

340057 H/09



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

MILIK PERPUSTAKAAN
ITS

R.S.S
624. 2
Adh
P-I-1
2009

TUGAS AKHIR - PV 0498

**PERENCANAAN ULANG JEMBRAN MALANGSARI
DENGAN SISTEM BALOK PRATEGANG
DI KABUPATEN BANYUWANGI**

ADHI TRIYUGO
NRP. 3107 040 203

Dosen Pembimbing 1
Ir. Ibnu Pudji R., MS

Dosen Pembimbing 2
Ir. Agung Budi Prijanto, M.Eng, Ph.D

PROGRAM DIPLOMA IV TEKNIK SIPIL
Jurusan Prasarana Transportasi
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2009

PERPUSTAKAAN ITS	
Tgl. Terima	12 - 2 - 2009
Terima Dari	H
No. Agenda Prp.	536

REKAM DOKUMEN
113



PERENCANAAN DAN PEMBAHAGIAN
SISTEM BANGUNAN DAN PERALATAN
DOKUMEN

NO. 1000/1000/1000

1000/1000/1000

1000/1000/1000

1000/1000/1000

PERENCANAAN DAN PEMBAHAGIAN	
DOKUMEN	
No. A. 1000/1000/1000	1000/1000/1000
Tanggal	1000/1000/1000
Uraian	1000/1000/1000



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

FINAL PROJECT - PV 0498

**REDESIGN OF MALANGSARI BRIDGE IN BANYUWANGI
USING PRESTRESSED CONCRETE BEAMS**

ADHI TRIYUGO
NRP. 3107 040 203

Main Supervisor
Ir. Ibnu Pudji R., MS

Co.Supervisor
Ir. Agung Budi Prijanto, M.Eng, Ph.D

DIPLOMA IV PROGRAM in CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2009

**PERENCANAAN ULANG STRUKTUR JEMBATAN
MALANGSARI DENGAN SISTEM BALOK PRATEGANG
KABUPATEN BANYUWANGI**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Terapan
Pada
Bidang Studi Teknik Sipil Bangunan Tansportasi
Program Studi DIV Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

ADHI TRIYUGO
NRP. 3107.040.203

SURABAYA, JANUARI 2009

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Pembimbing 1

Ir. IBNU PUDJI R., MS

NIP. 131 618 501

Pembimbing 2

Ir. AGUNG BUDIPRIJANTO, M.Eng, Ph.D

NIP. 131 782 037

ABSTRAK

Jembatan Malangsari adalah bangunan yang menghubungkan jalan daerah Kedung Lembu dengan batas Jember yang terputus oleh tebing dengan kedalaman 20 m lebar 100 m dan ketinggian muka air banjir dari dasar sungai 2 m.

Jembatan Malangsari berlokasi di Ruas Kendeng Lembu dengan batas Jember Kabupaten Banyuwangi, direncanakan dengan panjang 100m, dan dibagi menjadi tiga bentang yaitu (30m+40m+30m), dengan lebar 13,5m, menggunakan struktur balok beton pratekan untuk semua bentang. Tebal pelat lantai 25 cm, sedangkan struktur bawah jembatan menggunakan abutmen dengan pondasi tiang pancang \varnothing 50 cm dan pilar dengan pondasi bore pile \varnothing 2,5m kedalaman 6m.

Mutu beton yang digunakan (f_c') = 29,05 Mpa, mutu beton girder = K800 untuk bentang tengah dan K500 untuk bentang tepi, mutu tegangan leleh baja (f_y) = 400Mpa, menggunakan kabel prestress diameter 12,7 mm dengan luas nominal strand(A_{ps}) = 98,72m², kekuatan putus (f_{pu}) = 183,7 kN, kekuatan tarik batas (f_{pu}) =1860 Mpa, dan modulus elastisitas (ES) = 200000 Mpa.

Kata Kunci : Beton Prategang, Jembatan Malangsari

ABSTRACT

The Malangsari bridge is a structure that connect two region, between Kedung Lembu and Jember, that break by highly valley. It has 20 metres of depth, 100 metres of width and 2 metres height of face river flood.

Location of Malangsari bridge is in Banyuwangi region. This bridge was planned 100 metres of length that broke with 3 span 30m+40m+30m, and 13,5 metres of width. All of girder used full prestressed concrete beams. Thickness of plate was 25 cm, while sub structure used abutment with $\phi 50$ cm pile foundation and pier with bore pile 2,5m.

For all concrete structures used $f_c' = 29,05$ Mpa quality of concrete exept girder concrete. Quality of girder concrete are K800 for 40 metres span and K500 for 30 metres span. The $\phi 12,7$ mm is used for prestressed cable of girder that have $A_{ps} = 98,72$ mm² of cable area, $f_{pu} = 1860$ Mpa, and modulus elasticity ($ICES$) = 200000 Mpa.

Keyword : Pre-stressed Concrete, Malangsari Bridge

KATA PENGANTAR

Kami selaku penyusun mengucapkan puji syukur kepada Allah SWT atas segala karunia dan rahmatNya, kami dapat menyelesaikan dalam penyusunan Tugas Akhir yang berjudul **"PERENCANAAN ULANG STRUKTUR JEMBATAN MALANGSARI DENGAN SISTEM BALOK PRATEGANG KABUPATEN BANYUWANGI."**

Penulis mengucapkan terima kasih sebanyak-banyaknya atas terselesaikannya Laporan Tugas Akhir ini kepada:

1. Orang tua yang telah memberikan kami dorongan baik moral maupun material.
2. Bapak Ir. Ibnu Pudji Rahardjo MS, selaku Dosen Pembimbing 1.
3. Bapak Ir. Agung Budiprijanto M.eng PhD, selaku Dosen Pembimbing 2
4. Bapak Ir. Rachmad Basuki, MS selaku Koordinator Program Studi D IV Teknik Sipil.
5. Dosen wali kami Machsus, ST, MT
6. Teman-teman yang selalu memberikan semangat
7. Semua pihak yang telah membantu dalam proses penyusunan Laporan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari dalam pembuatan Tugas Akhir ini masih membutuhkan kesempurnaan dan terdapat kekurangan. Untuk itu kami memohon kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan Laporan Tugas Akhir ini.

Pada akhirnya kami berharap Tugas Akhir ini dapat membawa manfaat bagi para pembaca khususnya mahasiswa DIV Teknik Sipil.

Surabaya, Januari 2009

Penulis

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
ABSTRAK	ii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	v
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR GAMBAR	xiv
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Perumusan Masalah	3
1.3. Batasan Masalah	4
1.4. Maksud dan Tujuan	5
1.5. Manfaat Perancangan	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Struktur Jembatan	7
2.2. Data dan Bahan	9
2.2.1. Beton	9
2.2.2. Baja	10
2.2.3. Strand Baja	10
2.3. Analisa Struktur Jembatan	11
2.3.1. Dasar Perencanaan	12
2.3.2. Analisis Pembebanan Struktur Jembatan	13
2.3.2.1. Beban Mati	13
2.3.2.2. Beban Hidup	13
2.3.2.3. Beban Lateral	16
2.3.2.4. Kombinasi Beban	18
2.4. Bangunan Atas Jembatan	19
2.4.1. Perencanaan Sandaran	19
2.4.1.1. Gaya yang bekerja pada tiang sandaran	19
2.4.1.2. Cek Kekuatan Profil Pipa Sandaran	20
2.4.2. Perencanaan Kerb	20
2.4.3. Perencanaan Pelat	21
2.4.4. Perencanaan Gelagar	21
2.4.4.1. Gelagar Beton Prategang	22

2.4.5 Perencanaan Elastomer	26
2.4.5.1 Penentuan Beban Dan Gerakan Terburuk	27
2.4.5.2 Pemilihan Perletakan	28
2.5 Bangunan Bawah Jembatan	30
2.5.1 Kepala Jembatan (Abutment)	30
2.5.2 Pilar	33
2.5.3 Pondasi Tiang Pancang	34
2.5.3.1 Perhitungan Daya Dukung Akibat Beban Horisontal	35
2.5.3.2 Kekuatan Tiang Pancang	35
2.5.4 Pondasi Sumuran	36
2.6 Bangunan Pelengkap Jembatan	37
2.6.1 Pelat Injak	37
2.6.2 Wingwall (Tembok Sayap)	38
2.7 Penulangan Jembatan	38
2.7.1 Penulangan Pelat Lantai	38
2.7.1.1 Kontrol Stabilitas Pelat Lantai	40
2.7.2 Analisis Penulangan Struktur Jembatan	41
2.7.2.1 Perencanaan Penulangan	41
2.7.2.2 Kontrol Stabilitas Balok	43
BAB III METODOLOGI	
3.1. Pengumpulan data	45
3.2. Metode Perencanaan Jembatan	46
3.3. Analisa Perencanaan Jembatan	46
3.3.1 Preliminary desain	46
3.3.2 Perencanaan Bangunan Atas	47
3.3.3 Perencanaan Bangunan Bawah	48
3.3.4 Perencanaan Bangunan Pelengkap	49
3.3.5 Penggambaran	49
3.3.6 Rencana Anggaran Biaya	49
3.3.7 Penulisan Laporan	50
BAB IV PERENCANAAN ELEMEN BANGUNAN ATAS	
4.1. Perencanaan Dimensi Struktur Utama	55
4.1.1. Perencanaan Dimensi Pelat	55

4.1.2. Balok Utama Beton Prategang	56
4.2. Perencanaan Struktur Sekunder	61
4.2.1. Perencanaan Pipa sandaran	61
4.2.2. Perencanaan Tiang Sandaran	65
4.2.3. Perencanaan Kerb	69
4.2.4. Perencanaan Pelat Kantilever	71
4.2.5. Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan	75
4.3. Perencanaan Struktur Utama	84
4.3.1. Perencanaan Balok Prategang 40 m	85
4.3.1.1 Analisa Penampang Balok 40 m Sebelum Komposit	89
4.3.1.2 Analisa Penampang Balok 40 m Setelah Komposit	92
4.3.1.3 Analisis Strand Balok 40 m	95
4.3.1.4 Analisis Fase Sebelum Komposit	108
4.3.1.5 Analisis Fase Konstruksi	122
4.3.1.6 Analisis Fase Setelah Komposit	137
4.3.2. Perencanaan Balok Prategang 30 m	156
4.3.2.1 Analisa Penampang Balok 30 m Sebelum Komposit	161
4.3.2.2 Analisa Penampang Balok 30 m Setelah Komposit	163
4.3.2.3 Analisis Strand Balok 30 m	165
4.3.2.4 Analisis Fase Sebelum Komposit	176
4.3.2.5 Analisis Fase Konstruksi	188
4.3.2.6 Analisis Fase Setelah Komposit	201
BAB V PERENCANAAN ELEMENT BANGUNAN BAWAH	
5.1. Perencanaan Abutment	217
5.1.1. Pondasi Tiang Pancang	218
5.1.2. Poer	238
5.1.3. Dinding Abutment	243
5.1.4. Longitudinal Stopper 1	246
5.1.5. Longitudinal Stopper 2	248
5.1.6. Lateral Stopper	251

5.1.7. Korbel	253
5.2. Perencanaan Pilar	256
5.2.1. Pondasi tiang cor ditempat (<i>bore pile</i>)	256
5.2.2. Poer	275
5.2.3. Longitudinal Stopper	280
5.2.4. Pilar	283
BAB VI PERLETAKAN	
6.1. Dasar Perencanaan	323
6.2. Analisa Pembebanan	323
6.2.1. Analisa pembebanan untuk beban gempa rencana	323
6.3. Kontrol Perletakan	329
BABVII PERENCANAAN BANGUNAN PELENGKAP	
7.1. Perencanaan Pelat Injak	331
7.1.1. Dimensi Pelat Injak	331
7.1.2. Analisa Pembebanan	332
7.2. Perencanaan Wing Wall	334
7.2.1. Dimensi Wing Wall	334
7.2.2. Analisis Pembebanan	335
7.2.3. Perhitungan Momen dan Gaya Lintang	337
7.2.4. Penulangan	337
BAB VIII RENCANA ANGGARAN BIAYA	
8.1. Analisa Harga Satuan	341
8.2. Rencana Anggaran Biaya	352
BAB IX PENUTUP	
9.1. Kesimpulan	357
9.2. Saran	358
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	
GAMBAR DESAIN	
BIODATA PENULIS	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1.	Selimut Nominal untuk Acuan dan Kompaksi Standar	10
Tabel 2.2.	Sifat-sifat Strand-Relieved dengan tujuh Kawat Tanpa Pelapisan.(ASTM A-416) ...	11
Tabel 2.3.	Faktor Beban Dinamik untuk "KEL" Lajur "D"	15
Tabel 2.4.	Gaya Rem	16
Tabel 2.5.	Koefisien Seret Cw	17
Tabel 2.6.	Kecepatan Angin Rencana	18
Tabel 2.7.	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana	19
Tabel 2.8.	Tinggi Pelat Beton Bertulang	21
Tabel 2.9.	Harga ϕ Untuk Tiap Jenis Tanah	31
Tabel 2.10.	Jenis Pondasi Berdasarkan Kedalaman Tanah Keras	36
Tabel 4.1.	Data Pipa Sandaran	62
Tabel 4.2.	Faktor Beban Untuk Sandaran	62
Tabel 4.3.	Tabel Berat Bahan Untuk Sandaran	62
Tabel 4.4.	Tabel Faktor Beban Untuk Kerb	69
Tabel 4.5.	Tabel Berat Bahan	87
Tabel 4.6.	Perhitungan analisa penampang pada tumpuan	89
Tabel 4.7.	Perhitungan analisis penampang pada lapangan	91
Tabel 4.8.	Perhitungan analisa penampang pada tumpuan	92
Tabel 4.9.	Perhitungan analisa penampang pada lapangan	94
Tabel 4.10.	Tabel penegangan kabel	95
Tabel 4.11.	Posisi tendon dari serat bawah balok	96
Tabel 4.12.	Momen Inersia & Garis Netral Sebelum Komposit	98
Tabel 4.13.	Posisi tendon terhadap cgc sebelum komposit	99

Tabel 4.14.	Perhitungan (e) sebelum komposit	101
Tabel 4.15.	Garis netral dan I_x komposit	103
Tabel 4.16.	Posisi tendon terhadap cgc setelah komposit	105
Tabel 4.17.	Perhitungan (e) sebelum komposit	107
Tabel 4.18.	Momen dan gaya lintang akibat berat girder	109
Tabel 4.19.	Perhitungan α (sudut per pias)	111
Tabel 4.20.	Perhitungan F_2	113
Tabel 4.21.	Perhitungan f_{c1r}	116
Tabel 4.22.	Perhitungan kehilangan gaya akibat perpendekan elastis	118
Tabel 4.23.	Perhitungan tegangan sesaat setelah transfer gaya prategang	120
Tabel 4.24.	Analisis momen dan gaya lintang balok utama (bs)	124
Tabel 4.25.	Analisis momen dan gaya lintang balok diafragma (Bd)	125
Tabel 4.26.	Analisis momen dan gaya lintang beban pelat (PP)	127
Tabel 4.27.	Analisis Momen dan gaya lintang beton basah1 (BB1)	128
Tabel 4.28.	Analisis momen dan gaya lintang beton basah2 (BB2)	130
Tabel 4.29.	Momen dan gaya lintang beban pekerja (Mbp)	131
Tabel 4.30.	Analisis tegangan saat pengecoran	134
Tabel 4.31.	Analisis tegangan setelah pengecoran	136
Tabel 4.32.	Momen dan gaya lintang akibat beban mati	139
Tabel 4.33.	Momen dan gaya lintang akibat beban UDL	141
Tabel 4.34.	Momen dan gaya lintang akibat beban KEL	143
Tabel 4.35.	Analisis volume dan luas beton per pias ...	145

Tabel 4.36.	Kehilangan akibat susut	147
Tabel 4.37.	Perhitungan $f_{c'ds}$	149
Tabel 4.38.	Kehilangan akibat rangkak (CR)	151
Tabel 4.39.	Kehilangan akibat relaksasi baja (RE)	153
Tabel 4.40.	Tegangan pada fase sesudah komposit.....	155
Tabel 4.41.	Tabel Berat Bahan	159
Tabel 4.42.	Perhitungan analisa penampang pada tumpuan	161
Tabel 4.43.	Perhitungan analisis penampang pada lapangan	162
Tabel 4.44.	Perhitungan analisa penampang pada tumpuan	164
Tabel 4.45.	Perhitungan analisa penampang pada lapangan	165
Tabel 4.46.	Tabel penegangan kabel	166
Tabel 4.47.	Posisi tendon dari serat bawah balok	167
Tabel 4.48.	Momen Inersia & Garis Netral Sebelum Komposit	169
Tabel 4.49.	Posisi tendon terhadap cgk sebelum komposit	170
Tabel 4.50.	Perhitungan (e) sebelum komposit	171
Tabel 4.51.	Garis netral dan I_x komposit	173
Tabel 4.52.	Posisi tendon terhadap cgk setelah komposit	174
Tabel 4.53.	Perhitungan (e) sebelum komposit	176
Tabel 4.54.	Momen dan gaya lintang akibat berat girder	177
Tabel 4.55.	Perhitungan α (sudut per pias)	178
Tabel 4.56.	Perhitungan F_2	180
Tabel 4.57.	Perhitungan $f_{c'ir}$	183
Tabel 4.58.	Perhitungan kehilangan gaya akibat perpendekan elastis	184
Tabel 4.59.	Perhitungan tegangan sesaat setelah transfer gaya prategang	186

Tabel 4.60.	Analisis momen dan gaya lintang balok utama (bs)	190
Tabel 4.61.	Analisis momen dan gaya lintang balok diafragma (Bd)	191
Tabel 4.62.	Analisis momen dan gaya lintang beban pelat (PP)	192
Tabel 4.63.	Analisis Momen dan gaya lintang beton basah1 (BB1)	193
Tabel 4.64.	Analisis momen dan gaya lintang beton basah2 (BB2)	195
Tabel 4.65.	Momen dan gaya lintang beban pekerja (Mbp)	196
Tabel 4.66.	Analisis tegangan saat pengecoran	198
Tabel 4.67.	Analisis tegangan setelah pengecoran	200
Tabel 4.68.	Momen dan gaya lintang akibat beban mati	203
Tabel 4.69.	Momen dan gaya lintang akibat beban UDL	204
Tabel 4.70.	Momen dan gaya lintang akibat beban KEL	205
Tabel 4.71.	Analisis volume dan luas beton per pias ...	207
Tabel 4.72.	Kehilangan akibat susut	208
Tabel 4.73.	Perhitungan <i>fcds</i>	210
Tabel 4.74.	Kehilangan akibat rangkai (CR)	211
Tabel 4.75.	Kehilangan akibat relaksasi baja (RE)	213
Tabel 4.76.	Tegangan pada fase sesudah komposit.....	215
Tabel 5.1.	Perhitungan berat abutment	220
Tabel 5.2.	Perhitungan statis momen	221
Tabel 5.3.	Perhitungan Momen dan gaya pada center poer	228
Tabel 5.4.	Perhitungan kemampuan per tiang	230
Tabel 5.5.	Perhitungan daya dukung tanah B3	232
Tabel 5.6.	Perhitungan daya dukung tanah B2	233
Tabel 5.7.	Perhitungan kemampuan ultimate per tiang	239

Tabel 5.8.	Perhitungan gaya dan momen pada dinding abutment	244
Tabel 5.9.	Perhitungan gaya dan momen longitudinal stopper 1	247
Tabel 5.10.	Perhitungan gaya dan momen longitudinal stopper 2	249
Tabel 5.11.	Perhitungan gaya dan momen lateral stopper	252
Tabel 5.12.	Perhitungan gaya dan momen korbél	254
Tabel 5.13.	Perhitungan berat pilar	259
Tabel 5.14.	Perhitungan statis momen	259
Tabel 5.15.	Perhitungan Momen dan gaya pada center poer	268
Tabel 5.16.	Perhitungan kemampuan per tiang	271
Tabel 5.17.	Perhitungan kemampuan ultimate per tiang	276
Tabel 5.18.	Perhitungan gaya dan momen longitudinal stopper	281
Tabel 6.1.	Perhitungan gaya gesek	326
Tabel 6.2.	Perhitungan Gaya Gempa bentang 40m	326
Tabel 6.3.	Perhitungan Gaya Vertikal Rencana	326
Tabel 6.4.	Perhitungan gaya vertikal dan horisontal ..	326
Tabel 7.1.	Faktor Beban Pelat Injak	331
Tabel 7.2.	Berat Bahan Pelat Injak	332

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1.	Peta Lokasi Jembatan Malangsari	2
Gambar 1.2.	Potongan melintang Jembatan Malangsari	3
Gambar 2.1.	Kedudukan Beban Lajur "D"	14
Gambar 2.2.	Pembebanan Truk "T"	15
Gambar 2.3.	Kerb	21
Gambar 2.4.	Elastomer bearing	28
Gambar 2.5.	Arah gaya tekanan tanah aktif	31
Gambar 2.6.	Gaya lateral tekanan tanah akibat gempa ...	32
Gambar 3.1.	Garis besar diagram alir jembatan	50
Gambar 3.2.	Diagram alir perencanaan bangunan atas ...	51
Gambar 3.3.	Diagram alir perencanaan bangunan bawah	52
Gambar 3.4.	Diagram alir perencanaan pondasi	53
Gambar 3.5.	Diagram alir perencanaan elastomer dan bangunan pelengkap	54
Gambar 4.1.	Analisis posisi roda pada plat lantai kendaraan	55
Gambar 4.2.	Penyebaran beban roda pada posisi A.....	56
Gambar 4.3.	Penyebaran beban roda pada posisi B	57
Gambar 4.4.	Penyebaran beban roda pada posisi C	58
Gambar 4.5.	Beban hidup arah horisontal dan vertikal Pada sandaran	53
Gambar 4.6.	Momen arah vertikal pipa sandaran	63
Gambar 4.7.	Momen arah horizontal pipa sandaran	64
Gambar 4.8.	Gaya yang bekerja pada tiang sandaran	65
Gambar 4.9.	Penulangan tiang sandaran	68
Gambar 4.10.	Detail potongan penulangan tiang sandaran	69
Gambar 4.11.	Gaya yang bekerja pada kerb	69
Gambar 4.12.	Tulangan kerb	71
Gambar 4.13.	Gaya yang bekerja pada plat kantilever	72
Gambar 4.14.	Pembebanan truk pada lantai kendaraan	76
Gambar 4.15.	Permodelan mekanika pelat	77
Gambar 4.16.	Perhitungan momen lapangan plat B-C	79
Gambar 4.17.	Momen lapangan plat C-D	80

Gambar 4.18.	Momen lapangan plat D – E	81
Gambar 4.19.	Bidang momen MD dan ML pada plat lantai	82
Gambar 4.20.	Penampang balok tumpuan	85
Gambar 4.21.	Penampang Balok Lapangan	86
Gambar 4.22.	Penampang Tumpuan Balok Sebelum Komposit	89
Gambar 4.23.	Penampang lapangan balok sebelum komposit	90
Gambar 4.24.	Penampang Tumpuan Balok Setelah Komposit	92
Gambar 4.25.	Penampang Lapangan Balok Setelah Komposit	93
Gambar 4.26.	Posisi Tendon terhadap sisi bawah	95
Gambar 4.27.	Posisi tendon pada penampang tumpuan dan lapangan balok prategang	97
Gambar 4.28.	Pembebanan BBI	123
Gambar 4.29.	Penampang balok tumpuan	157
Gambar 4.30.	Penampang Balok Lapangan	158
Gambar 4.31.	Penampang Tumpuan Balok Sebelum Komposit	161
Gambar 4.32.	Penampang lapangan balok sebelum komposit	162
Gambar 4.33.	Penampang Tumpuan Balok Setelah Komposit	163
Gambar 4.34.	Penampang Lapangan Balok Setelah Komposit	164
Gambar 4.35.	Posisi Tendon terhadap sisi bawah	166
Gambar 4.36.	Posisi tendon pada penampang tumpuan dan lapangan balok prategang	168
Gambar 4.37.	Pembebanan BBI	189
Gambar 5.1.	Perencanaan Abutment pada kedua pangkal jembatan	217
Gambar 5.2.	Konfigurasi tiang pancang pada abutment ...	219
Gambar 5.3.	Pembagian segmen abutment	220

Gambar 5.4.	Asumsi beban lalu lintas	223
Gambar 5.5.	Urutan konfigurasi tiang pancang	229
Gambar 5.6.	Analisis gaya pada poer	241
Gambar 5.7.	Analisis Pembebanan pada dinding abutment	243
Gambar 5.8.	Analisis pembebanan pada longitudinal stopper 1	246
Gambar 5.9.	Analisis pembebanan pada longitudinal stopper 2	249
Gambar 5.10.	Analisis pembebanan lateral stopper	251
Gambar 5.11.	Analisis pembebanan korbrel	254
Gambar 5.12.	Konfigurasi pondasi bore pile	256
Gambar 5.13.	Pembagian segmen pilar	258
Gambar 5.14.	Asumsi beban lalu lintas	261
Gambar 5.15.	Konfigurasi tiang bor	270
Gambar 5.16.	Hasil diagram interaksi kolom dari PCA Col	274
Gambar 5.17.	Analisis gaya pada poer arah X	276
Gambar 5.18.	Analisis gaya pada poer arah Y	277
Gambar 5.19.	Permodelan mekanika teknik	278
Gambar 5.20.	Analisis pembebanan pada longitudinal stopper 1	281
Gambar 5.21.	Permodelan portal dalam SAP 2000	283
Gambar 5.22.	Beban mati bentang 30 m	285
Gambar 5.23.	Beban mati bentang 40 m	286
Gambar 5.24.	Beban KEL + UDL bentang 30 m	287
Gambar 5.25.	Beban KEL + UDL bentang 40 m	288
Gambar 5.26.	Beban hidup trotoar bentang 30m	289
Gambar 5.27.	Beban hidup trotoar bentang 40m	289
Gambar 5.28.	Beban gempa arah x dominan	291
Gambar 5.29.	Beban gempa arah y dominan	291
Gambar 5.30.	Diagram interaksi K1	311
Gambar 5.31.	Diagram interaksi K2	314
Gambar 5.32.	Diagram interaksi K3	317
Gambar 5.33.	Diagram interaksi K4	320

Gambar 6.1.	Perletakan Elastomer	327
Gambar 7.1.	Dimensi Pelat Injak	332
Gambar 7.2.	Gaya yang Bekerja Arah Vertikal Pada Wing Wall	335
Gambar 7.3.	Gaya yang Bekerja Arah Horizontal Pada Wing Wall	336

ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

BAB I PENDAHULUAN

BAB I PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Jembatan merupakan suatu bagian dari jalan raya yang berfungsi untuk menghubungkan jalan yang terputus yang disebabkan adanya rintangan seperti sungai, danau, lembah, jurang, dan lain – lain. Jembatan yang melalui rintangan sungai disebut dengan aquaduct. Jembatan yang akan kita bahas adalah Jembatan Malangsari, merupakan jembatan aquaduct karena jembatan ini melewati sungai.

Jembatan Malangsari dibangun di daerah perbukitan dengan tebing yang cukup curam dan kondisi eksisting merupakan lahan yang masih kosong. Pada musim penghujan, kondisi muka air banjir sampai pada elevasi -23,00 meter dari muka atas lantai jembatan. Berdasarkan hasil uji tanah berupa tes sondir dan boring yang dilakukan pada kedua sisi pangkal jembatan, dapat diketahui jenis lapisan tanah adalah lempung kecoklatan.

Lokasi jembatan ini terletak pada daerah dengan lalu lintas yang tidak begitu padat. Oleh karena itu, jembatan ini direncanakan dengan dua lajur saja. Jembatan Malangsari merupakan jembatan yang sering dilewati oleh kendaraan berat dan merupakan jalur utama transportasi dari Ruas Kendeng Lembu – Batas Jember Kabupaten Banyuwangi begitu pula sebaliknya. Sehingga dalam perencanaan, struktur jembatan tersebut harus kuat menanggung beban yang terjadi serta mempunyai umur rencana yang lama.

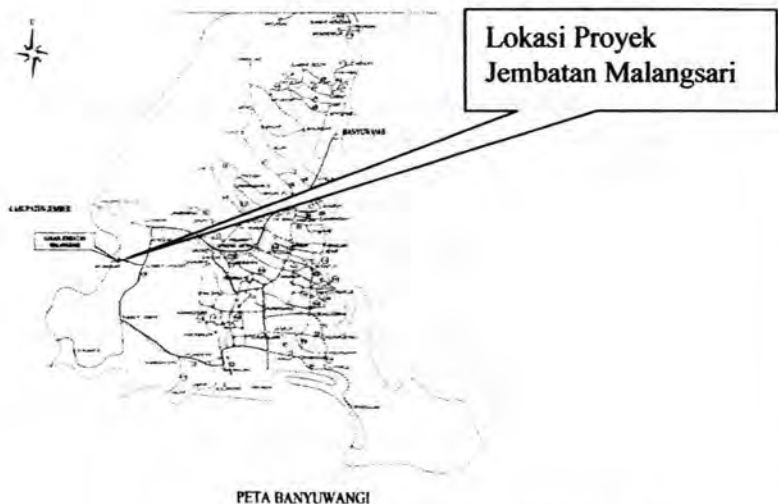
Dengan adanya wacana di atas, maka untuk mendapatkan perilaku yang baik dari struktur sesuai dengan *Bridge Management System (1992)* perencanaannya menggunakan sistem prategang karena perencanaan jembatan ini dibagi menjadi tiga bentang. Jembatan ini direncanakan dengan panjang 100 m,

dibagi menjadi 3 (tiga) bentang yaitu pada bentang tepi berukuran 30 meter dan bentang tengah berukuran 40 meter menggunakan sistem balok prategang.

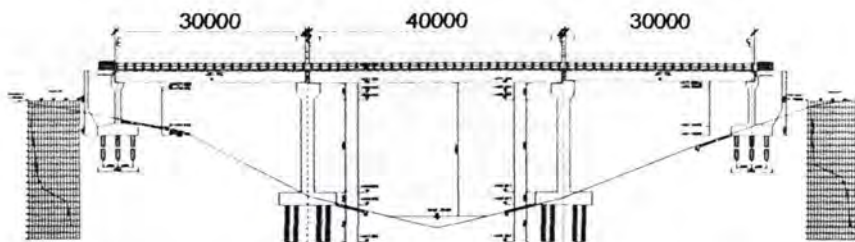
Dalam Proyek Akhir ini, Jembatan Malangsari dalam perencanaannya menggunakan metode statis tertentu dengan sistem beton prategang.

