Metode umum yang digunakan PCI committee untuk menghitung kehilangan gaya prategang akibat susut dihitung dengan rumus:

$$SH = (USH) \cdot (SSF) \cdot (PSH)$$

**Dimana :**

USN =  $27000 - 3000E_c / 10^6$  untuk beton normal

SSF = faktor pengaruh dan bentuk dari balok

AUS = variasi susut terhadap waktu

PSH = banyaknya shrinkage untuk tiap-tiap interval waktu

$$= (AUS)t - (AUS)t_i$$

**Tabel 5.7. Faktor Shrinkage**

V/S, in	Shrinkage factor (SSE')
1	1,04
2	0,96
3	0,86
4	0,77
5	0,69
6	0,60

Tabel 5.8. Koefisien shrinkage untuk beberapa variasi curing

Waktu setelah Curing, hari	AUS
1	0,08
2	0,15
5	0,18
7	0,20
10	0,22
20	0,27
30	0,36
60	0,42
90	0,55
180	0,68
365	0,86
Akhir service load	1

### 3. Relaksasi Baja (Steel Relaxation)

Percobaan-percobaan pada baja prategang dengan perpanjangan yang konstan dan dijaga tetap pada suatu selang waktu memperlihatkan bahwa gaya prategang akan berkurang secara perlahan-lahan. Besarnya pengurangan tergantung pada lamanya waktu dan perbandingan  $f_{pi}/f_{py}$  ( $f_{pi}$  = tegangan awal pada baja prategang,  $f_{py}$  = tegangan leleh baja prategang). Kehilangan gaya prategang ini disebut relaksasi baja.

Diketahui :

$$A_c = 653.500 \text{ mm}^2$$

$$A_{ps} = 5.410,91 \text{ mm}^2$$

ASTM A-416 ada 40 strand

$$F_{ijin} = 260,7 \times 40 \text{ (ultimate load 1 strand} = 260,7 \text{ kN)} \\ = 10.428 \text{ kN} = 10.428.000 \text{ N}$$

$$\frac{V}{S} = \frac{\text{Luas}}{\text{Keliling}} = \frac{653.500}{5.798,20} = 92,36 \text{ mm} = 3,64 \text{ inchi}$$

Maka: SCF = 0,806 MCF = 0,84

$$Ec = 4700 \sqrt{45} = \frac{31.528,56}{0,006895} = 4.572.669,831 \text{ psi}$$

$$UCR = 95 - 20 \left( \frac{Ec}{10^6} \right) = 95 - \left( 20 \times \frac{4.572.669,831}{10^6} \right) = 3,55 < 11$$

dipakai UCR = 11

$$\begin{aligned} USH &= 27000 - 3000 \left( \frac{Ec}{10^6} \right) = 27000 - \left( 3000 \times \frac{4.572.669,831}{10^6} \right) \\ &= 13.281,99 \text{ psi} > 12.000 \text{ psi} \end{aligned}$$

$$USH = 13.281,99 \times 0,006895 = 91,58 \text{ MPa}$$

### Tahap I

Mulai dari akhir curing atau awal prategangan sampai dengan dua hari setelah prategangan.

#### a. Relaksasi

$$t_1 = 1/24 \text{ hari} \quad t_2 = 2 \text{ hari}$$

$$Fi = 6.600.000 \text{ N} < F_{ijin} = 10.248.000 \text{ N}$$

$$fst = \frac{Fi}{Aps} = \frac{6.600.000}{5.410,91} = 1.219,76 \text{ MPa}$$

$$\frac{fst}{fpy} = \frac{Fi}{0,85 \times fpy} = \frac{6.600.000}{0,85 \times 1.219,76} = 0,772$$

$$RET_1 = fst \left[ \frac{\log 24t_2 - \log 24t_1}{45} \right] \left( \frac{fst}{fpy} - 0,55 \right)$$

$$RET_1 = 1.219,76 \times \left[ \frac{\log 48 - \log 1}{45} \right] (0,772 - 0,55) = 10,12 \text{ MPa}$$

Kehilangan prategangan akibat Rangkak dan Susut relative kecil untuk waktu yang pendek, sehingga diabaikan.

$$CR1 = SH1 = 0$$

$$fst_1 = fst - (RET_1 + CR1 + SH1)$$

$$fst_1 = 1.219,76 - (10,12 + 0 + 0) = 1.209,64 \text{ MPa}$$

$$F1 = fst_1 \times Aps = 1.209,64 \times 5.410,91 = 6.545.253,172 \text{ N}$$

$$\% \text{loss} = \frac{F_i - F_1}{F_i} \times 100\% = \frac{6.600.000 - 6.545.253,172}{6.600.000} \times 100\% = 0,83\%$$

### Tahap II

Mulai akhir tahap I sampai dengan 28 hari.

$$t_1 = 2 \text{ hari} \quad t_2 = 28 \text{ hari}$$

$$fst_1 = 1.209,64 \text{ MPa}$$

$$F_i = 6.545.253,172 \text{ N}$$

#### a. Relaksasi

$$\frac{fst_1}{fpy} = \frac{1.209,64}{0,85 \times 1860} = 0,765$$

$$RET_2 = fst_1 \left[ \frac{\log 24t_2 - \log 24t_1}{45} \right] \left( \frac{fst_1}{fpy} - 0,55 \right)$$

$$RET_2 = 1.209,64 \times \left[ \frac{\log 672 - \log 48}{45} \right] \times (0,765 - 0,55) = 6,62 \text{ MPa}$$

#### b. Rangkak

$$PCR = AUC(28) - AUC(2) = 0,34 - 0,15 = 0,19$$

$$fc = \frac{F_i}{A} + \frac{F_i e^2}{I} - \frac{M_{\min} e}{I}$$

$$fc = \frac{6.545.253,172}{653.500} + \frac{6.545.253,172 \times 610^2}{2,169 \times 10^{11}} - \frac{180,32 \times 10^6 \times 610}{2,169 \times 10^{11}}$$

$$fc = 10,02 + 11,23 - 0,51 = 20,74 \text{ MPa}$$

$$CR_2 = (UCR)(SCF)(MCF)(PCR) fc$$

$$CR_2 = 11 \times 0,806 \times 0,84 \times 0,19 \times 20,74 = 29,35 \text{ MPa}$$

#### c. Susut

$$PSH = AUS(28) - AUS(2) = 0,342 - 0,15 = 0,192$$

$$SH_2 = (USH)(SSF)(PSH)$$

$$SH_2 = 91,58 \times 0,8024 \times 0,192 = 14,11 \text{ MPa}$$

$$fst_2 = fst_1 - (RET_2 + CR_2 + SH_2)$$

$$fst_2 = 1.209,64 - (6,62 + 29,35 + 14,11) = 1.159,56 \text{ MPa}$$

$$F_2 = fst_2 \times Aps = 1.159,56 \times 5.410,91 = 6.274.274,80 \text{ N}$$

$$\% \text{loss} = \frac{F_i - F_2}{F_i} \times 100\% = \frac{6.545.253,172 - 6.274.274,80}{6.545.253,172} \times 100\% = 4,14\%$$

### Tahap III

Mulai akhir tahap II sampai dengan 56 hari.

$$t_1 = 28 \text{ hari} \quad t_2 = 56 \text{ hari}$$

$$fst_2 = 1.159,56 \text{ MPa}$$

$$F_i = 6.274.274,80 \text{ N}$$

#### a. Relaksasi

$$\frac{fst_2}{fpy} = \frac{1.159,56}{0,85 \times 1860} = 0,733$$

$$RET_3 = fst_2 \left[ \frac{\log 24t_2 - \log 24t_1}{45} \right] \left( \frac{fst_2}{fpy} - 0,55 \right)$$

$$RET_3 = 1.159,56 \times \left[ \frac{\log 1344 - \log 672}{45} \right] (0,733 - 0,55) = 1,42 \text{ MPa}$$

#### b. Rangkak

$$PCR = AUC(56) - AUC(28) = 0,437 - 0,340 = 0,097$$

$$fc = \frac{F_i}{A} + \frac{F_i e^2}{I} - \frac{M_{\min} e}{I}$$

$$fc = \frac{6.274.274,80}{653.500} + \frac{6.274.274,80 \times 610^2}{2,169 \times 10^{11}} - \frac{180,32 \times 10^6 \times 610}{2,169 \times 10^{11}}$$

$$fc = 9,60 + 10,76 - 0,51 = 19,85 \text{ MPa}$$

$$CR_3 = (UCR)(SCF)(MCF)fc$$

$$CR_3 = 11 \times 0,806 \times 0,84 \times 0,097 \times 19,85 = 14,34 \text{ MPa}$$

#### c. Susut

$$PSH = AUS(56) - AUS(28) = 0,412 - 0,342 = 0,07$$

$$SH_3 = (USH)(SSF)(PSH)$$

$$SH_3 = 91,58 \times 0,8024 \times 0,07 = 5,14 \text{ MPa}$$

$$fst_3 = fst_2 - (RET_3 + CR_3 + SH_3)$$

$$fst_3 = 1.159,56 - (1,42 + 14,34 + 5,14) = 1.138,66 \text{ MPa}$$

$$F_3 = fst_3 \times A_{ps} = 1.138,66 \times 5.410,91 = 6.161.186,781 \text{ N}$$

$$\% \text{loss} = \frac{F_i - F_3}{F_i} \times 100\% = \frac{6.274.274,80 - 6.161.186,781}{6.274.274,80} \times 100\% = 1,80\%$$

#### Tahap IV

Mulai akhir tahap III sampai dengan 365 hari.

$$t_1 = 56 \text{ hari} \quad t_2 = 365 \text{ hari}$$

$$fst_3 = 1.138,66 \text{ MPa}$$

$$F_i = 6.161.186,781 \text{ N}$$

##### a. Relaksasi

$$\frac{fst_3}{fpy} = \frac{1.158,66}{0,85 \times 1860} = 0,720$$

$$RET_4 = fst_3 \left[ \frac{\log 24t_2 - \log 24t_1}{45} \right] \left( \frac{fst_3}{fpy} - 0,55 \right)$$

$$RET_4 = 1.158,66 \times \left[ \frac{\log 8760 - \log 1344}{45} \right] (0,720 - 0,55) = 3,50 \text{ MPa}$$

##### b. Rangkak

$$PCR = AUC(365) - AUC(56) = 0,740 - 0,437 = 0,303$$

$$fc = \frac{F_i}{A} + \frac{F_i e^2}{I} - \frac{M_{\min} e}{I}$$

$$fc = \frac{6.161.186,781}{653.500} + \frac{6.161.186,781 \times 610^2}{2,169 \times 10^{11}} - \frac{180,32 \times 10^6 \times 610}{2,169 \times 10^{11}}$$

$$fc = 9,43 + 10,57 - 0,51 = 19,49 \text{ MPa}$$

$$CR4 = (UCR)(SCF)(MCF)(PCR) fc$$

$$CR4 = 11 \times 0,806 \times 0,84 \times 0,303 \times 19,49 = 43,98 \text{ MPa}$$

##### c. Susut

$$PSH = AUS(365) - AUS(56) = 0,860 - 0,412 = 0,448$$

$$SH4 = (USH)(SSF)(PSH)$$

$$SH4 = 91,58 \times 0,8024 \times 0,448 = 32,92 \text{ MPa}$$

$$fst4 = fst3 - (RET4 + CR4 + SH4)$$

$$fst4 = 1.138,66 - (3,50 + 43,98 + 32,92) = 1.058,26 \text{ MPa}$$

$$F4 = fst4 \times Aps = 1.058,26 \times 5.410,91 = 5.726.149,617 \text{ N}$$

$$\% \text{loss} = \frac{F_i - F_4}{F_i} \times 100\% = \frac{6.161.186,781 - 5.726.149,617}{6.161.186,781} \times 100\% = 7,06\%$$

### Tahap V

Mulai akhir tahap IV sampai dengan 50 tahun.

$$t_1 = 365 \text{ hari} \quad t_2 = 50 \text{ tahun}$$

$$fst_4 = 1.058,26 \text{ MPa}$$

$$F_i = 5.726.149,617 \text{ N}$$

#### a. Relaksasi

$$\frac{fst_4}{fpy} = \frac{1.058,26}{0,85 \times 1860} = 0,669$$

$$RET_5 = fst_4 \left[ \frac{\log 24t_2 - \log 24t_1}{45} \right] \left( \frac{fst_4}{fpy} - 0,55 \right)$$

$$RET_5 = 1.058,26 \times \left[ \frac{\log 438.000 - \log 8760}{45} \right] (0,669 - 0,55) = 4,75 \text{ MPa}$$

#### b. Rangkak

$$PCR = AUC(438.000) - AUC(365) = 1,00 - 0,74 = 0,26$$

$$fc = \frac{F_i}{A} + \frac{F_i e^2}{I} - \frac{M_{\min} e}{I}$$

$$fc = 8,76 + 9,82 - 0,51 = 18,07 \text{ MPa}$$

$$CR_5 = (UCR)(SCF)(MCF)(PCR)fc$$

$$CR_5 = 11 \times 0,806 \times 0,84 \times 0,26 \times 18,07 = 34,99 \text{ MPa}$$

#### c. Susut

$$PSH = AUS(438.000) - AUS(365) = 1,00 - 0,86 = 0,14$$

$$SH_5 = (USH)(SSF)(PSH)$$

$$SH_5 = 91,58 \times 0,8024 \times 0,14 = 10,29 \text{ MPa}$$

$$fst_5 = fst_4 - (RET_5 + CR_5 + SH_5)$$

$$fst_5 = 1.058,26 - (4,75 + 34,99 + 10,29) = 1.008,23 \text{ MPa}$$

$$F_5 = fst_5 \times Aps = 1.008,23 \times 5.410,91 = 5.455.441,789 \text{ N}$$

$$\% \text{loss} = \frac{F_i - F_5}{F_i} \times 100\% = \frac{5.726.149,617 - 5.455.441,789}{5.726.149,617} \times 100\% = 4,73\%$$

Sehingga kehilangan prategang tak langsung :

Tahap I (1/24 hr s/d 2 hr)	= 0,83 %
Tahap II (2 hr s/d 28 hr)	= 4,14 %
Tahap III (28 hr s/d 56 hr)	= 1,80 %
Tahap IV (56 hr s/d 365 hr)	= 7,06 %
<u>Tahap V (365 hr s/d 50 thn)</u>	<u>= 4,73 %</u>
Total	= 18,56 %

### 5.3.9.3. Kehilangan Gaya Prategang Langsung Gelagar utama L = 100,50 m

#### 1. Perpendekan elastis beton

Kabel yang dibutuhkan 66 strand ;  $F_o = 11.300.000 \text{ N}$  ;  
 $As_{\text{perlu}} = 9.015,55 \text{ mm}^2$  dipasang pada 2 tendon masing-masing berisi 33 strand ;  $F_o = 5.650.000 \text{ N}$  ;  $As = 4.507,78 \text{ mm}^2$  ;  $fs = 1.302 \text{ MPa}$  ;  $n = Es/Ec = 6,34$

Langkah-langkah proses jacking :

- a. Kabel 3 ditarik sebesar  $F_3 = 2.825.000 \text{ N}$

$$fs_{3_1} = \frac{2.825.000}{4.507,78} = 626,29 \text{ MPa}$$

- b. Kabel 4 ditarik sebesar  $F_4 = 2.825.000 \text{ N}$

$$fs_{4_1} = \frac{2.825.000}{4.507,78} = 626,29 \text{ MPa}$$

Maka terjadi kehilangan tegangan pada kabel 3 sebesar :

$$\Delta fs_3 = \frac{n F_{4_1}}{Ac} = \frac{6,34 \times 2.825.000}{1.454.390} = 12,31 \text{ MPa}$$

$fs$  sisa pada kabel 3 =  $626,29 - 12,31 = 614,38 \text{ MPa}$

$$\Delta F_3 = \Delta fs \times Aps = 12,31 \times 4.507,78 = 55.512,34 \text{ N (0,98 %)}$$

- c. Kabel 3 ditarik sebesar kemungkinan kehilangan yang terjadi akibat penarikan kabel 4 untuk mencapai  $fs_4$  akhir = 1.302 MPa. Bila kabel 4 ditarik sebesar  $F_{4_2} = 2.825.000 \text{ N}$  untuk mencapai  $F_{4_2}$  akhir = 5.650.000 N, maka  $f_3$  yang harus ditambahkan =  $1.302 - (614,38 + 12,31) = 675,31$

MPa sehingga  $F_3$  yang harus ditambahkan untuk mencapai  $F_3$  akhir ( $= 5.650.000 \text{ N}$ ) adalah  $675,31 \times 1.302 = 879.253,62 \text{ N}$

- d. Penambahan gaya pada kabel 3 menyebabkan kabel 4 mengalami kehilangan tegangan sebesar :

$$\Delta f_{s4} = \frac{n F_3}{A_c} = \frac{6,34 \times 879.253,624}{1.454,390} = 3,83 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_4 = \Delta f_s \times A_{ps} = 3,83 \times 4.507,78 = 17.277,67 \text{ N (0,31 \%)} \quad \text{(cetak)}$$

Sehingga tegangan akhir yang terjadi pada kabel 4 adalah

$$f_2 \text{ akhir} = 1302 - 3,83 = 1.298,67 \text{ MPa}$$

$$F_2 \text{ akhir} = 1.298,67 \times 4.0507,78 = 5.632.773,338 \text{ N}$$

4. Kehilangan pratekan akibat slip angkur

Jarak slip angker yang diperhitungkan :

$$X = \sqrt{\frac{Eps g}{fps \left( \frac{\mu \alpha}{L} + K \right)}}$$

Tendon	X untuk parabola (mm)				
	AB	BC	CD	DE	EF
3	5.793,97	4.792,32	6.376,92	4.792,32	5.793,97
4	6.006,67	4.438,47	5.528,92	4.438,47	6.006,67

Penurunan tegangan slip angker:

$$\Delta f_{ps} = 2 f_{ps} \left( \frac{\mu \alpha}{L} + K \right) X$$

Tendon	$\Delta f_{ps}$ untuk parabola (MPa)					$\Delta f_{ps}$
	AB	BC	CD	DE	EF	
3	54,36	67,69	48,39	67,69	54,36	58,46
4	51,99	69,89	57,34	69,89	51,99	60,22

Kehilangan pratekan akibat slip angker:

$$\Delta F_3 = \Delta f_{ps} A_{ps} = 58,46 \times 4.507,78 = 263.515,80 \text{ N (4,66 \%)} \quad \text{(cetak)}$$

$$\Delta F_4 = \Delta f_{ps} A_{ps} = 60,22 \times 4.507,78 = 271.458,51 \text{ N (4,80 \%)} \quad \text{(cetak)}$$

4. Kehilangan pratekan akibat gesekan dan wobble effect  
Tendon 3

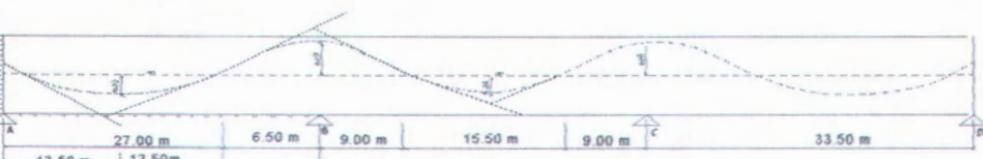


segmen	L (m)	K.L	$\alpha$	$\mu \alpha$	KL + $\mu \alpha$	$e^{\lambda} - KL - \mu \alpha$	Tegangan Akhir segmen
A - 1	3.25	0.0052	0	0	0.0052	0.9948	0.9948 Fi
1 - 2	20.50	0.0328	0.2233	0.0357	0.0685	0.9538	0.9488 Fi
2 - 3	5.25	0.0084	0	0	0.0084	0.9916	0.9409 Fi
3 - 4	12.00	0.0192	0.3271	0.0523	0.0715	0.9510	0.8948 Fi
4 - 5	2.75	0.0044	0	0	0.0044	0.9956	0.8908 Fi
5 - 6	6.50	0.0104	0.0248	0.0040	0.0144	0.9857	0.8780 Fi

Kehilangan prategang akibat gesekan tendon 3

$$FR_3 = 2 [(1 - 0.8780) \times 2.825.000] = 688.777,40 \text{ N (12,19 \%)} \\$$

Tendon 4



men	L (m)	K.L	$\alpha$	$\mu \alpha$	KL + $\mu \alpha$	$e^{\lambda} - KL - \mu \alpha$	Tegangan akhir segmen
-1	3.75	0.0060	0	0	0.0060	0.9940	0.9940 Fi
-2	19.50	0.0312	0.1259	0.02014	0.0513	0.9789	0.9730 Fi
-3	6.25	0.0100	0	0	0.0100	0.9900	0.9633 Fi
-4	11.25	0.0180	0.3318	0.05297	0.0708	0.9600	0.9248 Fi
-5	3.25	0.0052	0	0	0.00520	0.9948	0.9200 Fi
-6	6.25	0.0100	0.0641	0.01026	0.02026	0.9799	0.9016 Fi

Kehilangan prategang akibat gesekan tendon 4  
 $FR\ 4 = 2 [(1 - 0,9016) \times 2.816.386,669] = 554.264,897\ N\ (9,84\%)$

Sehingga :

$$F_i = 11.300.000\ N$$

$$\Delta F_{total} = (55.512,34 + 17.277,67) + (263.515,80 + 271.458,51) + (688.777,40 + 554.264,897) = 1.850.806,617\ N\ (32,78\%)$$

$$Fakhir = 13.150.806,62\ N$$

Kontrol tegangan setelah kehilangan pratekan langsung

$$f \leq 0,85\ fpu$$

$$\frac{13.150.806,62}{9.015,55} \leq 0,85 \times 1.860$$

$$1.458,68\ MPa \leq 1.581\ MPa\ (OK)$$

$$f \leq 0,94\ fpy$$

$$1.458,68\ MPa \leq 0,94 \times 1.581$$

$$1.458,68\ MPa \leq 1.486,14\ MPa\ (OK)$$

#### 5.3.9.4. Kehilangan Gaya Prategang Tak Langsung Gelagar Utama L = 100,50 m

Diketahui :

$$Ac = 1.454.390\ mm^2$$

$$Aps = 9.015,55\ mm^2$$

ASTM A- 416 ada 66 strand

$$F_{ijin} = 260,7 \times 66 \quad (\text{ultimate load 1 strand} = 260,7\ kN) \\ = 17.206,20\ kN = 17.206.200\ N$$

$$\frac{V}{S} = \frac{\text{Luas}}{\text{Keliling}} = \frac{1.454.390}{6.170,12} = 235,72\ mm = 9,28\ inch$$

$$\text{Maka: SCF} = 0,68 \quad \text{SSF} = 0,84$$

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$Ec = 4.572.669,831\ psi$$

$$UCR = 11$$

$$USH = 91,58\ Mpa$$

### Tahap I

Mulai dari akhir curing atau awal prategangan sampai dengan dua hari setelah prategangan.

#### a. Relaksasi

$$t_1 = 1/24 \text{ hari} \quad t_2 = 2 \text{ hari}$$

$$F_i = 11.300.000 \text{ N} < F_{ijin} = 17.260.200 \text{ N}$$

$$fst = \frac{F_i}{Aps} = \frac{11.300.000}{9.015,55} = 1.253,39 \text{ MPa}$$

$$\frac{fst}{fpy} = \frac{F_i}{0,85 \times fpu} = \frac{11.300.000}{0,85 \times 1.253,39} = 0,793$$

$$RET_1 = fst \left[ \frac{\log 24t_2 - \log 24t_1}{45} \right] \left( \frac{fst}{fpy} - 0,55 \right)$$

$$RET_1 = 1.253,39 \times \left[ \frac{\log 48 - \log 1}{45} \right] (0,793 - 0,55) = 12,38 \text{ MPa}$$

Kehilangan prategangan akibat Rangkak dan Susut relative kecil untuk waktu yang pendek, sehingga diabaikan.

$$CR1 = SH1 = 0$$

$$fst1 = fst - (RET1 + CR1 + SH1)$$

$$fst1 = 1.253,39 - (12,38 + 0 + 0) = 1.241,01 \text{ MPa}$$

$$F1 = fst1 \times Aps = 1.241,01 \times 9.015,55 = 11.188.387,71 \text{ N}$$

$$\%loss = \frac{F_i - F1}{F_i} \times 100\% = \frac{11.300.000 - 11.188.387,71}{11.300.000} \times 100\% = 0,99 \%$$

### Tahap II

Mulai akhir tahap I sampai dengan 28 hari.

$$t_1 = 2 \text{ hari} \quad t_2 = 28 \text{ hari}$$

$$fst1 = 1.241,01 \text{ MPa}$$

$$F_i = 11.188.387,71 \text{ N}$$

#### a. Relaksasi

$$\frac{fst_1}{fpy} = \frac{1.241,01}{0,85 \times 1860} = 0,785$$

$$RET_2 = fst_1 \left[ \frac{\log 24t_2 - \log 24t_1}{45} \right] \left( \frac{fst_1}{fpy} - 0,55 \right)$$

$$RET_2 = 1,241,01 \times \left[ \frac{\log 672 - \log 48}{45} \right] \times (0,785 - 0,55) = 7,42 \text{ MPa}$$

b. Rangkak

$$PCR = AUC (28) - AUC (2) = 0,34 - 0,15 = 0,19$$

$$fc = \frac{Fi}{A} + \frac{Fi e_{oo3} e_{oo4}}{I} - \frac{M_{\min}}{wb}$$

$$fc = \frac{11.188.387,71}{1.454.390} + \frac{11.188.387,71 \times 490,60 \times 641,46}{4.3220 \times 10^{11}} - \frac{363,13 \times 10^6}{436.707.822,60}$$

$$fc = 7,69 + 8,14 - 0,83 = 15,00 \text{ MPa}$$

$$CR_2 = (UCR) (SCF) (MCF) (PCR) fc$$

$$CR_2 = 11 \times 0,68 \times 0,84 \times 0,19 \times 15,00 = 17,91 \text{ MPa}$$

c. Susut

$$PSH = AUS (28) - AUS (2) = 0,342 - 0,15 = 0,192$$

$$SH_2 = (USH) (SSF) (PSH)$$

$$SH_2 = 91,58 \times 0,60 \times 0,192 = 10,55 \text{ MPa}$$

$$fst_2 = fst_1 - (RET_2 + CR_2 + SH_2)$$

$$fst_2 = 1,241,01 - (7,42 + 17,91 + 10,55) = 1,205,13 \text{ MPa}$$

$$F_2 = fst_2 \times Aps = 1,205,13 \times 9.015,55 = 10.864.909,77 \text{ N}$$

$$\%loss = \frac{Fi - F_2}{Fi} \times 100\% = \frac{11.188.387,71 - 10.864.909,77}{11.188.387,71} \times 100\% = 2,89 \%$$

### Tahap III

Mulai akhir tahap II sampai dengan 56 hari.

$$t_1 = 28 \text{ hari} \quad t_2 = 56 \text{ hari}$$

$$fst_2 = 1,205,13 \text{ MPa}$$

$$Fi = 10.864.909,77 \text{ N}$$

a. Relaksasi

$$\frac{fst_2}{fpy} = \frac{1,205,13}{0,85 \times 1860} = 0,762$$

$$RET_3 = fst_2 \left[ \frac{\log 24t_2 - \log 24t_1}{45} \right] \left( \frac{fst_2}{fpy} - 0,55 \right)$$

$$RET_3 = 1.205,13 \times \left[ \frac{\log 1344 - \log 672}{45} \right] (0,762 - 0,55) = 1,71 \text{ MPa}$$

b. Rangkak

$$\text{PCR} = \text{AUC (56)} - \text{AUC (28)} = 0,437 - 0,340 = 0,097$$

$$fc = \frac{Fi}{A} + \frac{Fi e_{003} e_{004}}{I} - \frac{M_{\min}}{wb}$$

$$fc = \frac{10.864.909,77}{1.454.390} + \frac{10.864.909,77 \times 490,60 \times 641,46}{4.3220 \times 10^{11}} - \frac{363,13 \times 10^6}{436.707.822,60}$$

$$fc = 7,47 + 7,91 - 0,83 = 14,53 \text{ MPa}$$

$$\text{CR3} = (\text{UCR}) (\text{SCF}) (\text{MCF}) (\text{PCR}) fc$$

$$\text{CR3} = 11 \times 0,806 \times 0,84 \times 0,097 \times 14,53 = 8,86 \text{ MPa}$$

c. Susut

$$\text{PSH} = \text{AUS (56)} - \text{AUS (28)} = 0,412 - 0,342 = 0,07$$

$$\text{SH3} = (\text{USH}) (\text{SSF}) (\text{PSH})$$

$$\text{SH3} = 91,58 \times 0,60 \times 0,07 = 3,85 \text{ MPa}$$

$$fst3 = fst2 - (RET3 + CR3 + SH3)$$

$$fst3 = 1.205,13 - (1,71 + 8,86 + 3,85) = 1.190,71 \text{ MPa}$$

$$F3 = fst3 \times Aps = 1.190,71 \times 9.015,55 = 10.734.905,54 \text{ N}$$

$$\%loss = \frac{Fi - F3}{Fi} \times 100\% = \frac{10.864.909,77 - 10.734.905,54}{10.864.909,77} \times 100\% = 1,20\%$$

#### Tahap IV

Mulai akhir tahap III sampai dengan 365 hari.

$$t1 = 56 \text{ hari} \quad t2 = 365 \text{ hari}$$

$$fst3 = 1.190,71 \text{ MPa}$$

$$Fi = 10.734.905,54 \text{ N}$$

a. Relaksasi

$$\frac{fst_3}{fpy} = \frac{1.190,71}{0,85 \times 1860} = 0,753$$

$$RET_4 = fst_3 \left[ \frac{\log 24t_2 - \log 24t_1}{45} \right] \left( \frac{fst_3}{fpy} - 0,55 \right)$$

$$RET_4 = 1.190,71 \times \left[ \frac{\log 8760 - \log 1344}{45} \right] (0,753 - 0,55) = 4,37 \text{ MPa}$$

b. Rangkak

$$PCR = AUC(365) - AUC(56) = 0,740 - 0,437 = 0,303$$

$$fc = \frac{Fi}{A} + \frac{Fi e_{003} e_{004}}{I} - \frac{M_{\min}}{wb}$$

$$fc = \frac{10.734.905,54}{1.454.390} + \frac{10.734.905,54 \times 490,60 \times 641,46}{4,3220 \times 10^{11}} - \frac{363,13 \times 10^6}{436.707.822,60}$$

$$fc = 7,38 + 7,82 - 0,83 = 14,35 \text{ MPa}$$

$$CR4 = (UCR)(SCF)(MCF)(PCR) fc$$

$$CR4 = 11 \times 0,68 \times 0,84 \times 0,303 \times 14,35 = 27,32 \text{ MPa}$$

c. Susut

$$PSH = AUS(365) - AUS(56) = 0,860 - 0,412 = 0,448$$

$$SH4 = (USH)(SSF)(PSH)$$

$$SH4 = 91,58 \times 0,60 \times 0,448 = 24,62 \text{ MPa}$$

$$fst4 = fst3 - (RET4 + CR4 + SH4)$$

$$fst4 = 1.190,71 - (4,37 + 27,32 + 24,62) = 1.134,40 \text{ MPa}$$

$$F4 = fst4 \times Aps = 1.134,40 \times 9.015,55 = 10.227.239,92 \text{ N}$$

$$\%loss = \frac{Fi - F4}{Fi} \times 100\% = \frac{10.734.905,54 - 10.227.239,92}{10.734.905,54} \times 100\% = 4,73 \%$$

### Tahap V

Mulai akhir tahap IV sampai dengan 50 tahun.

$$t1 = 365 \text{ hari} \quad t2 = 50 \text{ tahun}$$

$$fst4 = 1.134,40 \text{ MPa}$$

$$Fi = 10.227.239,92 \text{ N}$$

a. Relaksasi

$$\frac{fst_4}{fpy} = \frac{1.134,40}{0,85 \times 1860} = 0,718$$

$$RET_5 = fst_4 \left[ \frac{\log 24t_2 - \log 24t_1}{45} \right] \left( \frac{fst_4}{fpy} - 0,55 \right)$$

$$RET_5 = 1.134,40 \times \left[ \frac{\log 438.000 - \log 8760}{45} \right] (0,718 - 0,55) = 7,20 \text{ MPa}$$

b. Rangkak

$$\text{PCR} = \text{AUC} (438.000) - \text{AUC} (365) = 1,00 - 0,74 = 0,26$$

$$fc = \frac{F_i}{A} + \frac{F_i e_{003} e_{004}}{I} - \frac{M_{\min}}{wb}$$

$$fc = \frac{10.227.239,92}{1.454.390} + \frac{10.227.239,92 \times 490,60 \times 641,46}{4.3220 \times 10^{11}} - \frac{363,13 \times 10^6}{436.707.822,60}$$

$$fc = 7,03 + 7,45 - 0,83 = 13,63 \text{ MPa}$$

$$\text{CR4} = (\text{UCR}) (\text{SCF}) (\text{MCF}) (\text{PCR}) fc$$

$$\text{CR4} = 11 \times 0,68 \times 0,84 \times 0,26 \times 13,63 = 22,27 \text{ MPa}$$

c. Susut

$$\text{PSH} = \text{AUS} (438.000) - \text{AUS} (365) = 1,00 - 0,86 = 0,14$$

$$\text{SH5} = (\text{USH}) (\text{SSF}) (\text{PSH})$$

$$\text{SH5} = 91,58 \times 0,60 \times 0,14 = 7,69 \text{ MPa}$$

$$fst5 = fst4 - (RET5 + CR5 + SH5)$$

$$fst5 = 1.134,40 - (7,20 + 22,27 + 7,69) = 1.097,24 \text{ MPa}$$

$$F5 = fst5 \times Aps = 1.097,24 \times 9.015,55 = 9.892.222,082 \text{ N}$$

$$\% \text{loss} = \frac{F_i - F5}{F_i} \times 100\% = \frac{10.227.239,92 - 9.892.222,082}{10.227.239,92} \times 100\% = 3,28 \%$$

Sehingga kehilangan prategang tak langsung :

$$\text{Tahap I (1/24 hr s/d 2 hr)} = 0,99 \%$$

$$\text{Tahap II (2 hr s/d 28 hr)} = 4,88 \%$$

$$\text{Tahap III (28 hr s/d 56 hr)} = 1,20 \%$$

$$\text{Tahap IV (56 hr s/d 365 hr)} = 4,73 \%$$

$$\text{Tahap V (365 hr s/d 50 thn)} = 3,28 \%$$

$$\text{Total} = 13,09 \%$$

## 5.4. Kontrol Tegangan

### 5.4.1. Kontrol Tegangan Gelagar Utama L = 33,50 m

Terjadi di tumpuan

- Keadaan initial pada serat atas

$$\frac{F_o}{Ac} - \frac{F_{o_1} e_1}{wa} - \frac{F_{o_2} e_2}{wa} + \frac{M_G}{wa} \geq \sigma_{ti}$$

$$\frac{6.600.000}{1.190.110} - \frac{3.300.000 \times 400}{350.653.930,10} - \frac{3.276.422,48 \times 150}{350.653.930,10} + \frac{180.261.406,30}{350.653.930,10} > -1,64 \text{ MPa}$$

$$5,55 - 3,76 - 1,40 + 0,51 = 0,85 \text{ MPa} > -1,64 \text{ MPa (OK)}$$

- Keadaan initial pada serat bawah

$$\frac{F_o}{Ac} + \frac{F_{o_1} e_1}{wb} + \frac{F_{o_2} e_2}{wb} - \frac{M_G}{wb} \geq \sigma_{ci}$$

$$\frac{6.600.000}{1.190.110} + \frac{3.300.000 \times 400}{323.585.971,50} + \frac{3.276.422,48 \times 150}{323.585.971,50} - \frac{180.261.406,30}{323.585.971,50} > 25,65 \text{ MPa}$$

$$5,55 + 4,08 + 1,52 - 0,56 = 10,59 \text{ MPa} > 25,65 \text{ MPa (OK)}$$

- Keadaan service pada serat atas

$$\frac{F_{eff}}{Ac} - \frac{F_{eff_1} e_1}{wa} - \frac{F_{eff_2} e_2}{wa} + \frac{M_G}{wa} \geq \sigma_{ts}$$

$$\frac{5.375.040}{1.190.110} - \frac{2.687.520 \times 400}{350.653.930,10} - \frac{2.668.318,468 \times 150}{350.653.930,10} + \frac{180.261.406,30}{350.653.930,10} > -3,35 \text{ MPa}$$

$$4,52 - 3,07 - 1,14 + 0,51 = 0,82 \text{ MPa} > -3,35 \text{ MPa (OK)}$$

- Keadaan service pada serat bawah

$$\frac{F_{eff}}{Ac} + \frac{F_{eff_1} e_1}{wb} + \frac{F_{eff_2} e_2}{wb} - \frac{M_G}{wb} \geq \sigma_{cs}$$

$$\frac{5.375.040}{1.190.110} + \frac{2.687.520 \times 400}{323.585.971,50} + \frac{2.668.318,468 \times 150}{323.585.971,50} - \frac{180.261.406,30}{323.585.971,50} > 20,25 \text{ MPa}$$

$$4,52 + 3,32 + 1,24 - 0,51 = 8,57 \text{ MPa} > 20,25 \text{ MPa (OK)}$$

Terjadi di lapangan

- Keadaan initial pada serat atas

$$\frac{F_o}{A_c} - \frac{F_{o_1} e_1}{w_a} - \frac{F_{o_2} e_2}{w_a} + \frac{M_G}{w_a} \geq \sigma_{ti}$$

$$\frac{6.600.000}{653.500} - \frac{3.300.000 \times 610}{275.253.807,10} - \frac{3.276.422,48 \times 610}{275.253.807,10} + \frac{1.443.226.094}{275.253.807,10} > -1,64 \text{ MPa}$$

$$10,10 - 7,31 - 7,26 + 5,24 = 0,77 \text{ MPa} > -1,64 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

- Keadaan initial pada serat bawah

$$\frac{F_o}{A_c} + \frac{F_{o_1} e_1}{w_b} + \frac{F_{o_2} e_2}{w_b} - \frac{M_G}{w_b} \geq \sigma_{ci}$$

$$\frac{6.600.000}{653.500} + \frac{3.300.000 \times 610}{267.118.226,60} + \frac{3.276.422,48 \times 610}{267.118.226,60} - \frac{1.443.226.094}{267.118.226,60} > 25,65 \text{ MPa}$$

$$10,10 + 7,54 + 7,48 - 5,40 = 19,72 \text{ MPa} > 25,65 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

- Keadaan service pada serat atas

$$\frac{F_{eff}}{A_c} - \frac{F_{eff1} e_1}{w_a} - \frac{F_{eff2} e_2}{w_a} + \frac{M_G}{w_a} \geq \sigma_{ts}$$

$$\frac{5.375.040}{653.500} - \frac{2.687.520 \times 610}{275.253.807,10} - \frac{2.668.318,468 \times 610}{275.253.807,10} + \frac{1.708.360.000}{275.253.807,10} > -3,35 \text{ MPa}$$

$$8,23 - 5,96 - 5,91 + 6,21 = 2,57 \text{ MPa} > -3,35 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

- Keadaan service pada serat bawah

$$\frac{F_{eff}}{A_c} + \frac{F_{eff1} e_1}{w_b} + \frac{F_{eff2} e_2}{w_b} - \frac{M_G}{w_b} \geq \sigma_{cs}$$

$$\frac{5.375.040}{653.500} + \frac{2.687.520 \times 610}{267.118.226,60} + \frac{2.668.318,468 \times 610}{267.118.226,60} - \frac{1.708.360.000}{267.118.226,60} > 20,25 \text{ MPa}$$

$$8,23 + 6,14 + 6,09 - 6,40 = 14,06 \text{ MPa} > 20,25 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

#### 5.4.2. Kontrol Tegangan Gelagar Utama L = 100,50 m

Terjadi di tumpuan A dan D

- Keadaan initial pada serat atas

$$\frac{F_o}{A_c} - \frac{F_{o_3} eoo_3}{w_a} - \frac{F_{o_4} eoo_4}{w_a} + \frac{M_T}{w_a} \geq \sigma_{ti}$$

$$\frac{11.300.000}{1.454.390} - \frac{5.650.000 \times 100}{533.442.600,40} - \frac{5.632.773,338 \times 350}{533.442.600,40} + \frac{0}{533.442.600,40} > -1,64 \text{ MPa}$$

$$7,77 - 1,06 - 3,70 + 0 = 3,01 \text{ MPa} > -1,64 \text{ MPa (OK)}$$

- Keadaan initial pada serat bawah

$$\frac{F_o}{A_c} + \frac{F_{o_3} eoo_3}{w_b} + \frac{F_{o_4} eoo_4}{w_b} - \frac{M_T}{w_b} \geq \sigma_{ci}$$

$$\frac{11.300.000}{1.454.390} + \frac{5.650.000 \times 100}{436.707.823,60} + \frac{5.632.773,338 \times 350}{436.707.823,60} - \frac{0}{436.707.823,60} > 25,65 \text{ MPa}$$

$$7,77 + 1,29 + 4,51 - 0 = 13,57 \text{ MPa} > 25,65 \text{ MPa (OK)}$$

- Keadaan service pada serat atas

$$\frac{F_{eff}}{A_c} - \frac{F_{eff_3} eoo_3}{w_a} - \frac{F_{eff_4} eoo_4}{w_a} + \frac{M_T}{w_a} \geq \sigma_{ts}$$

$$\frac{9.820.830}{1.454.390} - \frac{4.910.415 \times 100}{533.442.600,40} - \frac{4.895.443,308 \times 350}{533.442.600,40} + \frac{0}{533.442.600,40} > -3,35 \text{ MPa}$$

$$6,75 - 0,92 - 3,21 + 0 = 2,62 \text{ MPa} > -3,35 \text{ MPa (OK)}$$

- Keadaan service pada serat bawah

$$\frac{F_{eff}}{A_c} + \frac{F_{eff_3} eoo_3}{w_b} + \frac{F_{eff_4} eoo_4}{w_b} - \frac{M_T}{w_b} \geq \sigma_{ts}$$

$$\frac{9.820.830}{1.454.390} + \frac{4.910.415 \times 100}{436.707.823,60} + \frac{4.895.443,308 \times 350}{436.707.823,60} - \frac{0}{436.707.823,60} > 20,25 \text{ MPa}$$

$$6,75 + 1,12 + 3,92 - 0 = 11,79 \text{ MPa} > 20,25 \text{ MPa (OK)}$$

Terjadi di tumpuan B dan C

- Keadaan initial pada serat atas

$$\frac{F_o}{A_c} - \frac{F_{o_3} eoo_3}{w_a} - \frac{F_{o_4} eoo_4}{w_a} + \frac{M_T}{w_a} \geq \sigma_{ti}$$

$$\frac{11.300.000}{1.454.390} - \frac{5.650.000 \times 490,60}{533.442.600,40} - \frac{5.632.773,338 \times 641,46}{533.442.600,40} + \frac{2.015,08 \times 10^6}{533.442.600,40} > -1,64 \text{ MPa}$$

$$7,77 - 5,20 - 6,77 + 3,78 = -0,42 \text{ MPa} > -1,64 \text{ MPa (OK)}$$

- Keadaan initial pada serat bawah

$$\frac{F_o}{A_c} + \frac{F_{o_3} e_{oo_3}}{w_b} + \frac{F_{o_4} e_{oo_4}}{w_b} - \frac{M_T}{w_b} \geq \sigma_{ci}$$

$$\frac{0,000}{390} + \frac{5.650.000 \times 490,60}{436.707.823,60} + \frac{5.632.773,338 \times 641,46}{436.707.823,60} - \frac{2.015,08 \times 10^6}{436.707.823,60} > 25,65 \text{ MPa}$$

$$7,77 + 6,35 + 8,27 - 4,61 = 17,78 \text{ MPa} > 25,65 \text{ MPa (OK)}$$

- Keadaan service pada serat atas

$$\frac{F_{eff}}{A_c} - \frac{F_{eff_3} e_{oo_3}}{w_a} - \frac{F_{eff_4} e_{oo_4}}{w_a} + \frac{M_T}{w_a} \geq \sigma_{ts}$$

$$\frac{0,830}{4,390} - \frac{4.910.415 \times 490,60}{533.442.600,40} - \frac{4.895.443,308 \times 641,46}{533.442.600,40} + \frac{3.938,74 \times 10^6}{533.442.600,40} > -3,35 \text{ MPa}$$

$$6,75 - 4,52 - 5,89 + 7,38 = 3,72 \text{ MPa} > -3,35 \text{ MPa (OK)}$$

- Keadaan service pada serat bawah

$$\frac{F_{eff}}{A_c} + \frac{F_{eff_3} e_{oo_3}}{w_b} + \frac{F_{eff_4} e_{oo_4}}{w_b} - \frac{M_T}{w_b} \geq \sigma_{ts}$$

$$\frac{0,830}{390} + \frac{4.910.415 \times 490,60}{436.707.823,60} + \frac{4.895.443,308 \times 641,46}{436.707.823,60} - \frac{3.938,74 \times 10^6}{436.707.823,60} > 20,25 \text{ MPa}$$

$$6,75 + 5,52 + 7,19 - 9,02 = 10,44 \text{ MPa} > 20,25 \text{ MPa (OK)}$$

Terjadi dilapangan bentang AB dan CD

- Keadaan initial pada serat atas

$$\frac{F_o}{A_c} - \frac{F_{o_3} e_{oo_3}}{w_a} - \frac{F_{o_4} e_{oo_4}}{w_a} + \frac{M_T}{w_a} \geq \sigma_{ti}$$

$$\frac{300.000}{17.780} - \frac{5.650.000 \times 572,18}{469.728.094,30} - \frac{5.632.773,338 \times 424,77}{469.728.094,30} + \frac{1.615,89 \times 10^6}{469.728.094,30} > -1,64 \text{ MPa}$$

$$12,31 - 6,88 - 5,09 + 3,44 = 3,78 \text{ MPa} > -1,64 \text{ MPa (OK)}$$

- Keadaan initial pada serat bawah

$$\frac{F_o}{A_c} + \frac{F_{o_3} e_{oo_3}}{w_b} + \frac{F_{o_4} e_{oo_4}}{w_b} - \frac{M_T}{w_b} \geq \sigma_{ci}$$

$$\frac{0,000}{17.780} + \frac{5.650.000 \times 572,18}{322.167.204,30} + \frac{5.632.773,338 \times 424,77}{322.167.204,30} - \frac{1.615,89 \times 10^6}{322.167.204,30} > 25,65 \text{ MPa}$$

$$12,31 + 10,03 + 7,43 - 5,02 = 24,75 \text{ MPa} > 25,65 \text{ MPa (OK)}$$

- Kadaan service pada serat atas

$$\frac{F_{eff}}{Ac} - \frac{F_{eff_3} eoo_3}{wa} - \frac{F_{eff_4} eoo_4}{wa} + \frac{M_T}{wa} \geq \sigma_{sts}$$

$$\frac{9.820.830}{917.780} - \frac{4.910.415 \times 572,18}{469.728.094,30} - \frac{4.895.443.308 \times 424,77}{469.728.094,30} + \frac{3.008,49 \times 10^6}{469.728.094,30} > -3,35 \text{ MPa}$$

$$10,70 - 5,98 - 4,43 + 6,40 = 6,69 \text{ MPa} > -3,35 \text{ MPa (OK)}$$

- Kadaan service pada serat bawah

$$\frac{F_{eff}}{Ac} + \frac{F_{eff_3} eoo_3}{wb} + \frac{F_{eff_4} eoo_4}{wb} - \frac{M_T}{wb} \geq \sigma_{sts}$$

$$\frac{9.820.830}{917.780} + \frac{4.910.415 \times 572,18}{322.167.204,30} + \frac{4.895.443.308 \times 424,77}{322.167.204,30} - \frac{3.008,49 \times 10^6}{322.167.204,30} > 20,25 \text{ MPa}$$

$$10,70 + 8,72 + 6,45 - 9,34 = 16,53 \text{ MPa} > 20,25 \text{ MPa (OK)}$$

Terjadi di lapangan bentang BC

- Kadaan initial pada serat atas

$$\frac{Fo}{Ac} - \frac{Fo_3 eoo_3}{wa} - \frac{Fo_4 eoo_4}{wa} + \frac{M_T}{wa} \geq \sigma_{sti}$$

$$\frac{11.300.000}{917.780} - \frac{5.650.000 \times 399,59}{469.728.094,30} - \frac{5.632.773.338 \times 248,54}{469.728.094,30} + \frac{503,06 \times 10^6}{469.728.094,30} > -1,64 \text{ MPa}$$

$$12,31 - 4,81 - 2,98 + 1,07 = 5,59 \text{ MPa} > -1,64 \text{ MPa (OK)}$$

- Kadaan initial pada serat bawah

$$\frac{Fo}{Ac} + \frac{Fo_3 eoo_3}{wb} + \frac{Fo_4 eoo_4}{wb} - \frac{M_T}{wb} \geq \sigma_{sci}$$

$$\frac{11.300.000}{917.780} + \frac{5.650.000 \times 399,59}{322.167.204,30} + \frac{5.6321.773.338 \times 248,54}{322.167.204,30} - \frac{503,06 \times 10^6}{322.167.204,30} > 25,65 \text{ MPa}$$

$$12,31 + 7,01 + 4,35 - 1,15 = 22,52 \text{ MPa} > 25,65 \text{ MPa (OK)}$$

- Kadaan service pada serat atas

$$\frac{F_{eff}}{Ac} - \frac{F_{eff_3} eoo_3}{wa} - \frac{F_{eff_4} eoo_4}{wa} + \frac{M_T}{wa} \geq \sigma_{sts}$$

$$\frac{20.830}{17.780} - \frac{4.910.415 \times 399,59}{469.728.094,30} - \frac{4.895.443,308 \times 248,54}{469.728.094,30} + \frac{2.213,63 \times 10^6}{469.728.094,30} > -3,35 \text{ MPa}$$

$$10,70 - 4,18 - 2,59 + 4,71 = 8,64 \text{ MPa} > -3,35 \text{ MPa (OK)}$$

- Keadaan service pada serat bawah

$$\frac{F_{eff}}{Ac} + \frac{F_{eff_3} eoo_3}{wb} + \frac{F_{eff_4} eoo_4}{wb} - \frac{M_T}{wb} \geq \sigma_{cts}$$

$$\frac{20.830}{7.780} + \frac{4.910.415 \times 399,59}{322.167.204,30} + \frac{4.895.443,308 \times 248,54}{322.167.204,30} - \frac{2.213,63 \times 10^6}{322.167.204,30} > 20,25 \text{ MPa}$$

$$10,70 + 6,09 + 3,78 - 5,07 = 15,50 \text{ MPa} > 20,25 \text{ MPa (OK)}$$

## 5.5. Perhitungan Momen Batas dan Momen Retak

Pada perencanaan balok menerus ini, momen retak dan momen batas dihitung pada kedua penampang kritisnya.

### 5.5.1. Kontrol terhadap momen batas (Mu)

Berdasarkan ACI syarat balok untuk dapat mencapai keadaan aman apabila :  $\varnothing M_n > M_u$

Dimana :

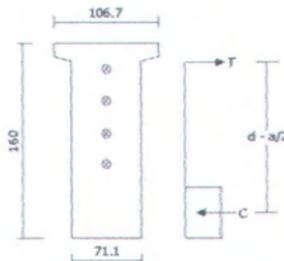
$\varnothing$  = faktor reduksi

$M_n$  = momen nominal

$M_u$  = momen batas =  $1,3 MD + 2 ML$

- Momen Batas pada Tumpuan B dan C

Momen batas pada penampang kritis ditumpuan tengah dihitung berdasarkan gaya tekan yang terjadi pada flens bawah profil, karena pada penampang tersebut cgs berada diatas cgc. Adapun perhitungan momen batas sebagai berikut



Gambar 5.11 Resultan gaya-gaya pada momen batas tumpuan

$$fpu = 1860 \text{ MPa}$$

$$Aps = 5.410,91 + 9.015,55 = 14.426,46 \text{ mm}^2$$

$$d = 1600 - 150 = 1450 \text{ mm}$$

$$\rho_p = \frac{Aps}{b \cdot d} = \frac{14.426,46}{7110 \times 1450} = 0,00140$$

$$fps = fpu \left( 1 - 0,5 \times \rho_p \times \frac{fpu}{fc'} \right) =$$

$$1860 \left( 1 - 0,5 \times 0,00140 \times \frac{1860}{45} \right)$$

$$= 1.806,21 \text{ MPa}$$

$$\omega_p = \frac{\rho_p \cdot fps}{fc'} = \frac{0,00140 \times 1.806,21}{45} \leq 0,30$$

$$= 0,056 \leq 0,30 \text{ (OK)}$$

Daerah tekan beton :

$$T' = Aps \times fps = 14.426,46 \times 1.806,21 = 26.057.216,32$$

N

$$C' = 0,85 \times fc' \times b \times a$$

$$T' = C'$$

$$a = \frac{Aps \times fps}{0,85 \times fc' \times b} = \frac{26.057.216,32}{0,85 \times 45 \times 7110} = 95,81 \text{ mm}$$

$$M_n = T' \left( d - \frac{a}{2} \right) = 26.057.216,32 \left( 1450 - \frac{95,81}{2} \right)$$

$$= 36.534.646.330 \text{ Nmm}$$

$$\theta M_n = 0,8 \times 36.534.646.330 = 29.227.717.060 \text{ Nmm}$$

$$Mu = 1,3 M_D + 2 M_L$$

$$= [(1,3 \times 3.001,26) + 456,11] + (2 \times 2.496,45)$$

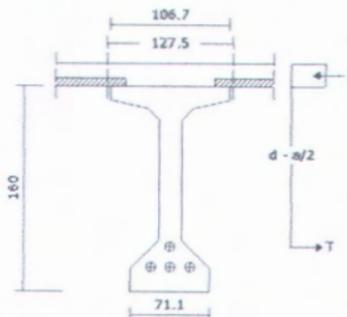
$$= 9.350,648 \text{ kNm} = 9.350.648.000 \text{ Nmm}$$

Syarat :

$$Mu \leq \theta M_n$$

$$9.350.648.000 \text{ Nmm} < 29.227.717.060 \text{ Nmm} \text{ (OK)}$$

➤ Momen Batas pada Tengah Bentang AB dan CD



Gambar 5.12 Resultan gaya-gaya pada momen batas lapangan

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$A_{ps} = 14.426,46 \text{ mm}^2$$

$$d = 1600 - 250 = 1.350 \text{ mm}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d} = \frac{14.426,46}{1.321,40 \times 1350} = 0,00809$$

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \left( 1 - 0,5 \times \rho_p \times \frac{f_{pu}}{f_{c'}} \right) = \\ &= 1860 \left( 1 - 0,5 \times 0,00809 \times \frac{1860}{45} \right) \end{aligned}$$

$$= 1.549,13 \text{ MPa}$$

$$\omega_p = \frac{\rho_p \cdot f_{ps}}{f_{c'}} = \frac{0,00809 \times 1.549,13}{45} \leq 0,30$$

$$= 0,28 \leq 0,30 \text{ (OK)}$$

Daerah tekan beton :

$$T' = A_{ps} \times f_{ps} = 14.426,46 \times 1.549,13 = 22.348.461,98$$

N

$$C' = 0,85 \times f_{c'} \times b \times a$$

$$T' = C'$$

$$a = \frac{Aps \times fps}{0,85 \times fc' \times bef} = \frac{22.348.461,98}{0,85 \times 45 \times 1.321,40} = 442,16 \text{ mm}$$

$$Mn = T \left( d - \frac{a}{2} \right) = 22.348.461,98 \left( 1350 - \frac{442,16}{2} \right) \\ = 25.229.597.860 \text{ Nmm}$$

$$\theta Mn = 0,8 \times 25.229.597.860 = 20.183.678.290 \text{ Nmm}$$

$$Mu = 1,3 M_D + 2 M_L$$

$$= [(1,3 \times 2.406,47) + 365,65] + (2 \times 1.852,26)$$

$$= 6.476,64 \text{ kNm} = 6.476.640.000 \text{ Nmm}$$

Syarat :

$$Mu \leq \theta Mn$$

$$6.476.640.000 \text{ Nmm} < 20.183.678.290 \text{ Nmm} \text{ (OK)}$$

### 5.5.2 Kontrol Terhadap Momen Retak (Mcr)

➤ Momen Retak pada Tumpuan B dan C

Perhitungan momen retak didasarkan pada retak yang terjadi pada serat atas karena momen yang bekerja adalah momen negatif (-), maka persamaan yang digunakan untuk menghitung momen retak :

$$Mcr = M1 + M2 = Feff(e - kb) + fr.wa \rightarrow fr = 0,7 \sqrt{fc'} = 0,7 \times \sqrt{45} = 4,70$$

$$Mcr1 = 2.687.520 (400 - 366,78) + (4,70 \times 533.442.600,40) = 2.596.459.636 \text{ Nmm}$$

$$Mcr2 = 2.668.318.468 (150 - 366,78) + (4,70 \times 533.442.600,40) = 1.928.742.144 \text{ Nmm}$$

$$Mcr3 = 4.910.415 (490,60 - 366,78) + (4,70 \times 533.442.600,40) = 3.115.187.807 \text{ Nmm}$$

$$Mcr4 = 4.895.443.308 (641,46 - 366,78) + (4,70 \times 533.442.600,40) = 3.851.860.590 \text{ Nmm}$$

$$Mcr \text{ tot} = 11.492.250.180 \text{ Nmm}$$

Syarat :

$$1,25 Mcr < \theta Mn$$

$$1,25 \times 11.492.250.180 < 29.227.717.060 \text{ Nmm}$$

$$14.365.312.720 \text{ Nmm} < 29.227.717.060 \text{ Nmm} \text{ (OK)}$$

➤ Momen Batas pada Tengah Bentang AB dan CD

Perhitungan momen retak didasarkan pada retak yang terjadi pada serat bawah karena momen yang bekerja

adalah momen positif (+), maka persamaan yang digunakan untuk menghitung momen retak :

$$cr = M1 + M2 = Feff(e + ka) + fr \cdot wb \rightarrow fr = 0,7\sqrt{fc'} = 0,7 \times \sqrt{45} = 4,$$

$$cr1 = 2.687.520 (610 - 351,03) + (4,70 \times 322.167.204,30) = 3.096.973.206 \text{ Nmm}$$

$$cr2 = 2.668.318.468 (610 - 351,03) + (4,70 \times 322.167.204,30) = 2.205.200.295 \text{ Nmm}$$

$$cr3 = 4.910.415 (572,18 - 351,03) + (4,70 \times 322.167.204,30) = 5.047.530.092 \text{ Nmm}$$

$$cr4 = 4.895.443.308(641,46 - 351,03) + (4,70 \times 322.167.204,30) = 2.935.969.460 \text{ Nmm}$$

$$Mcr \text{ tot} = 13.285.673.050 \text{ Nmm}$$

Syarat :

$$1,25 \text{ Mcr} < \theta \text{ Mn}$$

$$1,25 \times 13.285.673.050 < 20.183.678.290 \text{ Nmm}$$

$$16.607.091.320 \text{ Nmm} < 20.183.678.290 \text{ Nmm} \text{ (OK)}$$

## 5.6. Kontrol Tegangan pada Blok Angker

Tegangan daerah blok angker (*end block*) akibat gaya prategang yang ditransferkan melalui pelat angker pada saat transfer dan saat service besarnya tidak boleh melebihi tegangan yang diijinkan.

Direncanakan :

- Angker hidup VSL tipe Sc
- Angker mati VSL tipe P

Untuk tendon 1 dan 2 (gelagar utama  $L = 33,50 \text{ m}$ )



Gambar 5.13 Penampang blok angker pada balok untuk tendon 1 dan 2

$$Ab = (29,00 \times 29,00) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10,50^2\right) = 754,4099 \text{ cm}^2 = 75.440,99 \text{ mm}^2$$

$$Ab' = 45,00 \times 45,00 = 2.025 \text{ cm}^2 = 202.500 \text{ mm}^2$$

Tendon 1       $F_{i1} = 3.300.000 \text{ N}$        $F_{eff1} = 2.687.520 \text{ N}$

Tendon 2       $F_{i2} = 3.276.442,48 \text{ N}$        $F_{eff2} = 2.668.318,468 \text{ N}$

Saat stressing /peralihan :

$$f_{cp} = 0,8 \times f_{ci} \sqrt{\frac{Ab'}{Ab}} - 0,20 = 0,8 \times 42,75 \times \sqrt{\frac{202.500}{75.440,99}} - 0,20$$

$$= 49,19 \text{ MPa} \text{ (menentukan)}$$

$$f_{cp} = 1,25 \times f_{ci} = 1,25 \times 42,75 = 53,44 \text{ MPa}$$

Kontrol :

Tendon 1

$$\frac{F_{i1}}{Ab} < f_{cp}$$

$$\frac{3.300.000}{75.440,99} < 49,19 \text{ MPa}$$

$$43,74 \text{ MPa} < 49,19 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

Tendon 2

$$\frac{F_{i2}}{Ab} < f_{cp}$$

$$\frac{3.276.442,48}{75.440,99} < 49,19 \text{ MPa}$$

$$43,43 \text{ MPa} < 49,19 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

Saat service :

$$f_{cp} = 0,6 \times f'_{ci} \sqrt{\frac{Ab'}{Ab}} - 0,20 = 0,6 \times 45 \times \sqrt{\frac{202.500}{75.440,99}} - 0,20$$

$$= 38,83 \text{ MPa} \text{ (menentukan)}$$

$$f_{cp} = 45 \text{ MPa}$$

Kontrol :

Tendon 1

$$\frac{F_{eff1}}{Ab} < f_{cp}$$

$$\frac{2.687.520}{75.440,99} < 38,83 \text{ MPa}$$

$$35,62 \text{ MPa} < 38,83 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

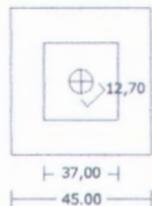
Tendon 2

$$\frac{F_{eff2}}{Ab} < f_{cp}$$

$$\frac{2.668.318,468}{75.440,99} < 38,83 \text{ MPa}$$

$$35,37 \text{ MPa} < 38,83 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

Untuk tendon 3 dan 4 (gelagar utama L = 100,50 m)



Gambar 5.14 Penampang blok angker pada balok untuk tendon 3 dan 4

$$Ab = (37,00 \times 37,00) - \left( \frac{1}{4} \times \pi \times 12,70^2 \right) = 1.242,3231 \text{ cm}^2 = 124.232,31 \text{ mm}^2$$

$$Ab' = 45,00 \times 45,00 = 2.025 \text{ cm}^2 = 202.500 \text{ mm}^2$$

Tendon 3

$$\begin{aligned} Fi3 &= 5.650.000 / 2 \\ &= 2.825.000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Feff3 &= 4.910.415 / 2 \\ &= 2.455.207,50 \text{ N} \end{aligned}$$

Tendon 4

$$\begin{aligned} Fi4 &= 5.632.773,338 / 2 \\ &= 2.816.386,669 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Feff4 &= 4.895.443,308 / 2 \\ &= 2.447.720,654 \text{ N} \end{aligned}$$

Saat stressing /peralihan :

$$\begin{aligned} fcp &= 0,8 \times fci \sqrt{\frac{Ab'}{Ab}} - 0,20 = \\ &0,8 \times 42,75 \times \sqrt{\frac{202.500}{124.232,31}} - 0,20 \\ &= 36,82 \text{ MPa} \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$fcp = 1,25 \times fci = 1,25 \times 42,75 = 53,44 \text{ MPa}$$

Kontrol :

Tendon 3

$$\frac{Fi3}{Ab} < fcp$$

Tendon 4

$$\frac{Fi4}{Ab} < fcp$$

$$\frac{2.825.000}{124.232,31} < 36,82 \text{ MPa}$$

22,74 MPa < 36,82 MPa (OK)

$$\frac{2.816.386,669}{124.232,31} < 36,82 \text{ MPa}$$

22,67 MPa < 36,82 MPa (OK)

Saat service :

$$f_{cp} = 0,6 \times f_c' \sqrt{\frac{Ab'}{Ab}} - 0,20 = 0,6 \times 45 \times \sqrt{\frac{202.500}{124.232,31}} - 0,20$$

= 29,07 MPa (menentukan)

$f_{cp} = 45 \text{ MPa}$

Kontrol :

Tendon 3

$$\frac{F_{eff3}}{Ab} < f_{cp}$$

$$\frac{2.455.207,50}{124.232,31} < 29,07 \text{ MPa}$$

19,76 MPa < 29,07 MPa (OK)

Tendon 4

$$\frac{F_{eff4}}{Ab} < f_{cp}$$

$$\frac{2.447.721,654}{124.232,31} < 29,07 \text{ MPa}$$

19,70 MPa < 29,07 MPa (OK)

## 5.7. Kontrol Lendutan

a) Saat peralihan

$$E_c \text{ balok} = 4700 \sqrt{f_{ci'}} \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 10.10(2)}$$

$$= 4700 \sqrt{42,75} = 30.730,24 \text{ MPa}$$

$$I_{balok} = 2,169 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$w_1 = \frac{8 \times F \times h}{L^2} = \frac{8 \times 3.300.000 \times 610}{33.500^2} = 14,35 \text{ N/mm} (\uparrow)$$

$$w_2 = \frac{8 \times F \times h}{L^2} = \frac{8 \times 3.276.442,48 \times 610}{33.500^2} = 14,25 \text{ N/mm } (\uparrow)$$

Berat sendiri gelagar =  $0,6535 \times 2500$

$$= 1.633,75 \text{ kg/m} = 16,34 \text{ N/mm } (\downarrow)$$

Berat merata netto pada balok adalah :  $(14,35 + 14,25) - 16,34 = 12,26 \text{ N/mm } (\uparrow)$

$$\Delta_{\text{beban(wg)}} = \frac{5w_s L^4}{384EI} \quad \text{Lin&Burn edisi ke-3 jld1-hal262}$$

$$= \frac{5 \times 12,26 \times 33.500^4}{384 \times 30.730,24 \times (2,169 \times 10^{11})} = 30,16 \text{ mm } (\uparrow)$$

Akibat momen ujung karena ada eksentrisitas :

$$\text{Tendon 1} \rightarrow M_{21} = 3.300.000 \times 400 = 1,32 \times 10^9$$

Nmm

$$\text{Tendon 2} \rightarrow M_{22} = 3.276.422,48 \times \frac{150}{8EI} = 491.463.372 \text{ Nmm} +$$

$$M_{2T} = 1.811.463.372 \text{ Nmm}$$

$$\Delta_{\text{gaya prategang}} = \frac{M_2 \times L^2}{8EI} \quad \text{Lin&Burn edisi ke-3 jld-1 hal 263}$$

$$= \frac{1.811.463.372 \times 33.500^2}{8 \times 30.730,24 \times (2,169 \times 10^{11})} = 38,12 \text{ mm } (\downarrow)$$

$$\text{Lendutan ijin} = \frac{\lambda}{480} = 69,79 \text{ mm SNI 03-2847-2002 pasal 11.5(3(2))}$$

Lendutan netto yang terjadi :  $30,16 - 38,12 = -7,96 \text{ mm} < 69,79 \text{ mm } (\text{OK})$

## b) Saat Pengangkatan (diambil dari PCI Design Handbook)

	Tanpa Lapisan Atas Komposit	Dengan Lapisan Atas Komposit
Saat transfer		
1. Komponen lendutan (ke bawah) digunakan untuk lendutan elastik akibat berat komponen struktur saat transfer	1.85	1.85
2. Komponen lendutan (ke atas) digunakan untuk lendutan elastik ke atas akibat gaya prategang akibat transfer	1.8	1.8
Saat service		
1. Komponen lendutan (ke bawah) digunakan untuk lendutan pada (1) di atas	2.7	2.4
2. Komponen lendutan (ke atas) digunakan untuk lendutan ke atas pada (2) di atas	2.45	2.2
3. Lendutan (ke bawah) digunakan pada lendutan elastik hanya akibat beban mati	3	3
4. Lendutan (ke bawah) digunakan pada lendutan elastik yang disebabkan lapisan atas komposit	-	2.3

$$\Delta_{beban(wg)} = \frac{5w_g L^4}{384EI}$$

Lin&Burn edisi ke-3 jld1-hal262

$$= 30,16 \times 1,8 = 54,29 \text{ mm} (\uparrow)$$

$$\Delta_{gaya prategung} = \frac{M_2 \times L^2}{8EI} \quad \text{Lin&Burn edisi ke-3 jld-1 hal 263}$$

$$= 38,12 \times 1,85 = 70,52 \text{ mm } (\downarrow)$$

lendutan ijin =  $\frac{\lambda}{480} = \frac{33.500}{480} = 69,79 \text{ mm SNI 03-2847-2002 pasal 11.5(3(2))}$

lendutan netto yang terjadi :  $54,29 - 70,52 = -16,23 \text{ mm } (\downarrow) < 69,79 \text{ mm (OK)}$

### c) Saat service

Dari hasil analisa struktur SAP2000 diperoleh lendutan maksimum :

Akibat berat sendiri gelagar	$\Delta = 9,76 \text{ mm } (\downarrow)$
Akibat beban pelat lantai kendaraan	$\Delta = 8,17 \text{ mm } (\downarrow)$
Akibat berat diafragma	$\Delta = 0,92 \text{ mm } (\downarrow)$
Akibat berat laston + overlay	$\Delta = 0,43 \text{ mm } (\downarrow)$
Akibat beban lalu-lintas (UDL + KEL)	$\Delta = 20,51 \text{ mm } (\downarrow)$
	$\Delta = 39,79 \text{ mm } (\downarrow)$

$$E_c \text{ balok} = 4700 \sqrt{f_{ci'}} \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 10.10(2)}$$

$$= 4700 \sqrt{45} = 31.528,56 \text{ MPa}$$

$$I_{balok} = 3,4398 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

- Akibat beban merata tendon:

$$w_3 = \frac{8F_{eff} e_{oo}}{L^2} = \frac{8 \times 5.650.000 \times 572,18}{33.500^2} = 23,05 \text{ N/mm } (\uparrow)$$

$$w_4 = \frac{8F_{eff} e_{oo}}{L^2} = \frac{8 \times 5.632.443,308 \times 424,77}{33.500^2} = 17,06 \text{ N/mm } (\uparrow)$$

$$w = 23,05 + 17,06 = 40,11 \text{ N/mm } (\uparrow)$$

$$\Delta l = \frac{5w_g L^4}{384EI} \times 2,45 \quad \text{Lin&Burn edisi ke-3 jld-1 hal 262}$$

$$= \frac{5 \times 40,11 \times 33.500^4}{384 \times 31.528,56 \times (3,4398 \times 10^{11})} \times 2,45 = 148,59 \text{ mm } (\uparrow)$$

- Akibat beban mati, beban mati tambahan dan beban lalu-lintas  
 $\Delta 2 = 39,79 \times 2,7 = 107,43 \text{ mm } (\downarrow)$

Akibat momen ujung karena ada eksentrisitas :

$$\text{Tendon 3} \rightarrow M_{23} = 4.910.415 \times 100 = 491.041.500 \text{ Nmm}$$

$$\text{Tendon 4} \rightarrow M_{24} = 4.895.443,308 \times \underline{350} = 1.713.405.158 \text{ Nmm} + \\ M_{2T} = 2.204.446.658 \text{ Nmm}$$

$$\Delta 3 = \frac{M_2 \times L^2}{8EI} \quad \text{Lin&Burn edisi ke-3 jld-1 hal 263}$$

$$= \frac{2.204.446.658 \times 33.500^2}{8 \times 31.528,56 \times (3,4398 \times 10^{11})} = 28,51 \text{ mm } (\downarrow)$$

$$\text{Lendutan ijin} = \frac{\lambda}{480} = \frac{33.500}{480} = 69,79 \text{ mm SNI 03-2847-2002 pasal 11.5(3(2))}$$

$$\Delta \text{ total} = 148,59 - 107,43 - 28,51 = 12,65 \text{ mm } (\downarrow) < 69,79 \text{ mm (OK)}$$

## 5.8. Daerah Pengangkuran Global dan Lokal

Cara menurut SNI 03-2847-2002

Ada pembesaran faktor beban 1,2 terhadap gaya penarikan tendon maksimum sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 11.2.8

### Tendon 1

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \times \Sigma P_{su} \left( 1 - \frac{a}{h} \right) \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 20.13.(3(2))}$$

$$= 0,25 \times 1,2 \times 3.300.000 \times \left( 1 - \frac{290}{1.600} \right) = 810.562,50 \text{ N}$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5 (h - 2e) \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 20.13.(3(2))} \\ = 0,5 (1.600 - (2 \times 400)) = 400 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{T_{pencar}}{f_y} = \frac{810.562,50}{400} = 2.026,41 \text{ mm}^2$$

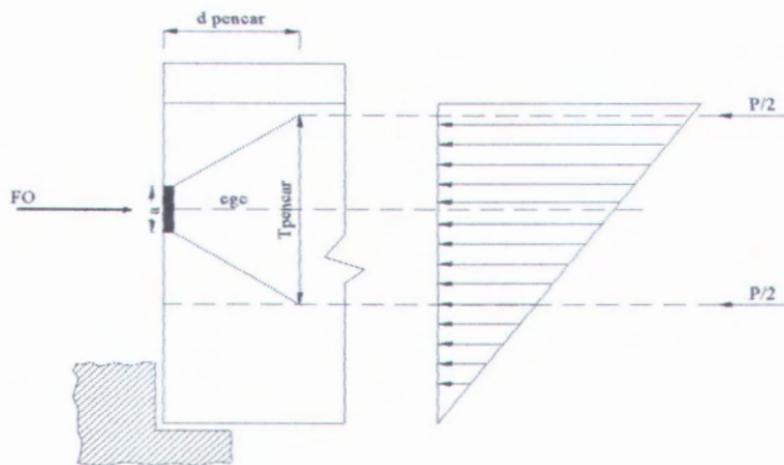
pasang  $A_s = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$  SNI 03-2847-2002 pasal 13.5.(6(2))

Jadi dibutuhkan sengkang =  $\frac{2.026,41}{265,46} = 7,63 \approx 8$  buah

Jarak antar as-as tulangan =  $\frac{400}{8} = 50 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$  (OK)

Dengan cara analisa yang sama untuk tendon 2,3 dan 4 diperoleh :

tendon	T pencar (N)	d pencar (mm)	A <sub>t</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> (mm <sup>2</sup> )	Jumlah sengkang	Jarak as-as sengkang (mm)
2	804.776,18	500	2.011,94	265.46	8	62,50
3	1.303.031,25	650	3.257,58	265.46	13	50
4	1.299.058,351	400	3.247,65	265.46	13	30



Gambar 5.15. Letak tendon dan daerah

### 5.9. Penulangan Lentur Gelagar Utama

Data perencanaan

$$f_c' = 45 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$d = 1600 - (40 + 12 + \frac{1}{2} 22) = 1.537 \text{ mm}$$

$$d'' = 40 + 12 + \frac{1}{2} 22 = 63 \text{ mm}$$

Penulangan pada tumpuan

$$M_u = 1,3 \times -180,32$$

$$= -234,416 \text{ kNm} = -234.416.000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{234.416.000}{0,8} = 293.020.000 \text{ Nmm}$$

Ambil  $x \leq 0,75 \times b$

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 1.537 = 922,20 \text{ mm}$$

Direncanakan  $x = 100 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_{c'} \times b \times x}{f_y} \rightarrow \gamma = 0,85 - 0,007 (45 - 28) = 0,731$$

$$= \frac{0,85 \times 0,731 \times 45 \times 711 \times 100}{400} = 4.970,02 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times \left( d - \frac{\beta_1 \times x}{2} \right)$$

$$= 4.970,02 \times 400 \times \left( 1.535,50 - \frac{0,85 \times 100}{2} \right) =$$

$$2.979.924.592 \text{ Nmm}$$

$$M_n - M_{nc} = 293.020.000 - 2.979.924.592$$

$$= -2.686.904.592 \text{ Nmm. (tidak perlu tulangan tekan)}$$

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$\rho_{\min} = 0,00350 \quad \rho_b = 0,03198 \quad \rho_{\max} = 0,02398$$

$$\rho = \frac{0,75 \cdot 400 - \sqrt{(0,75 \cdot 400)^2 - 2,4 \cdot 0,75 \left( \frac{293.020.000}{1000 \times 1.537^2} \right) \left( \frac{400^2}{45} \right)}}{1,2 \cdot 0,75 \left( \frac{400^2}{45} \right)}$$

$$= 0,00041 < \rho_{\min} \rightarrow \text{dipakai } \rho_{\min} = 0,00350$$

$$A_{st} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,00350 \times 1000 \times 1.537 = 5.379,50 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 15D22 (As pasang = 5.701,99 mm<sup>2</sup>)  
 As' dipakai 8D22 (As' pasang = 3.041,06 mm<sup>2</sup>)

Penulangan pada lapangan

$$M_u = 1,3 \times 1.443,23 = 1.876,199 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{1.876.199.000}{0,8} = 2.345.248.750 \text{ Nmm}$$

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$\text{Ambil } x \leq 0,75 \text{ xb}$$

$$xb = 922,20 \text{ mm} \quad \text{direncanakan } x = 100 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 43970,02 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = 2.979.924,592 \text{ Nmm}$$

$$M_n - M_{nc} = 2.345.248.750 - 2.979.924.592$$

$$= -634.675.842 \text{ Nmm. (tidak perlu tulangan tekan)}$$

$$\rho_{\min} = 0,00350 \quad \rho_b = 0,03198 \quad \rho_{\max} = 0,02398$$

$$\rho = \frac{0,75 \cdot 400 - \sqrt{(0,75 \cdot 400)^2 - 2,4 \cdot 0,75 \left( \frac{1.876.199.000}{1000 \times 1.537^2} \right) \left( \frac{400^2}{45} \right)}}{1,2 \cdot 0,75 \left( \frac{400^2}{45} \right)}$$

$$= 0,00149 < \rho_{\min} \rightarrow \text{dipakai } \rho_{\min} = 0,00350$$

$$A_{st} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,00350 \times 1000 \times 1.537 = 5.379,50 \text{ mm}^2$$

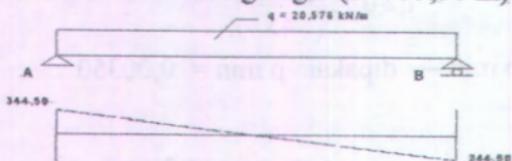
Dipasang tulangan 15D22 (As pasang = 5.701,99 mm<sup>2</sup>)  
 As' dipakai 8D22 (As' pasang = 3.041,06 mm<sup>2</sup>)

### 5.10. Penulangan Geser Gelagar Utama

Diagram geser

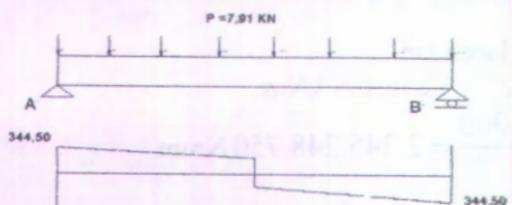
Sebelum gelagar dilaunching

- Akibat berat sendiri gelagar ( $L = 33,50 \text{ m}$ )

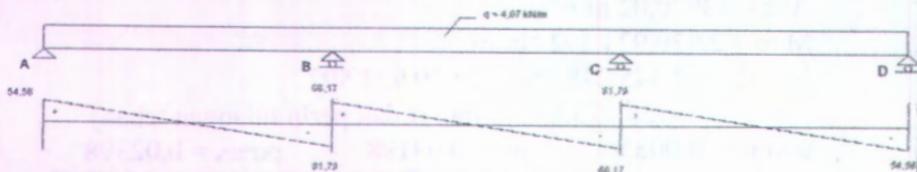


Setelah gelagar dilaunching (kondisi sebelum komposit)

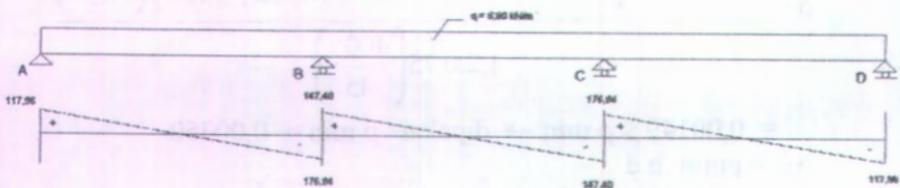
- Akibat beban mati terpusat diafragma



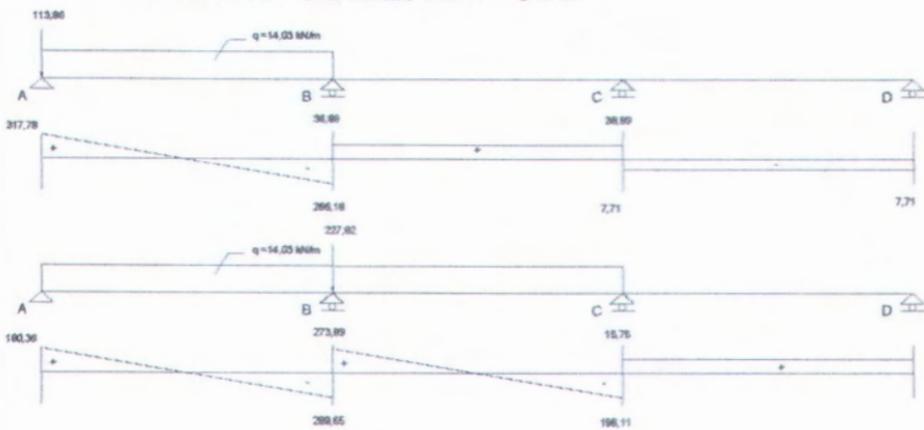
- Akibat beban mati merata pelat lantai kendaraan



- Akibat beban mati tambahan laston + overlay



- Akibat beban lalu lintas KEL + UDL



Kekuatan geser pada daerah tumpuan

Diperhitungkan pada jarak  $x = 0,25h = 0,5 \times 1600 = 400 \text{ mm}$

$$w_p = \frac{8F_{eff} h}{L^2} = \frac{8 \times 5.375.040 \times 610}{33.500^2} = 23,37 \text{ N/mm}$$

Lin&Burn edisi ke-3 jld-1 hal 215

$$V_p' = w_p \times \frac{l}{2} = 23.37 \times \frac{33.500}{2} = 391.495,45 \text{ N}$$

$$V_{uD} = [1,3 \times (344,50 + 31,64 + 117,96)] + 54,46 = 696,89 \text{ kN}$$

$$V_{uL} = 2 \times 317,78 = 635,56 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{ug} &= V_{uD} + V_{uL} \\ &= 696,89 + 635,56 = 1.332,45 \text{ kN} = 1.332.450 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ug} - V_p \\ &= 1.332.450 - 391.495,45 \\ &= 940.954,55 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{cw} = 0,3 \times (\sqrt{fc} + f_{pc}) b_w \times d + V_p \quad \text{SNI 03-2847-200 pasal 13.4(2.(2))}$$

$$f_{pc} = \frac{F_{eff}}{A_c} = \frac{5.375 .040}{1.140 .110} = 4,52 \text{ MPa}$$

$$d_{ps(400 \text{ mm})} = 810,26 + 409,33 = 1.219,59 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = 0,8h = 0,8 \times 1.600 = 1.280 \text{ mm (menentukan)}$$

$$V_p = \frac{16.750 - 400}{16.750} \times 391.495,45 = 382.495,45 \text{ N}$$

$$V_u(400) = \frac{16.750 - 400}{16.750} \times 940.954,55 = 918.483,99 \text{ N}$$

$$Vs = \frac{V_u(400)}{\phi} - V_{cw} \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 11.3(2(3))}$$

$$Vs = \frac{918.483,99}{0,75} - 3.447.715,45$$

$$= 1.224.645,32 - 3.447.715,45$$

= -2.223.070,13 N (tulangan geser minimum)