Data Proyek :

1. Nama Proyek : Perencanaan Teknis Jembatan (Paket-3) Jembatan Malangsari
2. Pemilik Proyek : Dinas PU Bina Marga Propinsi Jawa Timur.
3. Lokasi Proyek : Terletak antara Ruas Kendeng Lembu – Batas Jember Sta. 20+900 Kabupaten Banyuwangi.
4. Bangunan Atas : Bentang tengah dan bentang tepi menggunakan sistem balok prategang.
5. Bangunan Bawah : Pondasi Tiang Pancang dan pondasi sumuran



Gambar 1.1. Peta Lokasi Jembatan Malangsari



Gambar 1.2. Potongan melintang Jembatan Malangsari

1.2. Perumusan Masalah

Dalam tugas proyek akhir ini, membahas tentang perencanaan ulang Jembatan Malangsari. Jembatan Malangsari ini, telah diselesaikan pembangunannya pada tahun 2004 oleh Dinas Bina Marga Propinsi Jawa Timur.

Untuk perencanaan ulang suatu bangunan jembatan harus memperhatikan beberapa faktor yang akan mempengaruhi kualitas, kekuatan, kelayakan, dan kenyamanan dari suatu struktur bangunan yang akan dibuat. Jembatan Malangsari ini, mempunyai bentang yang cukup lebar. Selain itu, Jembatan Malangsari ini dibangun diatas sungai dan kondisi tebing yang cukup curam. Kondisi tanah di sekitar jembatan yang akan termasuk tanah lunak, sehingga diperlukan perencanaan yang cukup matang.

Masalah – masalah khusus yang diuraikan pada tiap pokok tersebut ialah :

1. Bagaimana prosedur perencanaan dan cara menghitung bangunan atas jembatan yang meliputi :
 - Perencanaan trotoar.
 - Perencanaan dimensi dan penulangan pelat lantai kendaraan.
 - Perencanaan dimensi dan penulangan gelagar dengan sistem beton prategang.
 - Perencanaan dimensi dan penulangan diafragma sistem beton prategang.

2. Bagaimana prosedur perencanaan serta perhitungan bangunan bawah jembatan, meliputi:
 - Perencanaan pondasi
 - Perencanaan abutment
 - Perencanaan pilar jembatan
3. Bagaimana prosedur perencanaan dan perhitungan bangunan pelengkap jembatan, meliputi :
 - Perencanaan tiang sandaran.
 - Perencanaan tembok sayap (Wing Wall).
 - Perencanaan plat injak.
4. Berapa hasil perhitungan struktur jembatan yang dititikberatkan pada perencanaan dimensi, analisis struktur beserta kontrolnya dan bagaimana bentuk gambar teknis.
5. Berapa hasil rencana anggaran biaya yang dibutuhkan untuk membangun jembatan tersebut.

1.3. Batasan Masalah

Dalam penyusunan tugas akhir ini, akan membahas tentang perencanaan konstruksi bangunan jembatan yang meliputi :

- Menghitung struktur jembatan yang dititikberatkan pada perencanaan dimensi, analisis struktur beserta kontrolnya.
- Menggunakan rumus dalam perhitungan sesuai dengan literature yang ada sehingga tidak ada penurunan rumus.
- Merencanakan struktur bangunan atas, bangunan bawah dan bangunan pelengkap.
- Menggambar hasil perencanaan struktur jembatan.
- Melakukan perhitungan besarnya Rencana Anggaran Biaya pada Jembatan Malangsari.

1.4. Maksud dan Tujuan

Dalam merencanakan Proyek Akhir data – data survei sangatlah penting dalam merencanakan ulang jembatan. Oleh karena itu, jembatan harus direncanakan dengan melihat kondisi yang ada di lapangan.

Adapun tujuan – tujuan yang hendak dicapai dari perencanaan ini adalah :

1. Merencanakan Dimensi Struktur Bangunan Atas yang meliputi :
 - a. Plat Lantai Kendaraan dan menghitung kebutuhan penulangannya,
 - b. Gelagar Memanjang dan Melintang dan menghitung kebutuhan penulangannya,
 - c. Tiang Sandaran,
 - d. Trotoar,
 - e. Balok Kerb.
2. Merencanakan Dimensi Struktur Bangunan Bawah yang meliputi :
 - a. Abutment,
 - b. Pondasi Tiang Pancang,
 - c. Pilar.
3. Merencanakan Dimensi Struktur Bangunan Pelengkap yang meliputi :
 - a. Plat Injak,
 - b. Tembok Sayap (Wing Wall)
4. Menggambar detail dari stuktur yang direncanakan tersebut.
5. Merencanakan estimasi Rencana Anggaran Biaya jembatan.

1.5. Manfaat Perancangan

Dalam penyusunan tugas akhir ini, mahasiswa diharapkan mampu dan kreatif dalam menyusun tugas akhir. Penyusunan tugas akhir ini sangat bermanfaat bagi mahasiswa, institusi, serta instansi terkait. Dikarenakan tugas akhir ini diharapkan mampu menyajikan karya yang orisinil dalam merencanakan ulang suatu proyek yang telah dikerjakan. Manfaat yang dapat diambil adalah:

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Struktur Jembatan

Jembatan merupakan bagian dari jalan raya dan merupakan konstruksi bangunan yang bertujuan untuk menghubungkan antara jalan yang satu dengan yang lain melalui suatu rintangan yang lebih rendah dari permukaan jembatan tersebut baik itu sungai, danau, lembah ataupun jurang. Konsep perencanaan struktur Jembatan Malangsari di bagi menjadi tiga bentang. Jembatan ini direncanakan dengan panjang 100 m, dibagi menjadi 3 (tiga) bentang yaitu pada bentang tepi berukuran 30 meter dan bentang tengah berukuran 40 meter menggunakan sistem balok prategang.

Beton bertulang sebagai bahan konstruksi mempunyai banyak kelebihan, antara lain :

1. Struktur beton bertulang sangat kokoh.
2. Beton bertulang mempunyai ketahanan yang tinggi terhadap api dan air, bahkan merupakan bahan struktur terbaik untuk bangunan yang banyak bersentuhan dengan air. Pada peristiwa kebakaran dengan intensitas rata – rata, batang – batang struktur dengan ketebalan penutup beton yang memadai sebagai pelindung tulangan hanya mengalami kerusakan pada permukaannya saja tanpa mengalami keruntuhan.
3. Beton bertulang tidak memerlukan biaya pemeliharaan yang tinggi.
4. Dibandingkan dengan bahan lain, beton memiliki usia layan yang sangat panjang. Dalam kondisi – kondisi normal, struktur beton bertulang dapat digunakan sampai kapan pun tanpa kehilangan kemampuannya untuk menahan beban. Ini dapat dijelaskan dari kenyataan bahwa kekuatan beton tidak berkurang dengan berjalannya waktu bahkan semakin lama

bertambah dalam hitungan tahun, karena lamanya proses pemadatan pasta semen.

Selain kelebihan, beton bertulang juga mempunyai beberapa kekurangan, seperti :

1. Beton mempunyai kuat tarik yang sangat rendah, sehingga memerlukan penggunaan tulangan tarik.
2. Beton bertulang memerlukan bekisting untuk menahan beton tetap di tempatnya sampai beton tersebut mengeras. Selain itu, penopang atau penyangga sementara mungkin diperlukan untuk menjaga agar bekisting tetap berada pada tempatnya.
3. Rendahnya kekuatan per satuan berat dari beton mengakibatkan beton bertulang menjadi berat. Ini akan sangat berpengaruh pada struktur – struktur bentang panjang dimana berat mati beton yang besar akan sangat mempengaruhi momen lentur.

Sedangkan pada beton pratekan memiliki kelebihan – kelebihan, antara lain :

1. Kekuatan beton lebih kuat dibandingkan beton bertulang beton pratekan menggunakan beton dan baja mutu tinggi.
2. Lebih efektif untuk bentang panjang dengan beban besar. Beton dibuat memiliki tegangan sebelum terbebani, bila terjadi kelebihan beban (*Overload*) struktur tidak akan mengalami retak
3. Lebih ekonomis dibandingkan beton bertulang. Pada bentang panjang beton bertulang membutuhkan dimensi yang besar dengan tambahan tulangan yang tidak sedikit, sedangkan beton pratekan merupakan kebalikan dari beton bertulang yang memiliki beton dan baja mutu tinggi.
4. Pemeliharaan beton pratekan tidak memerlukan biaya yang mahal.

Perbedaan utama antara beton bertulang dan beton prategang pada kenyataannya adalah beton bertulang mengombinasikan beton dan tulangan baja dengan cara menyatukan dan membiarkan keduanya bekerja bersama – sama

sesuai dengan keinginannya, sedangkan beton prategang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara "aktif". Hal ini dicapai dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton, jadi membuat beton dalam keadaan tertekan.

Ada tiga konsep yang berbeda – beda yang dapat dipakai untuk menjelaskan dan menganalisis sifat – sifat dasar dari beton prategang. Hal ini dapat diterapkan sebagai berikut :

- a. Sistem Prategang untuk Mengubah Beton Menjadi Bahan yang Elastis.
- b. Sistem Prategang untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton.
- c. Sistem Prategang untuk Mencapai Perimbangan Beban.

2.2. Data bahan

2.2.1. Beton

- 1) Berdasarkan *Bridge Design Code* (1992) tabel 6.3 hal 6-24 didapatkan bahwa perkerasan dan lantai jembatan yang berhubungan dengan lalu lintas menengah atau berat (kendaraan mempunyai masa kotor lebih dari 3 ton), kuat tekan karakteristik minimum untuk beton f_c' adalah 25 Mpa.
- 2) Modulus elastisitas beton (E_{cj}) berdasarkan *BMS BDC* (1992) pasal 6.4.1.2 hal 30 pada umur tertentu mutu beton bisa diambil :

$$E_{cj} = Wc^{1.5} (0,043\sqrt{f_c'}) \dots\dots\dots(2-1)$$

di mana,

Wc = Berat volume beton ≥ 24 Mpa

f_c' = 25 Mpa

- 3) Tebal selimut beton
Tebal selimut beton direncanakan berdasarkan *BMS BDC* (1992) Tabel 6.6 hal 6-28.

Tabel 2.1. Selimut Nominal untuk Acuan dan Kompaksi Standar

Exposure Classification Klasifikasi Lingkungan	Nominal cover (mm) for concrete of characteristic strength (f'_c) not less than - Selimut nominal (mm) untuk beton dengan kuat tekan karakteristik (f'_c) tidak kurang dari -				
	20 MPa	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa
A	35	30	25	25	25
B1	(65)	45	40	35	25
B2	-	(75)	55	45	35
C	-	-	(90)	70	60

2.2.2. Baja

Mutu tulangan yang digunakan adalah :

- 1) Untuk tulangan dengan $D < 12$ mm, maka $f_{sy} = 240$ Mpa (Grade U24), **BMS BDC (1992) tabel 6.12 hal 35.**
- 2) Untuk tulangan dengan $D \geq 13$ mm, maka $f_{sy} = 400$ Mpa (Grade U39), **BMS BDC (1992) tabel 6.12 hal 35.**
- 3) Modulus elastisitas baja adalah 2.10^5 Mpa, **BMS BDC (1992) pasal 6.4.2.2 hal 35.**

2.2.3. Strand baja

Untuk konstruksi beton prategang pratarik menggunakan strand dengan 7 kawat yaitu mempunyai sebuah kawat di tengah yang sedikit lebih besar dari keenam kawat sebelah luarnya yang membungkusnya dengan erat. Untaian tujuh kawat biasa digunakan untuk sistem prategang menurut spesifikasi ASTM A-416 yang mempunyai kekuatan batas 1720 Mpa atau 1860 Mpa. Sifat-sifatnya seperti terdapat dalam tabel. (**Lin & Burns, 1988**).

Tabel 2.2. Sifat-sifat Strand-Relieved dengan tujuh Kawat Tanpa Pelapisan.(ASTM A-416)

Diameter nominal	Kekuatan Putus	Luas Nominal Strand	Beban Minimum pada Pemuaian 1% kN
mm	kN	mm ²	
		<i>Derajat 1720 Mpa</i>	
6,35	40,0	23,22	34,0
7,94	64,5	37,42	54,7
9,53	89,0	51,61	75,6
11,11	120,1	69,68	102,3
12,70	160,1	92,90	136,2
15,24	240,2	139,35	204,2
		<i>Derajat 1860 Mpa</i>	
9,53	102,3	54,84	87,0
11,11	137,9	74,19	117,2
12,70	183,7	98,71	156,1
15,24	260,7	140,00	221,5

Kata derajat yang terdapat pada tabel 2.2. menunjukkan tegangan putus yang dijamin.

2.3. Analisis Struktur Jembatan

Jembatan terdiri atas beberapa struktur bangunan yang umumnya dibagi menjadi bangunan atas yang berupa sandaran, pelat lantai dan trotoar, gelagar, dan diafragma; bangunan bawah yang berupa abutment/kepala jembatan, pilar, pondasi dan bangunan pelengkap yang terdiri dari plat injak, wing wall.

2.3.1. Dasar Perencanaan

Untuk menjamin keamanan struktur jembatan dalam menerima beban yang terjadi terdapat dua pendekatan yaitu Rencana Tegangan Kerja dan Rencana Keadaan Batas

a. Rencana tegangan kerja

Yang dimaksud dengan rencana tegangan kerja adalah pendekatan elastis yang digunakan untuk memperkirakan kekuatan atau stabilitas dengan membatasi tegangan dalam struktur sampai tegangan ijin sebesar kurang lebih setengah dari kekuatan struktur aktual pada beban kerja. Tegangan kerja tersebut nilainya harus kurang dari sama dengan tegangan ijin, nilai tegangan ijin dapat diperoleh dengan membagi antara tegangan ultimate yang terjadi dengan faktor keamanan (SF). Dapat ditulis dalam rumus:

$$\text{Tegangan Kerja} \leq \text{Tegangan ijin} = \frac{\text{Tegangan ultimate}}{\text{SF}}$$

Kekurangan dalam rencana tegangan kerja adalah kurangnya efisiensi untuk mencapai tingkat keamanan yang konsisten jika faktor keamanan dipergunakan untuk bahan saja.

b. Rencana keadaan batas

Rencana tegangan batas merupakan istilah yang digunakan untuk menjelaskan pendekatan perencanaan dimana semua fungsi bentuk struktur telah diperhitungkan. Pada rencana keadaan batas, tingkat keamanan digunakan lebih merata pada seluruh struktur dengan menggunakan faktor keamanan parsial. Perbedaan yang ada dari rencana tegangan kerja dengan rencana keadaan batas adalah jika pada rencana tegangan kerja faktor keamanan hanya digunakan untuk bahan, sedangkan pada rencana keadaan batas faktor keamanan terbagi antara beban dan bahan yang mengijinkan adanya ketidakpastian pada dua bagian tersebut atau dapat ditulis dalam rumus :

$$K^R \times \text{kapasitas nominal} \geq K^U \text{ beban nominal}$$

Dengan : K^R = Faktor reduksi kekuatan
 K^U = Faktor beban.

Untuk daftar lengkap faktor reduksi kekuatan dan faktor beban dapat dilihat pada *BMS Bridge Design Manual (1992) halaman 2-6 sampai 2-10*.

2.3.2. Analisis Pembebanan Struktur Jembatan

Pada perencanaan jembatan yang perlu diperhatikan adalah beban-beban yang terjadi pada jembatan. Beban-beban tersebut akan mempengaruhi besarnya dimensi dari struktur jembatan serta banyak tulangan yang digunakan. Pada peraturan teknik jembatan *Bridge Management System 1992* aksi-aksi (beban) digolongkan berdasarkan sumbernya yaitu:

2.3.2.1. Beban Mati

Beban mati struktur jembatan adalah berat sendiri dari masing – masing bagian struktural jembatan dan berat mati tambahan yang berupa berat perkerasan. Masing – masing berat bagian tersebut harus dianggap sebagai aksi yang saling terkait.

2.3.2.2. Beban Hidup

Beban hidup pada jembatan meliputi :

1. Beban Lalu - Lintas

Beban lalu – lintas untuk perencanaan struktur jembatan terdiri dari beban lajur "D" dan beban truk "T" :

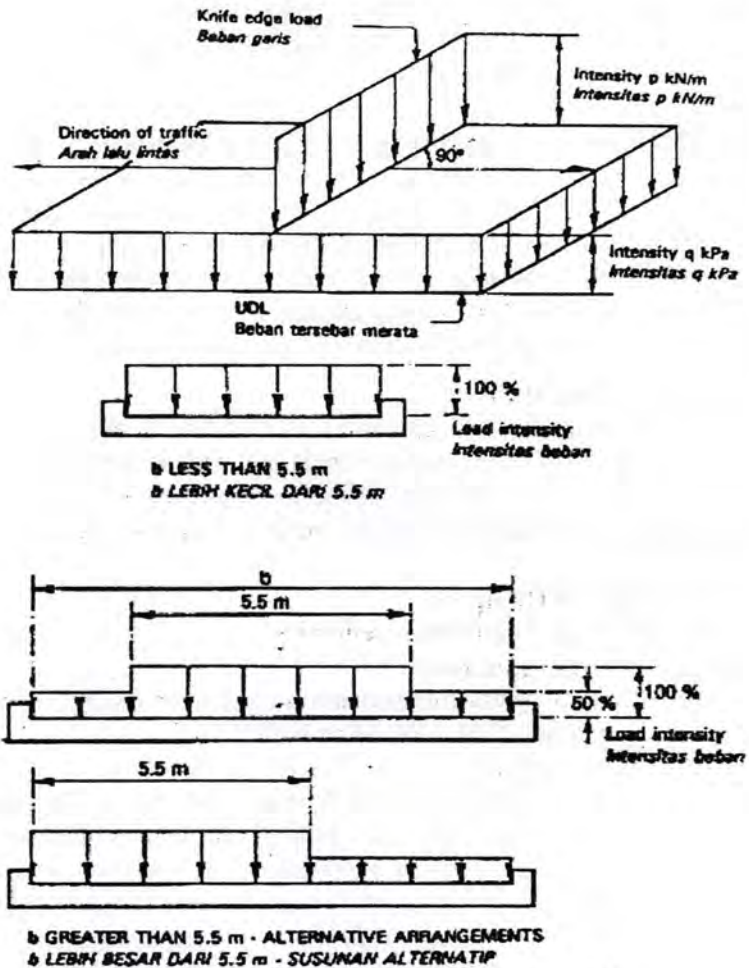
a. Beban Lajur "D"

Beban lajur D bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada girder yang ekuivalen dengan suatu iring – iringan kendaraan yang sebenarnya. Intensitas beban D terdiri dari beban tersebar merata dan beban garis. Beban tersebar merata ($UDL = q$). Besarnya beban tersebar merata q menurut *BMS BDC (1992) rumus 2.1a* dan *2.1b* adalah :

$q = 8,0 \text{ kN/m}^2$ (untuk $L < 30 \text{ m}$), digunakan dalam desain

$q = 8,0 (0,5 + 15/L) \text{ kM/m}^2$ (untuk $L > 30 \text{ m}$) dimana, $L =$ bentang Girder menerus.

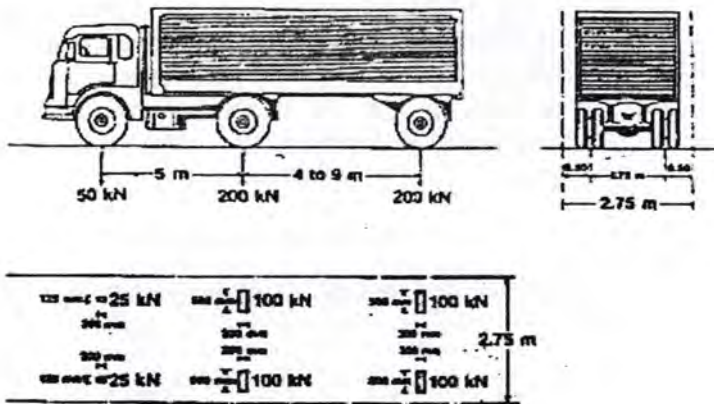
Beban garis (KEL). Besarnya beban garis "P" ditetapkan sebesar 44 kN/m .



Gambar 2.1. Kedudukan Beban Lajur "D"

b. Beban Truk "T"

Beban truk "T" adalah berat satu kendaraan berat dengan 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi yang digunakan untuk menganalisis pelat jalur lalu - lintas.



Gambar 2.2. Pembebanan Truk "T"

c. Faktor Pembesaran Dinamis.

Faktor pembesaran dinamis (DLA) berlaku pada "KEL" lajur "D" dan truk "T" sebagai simulasi kejut dari kendaraan bergerak pada struktur jembatan. Untuk Truk "T" nilai DLA adalah 0,3 sedangkan untuk "KEL" lajur "D" nilai dapat dilihat pada tabel 2.3.

Tabel 2.3. Faktor Beban Dinamik untuk "KEL" Lajur "D"

Bentang Ekuivalen L_e (m)	DLA (untuk kedua keadaan batas)
$L_e \leq 50$	0.4
$50 < L_e < 90$	$0.525 - 0.0025 L_e$
$L_e \geq 90$	0.3

2. Beban Pejalan Kaki

Intensitas beban pejalan kaki dipengaruhi oleh luas total daerah pejalan kaki yang direncanakan. Perencanaan beban diambil dari *BMS BDC* (1992) pasal 2.3.9 dimana besarnya beban yang bekerja adalah $0,5 \text{ kN/m}^2$.



3. Gaya Rem

Pengaruh pengereman kendaraan diperhitungkan dalam analisis jembatan dimana gaya tersebut bekerja pada permukaan lantai jembatan. Pengaruh rem dan percepatan lalu lintas harus dipertimbangkan sebagai gaya memanjang. Gaya ini tidak tergantung pada lebar jembatan dan diberikan dalam tabel 2.4 untuk panjang struktur yang tertahan.

Tabel 2.4. Gaya Rem

Panjang Struktur (m)	Gaya Rem S.L.S. (kN)
$L \leq 80$	250
$80 < L < 180$	$2.5L + 50$
$L \geq 180$	500
Catatan : Gaya rem U.L.S adalah 2.0 Gaya rem S.L.S	

2.3.2.3. Beban Lateral

1. Beban Gempa

Berdasarkan peraturan *BMS BDC (1992) pasal 2.4.7.1*, beban rencana akibat gempa minimum diperoleh dari rumus berikut :

$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_T \dots\dots\dots (2-2)$$

Dengan :

T_{EQ} = gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau

I = faktor kepentingan

W_T = total berat nominal bangunan yang dipengaruhi oleh percepatan diambil akibat gempa, sebagai beban mati tambahan

K_h = koefisien beban gempa horisontal

K_h = $C \cdot S$

C = koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat yang sesuai

S = faktor tipe bangunan



Untuk bangunan yang mempunyai satu derajat kebebasan yang sederhana, maka rumus berikut ini dapat digunakan.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_{TP}}{g\sqrt{KP}}} \dots\dots\dots (2-3)$$

Dengan :

- T = waktu getar dalam detik
 G = percepatan gravitasi ($g = 9.8 \text{ m/dt}^2$)
 W_{TP} = total berat nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah dari pilar (bila perlu dipertimbangkan)
 KP = kekakuan gabungan sebagai gaya horisontal yang diperlukan untuk menghasilkan satu satuan lendutan pada bagian atas pilar (kN/m).

2. Beban angin (*Wind Load*)

Gaya angin nominal ultimate pada jembatan tergantung pada kecepatan angin rencana sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0.0006 C_w (V_w)^2 A_b \dots\dots\dots (2-4)$$

Dengan :

- V_w = kecepatan angin rencana (m/dt)
 C_w = koefisien seret (lihat tabel 2.5)
 A_b = luas ekivalen bagian samping jembatan (m^2)

Kecepatan angin rencana harus diambil seperti yang diberikan dalam tabel 2.6.

Tabel 2.5. Koefisien Seret C_w

Tipe Jembatan	C_w
Bangunan Atas Masif :	
B/d = 1.0	2.1
B/d = 2.0	1.5
B/d \geq 6.0	1.25

Tabel 2.6. Kecepatan Angin Rencana

Limit State <i>Keadaan Batas</i>	Location <i>Lokasi</i>	
	Within 5 km of the coast <i>Sampai 5 km dari pantai</i>	> 5 km from the coast <i>> 5 km dari pantai</i>
Serviceability <i>Daya layan</i>	30 m/s	25 m/s
Ultimate	35 m/s	30 m/s

Catatan :

- 1) B = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran
 d = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif.
- 2) Untuk harga antara dari B/d bisa diinterpolasi linier.
- 3) Apabila bangunan atas mempunyai superelevasi, C_w harus dinaikkan sebesar 3% untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 25%.

2.3.2.4. Kombinasi Beban

Kombinasi pembebanan didasarkan pada ketentuan dalam *BMS BDC (1992)*, yaitu terdiri atas :

- Kombinasi beban tetap
- Kombinasi beban sementara

Dalam merencanakan jembatan harus direncanakan jumlah lajur yang direncanakan yang disesuaikan dengan kebutuhan jembatan tersebut. Adapun jumlah lajur tersebut seperti terdapat pada *BMS BDM (1992) hal 2-20* adalah sebagai berikut :

Tabel 2.7. Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana

Jenis Jembatan	Lebar Jalan Kendaraan Jembatan (m)	Jumlah Lajur lalu Lintas Rencana
Lajur Tunggal	4.0 – 5.0	1
Dua arah, tanpa median	5.5 – 8.25	2
	11.25 – 15.0	4
Jalan Kendaraan majemuk	10.0 – 12.9	3
	11.25 – 15.0	4
	15.1 – 18.75	5
	18.8 – 22.5	6

2.4. Bangunan Atas Jembatan

Seperti telah disebutkan di atas, yang termasuk pada bagian bangunan atas jembatan adalah sandaran, pelat lantai dan trotoar, gelagar dan diafragma. Dimana setiap bagian tersebut akan dijelaskan sebagai berikut

2.4.1. Perencanaan Sandaran

Sandaran pada jembatan berguna sebagai pembatas atau pengaman pejalan kaki yang melintas di atas jembatan agar tidak jatuh ke sisi luar jembatan. Perencanaan sandaran disesuaikan dengan *BMS BDC (1992) Pasal 2.9.5 hal 2-69*, sandaran untuk pejalan kaki harus direncanakan untuk dua pembebanan yang bekerja secara bersamaan dalam arah menyilang vertikal dan horisontal dengan masing-masing beban sebesar $W^* = 0.75$ kN/m.

2.4.1.1. Gaya yang bekerja pada Pipa Sandaran

- Beban Hidup (Gaya vertikal) = 0,75 kN/m
- Beban Hidup (Gaya horisontal) = 0,75 kN/m
- Berat sendiri pipa sandaran (gaya vertikal) = 0,0508 kN/m
- Momen yang terjadi pada pipa sandaran
 $M_1 = M \text{ berat sendiri} + M \text{ gaya vertikal}$
 $M_2 = M \text{ gaya horisontal}$

- c. 8M kombinasi (resultan)

$$M_{\text{resultan}} = \sqrt{M_1^2 + M_2^2} \dots\dots\dots (2-5)$$

2.4.1.2. Cek Kekuatan Profil Pipa Sandaran

Berdasarkan *BMS BDC (1992) sandaran pasal 7.5.3.1 hal 7-45*

$$\lambda_s = \frac{d_o}{t} \sqrt{\frac{f_y}{250}} \dots\dots\dots (2-6)$$

Syarat $\lambda_s \leq \lambda_{ep}$ untuk penampang kompak sesuai *BMS BDC (1992) Pasal 7.5.3.2 hal 7-46* dimana penampang kompak adalah penampang yang tidak mengalami tekuk setempat dan mampu mengembangkan kekuatan plastis penuh.

Dalam peraturan BMS dijelaskan bahwa dalam perencanaan sandaraan direncanakan berdasarkan *BMS BDC (1992) hal 7-44* daya layan sehingga berlaku persamaan sebagai berikut:

$$M_s^* = f_{ab} \cdot Z_e \dots\dots\dots (2-7)$$

$$f_{ab} = 0,55 \cdot f_y \dots\dots\dots (2-8)$$

$$Z_e = 1,5 \cdot Z \dots\dots\dots (2-9)$$

untuk penampang kompak, *BMS BDC (1992) Pasal 7.5.3.2 hal 7-46* dengan syarat $\lambda_s \leq \lambda_{ep}$

Kontrol Momen lentur berdasarkan *BMS BDC (1992) Pasal 7.5.2.3 hal 7-45* :

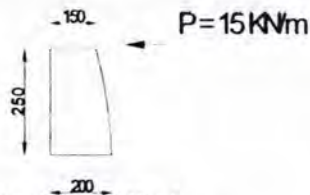
$$M_r \leq \left[1 + \frac{R_{as}}{100} \right] M_s^* \dots\dots\dots (2-10)$$

M_r = momen resultan yang terjadi pada pipa

R_{as} = tegangan berlebihan yang diijinkan berdasarkan *BMS BDC (1992) Pasal 2.7.4*, R_{as} yang disyaratkan adalah 25 %

2.4.2. Perencanaan Kerb

Beban hidup pada kerb diperhitungkan sebesar 15 kN/m yang bekerja pada bagian atas kerb sepanjang jembatan dengan arah horisontal (*BMS BDC (1992) hal 2-67 pasal 2.9.1*).



Gambar 2.3 Kerb

2.4.3. Perencanaan Pelat

Perencanaan awal pelat lantai sesuai dengan *BMS BDM (1992) hal 5-4* adalah :

Tabel 2.8. Tinggi Pelat Beton Bertulang

Jenis Unsur	Tinggi Nominal
Pelat Beton Bertulang	$200 \leq D \leq 100 + 0.04 L$
Catatan : 1. Tinggi pelat menerus adalah 90 % dari tinggi bentang sederhana diatas	
2. D dan L dalam mm	

Dengan L adalah Panjang bentang jembatan

Beban rencana untuk kendaraan pada pelat diasumsikan dengan beban truk. Truk "T" harus ditempatkan di tengah lajur lalu lintas dan dalam tiap lajur lalu lintas rencana untuk panjang penuh jembatan ditempatkan hanya satu truk.

2.4.4. Perencanaan Gelagar

Untuk lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban D harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100%, dan apabila lebih besar dari 5.5m beban D harus ditempatkan pada dua jalur lalu-lintas rencana yang berdekatan dengan intensitas yang tercantum pada *BMS BDC (1992) pasal 2.33*. Sedangkan sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50% seperti tercantum pada *BMS BDM (1992) pasal 2.3.2 hal 2-18*.

2.4.4.1. Gelagar beton prategang

Beton prategang merupakan kombinasi antara beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara menarik baja dan menahannya ke beton sehingga membuat beton dalam keadaan tertekan (*Lin & Burns, 1988*), sedangkan menurut *Komisi ACI* beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal.

Beton prategang dapat digambarkan sebagai beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada beton. Tekanan tersebut dapat terjadi saat penarikan tendon (untaian kawat mutu tinggi, kabel). Dari hasil penarikan tersebut diharapkan tegangan yang terjadi masih kurang atau sama dengan tegangan ijin yang telah ditentukan..

Desain dimensi awal rencana menggunakan spesifikasi dari *PT. WIJAYA KARYA*, yang disesuaikan dengan bentang jembatan rencana.

Adapun tegangan ijin beton prategang untuk batang-batang lentur sesuai dengan peraturan ACI menurut (*Lin & Burns, 1988*) adalah Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

- a. Akibat gaya pendongkrak yang bekerja pada kabel :
 - $0,80 f_{PU}$ atau $0,94 f_{PY}$ (2-11)
 - mana yang lebih kecil, tetapi tidak lebih besar dari nilai maksimum yang diusulkan oleh pembuat kabel prategang atau angkur.
- b. Tendon pratarik “segera setelah peralihan” gaya prategang atau tendon - tendon pasca tarik setelah penjangkaran/pengangkuran,
 - $0,70 f_{PU}$ (2-12)

Tegangan beton tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut ini :

- a. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar

$$\text{Tekan} = 0,60 f'c_i \dots\dots\dots (2-13)$$

$$\text{Tarik} = 0,25 \sqrt{f'c_i} \dots\dots\dots (2-14)$$

(kecuali pada ujung balok di atas dua tumpuan dengan $0,50 \sqrt{f'c_i}$ diijinkan).

- b. Pada beban kerja setelah terjadi seluruh kehilangan gaya prategang

$$\text{Tekan} = 0,45 f'c \dots\dots\dots (2-15)$$

$$\text{Tarik} = 0,50 \sqrt{f'c} \dots\dots\dots (2-16)$$

Perencanaan menggunakan konsep **Sistim Pratekan Untuk Mengubah Beton Menjadi Bahan Yang Elastis**, yaitu mengubah bahan yang getas menjadi elastis dengan memberi tekanan (desakan) terlebih dahulu. Setiap tegangan beton prategang diperiksa pada fase sesaat setelah transfer gaya prategang, saat masa konstruksi, dan saat pemakaian jembatan (service).

Perencanaan awal untuk gelagar beton prategang sesuai dengan **BMS BDM (1992) hal 3-26** gelagar I pra tegang dengan lantai komposit dalam bentang tunggal dengan variasi antara 12 m sampai 35 m perbandingan tipikal tinggi/bentang :

$$\frac{1}{15} x L \text{ sampai } \frac{1}{16,5} x L \dots\dots\dots (2-17)$$

Untuk mencari tegangan pada tiap-tiap fase beton prategang adalah

- a. Analisa gaya saat jacking

$$\text{Jacking Force} = \% \text{ UTS} \times F_{pu}$$

$$F = \frac{\% \text{ UTS} \times F_{pu} \times 1000 \times \text{strand number} \times (1 + \text{coeff. friction})}{\text{Ram Area Jack K 200}} \quad (2-18)$$

$$F_i = \sum F$$

$$\text{Tegangan Atas} = \frac{F_i}{A_c} - \frac{F_i \cdot e \cdot Y_t}{I_x} + \frac{M_{bs} \times 10^6 \cdot Y_t}{I_x} \dots\dots\dots (2-19)$$

$$\text{Tegangan Bawah} = \frac{F_i}{A_c} + \frac{F_i \cdot e \cdot Y_b}{I_x} - \frac{M_{bs} \times 10^6 \cdot Y_b}{I_x} \dots\dots\dots (2-20)$$

b. Sesaat Setelah Transfer Gaya Prategang

Losess jangka pendek :

$$\text{ANC} = \frac{\Delta a}{L} \cdot E_s \dots\dots\dots (2-21)$$

$$(W+F) = 3\% \times F_i \dots\dots\dots (2-22)$$

$$F_o = F_i - (\text{ANC} + W + F) \dots\dots\dots (2-23)$$

ΔF ANC adalah total kehilangan prategang akibat pengangkuruan baja prategang, psi

$$\text{Tegangan Atas} = \frac{F_o}{A_c} - \frac{F_o \cdot e \cdot Y_t}{I_x} + \frac{M_{bs} \times 10^6 \cdot Y_t}{I_x} \dots\dots\dots (2-24)$$

$$\text{Tegangan Bawah} = \frac{F_o}{A_c} + \frac{F_o \cdot e \cdot Y_b}{I_x} - \frac{M_{bs} \times 10^6 \cdot Y_b}{I_x} \dots\dots\dots (2-25)$$

c. Servis

- Sebelum komposit

Tegangan Atas

$$= \frac{F_o}{A_c} - \frac{F_o \cdot e \cdot Y_t}{I_x} + \frac{(M_{bs} + M_{dl}) \times 10^6 \cdot Y_t}{I_x} \dots\dots\dots (2-26)$$

Tegangan Bawah

$$= \frac{F_o}{A_c} + \frac{F_o \cdot e \cdot Y_b}{I_x} - \frac{(M_{bs} + M_{dl}) \times 10^6 \cdot Y_b}{I_x} \dots\dots\dots (2-27)$$

- Setelah komposit

Loses jangka panjang :

$$f_{c1r} = \frac{F_o}{A_c} + \frac{F_o \cdot e^2}{I_x} - \frac{M_{bs} \cdot e}{I_x} \dots\dots\dots (2-28)$$

$$f_{c1s} = \frac{(M_{bs} + M_{dl}) \cdot 10^6 \cdot e}{I_{xc}} \dots\dots\dots (2-29)$$

$$ES = Kes \cdot \frac{Es}{Ec} \cdot fcir \cdot Aps \dots\dots\dots (2-30)$$

Dengan :

$Kes = 1$ untuk komponen struktur pratarik

$Kes = 0,5$ untuk komponen struktur pasca tarik bila kabel-kabel secara berturutan ditarik dengan gaya yang sama.

$fcir$ = tegangan beton pada baja akibat gaya prategang F

Aps = luas permukaan baja

Ec = modulus elastisitas beton pada 28 hari

Es = modulus elastisitas baja, psi.

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot Ksh \cdot Es \left(1 - \frac{0,06}{25,4} \cdot \frac{V}{S} \right) \cdot (100 - RH) \cdot Aps \dots\dots (2-31)$$

$$CR = Kcr \cdot \frac{Es}{Ec} \cdot (fcir - fc ds) \cdot Aps \dots\dots\dots (2-32)$$

Dengan :

$Kcr = 2$ untuk komponen struktur pratarik

$Kcr = 1,6$ untuk komponen struktur pasca tarik

$fc ds$ = tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang.

$$RE = [Kre - J(SH + CR + ES) \cdot C \cdot Aps] \dots\dots\dots (2-33)$$

$$Feff = Fo - (RE + SH + CR + ES) \dots\dots\dots (2-34)$$

Dengan :

Fo = gaya prategang total sesaat setelah transfer

RE = kehilangan prategang total akibat relaksasi baja prategang pada konstruksi pratarik, psi.

SH = kehilangan prategang akibat susut beton selama selang waktu dari t_1 sampai t , psi.

CR = kehilangan prategang akibat rangkai beton pada selang waktu dari t_1 sampai t , psi.

ES = kehilangan prategang akibat perpendekan elastik, psi.

Tegangan Atas 1 :

$$= \frac{F_{eff}}{A_{cc}} - \frac{F_{eff} \cdot e_c \cdot Y_{tc}}{I_{xc}} + \frac{(M_{bs} + M_{dl}) \times 10^6 \cdot Y_{tc} \cdot n}{I_{xc}} + \frac{(M_{udl} + M_{kel}) \times 10^6 \cdot Y_{tc} \cdot n}{I_{xc}} \dots\dots\dots (2-35)$$

Tegangan Atas 2 :

$$= \frac{F_{eff}}{A_{cc}} - \frac{F_{eff} \cdot e_c \cdot (Y_{tc} - 250)}{I_{xc}} + \frac{(M_{bs} + M_{dl}) \times 10^6 \cdot (Y_{tc} - 250) \cdot n}{I_{xc}} + \frac{(M_{udl} + M_{kel}) \times 10^6 \cdot (Y_{tc} - 250) \cdot n}{I_{xc}} \dots\dots\dots (2-36)$$

Tegangan Atas 3 :

$$= \frac{F_{eff}}{A_{cc}} - \frac{F_{eff} \cdot e_c \cdot (Y_{tc} - 250)}{I_{xc}} + \frac{(M_{bs} + M_{dl}) \times 10^6 \cdot (Y_{tc} - 250)}{I_{xc}} + \frac{(M_{udl} + M_{kel}) \times 10^6 \cdot (Y_{tc} - 250)}{I_{xc}} \dots\dots\dots (2-37)$$

Tegangan Bawah :

$$= \frac{F_{eff}}{A_{cc}} + \frac{F_{eff} \cdot e_c \cdot Y_{tc}}{I_{xc}} - \frac{(M_{bs} + M_{dl}) \times 10^6 \cdot Y_{tc}}{I_{xc}} - \frac{(M_{udl} + M_{kel}) \times 10^6 \cdot Y_{tc}}{I_{xc}} \dots\dots\dots (2-38)$$

2.4.5. Perencanaan Perletakan Elastomer

Tahapan dibawah ini diuji coba sampai diperoleh ukuran perletakan yang memadai. Tahapan perencanaan berdasarkan *BDM BMS (1992) hal 7-4* :

1. Tentukan beban dan gerakan terburuk
2. Buatlah pemilihan perletakan permulaan
3. Periksa pemilihan perletakan permulaan terhadap :

- Bentuk dan fungsi yang tepat
- Luas tumpuan efektif
- Regangan geser maximum
- Tegangan tekan rata-rata
- Tebal plat baja minimum
- Tahanan gesek terhadap geseran

2.4.5.1. Penentuan Beban Dan Gerakan Terburuk

Terdiri dari beban tegak lurus pada permukaan tumpuan (V^*) dan beban Horizontal (H^*) dan gerakan tangensial dan Perputaran relatif

- a. Beban vertikal atau reaksi perletakan (V^*)

Reaksi total maksimum akibat beban mati dan beban hidup

$$R_{a^*} = R_{b^*}$$

Reaksi total maksimum akibat beban mati saja

$$R_{a^*} = R_{b^*}$$

$$= [R (\text{Difragma} + \text{bs.primer\&sekunder})]$$

- b. Gaya horisontal (H^*)

Gaya Horizontal berasal dari :

- Dari beban mati pada kepala jembatan

$$R \text{ akibat beban mati} = H_1 = 15 \% \times R \dots\dots\dots (2-39)$$

Akibat gempa bumi

Berdasarkan *BMS BDC (1992) hal 2-34* perencanaan beban gempa menggunakan rumus :

$$H_2 = K_h \times V \dots\dots\dots (2-40)$$

$$K_h = C \cdot S$$

Dengan :

$$C = 0,1$$

$$S = 1 \text{ (asumsi dapat menahan simpangan besar)}$$

- Akibat gaya rem

$$H_3 = F \text{ rem}$$

- c. Akibat pengaruh suhu dan susut

Berdasarkan *BMS BDC (1992) hal 6-76* Akibat pengaruh suhu dan susut pada arah melintang dapat diabaikan)

$$H^* \text{ total} = H_1 + H_2 + H_3 \dots\dots\dots (2-41)$$

Berdasarkan *BMS BDM (1992) hal 7-6*, gerakan tangensial ($\alpha_a, \alpha_b, \alpha_s$)

$$\alpha_a = \frac{H^* \cdot xt}{1000 \cdot A \cdot t \cdot G} \dots\dots\dots (2-42)$$

dengan :

H = gaya horisontal

t = tebal karet landasan

G = modulus geser = 0,69 MPA

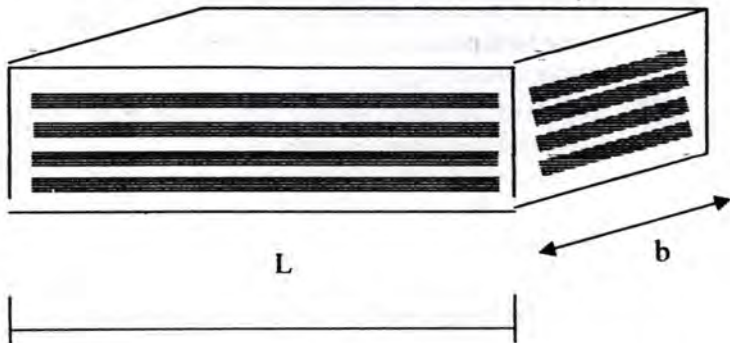
A = luas denah karet

$\alpha_b = 0$ (lebar jembatan < 10 meter)

$$\alpha_s = \alpha_a + \alpha_b \dots\dots\dots (2-43)$$

2.4.5.2. Pemilihan Perletakan

Dalam pemilihan ukuran perletakan bisa didapatkan pada *tabel 7.4 (a)* sampai dengan *7.4 (t) BMS BDM (1992) hal 7-7* dengan ukuran dimensi dan kekuatan yang berbeda-beda.



Gambar 2.4. Elastomer bearing

▪ Kontrol Perletakan

Periksa perletakan dengan perumusan dari **BMS BDM (1992) hal 7-17** sebagai berikut :

- a. Faktor bentuk harus berada $4 \leq s \leq 12$

$$S = \frac{ab}{2(a+b)t_0} \dots\dots\dots (2-44)$$

- b. Jumlah regangan tekan, perputaran, dan geser

$$E_{sc} + E_{st} + E_{sh} = E_t \leq \frac{2,6}{\sqrt{6}} \dots\dots\dots (2-45)$$

- c. Pembatasan regangan geser

$$E_{sh} = 0,7 \text{ bila } A_{eff} \geq 0,9A$$

$$E_{sh} = \frac{2 \cdot A_{eff}}{A} - 1,1 \dots\dots\dots (2-46)$$

$$\text{bila } 0,9 A \geq A_{eff} \geq 0,8 A$$

- d. Luas tumpuan eff min $A_{eff} \geq 0,8A$

- e. Mencegah lelah khusus pada jembatan

$$E_{scl} \leq 1,4 \sqrt{\frac{0,69}{G}} \dots\dots\dots (2-47)$$

- f. Stabilitas perletakan dalam tekan

$$\frac{V^*}{A_{eff}} \leq \frac{2 \cdot b_0 \cdot G \cdot s}{3t} \dots\dots\dots (2-48)$$

- g. Tebal minimum t_s dari pelat baja yang tertanam dalam perletakan

$$3\text{mm} \leq t_1 \geq \frac{3V^* \cdot f_1 \cdot 1000}{A_{fy}} \text{mm} \dots\dots\dots (2-49)$$

- h. Tahanan gesekan tidak cukup, dan tahanan mekanis geseran diperlukan bila :

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

2.5. Bangunan Bawah Jembatan

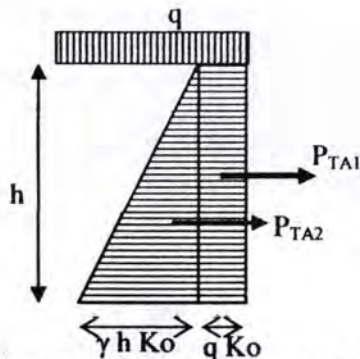
2.5.1. Kepala Jembatan (Abutment)

Kepala jembatan (abutment) adalah suatu bangunan yang meneruskan semua beban baik beban hidup maupun beban mati dari bangunan atas dan tekanan tanah ke tanah pondasi (*Sosrodarsono, 2005*).

Disain awal kepala jembatan secara umum harus disesuaikan dengan jenis pondasi yang digunakan dan ketinggian dari jembatan yang direncanakan. Jika pemilihan telah dilakukan maka dapat dilihat cara pendisainan pada *BMS BDM (1992) hal 3-28 sampai 3-41*.

Seperti yang telah disebutkan beban yang diterima kepala jembatan antara lain beban bangunan atas dan tekanan tanah. Tekanan tanah aktif merupakan tekanan tanah yang membebani dinding penahan tanah dengan arah horisontal, apabila dinding penahan tanah digerakkan ke arah tanah isian di bagian belakang maka tekanan tanah akan meningkat perlahan-lahan sampai mencapai suatu harga tetap. Tekanan tanah pasif mempunyai tegangan horisontal yang arahnya berlawanan dengan tekanan tanah aktif.

Pada tanah dibagian belakang dinding penahan harus diperhitungkan ada beban tambahan yang bekerja akibat beban lalu lintas di atas tanah, besar beban lalu lintas tersebut setara dengan tanah setebal 0,6 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut (*BMS BDC, 1992, hal 2-18*).



Gambar 2.5 Arah gaya tekanan tanah aktif

- Dengan : γ = Berat isi tanah (t/m^3)
 h = Kedalaman tanah (m)
 q = beban merata (t/m)
 K_o = koefisien tekanan tanah

Nilai dari koefisien tanah aktif dapat dicari menggunakan rumus :

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta' + \beta) \left(1 + \frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \beta) \cos(\alpha - \beta)} \right)^2} \dots\dots (2-50)$$

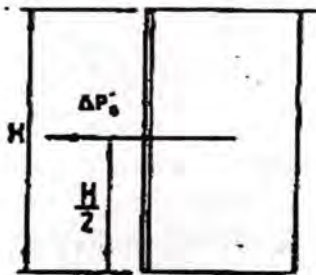
harga untuk ϕ (sudut geser tanah) didapat dari data tanah atau dapat dilihat pada Tabel 2.10. di bawah ini :

Tabel 2.9. Harga ϕ Untuk Tiap Jenis Tanah

Macam tanah	ϕ (dalam $^\circ$)
Kerikil kepasiran	35 – 40
Kerikil kerakal	35 – 40
Pasir padat	35 – 40
Pasir lepas	30
Lempung kelanauan	25 – 30
Lempung	20 – 25

Kepala jembatan harus direncanakan adanya beban gempa, mengenai pengaruh gempa menyebutkan adanya 3 macam beban yang terjadi pada abutmen akibat gempa yaitu :

- Beban horisontal statis ekivalen berdasarkan *BMS BDC (1992) hal 2-45 pasal 2.4.7.1*
- Tekanan tanah lateral akibat gempa *BMS BDC Lampiran A (1992) hal 2-21* pasal A3.3.4.1 (jika tembok penahan diasumsikan sebagai tembok kaku) dan A3.3.4.2 (jika tembok penahan diasumsikan sebagai tembok fleksibel).



Gambar 2.6. Gaya Lateral tekanan tanah akibat gempa

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi' - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta' + \beta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \alpha - \theta)}{\cos(\delta' + \beta + \theta) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2} \quad (2-51)$$

Dengan

α = sudut kemiringan dari urugan

β = sudut kemiringan tepi belakang tembok, diukur secara vertikal

δ' = rencana sudut geser tembok

δ' = rencana sudut geser dalam dari tanah

θ = koefisien gempa ($\tan^{-1} K_h$)

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a \quad \dots \dots \dots (2-52)$$

Dengan

K_a = koefisien tekanan tanah aktif

K_{aG} = koefisien tekanan tanah aktif dinamik

Tembok Kaku

$$\Delta P_G = 0,75 K_h w H^2 \quad \dots \dots \dots (2-53)$$

Dengan

- ΔP_G = gaya tekanan tanah dinamik akibat gempa
 K_h = koefisien beban gempa horisontal ($K_h = C.S$)
 w = berat isi tanah
 H = tinggi tembok penahan

Tembok Fleksibel

$$\Delta P_G = \frac{w.H^2}{2} \Delta K_{aG} \dots\dots\dots (2-54)$$

Dengan

- ΔP_G = gaya tekanan tanah dinamik akibat gempa
 ΔK_{aG} = tambahan koefisien tekanan tanah dinamik
 w = berat isi tanah
 H = tinggi tembok penahan

- Beban vertikal statis ekuivalen **BMS BDC (1992) hal 2-49 Pasal 2.4.7.3**

2.5.2. Pilar

Secara umum fungsi pilar adalah sama dengan kepala jembatan. Perencanaan awal untuk pilar untuk piar dalam aliran sungai harus dipancang kecuali bila pondasi dapat ditanam ke dalam batuan utuh dan diusahakan balok cap ditempatkan di bawah kedalaman gerusan yang diharapkan atau seluruhnya di atas muka air banjir dengan tebal balok cap tidak kurang dari 1000 mm dengan posisi seragam sepanjang pilar (**BMS BDM, 1992, hal 3-43**).

Bila pilar berada dalam aliran sungai maka terdapat beban akibat aliran sungai dengan besar beban tersebut tergantung pada kecepatan rencana aliran sungai yang ada pada lokasi (**BMS BDM, 1992, hal 2-23**), selain itu beban akibat hanyutan dan tumbukan batang kayu harus diperhitungkan. (**BMS BDM, 1992, hal 2-24**).

2.5.3. Pondasi Tiang Pancang

Perhitungan tiang pancang (pondasi) meliputi :

1. Pembebanan
Berdasarkan hasil perhitungan struktur utama pada bangunan jembatan, maka dapat dihitung gaya-gaya yang bekerja pada tiang pancang.
2. Data tanah
Dari hasil penyelidikan tanah dengan *Standard Penetration Test (SPT)*, diperoleh data-data yang diperlukan untuk perhitungan daya dukung tiang pancang.
3. Perhitungan Daya dukung tanah menggunakan perumusan *Sosro Darsono, 2005* karena jenis tanah yang dominan di sekitar Jembatan Malangsari adalah keras dengan rumus sebagai berikut :

$$R_a = \frac{1}{n} R_s = \frac{1}{n} (R_p + R_f) \dots\dots\dots(2-55)$$

$$R_p = A_p \cdot 40 \cdot N (\text{pada ujung tiang}) \dots\dots\dots(2-56)$$

$$R_f = \sum f_i \cdot U \dots\dots\dots(2-57)$$

$$f_i = \frac{N}{5} \leq 10 \dots\dots\dots(2-58)$$

dengan :

n = Faktor keamanan

R_a = Daya dukung yang diijinkan

R_u = Daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)

R_p = Daya dukung tepusat tiang (ton)

A_p = Luas penampang tiang

N = Nilai SPT

R_f = Gaya geser dinding tiang (ton)

f_i = Intensitas Gaya Geser Maksimum dinding tiang

U = keliling tiang

2.5.3.1. Perhitungan Daya Dukung Akibat Beban Horisontal

Daya dukung akibat beban horisontal dihitung berdasarkan beban pergeseran normal yang diijinkan pada kepala tiang, yaitu pergeseran paling maksimum pada ujung tiang. Bila besarnya pergeseran normal sudah ditetapkan, maka daya dukung mendatar yang diijinkan dapat ditentukan berdasarkan *Sosro Darsono, 2005* dengan asumsi tiang pancang tenggelam di dalam tanah.

$$H_a = \frac{k \cdot D}{\beta} \delta_a \dots\dots\dots (2-59)$$

Dengan :

- H_a = daya dukung mendatar yang diijinkan
 k = koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m^3)
 D = diameter tiang pancang (cm)
 β = koefisien untuk kedalaman
 $\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot EI}}$ (cm^{-1})
 EI = kekuatan lentur dari tiang (kg/cm^{-1})
 δ_a = besar pergeseran normal (cm)

2.5.3.2. Kekuatan Tiang Pancang

Perhitungan kekuatan tiang pancang digunakan prosedur perhitungan menurut PPBBI (1984) pasal 4.1.1 sebagai berikut :

- Tentukan besarnya momen dan gaya normal yang bekerja
- Tentukan tegangan yang terjadi pada tiang pancang dengan memakai perumusan sebagai berikut :

$$\sigma = \frac{\omega N}{A} \pm \frac{M_x}{w_x} \pm \frac{M_y}{w_y} \leq \sigma_{um} * \eta \dots\dots\dots (2-60)$$

dengan :

- σ = tegangan yang terjadi (kg/cm^2)
 ω = momen tahanan dari penampang (cm^3)
 A = luas penampang (cm^2)
 η = efisiensi kelompok tiang

$$\eta = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \dots\dots\dots (2-61)$$

Dengan

$\theta = \tan^{-1}(D/k)$ (dalam derajat)

D = diameter tiang

k = jarak antar tiang

n = jumlah tiang dalam baris

m = jumlah tiang dalam kolom

2.5.4. Pondasi Sumuran

Dalam merencanakan pondasi didasarkan pada hasil analisis tanah setempat. Dimana dari hasil pengujian SPT didapatkan nilai SPT yang tinggi (>50) pada kedalaman 4.5m sehingga dipakai pondasi sumuran.

Tabel 2.10 Jenis Pondasi Berdasarkan Kedalaman Tanah Keras

KEDALAMAN TANAH KERAS (m)	JENIS PONDASI
0.00 - 3.00	Pondasi Langsung
3.00 - 10.00	Pondasi Sumuran
10.00 - 20.00	Pondasi Tiang Pancang
> 20.00	Pondasi Tiang Pancang

Tahap perencanaan pondasi di uji coba sampai diperoleh ukuran pondasi berdasarkan **BMS BDM 1992 hal 9 - 2**, adapun tahapan perencanaan antara lain :

1. Periksa rencana ketahanan lateral ultimate untuk kasus beban U.L.S. keadaan batas ultimate

$$SF = \frac{\text{Jumlah gaya U.L.S yang menahan geser}}{\text{Jumlah gaya U.L.S. yang menyebabkan geser}} \geq 1.1$$

- Tahanan geser

$$R^* = P \tan \delta \dots\dots\dots (2-62)$$

Dimana :

P = beban vertikal yang bekerja tegak lurus terhadap dasar pondasi.

$\delta = 2/3 \text{ } \emptyset$ (untuk pondasi beton pracetak yang halus)

- Tahanan pasif ultimate
Tahanan pasif dapat diabaikan bila tanah pendukung dapat hilang oleh gerusan.

2. Periksa rencana stabilitas terhadap putar rotasi ultimate untuk kasus beban U.L.S. keadaan batas ultimate

$$SF = \frac{\text{Jumlah gaya U.L.S. yang menahan guling}}{\text{Jumlah gaya U.L.S. yang menyebabkan guling}} \geq 1.1$$

3. Periksa agar tekanan pondasi tidak melebihi kapasitas daya dukung ultimate pada pembebanan U.L.S. keadaan batas ultimate

$$\frac{\text{Rencana kapasitas daya dukung}}{\text{Jumlah gaya U.L.S. yang bekerja}} \geq 1.0$$

Rumus kapasitas daya dukung (q_u) :

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma DN_\gamma \dots\dots\dots (2-63)$$

4. Periksa agar penurunan, perpindahan geseran dan rotasi terangkatnya pondasi tidak mengurangi kelayakan jembatan

2.6. Bangunan Pelengkap Jembatan

2.6.1. Pelat injak

Sesuai dengan *BMS BDM (1992) hal 3-31* untuk dimensi permulaan pelat injak, panjang pelat injak dapat diambil sebesar 2500 mm dan setebal 200 mm. Lebar pelat injak disesuaikan dengan kelas jembatan tetapi umumnya digunakan lebar jalan kendaraan dengan kebebasan 600 mm terhadap tembok-tembok sayap.

2.6.2. Wing wall (Tembok sayap)

Wing wall berfungsi untuk menjaga agar tanah timbunan yang berada di belakang abutment tidak longsor jika terdapat beban lalu lintas. Dimensi permulaan untuk wing wall sesuai dengan *BMS BDM (1992) hal 3-31* adalah untuk lebar tembok sayap diambil sebesar $\frac{1}{20}$ tinggi tembok sayap atau minimal 200 mm.

Untuk pembebanan tembok sayap di asumsikan bahwa tembok sayap dibebani oleh gaya horisontal tegak lurus terhadap dinding (*BMS BDC, 1992, pasal 6.9 hal 6-69*).