Tulangan geser minimum tidak boleh kurang dari:

$$A_v = \frac{A_{ps} \times f_{pu} \times s}{80 \times f_y \times d} \times \sqrt{\frac{d}{h_w}} = \frac{14.426,46 \times 1860 \times 100}{80 \times 240 \times 1.280} \times \sqrt{\frac{1.280}{711}} = 146,50 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_v = \frac{75 \sqrt{f_c'} \times b_w \times s}{1200 \times f_y} = \frac{75 \times \sqrt{45} \times 711 \times 100}{1200 \times 240} = 124,21 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai } A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 226,19 \text{ mm}^2 \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.5.(6(2))}$$

Dengan ketentuan:

$$S_{\max} \leq \frac{3}{4}h = \frac{3}{4} \times 1.600 \quad \text{SNI 03-2847-2002 ps13.5.(4(1))}$$

$$= 1.200 \text{ mm}$$

$$S_{\max} \leq 600 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan geser  $\emptyset 12-100$

Kekuatan geser pada daerah lapangan

Diperhitungkan pada jarak x = 8.375 mm

$$V_{UD} = \frac{16.750 - 8.375}{16.750} \times V_{ud} = \frac{16.750 - 8.375}{16.750} \times 696,89 = 348,445 \text{ N}$$

$$V_I = \frac{16.750 - 8.375}{16.750} \times V_{ud} = \frac{16.750 - 8.375}{16.750} \times 635,56 = 317,78 \text{ N}$$

$$d_{ps} = 732,30 + 557,08 = 1.289,38 \text{ mm (menentukan)}$$

$$d_{\min} = 0,8 h = 0,8 \times 1.600 = 1.280 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} f_{pe} &= \frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} eo_1}{wb} + \frac{F_{eff} eo_2}{wb} \\ &= \frac{537.040}{653.500} + \frac{2.687.520 \times 610}{267.118.226,60} + \frac{2.849.474,19 \times 610}{267.118.226,60} \\ &= 8,23 + 6,14 + 6,51 = 20,88 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$f_d = \frac{M_G}{wb} = \frac{1.708.360.000}{267.118.226,60} = 6,40 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{L}{y_t} \times \left[ \frac{\sqrt{fc'}}{2} + (f_{pe} - f_d) \right] \quad \text{SNI 03-2847-2002 ps. 13.4.(2(1))}$$

$$= \frac{3,4398 \times 10^{11}}{732,30} \times \left[ \frac{\sqrt{45}}{2} + (20,88 - 6,40) \right] = 8.377.132.861 \text{ Nmm}$$

$$V_{ct} = \frac{1}{20} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d + V_d + \frac{V_I \times M_{cr}}{M_{max}} \geq 0,14 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$V_{ct} = \frac{1}{20} \times \sqrt{45} \times 711 \times 1.289,38 + 348,445 + \frac{317,780 \times 8.377.132.861}{1.443,23 \times 10^6}$$

$$V_{ci} = 2.500.464,974 \text{ N} > 0,14 \times \sqrt{45} \times 711 \times 1.289,38 = 860.963,66 \text{ N}$$

$$V_u = \frac{16.750 - 8.375}{16.750} \times 940.945,55 = 470.472,78 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u(400)}{\phi} - V_{cw} \quad \text{SNI03-2847-2002 ps.11.3(2(3))}$$

$$V_s = \frac{470.472,78}{0,75} - 860.963,66$$

$$= 627.297,03 - 860.963,66 = -233.666,63 \text{ N (tulangan geser minimum)}$$

Tulangan geser minimum tidak boleh kurang dari:

$$A_v = \frac{A_{ps} \times f_{ps} \times s}{80 \times f_y \times d} \times \sqrt{\frac{d}{b_w}} = \frac{14.426,46 \times 1860 \times 200}{80 \times 240 \times 1.289,38} \times \sqrt{\frac{1.289,38}{711}} = 291,93 \text{ mm}^2$$

atau

$$A_v = \frac{75\sqrt{f_c} \times b_w \times s}{1200 \times f_y} = \frac{75 \times \sqrt{45} \times 711 \times 200}{1200 \times 240} = 248,41 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai } A_v = 3 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 339,29 \text{ mm}^2 \quad \text{SNI 03-2847-2002}$$

pasal 13.5.(6(2))

Dengan ketentuan:

$$S_{\max} \leq \frac{3}{4} h = \frac{3}{4} \times 1.600 = 1.200 \text{ mm} \quad \text{SNI 03-2847-2002}$$

ps.13.5.(4(1))

$$S_{\max} \leq 600 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan geser  $\varnothing 12-200$

## BAB VI

### PERENCANAAN PERLETAKAN

#### 6.1. Pembebanan

##### 6.1.1 Reaksi Vertikal Pada Tumpuan A dan D (Abutment)

Beban mati + beban mati tambahan

$$\begin{aligned} - \text{Berat gelagar utama} &= 1,3 \times 28.707,83 & = 37.320,17 \text{ kg} \\ - \text{Berat gelagar melintang} &= 1,3 \times 3.164 & = 4.113,20 \text{ kg} \\ - \text{Berat pelat lantai kendaraan} &= 1,3 \times 11.796 & = 15.334,80 \text{ kg} \\ - \text{Berat laston + overlay} & & = 5.456 \text{ kg} + \\ & & V_1 = 62.224,17 \text{ kg} \end{aligned}$$

Beban hidup

$$- \text{Beban lalu-lintas merata} = 2,0 \times 31.778 = 63.556 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Reaksi total (V*)} &= V_1 + V_2 \\ &= 62.224,17 + 63.556 = 125.780,17 \text{ kg} \end{aligned}$$

##### 6.1.2 Reaksi Vertikal Pada Tumpuan B dan C (Pilar)

Beban mati + beban mati tambahan

$$\begin{aligned} - \text{Berat gelagar utama} &= 1,3 \times 57.415,66 & = 74.640,36 \text{ kg} \\ - \text{Berat gelagar melintang} &= 1,3 \times 6.238 & = 8.226,40 \text{ kg} \\ - \text{Berat pelat lantai kendaraan} &= 1,3 \times 32.424 & = 42.151,20 \text{ kg} \\ - \text{Berat laston + overlay} & & = 14.996 \text{ kg} + \\ & & V_1 = 140.013,96 \text{ kg} \end{aligned}$$

Beban hidup

$$- \text{Beban lalu-lintas merata} = 2,0 \times 79.146 = 158.299 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Reaksi total (V*)} &= V_1 + V_2 \\ &= 140.013,96 + 158.299 = 298.305,96 \text{ kg} \end{aligned}$$

### 6.1.3 Beban Horisontal

- a. Akibat beban mati pada kepala jembatan

Gaya horisontal diambil dari reaksi akibat beban mati dengan koefisien 15 %.

$$H_{11} = 15\% \times 62.224,17 = 9.333,63 \text{ kg}$$

$$H_{21} = 15\% \times 140.013,96 = 21.002,09 \text{ kg}$$

- b. Akibat gaya rem

Untuk  $80 \leq L \leq 180$

$$H_2 = (2,5L + 50) \text{ kN}$$

$$= (2,5 \times 100,50) + 50 = 301,25 \text{ kN} = 30.125 \text{ kg}$$

$$H_2^* = 2,0 \times 30.125 = 60.250 \text{ kg}$$

- c. Akibat gaya gempa bumi

$$H_3 = Kh \times I \times W_t \quad \text{Berdasarkan PPTJ BMS 1992 psal 2.4.7.3 halaman 2-49}$$

$$Kh = C \times S \quad \text{Untuk } T = 0,75 \text{ detik} \rightarrow c = 0,10$$

$$= 0,10 \times 1,3 \quad S = 1,3 \text{ F dan } F \leq 1,00 \text{ dipakai } S = 1,3$$

$$= 0,13 \quad I = 1$$

$$H_{31} = 0,13 \times 1,0 \times 62.224,17 = 8.089,14 \text{ kg}$$

$$H_{32} = 0,13 \times 1,0 \times 140.013,96 = 18.201,81 \text{ kg}$$

- d. Akibat gaya gesek

Gaya gesek pada tumpuan yang ditinjau dari bahan antara karet dan baja sebesar 0,16 dari beban mati.

$$F_A = F_D = 0,16 \times 62.244,17 = 9.955,87 \text{ kg}$$

$$F_B = F_C = 0,16 \times 140.013,96 = 18.402,23 \text{ kg}$$

- e. Akibat pengaruh suhu

Pengaruh susut dan suhu pada arah melintang dapat diabaikan karena lebar jembatan kurang dari 10 m (BDM, BMS, pasal 7.3, hlm 7-6).

- f. Akibat beban angin

Gaya angin rencana pada bangunan atas dihitung berdasarkan 2 persamaan berikut ini (PPTJBMS 1992 ps. 2.4.6 hal.2-43) :

1. Tekanan angin pada bangunan atas

$$C_w = 1,20$$

$V_w = 25$  (kecepatan angin pada daerah lebih dari 5 km dari laut)

$$T_{ew} = 0,0006 C_w V_w^2 Ab \\ = 0,0006 \times 1,20 \times 25^2 \times (2,05 \times 100,50) = 92,71 \text{ kN}$$

2. Tekanan angin merata pada kendaran

$$T_{ew} = 0,0012 C_w V_w^2 \\ = 0,0012 \times 1,2 \times 25^2 = 0,90 \text{ kN/m}$$

$$H_4^* = 92,71 + (0,90 \times 100,50) = 183,16 \text{ kN} = 18.316 \text{ kg}$$

g. Beban horisontal total

$$H_A^* = H_D^* = 9.333,63 + 60.250 + 8.089,14 + 9.955,87 + 18.316 \\ = 105.944,64 \text{ kg}$$

$$H_B^* = H_C^* = 21.002,09 + 60.250 + 18.201,81 + 18.402,23 + 18.316 \\ = 140.172,13 \text{ kg}$$

### 6.1.3 Gerakan Tangensial ( $\alpha_a$ , $\alpha_b$ , $\alpha_s$ )

$$\alpha_a = \frac{H^* \times t}{1000 \times At \times G} \quad (\text{BDM BMS 1992, hal. 7-4})$$

Dimana :  $H^*$  = gaya horizontal

$t$  = tebal karet landasan

$G$  = modulus geser = 0,69 MPa

$At$  = luas denah karet

Tangensial di tumpuan A dan D

$$\alpha_a = \frac{105.944,64 \times 97}{1000 \times (480 \times 300) \times 0,69} = 0,108$$

$$\alpha_b = 0 \text{ ( lebar jembatan } = 9\text{m} < 10 \text{ m )}$$

$$\alpha_s = \alpha_a + \alpha_b = 0,108 + 0 = 0,108$$

Tangensial di tumpuan B dan C

$$\alpha_a = \frac{140.172,13 \times 97}{1000 \times (480 \times 450) \times 0,69} = 0,094$$

$$\alpha_b = 0 \text{ ( lebar jembatan } = 9\text{m} < 10 \text{ m )}$$

$$\alpha_s = \alpha_a + \alpha_b = 0,094 + 0 = 0,094$$

## 6.2. Perputaran Sudut

### 6.2.1. Perputaran Sudut pada Abutment (Tumpuan A dan D)

- Akibat beban mati dan beban mati tambahan

- Berat sendiri gelagar utama

$$q = 16,34 \text{ kg/cm}$$

$$\theta = \frac{q \cdot L^3}{48EI} = \frac{16,34 \times 3350^3}{48 \times 360.556 \times 21690000} = 0,00164 \text{ rad}$$

- Berat pelat lantai kendaraan

$$q = 8,80 \text{ kg/cm}$$

$$\theta = \frac{q \cdot L^3}{48EI} = \frac{8,80 \times 3350^3}{48 \times 360.556 \times 21690000} = 0,00088 \text{ rad}$$

- Berat gelagar melintang/diafragma

$$P = 790,60 \text{ kg}$$

$$\theta = \frac{P \cdot L^2}{32EI} = \frac{790,60 \times 3350^2}{32 \times 360.556 \times 21690000} = 0,00004 \text{ rad}$$

- Berat laston + overlay

$$q = 4,07 \text{ kg/cm}$$

$$\theta = \frac{q \cdot L^3}{48EI} = \frac{4,07 \times 3350^3}{48 \times 360.556 \times 21690000} = 0,00041 \text{ rad}$$

- Akibat Beban Hidup

- Beban hidup lalu-lintas merata

$$q = 14,03 \text{ kg/cm}$$

$$\theta = \frac{q \cdot L^3}{48EI} = \frac{14,03 \times 3350^3}{48 \times 360.556 \times 21690000} = 0,00141 \text{ rad}$$

- Beban hidup lalu-lintas terpusat

$$P = 11.396 \text{ kg}$$

$$\theta = \frac{P \cdot L^2}{32EI} = \frac{113.96 \times 3350^2}{32 \times 360.556 \times 21690000} = 0,00051 \text{ rad}$$

### 6.2.2 Perputaran Sudut pada Pilar (Tumpuan B dan C)

- Akibat beban mati dan beban mati tambahan

Beban merata (berat galagar, pelat lantai kendaraan dan laston + overlay)

$$q_{\text{tot}} = 16,34 + 8,80 + 4,07 = 29,21 \text{ kg/cm}$$

Variabel yang dicari  $\theta_B$  dan  $\theta_C$  (metode slope deflection)

$$\text{Persamaan : } M_{BA} + M_{BC} = 0 \quad \text{dan} \quad M_{CB} + M_{CD} = 0$$

$$M_{BA} + M_{BC} = 0$$

$$\left[ MF_{BA} + K_{BA}(\theta_B) + \frac{1}{2}M_{AB} \right] + \left[ MF_{BC} + K_{BC}(\theta_B + \frac{\theta_C}{2}) \right] = 0$$

$$-\frac{1}{8}qL^2 + \frac{3EI}{L}\theta_B + \frac{1}{2}M_{AB} \left[ + \left[ \frac{1}{12}qL^2 + \frac{4EI}{L}(\theta_B + \frac{\theta_C}{2}) \right] = 0 \right]$$

$$(-\frac{1}{8} \times 29,21 \times 3.350^2) + \frac{3EI}{3.350}\theta_B + (\frac{1}{2} \times 0) \left[ + \left[ (\frac{1}{12} \times 29,21 \times 3.350^2) + \frac{4EI}{3.350}\theta_B + \frac{4EI}{6.700}\theta_C \right] = 0 \right]$$

$$-40.976.153,13 + \frac{3EI}{3.350}\theta_B \left[ + \left[ 27.317.435,42 + \frac{4EI}{3.350}\theta_B + \frac{4EI}{6.700}\theta_C \right] = 0 \right]$$

$$\frac{6EI}{3.350}\theta_B + \frac{8EI}{6.700}\theta_B + \frac{4EI}{6.700}\theta_C - \frac{2.745 \times 10^{11}}{6.700} + \frac{1.830 \times 10^{11}}{6.700} = 0$$

$$14EI\theta_B + 4EI\theta_C = 9,151 \times 10^{10} \quad \dots\dots(1)$$

$$M_{CB} + M_{CD} = 0$$

$$\left[ MF_{CB} + K_{CB}(\theta_C + \frac{\theta_B}{2}) \right] + \left[ MF_{CD} + K_{CD}(\theta_C) + \frac{1}{2}M_{DC} \right] = 0$$

$$\frac{1}{12}qL^2 + \frac{4EI}{L}(\theta_C + \frac{\theta_B}{2}) \left[ + \left[ \frac{1}{8}qL^2 + \frac{3EI}{L}\theta_C + \frac{1}{2}M_{DC} \right] = 0 \right]$$

$$(\frac{1}{12} \times 29,21 \times 3.350^2) + \frac{4EI}{3.350}\theta_C + \frac{4EI}{6.700}\theta_B \left[ + \left[ (\frac{1}{8} \times 29,21 \times 3.350^2) + \frac{3EI}{3.350}\theta_C + (\frac{1}{2} \times 0) \right] = 0 \right]$$

$$\left[ -27.317.435,42 + \frac{4EI}{3.350} \theta_c + \frac{4EI}{6.700} \theta_B \right] + \left[ 40.976.153,13 + \frac{3EI}{3.350} \theta_c \right] = 0$$

$$\frac{8EI}{6.700} \theta_c + \frac{4EI}{6.700} \theta_B + \frac{6EI}{6.700} \theta_c + \frac{2,745 \times 10^{11}}{6.700} - \frac{1,830 \times 10^{11}}{6.700} = 0$$

$$4EI\theta_B + 14EI\theta_C = -9,151 \times 10^{10} \quad \dots\dots(2)$$

Dari persamaan (1) dan (2) diperoleh :

$$14EI\theta_B + 4EI\theta_C = 9,151 \times 10^{10} \mid \times 1 \rightarrow 14EI\theta_B + 4EI\theta_C = 9,151 \times 10^{10}$$

$$4EI\theta_B + 14EI\theta_C = -9,151 \times 10^{10} \mid \times 3,5 \rightarrow 14EI\theta_B + 49EI\theta_C = -3,203 \times 10^{11}$$


---


$$-45EI\theta_C = 4,118 \times 10^{11}$$

$$\theta_C = -\frac{4,118 \times 10^{11}}{45EI} = -\frac{9.151.340.866}{EI}$$

$$14EI\theta_B + 4EI\left(\frac{-9.151.340.866}{EI}\right) = 9,151 \times 10^{10}$$

$$14EI\theta_B = 1,281 \times 10^{11}$$

$$\theta_B = \frac{1,281 \times 10^{11}}{14EI} = \frac{9.151.340.866}{EI}$$

Sehingga :

$$\theta_B = -\theta_C = \frac{9.151.340.866}{360.556 \times 21.690.000} = 0,00117 \text{ rad}$$

Dengan cara analisa yang sama diperoleh persamaan :

Beban terpusat gelagar melintang/diafragma

P = 790,90 kg

$$\theta_B = -\theta_C = \frac{541.999.989,60}{EI} = \frac{541.999.989,60}{360.556 \times 21.690.000} = 0,00007 \text{ rad}$$

- Akibat beban hidup

Beban lalu-lintas merata UDL

$$q = 14,03 \text{ kg/cm}$$

$$\theta_B = -\theta_C = \frac{4.395.525.926}{EI} = \frac{4.395.525.926}{360.556 \times 21.690.000} = 0,00056 \text{ rad}$$

Beban lalu-lintas terpusat KEL

$$P = 11.396 \text{ kg}$$

$$\theta_B = -\theta_C = \frac{1.598.645.125}{EI} = \frac{1.598.645.125}{360.556 \times 21.690.000} = 0,00020 \text{ rad}$$

### 6.3. Pemilihan Perletakan

#### 6.3.1 Perletakan A dan D (Abutment)

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh :

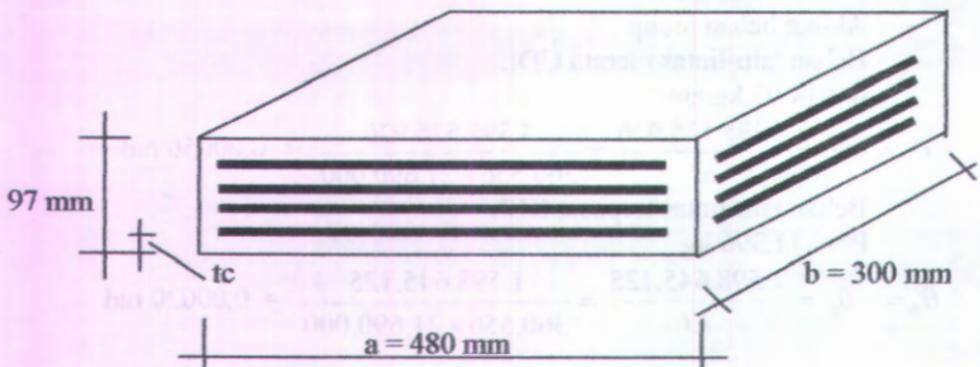
$$V^* = 125.780,17 \text{ kg} = 1.257,8017 \text{ kN}$$

$$\theta_{aq} = 0,00164 + 0,00088 + 0,00041 + 0,00141 = 0,00404 \text{ rad}$$

$$\theta_{ap} = 0,00004 + 0,00051 = 0,00055 \text{ rad}$$

Direncanakan elastomer bearing pad dengan spesifikasi :

- Panjang elastomer (a)	= 480 mm
- Lebar elastomer (b)	= 300 mm
- Tebal karet dalam (ti)	= 14 mm
- Tebal tiap pelat baja (ts)	= 5 mm
- Jumlah lapisan karet (n)	= 4 lapis
- Tinggi keseluruhan (t)	= 97 mm
- Tebal selimut atas dan bawah	= 8 mm
- Tebal selimut sisi (tc)	= 10 mm
- Luas denah elastomer (Ar)	= 144.000 mm <sup>2</sup>



Gambar 6.1 Elastomer bearing pad A dan D

### 6.3.2. Kontrol Perletakan A dan D (Abutment)

a. Faktor bentuk harus berada  $4 \leq S \leq 12$

$$S = \frac{a \times b}{2(a+b)t_1} = \frac{480 \times 300}{2 \times (480 + 300) \times 14} = 6,59$$

$$a = 480 \text{ mm}; b = 300 \text{ mm}; t_1 = 1,4 \times t_c = 1,4 \times 10 = 14 \text{ mm}$$

Jadi  $4 \leq 6,59 \leq 12$  (OK)

b. Jumlah regangan tekan, perputaran dan geser

$$\varepsilon_{sc} + \varepsilon_{st} + \varepsilon_{sh} = \varepsilon_t \leq \frac{2,6}{\sqrt{G}}$$

$$A_{eff} = A \left(1 - \frac{\alpha_a}{a} - \frac{\alpha_b}{b}\right)$$

$$= 480 \times 300 \left(1 - \frac{0,108}{480} - \frac{0}{300}\right) = 143.967,60 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{6 \times S \times V^* \times 10^3}{3 \times A_{eff} \times G \times (1+2S^2)} = \frac{6 \times 6,59 \times 1.257,8017 \times 10^3}{3 \times 14396760 \times 0,69 \times (1+2 \times 6,59^2)} = 1,90$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{(\theta_{aq} \times a^2) + (\theta_{ap} \times b^2)}{2 \times t \times t_1} = \frac{(0,00404 \times 480^2) + (0,00055 \times 300^2)}{2 \times 97 \times 14} = 0,361$$

$$\varepsilon_b = \frac{\alpha_s}{t} = \frac{0,108}{97} = 0,0011$$

$$\varepsilon_t = 1,90 + 0,361 + 0,0011 \leq \frac{2,6}{\sqrt{G}} = \frac{2,6}{\sqrt{0,69}}$$

$$= 2,26 \leq 3,13 \quad (\text{OK})$$

c. Luas tumpuan eff min,  $A_{eff} \geq 0,9 \text{ A}$

$$143,967,60 \text{ mm}^2 \geq 0,9 \text{ (} 480 \times 300 \text{)}$$

$$143,967,60 \text{ mm}^2 \geq 129,600 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

d. Mencegah lelah khusus pada jembatan

$$\frac{1,4V^*}{E_{sc} \times V_{LL}} \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1 \quad V_{LL} = \text{reaksi beban KEL dan UDL}$$

$$= 635,56 \text{ kN}$$

$$\frac{1,4 \times 1.257,8017}{1,90 \times 635,56} \sqrt{\frac{0,69}{0,69}} \geq 1$$

$$1,46 \geq 1 \quad (\text{OK})$$

e. Stabilitas perletakan dalam tekan

$$\frac{V^*}{A_{eff}} \leq \frac{2 \times b_e \times G \times S}{3 \times t} \quad b_e = \text{nilai terkecil dari } a \text{ atau } b \text{ yaitu } 300 \text{ mm}$$

$$\frac{1.257,801,70}{143,967,60} \leq \frac{2 \times 300 \times 0,69 \times 6,59}{3 \times 97}$$

$$8,74 \text{ N/mm}^2 \leq 9,38 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{OK})$$

f. Tebal minimum  $t_i$  dari pelat baja yang tertanam dalam perletakan

$$3 \text{ mm} \leq t_s \geq \frac{3V^* \times t_1 \times 1000}{A \times f_y} \quad f_y = \text{tegangan leleh baja} = 240 \text{ MPa}$$

$$3 \text{ mm} \leq 5 \text{ mm} \geq \frac{3 \times 1.257,8017 \times 1000 \times 14}{(480 \times 300) \times 240} \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq 5 \text{ mm} \geq 1,53 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- g. Tahanan gesekan tidak cukup dan tahanan geseran mekanis diperlukan bila :

$$H^* \leq 0,1 ( V^* + ( 3 \times A_{eff} \times 10^3 ) )$$

$$1.059.446,40 \text{ N} \leq 0,1 ( 1.257.8017 + ( 3 \times 143.967,60 \times 10^3 ) )$$

$$1.059.446,40 \text{ N} \leq 43.190.405,78 \text{ N (OK)}$$

### 6.3.3. Perletakan B dan C (Pilar)

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh :

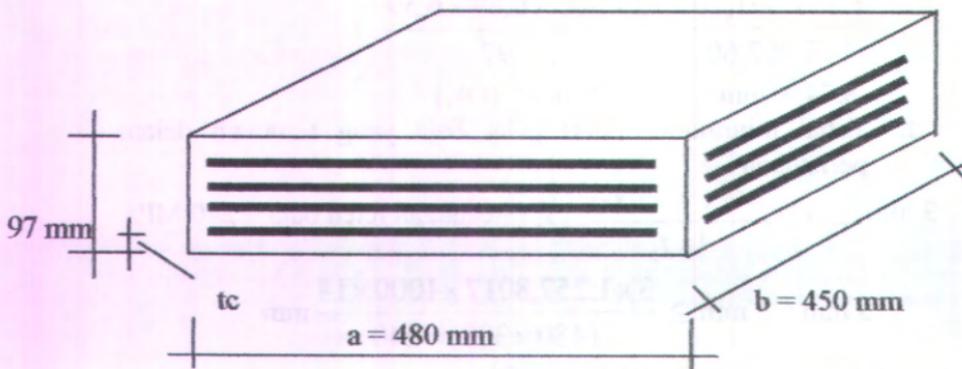
$$V^* = 298.305,96 \text{ kg} = 2.983,0596 \text{ kN}$$

$$\theta_{aq} = 0,00117 + 0,00056 = 0,00173 \text{ rad}$$

$$\theta_{ap} = 0,00007 + 0,00020 = 0,00027 \text{ rad}$$

Direncanakan elastomer bearing pad dengan spesifikasi :

- Panjang elastomer (a)	= 480 mm
- Lebar elastomer (b)	= 450 mm
- Tebal karet dalam (ti)	= 14 mm
- Tebal tiap pelat baja (ts)	= 5 mm
- Jumlah lapisan karet (n)	= 4 lapis
- Tinggi keseluruhan (t)	= 97 mm
- Tebal selimut atas dan bawah	= 8 mm
- Tebal selimut sisi (tc)	= 10 mm
- Luas denah elastomer (Ar)	= 216.000 mm <sup>2</sup>



Gambar 6.2 Elastomer bearing pad B dan C

### 6.3.4. Kontrol Perletakan B dan C (Pilar)

a. Faktor bentuk harus berada  $4 \leq S \leq 12$

$$S = \frac{a \times b}{2(a+b)t_1} = \frac{480 \times 450}{2 \times (480+450) \times 14} = 8,29$$

$$a = 480 \text{ mm}; b = 450 \text{ mm}; t_1 = 1,4 \times t_c = 1,4 \times 10 = 14 \text{ mm}$$

Jadi  $4 \leq 8,29 \leq 12$  (OK)

b. Jumlah regangan tekan, perputaran dan geser

$$\varepsilon_{sc} + \varepsilon_{st} + \varepsilon_{sh} = \varepsilon_t \leq \frac{2,6}{\sqrt{G}}$$

$$A_{eff} = A \left(1 - \frac{\alpha_a}{a} - \frac{\alpha_b}{b}\right)$$

$$= 480 \times 450 \left(1 - \frac{0,094}{480} - \frac{0}{450}\right) = 215.957,70 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{6 \times S \times V^* \times 10^3}{3 \times A_{eff} \times G \times (1+2S^2)} = \frac{6 \times 8,29 \times 2,9830596 \times 10^3}{3 \times 215957,70 \times 0,69 \times (1+2 \times 8,29^2)} = 2,397$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{(\theta_{aq} \times a^2) + (\theta_{ap} \times b^2)}{2 \times t \times t_1} = \frac{(0,00173 \times 480^2) + (0,00027 \times 450^2)}{2 \times 97 \times 14} = 0,167$$

$$\varepsilon_{sh} = \frac{\alpha_s}{t} = \frac{0,094}{97} = 0,0010$$

$$\varepsilon_t = 2,397 + 0,167 + 0,001 \leq \frac{2,6}{\sqrt{G}} = \frac{2,6}{\sqrt{0,69}}$$

$= 2,57 \leq 3,13$  (OK)

c. Luas tumpuan eff min,  $A_{eff} \geq 0,9 \text{ A}$

$$215.957,70 \text{ mm}^2 \geq 0,9 (480 \times 450)$$

$$215.957,70 \text{ mm}^2 \geq 194.400 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

d. Mencegah lelah khusus pada jembatan

$$\frac{1,4V^*}{\varepsilon_{sc} \times V_{LL}} \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1 \quad V_{LL} = \text{reaksi beban KEL dan UDL}$$

$$= 1.582,99 \text{ kN}$$

$$\frac{1,4 \times 2.983,0596}{2,397 \times 1.582,99} \sqrt{\frac{0,69}{0,69}} \geq 1$$

$1,55 \geq 1$  (OK)

- e. Stabilitas perletakan dalam tekan

$$\frac{V^*}{A_{eff}} \leq \frac{2 \times b_e \times G \times S}{3 \times t} \quad b_e = \text{nilai terkecil dari } a \text{ atau } b \text{ yaitu } 450 \text{ mm}$$

$$\frac{2.983.059,60}{215.957,70} \leq \frac{2 \times 450 \times 0,69 \times 8,29}{3 \times 97}$$

$$13,81 \text{ N/mm}^2 \leq 17,69 \text{ N/mm}^2 \text{ (OK)}$$

- f. Tebal minimum  $t_s$  dari pelat baja yang tertanam dalam perletakan

$$3 \text{ mm} \leq t_s \geq \frac{3V^* \times t_i \times 1000}{A \times f_y} \quad f_y = \text{tegangan leleh baja} = 240 \text{ MPa}$$

$$3 \text{ mm} \leq 5 \text{ mm} \geq \frac{3 \times 2.983,0596 \times 1000 \times 14}{(480 \times 450) \times 240} \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq 5 \text{ mm} \geq 2,42 \text{ mm (OK)}$$

- g. Tahanan gesekan tidak cukup dan tahanan geseran mekanis diperlukan bila :

$$H^* \leq 0,1 (V^* + (3 \times A_{eff} \times 10^3))$$

$$1.401.721,30 \text{ N} \leq 0,1 (2.983,0596 + (3 \times 215.957,70 \times 10^3))$$

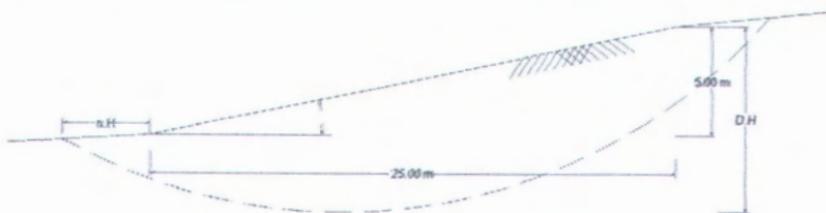
$$1.401.721,30 \text{ N} \leq 64.787.608,31 \text{ N (OK)}$$

## BAB VII

### PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

#### 7.1 Perencanaan Abutment Jembatan

##### 7.1.1 Penentuan Tinggi Abutment pada Tumpuan D



$$\tan \beta = \frac{5,00}{25,00} = 0,20 \rightarrow \beta = \text{arc tan } 0,20 = 11,31^\circ$$

Untuk  $\beta < 53^\circ$ , lingkaran kritis mungkin berupa ujung dasar talud, lereng talud, atau lingkaran titik tengah tergantung pada letak lapisan keras yang berada dibawah talud. Hal ini dinamakan fungsi kedalaman (*depth function*) yang dijelaskan sebagai berikut

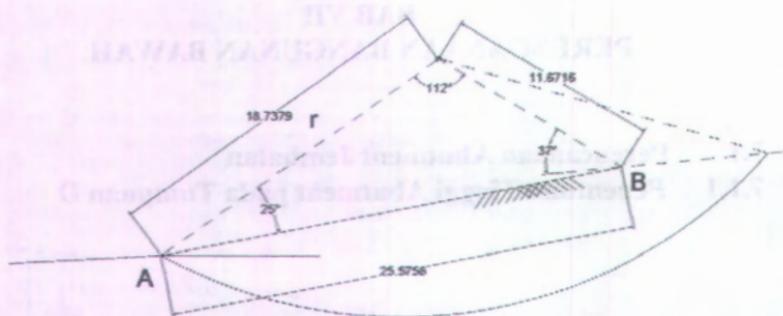
$$D = \frac{\text{Jarak vertikal dari puncak talud ke lapisan keras}}{\text{tinggi talud}} = \frac{6,50}{5,00} = 1,30$$

Dari gambar 12-11 (Mekanika Tanah Jilid 2, Braja M. Das, halaman 181)

Untuk  $\beta = 11,31^\circ$   $D = 1,30$  maka  $n = 0$

Dari tabel 12-1 (Mekanika Tanah Jilid 2, Braja M. Das, hal.180)

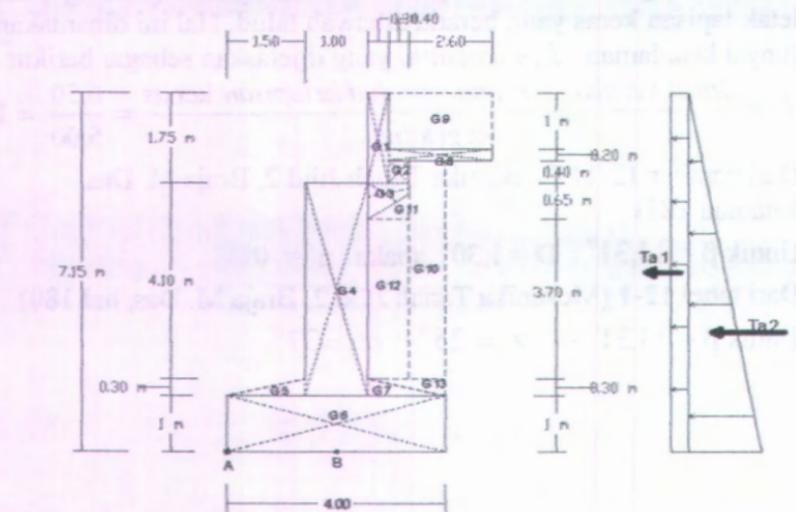
Untuk  $\beta = 11,31^\circ \rightarrow \alpha_1 = 25^\circ \quad \alpha_2 = 37^\circ$



Gambar 7.1 Lokasi dari pusat lingkaran ujung dasar talud (toe circle) untuk  $\beta < 53^\circ$

### 7.1.2. Dimensi Abutment

Dalam perencanaan abutment/kepala jembatan digunakan tipe pile cap untuk tumpuan A dan D. Karena bentang simetris maka beban yang dipikul abutment akan sama, sehingga hanya dihitung 1 abutment yaitu tumpuan D.



Gambar 7.2 Abutment tipe pile cap tumpuan D

### 7.1.1 Pembebanan Abutment

1. Beban vertikal pada abutment tumpuan A dan D
  - a. Reaksi total akibat beban mati dan beban mati tambahan  
 $R_a = 62.224,17 \text{ kg}$
  - b. Reaksi total akibat beban hidup (KEL + UDL)  
 $R = 63.556 \text{ kg}$
  - c. Reaksi total maksimum akibat beban mati dan hidup  
 $R_t = 125.780,17 \text{ kg}$
  - d. Berat abutment, tanah, dan pelat injak

Lebar kepala jembatan 10 m, dibuat dari beton bertulang di atas pondasi tiang pancang, dimana :

$$\gamma_b = 2.400 \text{ kg/m}^3 \quad \gamma_t = 1.154 \text{ kg/m}^3 \quad \theta = 29^\circ$$

$$\gamma \text{ tanah urug} = 1.800 \text{ kg/m}^3 \text{ (direncanakan)}$$

Tabel 7.1 Perhitungan berat abutment

Berat Abutment (kg)	$x_A$ (m)	$y_A$ (m)	$M_{XA}$ (kgm)	$M_{YA}$ (kgm)
$= (0,30 \times 1,50 \times 10,00) \times 2.400 = 10.800$	2,65	6,40	28.620	69.120
$= (0,40 \times 0,7 \times 10,00) \times 2.400 = 6.720$	2,85	5,45	19.152	36.624
$= \left(\frac{1}{2} \times 0,65^2 \times 10,00\right) \times 2.400 = 5.070$	2,733	5,033	13.856,31	25.517,31
$= (1,00 \times 4,40 \times 10,00) \times 2.400 = 105.600$	2,00	3,40	211.200	359.040
$= \left(\frac{1}{2} \times 1,50 \times 0,30 \times 10,00\right) \times 2.400 = 5.400$	1,00	1,10	5.400	5.940
$= (4,00 \times 1,00 \times 10,00) \times 2.400 = 96.000$	2,00	0,50	192.000	48.000
$= \left(\frac{1}{2} \times 1,50 \times 0,30 \times 10,00\right) \times 2.400 = 5.400$	3,00	1,10	16.200	5.940
$= (3,00 \times 0,20 \times 7,00) \times 2.400 = 10.080$	4,30	5,75	43.344	57.960
Total = 245.070		Total momen	529.772,31	608.141,31

$$x_A = \frac{\sum M_{XA}}{\sum M_V} = \frac{1,3 \times 529.772,31}{1,3 \times 245.070} = \frac{688.704,003}{318.591} = 2,16 \text{ m}$$

$$y_A = \frac{\Sigma M y_A}{\Sigma M_v} = \frac{1,3 \times 608.141,31}{1,3 \times 318.591} = \frac{790.583,703}{318.591} = 2,48 \text{ m}$$

Tabel 7.2 Perhitungan berat tanah di belakang abutment

	$x_A$ (m)	$y_A$ (m)	$M_{XA}$ (kgm)	$M_{YA}$ (kgm)
$G_9 = (3,00 \times 1,30 \times 10,00) \times 1.800 = 70.200$	4,30	6,50	301.860	456.300
$G_{10} = (0,85 \times 4,35 \times 10,00) \times 1.800 = 66.555$	3,575	3,475	237.934,125	297.833,6
$G_{11} = \left(\frac{1}{2} \times 0,65^2 \times 10,00\right) \times 1.800 = 3.802,50$	2,933	4,817	11.152,733	18.316,6
$G_{12} = (0,70 \times 3,30 \times 10,00) \times 1.800 = 41.580$	2,85	2,95	118.503	122.661
$G_{13} = \left(\frac{1}{2} \times 1,50 \times 0,30 \times 10,00\right) \times 1.800 = 4.050$	3,50	1,20	14.175	4.860
Total = 186.187,50		Total momen	683.624,858	899.971,2

$$x_A = \frac{\Sigma M x_A}{\Sigma M_v} = \frac{683.624,858}{186.187,50} = 3,67 \text{ m}$$

$$Y_A = \frac{\Sigma M Y_A}{\Sigma M_v} = \frac{899.971,268}{186.187,50} = 4,83 \text{ m}$$

## 2. Beban Horisontal

### a. Akibat tekanan tanah

Koefisien tekanan tanah ( $K_a$ )

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{29^\circ}{2} \right) = 0,347$$

Beban kendaraan yang diekivalensikan dengan tanah  
setinggi  $h = 60 \text{ cm}$

$$q = K_a \times \gamma \text{ tanah urug} \times h \\ = 0,347 \times 1.800 \times 0,60 = 374,76 \text{ kg/m}^2$$

Tekanan tanah yang terjadi

$$T_{al} = K_a \times \gamma \times h \times h_i \times L \\ = 0,347 \times 1.800 \times 0,60 \times 7,15 \times 10,00 = 26.795,34 \text{ kg}$$

$$y_{al} = 3,575 \text{ m}$$

$$T_{a2} = 1/2 \times K_a \times \gamma \times h_1^2 \times L \\ = 1/2 \times 0,347 \times 1.800 \times 7,15^2 \times 10,00 = 159.655,57 \text{ kg}$$

$$y_{a2} = 2,383 \text{ m}$$

- b. Akibat gaya gesekan

Gaya gesek yang terjadi akibat gesekan pada tumpuan bergerak :

$$Ra = 62.224,17 \text{ kg}$$

$$F = K \times Ra = 0,16 \times 62.224,17 = 9.955,87 \text{ kg} \rightarrow y_A = 5,45 \text{ m}$$

- c. Akibat gaya rem

Gaya rem dianggap bekerja horisontal dalam arah sumbu jembatan. Gaya ini tidak tergantung pada lebar jembatan.

Untuk  $80 \leq L \leq 180$

$$TB = (2,5L + 50) \text{ kN}$$

$$= (2,5 \times 100,50) + 50 = 301,25 \text{ kN} = 30.125 \text{ kg}$$

$$TB^* = 2,0 \times 30.125 = 60.250 \text{ kg}$$

- d. Akibat gaya gempa bumi

$$T_{EQ} = Kh \cdot I \cdot W_T$$

dimana :

$$Kh = \text{koefisien beban gempa horisontal} = C \cdot S$$

C = koefisien geser dasar = 0,10 (zone 4, tanah sedang)  
BMS 1992, tabel 2.12 halaman. 2-50

$$I = \text{faktor kepentingan} = 1,0 (\text{BMS 1992, tabel 2.13 hal. 2-50})$$

$$S = \text{faktor tipe bangunan} = 1,3 F$$

$$F \leq 1,00$$

$$S = 1,3 F = 1,3 \times 1,00 = 1,30$$

$$Kh = 0,10 \times 1,30 = 0,13$$

Akibat bangunan atas

$$T_{EQ} = 0,13 \times 1,0 \times 62.224,17 = 8.089,14 \text{ kg} \rightarrow y_A = 6,35 \text{ m}$$

Akibat bangunan bawah

$$T_{EQ} = 0,13 \times 1,0 \times 245.070 = 31.859,10 \text{ kg} \rightarrow y_A = 2,48 \text{ m}$$

Akibat tekanan tanah

$$T_{EQ} = 0,13 \times 1,0 \times 186.187,50 = 24.204,375 \text{ kg} \rightarrow y_A = 4,83 \text{ m}$$

e. Akibat beban angin

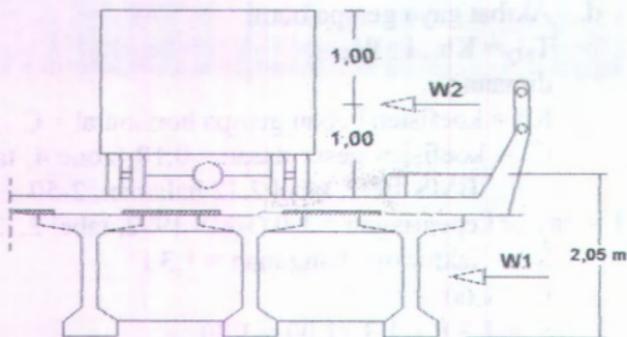
Sesuai dengan BMS 1992 alaman 2-43, beban angin bekerja tegak lurus jembatan dan dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\begin{aligned} T_{EW1} &= 0.0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\ &= 0.0006 \times 1,20 \times 25^2 \times (2,05 \times 100,50) = 92,71125 \text{ kN} \\ &= 9.271,125 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= 0.0012 \times C_w \times V_w^2 \\ &= 0.0012 \times 1,20 \times 25^2 = 0,90 \text{ kN/m} = 90 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$W_1 = \frac{9.271,125}{2} = 4.635,56 \text{ kg} \rightarrow y_A = 6,575 \text{ m}$$

$$W_2 = 100,50 \times \frac{90}{2} = 4.522,50 \text{ kg} \rightarrow y_A = 8,35 \text{ m}$$



Gambar 7.3 Beban horisontal akibat angin

f. Akibat pengaruh susut dan suhu

Pengaruh susut dan suhu pada arah melintang dapat diabaikan karena lebar jembatan kurang dari 10 m ( BDM, BMS halaman 7-6 ).

### 7.1.2 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi beban :

- I.  $M + (H + K) + Ta$
- II.  $M + Ta + F + W$
- III. Kombinasi I + R + F + W
- IV.  $M + Tag + Gb$

Dimana :

- $M$  = Muatan mati
- $H$  = Muatan hidup
- $Ta$  = Tekanan tanah
- $Tag$  = Tekanan tanah akibat gempa
- $W$  = Muatan angin
- $R$  = Gaya rem
- $F$  = Gaya geser dari tumpuan bergerak
- $Gb$  = Gempa bumi



1. Kombinasi I :  $M + (H + K) + Ta$

- a. Beban vertikal (V)

Muatan mati ( $M$ )

$$\text{Bangunan atas} = 62.224,17 \text{ kg}$$

$$\text{Bangunan bawah} = 1,3 \times 245.070 = 318.591 \text{ kg}$$

$$\text{Tanah di belakang abutment} = \underline{\underline{186.187,50 \text{ kg}}} +$$

$$\text{Total} = 567.002,67 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Muatan hidup} (H + K) &= 63.556 \text{ kg} \\ &= 630.558,67 \text{ kg} \end{aligned}$$

- b. Beban horisontal sejajar sumbu jembatan

$$\text{Tekanan tanah aktif } (Ta_1) = 26.795,34 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Tekanan tanah aktif } (Ta_2) &= \underline{\underline{159.655,57 \text{ kg}}} + \\ &= 186.450,91 \text{ kg} \end{aligned}$$

- c. Momen terhadap titik B (titik tangkap dasar poer)

$$\begin{aligned} Mx &= (62.224,17 \times 0) + (318.591 \times 2,16) + (186.187,50 \times 3,67) \\ &\quad + (63.556 \times 0) = 1.371.464,685 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mx// &= (26.795,34 \times 3,575) + (159.655,57 \times 2,383) \\ &= 476.276,39 \text{ kgm} \end{aligned}$$

## 2. Kombinasi II : M + Ta + F + W

## a. Beban vertikal (V)

$$\text{Muatan mati (M)} = 567.002,67 \text{ kg}$$

Beban horisontal sejajar sumbu jembatan

$$\text{Tekanan tanah aktif (Ta}_1\text{)} = 26.795,34 \text{ kg}$$

$$\text{Tekanan tanah aktif (Ta}_2\text{)} = 159.655,57 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya geser memanjang} = \underline{\underline{9.955,87 \text{ kg}}} +$$

$$= 196.406,78 \text{ kg}$$

## b. Beban horisontal tegak lurus sumbu jembatan

$$\text{Muatan angin (W}_1\text{)} = 4.635,56 \text{ kg}$$

$$W_2 = \underline{\underline{4.522,50 \text{ kg}}} +$$

$$W_{\text{tot}} = 9.188,06 \text{ kg}$$

## c. Momen terhadap titik B

$$Mx = 1.371.464,685 \text{ kgm}$$

$$Mx// = 476.276,39 + (9.955,87 \times 5,45)$$

$$= 530.535,88 \text{ kgm}$$

$$My \perp = (4.635,56 \times 6,575) + (4.522,50 \times 8,35)$$

$$= 68.241,68 \text{ kgm}$$

## 3. Kombinasi III : (Kombinasi I) + R + F + W

## a. Beban vertikal (V)

$$\text{Muatan mati + hidup} = 630.558,67 \text{ kg}$$

## b. Beban horisontal sejajar sumbu jembatan

$$\text{Kombinasi I} = 186.450,91 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya rem} = 60.250 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya geser memanjang} = \underline{\underline{9.955,87 \text{ kg}}} +$$

$$= 256.656,78 \text{ kg}$$

## c. Beban horisontal tegak lurus sumbu jembatan

$$\text{Muatan angin (W}_1\text{)} = 4.635,56 \text{ kg}$$

$$W_2 = \underline{\underline{4.522,50 \text{ kg}}} +$$

$$W_{\text{tot}} = 9.188,06 \text{ kg}$$

## d. Momen terhadap titik B

$$Mx = 1.371.464,685 \text{ kgm}$$

$$Mx// = 476.276,39 + (60.250 \times 7,35) + (9.955,87 \times 5,45)$$

$$= 973.373,38 \text{ kgm}$$

$$My \perp = 68.241,68 \text{ kgm}$$

4. Kombinasi IV : M + Tag + Gb

a. Beban vertikal (V)

$$\text{Muatan mati (M)} = 567.002,67 \text{ kg}$$

b. Beban horizontal sejajar sumbu jembatan

Beban akibat gempa

$$\text{Beban mati jembatan (GB1)} = 8.089,14 \text{ kg}$$

$$\text{Beban bangunan bawah (GB2)} = 31.859,10 \text{ kg}$$

$$\text{Tekanan tanah (Tag)} = \underline{24.204,38 \text{ kg}} +$$

$$Gb = 64.152,62 \text{ kg}$$

c. Momen terhadap titik B

$$Mx = 1.371.464,685 \text{ kgm}$$

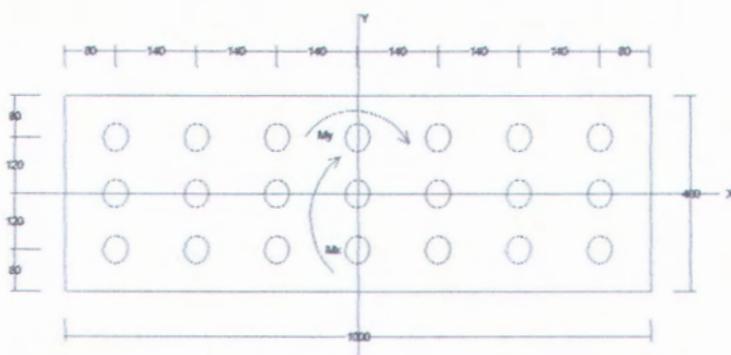
$$Mx// = (8.089,14 \times 6,35) + (31.859,10 \times 2,48) + \\ (24.204,38 \times 4,83) = 247.283,74 \text{ kgm}$$

### 7.1.3. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Berdasarkan data SPT di lapangan, maka konstruksi pondasi direncanakan menggunakan tiang pancang dari beton betulang dengan diameter 45 cm.

1. Perhitungan beban tiang pancang

Susunan tiang pancang direncanakan sebagai berikut :



Gambar 7.4 Susunan tiang pancang pada abutment

Spesifikasi tiang pancang yang dipakai  
Tiang pancang WIKA

Jenis : Bulat  
 Diameter luar : 45 cm  
 Tebal : 9 cm  
 Panjang rencana : 14,00 m  
 Luas penampang tiang bagian bawah (Ab) :  $1.590,43 \text{ cm}^2$   
 Luas selimut tiang (As) :  $\pi \times 45 \times 10,00 = 1.413,72 \text{ cm}^2$   
 Jumlah tiang pancang : 21 buah  
 Dimensi poer :  $10,00 \text{ m} \times 4,00 \text{ m}$   
 $x_{\max} = 4,20 \text{ m}$   
 $y_{\max} = 1,20 \text{ m}$   
 $\Sigma x^2 = (6 \times 1,40^2) + (6 \times 2,80) + (6 \times 4,20^2) = 164,64 \text{ m}^2$   
 $\Sigma y^2 = (14 \times 1,20^2) = 20,16 \text{ m}^2$

Distribusi beban setiap tiang pancang dihitung dengan persamaan :

- Beban vertikal

$$P_i = \frac{V}{n} \pm \frac{Mx \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{My \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Tabel 7.4 Harga P<sub>mak</sub> dan P<sub>min</sub> berdasarkan beban kombinasi

Uraian Gaya	Kombinasi			
	1	2	3	4
Gaya vertikal (kg)	630.558,67	567.002,67	630.558,67	567.002,67
Mx (kgm)	1.371.464,685	1.371.464,685	1.371.464,685	1.371.464,685
Mx // (kgm)	476.276,39	530.535,88	973.373,38	247.283,74
My ⊥ (kg m)	0,00	68.241,68	68.241,68	0,00
Mx tot = Mx+ Mx//	895.188,295	840.928,805	398.091,305	1.124.180,945
P <sub>max</sub> (ton)	83.311,62	78.796,27	55.463,37	93.915,66
P <sub>min</sub> (ton)	-23.258,41	-24.796,02	4.589,83	-39.915,41

Beban yang bekerja berdasarkan kombinasi IV (beban yang terbesar), menurut hasil perhitungan gaya dan momen, maka :

- Beban vertikal (V) = 567.002,67 kg
- Beban horisontal Sejajar sumbu jembatan (Hv) = 64.152,62 kg
- Momen arah y (My) = 0,00 kgm
- Momen arah x (Mx)
  - Mx = 1.371.464,685 kgm
  - Mx // = 247.283,74 kgm

b. Beban Horisontal

Beban H sejajar sumbu jembatan dipikul oleh 7 tiang pancang miring

$$H_{0//} = \frac{64.152,62}{7} = 9.164,66 \text{ kg/tiang}$$

2. Daya dukung tiang pancang yang diijinkan

a. Terhadap beban vertikal

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan dan kekuatan tanah tempat tiang ditanam. Hasil daya dukung yang terendah adalah yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

- Berdasarkan kekuatan bahan

Luas penampang tiang bagian bawah (Ab) = 1.590,43 cm<sup>2</sup>

Luas selimut tiang (As) = 1.413,72 cm<sup>2</sup>

Dari tabel brosur WIKA diketahui daya dukung ijin

Pb = 123,85 ton

- Berdasarkan daya dukung tanah

Dari data tanah diperoleh nilai SPT untuk titik bor pada abutment adalah 12,00 m  $\Rightarrow N = 54$  (dalam dari tiang pancang setelah abutment = 10,00 m).

Untuk tanah kohesif

$$Q_{ijin} = \frac{I}{SF} \times 40 \times N \times Ab + \left( \frac{\bar{N} \times As}{5} \right)$$

Dimana :

$Q_{ijin}$  = Load capacity (ton)

$N$  = Harga N pada ujung tiang pancang

$$\bar{N} = (14 + 54 + 62)/3 = 43,333$$

$A_b$  = Luas penampang tiang bagian bawah ( $m^2$ )

$A_s$  = Luas selimut tiang ( $m^2$ )

$$Q_{ijin} = \frac{1}{2} \times 40 \times 54 \times 0,1590 + \frac{43,333 \times 0,1414}{5} = 172,945 \text{ ton}$$

Jadi daya dukung tanah yang diijinkan berdasarkan data SPT boring adalah

$$Q_{ijin} = 172,945 \text{ ton} = 172.945 \text{ kg}$$

- Daya dukung satu tiang dalam kelompok

Daya dukung satu tiang dalam kelompok didapat dari daya dukung satu tiang yang berdiri sendiri dikalikan dengan suatu faktor efisiensi dan dihitung dengan rumus :

$$Q_{eff} = Q_{ijin} \text{ satu tiang yang berdiri sendiri} \times Eff$$

Efisiensi kelompok tiang pancang

$$Eff = 1 - \theta \left\{ \frac{(m-1).n + (n-1).m}{90 m . n} \right\}$$

Dimana :

$$\theta = \text{arc tg } d/s = \text{arc tg } .45/120 = 20,56^\circ$$

$d$  = diameter tiang pancang = 45 cm

$s$  = jarak antara tiang pancang = 120 cm (terkecil)

$n$  = banyaknya baris = 3

$m$  = banyaknya tiang pancang per baris = 7

$$Eff = 1 - 20,56 \left\{ \frac{(7-1) \times 3 + (3-1) \times 7}{90 \times 7 \times 3} \right\} = 0,652$$

Daya dukung satu tiang yang diijinkan dalam kelompok :

$$Q_{kel} = 0,652 \times 172.945$$

$$= 112.760,44 \text{ kg} > P_{max} = 93.915,66 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol daya dukung tiang pancang

Beban yang bekerja pada 1 TP

$$= 93.915,66 \text{ kg}$$

$$\text{Berat TP} = 240 \times 10 = 2.400 \text{ kg} +$$

$$P = 96.315,66 \text{ kg} < Q_{\text{kel}} \text{ (OK)}$$

b. Terhadap beban horisontal

Perhitungan tiang tegak terhadap ketahanan Lateral Ultimate QL\* berdasarkan cara Brooms.

Tahap perhitungan :

- Menentukan apakah tiang dalam kategori tiang pendek (yaitu leleh terjadi dalam tiang), tiang menengah (yaitu satu sendi dalam tiang pada permukaan tanah), atau tiang panjang (yaitu dua sendi terjadi dalam tiang, satu pada permukaan tanah dan yang lain pada jarak (1,5D + f) di bawahnya).

$$L_1 = \left[ \frac{M_y^*}{4,5 \cdot C_u \cdot D} + 2,25 D^2 \right]^{1/2}$$

$$L_1 = \sqrt{\frac{25.000}{4,5 \times 3000 \times 0,45} + 2,25 \times 0,45^2}$$

$$= 2,14 \text{ m} < L = 12,00 \text{ m}$$

- $L_2 = 1,5 D + f_2 + g$

Dimana :

$$f_2 = -1,5 D + \sqrt{1,5 D^2 + \frac{M_y}{2,25 \cdot C_u^* \cdot D}}$$

$$= -1,5 \times 0,45 + \sqrt{1,5 \times 0,45^2 + \frac{25.000}{2,25 \times 3000 \times 0,45}} = 2,25 \text{ m}$$

$$g = \sqrt{\frac{M_y}{2,25 \cdot C_u^* \cdot D}} = \sqrt{\frac{25.000}{2,25 \times 3000 \times 0,45}} = 2,87 \text{ m}$$

$$L_2 = (1,5 \times 0,45) + 2,25 + 2,87 = 5,80 \text{ m}$$

$L > L_2 \rightarrow$  diklasifikasikan tiang panjang, sehingga :

$$\frac{2My}{Cu \cdot D^3} = \frac{2 \times 25.000}{3000 \times 0,45^3} = 182,90$$

Dari gambar 8.7 PPTJ BMS 6-M 1992 halaman 8-28 diperoleh

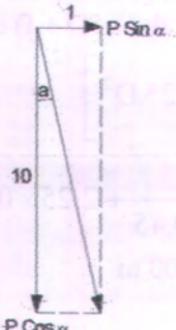
$$\frac{Q_L}{Cu \cdot D^2} = 25$$

$$Q_L = 25 \times 3.000 \times 0,45^2 = 15.187,50 \text{ kg}$$

$$\overline{Qt} = \frac{Q_L}{SF} = \frac{15.187,50}{3} = 5.062,50 \text{ kg} < H_o = 9.164,66 \text{ kg}$$

Sehingga perlu dipasang tiang pancang miring sebanyak 7 dengan kemiringan 1 : 10

$$P = Q_{\text{kel}} \cos \alpha$$



$$= 112.760,44 \times \frac{10}{10.05} \\ = 112.199,44 \text{ kg}$$

$$P_H = P \sin \alpha \\ = 112.199,44 \times \frac{1}{10.05} \\ = 11.164,12 \text{ kg}$$

### Rekapitulasi :

$P_{\text{max}} = 93.915,66 \text{ kg} < P_{\text{ijin}} = 123.850 \text{ kg}$  (WIKA pile Ø 45)

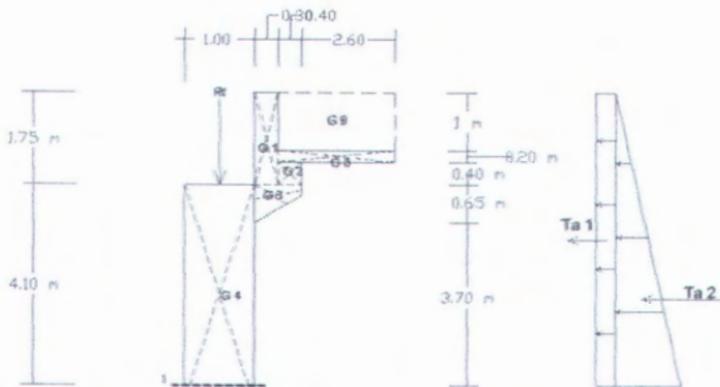
$Q_{\text{kel}} = 112.760,44 \text{ kg} > P_{\text{max}} = 93.915,66 \text{ kg}$  (OK)

$P_H = 11.164,12 \text{ kg} > H_o = 9.164,66 \text{ kg}$  (OK)

### 7.1.4. Perhitungan Penulangan Abutment

#### 1. Perhitungan kolom abutment per 1 m

Beban vertikal ( $V$ ) diambil dari gaya geser akibat beban mati dan hidup.



Gambar 7.5 Beban kolom abutment

- a. Beban-beban yang bekerja di titik O :

$$\text{Reaksi beban mati} = 62.224,17 \text{ kg} \rightarrow X_0 = 0 \text{ m}$$

$$\text{Reaksi beban hidup} = 63.556 \text{ kg} \rightarrow X_0 = 0 \text{ m}$$

Berat sendiri

$$G1 = 1,3 \times 0,30 \times 1,50 \times 1,00 \times 2400 = 1.404 \text{ kg} \rightarrow X_0 = 0,65 \text{ m}$$

$$G4 = 1,3 \times 1,00 \times 4,10 \times 1,00 \times 2400 = 12.792 \text{ kg} \rightarrow X_0 = 0 \text{ m}$$

Gaya horisontal

$$Ta1 = 0,347 \times 1.800 \times 0,60 \times 5,85 \times 1,00 = 2.192,35 \text{ kg} \rightarrow Y_1 = 2,925 \text{ m}$$

$$Ta2 = \frac{1}{2} \times 0,347 \times 1.800 \times 5,85^2 \times 1,00 = 10.687,69 \text{ kg} \rightarrow Y_2 = 1,95 \text{ m}$$

$$\text{Beban horisontal } // = 64.152,62 \text{ kg} \rightarrow Y_3 = 4,15 \text{ m}$$

Sehingga :

$$Po = (62.224,17 + 63.556 + 1.404 + 12.792) = 139.976,17 \text{ kg } (\uparrow)$$

$$No = (2.192,35 + 10.687,69 + 64.152,62) = 77.032,66 \text{ kg } (\leftarrow)$$

$$M_{I-I} = (1.404 \times 0,65) - (2.192,35 \times 2,925) - (10.687,69 \times 1,95)$$

$$- (64.152,62 \times 4,15) = -292.574,3923 \text{ kgm}$$

$$= -2.825.743,923 \text{ Nmm}$$

### Penulangan

Syarat kolom pendek yaitu  $L/r \leq 22$

$$L = 4,10 \text{ m}$$

$$r = 0,25 \text{ d} = 0,25 \times 1,00 = 0,25$$

$$\frac{L}{r} = \frac{4,10}{0,25} = 16,40 \leq 22 \text{ (OK)}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} ; f_{sy} = 400 \text{ MPa} ; g = 0,9$$

$$h = d = 1000 \text{ mm} ; b = 1000 \text{ mm}$$

$$\frac{K_R^C M_u}{Ag.d} = \frac{M^*}{bd^2} = \frac{0,75 \times 2.925.743,923}{1000 \times 1000^2} = 2,19$$

$$\frac{K_R^C N_u}{Ag} = \frac{N^*}{bd} = \frac{0,75 \times 77.032,66}{1000 \times 1000} = 0,06$$

Dari diagram interaksi  $g = 0,9$   $f'_c 30 \text{ MPa}$  diperoleh :

$\rho = 0,026$  (gambar 5.19 (b) Bagan rencana kolom BDM, BMS hal 5-127)

Syarat tulangan kolom (BDM, BMS hal 5-117)

Luas Tulangan total kolom (Asc) harus sebesar

$= 0,01 Ag < Asc < 0,04 Ag \rightarrow Asc$  dapat direduksi bila  $Asc \times f_{sy} > 0,15 N^*$

Maka dipakai  $Asc = \rho \times b \times d$

$$= 0,026 \times 1.000 \times 1.000 = 21.000 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 44 D25 (2 sap pada 2 sisi)

$$Asc = 21.598,45 \text{ mm}^2$$

Tulangan pembagi = 20 %  $\times$  Asc pasang

$$= 0,20 \times 21.598,45 = 4.319,69 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan D25-250 ( $As = 4.417,86 \text{ mm}^2$ )

### b. Penulangan back wall dan konsol

Berat sendiri per 1 m

$$G1 = 1,3 \times 0,30 \times 1,50 \times 1,00 \times 2.400 = 1.404 \text{ kg}$$

$$G2 = 1,3 \times 0,40 \times 0,70 \times 1,00 \times 2.400 = 873,60 \text{ kg}$$

$$G3 = 1,3 \times \frac{1}{2} \times 0,65 \times 0,65 \times 1,00 \times 2.400 = 659,10 \text{ kg}$$

$$Ge = 3,00 \times 0,60 \times 1,00 \times 1.800 = 3.240 \text{ kg}$$

$$G9 = 3,00 \times 1,30 \times 1,00 \times 1.800 = 7.020 \text{ kg}$$

$$G8 = 1,3 \times 3,00 \times 0,20 \times 1,00 \times 2400 = 1.872 \text{ kg}$$

$$Vu = 15.068,70 \text{ kg} = 150.687 \text{ N}$$

$$Nuc = 0,2 \times Vu = 0,2 \times 150.687 = 30.137,40 \text{ N}$$

$$fc' = 30 \text{ MPa} \quad \mu = 1,4 \lambda$$

$$fy = 400 \text{ MPa} \quad \lambda = 1$$

$$\phi = 0,65 \quad a = 200 \text{ mm}$$

$$bw = 400 \text{ mm} \quad d = 988,50 \text{ mm}$$

$$h = 1.050 \text{ mm} \quad (h - d) = (1.050 - 988,50) = 61,50 \text{ mm}$$

$$Vn = \frac{Vu}{0,65} = \frac{150.687}{0,65} = 231.826,15 \text{ N}$$

Kontrol :

$$0,2 \times bw \times fc' \times d = 0,2 \times 400 \times 30 \times 988,50 \\ = 2.372.400 \text{ N} > Vn = 231.826,15 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

$$5,5 \times bw \times d = 5,5 \times 400 \times 988,50 \\ = 2.174.700 \text{ N} > Vn = 231.826,15 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

$$Mu = Vu \cdot a + Nuc (h - d) \\ = (150.687 \times 200) + (30.137,40 \times 61,50) \\ = 31.990.850,10 \text{ Nmm}$$

Penulangan geser

$$Avf = \frac{Vn}{\phi \times fy \times \mu} = \frac{231.826,15}{0,65 \times 400 \times 1,4} = 636,89 \text{ mm}^2$$

Penulangan lentur

$$Af = \frac{Mu}{\phi \times fy \times 0,85 \times d} = \frac{31.990.850}{0,65 \times 400 \times 0,85 \times 988,50} = 146,44 \text{ mm}^2$$

Tulangan tambahan

$$An = \frac{Nuc}{\phi \times fy} = \frac{30.137,40}{0,65 \times 400} = 115,91 \text{ mm}^2$$

Tulangan tarik

$$Asl = 2/3 (Avf + An) \\ = 2/3 (636,89 + 115,91) = 501,87 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

$$As2 = Af + An = 146,44 + 115,91 = 262,35 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 8 D19 ( $As = 2.268,23 \text{ mm}^2$ )

Sengkang

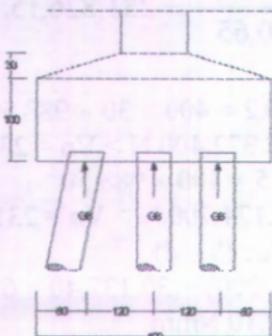
$$Ah1 = \frac{1}{2} (As - An) = \frac{1}{2} (501,87 - 115,91) = 192,98 \text{ mm}^2$$

$$Ah2 = \frac{1}{3} Avf = \frac{1}{3} \times 636,89 = 212,30 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Dipasang tulangan 4 D12 ( $As = 452,39 \text{ mm}^2$ )

## 2. Penulangan Poer

### a. Pembebatan



Gambar 7.6 Balok poer arah melintang

$$P_{max} = 112.760,44 \text{ kg}$$

$$q_{poer} = [(4,00 \times 1,00) + (4,00 + 1,00) \frac{1}{2} \times 0,30] \times 2.400 \\ = 11.400 \text{ kg/m}$$

$$ht = 100 \text{ cm}$$

$$d = 130 - 8 = 122 \text{ cm}$$

$$M_{max} = (112.760,44 \times 0,70) - (11.400 \times \frac{1}{2} \times 1,50^2) \\ = 66.107,308 \text{ kgm}$$

### b. Penulangan

$$M^* = \frac{M}{K_R^c} = \frac{66.107,308}{0,75} = 88.143,07733 \text{ kgm} \\ = 881.430.773,30 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,00350 \quad \text{SNI 03-2847-2002 ps.12.5(1)}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta \cdot f_c'}{f_y} \gamma \frac{600}{600 + f_y} \quad \text{SNI 03-2847-2002 ps.12.5(1)} \\ &= \frac{0,85 \cdot 30}{400} 0,85 \frac{600}{600 + 400} = 0,03251\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \rho_b \quad \text{SNI 03-2847-2002 ps.12.5(1)} \\ &= 0,75 \times 0,03251 = 0,02438\end{aligned}$$

$$\rho = \frac{0,75 \cdot 400 - \sqrt{(0,75 \cdot 400)^2 - 2,4 \cdot 0,75 \left( \frac{881.430.773,30}{1000.1220^2} \right) \left( \frac{400^2}{30} \right)}}{1,2 \cdot 0,75 \left( \frac{400^2}{30} \right)}$$

$$= 0,00201 < \rho \text{ min} \rightarrow \text{dipakai } \rho \text{ min} = 0,00350$$

$$A_{st} = 0,00350 \times 1000 \times 1.220 = 4.270 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan D25-110 ( $A_s = 4.417,86 \text{ mm}^2$ )

Tulangan pembagi =  $50\% \times 4.417,86 = 2.135 \text{ mm}^2$

Dipasang tulangan D25-200 ( $A_s = 2.454,37 \text{ mm}^2$ )

### 3. Perencanaan Pelat Injak

#### a. Dimensi pelat injak

- Tebal pelat = 20 cm

- Lebar pelat = 300 cm

- Panjang pelat = 700 cm

#### b. Pembebatan pelat injak

##### - Beban ekivalen kendaraan

$$3,00 \times 0,60 \times 1.800 = 3.240 \text{ kg/m}$$

##### - Berat tanah di atas pelat

$$3,00 \times 1,50 \times 1.800 = 8.100 \text{ kg/m}$$

##### - Berat pelat injak

$$1,3 \times 0,20 \times 3,00 \times 2.400 = 1.872 \text{ kg/m}$$

$$q_u = 13.392 \text{ kg/m}$$

c. Penulangan pelat injak

Data perencanaan :

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$d_x = 200 - (40 + \frac{1}{2} \cdot 19) = 150,50 \text{ mm}$$

$$d_y = 200 - (40 + 13 + \frac{1}{2} \cdot 19) = 137,50 \text{ mm}$$

Perbandingan antara Lx dan Ly

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{700}{200} = 3,50 > 2,00 \rightarrow \text{pelat satu arah}$$

Momen yang terjadi

$$\begin{aligned} M_{lx} &= 0,001 \times q_u \times L_x^2 \times X \\ &= 0,001 \times 13.392 \times 3,00^2 \times 63 = 7.593,264 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= 0,001 \times q_u \times L_x^2 \times X \\ &= 0,001 \times 13.392 \times 3,00^2 \times 13 = 1.566 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{tx} &= -0,001 \times q_u \times L_x^2 \times X \\ &= -0,001 \times 13.392 \times 3,00^2 \times 125 = -15.066 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Penulangan arah x

Tumpuan

$$M_{tx} = 15.066 \text{ kgm} = 150.660.000 \text{ Nmm}$$

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$\rho_{\min} = 0,00350 \quad \rho_b = 0,03251 \quad \rho_{\max} = 0,02438$$

$$\rho = \frac{0,75 \cdot 400 - \sqrt{(0,75 \cdot 400)^2 - 2,4 \cdot 0,75 \left( \frac{150.660.000}{1000 \cdot 150,50^2} \right) \left( \frac{400^2}{30} \right)}}{1,2 \cdot 0,75 \left( \frac{400^2}{30} \right)}$$

$$= 0,02881 > \rho_{\min}$$

$$A_{st} = 0,02881 \times 1000 \times 150,50 = 4.336,48 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan D19-60 ( $A_s = 4.536,46 \text{ mm}^2$ )

Lapangan

$$M_{lx} = 7.593,264 \text{ kgm} = 75.932,640 \text{ Nmm}$$

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$\rho_{\min} = 0,00350 \quad \rho_b = 0,03251 \quad \rho_{\max} = 0,02438$$

$$\rho = \frac{0,75 \cdot 400 - \sqrt{(0,75 \cdot 400)^2 - 2,4 \cdot 0,75 \left( \frac{75.932,640}{1000 \cdot 150,50^2} \right) \left( \frac{400^2}{30} \right)}}{1,2 \cdot 0,75 \left( \frac{400^2}{30} \right)}$$

$$= 0,01241 > \rho_{\min}$$

$$A_s = 0,01241 \times 1000 \times 153,50 = 1.513,41 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan D19-140 ( $A_s = 1.592,79 \text{ mm}^2$ )

Penulangan arah y

$$M_{ly} = 1.566,864 \text{ kgm} = 15.668,640 \text{ Nmm}$$

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$\rho_{\min} = 0,00350 \quad \rho_b = 0,03251 \quad \rho_{\max} = 0,02438$$

$$\rho = \frac{0,75 \cdot 400 - \sqrt{(0,75 \cdot 400)^2 - 2,4 \cdot 0,75 \left( \frac{15.668,640}{1000 \cdot 137,50^2} \right) \left( \frac{400^2}{30} \right)}}{1,2 \cdot 0,75 \left( \frac{400^2}{30} \right)}$$

$$= 0,00283 < \rho_{\min} \rightarrow \text{dipakai } \rho_{\min} = 0,00350$$

$$A_s = 0,00350 \times 1000 \times 137,50 = 481,25 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan D13-250 ( $A_s = 530,93 \text{ mm}^2$ )

## 7.1.5 Stabilitas Abutment

### 7.1.5.1 Terhadap Guling

- Momen penahan guling terhadap titik A

Berat bangunan atas

$$M_x = 125,78015 \times 2,00 = 251,5603 \text{ tm}$$

Berat abutment

$$M_x = 318,591 \times 2,16 = 688,1566 \text{ tm}$$

Tanah urug abutment

$$M_x = 186,1875 \times 3,67 = 683,3081 \text{ tm}$$

- Momen guling terhadap titik A

Tekanan tanah  $My = 476,27639 \text{ tm}$

Gempa  $My = 247,2837 \text{ tm}$

$$SF = \frac{\text{momen penahan guling}}{\text{momen guling}} \leq 1,5 - 2$$

$$SF = \frac{251,5603 + 688,1566 + 683,3081}{476,27639 + 247,2837} \\ = 2,24 > 2 \quad (\text{OK})$$

#### 7.1.5.2. Terhadap Geser

- Gaya penahan geser

Berat bangunan atas  $= 125,78015 \text{ ton}$

Berat abutment  $= 318,591 \text{ ton}$

Tanah urug abutment  $= 186,1875 \text{ ton}$

- Gaya geser

Tekanan tanah  $T_a = 186,45091 \text{ ton}$

Gempa  $T_{EQ} = 64,1526 \text{ ton}$

$$SF = \frac{\text{gaya penahan geser}}{\text{gaya geser}} \leq 1,5$$

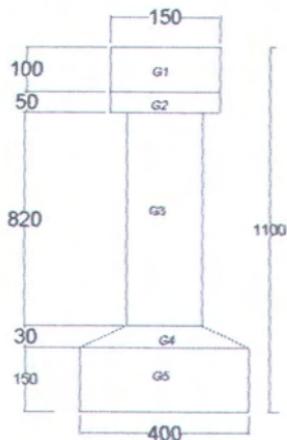
$$SF = \frac{125,78015 + 318,591 + 186,1875}{186,45091 + 64,1526} \\ = 2,52 > 1,5 \quad (\text{OK})$$

## 7.2 Perencanaan Pilar Jembatan pada Tumpuan C

### 7.2.1 Pembebaan Pilar

1. Beban vertikal pada pilar tumpuan B dan C
  - a. Reaksi total akibat beban mati dan beban mati tambahan  
 $R_c = 140.013,96 \text{ kg}$
  - b. Reaksi total akibat beban hidup (KEL + UDL)  
 $R_c = 158.299 \text{ kg}$
  - c. Reaksi total maksimum akibat beban mati dan hidup  
 $R_t = 298.305,96 \text{ kg}$
  - d. Berat pilar jembatan

Lebar pilar jembatan 10 m, dibuat dari beton bertulang di atas pondasi tiang pancang, dimana :  $\gamma_b = 2.400 \text{ kg/m}^3$



Gambar 7.7 Pilar pada tumpuan C

Tabel 7.5 Perhitungan berat pilar C

Berat pilar jembatan (kg)		
G1	$(1,50 \times 1,00 \times 10,00) \times 2.400$	36.000
G2	$\{(10,00 + 7,00) \times \frac{1}{2} \times 0,50 \times 1,20\} + [2 \times \frac{1}{2} \times 0,15 \times 0,50 \times 10,00] \times 2.400$	14.040
G3	$(7,00 \times 8,20 \times 1,20) \times 2.400$	165.312
G4	$\{(10,00 + 7,00) \times \frac{1}{2} \times 0,30 \times 1,20\} + [2 \times \frac{1}{2} \times 1,50 \times 0,30 \times 10,00] \times 2.400$	18.144
G5	$(4,00 \times 1,00 \times 10,00) \times 2.400$	96.000
Total		329.496

## 2. Beban Horisontal

### g. Akibat gaya gesekan

Gaya gesek yang terjadi hanya ditinjau akibat muatan mati dan besarnya ditentukan oleh koefisien pada tumpuan yang bersangkutan. Dengan menggunakan landasan dari karet dan baja diambil koefisien 0,15.

$$F = \text{Koeff} \times R_a$$

$$= 0,15 \times 140.013,96 = 21.002,09 \text{ kg} \rightarrow y_{AB} = 11,05 \text{ m}$$

h. Akibat gaya rem

Gaya rem dianggap bekerja horisontal dalam arah sumbu jembatan. Gaya ini tidak tergantung pada lebar jembatan.

Untuk  $80 \leq L \leq 180$

$$TB = (2,5L + 50) \text{ kN}$$

$$= (2,5 \times 100,50) + 50 = 301,25 \text{ kN} = 30.125 \text{ kg}$$

$$TB^* = 2,0 \times 30.125 = 60.250 \text{ kg}$$

$y_R$  = tinggi gelagak komposit + tinggi pilar

$$= 1,80 + 11,00 = 12,95 \text{ m}$$

i. Akibat gaya gempa bumi

$$T_{EQ} = Kh \cdot I \cdot W_T$$

dimana :

$Kh$  = koefisien beban gempa horisontal = C . S

C = koefisien geser dasar = 0,10 (zone 4, tanah sedang)

BMS 1992, tabel 2.12 halaman 2-50

I = faktor kepentingan = 1,0 (BMS 1992, tabel 2.13 halaman 2-50)

S = faktor tipe bangunan = 1,3 F  $\rightarrow F \leq 1,00$

$$S = 1,3 F = 1,3 \times 1,00 = 1,30 ; \quad Kh = 0,10 \times 1,30 = 0,13$$

Akibat bangunan atas

$$T_{EQ} = 0,13 \times 1,0 \times 140.013,81 = 18.201,81 \text{ kg} \rightarrow y_A = 11,95 \text{ m}$$

Akibat bangunan bawah

$$T_{EQ} = 0,13 \times 1,0 \times 329.496 = 42.834,48 \text{ kg} \rightarrow y_A = 5,50 \text{ m}$$

j. Akibat beban angin

Sesuai dengan BMS 1992 alaman 2-43, beban angin bekerja tegak lurus jembatan dan dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$T_{EW1} = 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

$$= 0,0006 \times 1,20 \times 25^2 \times (2,05 \times 100,50)$$

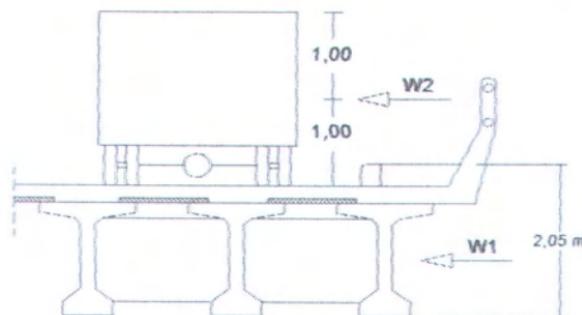
$$= 92,71125 \text{ kN} = 9.271,125 \text{ kg}$$

$$T_{EW2} = 0,0012 \times C_w \times V_w^2$$

$$= 0,0012 \times 1,20 \times 25^2 = 0,90 \text{ kN/m} = 90 \text{ kg/m}$$

$$W_1 = \frac{9.271,125}{2} = 4.635,56 \text{ kg} \rightarrow y_A = 12,175 \text{ m}$$

$$W_2 = 100,50 \times \frac{90}{2} = 4.522,50 \text{ kg} \rightarrow y_A = 13,95 \text{ m}$$



Gambar 7.8 Beban horisontal akibat angin

k. Akibat pengaruh susut dan suhu

Pengaruh susut dan suhu pada arah melintang dapat diabaikan karena lebar jembatan kurang dari 10 m ( BDM, BMS halaman 7-6 ).

f. Akibat aliran Sungai/hanyutan/tumbukan batang kayu

- Gaya aliran sungai/Gaya seret ( $T_{EF}$ )

$$T_{EF} = 0,5 C_D (V_s)^2 A_D$$

Dimana :

$C_D$  = koefisien seret = 0,7 ( tergantung bentuk pilar)

$V_s = 5 \times 1,5 = 7,50 \text{ m/dt}$  (1,5 = tabel 2.7 PPTJ BMS hal 3-39 ; 5 m/dt = data kecepatan sungai)

$A_D$  = luas proyeksi pilar tegak lurus aliran dengan kedalaman air

$$= 10,00 \times 1,00 = 10,00 \text{ m}^2$$

$$T_{EF} = 0,5 \times 0,7 \times (7,50)^2 \times 10,00 = 196,875 \text{ kN}$$

- Akibat Benda hanyutan

$$T_{EF} = 0,5 C_D (V_s)^2 A_D$$

Dimana :

$$C_D = 1,04$$

$$A_D = 10,00 \times 1,00 = 10,00 \text{ m}^2 \text{ (diambil terkecil)}$$

$$A_D = (L/2) \times 1,00 = (100,50/2) \times 1,00 = 50,25 \text{ m}^2$$

$$T_{EF} = 0,5 \times 1,04 \times 7,50^2 \times 10,00 \text{ m}^2 = 292,50 \text{ kN}$$

- Akibat Tumbukan kayu

$$T_{EF} = \frac{M(V_0)^2}{d} \text{ kN} \quad \text{PPTJ, BMS 1992 hal 2-41}$$

Dimana :

$$M = 2 \text{ kN} \text{ (ditetapkan peraturan)}$$

$$d = 0,075 \text{ m (tabel 2.8 PPTJ BMS hal 2-42)}$$

$$V_0 = 1,4 \times 5 \text{ m/dt}^2$$

$$T_{EF} = \frac{2 \times (1,4 \times 5)^2}{0,075} = 1.306,67 \text{ kN}$$

Gaya tumbukan kayu ditinjau bersama dengan gaya seret, dan tidak boleh diambil bersamaan dengan benda hanyutan.