2.7. Penulangan Jembatan

Fungsi penulangan pada jembatan adalah untuk menahan tegangan tarik yang terjadi pada beton akibat adanya beban dimana beton sendiri hanya kuat menahan tegangan tekan tetapi lemah terhadap tegangan tarik. Penulangan secara umum dapat dibagi sebagai berikut :

2.7.1. Penulangan Plat Lantai.

Kekuatan plat lantai terlentur direncanakan menggunakan tulangan rangkap dengan penulangan lentur. Berdasarkan *BMS BDC (1992) pasal 6.7.1 hal 6-75* metode perhitungan yang digunakan dengan langkah-langkah perhitungan sebagai berikut :

- Pilih momen ultimit *BMS BDC (1992) pasal 6.4* dan masukan selimut keawetan sesuai peraturan yang sama.
- Hitung γ untuk f_e' sesuai peraturan pasal 6.6.1.3 yaitu :
 $\gamma = 0,85 - 0,0077 (f_c' - 28)$ dan $0,65 \leq \gamma \leq 0,85$ (2-64)
- Hitung nilai dari kekuatan rencana dari penampang yang terlentur berdasarkan pasal 6.6.1.3.2 hal 6.50 harus diambil sebesar :

$$M_{ud} = \frac{M^*}{K_c^R} \dots\dots\dots (2-65)$$

Dengan

- M_{ud} = Kekuatan ultimit dengan penampang yang terlentur
 M^* = Kekuatan rencana dari penampang terlentur (KNm)
 K_c^R = Faktor reduksi kekuatan untuk beton struktural
 = 0.75 (penulangan lentur)

- Hitung nilai non dimensional dari :

$$\frac{M_{ud}}{bd^2} \dots\dots\dots (2-66)$$

- Dari hasil perhitungan diatas , lihat tabel penulangan balok (lampiran), maka akan diperoleh :

1. Nilai rasio tulangan tarik atau $\frac{A_{st}}{bd} \dots\dots\dots (2-67)$

2. Nilai rasio tulangan tekan atau $\frac{A_{sc}}{bd} \dots\dots\dots (2-68)$

dengan :

A_{sc} = luas penampang melintang tulangan tekan

A_{st} = luas penampang melintang tulangan tarik

1. Nilai $K_u < 0,4$ (dalam keadaan tulangan berkurang (Under reinforced))
2. Nilai perbandingan regangan baja tekan dan tarik f_{sc} / f_{sy} sehingga diketahui baja sudah dalam keadaan leleh atau belum

- Chek rasio tulangan tarik dengan rasio tulangan minimum dengan persamaan berikut :

$$\frac{A_{st}}{bd} > \frac{1.4}{f_{sy}} \dots\dots\dots (2-69)$$

- Menentukan nilai A_{sc} dan A_{st} perlu :

$$A_{sc} = \left[\frac{A_{sc}}{bd} \right] \times b.d \dots\dots\dots (2-70)$$

$$A_{st} = \left[\frac{A_{st}}{bd} \right] \times b.d \dots\dots\dots (2-71)$$

Chek apakah baja tulangan tekan dalam keadaan leleh atau belum dengan nilai :

$$\frac{f_{sc}}{f_y} \leq 1 \dots\dots\dots (2-72)$$

- Tentukan nilai tulangan perlu dan tulangan Pasang dengan menggunakan *Tabel 5.70 BMS BDM (1992) hal 5-155.*

2.7.1.2. Kontrol Stabilitas Plat Lantai

Kontrol Stabilitas pada Plat meliputi tinjauan terhadap retak dan lendutan sebagai berikut :

- **Kontrol stabilitas Retakan**

- **Kontrol stabilitas Retakan pada plat bertulang terlentur**

Berdasarkan *BMS BDC (1992) pasal 5.3* adalah bahwa retakan pada pelat yang terlentur, bisa dianggap terkendali bila jarak pada titik berat ke titik berat tulangan pada masing-masing arah tidak melampaui harga terkecil dari D atau 300 mm. Maksudnya adalah tulangan yang berdiameter kurang dari setengah diameter tulangan terbesar pada penampang harus diabaikan.

- **Kontrol stabilitas Lendutan**

- **Batas Lendutan**

Berdasarkan *BMS BDC (1992) pasal 5.3* lendutan untuk plat dan gelagar harus dibatasi sedemikian bahwa

- a. Lendutan akibat pengaruh tetap (lawan lendut atau lendutan) adalah dalam batas yang wajar, yaitu :

$$0 < \Delta < L/300 \dots\dots\dots (2-73)$$

dengan :

Δ = lendutan yang terjadi

- b. Lendutan pada beban hidup layan, termasuk kejut, yaitu :

$$\Delta < L/800 \text{ (untuk bentang)} \dots\dots\dots (2-74)$$

$$\Delta < L/400 \text{ (untuk kantilever)} \dots\dots\dots (2-75)$$

- **Lendutan Sesaat dan Lendutan jangka Panjang**

Berdasarkan *BMS BDC (1992) pasal 5.3*, lendutan sesaat ditentukan sebagai berikut :

1. Menentukan lendutan jangka panjang berdasarkan *BMS BDC (1992) pasal 5.3*, untuk menentukan nilai jangka

panjang (Δ_{LT}) pada pelat bertulang (dan gelagar) lendutan sesaat akibat beban tetap maupun sementara yang ditinjau dengan nilai pengali K_{cs} dengan ketentuan sebagai berikut :

$$K_{cs} = 2,0 \cdot 1,2 \frac{A_{sc}}{A_{st}} \geq 0,8 \dots\dots\dots (2-76)$$

Dengan A_{sc}/A_{st} pada gelagar menerus diambil pada tengah bentang.

2.7.2 Analisis Penulangan Struktur Jembatan

Analisa struktur jembatan dengan gaya aksial, geser, momen, defleksi dan rotasi yang terjadi pada struktur jembatan yang kemudian akan digunakan untuk mengetahui daya kekuatan dan daya layan Balok.

2.7.2.1 Perencanaan Penulangan

Penulangan diperhitungkan terhadap lentur, geser, torsi dan lendutan yang terjadi dengan beban yang sesungguhnya serta kontrol letak pada penampang balok.

➤ Penulangan Geser

Untuk penulangan kekuatan balok terhadap geser menurut **BMS BDC (1992) pasal 6.7.2.2 hal 6-78** dengan prosedur sebagai berikut :

- Tentukanlah gaya geser rencana V^* dari analisis struktur
- Tentukan besaran bahan f'_c dan f_{sy} sesuai peraturan 6.4, selimut keawetan sesuai **BMS BDC (1992) pasal 6.3** dan dimensi yang telah ditetapkan.
- Hitung nilai dari :
 - a. Batas kehancuran Badan V_u , maka :

$$V_{u \text{ maks}} = 0,2 f'_c \cdot b_v \cdot d_o \dots\dots\dots (2-77)$$
 - b. Kekuatan geser tanpa tulangan geser V_{uc}

$$(V_{uc}) = \beta_1 \cdot \beta_2 \beta_3 \cdot b_v \cdot d_o \left(\frac{A_{st} f'_c}{b_v \cdot d_o} \right)^{1/3} \dots\dots\dots (2-78)$$

dengan :

$$\beta_1 = 1,4 - (d_o/2000) \geq 1,1$$

$$\beta_2 = 1$$

= $1 - N^* / (3,5 Ag) \geq 0$, untuk komponen yang memikul tekanan aksial yang cukup besar, N^*

= $1 + N^* / (14 Ag)$, untuk komponen yang memikul tekanan aksial yang cukup besar, N^*

$\beta_3 = 1$ atau diambil sebesar $= 2d_o / \alpha_v \leq 2$ kecuali beban yang bekerja di tumpuan menyesuaikan diri sehingga tercipta tekan diagonal sepanjang α_v

α_v = jarak dari penampang dengan geser ditinjau muka perletakan terdekat (ayat 6.6.2.6.1)

A_{st} = luas penampang tulangan memanjang dalam daerah tarik dan terjangkar penuh pada potongan melingkar yang ditinjau.

b_v = Lebar badan gelagar

f_c' = kekuatan tekan karakteristik beton

d_o = jarak dari serat tekan terjauh terhadap titik berat tulangan tarik.

c. Kekuatan geser tanpa penulangan minimum $V_u \text{ min}$

$$V_u \text{ min} = V_{uc} + 0,6 b_v D_o \dots\dots\dots (2-79)$$

d. Cek kekuatan terhadap kehancuran badan

$$V^* \equiv V_{u \text{ maks}} \dots\dots\dots (2-80)$$

(kuat terhadap kehancuran badan)

$$V^* > V_{u \text{ maks}} \dots\dots\dots (2-81)$$

(terjadi kehancuran badan, maka perlu diperbesar dimensi)

➤ Cek Kondisi

$$a. V^* = K_C^R \times V_{u \text{ min}} \dots\dots\dots (2-82)$$

$$V^* > K_C^R \times V_{uc} \dots\dots\dots (2-83)$$

$$D \leq 250 \text{ atau } 0,5 b_v \text{ (pilih nilai yang terbesar)} \dots\dots (2-84)$$

Tidak perlu tulangan geser

$$b. V^* \leq K_c^R \times V_{u \text{ min}} \dots\dots\dots (2-85)$$

$$V^* > K_C^R \times V_{uc} \dots\dots\dots (2-86)$$

$D > 250$ atau $0,5 b_v$ (pilih nilai yang terbesar) (2-87)
 Perlu tulangan minimum A_{sv}

$$A_{s \min} = \left(\frac{0,35 b_v S}{f_{syf}} \right) \dots\dots\dots (2-88)$$

$S \geq 0,75 D$
 $S \geq 500$ mm (pilih nilai yang terkecil) (2-89)

c. $V^* > K_c^R \times V_{u \min}$ (2-90)

$$\text{Perlu tulangan } A_{sv} = \frac{V_{us} S}{f_{syf} d_o \cdot \cot \phi_v} \dots\dots\dots (2-91)$$

dengan V_{us} :

$$V_{us} = \frac{V^*}{K_c^R} - V_{uc} \dots\dots\dots (2-92)$$

$S \geq 0,5 D$
 ≥ 300 mm (pilih nilai terkecil) (2-93)

➤ Chek nilai jarak antara tulangan

$S \geq D$ (2-94)
 ≥ 600 mm (pilih nilai yang terkecil)

2.7.2.2 Kontrol Stabilitas Balok

➤ **Kontrol retakan Balok**

Retak pada plat terjadi disebabkan oleh momen yang bekerja pada plat tersebut, untuk menghindari bahaya retak pada plat tersebut perlu dilakukan kontrol retak.

Berdasarkan *BMS BDC (1992) pasal 6.7.4.1.* sampai *6.6.3.10 hal 6-83* adalah bahwa retakan pada balok bertulang bisa dianggap terkendali bila :

1. Jarak tulangan dari pusat ke pusat (s') dekat muka yang tertarik dari balok tidak melebihi 200 mm ($s' < 200$ mm)
2. Jarak dari tepi atau dasar balok ke pusat tulangan memanjang (dc') jangan lebih dari 100 mm ($dc' < 100$ mm)

➤ **Kontrol Lendutan Balok**

Berdasarkan *BMS BDC (1992) pasal 6.7.4.1.* sampai *6.6.5.4.* Lendutan pada balok dianggap memenuhi persyaratan

yang ada bila perbandingan dengan tinggi efektif tidak lebih besar dari harga yang ditentukan berikut ini :

$$\frac{L_{ef}}{d} = \left[\frac{k_1 (\Delta / L_{ef}) b_{ef} \cdot E_c}{k_2 \cdot F_{d.e.f}} \right]^{1/3} \dots\dots\dots (2-95)$$

dengan :

Δ / L_{ef} = batas lendutan yang dipilih sesuai dengan pasal 6.2.2.3 yaitu $L / 800$

$F_{d.e.f}$ = beban rencana efektif untuk setiap unit panjang , diambil sebesar :

$$F_{d.e.f} = (0,1 + Kcs) W + q \dots\dots\dots (2-96)$$

dengan

W = Beban mati dan q beban hidup .

$K_1 = L_{ef} / (b \cdot d^3) = 0,045$ untuk penampang segi empat.

K_2 = konstanta lendutan untu balok menerus dimana pada bentang yang berdekatan perbandingan bentang panjang dan bentang pendek tidak melampaui 1,2 dan tidak ada bentang tepi yang lebih panjang dari bentang tengah , nilai $K_2 =$ diambil sebesar 1/384 untuk bentang tengah dan 1/385 untuk bentang tepi.

BAB III

METODOLOGI

BAB III METODOLOGI

BAB III METODOLOGI

Metodologi suatu perencanaan adalah tata cara atau urutan kerja suatu perhitungan perencanaan untuk mendapatkan hasil Perencanaan dermaga. Metodologi yang digunakan untuk menyelesaikan proyek akhir ini sebagaimana ditunjukkan pada diagram alir, adapun uraian dari metodologi dijelaskan sebagai berikut:

3.1. Pengumpulan data

Seluruh data / informasi perencanaan jembatan dikumpulkan berdasarkan data – data sekunder yang diperoleh dari Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga Propinsi Jawa Timur. Adapun data – data yang diperoleh tersebut di antaranya:

1. Data gambar

Dari data gambar dapat diketahui bahwa jembatan Malangsari mempunyai kondisi eksisting yang merupakan jembatan yang terdiri atas tiga bentang dengan panjang total 100 meter. Balok girder direncanakan menggunakan sistem gelagar balok beton prategang dengan panjang 40 dan 30 meter. Pada bangunan bawah jembatan Malangsari terdiri atas dua buah kepala jembatan yang berada pada sisi-sisi jembatan dan dua buah pilar yang berada diantara ketiga bentang jembatan. Selain itu diketahui juga dimensi setiap bangunan jembatan baik dari gambar tampak maupun gambar potongan atau gambar detail dan lokasi/ letak jembatan Malangsari yaitu terletak di Lembu kabupaten Banyuwangi yang menghubungkan daerah perbatasan Jember dengan Banyuwangi maupun sebaliknya.

2. Data Penyelidikan tanah

Pada data penyelidikan tanah didapatkan bahwa lokasi jembatan Malangsari berada di lapisan tanah lunak dimana pada kedalaman tanah sampai 16 m baru mencapai tanah keras.

3. Data Survei Hidrologi

Dalam data survei hidrologi dapat diketahui muka air banjir sehingga dapat ditentukan ketinggian bebas dari jembatan Malangsari terhadap muka air banjir.

4. Data Survei Pendahuluan

Dari survei pendahuluan didapatkan data-data tentang daerah gempa dari lokasi jembatan Malangsari, kecepatan angin, dan jumlah lajur untuk melayani lalu lintas.

3.2. Metode Perencanaan Jembatan

Perencanaan jembatan Malangsari seperti yang telah disebutkan di atas tersusun sistem perencanaan untuk gelagar yaitu panjang 30 dan 40 m dengan sistem balok prategang. Dengan panjang total jembatan 100 m. Jembatan Malangsari direncanakan memiliki lebar lantai kendaraan 11,5 m yang terbagi atas dua jalur yang pada setiap jalur terdiri dua lajur dan direncanakan terdapat trotoar selebar 0,7 m di setiap sisi jembatan. Pembebanan menggunakan rencana keadaan batas yaitu mengalikan beban dengan faktor beban untuk keadaan ultimate. Untuk beban mati ultimate dikalikan faktor beban 1,3 dan untuk beban hidup ultimate dikalikan faktor beban 2, hal ini berlaku untuk setiap menghitung bangunan jembatan kecuali pada saat menghitung gelagar beton prategang dan pondasi.

3.3. Analisis Perencanaan Jembatan

3.3.1 Preliminary desain

Seperti yang telah ditentukan pada *Bridge Management System* (1992) bahwa terdapat beberapa bangunan jembatan yang perlu ditentukan terlebih dahulu yaitu :

a. Perencanaan pelat lantai

Perencanaan dimensi awal untuk tebal minimum pelat lantai dapat menggunakan rumus *BMS BDM* (1992) *halaman 5-4* :

$$200 \leq D \leq 100 + 0.04 L \dots\dots\dots(3-1)$$

b. Perencanaan Gelagar

Untuk gelagar beton prategang dapat diperkirakan tingginya menggunakan rumus perbandingan tipikal tinggi/ bentang :

$$H = \frac{1}{15} L \text{ s/d } \frac{1}{16,5} L \dots\dots\dots(3-2)$$

Jika perkiraan tinggi sudah didapatkan penentuan dimensi dapat dilihat dalam brosur WIKA yang terdapat dalam lampiran.

3.3.2 Perencanaan bangunan atas

a. Perencanaan dimensi struktur beton bertulang

Merencanakan setiap dimensi struktur penyusun bangunan atas jembatan yang disesuaikan dengan peraturan yang digunakan *Bridge Management System* (1992) :

1. Perencanaan sandaran
2. Perencanaan trotoar dan kerb
3. Perencanaan Pelat lantai kendaraan dan pelat lantai trotoar
4. Perencanaan gelagar beton prategang
5. Perencanaan dan diafragma beton prategang
6. Perencanaan elastomer.

b. Pembebanan struktur

Menganalisa seluruh beban yang masuk ke struktur yang direncanakan untuk bangunan atas, adapun diantaranya :

1. Beban mati
2. Beban hidup
3. Beban gempa
4. Beban angin
5. Beban rem
6. Beban roda

c. Penulangan dan perencanaan kabel

Penulangan menggunakan rumus untuk mendapatkan tulangan lentur, tulangan geser, dan tulangan torsi. Untuk gelagar beton prategang menggunakan perencanaan kabel.

d. Kontrol

Kontrol gelagar beton prategang.

3.3.3. Perencanaan Bangunan Bawah

a. Perencanaan dimensi struktur

Merencanakan setiap dimensi struktur penyusun bangunan atas jembatan yang disesuaikan dengan peraturan yang digunakan *Bridge Management System* (1992) :

1. Abutment
2. Pilar
3. Pondasi

b. Pembebanan struktur

Menganalisa seluruh beban yang masuk ke struktur yang direncanakan untuk bangunan atas, adapun diantaranya :

1. Beban mati
2. Beban hidup
3. Beban akibat tekanan tanah
4. Beban gempa

c. Penulangan dan Kontrol

Penulangan meliputi plat. Kontrol stabilitas diperlukan untuk menjamin perilaku struktur yang memadai pada kondisi beban kerja. Kontrol meliputi kontrol terhadap retak dan lendutan. Kontrol pada bangunan bawah meliputi kontrol momen guling pada abutmen dan pilar dan kontrol tegangan tarik pada pondasi tiang pancang.

3.3.4. Perencanaan Bangunan Pelengkap

a. Perencanaan dimensi struktur

Merencanakan setiap dimensi struktur penyusun bangunan atas jembatan yang disesuaikan dengan peraturan yang digunakan *Bridge Management System* (1992) :

1. Plat Injak
2. Wingwall

b. Pembebanan struktur

Menganalisa seluruh beban yang masuk ke struktur yang direncanakan untuk bangunan atas, adapun diantaranya :

1. Beban mati
2. Beban hidup

c. Penulangan

Penulangan meliputi plat injak dan wingwall (sayap jembatan). Kontrol stabilitas diperlukan untuk menjamin perilaku struktur yang memadai pada kondisi beban kerja. Kontrol meliputi kontrol terhadap retak (geser).

3.3.5. Penggambaran

Setelah perhitungan struktur selesai, maka dilakukan penggambaran struktur yang dilakukan menggunakan autocad yang meliputi :

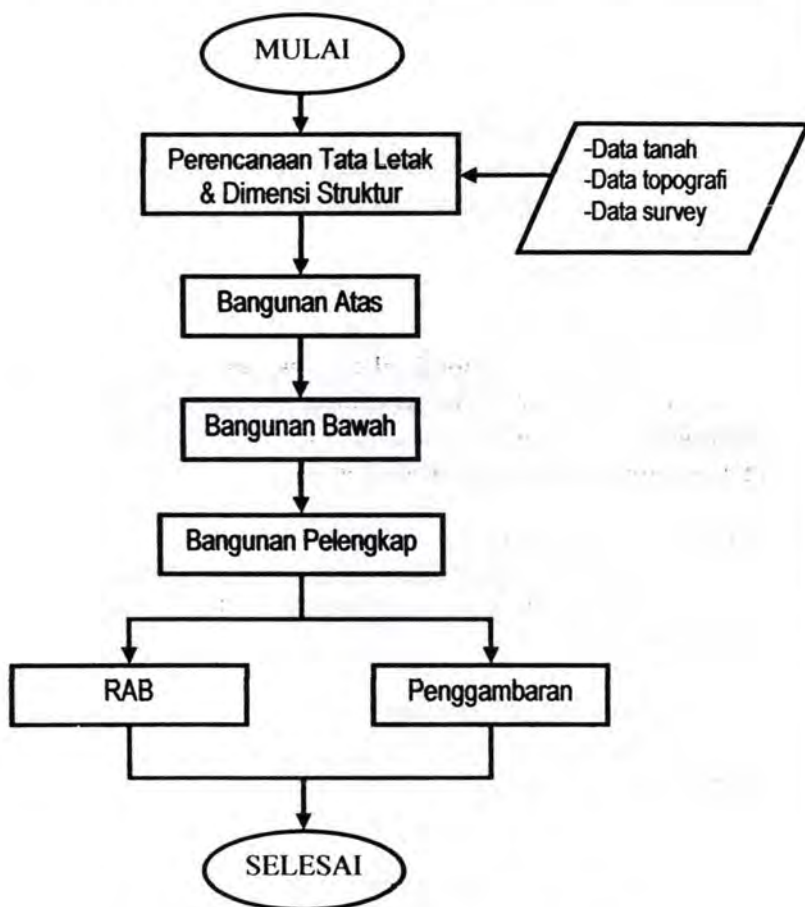
- Gambar layout jembatan
- Gambar tampak jembatan
- Gambar potongan
- Gambar detail

3.3.6. Rencana Anggaran Biaya

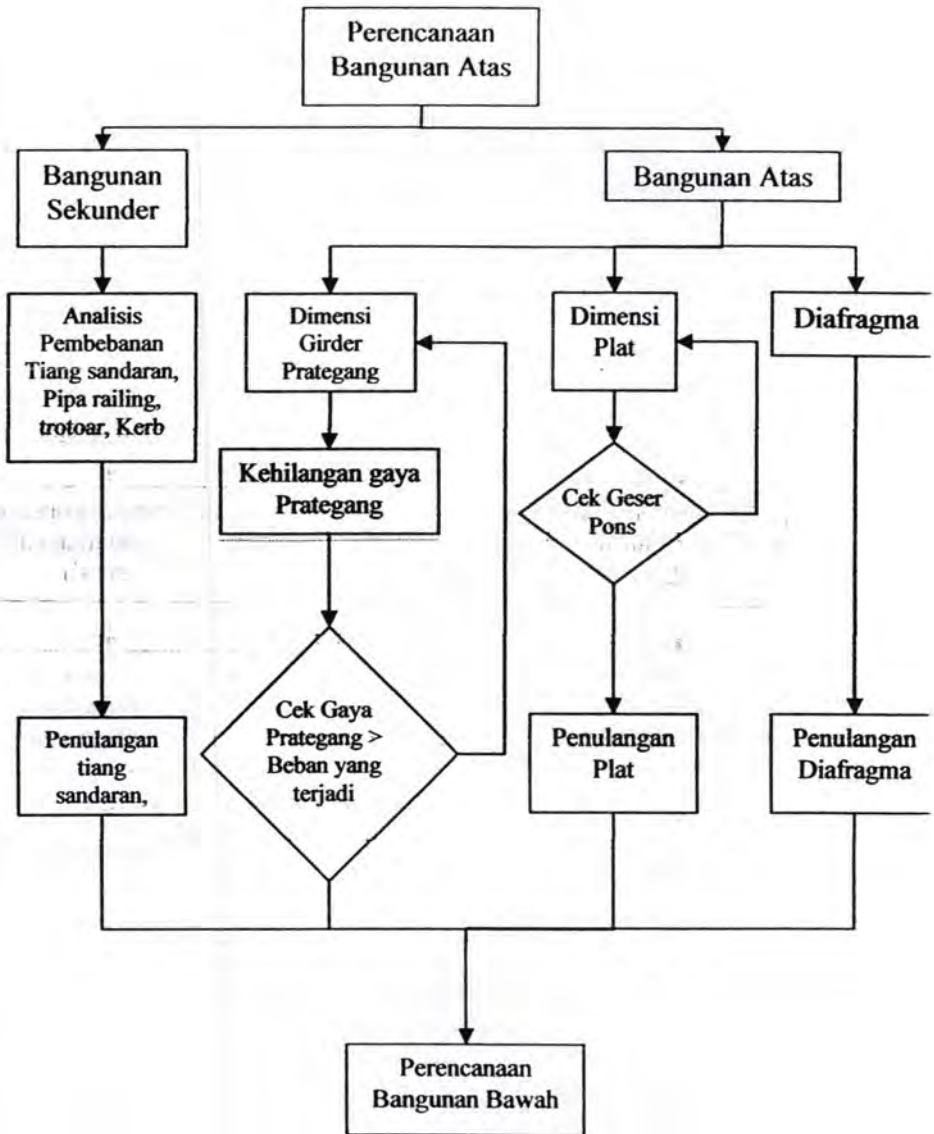
Dari hasil perencanaan jembatan diatas maka langkah terakhir adalah merencanakan anggaran biaya yang dibutuhkan untuk membangun jembatan tersebut.

3.3.7. Penulisan laporan

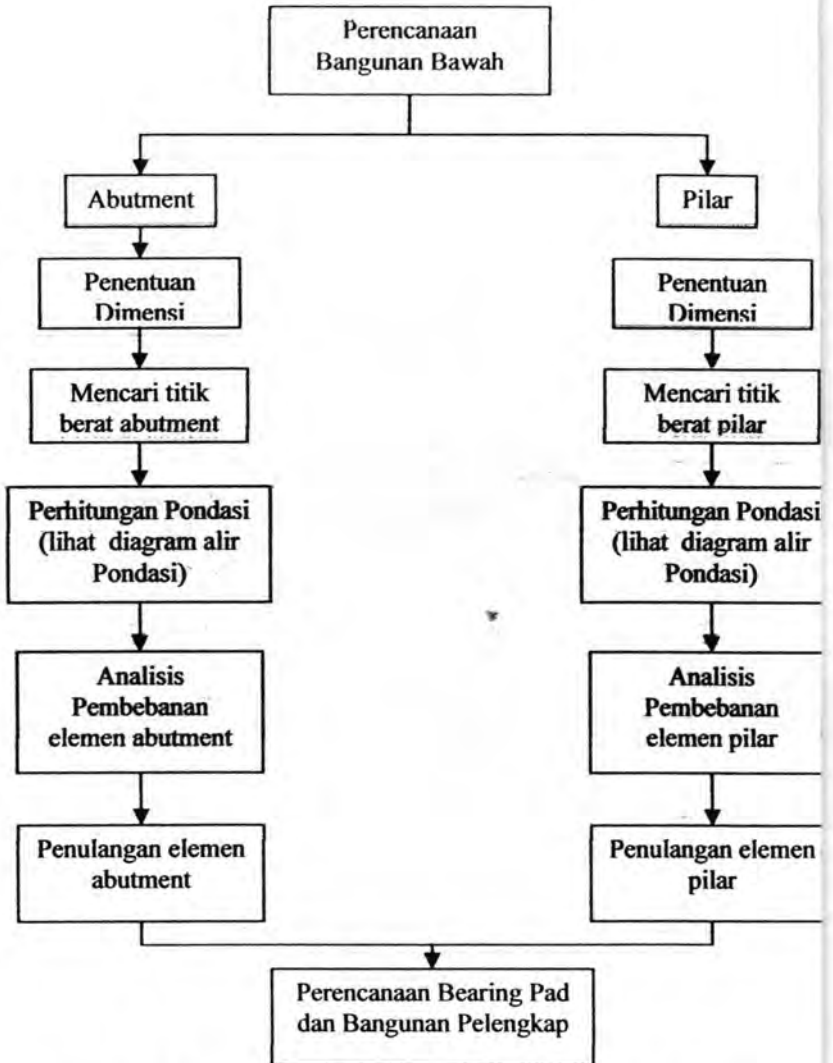
Tugas akhir merupakan bentuk karya ilmiah, maka dalam pembuatan tugas akhir diperlukan laporan yang penulisannya disusun secara sistematis dan terperinci.



Gambar 3.1. Garis Besar Diagram alir jembatan



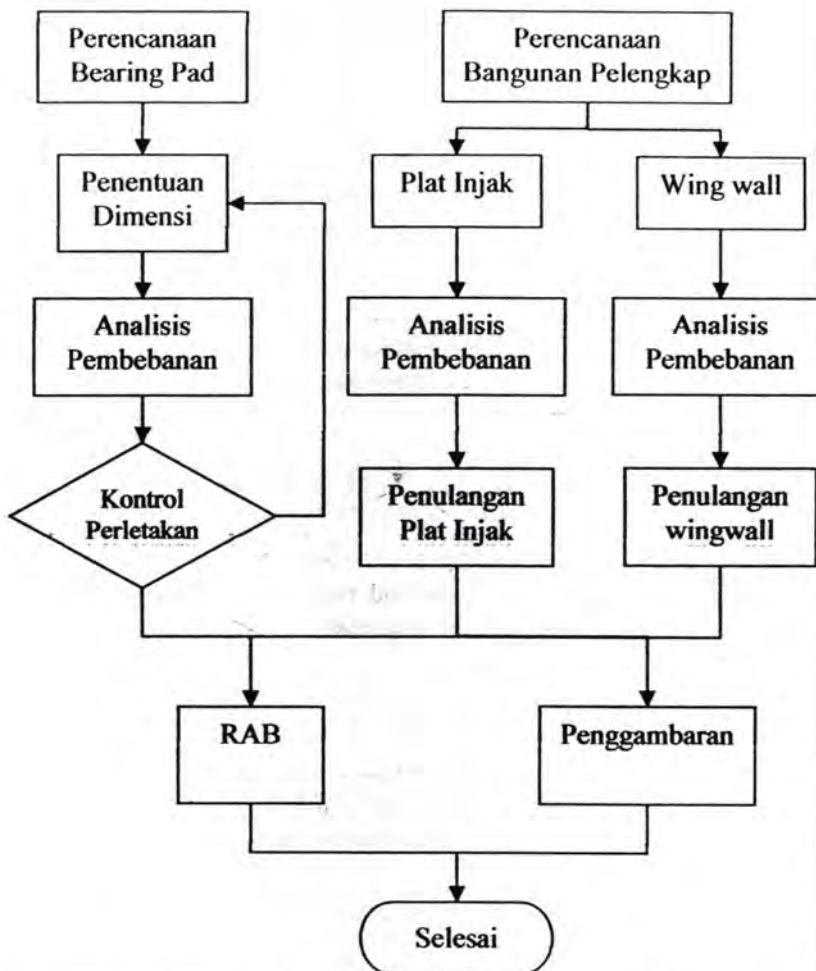
Gambar 3.2. Diagram alir Perencanaan Bangunan Atas



Gambar 3.3. Diagram alir Perencanaan Bangunan Bawah



Gambar 3.4. Diagram alir Perencanaan Pondasi



Gambar 3.5. Diagram alir perencanaan elastomer dan bangunan pelengkap

BAB IV

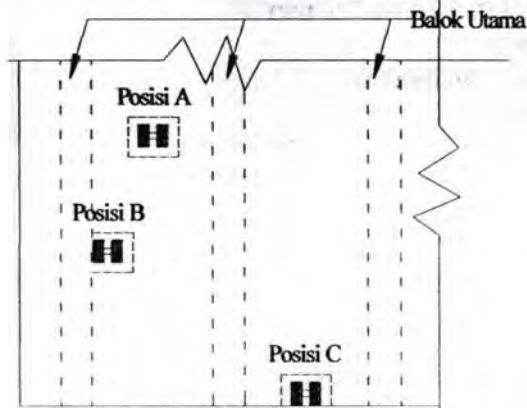
PERENCANAAN ELEMEN BANGUNAN ATAS

BAB IV PERENCANAAN ELEMEN BANGUNAN ATAS

4.1. Perencanaan Dimensi Struktur Utama

4.1.1. Perencanaan Dimensi Pelat

Perencanaan pelat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_s , yang memenuhi ketentuan dalam *BMS BDC (1992) hal.6-75* mengenai tebal minimum pelat. Analisis dimensi yang digunakan pelat pada bentang tepi dan bentang tengah adalah sama karena jarak bentang pelat antara pusat tumpuan sama. Dalam menentukan tebal pelat yang dipakai maka dilakukan kontrol terhadap geser pons akibat pembebanan roda pada posisi yang berbeda (seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.1).