Sehingga :

Akibat tumbukan kayu

$$T_{EF1} = 1.306,67 + 196,875 = 1.502,54 \text{ kN} = 150.254 \text{ kg (menentukan)}$$

Akibat gaya benda hanyutan

$$T_{EF2} = 292,50 \text{ kN} = 29.250 \text{ kg}$$

$$Y_a = 1,00 \text{ m}$$

### 7.2.2 Kombinasi Beban

1. Kombinasi I :  $M + (H + K) + Ah$

a. Beban vertikal (V)

- Muatan mati (M)

$$\text{Bangunan atas} = 140.013,96 \text{ kg}$$

$$\text{Bangunan bawah} = 1,3 \times 329.496 = 428.344,80 \text{ kg} +$$

$$\text{Total} = 568.358,76 \text{ kg}$$

- Muatan hidup (H + K)

$$= 158.299 \text{ kg} +$$

$$= 726.657,76 \text{ kg}$$

b.Beban horisontal sejajar sumbu jembatan

$$\text{Tekanan aliran sungai (Ah)} = 150.254 \text{ kg}$$

c.Momen terhadap titik B (titik tengah dasar pilar)

$$M_x = 0 \text{ kgm}$$

$$M_y = (150.254 \times 1,00) = 150.254 \text{ kgm}$$

2.Kombinasi II : M + F + A

a.Beban vertikal (V)

$$\text{Muatan mati (M)} = 568.358,76 \text{ kg}$$

b.Beban horisontal sejajar sumbu jembatan

$$\text{Gaya rem} = 60.250 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser memanjang} &= 21.002,09 \text{ kg} \\ &= 81.252,09 \text{ kg} \end{aligned}$$

c.Beban horisontal tegak lurus sumbu jembatan

$$\text{Muatan angin (W}_1\text{)} = 4.635,56 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} W_2 &= 4.522,50 \text{ kg} \\ W_{\text{tot}} &= 9.188,06 \text{ kg} \end{aligned}$$

d.Momen terhadap titik B

$$M_x = 0 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned} M_x// &= (60.250 \times 12,95) + (21.002,09 \times 11,05) \\ &= 1.012.310,595 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= (4.635,56 \times 12,175) + (4.522,50 \times 13,95) \\ &= 119.526,818 \text{ kgm} \end{aligned}$$

3.Kombinasi III : (Kombinasi I) + R + F + A

a.Beban vertikal (V)

$$\text{Muatan mati + hidup} = 726.657,76 \text{ kg}$$

b.Beban horisontal sejajar sumbu jembatan

$$\text{Gaya rem} = 60.250 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser memanjang} &= 21.002,09 \text{ kg} \\ &= 81.252,09 \text{ kg} \end{aligned}$$

c.Beban horisontal tegak lurus sumbu jembatan

$$\text{Muatan angin (W}_1\text{)} = 4.635,56 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} W_2 &= 4.522,50 \text{ kg} \\ W_{\text{tot}} &= 9.188,06 \text{ kg} \end{aligned}$$

d.Momen terhadap titik B

$$M_x = 0 \text{ kgm}$$

$$M_{x//} = 1.012.310,595 \text{ kgm}$$

$$M_y = 119.526,818 \text{ kgm}$$

#### 4.Kombinasi IV : M + Ah + Gb

a.Beban vertikal (V)

$$\text{Muatan mati (M)} = 568.358,76 \text{ kg}$$

b.Beban horisontal sejajar sumbu jembatan

$$\text{Bebanmati jembatan (GB1)} = 18.201,81 \text{ kg}$$

$$\text{Beban bangunan bawah (GB2)} = 42.834,48 \text{ kg} + \\ \text{Total} = 61.036,29 \text{ kg}$$

c.Beban horisontal sejajar sumbu jembatan

$$\text{Tekanan aliran sungai (Ah)} = 150.254 \text{ kg}$$

d.Momen terhadap titik B

$$M_x = 0 \text{ kgm}$$

$$M_{x//} = (18.201,81 \times 11,95) + (42.834,48 \times 5,50) \\ = 453.101,270 \text{ kgm}$$

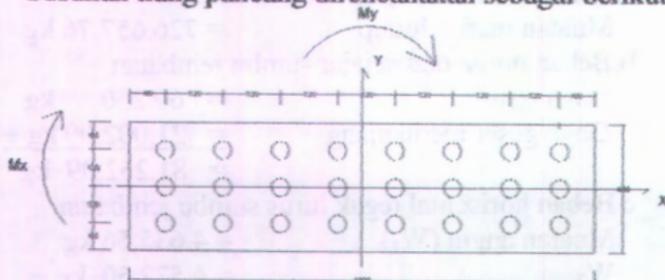
$$M_y = (150.254 \times 1,00) = 150.254 \text{ kgm}$$

#### 7.2.3. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Berdasarkan data SPT di lapangan, maka konstruksi pondasi direncanakan menggunakan tiang pancang dari beton betulang dengan diameter 45 cm.

##### 1. Perhitungan beban tiang pancang

Susunan tiang pancang direncanakan sebagai berikut :



Gambar 7.9 Susunan tiang pancang pada pilar

Spesifikasi tiang pancang yang dipakai

Tiang pancang WIKA

Jenis : Bulat

Diameter luar : 45 cm

Tebal : 9 cm

Panjang rencana : 15,00 m

Luas penampang tiang bagian bawah (Ab) :  $1.590,43 \text{ cm}^2$

Luas selimut tiang (As) :  $\pi \times 45 \times 10,00 = 1.413,72 \text{ cm}^2$

Jumlah tiang pancang : 24 buah

Dimensi poer :  $10,00 \text{ m} \times 4,00 \text{ m}$

$x_{\max} = 4,20 \text{ m}$

$y_{\max} = 1,20 \text{ m}$

$$\sum x^2 = (6 \times 0,60^2) + (6 \times 1,80^2) + (6 \times 3,00^2) + (6 \times 4,20^2) = 181,44 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = (16 \times 1,20^2) = 23,04 \text{ m}^2$$

Distribusi beban setiap tiang pancang dihitung dengan persamaan  
a.Beban vertikal

$$P_i = \frac{V}{n} \pm \frac{Mx \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{My \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Tabel 7.6 Harga P<sub>max</sub> dan P<sub>min</sub> berdasarkan beban kombinasi

Uraian Gaya	Kombinasi			
	1	2	3	4
Gaya vertikal (kg)	726.657,76	568.358,76	726.657,76	568.358,76
Mx (kgm)	0	0	0	0
Mx // (kgm)	0	1.012.310,595	1.012.310,595	453.101,270
My ⊥ (kg m)	150.254	119.526,818	119.526,818	150.254
Mx tot = Mx+ Mx//	0	1.012.310,595	1.012.310,595	453.101,270
P <sub>max</sub> (ton)	33.755,51	79.172,95	85.768,74	50.758,74
P <sub>min</sub> (ton)	26.799,30	-31.809,72	-25.213,93	-3.395,51

Beban yang bekerja berdasarkan kombinasi III (bebani yang terbesar), menurut hasil perhitungan gaya dan momen, maka :

- Beban vertikal (V) = 726.657,76 kg
- Beban horizontal Sejajar sumbu jembatan (Hv) = 81.252,09 kg
- Momen arah y (My) = 119.526,818 kgm
- Momen arah x (Mx)
  - Mx = 0 kgm
  - Mx // = 1.012.310,595 kgm

b. Beban Horisontal

Beban H sejajar sumbu jembatan dipikul oleh 16 tiang pancang miring

$$H_{0//} = \frac{81.252,09}{16} = 5.095,32 \text{ kg/tiang}$$

3. Daya dukung tiang pancang yang diijinkan

a. Terhadap beban vertikal

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan dan kekuatan tanah tempat tiang ditanam. Hasil daya dukung yang terendah adalah yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

- Berdasarkan kekuatan bahan
  - Luas penampang tiang bagian bawah  
(Ab) = 1.590,43 cm<sup>2</sup>
  - Luas selimut tiang (As) = 1.413,72 cm<sup>2</sup>
  - Dari tabel brosur WIKA diketahui daya dukung ijin Pb = 123,85 ton
- Berdasarkan daya dukung tanah
  - Dari data tanah diperoleh nilai SPT untuk titik bor pada abutment adalah 12,00 m  $\Rightarrow N = 43$  (dalam dari tiang pancang setelah pilar = 10,00 m).
  - Untuk tanah kohesif

$$Q_{ijin} = \frac{1}{SF} \times 40 \times N \times Ab + \left( \frac{\bar{N} \times As}{5} \right)$$

Dimana :

$Q_{ijin}$  = Load capacity (ton)

$N$  = Harga N pada ujung tiang pancang

$$\bar{N} = (14 + 43 + 62)/3 = 39,667$$

$A_b$  = Luas penampang tiang bagian bawah ( $m^2$ )

$A_s$  = Luas selimut tiang ( $m^2$ )

$$Q_{ijin} = \frac{1}{2} \times 40 \times 43 \times 0,1590 + \frac{39,667 \times 0,1414}{5} = 137,862 \text{ ton}$$

Jadi daya dukung tanah yang diijinkan berdasarkan data SPT boring adalah

$Q_{ijin}$  1 tiang = 137,862 ton = 137.862 kg

- Daya dukung satu tiang dalam kelompok

Daya dukung satu tiang dalam kelompok didapat dari daya dukung satu tiang yang berdiri sendiri dikalikan dengan suatu faktor efisiensi yang dihitung dengan rumus  $Q_{eff} = Q_{ijin}$  satu tiang yang berdiri sendiri  $\times$  Eff

Effisiensi kelompok tiang pancang

$$Eff = 1 - \theta \left\{ \frac{(m-1).n + (n-1).m}{90 m . n} \right\}$$

Dimana :

$$\theta = \text{arc tg } d/s = \text{arc tg } 45/120 = 20,56^\circ$$

$d$  = diameter tiang pancang = 45 cm

$s$  = jarak antara tiang pancang = 120 cm (terkecil)

$n$  = banyaknya baris = 3

$m$  = banyaknya tiang pancang per baris = 8

$$Eff = 1 - 20,56 \left\{ \frac{(8-1) \times 3 + (3-1) \times 8}{90 \times 8 \times 3} \right\} = 0,645$$

Daya dukung satu tiang yang diijinkan dalam kelompok :

$$Q_{kel} = 0,645 \times 137,862$$

$$= 88,920,99 \text{ kg} > P_{max} = 85,768,74 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

Kontrol daya dukung tiang pancang

Beban yang bekerja pada 1 tiang pancang

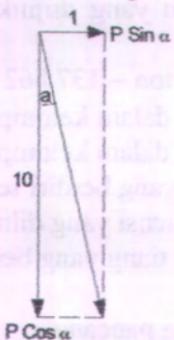
$$= 85.768,74 \text{ kg}$$

$$\text{Berat TP} = 240 \times 10 = 2.400 \text{ kg} +$$

$$\text{Pmax} = 88.168,74 \text{ kg} < \text{Pb} \text{ (OK)}$$

b. Terhadap beban horisontal

Direncanakan tiang pancang miring sebanyak 16 tiang dengan kemiringan 1 : 10



$$P = Q_{\text{kel}} \cos \alpha$$

$$= 88.920,99 \times \frac{10}{10.05}$$

$$= 88.478,60 \text{ kg}$$

$$P_H = P \sin \alpha$$

$$= 88.478,60 \times \frac{1}{10.05}$$

$$= 8.803,84 \text{ kg}$$

Rekapitulasi :

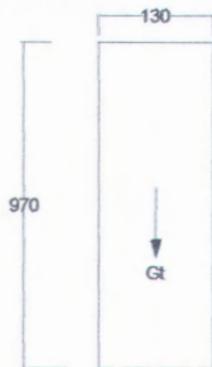
$$\text{Pmax} = 85.768,74 \text{ kg} < \text{Pb} = 123.850 \text{ kg} \text{ (WIKA pile } \varnothing 45)$$

$$\text{Q}_{\text{kel}} = 88.920,99 \text{ kg} > \text{Pmax} = 85.768,74 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

$$\text{Q}_H = 8.803,84 \text{ kg} > \text{H}_0 = 5.095,32 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

### 7.2.3. Penulangan Pilar Jembatan

- Perhitungan kolom pilar per 1 m
  - Beban-beban yang bekerja di titik O :



Gambar 7.9 Kolom pada pilar

- Berat sendiri kolom

$$G_1 = 36.000 \text{ kg}$$

$$G_2 = 14.040 \text{ kg}$$

$$\underline{G_3 = 165.312 \text{ kg} +}$$

$$G_t = 215.352 \text{ kg}$$

$$\text{Beban mati} = 140.013,96 \text{ kg}$$

- Beban hidup = 158.299 kg

- Gaya horisontal

$$\text{Gaya gesek} = 21.002,09 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya rem} = 60.250 \text{ kg}$$

$$\text{Gempa bangunan atas} = 18.201,81 \text{ kg}$$

$$\text{Gempa bangunan bawah} = 42.834,48 \text{ kg}$$

$$P_o = (215.352 + 140.013,96) + 158.299 = 513.664,96 \text{ kg}$$

$$N_o = 21.002,09 + 60.250 + 18.201,81 + 42.834,48$$

$$= 142.288,38 \text{ kg}$$

$$M_{f-f} = (353.901,18 \times 0) + (140.013,96 \times 0) + (21.002,09 \times 8,55) + (60.250 \times 10,45) + (18.201,81 \times 9,45) + (42.834,48 \times 4,25) = 1.163.234,014 \text{ kgm}$$

$$= 11.632.340.140 \text{ Nmm}$$

b. Penulangan

Syarat kolom pendek yaitu  $L/r \leq 22$

$$L = 9,70 \text{ m}$$

$$r = 0,25 \text{ d} = 0,25 \times 1,80 = 0,45$$

$$\frac{L}{r} = \frac{9,70}{0,45} = 21,56 \leq 22 \text{ (OK)}$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa} ; f_{sy} = 400 \text{ MPa} ; g = 0,9$$

$$h = d = 1.200 \text{ mm} ; b = 1000 \text{ mm}$$

$$\frac{K_R^C M_u}{Ag.d} = \frac{M^*}{bd^2} = \frac{0,75 \times 11.632.340.140}{1.000 \times 1.200^2} = 6,06$$

$$\frac{K_R^C N_u}{Ag.} = \frac{N^*}{bd} = \frac{0,75 \times 142.288,38}{1.000 \times 1.200} = 0,09$$

Dari diagram interaksi  $g = 0,9$   $f_c' 30 \text{ MPa}$  diperoleh :

$\rho = 0,028$  (gambar 5.19 (b) Bagan rencana kolom BDM, BMS hal 5-127 )

Syarat tulangan kolom (BDM, BMS hal 5-117)

Luas tulangan total kolom ( $A_{sc}$ ) harus sebesar

$= 0,01 Ag < A_{sc} < 0,04 Ag \rightarrow A_{sc}$  dapat direduksi bila  $A_{sc} \times f_{sy} > 0,15 N^*$

Maka dipakai  $A_{sc} = \rho \times b \times d$

$$= 0,028 \times 1.000 \times 1.200 = 33.600 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 56 D28 (2 sap pada 2 sisi)

$$A_{sc} = 34.482,12 \text{ mm}^2$$

Tulangan pembagi  $= 20\% \times A_{sc}$  pasang

$$= 0,20 \times 34.482,12 = 6.896,42 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan D28-80 ( $A_s = 7.389,03 \text{ mm}^2$ )

2. Perhitungan poer pilar jembatan

$$P_{max} = 88.920,99 \text{ kg}$$

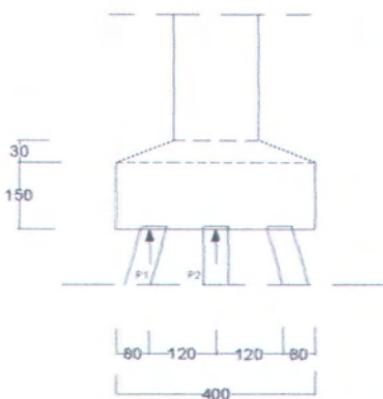
$$q_{poer} = [(4,00 \times 1,50) + (4,00 + 1,20) \frac{1}{2} \times 0,30] \times 2400 = 16.272 \text{ kg/m}$$

$$M_{max} = (88.920,99 \times 0,60) - (16.272 \times \frac{1}{2} \times 1,40^2)$$

$$= 37.406,034 \text{ kgm} = 374.060,340 \text{ Nmm}$$

$$ht = 1.800 \text{ mm}$$

$$d = 1.800 - (50 + 28 + \frac{1}{2} 28) = 1.708 \text{ mm}$$



Gambar 7.10 Balok poer arah melintang pada pilar jembatan

$$M^* = \frac{M}{K_R^c} = \frac{374.060.340}{0,75} = 498.747.120 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_{sy}} = \frac{1,4}{400} = 0,00350$$

$$\rho = \frac{(0,75 \times 400) - \sqrt{(0,75 \times 400)^2 - (2,4 \times 0,75) \left( \frac{498.747.120}{1000 \times 1.708^2} \right) \left( \frac{400^2}{30} \right)}}{(1,2 \times 0,75) \left( \frac{400^2}{30} \right)}$$

$$= 0,00057 < \rho_{\min} \rightarrow \text{dipakai } \rho_{\min} = 0,00350$$

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00350 \times 1000 \times 2.412,50 = 8.443,75 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 10 D28 ( $A_s = 6.157,52 \text{ mm}^2$ )

Tulangan pembagi =  $50 \% \times A_s$  pasang

$$= 0,50 \times 6.157,52 = 3.078,76 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan D28-200 ( $A_s = 3.078,76 \text{ mm}^2$ )

the first time in the history of the world, the number of people who have been infected with the virus has exceeded one billion. This is a momentous achievement, and it is a testament to the resilience and determination of the human spirit.

As we look towards the future, it is important to remember that the fight against COVID-19 is far from over. There are still many challenges ahead, including the development of more effective treatments and vaccines, and the continued monitoring of the virus to ensure that it does not mutate and become even more dangerous. However, with the support of governments, healthcare workers, and individuals around the world, we can continue to work together to overcome this global crisis and build a better future for everyone.

much more likely to be infected with COVID-19. In fact, the rate of infection is approximately 0.5% among

minors under 18 years old, while it is approximately 0.2% among adults aged 18 to 64, and 0.1% among those aged 65 and older.

It is also interesting to note that the rate of infection is higher among males than females, with approximately 0.6% among men and 0.4% among women.

Finally, the rate of infection is highest among those who live in urban areas, with approximately 0.7% among people living in cities and towns, compared to 0.4% among those living in rural areas.

In conclusion, the rate of infection with COVID-19 is relatively low, but it is important to remain vigilant and take appropriate measures to prevent its spread.

It is also important to remember that the virus can spread easily through respiratory droplets, so it is essential to wear a mask and practice social distancing to protect yourself and others.

Overall, the rate of infection with COVID-19 is relatively low, but it is important to remain vigilant and take appropriate measures to prevent its spread.

It is also important to remember that the virus can spread easily through respiratory droplets, so it is essential to wear a mask and practice social distancing to protect yourself and others.

Overall, the rate of infection with COVID-19 is relatively low, but it is important to remain vigilant and take appropriate measures to prevent its spread.

It is also important to remember that the virus can spread easily through respiratory droplets, so it is essential to wear a mask and practice social distancing to protect yourself and others.

## BAB VIII KESIMPULAN

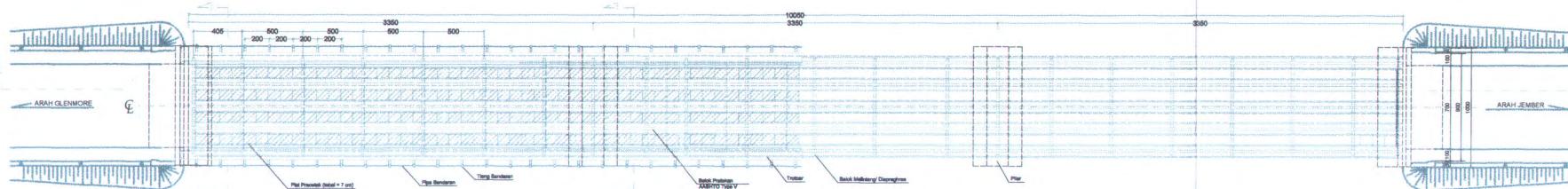
Dari hasil perhitungan dan perencanaan jembatan Malangsari dengan beton pratekan tipe T statis tak tentu diperoleh hasil-hasil sebagai berikut :

1. Panjang total jembatan 100,50 m dibagi menjadi 3 bentang masing-masing  $33,50\text{ m} + 33,50\text{ m} + 33,50\text{ m}$  dengan lebar  $9,00\text{ m}$  ( $1,00\text{ m} + 7,00\text{ m} + 1,00\text{ m}$ ).
2. Gelagar utama direncanakan sebanyak 5 buah dengan jarak as ke as  $1,85\text{ m}$ .
3. Tiang sandaran dari beton bertulang dimensi  $10/22$  dan  $16/22$  dengan tinggi  $1,00\text{ m}$ .
4. Trotoar selebar  $1,00\text{ m}$  dari beton rabat ditutup dengan keramik dan pembatas tepi berupa kerb.
5. Pelat lantai kendaraan dari beton bertulang dengan tebal  $20\text{ cm}$  terdiri dari  $7\text{ cm}$  pelat beton pracetak dan  $13\text{ cm}$  pelat beton *cast in situ*.
6. Balok melintang *precast* dimensi  $157,40 \times 119,40 \times 20\text{ cm}^3$  terletak di antara gelagar utama dan dipasang pada tiap jarak  $5,00\text{ m}$ .
7. Gelagar utama berupa balok pratekan standard AASHTO tipe V (profil T) dengan tinggi  $1,60\text{ m}$ .
8. Untuk gelagar utama  $L = 33,50\text{ m}$ ,  $F_o = 6.600.000\text{ N}$  dimana terjadi kehilangan prategang sebesar  $19,30\%$  (kehilangan langsung) dan  $18,56\%$  (kehilangan tak langsung) dengan jumlah strand 40 dipasang pada 2 tendon masing-masing berisi 20 strand.
9. Sedangkan untuk gelagar utama  $L = 100,50\text{ m}$  (statis tak tentu),  $F_o = 11.300.000\text{ N}$  dimana terjadi kehilangan prategang sebesar  $32,78\%$  (kehilangan langsung) dan  $13,09\%$  (kehilangan tak langsung) dengan jumlah strand 66 dipasang pada 2 tendon masing-masing berisi 33 strand.

10. Lendutan total yang terjadi sebesar 0,796 cm (saat peralihan), 1,623 cm (saat pengangkatan) dan 1,265 cm (saat service) dimana lendutan ijin sebesar 6,98 cm.
11. Dimensi elastomer bearing pad  $480 \times 300 \times 97 \text{ mm}^3$  untuk tumpuan A dan D (abutment) serta  $480 \times 450 \times 97 \text{ mm}^3$  untuk tumpuan B dan C (pilar).
12. Abutment direncanakan setinggi 7,15 m ditumpu pondasi tiang pancang  $\varnothing 45 \text{ cm}$  sebanyak 21 tiang dengan kedalaman -10,00 m.
13. Pilar direncanakan setinggi 11,00 m ditumpu pondasi tiang pancang  $\varnothing 45 \text{ cm}$  sebanyak 24 tiang dengan kedalaman -10,00 m.

## DAFTAR PUSTAKA

- Bowles J.E, 1986, *Analisa dan Desain Pondasi*, jilid 2, Erlangga , Jakarta
- Departement Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Bina Marga, 1992. *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan "Bridge Management System"*.
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan, 1971. *Peraturan Beton Bertulang Indonesia*.
- Lin, T. Y, 1993. *Desain Struktur Beton Prategang* edisi ketiga jilid 1 dan 2. Erlangga, Jakarta.
- Nawy, E.G, 2001, *Beton Prategang Suatu Pendekatan Mendasar*, edisi ketiga jilid 1, Erlangga, Jakarta
- Raju, Krishna N, 1989. *Beton Prategang edisi kedua*. Erlangga, Jakarta
- Sunggono kh, 1995. *Buku Teknik Sipil*
- Supriyadi, B, 2000, *Jembatan Edisi Pertama*. Universitas Gajah Mada, Yogayakarta.
- Satyarno, Iman, 2002, *Analisis Struktur Jembatan*, Universitas Gajah Mada, Yogyakarya.
- Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Gedung, SNI 03-2847-2002



**TAMPAK ATAS JEMBATAN**  
Skala 1 : 250



PROGRAM EKSTENSI UNITA JAUH  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNOLOGI DAN INGINERIAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOVEMBER  
SURABAYA  
2007

**TUGAS AKHIR**

MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN MULANGSARI  
PADA PROYEK JALAN INTAS SELATAN  
DENGAN BETON PRATEKAN TIPE T  
STATIS TAK TENTU

**DOSEN PEMBIMBING**

Djoko Untung Ir. Dr.  
Supeni ST. MT.

**MAHASISWA**

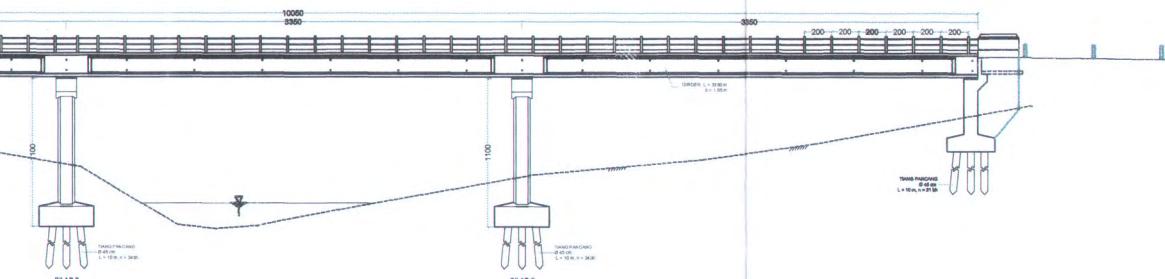
Eko Sulistiyo Widodo  
3104 109 517

Nama Gambar	Skala
-------------	-------

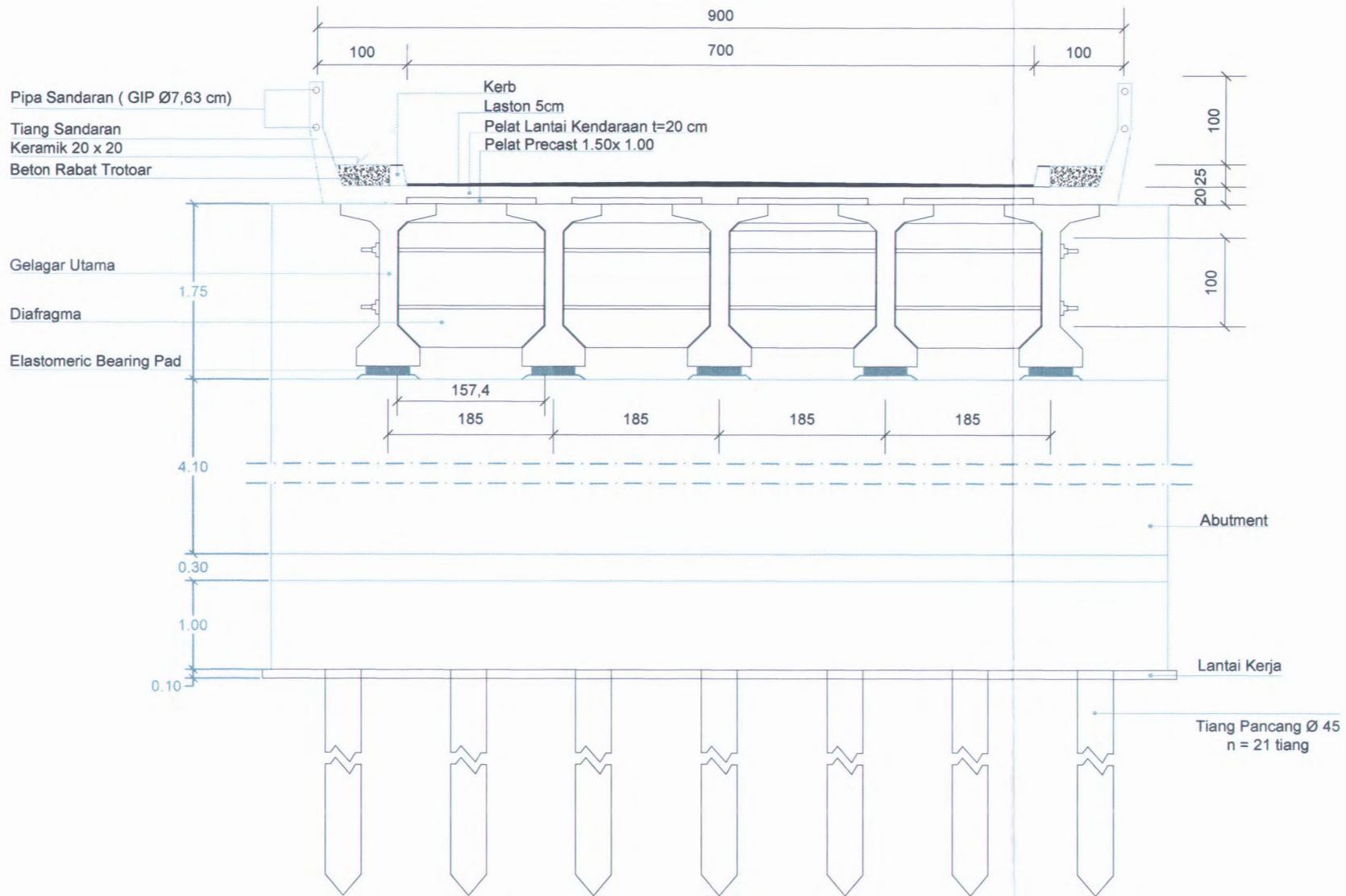
TAMPAK ATAS SKALA 1 : 250

POTONGAN MEMANJANG SKALA 1 : 250

No. Lembar	Lembar
------------	--------



**POTONGAN MEMANJANG**  
Skala 1 : 250



POTONGAN MELINTANG JEMBATAN

Skala 1 : 50

Catatan/ Revisi :



PROGRAM EKSTENSI LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI 10 NOVEMBER  
SURABAYA  
2007

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN MALANGSARI  
PADA PROYEK JALAN LINTAS SELATAN  
DENGAN BETON PRATEKAN TIPE T  
STATIS TAK TENTU

DOSEN PEMBIMBING

Djoko Untung Ir. Dr.  
Supandi ST. MT.

MAHASISWA

Eko Sulistyono Widodo  
3104 108 517

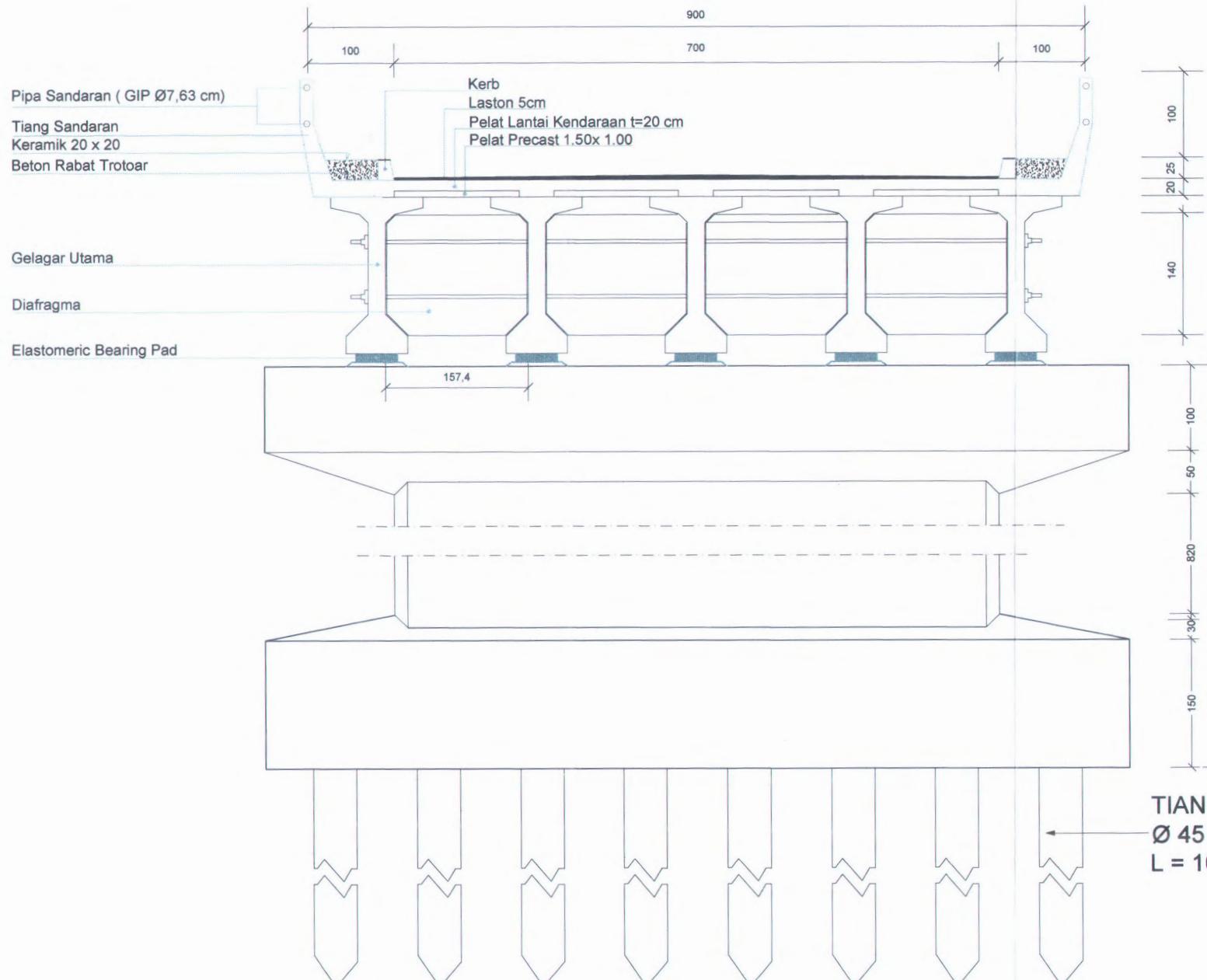
Nama Gambar Skala

1. POTONGAN MELINTANG  
JEMBATAN

1 : 50

No. Lembar Lembar

Catatan/ Revisi :



PROGRAM EKSTENSI LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI 10 NOVEMBER  
SURABAYA  
2007

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN MALANGSARI  
PADA PROYEK JALAN LINTAS SELATAN  
DENGAN BETON PRATEKAN TIPE T  
STATIS TAK TENTU

DOSEN PEMBIMBING

Djoko Untung Ir. Dr.  
Supani ST. MT.

MAHASISWA

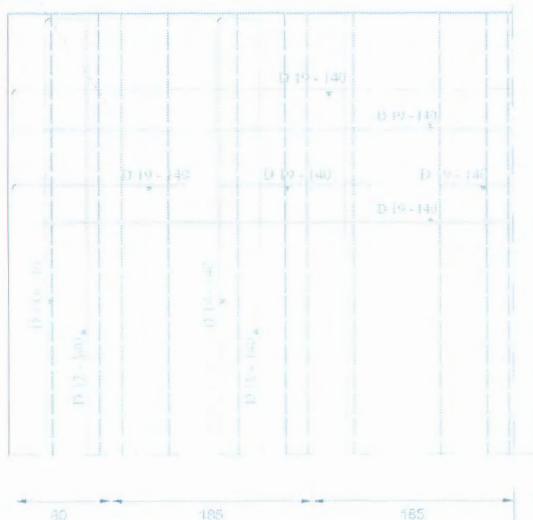
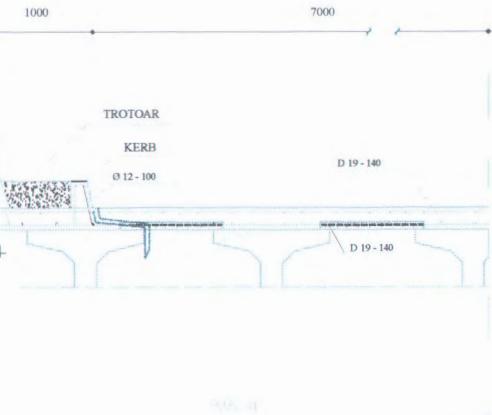
Eko Sulistyono Widojo  
3104 109 517

Name Gambar Skala

1. POTONGAN MELINTANG JEMBATAN

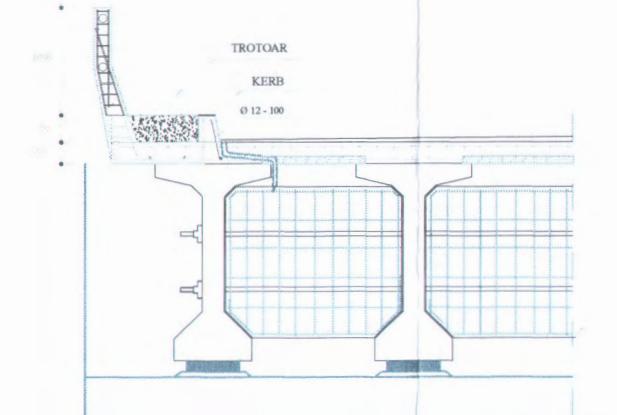
1 : 50

No. Lembar Lembar



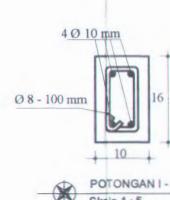
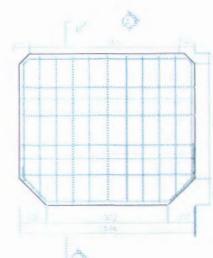
### PENULANGAN PELAT LANTAI

SKALA 1 : 50



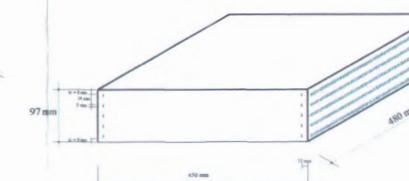
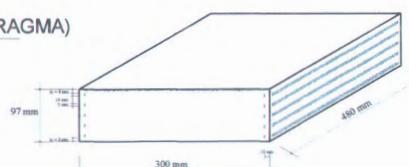
### DETAIL TIANG SANDARAN DAN KERB

Skala 1 : 50



### DETAIL A (DIAFRAGMA)

SKALA 1 : 40



### ELASTOMERIC A (PERLETKAN DIABUTMEN)

SKALA 1 : 5

### ELASTOMERIC B (PERLETKAN DIPILAR)

SKALA 1 : 5



PROGRAM IKUTIENI UNITAS JURU  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPS  
PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOVEMBER  
SURABAYA  
2007

### TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN MALANGSAM  
PAUD PROSES PENGETAHUAN DALAM  
GERMANI BETON PRATENSEN PFT  
STATIS TAK TENTU

### DOSEN PEMBIMBING

Djoko Untung Ir. Dr.  
Supandi ST. MT.

### MAHASISWA

Eko Sulistyowidodo  
3104 109 517

Nama Gambar	Skala
-------------	-------



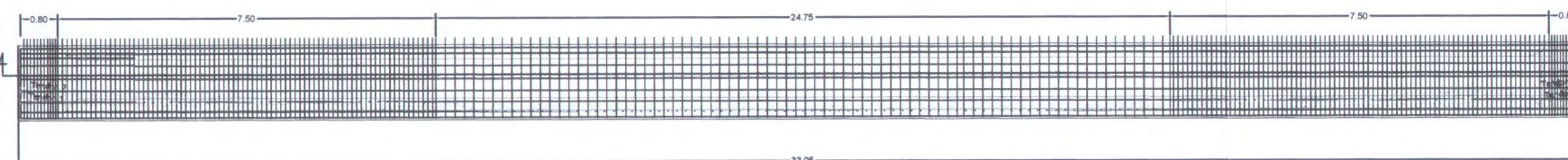
DAERAH LIMIT KABEL  
SKALA 1 : 100



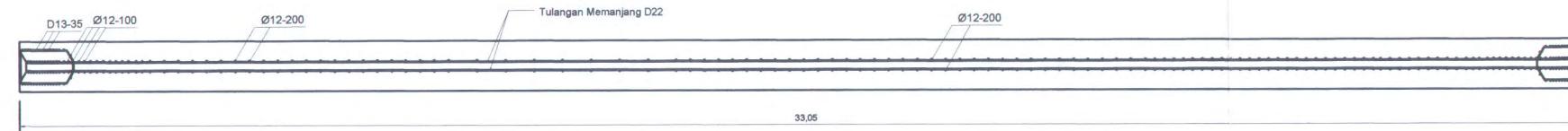
TATA LETAK TENDON  
SKALA 1 : 100

TABEL KOORDINAT KABEL , L = 33.50 m

NO. KABEL	JML. KABEL	KOORDINAT	0.00	1.50	3.00	4.50	6.00	7.50	9.00	10.50	12.00	13.50	15.00	16.75
TENDON-1	20	e <sub>o</sub>	-400.00	-435.90	-468.50	-497.70	-523.50	-546.00	-565.00	-580.80	-593.10	-602.10	-607.70	-610.00
		Y	-412.00	-376.10	-343.50	-314.30	-288.50	-266.00	-247.00	-231.20	-218.90	-209.90	-204.30	-202.00
TENDON-2	20	e <sub>o</sub>	-150.00	-228.70	-288.10	-364.00	-420.60	-469.80	-511.60	-546.00	-573.00	-592.70	-605.00	-610.00
		Y	-662.00	-583.30	-523.90	-448.00	-391.40	-342.20	-300.40	-266.00	-239.00	-219.30	-207.00	-202.00



PENULANGAN GELAGAR UTAMA  
SKALA 1 : 100



POTONGAN I-I  
SKALA 1 : 100



PROGRAM EKSTENSI LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI 10 NOVEMBER  
SURABAYA  
2007

## TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN MALANGSARI  
PADA PROYEK JALAN LINTAS SELATAN  
DENGAN BETON PRATEKAN TIPE T  
STATIS TAK TENTU

## DOSEN PEMBIMBING

Djoko Untung Ir. Dr.  
Supandi ST. MT.

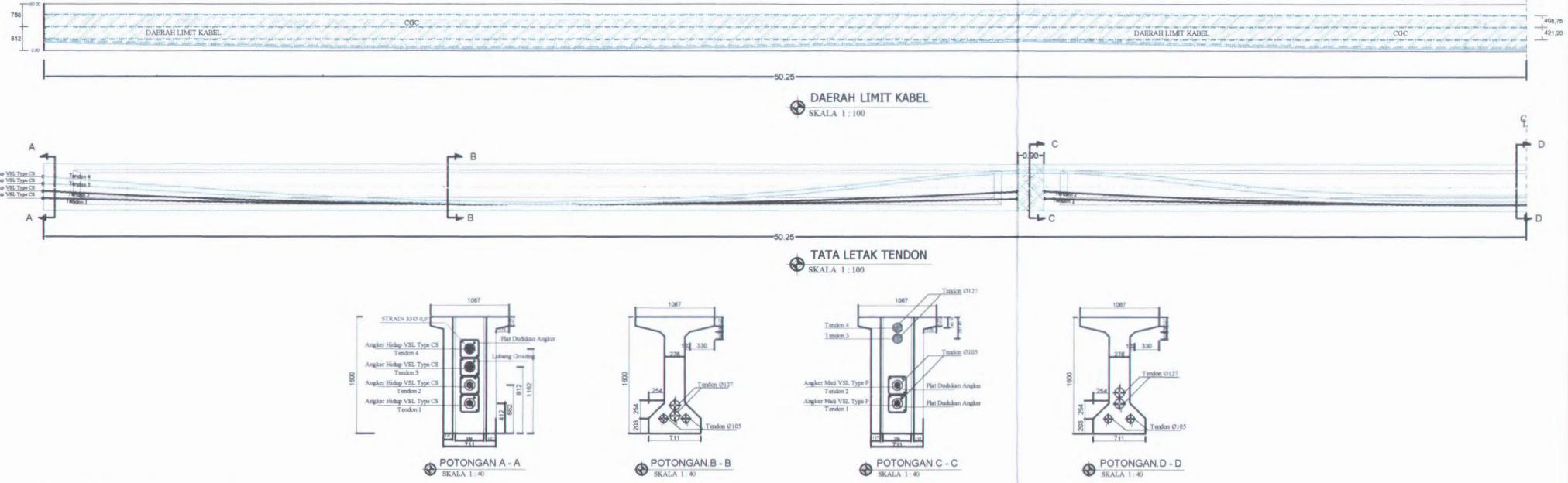
## MAHASISWA

Eko Sulistyono Widodo  
3104 109 517

Nama Gambar	Skala
-------------	-------

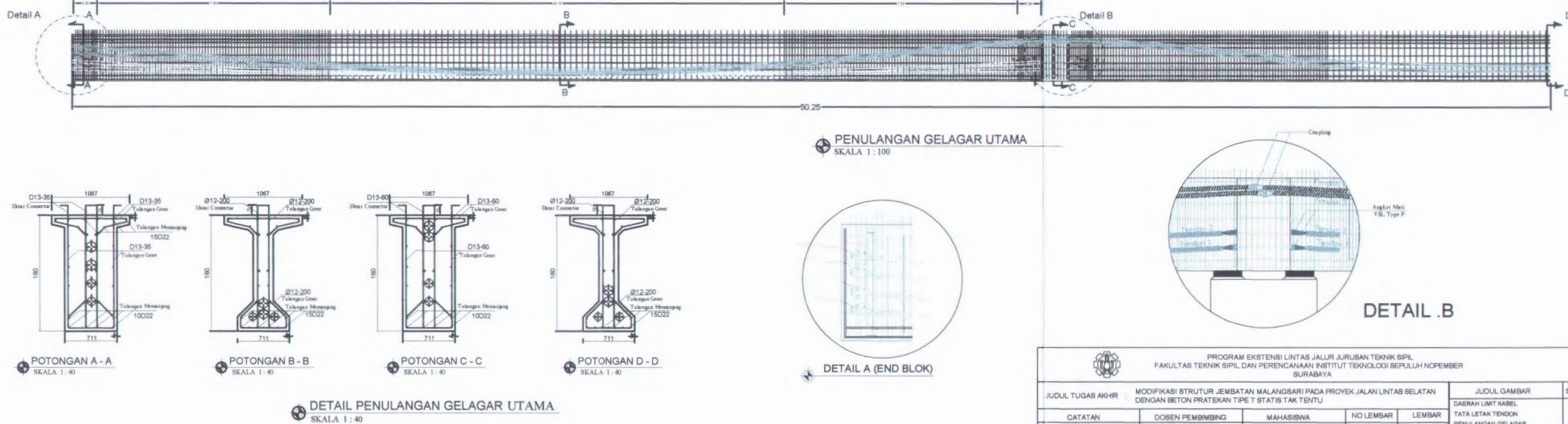
1. DAERAH LIMIT KABEL 1 : 100
2. TATA LETAK TENDON 1 : 100
3. PENULANGAN GELAGAR UTAMA 1 : 100
3. POTONGAN I - I 1 : 100

No. Lembar	Lembar
------------	--------

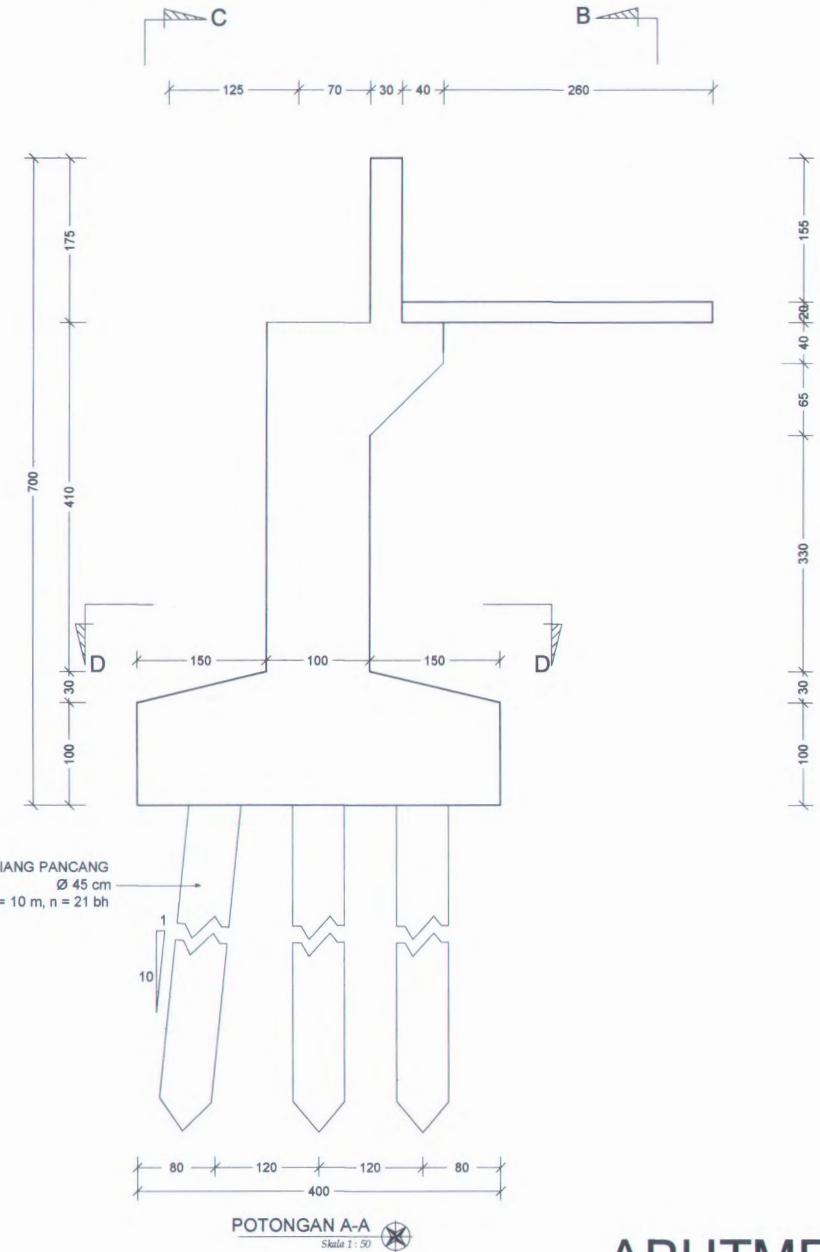


TABEL KOORDINAT KABEL , L = 100.50 m

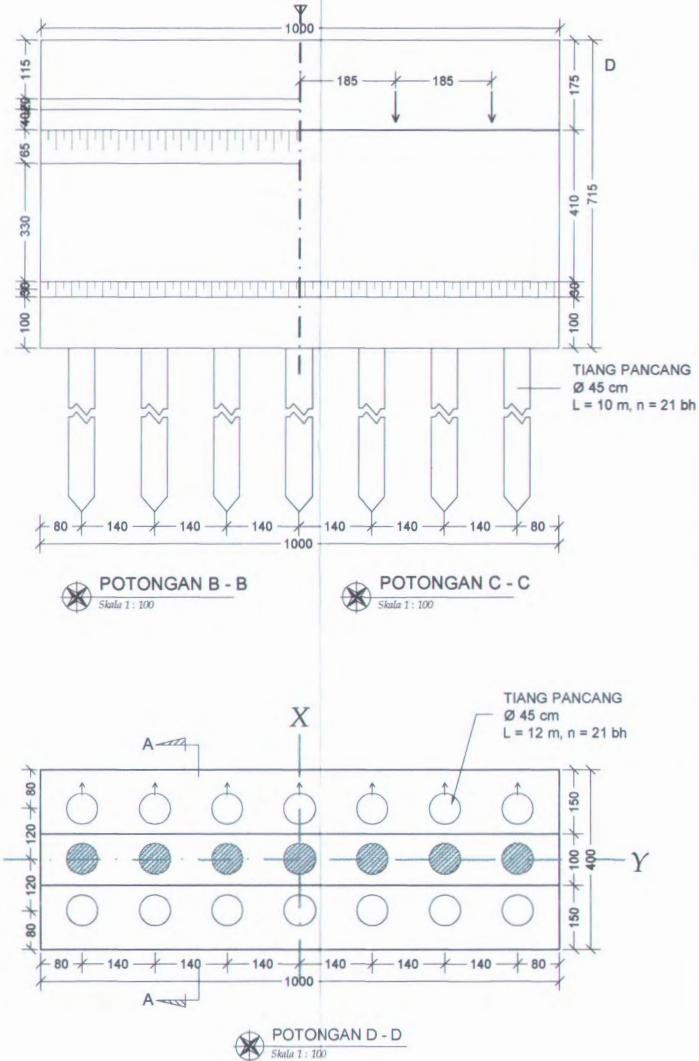
NO. KABEL	JML. KABEL	KOORDINAT	0.00	1.50	3.00	4.50	6.00	7.50	9.00	10.50	12.00	13.50	15.00	16.50	18.00	19.50	21.00	22.50	24.00	25.50	27.00	28.25	29.50	30.75	32.00	33.50	35.00	36.50	38.00	39.50	41.00	42.50	43.75	45.00	46.25	47.50	48.75	50.25
TENDON-3	33	e <sub>00</sub>	100.00	-114.90	-216.97	-306.21	-382.62	-446.19	-496.94	-534.85	-559.93	-572.18	-271.60	-558.19	-531.94	-492.87	-440.96	-376.22	295.65	-208.25	-105.02	9.19	95.55	209.20	331.76	490.80	420.45	396.88	369.89	339.47	295.63	257.37	212.34	-350.87	-363.98	-371.64	-383.88	-399.59
		Y	688.00	-697.10	-595.03	-505.79	-429.38	-365.81	-315.06	-277.15	-252.07	-239.82	-240.40	-253.81	-280.06	-319.13	-371.04	-435.78	-513.35	-603.75	-706.98	778.81	692.45	578.80	456.24	297.40	367.55	391.12	418.11	448.63	492.37	350.63	575.66	461.13	448.02	440.36	428.12	-412.41
TENDON-4	33	e <sub>00</sub>	400.00	92.75	174.11	-244.06	-302.67	-349.86	-385.67	-410.09	-423.13	-424.77	-415.03	-393.90	-361.38	-317.47	-262.18	-195.50	117.43	27.97	72.87	165.61	266.25	374.81	491.27	641.46	489.19	351.20	227.49	118.05	22.88	-58.01	-114.51	-161.11	-224.55	-567.45	-241.40	-197.78
		Y	388.00	695.25	613.89	-567.92	-509.33	-462.14	-426.33	-401.91	-388.87	-387.23	-396.97	-418.10	-450.62	-494.53	-549.82	-616.50	-670.57	760.03	715.13	622.39	521.75	413.19	296.73	146.54	298.81	436.80	560.51	669.95	765.12	-753.99	-697.49	-650.89	-570.60	-248.54	-563.46	-614.22



PROGRAM EKSTENSI LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULuh NOPEMBER SURABAYA				
JUDUL TUGAS AKHIR	MODIFIKASI SISTRUTUR JEMBATAN MALANGSARI PADA PROYEK JALAN LINTAS SELATAN DIENGKAT PRATEKAN TIPE STATIS TAK TENTU			JUDUL GAMBAR
CATATAN	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	NO LEMBAR	SKALA
	DJKO UNTUNG, Ir.Dr.	EKO SULISTYO, W.	06	DABRAH LIMIT KABEL 1 : 100 TATA LETAK TENDON 1 : 100 PENULANGAN GELAGAR UTAMA DETAIL PENULANGAN 1 : 40

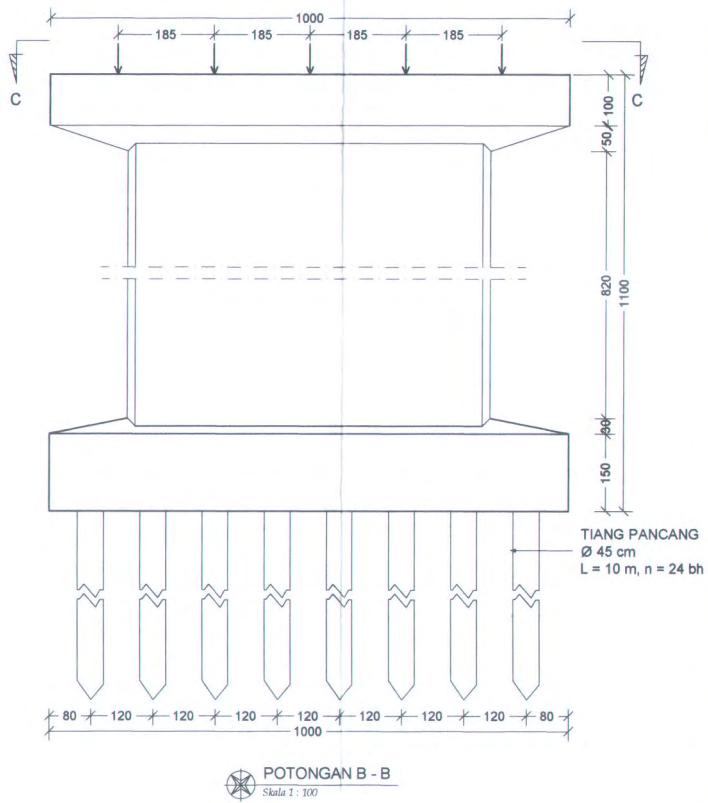
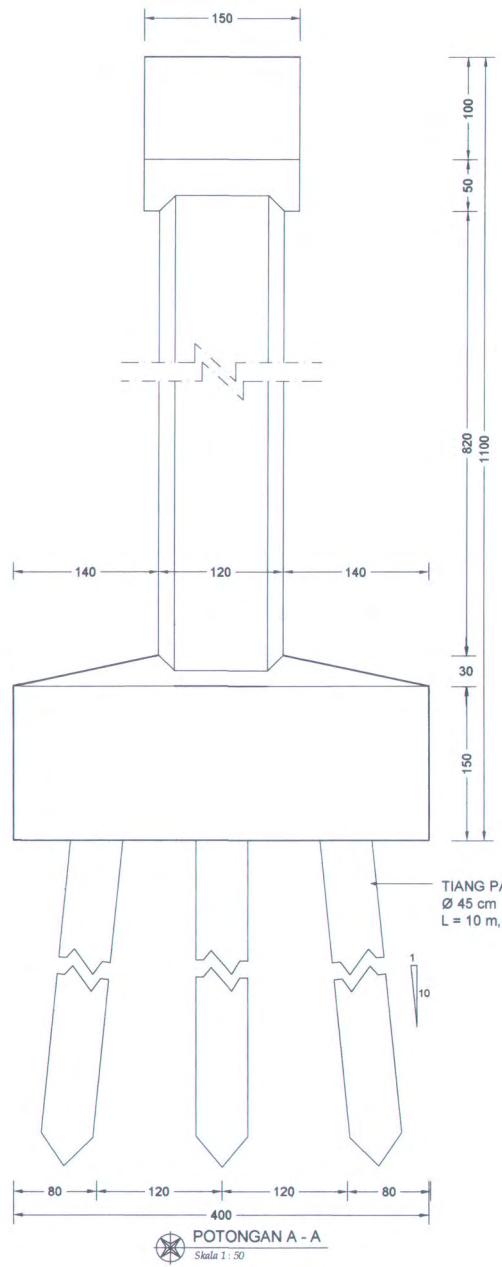


# ABUTMENT A DAN D



Catatan	
1.	<ul style="list-style-type: none"> <li>= PANCANG MIRING</li> <li>= PANCANG TEGAK</li> </ul>
PROGRAM KEGIATAN LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI 10 NOVEMBER SURABAYA 2007	
TUGAS AKHIR	
MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN MALANGSARI PADA PROYEK JALAN LINTAS SELATAN DENGAN BETON PRATEKAN TIPE I STATIS TAK TENTU	
DOSEN PEMBIMBING	
Djoko Untung Ir. Dr. Supani ST. MT.	
MAHASISWA	
Eko Sulistyowidodo 3104109517	
Nama Gambar	Skala
ABUTMENT A	
POTONGAN A - A	1 : 50
POTONGAN B - B	1 : 100
POTONGAN C - C	1 : 100
POTONGAN D - D	1 : 100
No. Lembar	Lembar
07	

# PILAR C



Catatan	
1 ⚡ = PANCANG MIRING	
● = PANCANG TEGAK	
PROGRAM EKSTENSI LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SURABAYA SURABAYA 2007	
TUGAS AKHIR	
MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN MALANGSARI PADA PROYEK JALAN LINTAS SELATAN DENGAN BESI ON PRATEKAN TIPE T STATIS FAK TENTU	
DOSEN PEMBIMBING	
Djoko Untung Ir. Dr. Supani ST. MT.	
MAHASISWA	
Eko Sulistyowidodo 3104 109 517	
Nama Gambar	Skala
PILAR D	
1. POTONGAN A - A POTONGAN B - B POTONGAN C - C	1 : 50 1 : 100 1 : 100
No. Lembar	Lembar
08	

Catatan



PROGRAM EKSTENSI LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI 10 NOVEMBER  
SURABAYA  
2007

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN MALANGSARI  
PADA PROYEK JALAN LINTAS SELATAN  
DENGAN BETON PRATEKAN TIPE T  
STATIS TAK TENTU

DOSEN PEMBIMBING

Djoko Untung Ir. Dr.  
Supandi ST. MT.

MAHASISWA

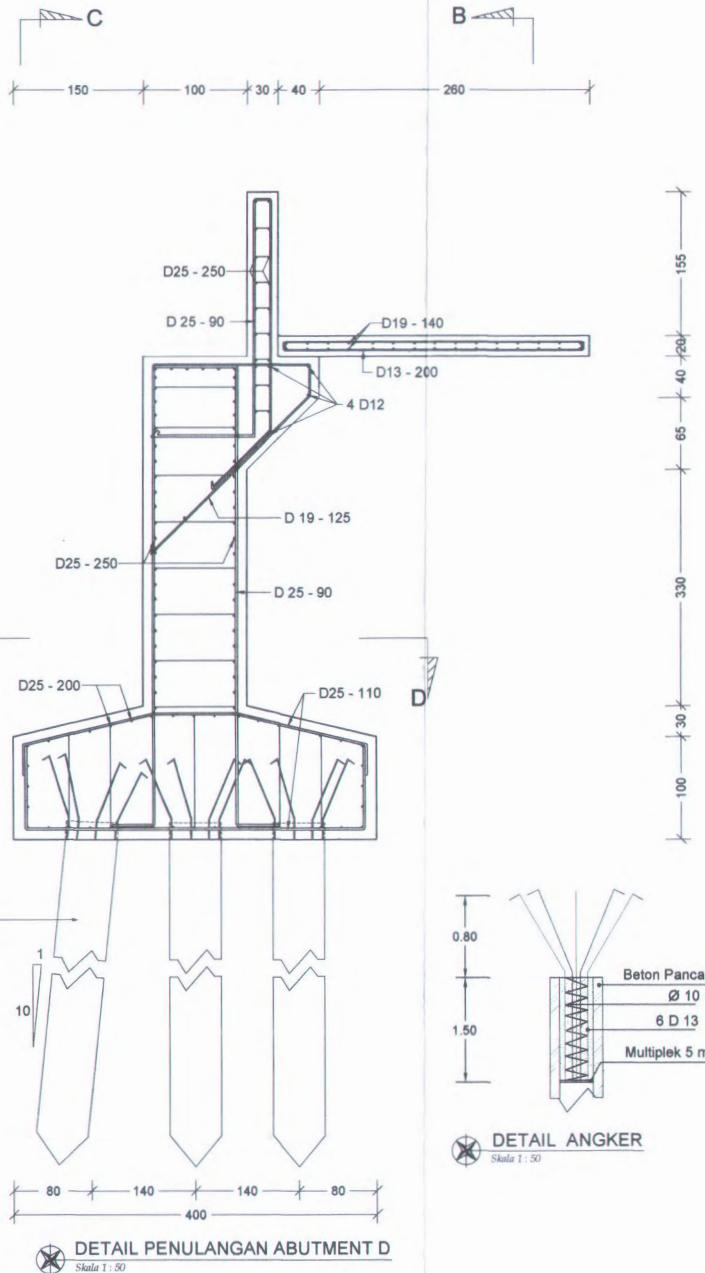
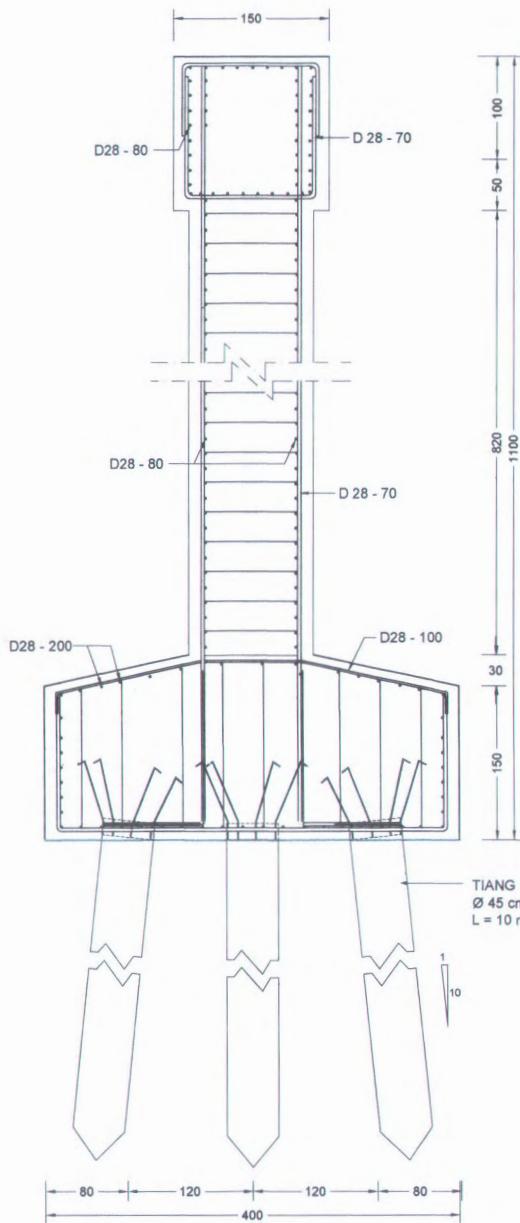
Eko Sulistyowidodo  
3104 109 517

Nama Gambar	Sksia
-------------	-------

1. DETAIL PENULANGAN PILAR B & C 1 : 50
2. DETAIL PENULANGAN ABUTMENT D 1 : 50
3. DETAIL ANGKER 1 : 50

No. Lembar	Lembar
------------	--------

09





**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember

## **LAMPIRAN**

# MULTISTRAND POST-TENSIONING

## STRAND PROPERTIES - TO AS1311

Strand Number	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (1.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 50mm	Relaxation at 1000°C in 50mm	Modulus of Elasticity
	mm²	kg/m	kN	kN	%	%	GPa
27 Super	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
52 Super	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	$\times 10^3$
52 EHT	143.3	1.125	261	221.9	3.5	2.5	

## TENDON PROPERTIES

NOTICE 15.2mm Super

Strand No.	No. of Strands	Nominal Breaking Load kN	STEEL DUCT Diameter mm
53	2	308	39
	3	552	39
	4	736	39
57	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
512	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
519	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	18	3310	84
	19	3500	84
522	20	3680	90
	21	3860	90
	22	4050	90
527	23	4240	96
	24	4420	96
	25	4600	96
	26	4780	96
	27	4970	96
531	28	5150	105
	29	5340	105
	30	5520	105
	31	5700	105
537	32	5890	112
	33	6070	112
	34	6260	112
	35	6440	112
	36	6620	112
	37	6810	112
542	38	6990	118
	39	7180	118
	40	7360	118
	41	7540	118
	42	7730	118
549	43	7910	127
	44	8100	127
	45	8280	127
	46	8460	127
	47	8650	127
	48	8830	127
555	49	9020	135
	50	9200	135
	51	9380	135
	52	9570	135
	53	9750	135
	54	9940	135
	55	10120	135

STRAND TYPE 15.2mm Super

Strand No.	No. of Strands	Nominal Breaking Load kN	STEEL DUCT Diameter mm
6-3	2	500	39
	3	750	39
6-4	4	1000	51
6-7	5	1250	69
	6	1500	69
	7	1750	69
6-12	8	2000	84
	9	2250	84
	10	2500	84
	11	2750	84
	12	3000	84
6-19	13	3250	96
	14	3500	96
	15	3750	96
	16	4000	96
	17	4250	96
	18	4500	96
	19	4750	96
6-22	20	5000	105
	21	5250	105
	22	5500	105
6-27	23	5750	112
	24	6000	112
	25	6250	112
	26	6500	112
	27	6750	112
6-31	28	7000	118
	29	7250	118
	30	7500	118
	31	7750	118
6-37	32	8000	127
	33	8250	127
	34	8500	127
	35	8750	127
	36	9000	135
	37	9250	135
6-42	38	9500	135
	39	9750	135
	40	10000	135
	41	10250	135
	42	10500	135
6-48	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
	46	11500	144
	47	11750	144
	48	12000	144
6-55	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13250	154
	54	13500	154
	55	13750	154

1. Intermediate duct diameters may be available on application

2. Duct diameters are for corrugated steel duct

3. Duct external dia. = inside dia. + 6mm nominal

4. Corrugated polyethylene DT-Plus™ duct is also available, refer page 16

5. For special applications other strand and tendon capabilities are available

6. Anchorage for 15.2mm system are compatible with 261 EHT strand

# MULTISTRAND POST-TENSIONING

## SHEATHING & CORROSION PROTECTION

For conventional applications, corrugated galvanised steel ducts are used.

For applications requiring enhanced corrosion protection and improved fatigue resistance of the tendons, use of the VSL PT-PLUS™ System with corrugated plastic duct is recommended. This fully encapsulated, watertight system offers superb corrosion protection, and the plastic duct eliminates fretting fatigue between the strand and duct. It also provides reduced duct friction. The PT-PLUS™ System may, in conjunction with VSL CS Anchorages, be configured with special details and installation techniques to provide Electrically Isolated Tendons. These tendons may be electrically monitored at any time throughout the life of the structure.

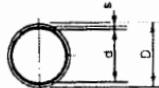
All ducts are manufactured in a variety of standard lengths and are coupled on site.

For diameters of steel ducts see page 9.

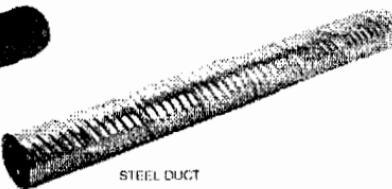
## DIMENSIONS OF POLYETHYLENE DUCTS PT-PLUS™

STRAND TYPE 12.7mm	STRAND TYPE 15.2mm	DUCT Dimensions (mm)		
TENDON UNIT	TENDON UNIT	d	D	s
5-10	6-7	59	73	2
5-18	6-12	76	91	2.5
5-31	6-19/6.22	100	116	3
5-42	6-31	120	146	3
5-53	6-37	120	146	3

Other units on request



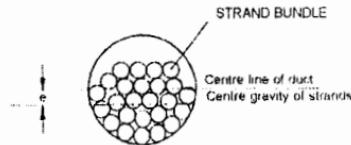
POLYETHYLENE DUCT PT-PLUS™



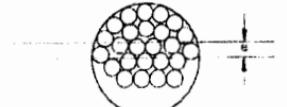
STEEL DUCT

## ECCENTRICITY OF TENDONS

STRAND TYPE 12.7mm			STRAND TYPE 15.2mm		
TENDON UNIT	STEEL DUCT	PLASTIC DUCT	TENDON UNIT	STEEL DUCT	PLASTIC DUCT
	a (mm)	e (mm)		a (mm)	e (mm)
5-1	4	-	5-1	5	-
5-3	7	-	5-3	6	-
5-7	8	-	5-4	6	-
5-12	11	7	5-7	10	9
5-19	13	9	6-12	14	12
5-22	12	22	6-19	17	18
5-27	13	27	6-22	14	16
5-31	14	14	6-27	13	32
5-37	16	32	6-31	18	28
5-42	18	28	6-39	17	19
5-48	17	24			
5-55	19	14			



STRAND POSITION AT HIGH POINT OF TENDON

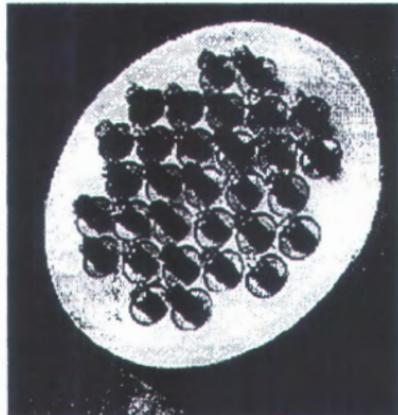


STRAND POSITION AT LOW POINT OF TENDON

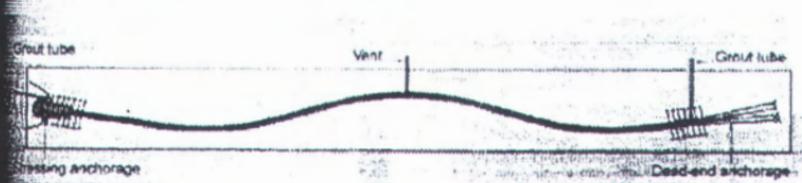
# Multistrand Post-Tensioning

The VSL Multistrand system is characterised by the following features:

- standardised tendon units using up to fifty-five 13 mm (0.5") or 16 mm (0.6") diameter strands;
- wide selection of anchorage types;
- steel or plastic PT-PLUS<sup>®</sup> ducts;
- cement or other types of grouting;
- tendons manufactured on site or in the factory;
- no need to determine tendon length in advance;
- simultaneous stressing of all strands in a tendon, with individual locking of each strand at the anchorage point;
- stressing carried out in any number of phases;
- simple and reliable equipment for installation, stressing and grouting.



## VSL Multistrand System Components



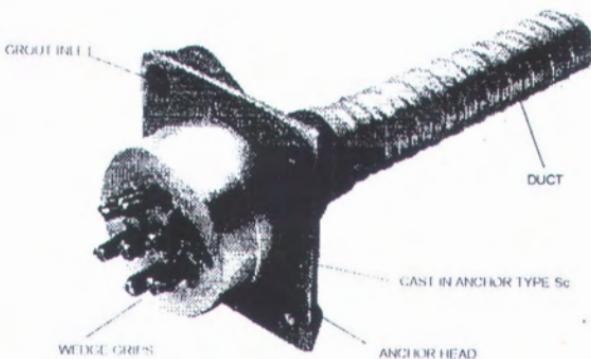
## VSL Anchorages

Technical data and dimensions are given in the annex.

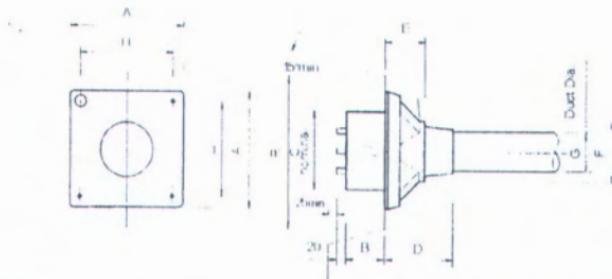
For reasons of clarity and simplicity, spirals are not shown in the pictures. However, they form an integral part of the anchorage and are required to control local zone stresses. For more detailed information, see VSL's Report Series on "Detailing for Post-Tensioning".

Our SO and SK anchorages, as shown on page 13, are standard for slab post-tensioning. They are also often used for bridges (transversal post-tensioning) and other structures.

# ULTISTRAND POST-TENSIONING



## VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc LIVE END

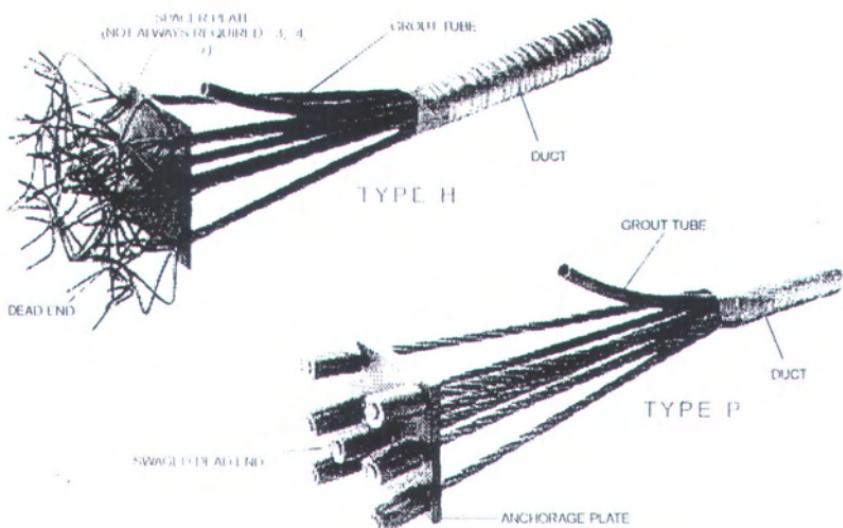


TENDON UNIT	DIMENSIONS (mm)							
	A	B	C	D	E	F	G	H
5-3	135	50	90	191	16	56	39	116
5-4	150	50	90	216	16	64	39	125
5-7	165	57	120	100	60	85	51	125
5-12	215	54	160	160	84	120	69	151
5-19	265	66	180	210	110	145	84	200
5-22	(290)	77	200	215	140	153	90	230
5-27	315	92	220	250	160	176	96	250
5-31	315	92	230	250	161	175	105	250
5-37	(370)	107	250	320	160	200	115	305
5-42	390	112	290	346	168	217	118	325
5-48	430	122	300	340	161	233	127	365
5-55	465	142	320	340	160	250	135	400
*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116
*6-4P	165	54	120	100	60	85	51	125
6-7	215	54	160	160	85	120	69	150
6-12	265	66	180	210	110	145	84	200
6-19	315	92	220	250	160	175	96	250
6-22	315	92	230	250	160	175	105	250
6-27	370	107	250	320	160	200	115	305
6-31	390	112	290	340	160	217	118	325
6-37	430	122	300	340	160	235	135	365
6-42	465	142	320	340	160	250	135	400
*6-48P	575	155	340	1035	110	289	144	495
*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520

\* Dimension R does not allow for lift off force check. Smaller recesses can be provided for special cases. Refer VSL office for details.

\*Plate type anchorages (Type 1). Also available for other tendon units.

# ULTISTRAND POST-TENSIONING



## TYPE H DEAD END ANCHORAGE



Dead End Anchorage Type H



Dead End Anchorage Type P

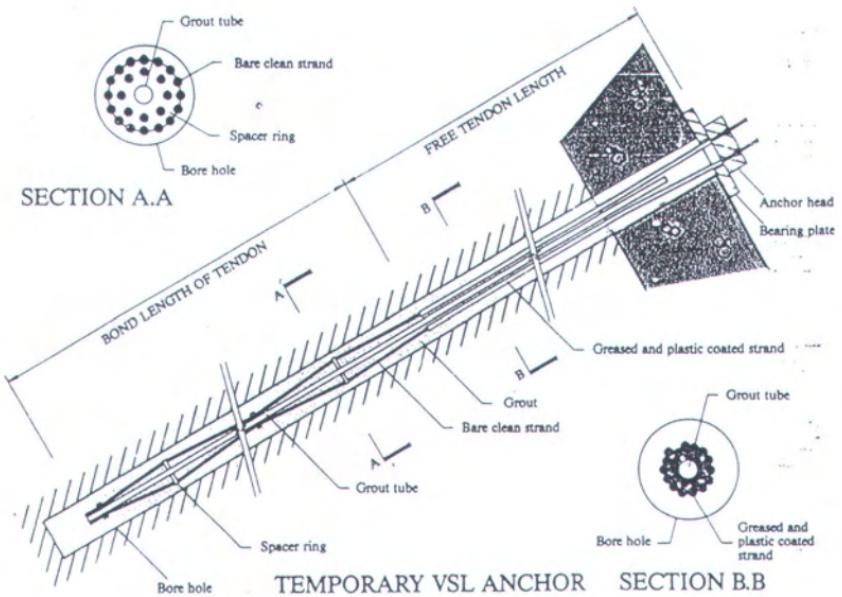
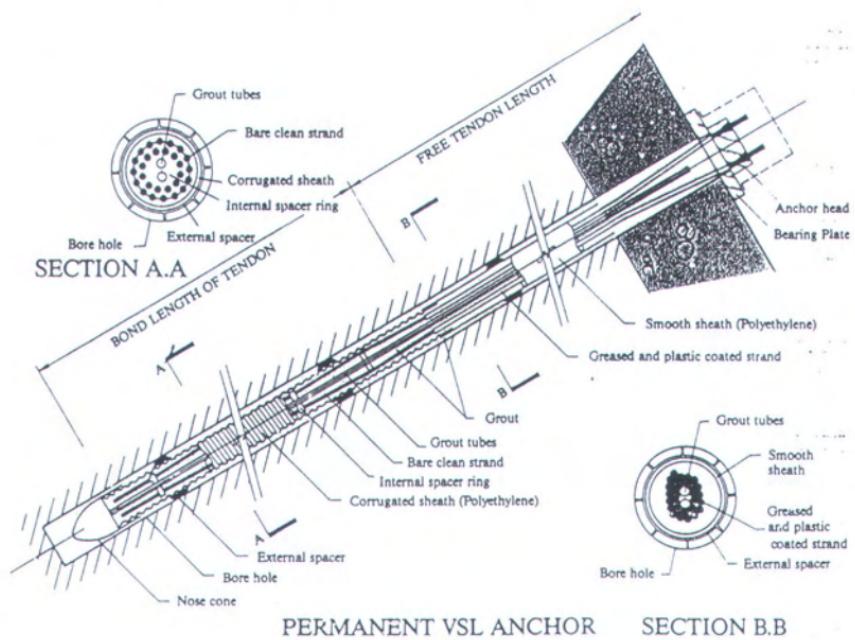
STRAND TYPE 12.7mm						
TENDON	TYPE 'H'			TYPE 'P'		
UNIT	A	B	C	D	E	F
S3	125	125	600	100	100	100
S4	125	125	600	120	120	150
S7	175	180	600	150	150	250
S12	300	250	1000	200	200	350
S19	375	300	1000	250	250	500
S22	400	300	1000	300	250	500
S27	450	400	1000	300	300	650
S31	450	425	1000	350	300	650
S37	525	450	1100	375	350	850
S42	600	450	1100	375	375	850
S48	645	450	1200	400	400	1000
S55	700	500	1300	425	425	1000

Dimensions (mm)

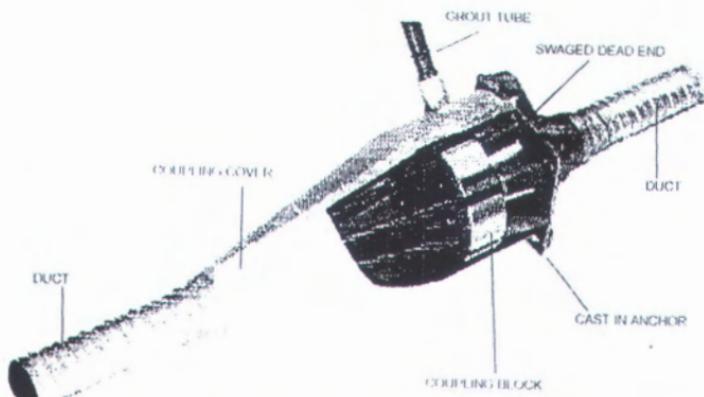
STRAND TYPE 15.2mm						
TENDON	TYPE 'H'			TYPE 'P'		
UNIT	A	B	C	D	E	F
S-3	150	150	600	150	150	250
S-4	150	150	600	150	150	250
S-7	200	170	600	200	200	350
S-12	350	300	1000	250	250	500
S-19	450	350	1000	300	300	500
S-22	500	350	1000	300	300	500
S-27	550	450	1100	350	350	650
S-31	550	475	1100	350	350	650
S-37	600	550	1100	400	350	850
S-42	700	550	1200	400	350	850
S-48	745	550	1200	475	475	1000
S-55	800	600	1200	550	475	1000

Dimensions (mm)

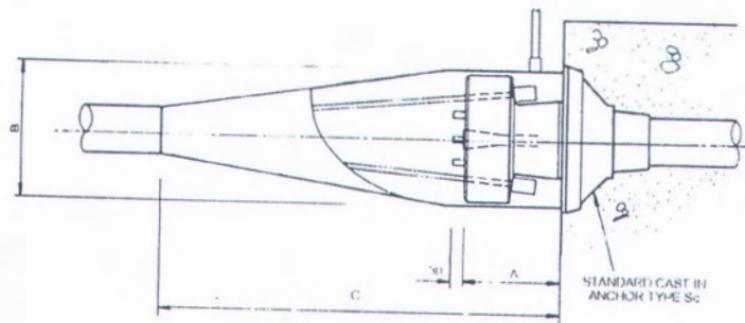
# ANCHOR DETAILS



# ULTISTRAND POST-TENSIONING



VSL COUPLING ANCHORAGE TYPE C

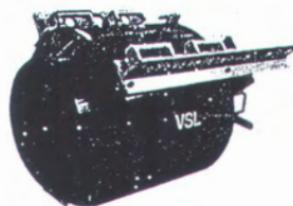
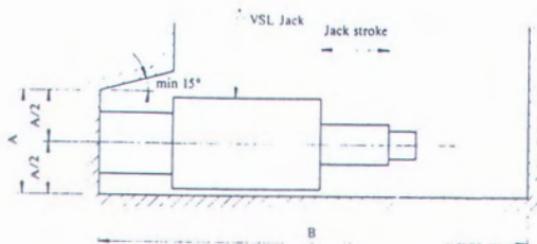


STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	A	B	C
	Dimensions (mm)		
5-3	108	130	490
5-4	108	150	500
5-7	108	150	550
5-12	108	200	650
5-19	108	250	740
5-22	108	250	830
5-27	108	300	1000
5-31	108	340	1140
5-37	148	380	1320
5-42	148	385	1320
5-48	148	410	1370
5-56	168	480	1370

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	A	B	C
	Dimensions (mm)		
6-3	125	150	490
6-4	125	160	520
6-7	125	200	630
6-12	125	230	730
6-19	125	270	860
6-22	125	300	930
6-27	135	320	1000
6-31	145	350	1090
6-37	165	410	1350

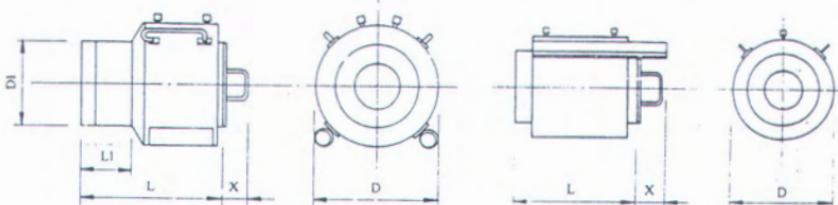
Note: In some applications the coupler cover may not be required.