Gambar 4.1. Analisis Posisi Roda Pada Plat Lantai Kendaraan.

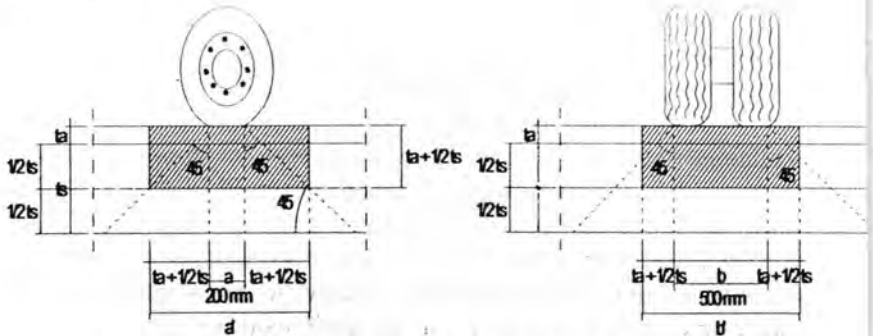
$$t_s \geq 200 \text{ mm}$$

$$t_s \geq 100 + 40 L \text{ mm}$$

$$t_s = 100 + (40 \times 1,4) = 156 \text{ mm}$$

$t_s \geq 200$ mm
dipakai $t_s = 20$ mm

Posisi A



Gambar 4.2. Penyebaran Beban Roda Pada Posisi A

$$t_s = 100 + (40 \times 1,4) = 156 \text{ mm}$$

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

dipakai $t_s = 250$ mm

diketahui

$$K_{TT}^u = 2 \quad a = 200 \text{ mm}$$

$$DLA = 0,3 \quad b = 500 \text{ mm}$$

$$P_{\text{roda}} = 100 \text{ KN}$$

$$K_C^R = 0,6$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$a' = a + 2 * \left(ta + \frac{1}{2} t_s \right)$$

$$a' = 200 + 2 * \left(50 + \frac{1}{2} 250 \right)$$

$$a' = 570 \text{ mm}$$

$$b' = b + 2 * \left(ta + \frac{1}{2} t_s \right)$$

$$b' = 500 + 2 * \left(50 + \frac{1}{2} 250 \right)$$

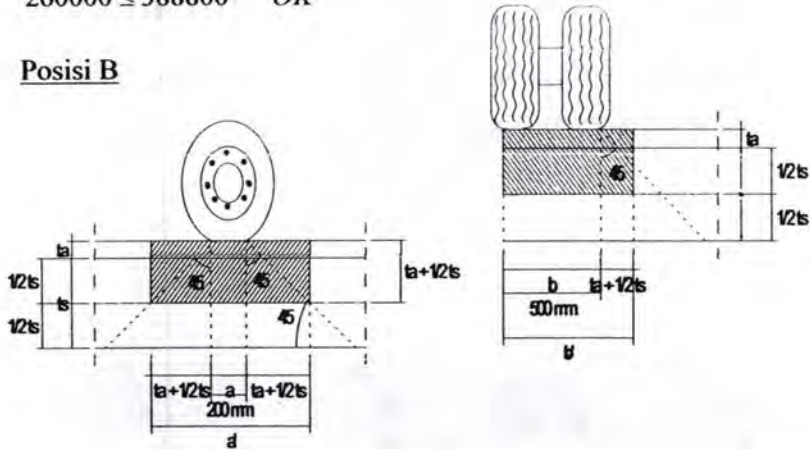
$$b' = 870 \text{ mm}$$

$$K_{TT}^U \times P_{RODA} \times (1 + DLA) \leq K_C^R \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times \text{luas bidang geser}$$

$$2 \times 10^5 \times (1 + 0,3) \leq 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times (2 * (570 + 870) * 250)$$

$$260000 \leq 388800 \quad OK$$

Posisi B



Gambar 4.3. Penyebaran Beban Roda Pada Posisi B

$$ts = 100 + (40 \times 1,4) = 156 \text{ mm}$$

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

$$\text{dipakai } ts = 250 \text{ mm}$$

diketahui

$$K_{TT}^U = 2 \quad a = 200 \text{ mm}$$

$$DLA = 0,3 \quad b = 500 \text{ mm}$$

$$P_{roda} = 100 \text{ KN}$$

$$K_C^R = 0,6$$

$$f_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$a' = a + 2 * \left(ta + \frac{1}{2} ts \right)$$

$$a' = 200 + 2 * \left(50 + \frac{1}{2} 250 \right)$$

$$a' = 570 \text{ mm}$$

$$b' = b + \left(ta + \frac{1}{2} ts \right)$$

$$b' = 500 + \left(50 + \frac{1}{2} 250 \right)$$

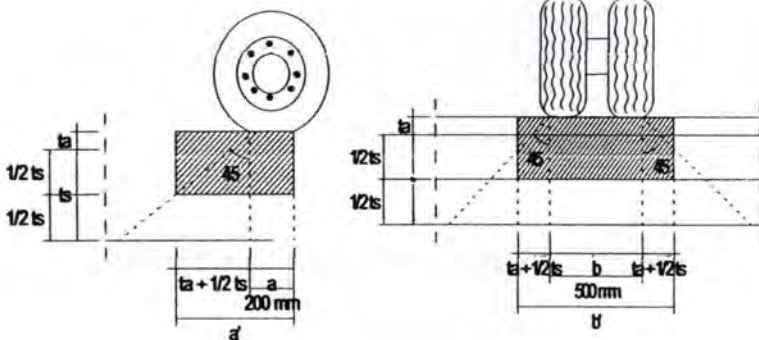
$$b' = 685 \text{ mm}$$

$$K_{TT}^U \times P_{RODA} \times (1 + DLA) \leq K_C^R \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times \text{luas bidang geser}$$

$$2 \times 10^5 \times (1 + 0,3) \leq 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times (2 \times 570 + 685) \times 250$$

$$260000 \leq 261900 \quad \text{OK}$$

Posisi C



Gambar 4.4. Penyebaran Beban Roda Pada Posisi C

$$ts = 100 + (40 \times 1,4) = 156 \text{ mm}$$

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

dipakai $ts = 250 \text{ mm}$

diketahui

$$K_{TT}^U = 2 \quad a = 200 \text{ mm}$$

$$DLA = 0,3 \quad b = 500 \text{ mm}$$

$$P_{roda} = 100 \text{ KN}$$

$$K_C^R = 0,6$$

$$fc = 25 \text{ Mpa}$$

$$a' = a + \left(ta + \frac{1}{2} ts \right)$$

$$a' = 200 + \left(50 + \frac{1}{2} 250 \right)$$

$$a' = 385 \text{ mm}$$

$$b' = b + 2 * \left(ta + \frac{1}{2} ts \right)$$

$$b' = 500 + 2 * \left(50 + \frac{1}{2} 250 \right)$$

$$b' = 870 \text{ mm}$$

$$K_{TT}^U \times P_{RODA} \times (1 + DLA) \leq K_C^R \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times \text{luas bidang geser}$$

$$2 \times 10^5 \times (1 + 0,3) \leq 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times (2 * 385 + 870) \times 250$$

$$260000 \leq 221400 \quad \text{Tidak OK}$$

Maka pada posisi C (ujung pelat) diperlukan penebalan pelat dengan tebal pelat sebesar 300 mm dan dikontrol terhadap geser pons.

Posisi C

$$a' = a + \left(ta + \frac{1}{2} ts \right)$$

$$a' = 200 + \left(50 + \frac{1}{2} 300 \right)$$

$$a' = 400 \text{ mm}$$

$$b' = b + 2 * \left(ta + \frac{1}{2} ts \right)$$

$$b' = 500 + 2 * \left(50 + \frac{1}{2} 300 \right)$$

$$b' = 900 \text{ mm}$$

$$K_{TT}^U \times P_{RODA} \times (1 + DLA) \leq K_C^R \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times \text{luas bidang geser}$$

$$2 \times 10^5 \times (1 + 0,3) \leq 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times (2 * 400 + 900) \times 300$$

$$260000 \leq 270000 \quad \text{OK}$$

4.1.2. Balok Utama Beton Prategang

Balok utama beton prategang dalam tugas akhir ini dibagi menjadi dua bentang, yaitu bentang tepi dan bentang tengah. Pada bentang tepi panjang balok prategang adalah 30 meter dan bentang tengah mempunyai panjang 40 meter. Berikut di bawah ini adalah preliminary design balok prategang pada masing – masing bentang :

Bentang Tepi

$$\text{Panjang balok} = 30\text{m} = 3000\text{cm} = 30000\text{mm}$$

Untuk perencanaan awal tinggi gelagar digunakan acuan **BDM BMS (1992) hal. 3.26** adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Tinggi (h)} &= 1/15 \text{ s/d } 1/16.5 \cdot L \\ &= 1/15 \sim 1/16.5 \times 3000\text{cm} \\ &= 200 \sim 181.82 \text{ cm} \end{aligned}$$

Berdasarkan spesifikasi yang disediakan pada brosur **PT. WIKA** maka dipakai tinggi gelagar untuk bentang tepi adalah 160 cm.

$$\begin{aligned} \text{Lebar (bw)} &= 1/4h \sim 3/4h \\ &= 1/4 \sim 3/4 \times 160 \text{ cm} \\ &= 40 \sim 120 \text{ cm} \end{aligned}$$

Berdasarkan spesifikasi yang disediakan pada brosur **PT. WIKA** maka dipakai lebar gelagar untuk bentang tepi adalah 55 cm.

Pada perencanaan lebar efektif balok didisain berdasarkan **BMS BDM (1992) hal. 6.47** dimana terdapat 3 parameter (diambil yang terkecil), yaitu :

1. $b_{ef} = 1/5L$
 $b_{ef} = 1/5 \times 30000\text{mm}$
 $= 6000 \text{ m}$
2. $b_{ef} =$ jarak pusat ke pusat antar badan balok
 $b_{ef} = 1400 \text{ mm}$ (berdasarkan brosur **PT. WIKA**)
3. $b_{ef} = 12 \times$ tebal plat
 $b_{ef} = 12 \times 250 \text{ mm}$
 $= 3000 \text{ mm}$

Maka dipakai lebar efektif balok adalah 1400 mm.

Bentang Tengah

Panjang balok = 40m = 4000cm = 40000mm

Untuk perencanaan awal tinggi gelagar digunakan acuan *BMS BDM (1992) hal. 3.26* adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Tinggi (h)} &= 1/15 \text{ s/d } 1/16.5 \cdot L \\ &= 1/15 \sim 1/16.5 \times 4000\text{cm} \\ &= 266,67 \sim 242,42 \text{ cm} \end{aligned}$$

Berdasarkan spesifikasi yang disediakan pada brosur *PT. WIKA* maka dipakai tinggi gelagar untuk bentang tengah adalah 170 cm.

$$\begin{aligned} \text{Lebar (bw)} &= 1/4h \sim 3/4h \\ &= 1/4 \sim 3/4 \times 210 \text{ cm} \\ &= 52,5 \sim 157,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Berdasarkan spesifikasi yang disediakan pada brosur *PT. WIKA* maka dipakai lebar gelagar untuk bentang tengah adalah 65 cm.

Pada perencanaan lebar efektif balok didisain berdasarkan *BMS BDM (1992) hal. 6.47* dimana terdapat 3 parameter (diambil yang terkecil), yaitu :

1. $b_{ef} = 1/5L$
 $b_{ef} = 1/5 \times 40000\text{mm}$
 $= 8000 \text{ m}$
2. $b_{ef} =$ jarak pusat ke pusat antar badan balok
 $b_{ef} = 1400 \text{ mm}$ (berdasarkan brosur *PT. WIKA*)
3. $b_{ef} = 12 \times$ tebal plat
 $b_{ef} = 12 \times 250 \text{ mm}$
 $= 3000 \text{ mm}$

Maka dipakai lebar efektif balok adalah 1400 mm.

4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

4.2.1 Perencanaan Pipa sandaran

Pipa sandaran direncanakan berdasarkan *BMS BDC (1992) hal. 2-69* yang menjelaskan bahwa sandaran yang digunakan oleh pejalan kaki harus direncanakan untuk dua pembebanan rencana daya layan yaitu $W = 0,75 \text{ KN/m}$. Beban-

beban tersebut bekerja secara bersamaan dalam arah horisontal dan vertikal pada masing masing sandaran.

Berdasarkan dasar perencanaan diatas, maka pembebanan pada pipa sandaran dapat direncanakan dengan pipa sandaran yang berdiameter 3" ($\varnothing 76,3\text{mm}$). Dalam buku *Rudi Gunawan (1988)*, didapatkan data pipa besi dengan $\varnothing 76,3\text{ mm}$ adalah :

Tabel 4.1 Data Pipa Sandaran

DATA PIPA SANDARAN		
Diameter pipa	76,3	mm
Tebal pipa	4	mm
Berat pipa	0,0713	KN/m'
Mutu baja Fe	Bj 37	
W	15,6	cm ³

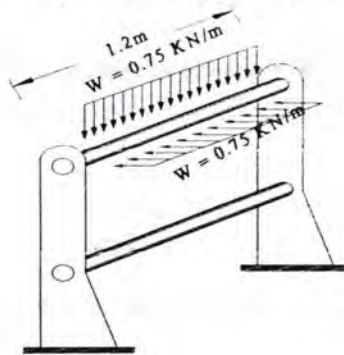
Tabel 4.2 Faktor Beban Untuk Sandaran

TABEL FAKTOR BEBAN		
Notasi Faktor Beban	Keterangan	Faktor Beban ULS
Berat sendiri K_{MS}^u	Baja	1,1
	Beton cor ditempat	1,3
Beban pejalan kaki K_{TP}^u		2

Tabel 4.3 Tabel Berat Bahan Untuk Sandaran

TABEL BERAT BAHAN		
Bahan Jembatan	Berat sendiri	Satuan
Beton Massa (cor)	24	KN/m ³
Beton Bertulang (cor)	25	KN/m ³
Pratekan (pracetak)	25	KN/m ³

P hidup sandaran = 0,75 KN/m
 Jarak pusat ke pusat tiang sandaran (L) = 1,4 m



Gambar 4.5. Beban hidup arah horizontal dan vertikal pada sandaran.

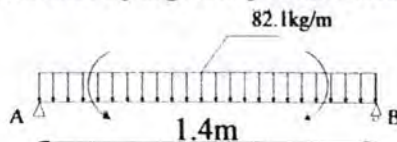
Beban pipa sandaran yang bekerja arah vertikal

$$\begin{aligned}
 P^*v &= P^*ms + P^*hidup\ sandaran \\
 &= Pms + Phidup\ sandaran \\
 &= 0,0713\text{ KN/m}' + 0,75\text{ KN/m}' \\
 &= 0,821\text{ KN/m}' \\
 &= 82,1\text{ kg/m}'
 \end{aligned}$$

Beban pipa sandaran yang bekerja arah horizontal

$$\begin{aligned}
 P^*h &= P^*hidup\ sandaran \\
 &= 0,75\text{ KN/m}' \\
 &= 75\text{ kg/m}'
 \end{aligned}$$

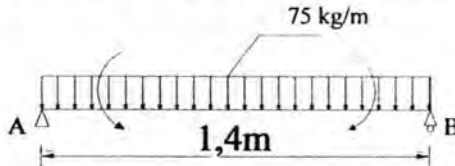
Momen pipa sandaran yang bekerja arah vertikal



Gambar 4.6. Momen arah vertikal pipa sandaran

$$\begin{aligned}
 M^*v &= 1/8 \times q \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 82,1 \text{ kg/m} \times (1,4\text{m})^2 \\
 &= 20,122 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Momen pipa sandaran yang bekerja arah horizontal



Gambar 4.7. Momen arah horizontal pipa sandaran

$$\begin{aligned}
 M^*h &= 1/8 \times q \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 75 \text{ kg/m} \times (1,4\text{m})^2 \\
 &= 18,375 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Kontrol Tegangan

Tegangan yang terjadi pada pipa sandaran harus kurang dari tegangan ijin baja. Tegangan ijin baja adalah sebesar 1600 kg/cm^2 (Rudi Gunawan, 1988). Tegangan yang terjadi adalah tegangan dari beban horisontal dan beban vertikal yang bekerja bersama.

Adapun nilai dari tegangan total diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{total}} &= Mx/W + My/W \\
 &= (20.122+18.375)*100/15.6 \\
 &= 246.77 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

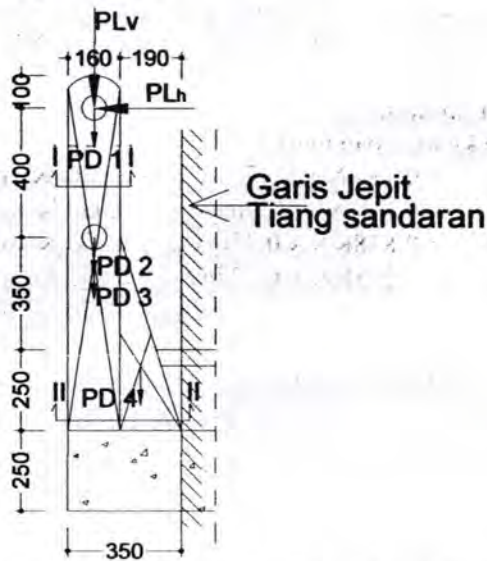
Tegangan yang terjadi pada pipa sandaran adalah sebesar :

$$\begin{aligned}
 \sigma &< \sigma \text{ ijin} \\
 \sigma_{\text{total}} &< \sigma \text{ ijin} \\
 246,77 \text{ Kg/cm}^2 &< 1600 \text{ Kg/cm}^2 \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

4.2.2. Perencanaan Tiang Sandaran

Berdasarkan pada *BMS BDC (1992)*, beban yang bekerja pada sandaran adalah berupa gaya horisontal dan vertikal sebesar 0,75 KN/m yang bekerja secara bersamaan.

Berdasarkan dasar perencanaan diatas, maka beban yang bekerja pada tiang sandaran direncanakan mempunyai dimensi 15 cm x 15 cm dan 16 cm x 35 cm pada bagian bawah. Perletakan tiang sandaran diasumsikan jepit pada jarak 120 cm dari ujung bebas tiang sandaran. Dalam perhitungan tiang sandaran maka dianggap dimensi sandaran adalah tetap 16 cm x 35 cm pada bagian bawah /perletakan.



Gambar 4.8. Gaya yang bekerja pada tiang sandaran

I. Beban mati :

P^*ms

$$= Pms \times Kums$$

Berat sendiri pipa I (PD1)

$$= (0,0713\text{KN/m} \times 1,4\text{m}) \times 1,1$$

$$= 0,11 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri pipa II (PD2)} &= (0,0713\text{KN/m} \times 1,4\text{m}) \times 1,1 \\ &= 0,11 \text{ KN} \\ \text{Berat tiang sandaran (PD3)} &= (0,16\text{m} \times 0,15\text{m} \times 1,1\text{m} \times 25 \\ &\quad \text{KN/m}^3) \times 1,3 \\ &= 0,858 \text{ KN} \\ \text{Berat tiang sandaran (PD4)} &= (\frac{1}{2} \times 0,19\text{m} \times 0,60\text{m} \times 0,15\text{m} \\ &\quad \times 25 \text{ KN/m}^3) \times 1,3 \\ &= 0,278 \text{ KN} \end{aligned}$$

2. Beban hidup :

$$\begin{aligned} P^*L_{\text{sandaran}} &= P L_{\text{sandaran}} \times \text{jarak PKP}_{\text{sandaran}} \times \text{Kutp} \\ P^*L_{\text{vsandaran}} &= 0,75\text{KN/m} \times 1,4\text{m} \times 2 = 2,1\text{KN} \\ P^*L_{\text{hsandaran}} &= 0,75\text{KN/m} \times 1,4\text{m} \times 2 = 2,1\text{KN} \end{aligned}$$

Perhitungan momen :

1. Momen akibat beban mati :

$$\begin{aligned} \text{MD1} &= 0,11\text{KN} \times 0,27 &= 0,030 \text{ KNm} \\ \text{MD2} &= 0,11\text{KN} \times 0,27\text{m} &= 0,030 \text{ KNm} \\ \text{MD3} &= 0,858\text{KN} \times 0,27\text{m} &= 0,232 \text{ KNm} \\ \text{MD4} &= 0,278\text{KN} \times 0,127\text{m} &= \underline{0,035 \text{ KNm} +} \\ & & \text{MD} = 0,326 \text{ KNm} \end{aligned}$$

2. Momen akibat beban hidup :

$$\begin{aligned} \text{MLv sandaran} &= 2,1\text{KN} \times 0,27\text{m} &= 0,567 \text{ KNm} \\ \text{MLh sandaran} &= 2,1\text{KN} \times 1,1\text{m} &= \underline{2,31 \text{ KNm} +} \\ & & \text{ML} = 2,877 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M^* &= \text{MD} + \text{ML} \\ &= 0,326 + 2,877 \\ &= 3,203 \text{ KNm} \\ &= 3,203 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Perhitungan penulangan tiang sandaran menggunakan *BMS BDM (1992) hal. 5-11*. Digunakan tulangan tunggal tarik dan tulangan tekan praktis pada penampang persegi.

1. Tulangan Lentur pada pot II-II

$$f_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tulangan lentur } \emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan geser } \emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut} = 20 \text{ mm}$$

$$d = 160 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \frac{1}{2}(12 \text{ mm})$$

$$= 124 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y$$

$$= 1,4/400$$

$$= 0,0035$$

$$\beta_1 = 0,85(0 < f_c < 30 \text{ Mpa})$$

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

$$= ((0,85 \times 25 \text{ Mpa} \times 0,85) / 400) \times (600 / (600 + 400))$$

$$= 0,0271$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,0271 = 0,0203$$

$$M^*/bd^2 = 3,203 \times 10^6 \text{ Nmm} / 150 \text{ mm} \times (314 \text{ mm})^2$$

$$= 0,217 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = A_{st}/bd = 0,0035$$

$$\text{Kontrol} : \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,0035 < 0,0035 < 0,0203 \dots\dots\dots \text{ok}$$

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

$$= 0,0035 \times 150 \text{ mm} \times 314 \text{ mm}$$

$$= 164,85 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan } 2\emptyset 12 \text{ mm} (A_s = 226,19 \text{ mm}^2)$$

2. Tulangan Geser

$$(V^*) P^*_{Lh} \text{ sandaran} = 0,75 \text{ KN/m} \times 1,4 \text{ m} \times 2 = 2,1 \text{ KN}$$

Batas kehancuran badan :

$$V_u \text{ Maks} = 0,2 \times f_c \times b_v \times d$$

$$= 0,2 \times 25 \text{ N/mm}^2 \times 150 \text{ mm} \times 314 \text{ mm}$$

$$= 235500 \text{ N}$$

$$= 235,5 \text{ KN}$$

Kekuatan geser tanpa tulangan geser

$$\begin{aligned} V_{uc} &= \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b_v \times d \left((A_{st} \times f_c) / (b_v \times d) \right)^{1/3} \\ &= 1,1 \times 1 \times 1 \times 150 \text{ mm} \times 314 \text{ mm} \times \left((164,85 \text{ mm}^2 \times 25 \text{ N/mm}^2) / (150 \text{ mm} \times 314 \text{ mm}) \right)^{1/3} \\ &= 15325,6 \text{ N} \\ &= 15,325 \text{ KN} \end{aligned}$$

Kekuatan geser dengan tulangan geser minimum

$$\begin{aligned} V_{u \text{ min}} &= V_{uc} + (0,6 \times b_v \times d) \\ &= 15,326 \text{ KN} + (0,6 \times 0,15 \text{ m} \times 0,314 \text{ m}) \\ &= 18,15 \text{ KN} \end{aligned}$$

Kondisi 1 : $V^* < V_{u \text{ maks}}$

$$2,1 \text{ KN} < 235,5 \text{ KN} \dots\dots\dots(\text{ok})$$

Kondisi 2 : $V^* < K_{rc} \times V_{u \text{ min}}$

$$2,1 \text{ KN} < 0,7 \times 18,15 \text{ KN}$$

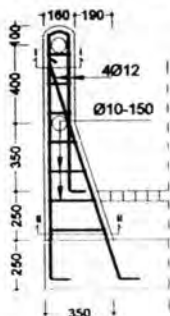
$$2,1 \text{ KN} < 12,71 \text{ KN} \dots\dots\dots(\text{ok})$$

Kondisi 3 : $V^* < K_{rc} \times V_{uc}$

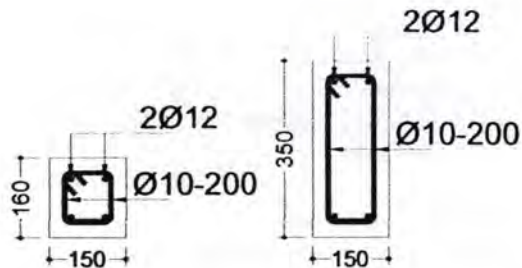
$$2,1 \text{ KN} < 0,7 \times 15,325 \text{ KN}$$

$$2,1 \text{ KN} < 10,73 \text{ KN} \dots\dots\dots(\text{ok})$$

Tulangan geser tidak diperlukan, maka cukup menggunakan tulangan praktis $\varnothing 10 - 200 \text{ mm}$.



Gambar 4.9. Penulangan tiang sandaran



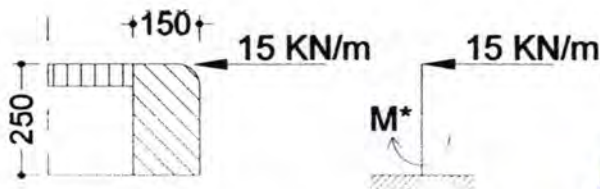
Gambar 4.10. Detail potongan penulangan tiang sandaran

4.2.3. Perencanaan Kerb

Beban hidup pada kerb diperhitungkan sebesar 15kN/m yang bekerja pada bagian atas kerb sepanjang jembatan **BMS BDC (1992) hal 2-67 pasal 2.9.1**. Beban hidup pada kerb adalah 15 KN/m yang bekerja dalam arah horisontal seperti pada Gambar 4.11.

Tabel 4.4 Tabel Faktor Beban Untuk Kerb

TABEL FAKTOR BEBAN	
Notasi Faktor Beban	Faktor Beban ULS
Beban pejalan kaki KuTP	2



Gambar 4.11. Gaya yang bekerja pada kerb

1. Tulangan Lentur pada pot II-II

$$f_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$



$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan lentur } \emptyset &= 12 \text{ mm} \\
 \text{Tulangan geser } \emptyset &= 10 \text{ mm} \\
 \text{Tebal selimut} &= 20 \text{ mm} \\
 d &= 150 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - \frac{1}{2} (10 \text{ mm}) \\
 &= 113 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tulangan tarik (A_{st}) :

Momen akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M^* &= \text{Phidup} \times \text{tiap 1m} \times \text{tinggi kerb} \times \text{KuTP} \\
 &= 15 \text{ KN/m} \times 1 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \times 2 \\
 &= 7,5 \text{ KNm} \\
 &= 7500000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= 1,4 / f_{sy} \\
 &= 1,4 / 400 \text{ Mpa} \\
 &= 0,0035 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 (0 < f_c < 30 \text{ Mpa}) \\
 \rho_b &= ((0,85 \times f_c \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) \\
 &= ((0,85 \times 25 \text{ Mpa} \times 0,85) / 400) \times (600 / (600 + 400)) \\
 &= 0,0271
 \end{aligned}$$

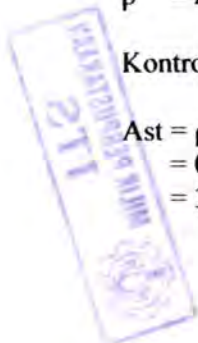
$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,0255 = 0,0203
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M^* / b d^2 &= 7500000 \text{ Nmm} / (1000 \text{ mm} \times (113 \text{ mm})^2) \\
 &= 0,58736 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\rho = A_{st} / b d = 0,0035$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kontrol : } \rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\
 0,0035 &< 0,0035 < 0,0203 \dots\dots\dots \text{ok}
 \end{aligned}$$

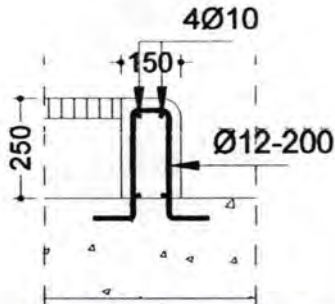
$$\begin{aligned}
 A_{st} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 1000 \text{ mm} \times 113 \text{ mm} \\
 &= 395,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



Dipakai tulangan tarik $\text{Ø}12\text{-}200$ mm ($A_s = 904,78 \text{ mm}^2/\text{m}^2$)

$$\begin{aligned} \text{Tulangan Pembagi} &= 20\% \times \text{tulangan } A_s \text{ pasang} \\ &= 0,2 \times 904,78 \\ &= 180,95 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan pembagi $4\text{Ø}10$ mm ($A_s = 314,16 \text{ mm}^2$)

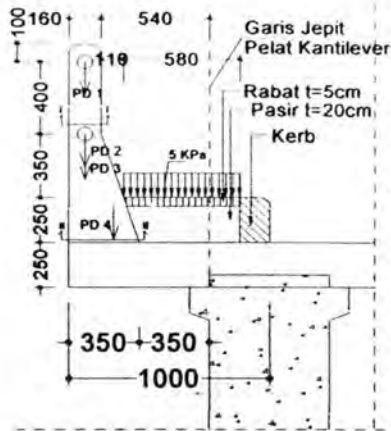


Gambar 4.12. Tulangan kerb

4.2.4. Perencanaan Pelat Kantilever

Dalam perencanaan pelat kantilever, reaksi yang diperlukan adalah reaksi yang terjadi pada pertemuan pelat lantai dengan balok utama beton bertulang yang terletak di bawah trotoar. Trotoar yang langsung memikul beban pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa (*BMS BDC, 1992, hal 2-32*).