# STRESSING JACKS



## JACK CLEARANCE REQUIREMENTS

Dimensions (mm)	VSL JACK TYPE					
	VSL50	VSL100	VSL180L	VSL190	VSL190M	VSL290
A	250	325	400	400	450	500
B	1000	1000	1800	1600	1300	1600
VSL460						
VSL670						
VSL750						
VSL1000						
VSL1250						
VSL1650						
VSL1900						



## STRESSING JACK DETAILS

VSL JACK TYPE	TENDON TYPE	NOMINAL CAP. (kN)	D	DIMENSIONS (mm)				STROKE (mm)	MASS (kg)
				DI	L	LI	X		
VSL50	3&4	500	210	-	430	-	-	150	34
VSL180L	12	1800	305	-	715	-	90	305	275
VSL190M	12	1900	350	-	440	-	90	140	160
VSL460	31	4600	485	330	510	200	165	100	425
VSL750	42	7500	520	410	1030	215	165	200	1500
VSL1000	42	12500	710	420	1125	220	165	150	1730
VSL1250	55	15500	875	-	1030	-	165	150	1650
VSL1900	91	19000	875	-	1030	-	165	150	3085-



Segment Erection, Normandy Bridge, France

## SAFETY

Safety is VSL's first priority. Our specialised hydraulic lifting equipment is designed for the highest level of reliability, and all equipment is rigorously tested and serviced through VSL's quality control and maintenance programme. VSL field services are also based upon a total commitment to safety, the extensive experience of our personnel and VSL's exceptional record provide further assurance of reliable performance.

## FLEXIBILITY

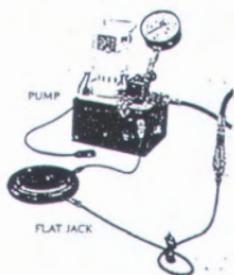
VSL's heavy lifting equipment includes a large selection of hydraulic jacks, pumps, control units, monitoring devices and jacking frames. This range of equipment gives us the capability to perform virtually any project requiring lifting, lowering or horizontal jacking.

## FLAT JACKS

Flat jacks are widely used for a multitude of civil engineering and construction applications such as:

- under pinning;
- prestressing of columns;
- counteracting sinking foundations;
- prestressing of road works or airport runways;
- prestressing concrete in confined spaces;
- lifting and lowering of bridge superstructures for bridge bearing adjustments;
- counteracting loads applied during back filling;
- lifting heavy weights;
- pile testing.

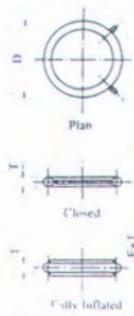
The VSL flat jack is constructed of two moulded steel sections welded together to form a containment vessel. Hydraulic fluid or grout is injected at pressures of up to 13.5MPa into the peripheral ring, moving the lifting plates apart, so that a force is applied with a maximum lifting stroke of 25mm per jack.



Type	Outside Diameter D mm <sup>2</sup>	Maximum Force at 13.5MPa kN	Effective Area at Zero Extension 10 <sup>3</sup> mm <sup>2</sup>	T Thickness mm	B Maximum Travel mm	Installation Gap mm
120c	120	85	6.4	25	25	38
150c	150	155	11.5	25	25	38
220c	220	390	29	25	25	38
250c	250	525	39	25	25	38
270c	270	605	45	25	25	38
300c	300	780	58	25	25	33
350c	350	1080	80	25	25	38
420c	420	1605	119	25	25	38
480c	480	2170	161	25	25	38
600c	600	3470	257	25	25	38
750c	750	5400	400	25	25	45
870c	870	7385	547	25	25	45
920c	920	8975	665	25	25	45
*1150c	1150	13635	1010	25	25	50

\* 1150c Flat Jacks are specially produced to order and could be subject to a delay.

\*\* Flat Jack thickness may vary  $\pm 3$  mm



7. PERENCANAAN PERLITAKAN DAN HUBUNGAN LANTAI

Tabel 7.4(d)

Tebal pelat baja 5						Tebal selimut sisi 10			Tebal selimut atas dan bawah 6		
Jumlah lapis karet dalam	Tinggi keseluruhan	Kekakuan tekan terhitung pada geser nol	Kekakuan geser rata-rata	Kekakuan perputaran terhitung	Kapasitas lendutan geser	Beban ter nilai pada perputaran nol pada geser maksimum	Beban ter nilai pada geser nol maksimum	Beban ter nilai pada geser maksimum	Beban ter nilai pada geser nol		
	mm	$10^3 \text{ kN/m}$	$10^3 \text{ kN/m}$	$\text{kNm/rad}$	mm	kn	kn	kn	kn		
<b>Tebal karet dalam 5</b>											
2	45	057	2.25	1245	21.0	1077	1217	400	424		
4	73	425	1.41	804	30.11	1057	1217	410	431		
6	101	314	1.02	594	35.9	1074	1250	438	444		
8	129	249	0.81	471	42.0	820	907	502	517		
10	157	206	0.66	390	51.0	653	813	494	509		
<b>Tebal karet dalam 10</b>											
2	51	399	1.80	733	25.2	798	1128	401	543		
4	85	231	1.13	423	34.6	805	1036	406	533		
5	119	163	0.61	297	42.0	621	740	408	529		
8	153	125	0.63	229	52.0	461	576	400	527		
<b>Tebal karet dalam 15</b>											
2	57	245	1.61	444	26.3	642	917	341	461		
4	97	134	0.94	241	36.9	593	691	346	440		
6	137	92	0.66	168	51.0	392	488	331	441		

Tabel 7.4(e)

Tebal pelat baja 5						Tebal selimut sisi 10			Tebal selimut atas dan bawah 6		
Jumlah lapis karet dalam	Tinggi keseluruhan	Kekakuan tekan terhitung pada geser nol	Kekakuan geser rata-rata	Kekakuan perputaran terhitung	Kapasitas lendutan geser	Beban ter nilai pada perputaran nol pada geser maksimum	Beban ter nilai pada geser nol maksimum	Beban ter nilai pada geser maksimum	Beban ter nilai pada geser nol		
	mm	$10^3 \text{ kN/m}$	$10^3 \text{ kN/m}$	$\text{kNm/rad}$	mm	kn	kn	kn	kn		
<b>Tebal karet dalam 9</b>											
2	45	829	2.76	1030	21.0	1383	1587	637	857		
4	73	555	1.73	654	29.2	1279	1507	661	874		
6	101	397	1.25	505	33.0	1237	1445	689	882		
8	129	314	0.99	400	42.0	928	1135	676	885		
<b>Tebal karet dalam 12</b>											
2	51	504	2.30	625	24.5	1033	1478	546	740		
4	85	293	1.38	360	32.1	1026	1192	559	728		
6	119	206	0.98	253	42.0	696	851	547	723		
<b>Tebal karet dalam 15</b>											
2	57	310	1.87	500	27.1	634	1190	406	628		
4	97	169	1.15	207	36.0	670	795	467	609		
6	137	117	0.81	142	45.0	449	561	449	561		

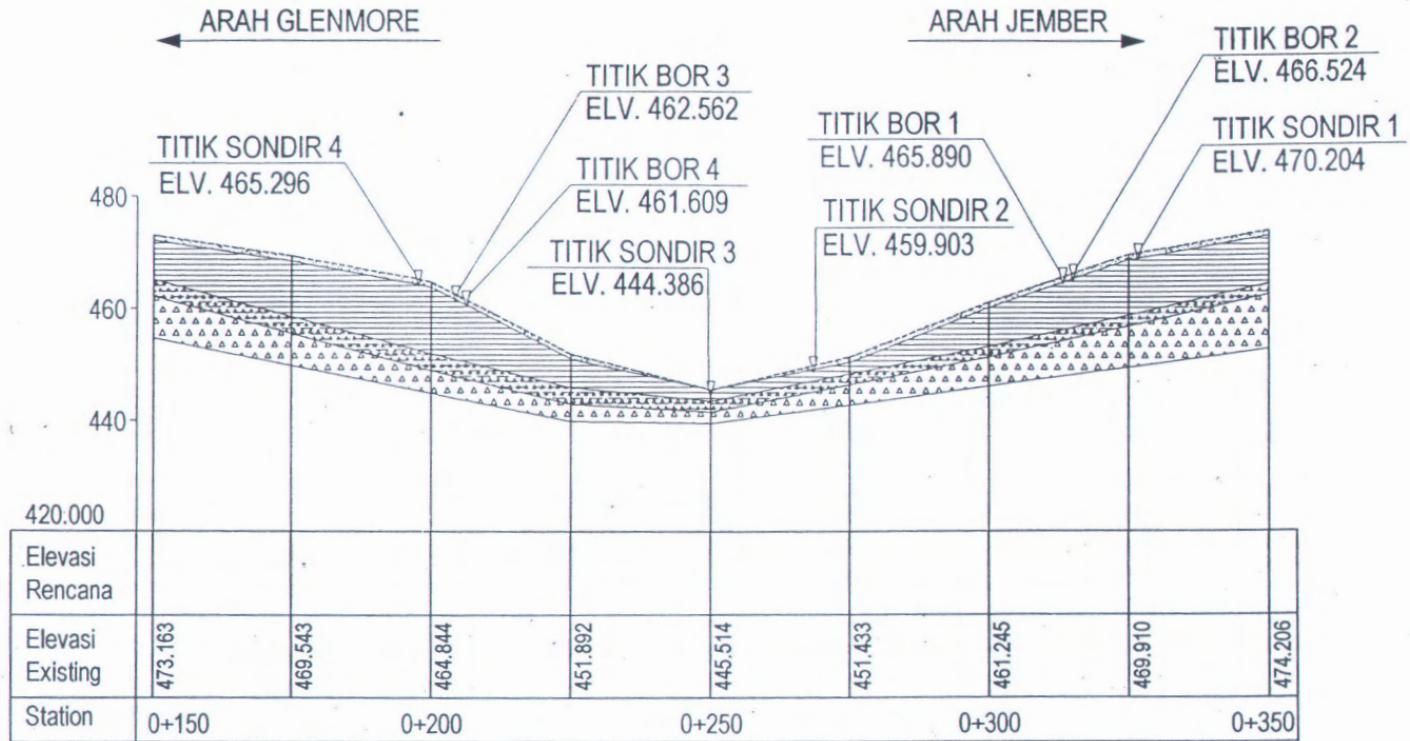
## 7. PERENCANAAN PERLETAKAN DAN KUBUNGAN LANTAI

Tabel 7.4(II)

Ukuran denah 480 mm x 300 mm				Tebal pelat baja 5				Tebal selimut sisi 10				Tebal selimut atas dan bawah 6							
Jumlah lepas keret dalam	Tinggi keseluruhan	Kekakuan tekan terhitung pada geser nol	Kekakuan geser rate- rate	Kekakuan perputaran terhitung	Kapasitas lendutan geser	Beban termuat pada perputaran nol	Beban termuat pada geser	pada geser maksimum	nol	Beban termuat pada geser	pada geser maksimum	nol	Beban termuat pada geser	pada geser maksimum	nol				
	mm	$10^3 \text{ kN/m}$	$10^3 \text{ kN/m}$	$\text{kNm/rad}$	mm	kn	kn	kn	kn	kn	kn	kn	kn	kn	kn				
<b>Tebal keret dalam 9</b>																			
3	59	1001	2.65	2075	27.3	1895	1932	845	1137	5	87	701	1.74	1450	25.1	1901	1937	873	1153
7	115	539	1.32	1115	39.4	183H	1932	903	1101	9	143	438	1.07	905	45.5	1435	1725	903	1106
<b>Tebal keret dalam 12</b>																			
2	51	786	2.76	1581	25.2	1439	1932	728	903	4	85	458	1.66	900	36.0	1435	1932	731	967
6	119	323	1.18	633	42.0	1217	1432	745	961	8	153	245	0.92	488	54.0	099	1114	723	957
<b>Tebal keret dalam 15</b>																			
2	57	485	2.37	945	25.0	1145	1638	618	828	4	97	288	1.38	514	38.9	1151	1637	673	914
6	137	184	0.97	353	51.0	772	944	609	824	8	177	124	0.87	353	51.0	772	944	609	824

Tabel 7.4(g)

Ukuran denah 480 mm x 300 mm				Tebal pelat baja 5				Tebal selimut sisi 10				Tebal selimut atas dan bawah 6							
Jumlah lepas keret dalam	Tinggi keseluruhan	Kekakuan tekan terhitung pada geser nol	Kekakuan geser rate- rate	Kekakuan perputaran terhitung	Kapasitas lendutan geser	Beban termuat pada perputaran nol	Beban termuat pada geser	pada geser maksimum	nol	Beban termuat pada geser	pada geser maksimum	nol	Beban termuat pada geser	pada geser maksimum	nol				
	mm	$10^3 \text{ kN/m}$	$10^3 \text{ kN/m}$	$\text{kNm/rad}$	mm	kn	kn	kn	kn	kn	kn	kn	kn	kn	kn				
<b>Tebal keret dalam 9</b>																			
4	73	1358	2.62	5371	33.6	248A	2484	1188	1562	6	101	1005	1.91	3567	42.5	2484	2484	1192	1578
8	129	798	1.50	3145	48.2	248A	2484	1223	1588	10	157	661	1.23	2605	51.3	248A	2484	1255	1594
<b>Tebal keret dalam 12</b>																			
3	73	976	2.62	3020	33.6	2133	2484	1004	1353	5	102	641	1.76	2358	44.5	2129	2484	1012	1341
7	130	477	1.31	1740	50.6	2069	2404	1036	1320	10	187	344	0.95	1260	66.0	1428	1748	1018	1331
<b>Tebal keret dalam 15</b>																			
3	77	593	2.21	2113	38.7	1702	2434	857	1157	5	117	376	1.45	1329	48.9	1726	2122	869	1153
7	157	275	1.08	949	58.5	1321	1578	868	1126	9	197	217	0.86	763	72.0	1005	1258	848	1120



= Tanah Penutup



= Lempung



= Pelapukan Tufa



= Tufa

Skala





**LABORATORIUM JALAN**  
**DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA**  
**PROPINSI JAWA TIMUR**  
**Jl. Gayung Kebonsari No. 167 Telp. 8288634**  
S U R A B A Y A

No. Titik : B1 ✓

Proyek : Jembatan Malangsari

Lokasi : Jl. Jurusan Glenmore - Jember Kab. Banyuwangi

**PEMBORAN TEKNIK**

STA

Elevasi : 0.00 m ( tanah setempat )

Ke-dalaman	Bor log	S P T			Jenis Tanah	Warna	Nilai S P T Kedalaman (m)
		0	20	40			
0					Lempung Kelanauan	Coklat	1 + 2 + 2 N = 1.50 - 2.00 m
1							
2					Lanau kelempungan	Coklat muda	2 + 3 + 5 N = 3.50 - 4.00 m
3							
4							2 + 3 + 3 N = 5.50 - 6.00 m
5							
6							
7					Lanau kelempungan	Coklat kemerahan	2 + 4 + 5 N = 7.50 - 8.00 m
8							
9					Lanau kelempungan	Coklat kemerahan	4 + 5 + 5 N = 9.50 - 10.00 m
10							
11					Lanau kelempungan sedikit batu	Abu-abu hitam	
12							19 + 23 + 31 N = 11.50 - 12.00 m
13							
14							23 + 26 + 34 N = 13.50 - 14.00 m
15							
16					Batu	Abu-abu hitam	23 + 29 + 36 N = 15.50 - 16.00 m
17							
18							27 + 30 + 36 N = 17.50 - 18.00 m
19							
20							27 + 30 + 36 N = 19.50 - 20.00 m



**LABORATORIUM JALAN**  
**DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA**  
**PROVINSI JAWA TIMUR**  
**Jl. Gayung Kebonsari No. 167 Telp. 8288634**  
S U R A B A Y A

No. Titik : B2  
 Proyek : Jembatan Malangsari  
 Lokasi : Jl. Jurusan Glenmore - Jember Kab. Banyuwangi

**PEMBORAN TEKNIK**

STA :  
 Elevasi : 0.00 m ( tanah setempat )

Ke-dalaman	Bor log	S P T	Jenis Tanah	Warna	Nilai S P T	
					Kedalaman (m)	
0		0 20 40 60 80	Lempung ketanauan	Coklat	1 + 1 + 2 N =	
1					1.50 - 2.00 m	
2						
3			Lanau kelempungan	Coklat muda	2 + 3 + 4 N =	
4					3.50 - 4.00 m	
5						
6					2 + 2 + 3 N =	
7					5.50 - 6.00 m	
8			Lanau kelempungan	Coklat kemerahan	2 + 3 + 4 N =	
9					7.50 - 8.00 m	
10			Lanau kelempungan	Coklat kemerahan	5 + 6 + 8 N =	
11					9.50 - 10.00 m	
12			Lanau kelempungan sedikit batu	Abu-abu hitam	16 + 19 + 24 N =	
13					11.50 - 12.00 m	
14						
15					12.50 - 13.00 m	
16					24 + 29 + 35 N =	
17					13.50 - 14.00 m	
18			Batu	Abu-abu hitam	27 + 30 + 36 N =	
19					15.50 - 16.00 m	
20						
					26 + 28 + 38 N =	
					17.50 - 18.00 m	
					27 + 30 + 40 N =	
					19.50 - 20.00 m	



**LABORATORIUM JALAN  
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA  
PROVINSI JAWA TIMUR**  
Jl. Gayung Kebonsari No. 167 Telp. 8288634  
**SURABAYA**

No. Titik : B3  
Proyek : Jembatan Malangsari  
Lokasi : Jl. Jurusan Glenmore - Jember Kab. Banyuwangi

## PEMBORAN TEKNIK

STA :  
Elevasi : 0.00 m ( tanah setempat )

Kedalaman	Bor log	S P T	Jenis Tanah	Warna	Nilai SPT Kedalaman (m)
0	0 20 40 60 80	Lanau kelompungan sedikit batu kerikil	Abu-abu hitam	2 + 2 + 3 N = 1 1.50 - 2.00 m	
1					
2					
3					
4			Lanau kelempungan	Coklat muda	1 + 2 + 2 N = 1 3.50 - 4.00 m
5					
6					
7					
8					
9			Lanau kelempungan	Coklat kemerahan	3 + 4 + 6 N = 1 7.50 - 8.00 m
10					
11					
12					
13					
14			Pasir kasar sedikit lanau + batu kerikil	Coklat keluningan	7 + 9 + 14 N = 2 13.50 - 14.00 m
15					
16					
17					
18					
19					
20			Pasir kering sedikit lanau + batu	Coklat keluningan	16, CD - 17, CV 23 + 26 + 35 N = 6 17.50 - 18.00 m
					25 + 28 + 38 N = 6 19.50 - 20.00 m



**LABORATORIUM JALAN**  
**DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA**  
**PROPINI JAWA TIMUR**  
**Jl. Gayung Kebonsari No. 167 Telp. 8288634**  
S U R A B A Y A

No. Titik : B4

Proyek : Jembatan Malangsari

Lokasi : Jl. Jurusan Glenmore - Jember Kab. Banyuwangi

**PEMBORAN TEKNIK**

STA

Elevasi : 0 00 m ( tanah setempat )

Ke-dalaman	Bor log	S P T				Jenis Tanah	Warna	Nilai S P T Kedalaman (m)
		0	20	40	60			
0								
1								
2						Lanau kelempungan	Coklat hitam	1 + 2 + 2 N = 1.50 - 2.00 m
3								
4								
5						Lanau kelempungan	Coklat muda	2 + 3 + 3 N = 3.50 - 4.00 m
6								
7								
8						Lanau kelempungan	Coklat kemerahan	4 + 5 + 7 N = 7.50 - 8.00 m
9								
10						Lanau kelempungan beredu pasir halus	Coklat kekuningan	5 + 6 + 8 N = 9.50 - 10.00 m
11								
12								15 + 17 + 21 N = 11.50 - 12.00 m
13								
14						Pasir kasar sedikit lanau + batu kerikil	Coklat kekuningan	21 + 23 + 26 N = 13.50 - 14.00 m
15								
16								26 + 28 + 35 N = 15.50 - 16.00 m
17								
18						Batu	Abu-abu hitam	27 + 29 + 37 N = 17.50 - 18.00 m
19								
20								27 + 30 + 39 N = 18.50 - 20.00 m



LABORATORIUM JALAN  
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA  
PROVINSI JAWA TIMUR

Jalan Gayung Kebonsari No. 167 Telp. 8288634

S U R A B A Y A

DATA PENGEBORAN DAN PENGUJIAN LABORATORIUM

Pekerjaan : Jembatan "Malangson" di Jurusan Glenmore-Jember  
No. Lubang Bor : B1 Lokasi : Kabupaten Banyuwangi  
Elev. : Tanggal : Penyelia :  
Dikerjakan : Teknisi :  
Diperiksa :

Elev	Kedalaman M.	Lok	Elevasi m	Nomor Cetak	Diagnosi	Klasifikasi	Ukuran Analisa Butiran			Kadar air alami Wc (%)	Batas Cair LL(%)	Batas Plastis PL(%)	Index Plastis PI(%)	Berat Isi d T/(M3)	Berat Jenis G	Angka Pori e	Kuat geser langsung		Kuat lekan bebas qu Kg/Cm2	Regangan (%)	Keterangan	
							# 10 Kerikil	# 40 Pasir	# 200 Tanah & Lempung							Ø	C					
0					Lempung gelap ( coklat )	A - 7 - 5	99,90	83,37	82,71	53,67	79,40	40,12	39,28	1,031	2,534			27 <sup>u</sup>	0,24	0,29	4	
1					Lanau kalemungan ( coklat muda )	A - 7 - 5	99,36	99,04	98,13	48,71	73,00	37,40	35,60	1,132	2,561			29 <sup>u</sup>	0,27	0,35	4	
2					Lanau kalemungan ( coklat muda )	A - 7 - 5	99,96	99,67	98,32	49,52	75,20	37,46	37,74	1,069	2,551			28 <sup>u</sup>	0,25	0,34	4	
3					Lanau kalemungan ( coklat muda )	A - 7 - 5	100,00	99,82	98,81	46,39	73,10	36,65	36,45	1,154	2,574			29 <sup>u</sup>	0,30	0,36	4	
4					Lanau kalemungan ( coklat muda )	A - 7 - 5	99,96	99,67	98,32	49,52	75,20	37,46	37,74	1,069	2,551			28 <sup>u</sup>	0,25	0,34	4	
5					Lanau kalemungan ( coklat muda )	A - 7 - 5	99,96	99,67	98,32	49,52	75,20	37,46	37,74	1,069	2,551			28 <sup>u</sup>	0,25	0,34	4	
6					Lanau kalemungan ( coklat muda )	A - 7 - 5	99,96	99,67	98,32	49,52	75,20	37,46	37,74	1,069	2,551			28 <sup>u</sup>	0,25	0,34	4	
7					Lanau kalemungan ( coklat muda )	A - 7 - 5	99,96	99,67	98,32	49,52	75,20	37,46	37,74	1,069	2,551			28 <sup>u</sup>	0,25	0,34	4	
8					Lanau kalemungan ( coklat muda )	A - 7 - 5	99,96	99,67	98,32	49,52	75,20	37,46	37,74	1,069	2,551			28 <sup>u</sup>	0,25	0,34	4	





LABORATORIUM JALAN  
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA  
PROVINSI JAWA TIMUR

Jalan Gayung Kebonsari No. 167 Telp. 8288634

SURABAYA

DATA PENGEBORAN DAN PENGUJIAN LABORATORIUM

Pekerjaan : Jembatan "M" Langgaran 1/2, Jurusan Glenmore-Jember  
No. Lubang Bor : B.2

Lokasi : Kabupaten Banyuwangi  
Elev. +

Tanggal :  
Dikerjakan :  
Diperiksa :

Penyelia :  
Teknisi :

Elev.	Kedalaman M.	Log	Zavosi n N	Nomer Coring	Deskripsi	Klasifikasi	Ukuran Analisa Butiran			Kadar air alami Wc (%)	Batas Cair LL(%)	Batas Plastis PL(%)	Index Plastis PI(%)	Berat Isi d T/(M3)	Berat Jenis G	Angka Poros e	Kuat geser langsung		Kuat tekan bebas qu Kg/Cm2	Regangan (%)	Keterangan
							# 10 Kerikil	# 40 Pasir	# 200 Tanah & Lempung							ϕ	C				
0					Lempung kelaruanan (soklat)																
1						A - 7 - 5	98,74	98,06	97,32	58,77	81,30	42,19	39,11	0,945	2,515		26 <sup>v</sup>	0,23	0,28	4	
2						A - 7 - 5	99,72	99,04	98,13	57,27	77,00	40,77	36,23	1,033	2,553		28 <sup>v</sup>	0,28	0,32	4	
3					Larau/kalempungan (corlat muda)	A - 7 - 5	99,61	98,76	98,05	55,04	77,00	39,66	37,35	1,012	2,541		27 <sup>v</sup>	0,26	0,29	4	
4						A - 7 - 5	99,84	98,70	94,65	51,17	75,50	39,23	36,27	1,168	2,562		29 <sup>v</sup>	0,29	0,35	4	
5						A - 7 - 5	99,61	98,76	98,05	55,04	77,00	39,66	37,35	1,012	2,541		27 <sup>v</sup>	0,26	0,29	4	
6						A - 7 - 5	99,84	98,70	94,65	51,17	75,50	39,23	36,27	1,168	2,562		29 <sup>v</sup>	0,29	0,35	4	
7					Larau/kalempungan (corlat kemerahan)	A - 7 - 5	99,84	98,70	94,65	51,17	75,50	39,23	36,27	1,168	2,562		29 <sup>v</sup>	0,29	0,35	4	
8						A - 7 - 5	99,84	98,70	94,65	51,17	75,50	39,23	36,27	1,168	2,562		29 <sup>v</sup>	0,29	0,35	4	





LABORATORIUM JALAN  
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA  
PROVINSI JAWA TIMUR

Jalan Gayung Kebonsari No. 167 Telp. 8233634

SURABAYA

## DATA PENGEBORAN DAN PENGUJIAN LABORATORIUM

Pekerjaan : Jembatan Matengsun + 3 Jalan-jalan Glenmore-Jember  
 No. Lahan/Ber : B.3 Lokasi : Kabupaten Banyuwangi  
 Tinggi : Elev. + : Cukup  
 Dikerjakan :  
 Diprakarsai :  
 Dipelaksana :  
 Penyelia : Teknisi :

Elev.	Kedalaman M.	Log	Elevasi Jl	Nomor Conton	Diskripsi	Klasifikasi	Ukuran Analisa Butiran			Kadar air alami Wc (%)	Batas Cair Cair	Batas Plastis	Index Plastis	Berat isid T/M3)	Berat Jenis G	Angka Pon	Kuat geser langsung		Kuat tekan bebas qu Kg/Cm2	Regangan (%)	Keterangan
							# 10 Kandil	# 40 Pasir	# 200 Tanah & Lempung							ϕ	C				
9						A + 7 - 5	19,36	98,81	98,86	42,74	68,50	32,59	35,81	1,053	2,688		30°	0,36	0,40	5	
10						A + 7 - 5	19,17	28,26	98,11	42,29	68,80	33,57	36,25	1,088	2,593		32°	0,37	0,45	5	
11					Lahan keremutan tanpa kerikil	A + 7 - 5															
12																					
13					Pasir kasar sedikit kerikil + batu kerikil (tidak kelarungan)	A - 3	03,07	40,19	22,84	34,24		N P			1,415	2,713		-	-	-	-
14																					
15						A - 3	59,14	39,27	21,12	33,06		N P			1,431	2,683		-	-	-	-
16																					
17						Gravel															
18					Pasir kasar sedikit kerikil + batu (tidak kelarungan)	Gravel															
19																					
20																					





LABORATORIUM JALAN  
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA  
PROPINSI JAWA TIMUR  
Jalan Gayung Kebonsari No. 167 Telp. 8238634  
**SURABAYA**

## DATA PENGEBORAN DAN PENGUJIAN LABORATORIUM

Pekerjaan : Jembatan "Malangsari" Jl. Jurusan Glenmore-Jember  
No. Lubang Bor : B-4

Lokasi : Kabupaten Banyuwangi  
Elev. + :

Tanggal :  
Dikerjakan :  
Diperiksa :

Penyelia  
Teknisi :



# Design and Manufacturing Reference

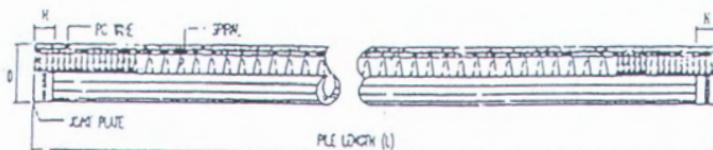
Item	Reference	Description
Design	JIS A 5335 - 1985	Prestressed Spun Concrete Piles
	ACI 543R-74 / 1280	Recommendation for Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Codes
Manufacturing	JIS A 5335 - 1985 WIKA-II-IK-007	Prestressed Spun Concrete Piles Piles Manufacturing Works Instruction

## Specification of Material

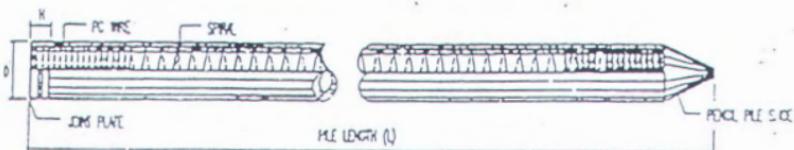
Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1985	Standard specification for Concrete Aggregates	
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Codes	
Cement	SII 0013 - 1981	Quality and testing method of Portland cements	Standard Product type I Special order: type-II or V
Chemical Admixture	ASTM C494 - 1985	Standard specification for chemical admixture for concrete	Type-A: water reducing admixtures
Concrete	JIS A 1132 - 1985	Method of Making and Curing Concrete Specimens	
	JIS A 1108 - 1985	Method of Test Compressive Strength of Concrete	
	NI 2 - PBI - 1971	Indonesian Concrete Codes	Compressive Strength at 28 days : 600 kgf/ cm <sup>2</sup>
Wire	JIS G 3536 - 1985	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and Strand for Prestressed Concrete	SWPD1
Low Carbon Steel Wire	JIS A 3532 - 1985	Low Carbon Steel Wire	SWMA
	JIS G 3101 - 1987	Rolled steel for general structure	SS 41
Welding	ANSI/ AWS D1.1-1990	Structural Welding Code-Steel	AWS A.S.1 / E 6013 NIKKO STEEL RB26/ RD 260, UON-26, or Equivalen

## SHAPE AND

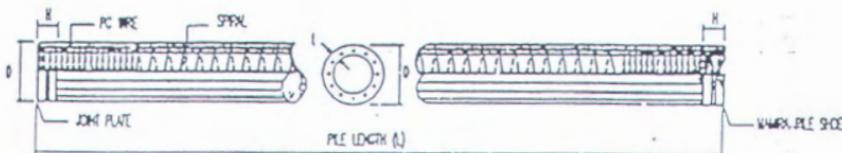
## DIMENSIONS



### MIDDLE PILE

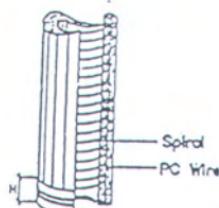
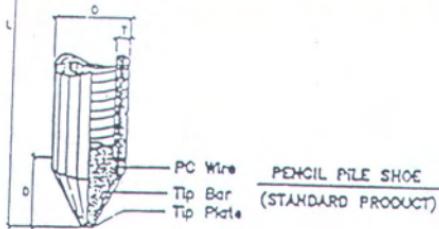
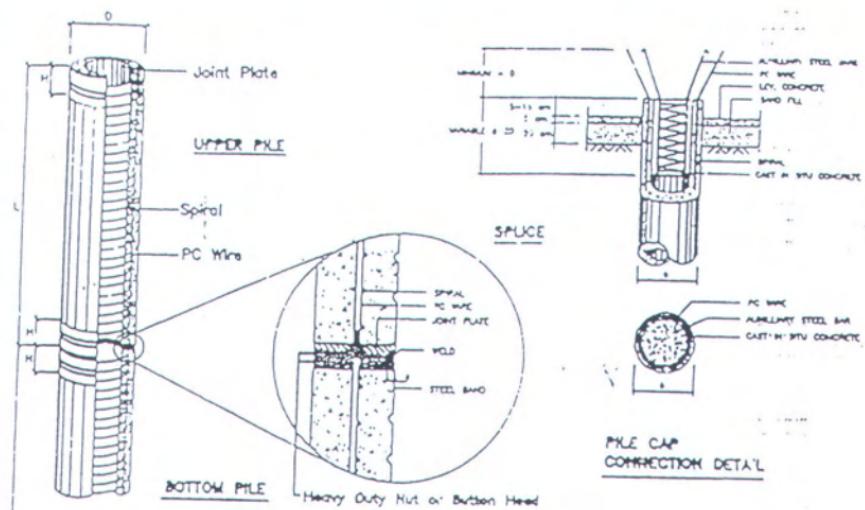


### BOTTOM PILE (PENCIL SHOE) (STANDARD PRODUCT)



### BOTTOM PILE (MAMIRA SHOE) (SPECIAL DESIGN)

Outside Diameter (D-mm)	Wall Thickness (T-mm)	Length of <sup>1)</sup> Single Pile (L-m)	Steel Bond <sup>2)</sup> Length <sup>1)</sup> (H-mm)	Pencil Shoe Length (D-mm)	Unit Weight <sup>3)</sup> (W - kg/m)
300	60	6-13	100	300	110
350	65	6-15	100	350	140
400	75	6-16	150	400	200
450	80	6-16	150	450	240
500	90	6-16	150	500	300
600	100	6-16	150	600	400



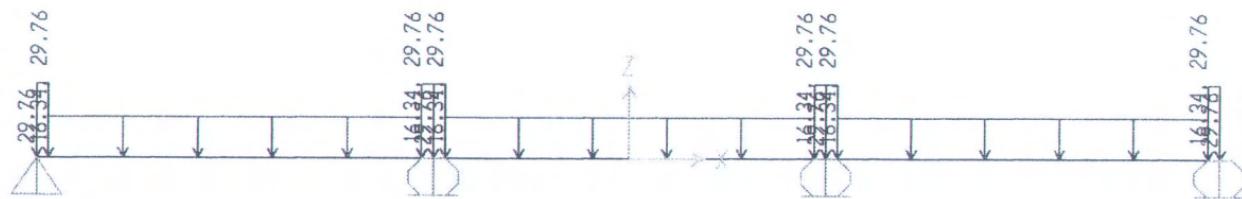
**MAMIRA PILE SHOE  
(SPECIAL ORDER)**

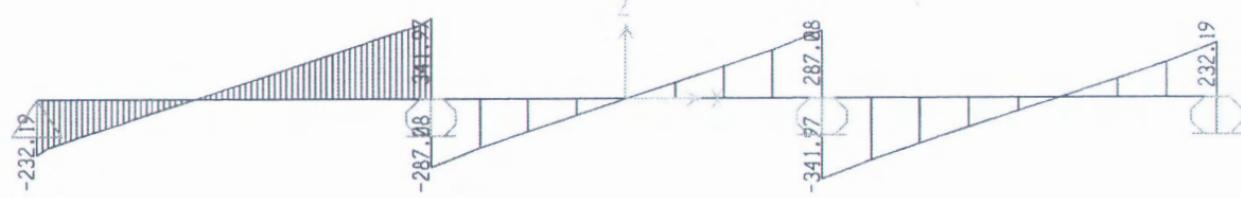
<b>Mamira Pile Shoe (Special design)</b>			<b>Thickness of Weld <math>a</math> (mm)</b>
<b>D (mm)</b>	<b>I (mm)</b>	<b>H (mm)</b>	
300	60	100	8
350	65	100	10
400	75	150	10
450	80	150	10
500	90	150	10
600	100	150	10

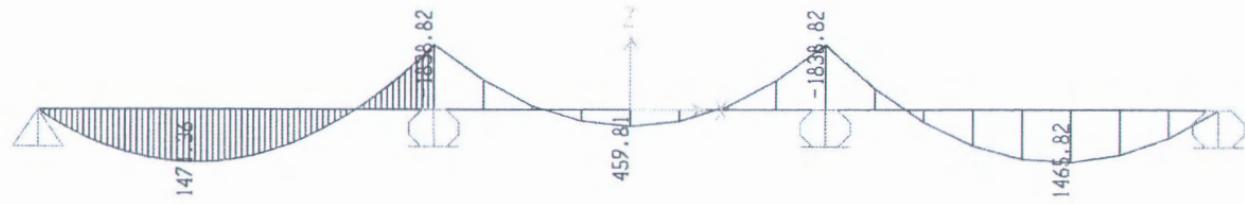
# A PILE CLASSIFICATION

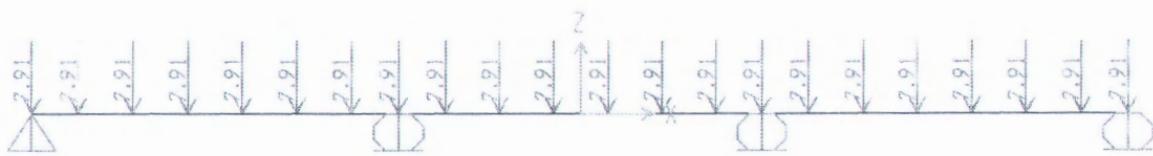
Series	Diameter (mm)	Thickness (mm)	Class	No. of Wires	Axial Area (cm <sup>2</sup> )	Steel Area (cm <sup>2</sup> )	Concrete Area (cm <sup>2</sup> )	Section Modulus (cm <sup>3</sup> )	Effective Modulus (kg/cm <sup>2</sup> )	Allowable Axial Load (T)	Bending Moment	
											Crack (l/m)	Ult. (l/m)
350	70	A1	7	8	3.08	615.75	3711.17	46.74	92.15	3.50	5.25	
			A3	7	12	4.62	615.75	3734.91	66.67	88.89	4.20	6.30
		B	7	16	6.16	615.75	3758.65	84.46	85.97	5.00	9.00	
		C	9	12	7.63	615.75	378143	100.95	83.25	6.00	12.00	
400	75	A2	7	12	4.62	765.77	5405.79	55.25	112.87	5.50	8.25	
			A3	7	16	6.16	765.77	5432.93	70.73	109.71	6.50	9.75
		B	9	12	7.63	765.77	5458.95	80.16	107.79	7.50	13.50	
		C	9	16	10.18	765.77	5460.06	84.84	106.83	7.50	13.50	
450	80	A1	7	12	4.62	929.91	7499.79	46.49	139.20	7.50	11.25	
			A2	7	16	6.16	929.91	7532.03	59.97	135.90	8.50	12.75
		A3	9	12	7.63	929.91	7562.96	67.46	134.04	10.00	15.00	
			7	20	7.70	929.91	7564.27	72.49	132.79	10.00	15.00	
		B	7	24	9.24	929.91	7596.51	84.08	129.92	11.00	19.80	
		C	9	20	12.72	929.91	7669.56	108.62	123.85	12.50	25.00	
500	90	A1	7	16	6.16	1159.25	10362.44	49.45	172.66	10.50	15.75	
			A2	7	20	7.70	1159.25	10399.83	60.19	169.34	12.50	18.75
		A3	9	12	7.63	1159.25	10398.31	56.02	170.63	12.50	18.75	
			7	24	9.24	1159.25	10437.22	70.32	166.21	14.00	21.00	
		B	7	28	10.78	1159.25	10474.61	80.43	163.08	15.00	27.00	
		C	9	24	15.27	1159.25	10583.74	104.56	155.54	17.00	34.00	
600	100	A1	7	20	7.70	1570.80	17255.62	46.00	235.40	17.00	25.50	
			A2	7	24	9.24	1570.80	17303.38	64.13	232.00	19.00	28.50
		A3	9	20	12.72	1570.80	17411.58	66.82	228.69	22.00	33.00	
			7	32	12.32	1570.80	17338.90	69.38	225.62	22.00	33.00	
		B	9	24	16.27	1570.80	17490.53	80.13	221.12	25.00	45.00	
		C	9	32	20.36	1570.80	17548.44	102.89	211.00	28.00	58.00	

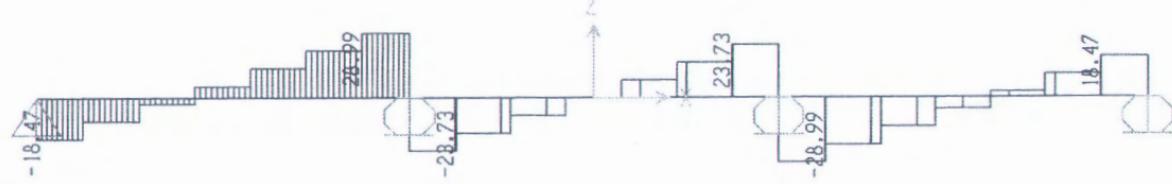
Piles generally comply to JIS A 5335 - 1987 and modified to suit ACI 543 - 1979 & P.B.I 71.  
 Specified Concrete cube Compressive strength is 600 Kg/cm<sup>2</sup> at 28 days.  
 Allowable axial load is applicable to pile acting as a short strut.