Untuk mendapatkan momen dari reaksi perletakan terbesar, maka perencanaan pelat di bawah trotoar ditempatkan pada pelat yang di atasnya terdapat tiang sandaran.



Gambar 4.13. Gaya yang bekerja pada plat kantilever

1. **Beban Mati : $P \cdot m_s = P_{ms} \times K_{ums}$**

Akibat beban mati terpusat

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri pipa I (PD1)} &= (0,0713 \text{KN/m} \times 1,4 \text{m}) \times 1,1 \\ &= 0,11 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri pipa II (PD2)} &= (0,0713 \text{KN/m} \times 1,4 \text{m}) \times 1,1 \\ &= 0,11 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang sandaran (PD3)} &= (0,16 \text{m} \times 0,15 \text{m} \times 1,1 \text{m} \times 25 \\ &\quad \text{KN/m}^3) \times 1,3 \\ &= 0,858 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang sandaran (PD4)} &= (\frac{1}{2} \times 0,19 \text{m} \times 0,60 \text{m} \times 0,15 \text{m} \\ &\quad \times 25 \text{ KN/m}^3) \times 1,3 \\ &= 0,278 \text{ KN} \end{aligned}$$

Akibat beban mati merata

$$\begin{aligned} q \text{ plat} &= 0,27 \text{m} \times 1 \text{m} \times 25 \text{ KN/m}^3 \times 1,3 \\ &= 8,775 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q \text{ rabat} &= (0,25 \text{m} \times 1 \text{m} \times 22 \text{KN/m}^3) \times 1,3 \\ &= 7,15 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q \text{ air hujan} = (0,05 \text{m} \times 1 \text{m} \times 10 \text{KN/m}^3) \times 1,3$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,65 \text{ KN/m}^2 \\
 qPms &= (q_{\text{plat}} + q_{\text{rabat}} + q_{\text{air hujan}}) \\
 &= (8,78 + 7,15 + 0,65) \text{ KN/m}^2 \\
 &= 16,575 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

2. Beban Hidup

Beban hidup pada sandaran bekerja bersamaan dalam arah horizontal & vertikal.

$$W = 0,75 \text{ KN/m}^2$$

Akibat beban hidup terpusat

$$\begin{aligned}
 P^*_{L} &= P_L \text{ sandaran} \times \text{jarak PKP sandaran} \times \text{Kutp} \\
 P^*_{Lv} &= 0,75 \text{ KN/m} \times 1,4 \text{ m} \times 2 &= 2,1 \text{ KN} \\
 P^*_{Lh} \text{ sandaran} &= 0,75 \text{ KN/m} \times 1,4 \text{ m} \times 2 &= 2,1 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Akibat beban hidup merata

Beban hidup merata ini dibebankan pada trotoar, dimana besar beban hidup adalah 5Kpa atau 5 KN/m².

Untuk mencari penulangan pada pelat kantilever diperlukan momen maksimum dan lengan terhadap asumsi garis jepit pelat kantilever. Seperti ditunjukkan dalam Gambar 4.13 dimana masing beban mempunyai lengan terhadap garis jepit.

1. Momen Akibat Beban Mati

Akibat beban mati terpusat

$$\begin{aligned}
 MD1 &= 0,11 \text{ KN} \times 0,62 \text{ m} \\
 &= 0,0681 \text{ KNm/m}^2 \\
 MD2 &= 0,11 \text{ KN} \times 0,62 \text{ m} \\
 &= 0,0681 \text{ KNm/m}^2 \\
 MD3 &= 0,858 \text{ KN} \times 0,62 \text{ m} \\
 &= 0,532 \text{ KNm/m}^2 \\
 MD4 &= 0,278 \text{ KN} \times 0,477 \text{ m} \\
 &= 0,132 \text{ KNm/m}^2
 \end{aligned}$$

Akibat beban mati merata

$$\begin{aligned} M_{qPms} &= 0.5 \times q_{Pms} \times L^2 \\ &= 0,5 \times 16,575 \text{ KN/m}' \times (0,7\text{m})^2 \\ &= 4,061 \text{ KNm/m}' \\ M_{D_{total}} &= MD_1 + MD_2 + MD_3 + MD_4 + M_{qPms} \\ &= 0,0681 + 0,0681 + 0,532 + 0,132 + 4,061 \\ &= 4,681 \text{ KNm/m}' \end{aligned}$$

2. Momen Akibat Beban Hidup

Momen akibat beban hidup terpusat

$$\begin{aligned} MP^*_{L_v} \text{ sandaran} &= 2,1 \text{ KN} \times 0,62\text{m} \\ &= 1,302 \text{ KNm/m}' \\ MP^*_{L_h} \text{ sandaran} &= 2,1 \text{ KN} \times (0,27 + 0,25 + 0,35 + 0,4) \\ &= 2,625 \text{ KNm/m}' \end{aligned}$$

Akibat beban hidup merata

$$\begin{aligned} M^*_{L_v}(P^*tp) &= \frac{1}{2} \times q_{tp} \times L^2 \times K_{utp} \\ &= 0,5 \times 5 \text{ KN/m} \times 0,7^2 \times 2 \\ &= 2,45 \text{ KNm/m}' \\ M_{L_{total}} &= (1,302 + 2,625 + 2,45) \text{ KNm/m}' \\ &= 6,377 \text{ KNm/m}' \end{aligned}$$

Penulangan Pelat Kantilever

$$\begin{aligned} \text{Tulangan utama } D &= 16 \text{ mm} \\ \text{Tulangan pembagi } \emptyset &= 10 \text{ mm} \\ f_y &= 400 \text{ Mpa} \\ f'_c &= 25 \text{ Mpa} \\ \text{Tebal selimut} &= 40 \text{ mm} \\ d &= 250\text{mm} - 40\text{mm} - \frac{1}{2} (16\text{mm}) - 10\text{mm} = 192 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tulangan arah sumbu X

$$\begin{aligned} M^* &= MD + ML \\ &= 4,681 \text{ KNm/m}' + 6,377 \text{ KNm/m}' \\ &= 11,238 \text{ KNm/m}' \\ &= 11238443.230 \text{ Nmm/m}' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= 1,4/f_y \\ &= 1,4/400\text{Mpa} \\ &= 0,0035\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85(0 < f_c < 30\text{Mpa}) \\ \rho_b &= ((0,85 \times f_c \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) \\ &= ((0,85 \times 25\text{Mpa} \times 0,85) / 400) \times (600 / (600 + 400)) \\ &= 0,0271\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0271 = 0,0203\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M^*/bd^2 &= 11238443.230 \text{ Nmm} / 1000\text{mm} \times (192 \text{ mm})^2 \\ &= 0,313 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\rho = A_{st}/bd = 0,0035$$

$$\begin{aligned}\text{Kontrol : } \rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 &< 0,0035 < 0,0203 \quad \dots\text{OK}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{st} &\equiv \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000\text{mm} \times 192\text{mm} = 742 \text{ mm}^2/\text{m}^2 \\ \text{Dipakai tulangan D16} &- 250 \text{ mm} (A_s = 804,25 \text{ mm}^2/\text{m}^2)\end{aligned}$$

Tulangan arah sumbu Y

Tulangan Pembagi :

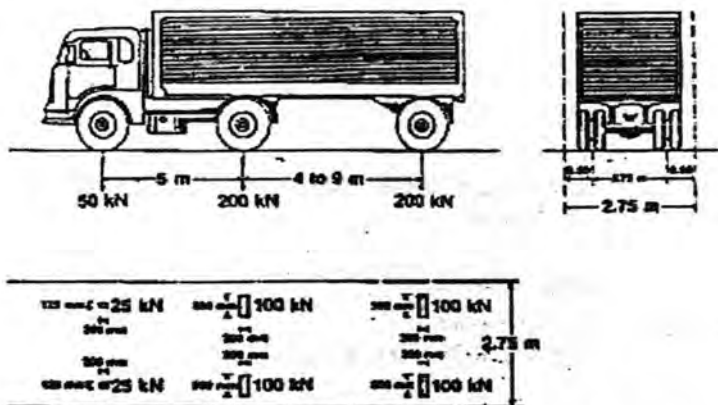
$$\begin{aligned}A_s &= 20\% \times \text{Luas tulangan utama} (A_{st}) \\ &= 20\% \times 804,25 \text{ mm}^2 \\ &= 160,85 \text{ mm}^2/\text{m}^2\end{aligned}$$

$$\text{Dipakai tulangan } \emptyset 12 - 200 \text{ mm} (A_s = 565,49 \text{ mm}^2)$$

4.2.5. Perencanaan Plat Lantai Kendaraan

Perencanaan pelat lantai kendaraan dibagi menjadi dua macam yaitu pelat pracetak dan pelat dengan cor insitu. Pelat pracetak direncanakan dengan tebal 50 mm dan pelat cor insitu setebal 200 mm sehingga total tebal pelat adalah 250 mm. Fungsi

dari pelat pracetak selain sebagai pelat lantai kendaraan sekaligus sebagai bekisting saat pengecoran setempat pada pelat di atasnya. Pembebanan yang terjadi pada pelat yaitu beban mati (berat pelat, berat aspal dan berat air hujan) dan beban hidup terpusat truk "T" dengan faktor dinamis, $DLA = (100\% + 30\%) = 1,3$ seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.14.



Gambar 4.14 Pembebanan truk pada lantai kendaraan

Analisa Pembebanan pelat lantai kendaraan

1. Beban mati : $P^*ms = Pms \times Kums$

Akibat beban mati terpusat

Tiang sandaran dan pipa railing

$$\begin{aligned} PD_{total} &= PD1 + PD2 + PD3 + PD4 \\ &= (0,11 + 0,11 + 0,858 + 0,278) \text{KN} \\ &= 1,355 \text{KN} \end{aligned}$$

Kerb

$$\begin{aligned} P_{kerb} &= (0,15 \times 0,25 \times 25 \text{KN/m}^3) \times 1,3 \\ &= 0,731 \text{KN/m} \end{aligned}$$

Akibat beban merata pada pelat kantilever

$$\begin{aligned} Q1 &= q_{pelat} + q_{rabat} + q_{air \text{ hujan}} \\ &= Kums \times (0,25 \times 1 \times 25 + 0,25 \times 1 \times 22 + 0,05 \times 1 \times 10) \text{KN/m} \end{aligned}$$

$$= 1,3 \times (6,75 + 5,5 + 0,5) \text{ KN/m}^2$$

$$= 16,575 \text{ KN/m}$$

Akibat beban mati merata pada pelat kendaraan

$$Q_{\text{pelat}} = (0,2\text{m} \times 1\text{m} \times 25\text{KN/m}^3) \times 1,3$$

$$= 6,5 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{pelat pracetak}} = (0,05\text{m} \times 1\text{m} \times 25\text{KN/m}^3) \times 1,3$$

$$= 2,275 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{aspal}} = (0,05\text{m} \times 1\text{m} \times 22 \text{ KN/m}^3) \times 1,3$$

$$= 1,43 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{overlay}} = (0,05\text{m} \times 1\text{m} \times 22 \text{ KN/m}^3) \times 1,3$$

$$= 1,43 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{genangan air}} = (0,05\text{m} \times 1\text{m} \times 10\text{KN/m}^3) \times 1,3$$

$$= 0,65 \text{ KN/m}$$

$$Q_2 = (6,5 + 2,275 + 1,43 + 1,43 + 0,65) \text{ KN/m}$$

$$= 12,285 \text{ KN/m}$$

2. Beban hidup :

$$\text{Beban Truk "T" (P*tt)} = P_{tt} \times K_{utt} \times (1+DLA)$$

$$= 100 \text{ KN} \times 2 \times (1+0,3)$$

$$= 260 \text{ KN}$$

Perhitungan Momen

1. Perhitungan momen akibat beban mati terpusat dan merata (metode cross)

Jarak pusat kepusat balok utama = 1,4 m



Gambar 4.15. Permodelan mekanika pelat

Faktor Distribusi :

$$\mu_{BA} : \mu_{BC} = 0 : 3EI/L = 0 : 3/1,4$$

$$\mu_{BA} = (0 : (0+1,4)) = 0$$

$$\mu_{BC} = \frac{(3/1,4 : (0+1,4))}{\mu_{BA} + \mu_{BC}} = 1 +$$

$$\mu_{BA} + \mu_{BC} = 1$$

$$\begin{aligned}\mu_{CB} : \mu_{CD} &= 3EI/L : 4EI/L = 3/1,4 : 4/1,4 \\ \mu_{CB} &= (3/1,4) : ((3/1,4) + (4/1,4)) = 0,43 \\ \mu_{CD} &= (4/1,4) : ((3/1,4) + (4/1,4)) = 0,57 + \\ \mu_{CB} + \mu_{CD} &= 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{DC} : \mu_{DE} &= 4EI/L : 4EI/L = 4/1,4 : 4/1,4 \\ \mu_{DC} &= (4/1,4) : ((4/1,4) + (4/1,4)) = 0,5 \\ \mu_{DE} &= (4/1,4) : ((4/1,4) + (4/1,4)) = 0,5 + \\ \mu_{DC} + \mu_{DE} &= 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{ED} : \mu_{DE} &= 4EI/L : 4EI/L = 4/1,4 : 4/1,4 \\ \mu_{ED} &= (4/1,4) : ((4/1,4) + (4/1,4)) = 0,5 \\ \mu_{EF} &= (4/1,4) : ((4/1,4) + (4/1,4)) = 0,5 + \\ \mu_{ED} + \mu_{EF} &= 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{FE} : \mu_{FG} &= 3EI/L : 4EI/L = 4/1,4 : 3/1,4 \\ \mu_{FE} &= (4/1,4) : ((4/1,4) + (3/1,4)) = 0,57 \\ \mu_{FG} &= (3/1,4) : ((4/1,4) + (3/1,4)) = 0,43 + \\ \mu_{FE} + \mu_{FG} &= 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{GF} : \mu_{GH} &= 0 : 3EI/L = 3/1,4 : 0 \\ \mu_{GF} &= (3/1,4) : ((3/1,4) + 0) = 1 \\ \mu_{GH} &= (0 : ((3/1,4) + 0)) = 0 + \\ \mu_{GF} + \mu_{GH} &= 1\end{aligned}$$

Momen Primer :

$$MF_{AB} = 0$$

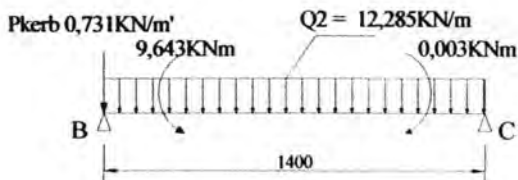
$$\begin{aligned}MF_{BA} &= -(1/2 \times q \times L^2 + PL) \\ &= -0.5 \times 16.575 \times 1.4^2 + 1.356 \times 1.4 = -9.643 \text{ KNm}\end{aligned}$$

$$MF_{BC} = 0$$

$$\begin{aligned}MF_{CB} &= -(1/8 \times q \times L^2) \\ &= -0.125 \times 12.285 \times 1.4^2 = -3.010 \text{ KNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{MF CD} &= 1/12 \times q \times L^2 \\
 &= 0.084 \times 12.285 \times 1.4^2 &= 2.007 \text{ KNm} \\
 \text{MF DC} &= -1/12 \times q \times L^2 \\
 &= -0.084 \times 12.285 \times 1.4^2 &= -2.007 \text{ KNm} \\
 \text{MF DE} &= 1/12 \times q \times L^2 \\
 &= 0.084 \times 12.285 \times 1.4^2 &= 2.007 \text{ KNm} \\
 \text{MF ED} &= -1/12 \times q \times L^2 \\
 &= -0.084 \times 12.285 \times 1.4^2 &= -2.007 \text{ KNm} \\
 \text{MF EF} &= 1/12 \times q \times L^2 \\
 &= 0.084 \times 12.285 \times 1.4^2 &= 2.007 \text{ KNm} \\
 \text{MF FE} &= -1/12 \times q \times L^2 \\
 &= -0.084 \times 12.285 \times 1.4^2 &= -2.007 \text{ KNm} \\
 \text{MF FG} &= (1/8 \times q \times L^2) \\
 &= 0.125 \times 12.285 \times 1.4^2 &= 3.010 \text{ KNm} \\
 \text{MF GF} &= 0 \\
 \text{MF GH} &= (1/2 \times q \times L^2 + PL) \\
 &= 0.5 \times 12.285 \times 1.4^2 + 1.356 \times 1.4 &= 9.643 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

M_{max} (M_{lapangan}) akibat beban mati merata :
Bentang B-C



Gambar 4.16. Perhitungan momen lapangan plat B-C

$$\Sigma MC = 0$$

$$\begin{aligned} RB &= (P_{kerb} \cdot L + MBC + Q_2 \cdot 1/2 L^2 - MCB) / L \\ &= (0.732 \times 1.4 + 9.643 + 0.5 \times 1.4^2 \times 12.285 - 3.010) / 1.4 \\ &= 16.221 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$Dx = RB - qx - P_{kerb} = 0$$

$$x = (RB - P_{kerb}) / q$$

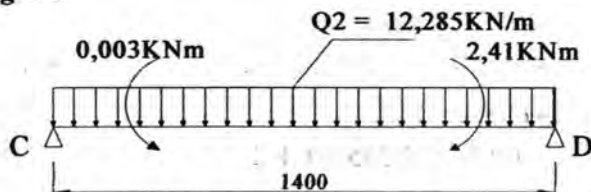
$$x = (16.221 - 0.732) / 12.285$$

$$x = 1.261 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_b \cdot x - P_{kerb} \cdot x - 1/2 \cdot Q_2 \cdot x^2 - M_1$$

$$\begin{aligned} &= 16.221 \cdot 1.261 - 0.732 \cdot 1.261 - 0.5 \cdot 12.285 \cdot 1.261^2 - 9.643 \\ &= 0.122 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Bentang C-D



Gambar 4.17. Momen lapangan plat C-D

$$\Sigma MD = 0$$

$$\begin{aligned} RC &= (MCD + 1/2 Q_2 \cdot L^2 - MDC) / L \\ &= (0.003 + 12.285 \cdot 0.5 \cdot 1.4^2 - 2.41) / 1.4 \\ &= 6,977 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$Dx = RC - qx = 0$$

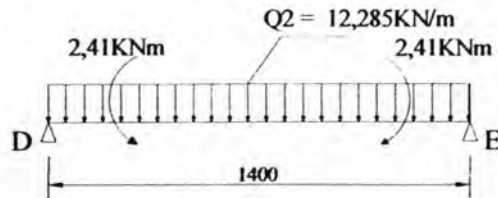
$$x = RC / q$$

$$x = 6,977 / 12.285$$

$$x = 0,56 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RC \cdot x - MCD - 1/2 \cdot qx^2$$

$$= 1.928 \text{ KNm}$$

Bentang D-E

Gambar 4.18. Momen lapangan plat D – E

$$\sum M_E = 0$$

$$\begin{aligned} RD &= (MDE + 1/2 Q_2 L^2 - MED)/L \\ &= (2,41 + 12,285 \cdot 0,5 \cdot 1,4^2 - 2,41) / 1,4 \\ &= 8,599 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Dx &= RD - qx = 0 \\ x &= RD/q \\ x &= 8,599 / 12,285 \\ x &= 0,70 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= RD \cdot x - MDE - 1/2 \cdot qx^2 \\ &= 0,601 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2. Perhitungan momen akibat beban hidup roda Truk

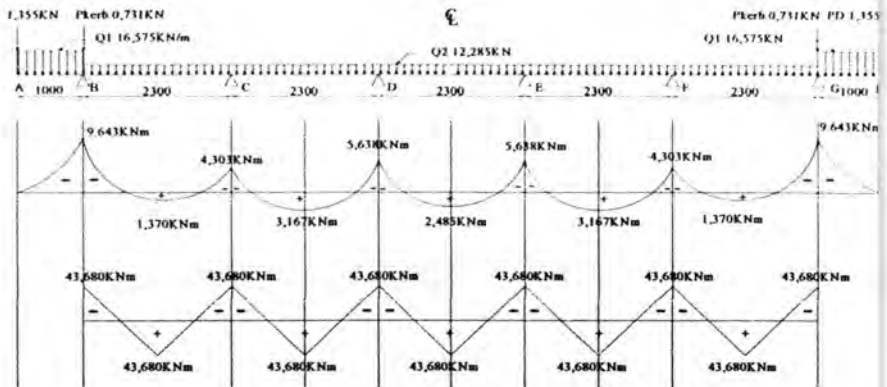
Perhitungan momen akibat beban roda truk dihitung dengan asumsi berdasarkan **BMS BDM (1992) hal. 2.33**. Momen lapangan dan tumpuan diasumsikan sama seperti dalam rumus di bawah ini :

$$\begin{aligned} M_L &= ((S+0,6)/10) \times P \times 0,8 \\ &= ((0,6 \text{ m} + 0,6) / 10) \times 260 \text{ kN} \times 0,8 \\ &= 24,96 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dengan,

S = jarak bersih antar gelagar

P = beban roda x Kutt x (1+DLA)



Gambar 4.19. Bidang momen MD dan ML pada plat lantai

Penulangan Plat pada Lantai Kendaraan

Tulangan utama D = 19 mm

Tulangan pembagi D = 12 mm

f_y = 400 Mpa

f_c = 25 Mpa

Tebal selimut = 40 mm

$d = 200 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - \frac{1}{2}(12 \text{ mm}) - 16 = 138 \text{ mm}$

Tulangan arah sumbu X

1. Tulangan Lapangan :

$$\begin{aligned} M^* &= M_D + M_L \\ &= 1,928 \text{ KNm/m}^2 + 24,96 \text{ KNm/m}^2 \\ &= 26,888 \text{ KNm/m}^2 \\ &= 26,888 \times 10^6 \text{ Nmm/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 1,4/f_y \\ &= 1,4/400 \text{ Mpa} \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85 (0 < f_c < 30 \text{ Mpa})$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= ((0,85 \times f_c \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) \\ &= ((0,85 \times 25 \text{ Mpa} \times 0,85) / 400) \times (600 / (600 + 400)) \\ &= 0,0271 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0271 \\ &= 0,0203\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M^*/bd &= 26,888 \times 10^6 \text{ Nmm} / (1000\text{mm} \times (138\text{mm})^2) \\ &= 1,4119 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\rho = A_{st}/bd = 0,0050$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 &< 0,0050 < 0,0203 \dots \text{OK}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{st} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0050 \times 1000\text{mm} \times 138 \\ &= 690 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipakai tulangan D16-200mm ($A_s = 1005,31 \text{ mm}^2$)

2. Tulangan Tumpuan :

$$\text{Tulangan utama } D \quad \equiv 16 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan pembagi } D \quad = 12 \text{ mm}$$

$$f_y \quad = 400 \text{ Mpa}$$

$$f'_c \quad = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut} \quad = 40 \text{ mm}$$

$$d = 200 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - \frac{1}{2}(12\text{mm}) - 16\text{mm} = 138 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}M^*_{\text{Tumpu}} &= M_D + M_L \\ &= 9,643 \text{ KNm} + 24,96 \text{ KNm} \\ &= 34,603 \text{ KNm} = 34,603 \times 10^6 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= 1,4/f_y \\ &= 1,4/400 \text{ Mpa} \\ &= 0,0035\end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85 (0 < f'_c < 30 \text{ Mpa})$$

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

$$\begin{aligned}
 &= ((0,85 \times 25 \text{Mpa} \times 0,85) \times 400) \times (600 / (600 + 400)) \\
 &= 0,0271 \\
 \rho_{\text{max}} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,0271 \\
 &= 0,0203
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M^*/bd^2 &= 34.603 \times 10^6 \text{Nmm} / (1000 \text{mm} \times (138 \text{mm})^2) \\
 &= 1.8170 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\rho = A_{st}/bd = 0,0065$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &< \rho < \rho_{\text{max}} \\
 0,0035 &< 0,0065 < 0,02 \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{st} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0065 \times 1000 \text{mm} \times 138 \text{ mm} \\
 &= 897 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan D16 – 200 mm ($A_s = 1.005,31 \text{ mm}^2$)

Tulangan arah sumbu Y

Tulangan Pembagi :

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan pembagi} &= 20\% \times \text{Luas tulangan utama}(A_{st}) \\
 &= 20\% \times 1005,31 \text{ mm}^2 \\
 &= 201,062 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan $\phi 12$ – 200 mm ($A_s = 565,49 \text{ mm}^2$)

4.3 Perencanaan Struktur Utama

Perencanaan struktur utama jembatan Malangsari ini dibagi menjadi 3 bentang yaitu 2 bentang tepi dan bentang tengah. Analisis balok girder menggunakan sistem prategang, untuk panjang bentang tepi adalah 30 meter sedangkan pada bentang tengah mempunyai panjang 40 meter.

4.3.1. Perencanaan Balok Prategang 40 m

Perencanaan struktur atas jembatan Malangsari menggunakan balok prategang. Untuk balok prategang panjang 40 m ini, letak tendon direncanakan berdasarkan asumsi letak kern. Akan tetapi dimensi balok prategang 40 m diambil brosur *PT. WIKA* yang ada dalam lampiran. Berikut ini data dimensi balok prategang 40 m :

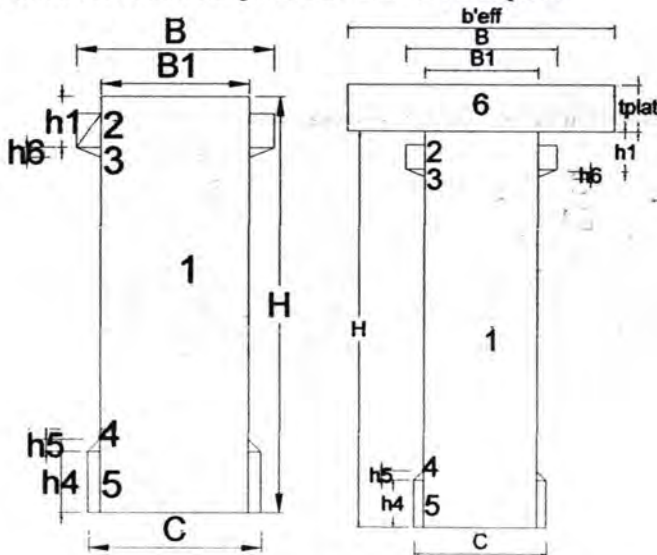
Panjang balok = 40m

Leff balok = 1400 mm

Tebal plat = 250 mm

Pada tumpuan :

Kondisi sebelum komposit dan sesudah komposit



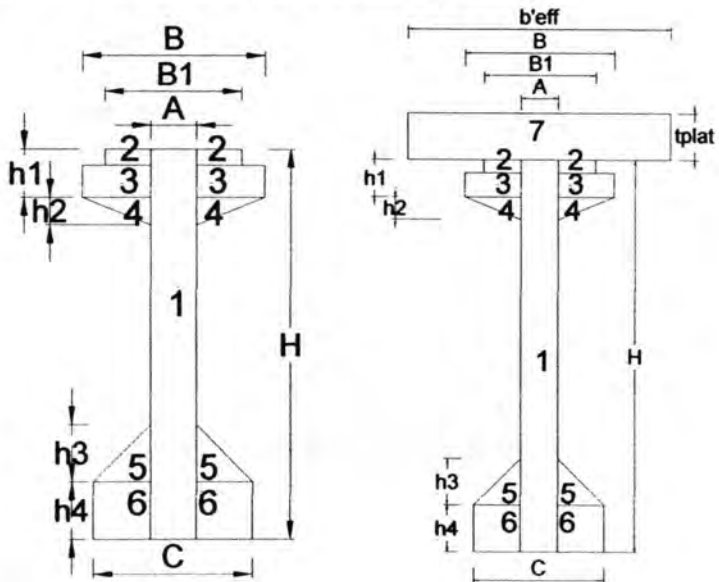
Gambar 4.20. Penampang balok tumpuan

Dimensi balok di tumpuan :

H	=	1700	mm
h1	=	200	mm
h2	=	120	mm
h3	=	250	mm
h4	=	250	mm
h5	=	50	mm
h6	=	40	mm
A	=	200	mm
B	=	800	mm
B1	=	600	mm
C	=	700	mm
beff	=	1400	mm

Pada Lapangan :

Kondisi sebelum komposit dan sesudah komposit



Gambar 4.21. Penampang balok lapangan

Dimensi balok di lapangan :

H	=	1700	mm
h1	=	200	mm
h2	=	120	mm
h3	=	250	mm
h4	=	250	mm
h5	=	50	mm
h6	=	40	mm
A	=	200	mm
B	=	800	mm
B1	=	600	mm
C	=	700	mm
beff	=	1400	mm

Untuk merencanakan balok beton prategang diperlukan asumsi dari bahan yang ditunjukkan dalam Tabel 4.5. di bawah ini :

Tabel 4.5. Tabel Berat Bahan

TABEL BERAT BAHAN		
Bahan Jembatan	Berat jenis bahan	Satuan
Beton bertulang (cor)	25	KN/m ³
Pratekan (Pracetak)	25	KN/m ³
Beton massa (cor)	24	KN/m ³
Genangan air	10	KN/m ³
Overlay	22	KN/m ³

BETON :

Mutu beton girder K800

Kondisi akhir $f_c' = 0.83 \times (K/10) = 66.400 \text{ MPa}$

Kondisi awal $f_c'i = 0.8 \times f_c' = 53.120 \text{ Mpa}$

Tegangan ijin setelah peralihan gaya prategang :

Teg. Tekan = $0.6 \times f_c'i = 31,872 \text{ MPa}$

Teg. Tarik = $0.25 \sqrt{f_c'i} = 1,822 \text{ MPa}$

Tegangan ijin pada beban kerja (Sesudah Seluruh Losses) :

$$\text{Teg. Tekan} = 0.45 \times f_c' = 29.880 \text{ MPa}$$

$$\text{Teg. Tarik} = 0.5 \sqrt{f_c'} = 4.074 \text{ MPa}$$

Modulus elastisitas :

Untuk girder prestress :

$$\begin{aligned} E_c &= Wc^{1.5} * 0,043 * (f_c')^2 \\ &= (24 * 100)^{1.5} * 0,043 * (66,4)^2 \text{ Mpa} \\ &= 41197.357 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Untuk plat lantai kendaraan :

$$\begin{aligned} E_c &= Wc^{1.5} * 0,043 * (f_c')^2 \\ &= (24 * 100)^{1.5} * 0,043 * (29,05)^2 \text{ Mpa} \\ &= 27249.491 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

KABEL PRESTRESS : (Strand stress-Relieved 7 kawat)

$$\text{Diameter} = 12,700 \text{ mm}$$

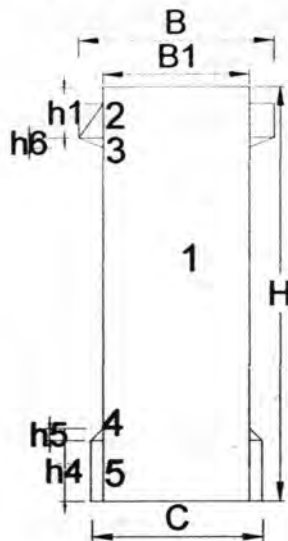
$$\text{Luas Nominal Strand (Aps)} = 98,71 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kekuatan putus (Fpu)} = 183,7 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekuatan tarik batas (fpu)} &= 1860 \text{ MPa} \\ &= 1860 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Modulus Elastisitas (Es)} = 200000 \text{ Mpa}$$

4.3.1.1. Analisa Penampang Balok 40 m Sebelum Komposit Tumpuan



Gambar 4.22. Penampang tumpuan balok sebelum komposit

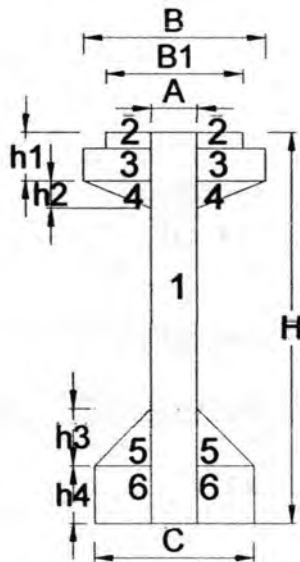
Tabel 4.6. Perhitungan analisis penampang pada tumpuan

NO	A mm ²	y _b mm	A x y _b	i _x mm ⁴	I _x mm ⁴
1	1020000	850	867000000	2.4565E+11	2.4565E+11
2	26000	1565	40690000	3.6617E+07	1.3275E+10
3	4000	1486.67	5946666.667	3.5556E+05	1.6144E+09
4	2500	266.67	666666.6667	3.4722E+05	8.5525E+08
5	25000	125	3125000	1.3021E+08	1.3323E+10
Σ	1077500		917428333.3		2.7472E+11

$$\begin{aligned}
 Y_b &= \Sigma A \cdot y_b / \Sigma A \\
 &= 917428333.3 / 1077500 \\
 &= 851.44 \text{ mm} \\
 Y_t &= 1700 - 848.56
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & 848.56 \text{ mm} \\
 kb &= I_x / ((\Sigma A) \cdot y_b) \\
 &= 2.7472E+11 / (1077500 \cdot 851.44) \\
 &= 300,46 \text{ mm} \\
 ka &= I_x / ((\Sigma A) \cdot y_t) \\
 &= 2.7472E+11 / (1077500 \cdot 848.56) \\
 &= 299.45 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lapangan



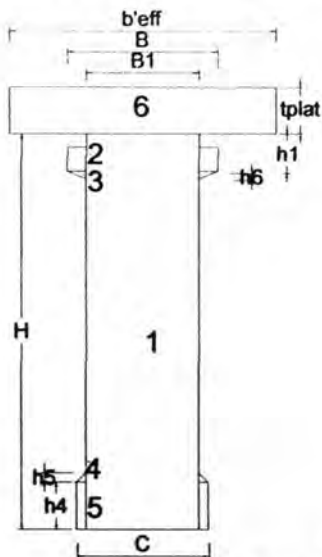
Gambar 4.23. Penampang lapangan balok sebelum komposit

Tabel 4.7. Perhitungan analisis penampang pada lapangan

NO	A mm ²	y _b mm	A x y _b	i _x mm ⁴	I _x mm ⁴
1	340000	850	289000000	8.188E+10	8.2263E+10
2	28000	1665	46620000	5.7167E+06	2.0160E+10
3	78000	1565.00	122070000	5.4925E+07	4.3744E+10
4	36000	1460.00	52560000	1.4400E+07	1.4917E+10
5	62500	333.33	20833333.33	1.0851E+08	1.4705E+10
6	125000	125	15625000	6.5104E+08	6.0438E+10
Σ	669500		546708333.3		2.36227E+11

$$\begin{aligned}
 Y_b &= \Sigma A \cdot y_b / \Sigma A \\
 &= 546708333.3 / 669500 \\
 &= 816.59 \text{ mm} \\
 Y_t &= 1700 - 816.59 \\
 &= 883.41 \text{ mm} \\
 k_b &= I_x / ((\Sigma A) \cdot y_b) \\
 &= 2.36227E+11 / (669500 \cdot 816.59) \\
 &= 399.41 \text{ mm} \\
 k_a &= I_x / ((\Sigma A) \cdot y_t) \\
 &= 2.36227E+11 / (669500 \cdot 883.41) \\
 &= 432.09 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.3.1.2. Analisa Penampang Balok 40 m Setelah Komposit Tumpuan



Gambar 4.24. Penampang Tumpuan Balok Setelah Komposit

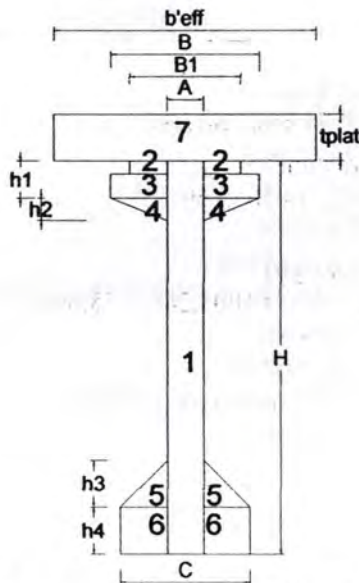
Tabel 4.8. Perhitungan analisa penampang pada tumpuan

NO	A mm ²	y _b mm	A x y _b	i _x mm ⁴	I _x mm ⁴
1	1020000	850	867000000	2.457E+11	2.764E+11
2	26000	1565	40690000	3.662E+07	7.657E+07
3	4000	1486.67	5946666.67	3.556E+05	8.580E+05
4	2500	266.67	666666.67	3.472E+05	1.433E+05
5	25000	125	3125000	1.302E+08	2.032E+08
6	231503.24	1825	422493412.5	1.206E+09	1.499E+09
Σ	1309003.24		1339921746		4.565E+11

$$\begin{aligned}
 Y_b &= \Sigma A \cdot y_b / \Sigma A \\
 &= 1339921746 / 1309003.24 \\
 &= 1023.62 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y_t &= 1700 + 250 - 1023.62 \\
 &= 926.38 \text{ mm} \\
 k_b &= I_x / ((\Sigma A) \cdot y_b) \\
 &= 4.565E+11 / (1309003.24 \cdot 1023.62) \\
 &= 376.49 \text{ mm} \\
 k_a &= I_x / ((\Sigma A) \cdot y_t) \\
 &= 4.565E+11 / (1309003.24 \cdot 926.38) \\
 &= 340.72 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lapangan



Gambar 4.25. Penampang Lapangan Balok Setelah Komposit

Tabel 4.9. Perhitungan analisa penampang pada lapangan

No	A mm ²	y _b mm	A x y _b	i _x mm ⁴	I _x mm ⁴
1	340000	850	289000000	8.188E+10	9.920E+10
2	28000	1665	46620000	5.717E+06	9.730E+06
3	78000	1565.00	122070000	5.493E+07	1.873E+10
4	36000	1460.00	52560000	1.440E+07	5.331E+06
5	62500	333.33	20833333.33	1.085E+08	3.455E+10
6	125000	125	15625000	6.510E+08	1.136E+10
7	231503.24	1825	422493412.5	1.206E+09	1.312E+10
Σ	901003.24		969201745.8		4.124E+11

$$\begin{aligned}
 Y_b &= \Sigma A \cdot y_b / \Sigma A \\
 &= 969201745.8 / 901003.24 \\
 &= 1075.69 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y_t &= 1700 + 250 - 1075.69 \\
 &= 874.31 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_b &= I_x / ((\Sigma A) \cdot y_b) \\
 &= 4.124E+11 / (901003.24 \cdot 1075.69) \\
 &= 523.46 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_a &= I_x / ((\Sigma A) \cdot y_t) \\
 &= 4.124E+11 / (901003.24 \cdot 874.31) \\
 &= 425.46 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.3.1.3. Analisis Strand Balok 40 m

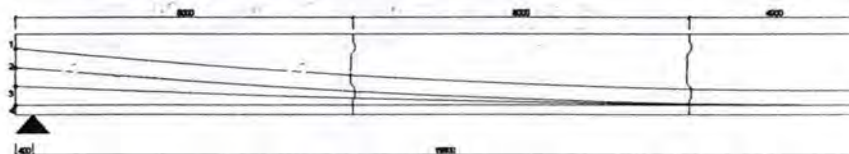
Analisis strand untuk balok prategang ditunjukkan pada Tabel 4.10. di bawah ini :

Tabel 4.10. Tabel penegangan kabel

Span	Config. Strand	Tendon	Stressing Order		Jacking Force		Fi (kg)
					%	UTS (kg/cm ²)	
39.20m	12K13	C1 atas	1	100%	75%	18600	222,193.85
	16K13	C2 tengah	2	100%	75%	18600	296,258.47
	11K13	C3 tengah	3	100%	75%	18600	203,677.70
	11K13	C4 bawah	4	100%	75%	18600	203,677.70
	50						
F jacking (Fi) =							925,807.72

Pada analisis kabel prategang dibedakan dalam dua kondisi yaitu kondisi sebelum komposit dan kondisi setelah komposit.

Kondisi sebelum komposit



POSISI TENDON	JARAK (mm)																			
	0	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000	11000	12000	13000	14000	15000	16000	17000	18000	20000
1	149	138	128	118	108	98	88	78	68	58	48	38	28	18	8	-2	-12	-22	-32	-42
2	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90
3	50.2	40.2	30.2	20.2	10.2	0.2	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90	-100	-110	-120	-130	-140
4	20	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60	-70	-80	-90	-100	-110	-120	-130	-140	-150	-160	-170

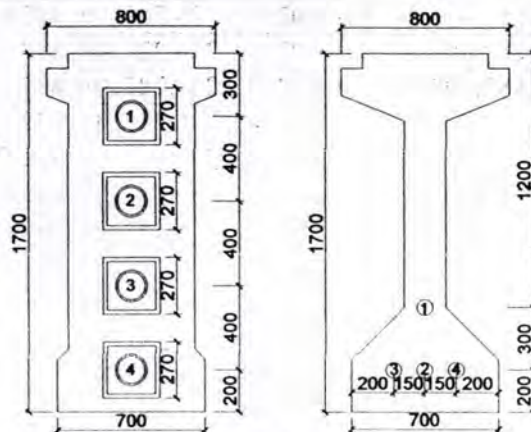
Gambar 4.26. Posisi Tendon terhadap sisi bawah

Tabel. 4.11. Posisi tendon dari serat bawah balok

Jarak (m)	Posisi Tendon $Y = ax^2 + bx + c$ (mm)			
	1	2	3	4
0	1400.00	1000.00	600.00	200.00
0.4	1364.36	968.32	584.16	200.00
1	1312.25	922.00	561.00	200.00
2	1229.00	848.00	524.00	200.00
3	1150.25	778.00	489.00	200.00
4	1076.00	712.00	456.00	200.00
5	1006.25	650.00	425.00	200.00
6	941.00	592.00	396.00	200.00
7	880.25	538.00	369.00	200.00
8	824.00	488.00	344.00	200.00
9	772.25	442.00	321.00	200.00
10	725.00	400.00	300.00	200.00
11	682.25	362.00	281.00	200.00
12	644.00	328.00	264.00	200.00
13	610.25	298.00	249.00	200.00
14	581.00	272.00	236.00	200.00
15	556.25	250.00	225.00	200.00
16	536.00	232.00	216.00	200.00
17	520.25	218.00	209.00	200.00
18	509.00	208.00	204.00	200.00
19	502.25	202.00	201.00	200.00
20	500.00	200.00	200.00	200.00
21	502.25	202.00	201.00	200.00
22	509.00	208.00	204.00	200.00
23	520.25	218.00	209.00	200.00
24	536.00	232.00	216.00	200.00
25	556.25	250.00	225.00	200.00
26	581.00	272.00	236.00	200.00
27	610.25	298.00	249.00	200.00

Lanjutan Tabel 4.11. Posisi tendon dari serat bawah balok

Jarak (m)	Posisi Tendon $Y = ax^2 + bx + c$ (mm)			
	1	2	3	4
28	644.00	328.00	264.00	200.00
29	682.25	362.00	281.00	200.00
30	725.00	400.00	300.00	200.00
31	772.25	442.00	321.00	200.00
32	824.00	488.00	344.00	200.00
33	880.25	538.00	369.00	200.00
34	941.00	592.00	396.00	200.00
35	1006.25	650.00	425.00	200.00
36	1076.00	712.00	456.00	200.00
37	1150.25	778.00	489.00	200.00
38	1229.00	848.00	524.00	200.00
39	1312.25	922.00	561.00	200.00
39.6	1364.36	968.32	584.16	200.00
40	1400.00	1000.00	600.00	200.00



Gambar 4.27. Posisi tendon pada penampang tumpuan dan lapangan balok prategang

Tabel 4.12. Momen Inersia & Garis Netral Sebelum Komposit

Jarak (m)	Y top (mm)	Y bottom (mm)	Ix (mm ⁴)
0	848.558	851.442	274,719,835,701.21
0.4	848.558	851.442	274,719,835,701.21
0.4	848.558	851.442	274,719,835,701.21
1	848.558	851.442	274,719,835,701.21
2	848.558	851.442	274,719,835,701.21
3	883.408	816.592	236,227,300,432.54
4	883.408	816.592	236,227,300,432.54
5	883.408	816.592	236,227,300,432.54
6	883.408	816.592	236,227,300,432.54
7	883.408	816.592	236,227,300,432.54
8	883.408	816.592	236,227,300,432.54
9	883.408	816.592	236,227,300,432.54
10	883.408	816.592	236,227,300,432.54
11	883.408	816.592	236,227,300,432.54
12	883.408	816.592	236,227,300,432.54
13	883.408	816.592	236,227,300,432.54
14	883.408	816.592	236,227,300,432.54
15	883.408	816.592	236,227,300,432.54
16	883.408	816.592	236,227,300,432.54
17	883.408	816.592	236,227,300,432.54
18	883.408	816.592	236,227,300,432.54
19	883.408	816.592	236,227,300,432.54
20	883.408	816.592	236,227,300,432.54
21	883.408	816.592	236,227,300,432.54
22	883.408	816.592	236,227,300,432.54
23	883.408	816.592	236,227,300,432.54
24	883.408	816.592	236,227,300,432.54
25	883.408	816.592	236,227,300,432.54
26	883.408	816.592	236,227,300,432.54
27	883.408	816.592	236,227,300,432.54

Jarak (m)	Y top (mm)	Y bottom (mm)	Ix (mm ⁴)
28	883.408	816.592	236,227,300,432.54
29	883.408	816.592	236,227,300,432.54
30	883.408	816.592	236,227,300,432.54
31	883.408	816.592	236,227,300,432.54
32	883.408	816.592	236,227,300,432.54
33	883.408	816.592	236,227,300,432.54
34	883.408	816.592	236,227,300,432.54
35	883.408	816.592	236,227,300,432.54
36	883.408	816.592	236,227,300,432.54
37	883.408	816.592	236,227,300,432.54
38	848.558	851.442	274,719,835,701.21
39	848.558	851.442	274,719,835,701.21
39.6	848.558	851.442	274,719,835,701.21
39.6	848.558	851.442	274,719,835,701.21
40	848.558	851.442	274,719,835,701.21

Tabel 4.13. Posisi tendon terhadap cgc sebelum komposit

Jarak (m)	Tendon (mm)			
	y1	y2	y3	y4
0	548.558	148.558	-251.442	-651.442
0.4	512.918	116.878	-267.282	-651.442
1	460.808	70.558	-290.442	-651.442
2	377.558	-3.442	-327.442	-651.442
3	333.658	-38.592	-327.592	-616.592
4	259.408	-104.592	-360.592	-616.592
5	189.658	-166.592	-391.592	-616.592
6	124.408	-224.592	-420.592	-616.592
7	63.658	-278.592	-447.592	-616.592
8	7.408	-328.592	-472.592	-616.592
9	-44.342	-374.592	-495.592	-616.592
10	-91.592	-416.592	-516.592	-616.592

Jarak (m)	Tendon (mm)			
	y1	y2	y3	y4
11	-134.342	-454.592	-535.592	-616.592
12	-172.592	-488.592	-552.592	-616.592
13	-206.342	-518.592	-567.592	-616.592
14	-235.592	-544.592	-580.592	-616.592
15	-260.342	-566.592	-591.592	-616.592
16	-280.592	-584.592	-600.592	-616.592
17	-296.342	-598.592	-607.592	-616.592
18	-307.592	-608.592	-612.592	-616.592
19	-314.342	-614.592	-615.592	-616.592
20	-316.592	-616.592	-616.592	-616.592
21	-314.342	-614.592	-615.592	-616.592
22	-307.592	-608.592	-612.592	-616.592
23	-296.342	-598.592	-607.592	-616.592
24	-280.592	-584.592	-600.592	-616.592
25	-260.342	-566.592	-591.592	-616.592
26	-235.592	-544.592	-580.592	-616.592
27	-206.342	-518.592	-567.592	-616.592
28	-172.592	-488.592	-552.592	-616.592
29	-134.342	-454.592	-535.592	-616.592
30	-91.592	-416.592	-516.592	-616.592
31	-44.342	-374.592	-495.592	-616.592
32	7.408	-328.592	-472.592	-616.592
33	63.658	-278.592	-447.592	-616.592
34	124.408	-224.592	-420.592	-616.592
35	189.658	-166.592	-391.592	-616.592
36	259.408	-104.592	-360.592	-616.592
37	333.658	-38.592	-327.592	-616.592
38	377.558	-3.442	-327.442	-651.442
39	460.808	70.558	-290.442	-651.442
39.6	512.918	116.878	-267.282	-651.442
40	548.558	148.558	-251.442	-651.442

Eksentrisitas Gaya Terhadap cgc (e) Sebelum Komposit

$$e = \frac{F1.Y1+F2.Y2+F3.Y3+F4.Y4}{F1 + F2 + F3 + F4}$$

Setelah didapat letak tendon terhadap cgc maka akan dihitung eksentrisitas akibat gaya yang terjadi pada kabel (F1,F2,F3,F4) terhadap letak cgc. Perhitungan ditunjukkan pada Tabel 4.14. yang menggunakan rumus seperti diatas

Tabel 4.14. Perhitungan (e) sebelum komposit

Jarak (m)	e (mm)
0	19.44
0.4	41.62
0.4	41.62
1	74.04
2	125.84
3	139.99
4	186.19
5	229.59
6	270.19
7	307.99
8	342.99
9	375.19
10	404.59
11	431.19
12	454.99
13	475.99
14	494.19
15	509.59
16	522.19
17	531.99
18	538.99
19	543.19
20	544.59

Jarak (m)	e (mm)
21	543.19
22	538.99
23	531.99
24	522.19
25	509.59
26	494.19
27	475.99
28	454.99
29	431.19
30	404.59
31	375.19
32	342.99
33	307.99
34	270.19
35	229.59
36	186.19
37	139.99
38	125.84
39	74.04
39.6	41.62
39.6	41.62
40	19.44

Kondisi setelah komposit

Tabel 4.15. Garis netral dan Ix komposit

Jarak (m)	Y top (mm)	Y bottom (mm)	Ix (mm ⁴)
0	926.38	1023.62	456,542,172,012.20
0.4	926.38	1023.62	456,542,172,012.20
0.4	926.38	1023.62	456,542,172,012.20
1	926.38	1023.62	456,542,172,012.20
2	926.38	1023.62	456,542,172,012.20
3	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
4	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
5	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
6	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
7	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
8	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
9	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
10	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
11	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
12	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
13	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
14	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
15	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
16	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
17	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
18	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
19	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
20	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
21	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
22	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
23	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
24	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
25	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
26	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
27	874.308	1075.692	412,358,851,132.34

Jarak (m)	Y top (mm)	Y bottom (mm)	Ix (mm⁴)
28	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
29	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
30	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
31	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
32	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
33	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
34	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
35	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
36	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
37	874.308	1075.692	412,358,851,132.34
38	926.38	1023.62	456,542,172,012.20
39	926.38	1023.62	456,542,172,012.20
39.6	926.38	1023.62	456,542,172,012.20
39.6	926.38	1023.62	456,542,172,012.20
40	926.38	1023.62	456,542,172,012.20

Tabel 4.16. Posisi tendon terhadap cgc setelah komposit

Jarak (m)	Tendon (mm)			
	y1	y2	y3	y4
0	376.38	-23.62	-423.62	-823.62
0.4	340.74	-55.3	-439.46	-823.62
0.4	340.74	-55.3	-439.46	-823.62
1	288.63	-101.62	-462.62	-823.62
2	205.38	-175.62	-499.62	-823.62
3	74.558	-297.692	-586.692	-875.692
4	.308	-363.692	-619.692	-875.692
5	-69.442	-425.692	-650.692	-875.692
6	-134.692	-483.692	-679.692	-875.692
7	-195.442	-537.692	-706.692	-875.692
8	-251.692	-587.692	-731.692	-875.692
9	-303.442	-633.692	-754.692	-875.692
10	-350.692	-675.692	-775.692	-875.692
11	-393.442	-713.692	-794.692	-875.692
12	-431.692	-747.692	-811.692	-875.692
13	-465.442	-777.692	-826.692	-875.692
14	-494.692	-803.692	-839.692	-875.692
15	-519.442	-825.692	-850.692	-875.692
16	-539.692	-843.692	-859.692	-875.692
17	-555.442	-857.692	-866.692	-875.692
18	-566.692	-867.692	-871.692	-875.692
19	-573.442	-873.692	-874.692	-875.692
20	-575.692	-875.692	-875.692	-875.692
21	-573.442	-873.692	-874.692	-875.692
22	-566.692	-867.692	-871.692	-875.692
23	-555.442	-857.692	-866.692	-875.692
24	-539.692	-843.692	-859.692	-875.692
25	-519.442	-825.692	-850.692	-875.692
26	-494.692	-803.692	-839.692	-875.692
27	-465.442	-777.692	-826.692	-875.692

Jarak (m)	Tendon (mm)			
	y1	y2	y3	y4
28	-431.692	-747.692	-811.692	-875.692
29	-393.442	-713.692	-794.692	-875.692
30	-350.692	-675.692	-775.692	-875.692
31	-303.442	-633.692	-754.692	-875.692
32	-251.692	-587.692	-731.692	-875.692
33	-195.442	-537.692	-706.692	-875.692
34	-134.692	-483.692	-679.692	-875.692
35	-69.442	-425.692	-650.692	-875.692
36	308	-363.692	-619.692	-875.692
37	74.558	-297.692	-586.692	-875.692
38	205.38	-175.62	-499.62	-823.62
39	288.63	-101.62	-462.62	-823.62
39.6	340.74	-55.3	-439.46	-823.62
39.6	340.74	-55.3	-439.46	-823.62
40	376.38	-23.62	-423.62	-823.62

Eksentrisitas Gaya Terhadap cgk (e) Setelah Komposit

$$e = \frac{F1.Y1+F2.Y2+F3.Y3+F4.Y4}{F1 + F2 + F3 + F4}$$

Setelah didapat letak tendon terhadap cgk maka akan dihitung eksentrisitas akibat gaya yang terjadi pada kabel (F1,F2,F3,F4) terhadap letak cgk setelah terjadi komposit. Perhitungan ditunjukkan pada Tabel 4.17. yang menggunakan rumus seperti diatas

Tabel 4.17. Perhitungan (e) sebelum komposit

Jarak (m)	e (mm)
0	191.62
0.4	213.80
0.4	213.80
1	246.22
2	298.02
3	399.09
4	445.29
5	488.69
6	529.29
7	567.09
8	602.09
9	634.29
10	663.69
11	690.29
12	714.09
13	735.09
14	753.29
15	768.69
16	781.29
17	791.09
18	798.09
19	802.29
20	803.69
21	802.29
22	798.09
23	791.09
24	781.29
25	768.69
26	753.29
27	735.09

Jarak (m)	e (mm)
28	714.09
29	690.29
30	663.69
31	634.29
32	602.09
33	567.09
34	529.29
35	488.69
36	445.29
37	399.09
38	298.02
39	246.22
39.6	213.80
39.6	213.80
40	191.62

4.3.1.4. Analisis Fase Sebelum Komposit Analisis Pembebanan

Pada fase sebelum komposit ini beban yang terjadi akibat dari berat sendiri girder sehingga didapatkan momen dan gaya lintang. Perhitungan dilakukan per pias yang ditunjukkan pada Tabel 4.18 di bawah ini :

Tabel 4.18. Momen dan gaya lintang akibat berat girder

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4			-7.10	-1.42
0.4	355.15		348.05	-1.42
1			337.39	204.21
2			319.64	532.73
3			301.88	843.48
4			284.12	1136.48
5			266.36	1411.72
6			248.61	1669.21
7			230.85	1908.93
8			213.09	2130.90
9			195.33	2335.11
10			177.58	2521.57
11			159.82	2690.26
12			142.06	2841.20
13			124.30	2974.38
14			106.55	3089.81
15			88.79	3187.47
16			71.03	3267.38
17			53.27	3329.53
18			35.51	3373.93
19			17.76	3400.56
20			0.00	3409.44
21			-17.76	3400.56
22			-35.52	3373.93
23			-53.27	3329.53
24			-71.03	3267.38
25			-88.79	3187.47
26			-106.55	3089.81
27			-124.30	2974.38

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
28			-142.06	2841.20
29			-159.82	2690.26
30			-177.58	2521.57
31			-195.33	2335.11
32			-213.09	2130.90
33			-230.85	1908.93
34			-248.61	1669.21
35			-266.36	1411.72
36			-284.12	1136.48
37			-301.88	843.48
38			-319.64	532.72
39			-337.39	204.21
39.6			-348.05	-1.42
39.6		-355.15	-7.10	-1.42
40			0.00	0.00

Analisis kehilangan gaya prategang

Analisis kehilangan pada fase sebelum komposit ini ada tiga macam kehilangan gaya prategang, yaitu kehilangan akibat gesekan dan *wobble effect*, kehilangan akibat slip ankur dan kehilangan akibat perpendekan elastis. Ketiga jenis kehilangan tersebut dijelaskan sebagai berikut :

1. Kehilangan akibat gesekan dan wobble effect

Kehilangan akibat gesekan ini dapat dipertimbangkan pada dua bagian yaitu pengaruh panjang dan kelengkungan sehingga dapat dijelaskan sebagai pengaruh naik turunnya kabel (*wobbling effect*) dan tergantung dari panjang dan tegangan tendon serta koefisien gesekan antara bahan yang bersentuhan.

Dimana :

$K = 0.006$ (strand dengan untaian 7 kawat)

$\mu = 0.20$ (strand dengan untaian 7 kawat)

Perhitungan sudut perubahan sudut dalam satuan radians.