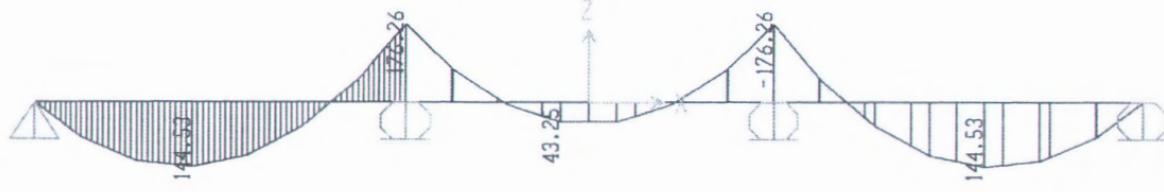


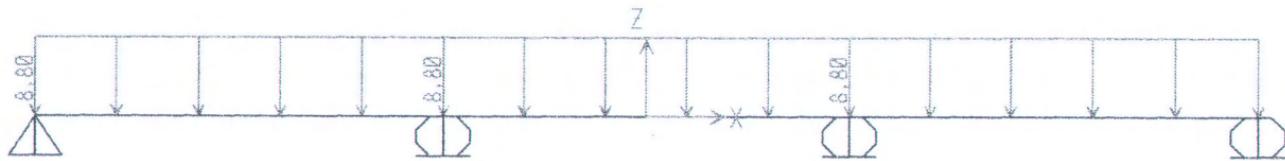


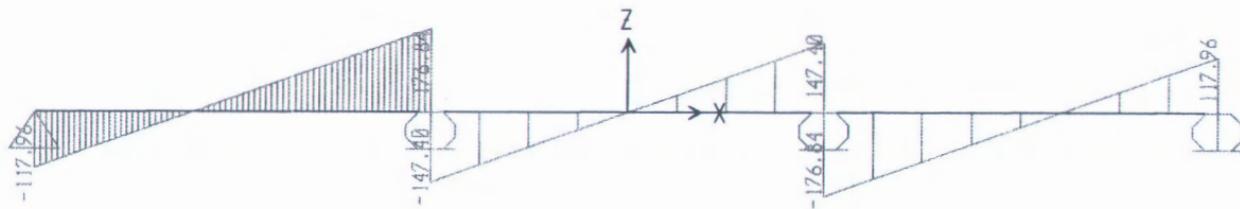


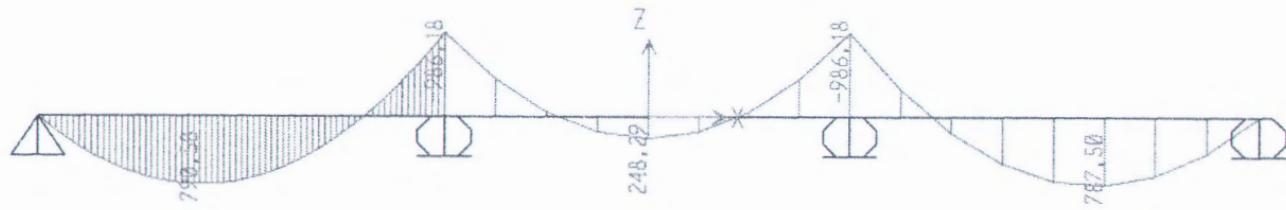


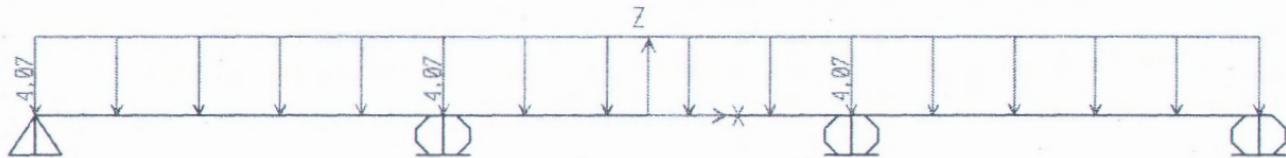


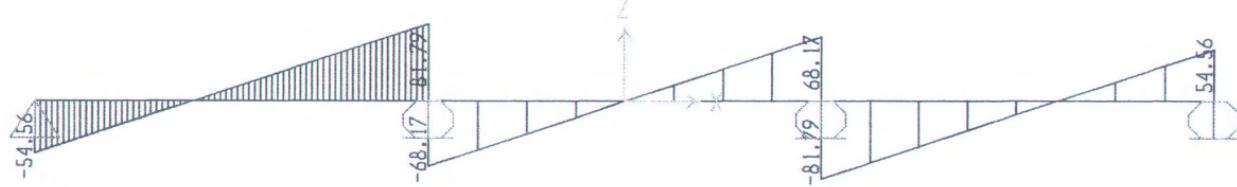


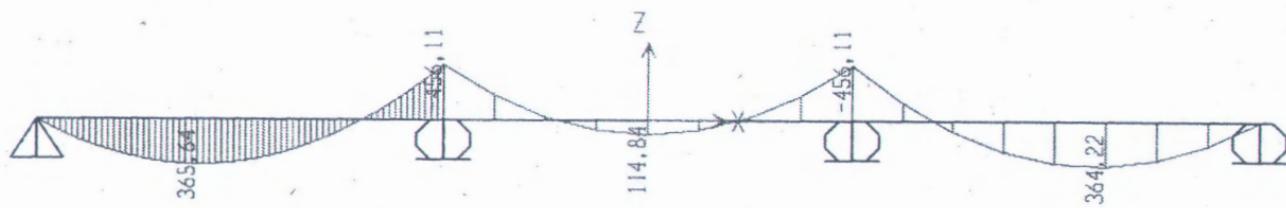


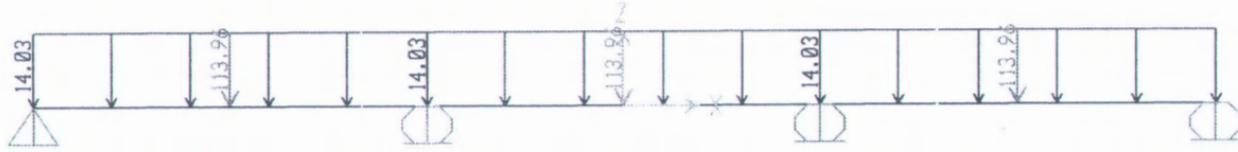


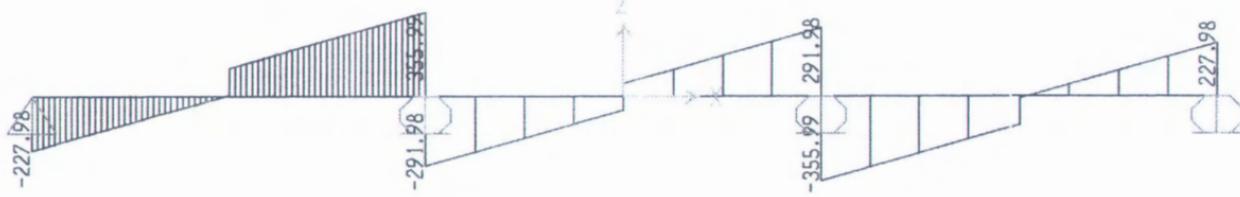


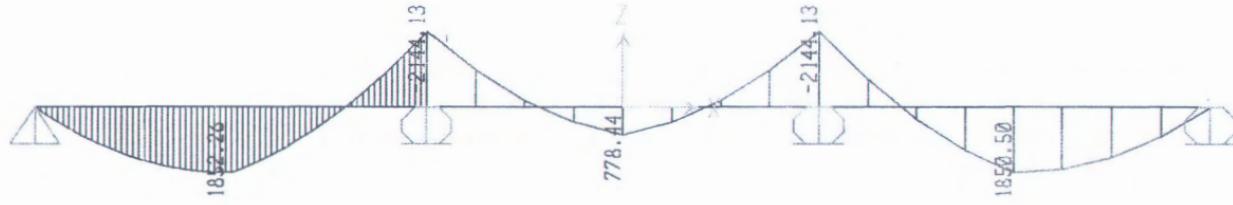


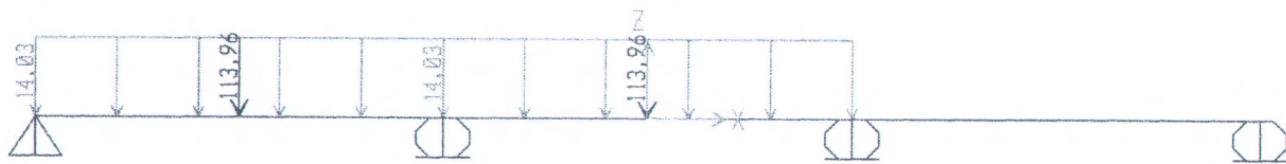


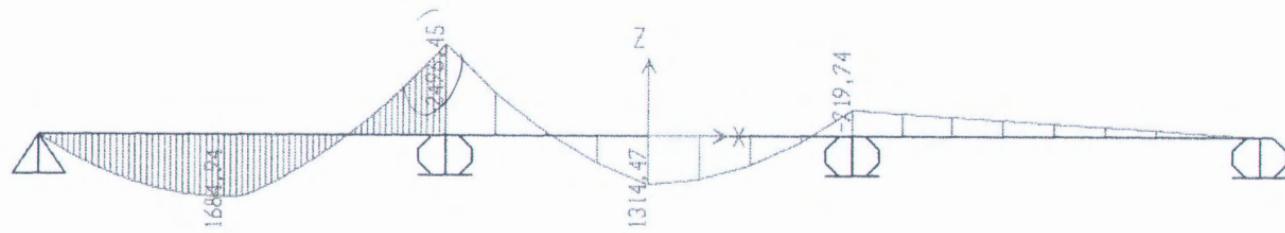


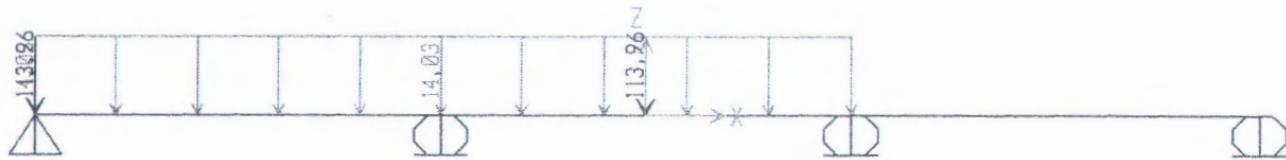


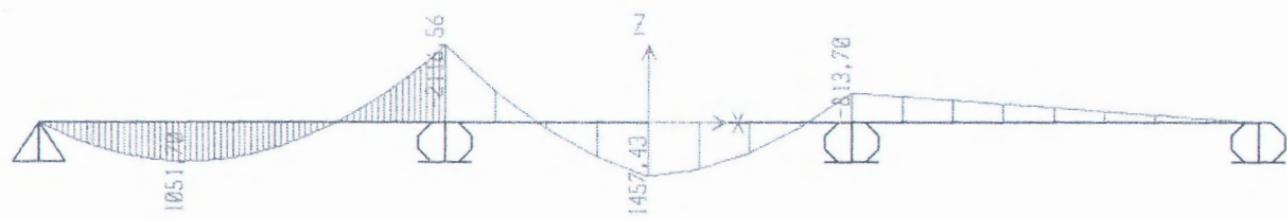


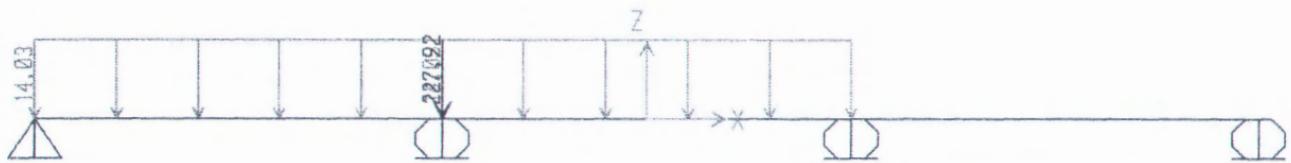


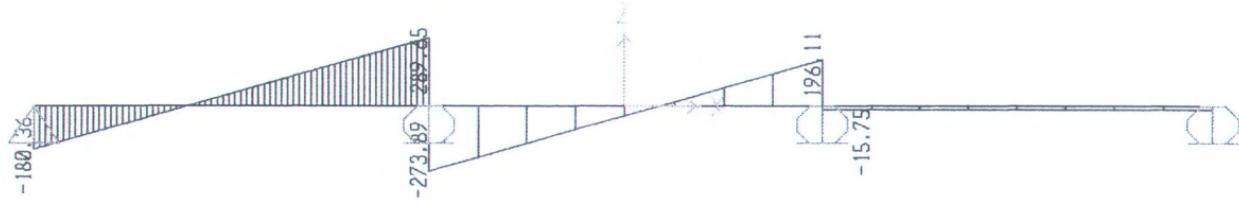


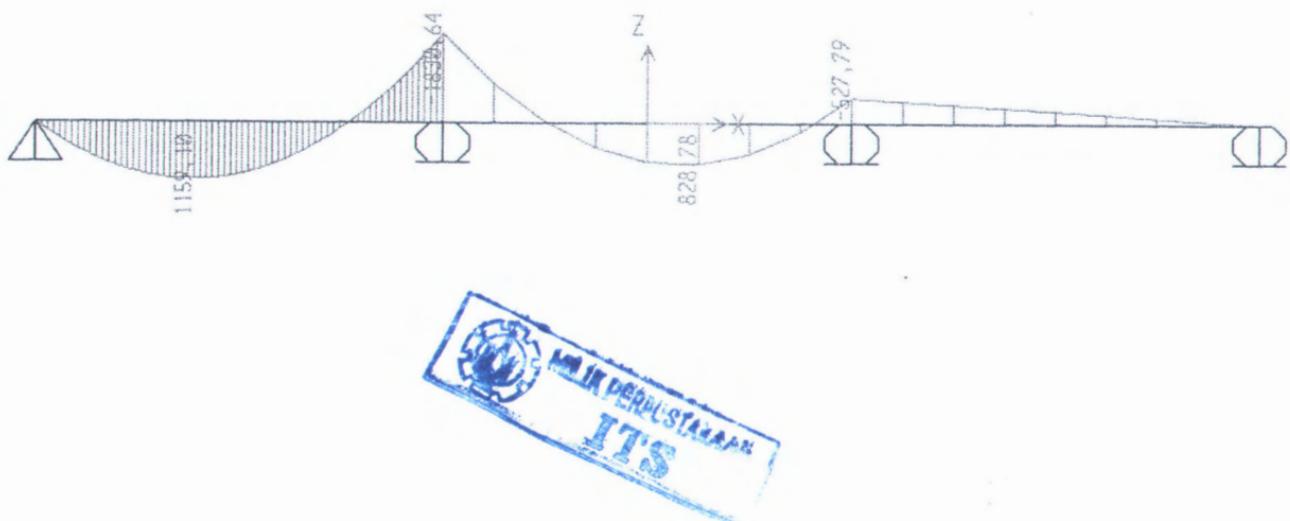


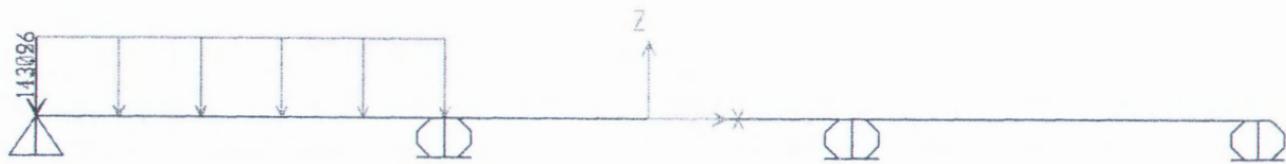


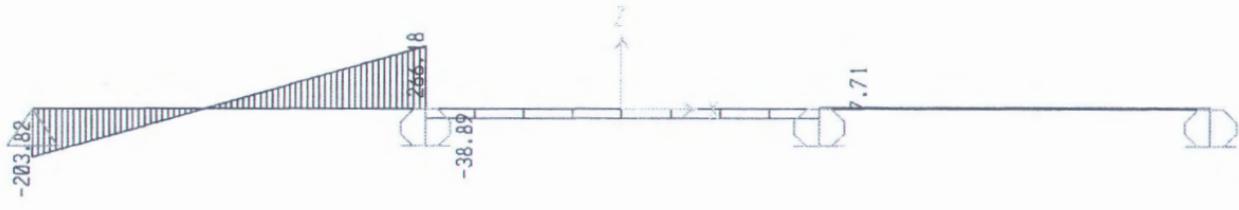


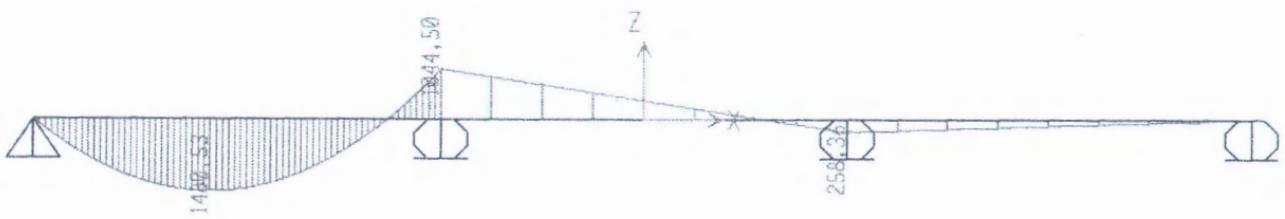


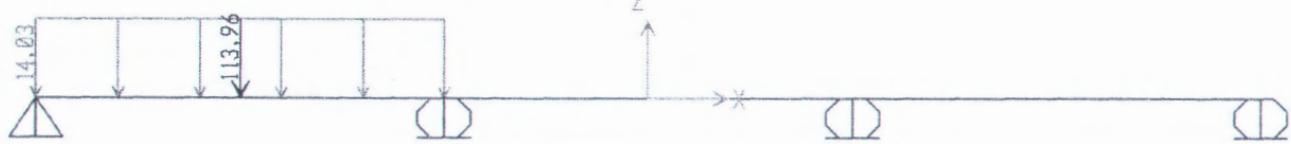


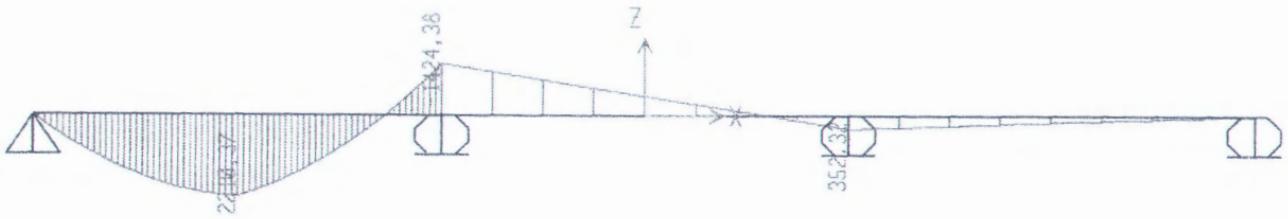


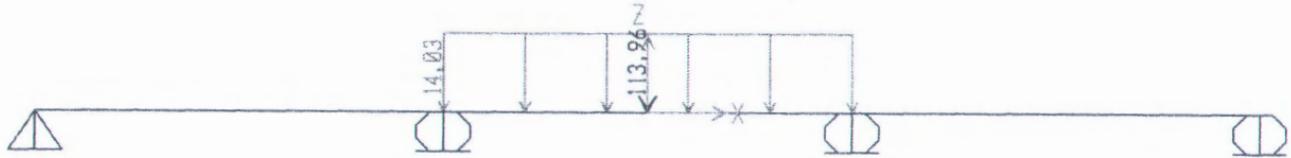


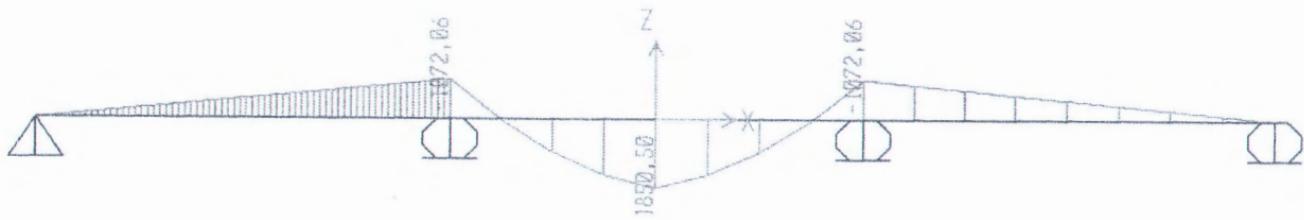


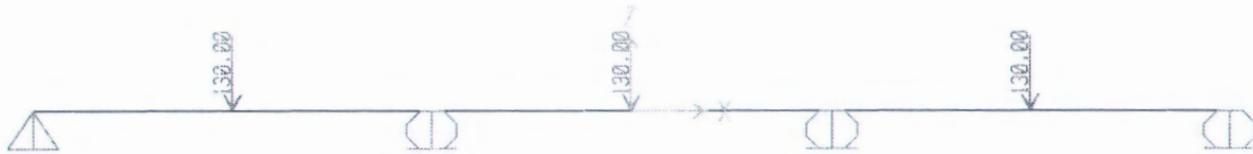


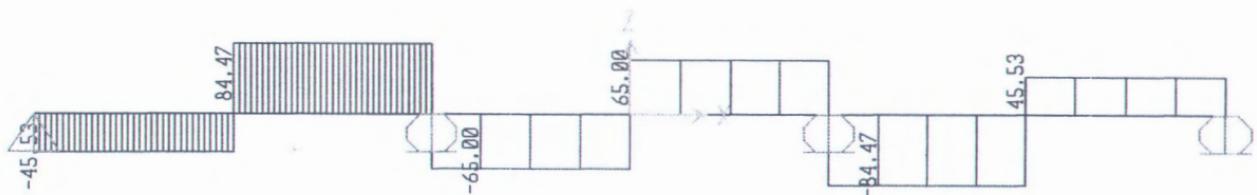


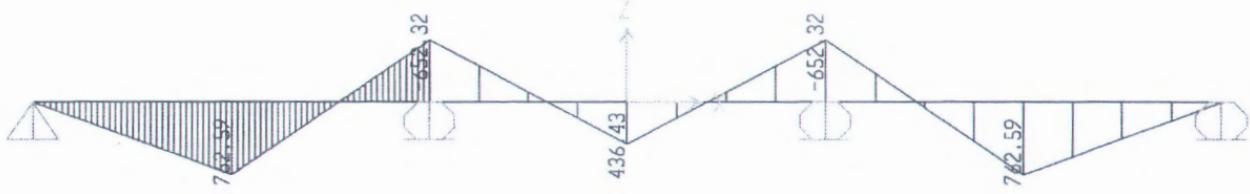






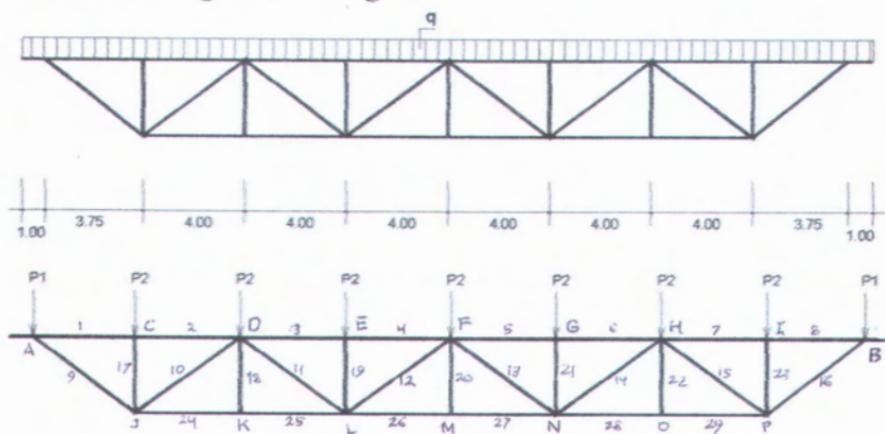






SAP2000 v10.0.1 - File:SAP TA 05-2\_V9 - Moment 3-3 Diagram (LIVE) - KN, m, C Units

## Analisa Bridge Launching



Pembebanan :

Berat sendiri gelagar = 17,139 kN/m

Beban pekerja + peralatan = 2 kN/m +

$$q = 19,139 \text{ kN/m}$$

Beban sepanjang bentang =  $19,139 \times 31,50 = 602,88 \text{ kN}$

disebarluhan pada tiap titik simpul, sehingga :

$$P = 602,88 / 16 = 37,68 \text{ kN}$$

$$P1 = 37,68 \text{ kN} \quad P2 = 75,36 \text{ kN}$$

Reaksi perletakan

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} \times 602,88 = 301,44 \text{ Kn}$$

Perhitungan Gaya Batang

Titik simpul A



$$\sum K_y = 0$$

$$- S_9 \sin \alpha + R_A - 37,68 = 0$$

$$- S_9 \sin \alpha + R_A - 37,68 = 0$$

$$- 3/4,80 S_9 = - 263,76$$

$$\sum K_x = 0$$

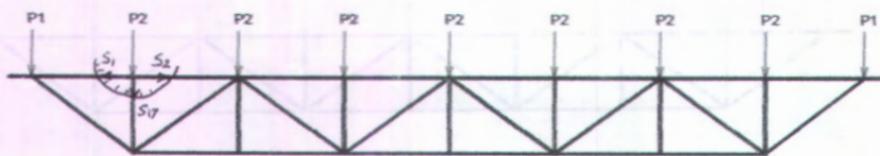
$$S_9 \cos \alpha + S_1 = 0$$

$$(422,02) \cdot 3,75/4,80 + S_1 = 0$$

$$S_1 = - 329,70 \text{ kN (tekan)}$$

$$S_9 = 422,02 \text{ kN (tarik)}$$

### Titik simpul C



$$\sum K_y = 0$$

$$- S_{17} - 75,36 = 0$$

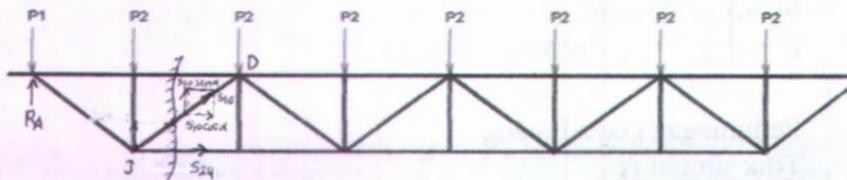
$$S_{17} = - 75,36 \text{ kN (tekan)}$$

$$\sum K_x = 0$$

$$S_1 + S_2 = 0$$

$$S_2 = - 329,70 \text{ kN (tekan)}$$

### Titik simpul J



$$\sum M_D = 0$$

$$- S_{24} \cdot 3 + (301,44 \times 7,75) - (37,68 \times 7,75) - (75,36 \times 4) = 0$$

$$- 3 S_{24} = - 1.742,70$$

$$S_{24} = 580,90 \text{ kN (tarik)}$$

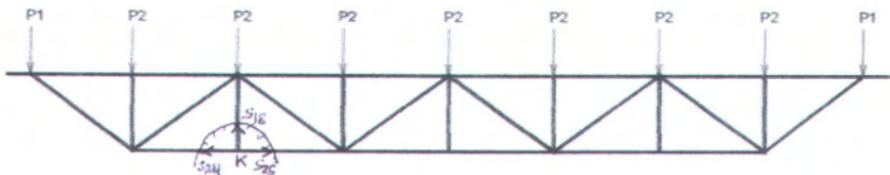
$$\sum K_y = 0$$

$$S_{10} \sin \alpha + 301,44 - 37,68 - 75,36 = 0$$

$$\frac{3}{5} S_{10} = -188,40$$

$$S_{10} = -314 \text{ kN (tekan)}$$

### Titik simpul K



$$\sum K_y = 0$$

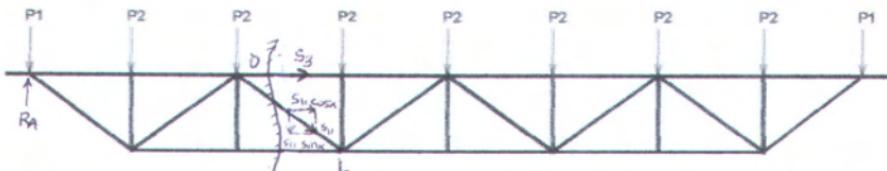
$$S_{18} = 0$$

$$\sum K_x = 0$$

$$S_{25} - S_{24} = 0$$

$$S_{25} = 580,90 \text{ kN (tarik)}$$

### Titik simpul D



$$\sum M_L = 0$$

$$S_3 \cdot 3 + (301,44 \times 11,75) - (37,68 \times 11,75) - (75,36 \times 8) - (75,36 \times 4) = 0$$

$$3 S_3 = -2.194,36$$

$$S_3 = -731,62 \text{ kN (tekan)}$$

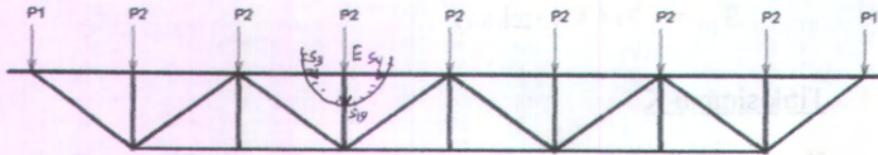
$$\sum K_y = 0$$

$$-S_{11} \sin \alpha + 301,44 - 37,68 - 75,36 - 75,36 = 0$$

$$- \frac{3}{5} S_{11} = -113,04$$

$$S_{11} = 188,40 \text{ kN (tarik)}$$

### Titik simpul E



$$\sum K_y = 0$$

$$-S_{19} - 75,36 = 0$$

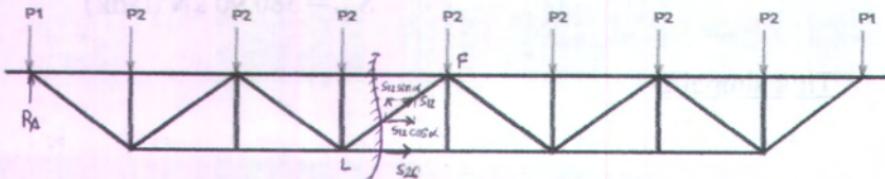
$$S_{19} = -75,36 \text{ kN (tekan)}$$

$$\sum K_x = 0$$

$$S_3 + S_4 = 0$$

$$S_4 = -731,62 \text{ kN (tekan)}$$

### Titik simpul L



$$\sum M_F = 0$$

$$-S_{26} \cdot 3 + (301,44 \times 15,75) - (37,68 \times 15,75) - (75,36 \times 12) - (75,36 \times 8) - (75,36 \times 4) = 0$$

$$-3 S_{26} = -2.345,58$$

$$S_{26} = 781,86 \text{ kN (tarik)}$$

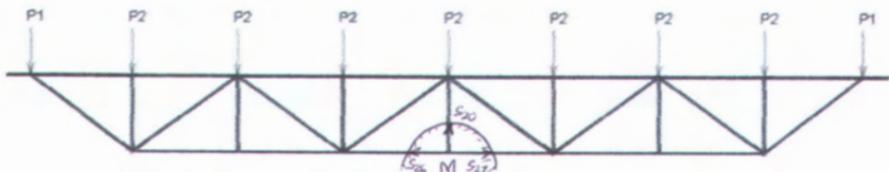
$$\sum K_y = 0$$

$$S_{12} \sin \alpha + 301,44 - 37,68 - 75,36 - 75,36 - 75,36 = 0$$

$$3/5 S_{12} = -37,68$$

$$S_{12} = -62,80 \text{ kN (tekan)}$$

### Titik simpul M



$$\sum K_y = 0$$

$$S_{20} = 0$$

$$\sum K_x = 0$$

$$-S_{26} + S_{27} = 0$$

$$S_{27} = 781,86 \text{ kN (tarik)}$$

Rekapitulasi Gaya Batang

Gaya Batang	Tarik (kN)	Tekan (kN)
S1 = S8	-	329.70
S2 = S7	-	329.70
S3 = S6	-	731.62
S4 = S5	-	731.62
S9 = S16	422.02	-
S10 = S15	-	314.00
S11 = S14	188.40	-
S12 = S13	-	62.80
S17 = S23	-	75.36
S18 = S22	-	-
S19 = S21	-	75.36
S20	-	-
S24 = S29	580.90	-
S25 = S28	580.90	-
S26 = S27	781.86	-

Sehingga gaya batang maksimum :

Tarik = 781,86 kN

Tekan = 731,62 kN

### Perencanaan Batang Tarik

$$Tu = 781,86 \text{ kN} = 78.186 \text{ kg} \quad L = 400 \text{ cm}$$

Direncanakan profil WF 250×175×11×9

$$Ag = 56,24 \text{ cm}^2 \quad \text{Mutu baja BJ 41} \rightarrow fy = 250 \text{ MPa}$$
$$fu = 410 \text{ MPa}$$

Batas kekuatan

$$\text{Leleh : } Tu \leq \varphi Ag fy \rightarrow \varphi = 0,9$$

$$78.186 \text{ kg} \leq 0,9 \times 56,24 \times 2500$$

$$78.186 \text{ kg} < 126.540 \text{ kg (OK)}$$

$$\text{Patah : } Tu \leq \varphi Ae fy \rightarrow \varphi = 0,75 \quad Ae = 0,75 Ag$$

$$78.186 \text{ kg} \leq 0,75 \times (0,75 \times 56,24) \times 2500$$

$$78.186 \text{ kg} < 79.087,50 \text{ kg (OK)}$$

Sehingga profil WF 250×175×11×9 dapat dipakai untuk perencanaan

### Perencanaan Batang Tekan

$$Pu = 731,62 \text{ kN} = 73.162 \text{ kg} \quad L = 400 \text{ cm}$$

Direncanakan profil WF 250×175×11×9

$$Ag = 56,24 \text{ cm}^2 \quad ts = 1,10 \text{ cm} \quad d = 25,00 \text{ cm} \quad iy = 4,18 \text{ cm}$$

$$tb = 0,70 \text{ cm} \quad bf = 17,50 \text{ cm} \quad ix = 10,40 \text{ cm} \quad r = 1,60 \text{ cm}$$

$$h = d - 2(ts + r) = 25,00 - 2(1,10 + 1,60) = 19,60 \text{ cm}$$

$$\text{Mutu baja BJ 41} \rightarrow fy = 250 \text{ MPa} \quad fu = 410 \text{ MPa}$$

Kontrol penampang

$$\text{Sayap} \rightarrow \frac{bf}{2tf} \leq \lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} \quad \text{badan} \rightarrow \frac{h}{tb} \leq \lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}}$$

$$\frac{17,50}{2 \times 1,10} \leq \frac{250}{\sqrt{250}}$$

$$7,95 < 15,81 \text{ (OK)}$$

$$\frac{19,60}{0,70} \leq \frac{665}{\sqrt{250}}$$

$$28 < 42,06 \text{ (OK)}$$

Kelangsungan komponen struktur

Terhadap sumbu x

Terhadap sumbu y

$$\lambda_x = \frac{L}{ix} = \frac{400}{10,40} = 38,46 \quad \lambda_y = \frac{L}{iy} = \frac{400}{4,18} = 95,69 \text{ (menentukan)}$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{95,69}{\pi} \sqrt{\frac{250}{2 \times 10^5}} = 1,08 \rightarrow 0,25 < \lambda < 1,20$$

maka :

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda} = \frac{1,43}{1,6 - (0,67 \times 1,08)} = 1,63$$

Kuat Nominal

$$P_n = Ag \frac{fy}{\omega} = 56,24 \times \frac{2.500}{1,63} = 86.371,13 \text{ kg}$$

Kuat Rencana

$$P_u \leq \phi P_n \rightarrow \phi = 0,85$$

$$73.162 \text{ kg} \leq 0,85 \times 86.371,13$$

$$73.162 \text{ kg} < 73.415,46 \text{ kg (OK)}$$

Sehingga profil WF 250x175x11x9 dapat dipakai untuk perencanaan

## Metode Pelaksanaan Launching Gelagar Utama

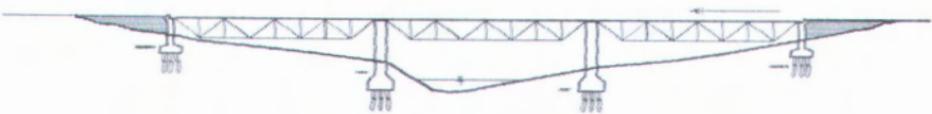
Tahap 1



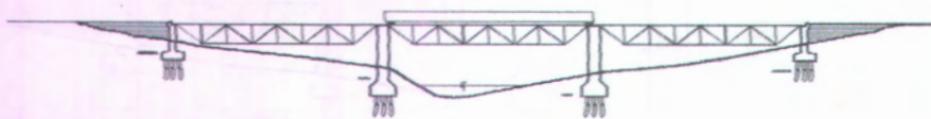
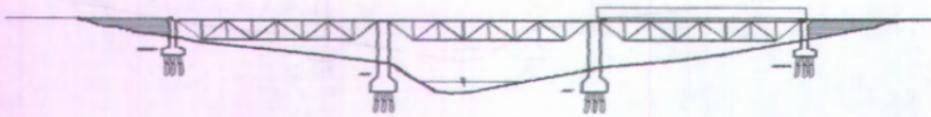
Tahap 2



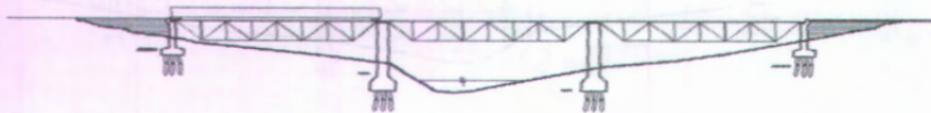
Tahap 3



## Metode Pelaksanaan Launching Gelagar Utama



Tahap 4





Penulis dilahirkan di Sidoarjo, 18 April 1981, merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK DHARMA WANITA SIRING, SDN SIRING 1, SLTPN 1 SIDOARJO, dan SMUN 3 SIDOARJO. Setelah lulus dari SMUN tahun 2000, penulis melanjutkan kuliah di Program Studi D3 Teknik Sipil FTSP-ITS

SURABAYA bidang studi Perhubungan. Pada tahun 2004 Penulis melanjutkan studi Program Lintas Jalur S1 Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS SURABAYA. Penulis sempat aktif mengikuti beberapa pelatihan dan kegiatan seminar yang berguna untuk menambah pengetahuan dibidang Teknik Sipil. Tugas Akhir ini disusun sebagai persyaratan memperoleh gelar sarjana S1 dengan judul " MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN MALANGSARI PADA PROYEK PEMBANGUNAN JALAN LINTAS SELATAN DENGAN BETON PRATEKAN TIPE T STATIS TAK TENTU ", sebagai referensi mata kuliah dibidang struktur khususnya jembatan.