Tabel 4.19. Perhitungan α (sudut per pias)

Jarak (m)	Tendon			
	1	2	3	4
0	0.00	0.00	0.00	0.00
0.4	0.0889	0.0790	0.0396	0.0000
0.4	0.0889	0.0790	0.0396	0.0000
1	0.0866	0.0770	0.0386	0.0000
2	0.0831	0.0739	0.0370	0.0000
3	0.0786	0.0699	0.0350	0.0000
4	0.0741	0.0659	0.0330	0.0000
5	0.0696	0.0619	0.0310	0.0000
6	0.0652	0.0579	0.0290	0.0000
7	0.0607	0.0539	0.0270	0.0000
8	0.0562	0.0500	0.0250	0.0000
9	0.0517	0.0460	0.0230	0.0000
10	0.0472	0.0420	0.0210	0.0000
11	0.0427	0.0380	0.0190	0.0000
12	0.0382	0.0340	0.0170	0.0000
13	0.0337	0.0300	0.0150	0.0000
14	0.0292	0.0260	0.0130	0.0000
15	0.0247	0.0220	0.0110	0.0000
16	0.0202	0.0180	0.0090	0.0000
17	0.0157	0.0140	0.0070	0.0000
18	0.0112	0.0100	0.0050	0.0000
19	0.0067	0.0060	0.0030	0.0000
20	0.0022	0.0020	0.0010	0.0000
21	0.0067	0.0060	0.0030	0.0000
22	0.0112	0.0100	0.0050	0.0000
23	0.0157	0.0140	0.0070	0.0000
24	0.0202	0.0180	0.0090	0.0000
25	0.0247	0.0220	0.0110	0.0000
26	0.0292	0.0260	0.0130	0.0000

Jarak (m)	Tendon			
	1	2	3	4
27	0.0337	0.0300	0.0150	0.0000
28	0.0382	0.0340	0.0170	0.0000
29	0.0427	0.0380	0.0190	0.0000
30	0.0472	0.0420	0.0210	0.0000
31	0.0517	0.0460	0.0230	0.0000
32	0.0562	0.0500	0.0250	0.0000
33	0.0607	0.0539	0.0270	0.0000
34	0.0652	0.0579	0.0290	0.0000
35	0.0696	0.0619	0.0310	0.0000
36	0.0741	0.0659	0.0330	0.0000
37	0.0786	0.0699	0.0350	0.0000
38	0.0831	0.0739	0.0370	0.0000
39	0.0866	0.0770	0.0386	0.0000
39.6	0.0889	0.0790	0.0396	0.0000
39.6	0.0889	0.0790	0.0396	0.0000
40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Kehilangan gaya prategang akibat gesekan adalah

$$F_2 = F_1 - F_1(KL + \mu\alpha)$$

Dengan

F_2 = gaya prategang setelah kehilangan

F_1 = gaya saat jacking

K = koefisien wobble (0,006)

μ = koefisien kelengkungan (0,2)

L = jarak per pias

α = sudut kabel per pias

Tabel 4.20. Perhitungan F2

Jarak (m)	Tendon (kg)				F2 (kg)
	1	2	3	4	
0	220203	161904	201853	158671	742,630.29
0.4	215761	162293	199770	159053	736,877.07
0.4	215761	162293	199770	159053	736,877.07
1	211246	165505	197510	159627	733,887.93
2	206469	169126	194864	160591	731,049.79
3	201985	172714	192331	161560	728,590.28
4	197779	176235	189908	162535	726,457.37
5	193838	179681	187592	163517	724,627.17
6	190149	183046	185378	164504	723,077.04
7	186700	186323	183265	165497	721,785.45
8	183482	189505	181250	166495	720,732.02
9	180484	192585	179328	167500	719,897.44
10	177697	195556	177499	168512	719,263.44
11	175112	198412	175760	169529	718,812.79
12	172722	201147	174108	170552	718,529.25
13	170521	203754	172541	171582	718,397.56
14	168500	206229	171057	172617	718,403.43
15	166655	208564	169655	173659	718,533.50
16	164981	210756	168331	174707	718,775.37
17	163471	212799	167086	175762	719,117.55
18	162122	214688	165916	176823	719,549.48
19	160931	216419	164821	177890	720,061.52
20	159893	217989	163799	178964	720,644.93
21	158718	219393	162718	180044	720,873.03
22	157408	220984	161579	181131	721,102.47
23	155968	222766	160383	182224	721,342.01
24	154401	224744	159132	183324	721,601.29
25	152710	226922	157827	184431	721,890.84
26	150901	229307	156470	185544	722,222.08
27	148977	231904	155062	186664	722,607.33

Jarak (m)	Tendon (kg)				F2 (kg)
	1	2	3	4	
28	146944	234720	153604	187791	723,059.78
29	144807	237763	152099	188925	723,593.55
30	142571	241040	150548	190065	724,223.64
31	140241	244561	148952	191212	724,965.98
32	137823	248334	147314	192366	725,837.43
33	135324	252370	145635	193528	726,855.79
34	132749	256679	143916	194696	728,039.81
35	130103	261274	142161	195871	729,409.24
36	127394	266167	140370	197053	730,984.82
37	124627	271373	138546	198243	732,788.34
38	121809	276904	136690	199439	734,842.67
39	118968	282779	134815	200643	737,204.47
39.6	116425	288258	133262	201368	739,313.80
39.6	116425	288258	133262	201368	739,313.80
40	116146	293604	132942	201853	744,544.64

2. Kehilangan akibat slip ankur

Kejadian kehilangan akibat pengangkuran ini dialami pada sistem pasca tarik (post-tension). Hal ini terjadi saat peralihan gaya prategang saat dongkrak dilepas dan baji tergelincir sedikit. Besarnya gelincir tergantung dari jenis baji dan tegangan kawat dengan nilai rata – rata sekitar 25 cm. Rumus yang digunakan untuk menghitung kehilangan gaya prategang akibat deformasi pengangkuran adalah :

$$\begin{aligned}
 ANC &= \frac{\Delta a \cdot ES}{L} \\
 &= \frac{2,5 \cdot 200000}{40000} \\
 &= 12,50 \text{ Mpa} = 125 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Besarnya kehilangan gaya akibat pengangkuran adalah mengalikan kehilangan tegangan akibat pengangkuran (ANC)

dengan luas strand per tendon. Berikut di bawah ini perhitungan kehilangan gaya akibat pengangkuran :

Tendon 1 :

$$\begin{aligned} \text{ANC . Aps} &= 125 \text{ kg/cm}^2 \times 1,327 \times 12 \\ &= 1990,98 \text{ kg} \end{aligned}$$

Tendon 2 :

$$\begin{aligned} \text{ANC . Aps} &= 125 \text{ kg/cm}^2 \times 1,327 \times 16 \\ &= 2654,65 \text{ kg} \end{aligned}$$

Tendon 3 :

$$\begin{aligned} \text{ANC . Aps} &= 125 \text{ kg/cm}^2 \times 1,327 \times 11 \\ &= 1825,07 \text{ kg} \end{aligned}$$

Tendon 4 :

$$\begin{aligned} \text{ANC . Aps} &= 125 \text{ kg/cm}^2 \times 1,327 \times 11 \\ &= 1825,07 \text{ kg} \end{aligned}$$

3. Kehilangan akibat perpendekan elastis

Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis terjadi pada saat gaya prategang dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan baja prategang juga turut memendek. Untuk mencari kehilangan gaya, terlebih dulu mencari tegangan yang terjadi akibat perpendekan elastis (*fcir*). Berikut perhitungan tegangan akibat perpendekan elastis :

Tegangan beton pada posisi kabel (*fcir*)

$$f_{cir} = \frac{F_o}{A_c} + \frac{F_o \cdot e^2}{I_x} - \frac{M_{bs} \cdot e}{I_x}$$

F_o = gaya awal setelah dikurangi kehilangan akibat gesekan dan pengangkuran (F_2)

A_c = luas penampang beton sebelum komposit

I_x = inersia penampang beton sebelum komposit

M_{bs} = momen akibat berat girder

e = eksentrisitas sebelum komposit

Tabel 4.21. Perhitungan *f_{cir}*

Jarak (m)	Mgirder (kg.m)	<i>f_{cir}</i>
		(kg/cm ²)
0	0.	69.02
0.4	-142.06	68.85
0.4	-142.06	68.85
1	20421.13	69.02
2	53272.50	69.62
3	84348.13	109.87
4	113648.00	110.21
5	141172.13	110.68
6	166920.50	111.26
7	190893.13	111.90
8	213090.00	112.61
9	233511.13	113.34
10	252156.50	114.09
11	269026.13	114.83
12	284120.00	115.57
13	297438.13	116.27
14	308980.50	116.94
15	318747.13	117.55
16	326738.00	118.10
17	332953.13	118.58
18	337392.50	118.98
19	340056.13	119.30
20	340944.00	119.52
21	340056.13	119.52
22	337392.50	119.41
23	332953.13	119.18
24	326738.00	118.85
25	318747.13	118.42
26	308980.50	117.90
27	297438.13	117.31

Jarak (m)	Mgirder (kg.m)	<i>f_{cir}</i>
		(kg/cm ²)
28	284120.00	116.64
29	269026.13	115.93
30	252156.50	115.17
31	233511.13	114.40
32	213090.00	113.62
33	190893.13	112.87
34	166920.50	112.15
35	141172.13	111.50
36	113648.00	110.95
37	84348.12	110.53
38	53272.50	69.99
39	20421.13	69.34
39.6	-142.06	69.08
39.6	-142.06	69.08
40	0.	69.20

Kehilangan gaya akibat perpendekan elastis adalah

$$ES \cdot Aps = Kes \cdot f_{cir} \cdot \frac{E_s}{E_{ci}} \cdot Aps$$

ES = kehilangan gaya akibat perpendekan elastis

Kes = 0,5 untuk pasca tarik

E_s = modulus elastisitas strand (200000Mpa)

E_{ci} = modulus elastisitas beton

$$E_{ci} = Wc^{1.5} * 0,043 * (f_c)^2$$

$$= (24KN/m^3/100)^{1.5} * 0,043 * (66,4Mpa)^2$$

$$= 41197.357 \text{ Mpa}$$

Aps = luas 1 strand dikalikan jumlah total strand

Perhitungan kehilangan gaya akibat perpendekan elastis ditunjukkan pada Tabel 4.22

Tabel 4.22. Perhitungan kehilangan gaya akibat perpendekan elastis

Jarak (m)	ES
	(kg)
0	11,119.26
0.4	11,091.98
0.4	11,091.98
1	11,119.36
2	11,215.42
3	17,699.62
4	17,754.23
5	17,830.27
6	17,922.67
7	18,027.13
8	18,140.01
9	18,258.12
10	18,378.67
11	18,499.12
12	18,617.20
13	18,730.78
14	18,837.91
15	18,936.77
16	19,025.66
17	19,103.05
18	19,167.54
19	19,217.88
20	19,253.06
21	19,253.74
22	19,235.67
23	19,199.51
24	19,146.21
25	19,077.01
26	18,993.39

Jarak (m)	ES (kg)
27	18,897.12
28	18,790.17
29	18,674.77
30	18,553.39
31	18,428.74
32	18,303.81
33	18,181.93
34	18,066.79
35	17,962.53
36	17,873.87
37	17,806.24
38	11,275.65
39	11,170.01
39.6	11,128.65
39.6	11,128.65
40	11,147.93

Setelah perhitungan kehilangan gaya pada fase sebelum komposit ini, maka perlu adanya kontrol tegangan yang terjadi. Tegangan yang terjadi pada fase ini tidak boleh melebihi tegangan ijin yaitu

$$\begin{aligned}
 f_{tekan} &= 0,6 \cdot f_{ci} \\
 &= 0,6 \cdot (0,8 \cdot 66,4 \text{ Mpa}) \\
 &= 31,872 \text{ Mpa} \\
 f_{tarik} &= 0,25 \cdot (f_{ci})^{0,5} \\
 &= -0,25 \cdot (0,8 \cdot 66,4 \text{ Mpa})^{0,5} \\
 &= -1,822 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Perhitungan tegangan pada fase ini ditunjukkan pada Tabel 4.33 dibawah ini

$$f_{top} = \frac{F_i}{A_c} - \frac{F_i \cdot e \cdot Y_t}{I_x} + \frac{M_b \cdot Y_t}{I_x}$$

$$f_{bottom} = \frac{F_i}{A_c} + \frac{F_i \cdot e \cdot Y_b}{I_x} - \frac{M_{bs} \cdot Y_b}{I_x}$$

Dengan

F_i = gaya yang terjadi setelah kehilangan akibat gesekan dan wobble, pengangkuruan dan perpendekan elastis.

= F_o – gesekan – ANC – ES

A_c = luas penampang beton sebelum komposit

I_x = inersia penampang beton sebelum komposit

M_{bs} = momen girder

Tabel 4.23. Perhitungan tegangan sesaat setelah transfer gaya prategang

Jarak (m)	F_i (kg)	f_{top} (N/mm ²)	f_{bottom} (N/mm ²)	Keterangan
0	731,511.03	6.35	7.23	atas tekan
0.4	725,785.09	5.80	7.68	atas tekan
0.4	725,785.09	5.80	7.68	atas tekan
1	722,768.58	5.69	7.73	atas tekan
2	719,834.37	5.53	7.84	atas tekan
3	710,890.66	6.13	7.07	atas tekan
4	708,703.13	6.01	7.14	atas tekan
5	706,796.90	5.91	7.21	atas tekan
6	705,154.37	5.82	7.28	atas tekan
7	703,758.32	5.73	7.33	atas tekan
8	702,592.01	5.66	7.39	atas tekan
9	701,639.32	5.59	7.43	atas tekan
10	700,884.78	5.53	7.48	atas tekan
11	700,313.67	5.48	7.52	atas tekan
12	699,912.06	5.44	7.56	atas tekan
13	699,666.79	5.39	7.60	atas tekan
14	699,565.52	5.36	7.63	atas tekan
15	699,596.73	5.33	7.66	atas tekan
16	699,749.70	5.30	7.69	atas tekan
17	700,014.50	5.28	7.72	atas tekan
18	700,381.95	5.26	7.74	atas tekan

Jarak (m)	Fi (kg)	f_{top} (N/mm ²)	f_{bottom} (N/mm ²)	Keterangan
19	700,843.64	5.25	7.76	atas tekan
20	701,391.87	5.24	7.78	atas tekan
21	701,619.29	5.24	7.78	atas tekan
22	701,866.80	5.25	7.78	atas tekan
23	702,142.50	5.26	7.77	atas tekan
24	702,455.08	5.28	7.76	atas tekan
25	702,813.83	5.31	7.74	atas tekan
26	703,228.69	5.34	7.72	atas tekan
27	703,710.21	5.37	7.69	atas tekan
28	704,269.62	5.41	7.66	atas tekan
29	704,918.78	5.46	7.62	atas tekan
30	705,670.25	5.52	7.58	atas tekan
31	706,537.25	5.58	7.54	atas tekan
32	707,533.62	5.65	7.48	atas tekan
33	708,673.86	5.73	7.43	atas tekan
34	709,973.02	5.82	7.36	atas tekan
35	711,446.71	5.92	7.29	atas tekan
36	713,110.94	6.03	7.21	atas tekan
37	714,982.10	6.15	7.12	atas tekan
38	723,567.03	5.55	7.89	atas tekan
39	726,034.46	5.71	7.77	atas tekan
39.6	728,185.15	5.82	7.70	atas tekan
39.6	728,185.15	5.82	7.70	atas tekan
40	733,396.72	6.37	7.25	atas tekan

Berdasarkan tegangan sesaat setelah transfer pada Tabel 4.33., tegangan yang terjadi masih dalam tegangan yang diijinkan dimana tegangan yang terjadi kurang dari tegangan ijin tekan yaitu 31,872 Mpa.

4.3.1.5. Analisis Fase Konstruksi

Analisis Pembebanan

Pada fase konstruksi ini beban yang terjadi antara lain akibat dari berat sendiri girder, beban pelat pracetak dan beban beton basah. Selain beban akibat beban mati, pada fase ini juga ada beban hidup berupa beban pekerja. Dari beban – beban tersebut didapatkan momen dan gaya lintang. Perhitungan dilakukan per satu meter yang ditunjukkan pada Tabel 4.24. sampai Tabel 4.29 :

Akibat beban mati :

Akibat berat sendiri balok utama beton prategang (bs)

$$\begin{aligned} W_{\text{tumpuan}} &= A_c \times \gamma_{\text{beton}} \times L \\ &= 1,08 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 \times 4 \text{ m} \\ &= 107,75 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{lapangan}} &= A_c \times \gamma_{\text{beton}} \times L \\ &= 0,67 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 \times 36 \text{ m} \\ &= 602,55 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{total}} &= W_{\text{tumpuan}} + W_{\text{lapangan}} \\ &= 107,75 \text{ KN} + 602,55 \text{ KN} \\ &= 710,3 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{bs}} &= W_{\text{total}} / L_{\text{jembatan}} \\ &= 710,3 \text{ KN} / 40 \text{ m} \\ &= 17,758 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Akibat berat sendiri Balok diafragma (bd)

Beban diafragma diasumsikan sebagai beban terpusat dimana diletakkan pada posisi diafragma yaitu per 10 meter

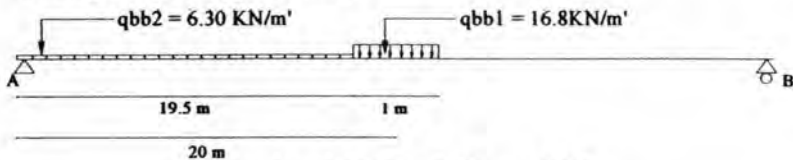
$$\begin{aligned} P_{\text{diafragma}} &= A_{\text{diafragma}} \times \gamma_{\text{beton}} \times \text{tebal} \\ &= 1,402 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 \times 0,15 \text{ m} \\ &= 5,256 \text{ KN} \end{aligned}$$

Akibat berat sendiri plat precast (PP)

$$\begin{aligned} q_{\text{pp}} &= \text{Tebal} \times b_{\text{eff}} \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= (0,007 \text{ m} \times 1,4 \text{ m}) \times 25 \text{ KN/m}^3 \\ &= 2,45 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Akibat berat sendiri beton basah belum rata (BB1)

Asumsi berat beton basah belum rata adalah taksiran tinggi tuangan beton basah adalah 50 cm dimana diletakkan di tengah bentang sepanjang 1 m dan sebagian beton basah sudah diratakan setinggi tebal pelat 25cm yang diletakkan pada setengah bentang jembatan.



Gambar 4.28. Pembebanan BB1

$$\begin{aligned}
 q_{bb1} &= \text{tebal} \times b_{\text{eff}} \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= ((0.25\text{m} - 0.07\text{m}) \times 1,4 \text{ m} \times 24\text{KN/m}^3) \\
 &= 6,3 \text{ KN/m}' \\
 q_{bb2} &= \text{tebal} \times b_{\text{eff}} \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= 0,5\text{m} \times 1,4 \text{ m} \times 24\text{KN/m}^3 \\
 &= 16,8 \text{ KN/m}'
 \end{aligned}$$

Akibat berat sendiri beton basah setelah rata (BB2)

Asumsi beban beton basah ini adalah sudah dilakukan pengecoran pada seluruh bentang jembatan setinggi pelat 25cm.

$$\begin{aligned}
 q_{BB2} &= A_{BB2} \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= ((\text{tebal plat lantai} - \text{plat precast}) \times b_{\text{eff}}) \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= ((0.25\text{m} - 0.07\text{m}) \times 1,4 \text{ m} \times 24\text{KN/m}^3) \\
 &= 6,3 \text{ KN/m}'
 \end{aligned}$$

Akibat beban hidup :

Akibat beban pekerja (B_{pekerja}) diasumsikan = 2.5 KN/m²

$$\begin{aligned}
 q_{B_{\text{pekerja}}} &= B_{\text{pekerja}} \times b_{\text{eff}} \\
 &= 2.5\text{KN/m}^2 \times 1,4 \text{ m} \\
 &= 3,5 \text{ KN/m}'
 \end{aligned}$$

Tabel 4.24. Analisis momen dan gaya lintang balok utama (bs)

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4			-7.10	-1.42
0.4	355.15		348.05	-1.42
1			337.39	204.21
2			319.64	532.73
3			301.88	843.48
4			284.12	1136.48
5			266.36	1411.72
6			248.61	1669.21
7			230.85	1908.93
8			213.09	2130.90
9			195.33	2335.11
10			177.58	2521.57
11			159.82	2690.26
12			142.06	2841.20
13			124.30	2974.38
14			106.55	3089.81
15			88.79	3187.47
16			71.03	3267.38
17			53.27	3329.53
18			35.51	3373.93
19			17.76	3400.56
20			0.00	3409.44
21			-17.76	3400.56
22			-35.52	3373.93
23			-53.27	3329.53
24			-71.03	3267.38
25			-88.79	3187.47
26			-106.55	3089.81
27			-124.30	2974.38

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
28			-142.06	2841.20
29			-159.82	2690.26
30			-177.58	2521.57
31			-195.33	2335.11
32			-213.09	2130.90
33			-230.85	1908.93
34			-248.61	1669.21
35			-266.36	1411.72
36			-284.12	1136.48
37			-301.88	843.48
38			-319.64	532.72
39			-337.39	204.21
39.6			-348.05	-1.42
39.6		-355.15	-7.10	-1.42
40			0.00	0.00

Tabel 4.25. Analisis momen dan gaya lintang balok diafragma (Bd)

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4	13.14		0.00	0.00
1			7.88	4.73
2			7.88	12.61
3			7.88	20.50
4			7.88	28.38
5			7.88	36.26
6			7.88	44.15
7			7.88	52.03
8			7.88	59.91
9			7.88	67.80
10			7.88	75.68

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
11			2.63	80.41
12			2.63	83.04
13			2.63	85.67
14			2.63	88.29
15			2.63	90.92
16			2.63	93.55
17			2.63	96.18
18			2.63	98.81
19			2.63	101.43
20			2.63	103.01
21			-2.63	101.43
22			-2.63	98.81
23			-2.63	96.18
24			-2.63	93.55
25			-2.63	90.92
26			-2.63	88.29
27			-2.63	85.67
28			-2.63	83.04
29			-2.63	80.41
30			-7.88	75.68
31			-7.88	67.80
32			-7.88	59.91
33			-7.88	52.03
34			-7.88	44.15
35			-7.88	36.26
36			-7.88	28.38
37			-7.88	20.50
38			-7.88	12.61
39			-7.88	4.73
39.6		13.14	0.00	0.00
40			0.00	0.00

Tabel 4.26. Analisis momen dan gaya lintang beban pelat (PP)

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4			-0.98	-0.20
0.4	49.00		48.02	-0.20
1			46.55	28.18
2			44.10	73.50
3			41.65	116.38
4			39.20	156.80
5			36.75	194.78
6			34.30	230.30
7			31.85	263.38
8			29.40	294.00
9			26.95	322.18
10			24.50	347.90
11			22.05	371.18
12			19.60	392.00
13			17.15	410.38
14			14.70	426.30
15			12.25	439.78
16			9.80	450.80
17			7.35	459.38
18			4.90	465.50
19			2.45	469.18
20			0.00	470.40
21			-2.45	469.18
22			-4.90	465.50
23			-7.35	459.38
24			-9.80	450.80
25			-12.25	439.78
26			-14.70	426.30
27			-17.15	410.38

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
28			-19.60	392.00
29			-22.05	371.18
30			-24.50	347.90
31			-26.95	322.18
32			-29.40	294.00
33			-31.85	263.38
34			-34.30	230.30
35			-36.75	194.78
36			-39.20	156.80
37			-41.65	116.38
38			-44.10	73.50
39			-46.55	28.17
39.6			-0.98	-0.20
39.6		49.00	-0.98	-0.20
40			0.00	0.00

Tabel 4.27. Analisis Momen dan gaya lintang beton basah1 (BB1)

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4			-2.52	-0.50
0.4	101.95		99.43	-0.50
1			95.65	58.02
2			89.35	150.52
3			83.05	236.71
4			76.75	316.61
5			70.45	390.21
6			64.15	457.51
7			57.85	518.51
8			51.55	573.20
9			45.25	621.60
10			38.95	663.70

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
11			32.65	699.50
12			26.35	728.99
13			20.05	752.19
14			13.75	769.09
15			7.45	779.69
16			1.15	783.99
17			-5.15	781.98
18			-11.45	773.68
19			-17.75	759.08
20			-29.30	722.23
21			-37.70	685.38
22			-37.70	648.53
23			-37.70	611.68
24			-37.70	574.84
25			-37.70	537.99
26			-37.70	501.14
27			-37.70	464.29
28			-37.70	427.44
29			-37.70	390.59
30			-37.70	353.75
31			-37.70	316.90
32			-37.70	280.05
33			-37.70	243.20
34			-37.70	206.35
35			-37.70	169.50
36			-37.70	132.65
37			-37.70	95.81
38			-37.70	58.96
39			-37.70	22.11
39.6			0.00	0.00
39.6		37.70	0.00	0.00
40			0.00	0.00

Tabel 4.28. Analisis momen dan gaya lintang beton basah2 (BB2)

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4			-2.52	-0.50
0.4	126.00		128.52	-0.50
1			119.70	72.45
2			113.40	189.00
3			107.10	299.25
4			100.80	403.20
5			94.50	500.85
6			88.20	592.20
7			81.90	677.25
8			75.60	756.00
9			69.30	828.45
10			63.00	894.60
11			56.70	954.45
12			50.40	1008.00
13			44.10	1055.25
14			37.80	1096.20
15			31.50	1130.85
16			25.20	1159.20
17			18.90	1181.25
18			12.60	1197.00
19			6.30	1206.45
20			0.00	1209.60
21			-6.30	1206.45
22			-12.60	1197.00
23			-18.90	1181.25
24			-25.20	1159.20
25			-31.50	1130.85
26			-37.80	1096.20
27			-44.10	1055.25

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
28			-50.40	1008.00
29			-56.70	954.45
30			-63.00	894.60
31			-69.30	828.45
32			-75.60	756.00
33			-81.90	677.25
34			-88.20	592.20
35			-94.50	500.85
36			-100.80	403.20
37			-107.10	299.25
38			-113.40	189.00
39			-119.70	72.45
39.6			-2.52	-0.50
39.6		126.00	-2.52	-0.50
40			0.00	0.00

Tabel 4.29. Momen dan gaya lintang beban pekerja (Mbp)

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	V (KN)	M (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4			-1.40	-0.28
0.4	70.00		68.60	-0.28
1			66.50	40.25
2			63.00	105.00
3			59.50	166.25
4			56.00	224.00
5			52.50	278.25
6			49.00	329.00
7			45.50	376.25
8			42.00	420.00
9			38.50	460.25
10			35.00	497.00
11			31.50	530.25

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	V (KN)	M (KN.m)
12			28.00	560.00
13			24.50	586.25
14			21.00	609.00
15			17.50	628.25
16			14.00	644.00
17			10.50	656.25
18			7.00	665.00
19			3.50	670.25
20			0.00	672.00
21			-3.50	670.25
22			-7.00	665.00
23			-10.50	656.25
24			-14.00	644.00
25			-17.50	628.25
26			-21.00	609.00
27			-24.50	586.25
28			-28.00	560.00
29			-31.50	530.25
30			-35.00	497.00
31			-38.50	460.25
32			-42.00	420.00
33			-45.50	376.25
34			-49.00	329.00
35			-52.50	278.25
36			-56.00	224.00
37			-59.50	166.25
38			-63.00	105.00
39			-66.50	40.25
39.6			68.60	-0.50
39.6		70.00	-1.40	-0.50
40			0.00	0.00

Setelah perhitungan pembebanan pada fase konstruksi ini, maka perlu adanya kontrol tegangan yang terjadi. Pada fase konstruksi penampang masih belum komposit. Kontrol tegangan pada fase ini dilakukan dua tahap yaitu tahap saat pengecoran dan tahap setelah pengecoran. Tegangan yang terjadi pada fase ini tidak boleh melebihi tegangan ijin yaitu

$$\begin{aligned}
 f_{tekan} &= 0,6 \cdot f_{ci} \\
 &= 0,6 \cdot (0,8 \cdot 66,4 \text{ Mpa}) \\
 &= 31,872 \text{ Mpa} \\
 f_{tarik} &= 0,25 \cdot (f_{ci})^{0,5} \\
 &= -0,25 \cdot (0,8 \cdot 66,4 \text{ Mpa})^{0,5} \\
 &= -1,822 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Perhitungan tegangan pada fase ini ditunjukkan pada Tabel 4.40 sampai Tabel 4.41 dibawah ini
 Pada Saat Beban Mati Tambahan (Saat Pengecoran)

$$f_{top} = \frac{F_o}{A_c} - \frac{F_o \cdot e \cdot Y_t}{I_x} + \frac{(M_{bs} + M_{pp} + M_{bb1} + M_{bd}) \times 10^6 \cdot Y_t}{I_x} + \frac{M_{bp} \times 10^6 \cdot Y_t}{I_x}$$

$$f_{bottom} = \frac{F_o}{A_c} + \frac{F_o \cdot e \cdot Y_b}{I_x} - \frac{(M_{bs} + M_{pp} + M_{bb1} + M_{bd}) \times 10^6 \cdot Y_b}{I_x} - \frac{M_{bp} \times 10^6 \cdot Y_b}{I_x}$$

Dengan

M_{bs} = Momen akibat berat sendiri balok utama beton prategang

M_{pp} = Momen akibat berat sendiri plat precast

M_{bb1} = Momen berat sendiri beton basah sebelum rata

M_{bd} = momen akibat berat sendiri balok diafragma



Tabel 4.30. Analisis tegangan saat pengecoran

Jarak (m)	Σf_{eff} A	$(\Sigma F_{eff.e.Y})$ Ix	$MD_{tot.Y}$ Ix	Mbp.Y Ix	f_{top} (N/mm ²)	f_{bottom} (N/mm ²)
0	6.79	0.44	0.00	0.00	6.35	7.23
0.4	6.74	0.93	-0.01	0.00	5.80	7.68
0.4	6.74	0.93	-0.01	0.00	5.80	7.68
1	6.71	1.65	0.91	0.12	6.09	7.33
2	6.68	2.80	2.38	0.32	6.58	6.78
3	10.62	3.72	4.55	0.62	12.07	9.28
4	10.59	4.93	6.13	0.84	12.62	8.71
5	10.56	6.07	7.60	1.04	13.13	8.18
6	10.53	7.13	8.98	1.23	13.62	7.68
7	10.51	8.11	10.26	1.41	14.07	7.22
8	10.49	9.01	11.44	1.57	14.49	6.80
9	10.48	9.84	12.52	1.72	14.87	6.42
10	10.47	10.60	13.50	1.86	15.22	6.08
11	10.46	11.29	14.37	1.98	15.52	5.79
12	10.45	11.91	15.13	2.09	15.77	5.54
13	10.45	12.45	15.79	2.19	15.98	5.34
14	10.45	12.93	16.36	2.28	16.15	5.18
15	10.45	13.33	16.82	2.35	16.29	5.05
16	10.45	13.66	17.19	2.41	16.38	4.97
17	10.46	13.93	17.45	2.45	16.44	4.93
18	10.46	14.12	17.62	2.49	16.45	4.92
19	10.47	14.24	17.69	2.51	16.43	4.96
20	10.48	14.28	17.60	2.51	16.30	5.09
21	10.48	14.25	17.41	2.51	16.15	5.24
22	10.48	14.15	17.15	2.49	15.98	5.41
23	10.49	13.97	16.82	2.45	15.79	5.59
24	10.49	13.72	16.40	2.41	15.59	5.78
25	10.50	13.39	15.92	2.35	15.37	5.99
26	10.50	13.00	15.35	2.28	15.14	6.22
27	10.51	12.53	14.71	2.19	14.89	6.46

Jarak (m)	Σf_{eff} A	$(\Sigma F_{eff}.e.Y)$ Ix	$\underline{MD}_{tot}.Y$ Ix	Mbp.Y Ix	f_{top} (N/mm ²)	f_{bottom} (N/mm ²)
28	10.52	11.98	14.00	2.09	14.63	6.72
29	10.53	11.37	13.21	1.98	14.36	6.99
30	10.54	10.68	12.34	1.86	14.06	7.29
31	10.55	9.91	11.38	1.72	13.74	7.61
32	10.57	9.08	10.34	1.57	13.40	7.95
33	10.59	8.16	9.23	1.41	13.06	8.30
34	10.60	7.17	8.04	1.23	12.70	8.67
35	10.63	6.11	6.78	1.04	12.34	9.05
36	10.65	4.97	5.44	0.84	11.96	9.44
37	10.68	3.74	4.02	0.62	11.58	9.84
38	6.72	2.81	2.09	0.32	6.32	7.11
39	6.74	1.66	0.80	0.12	6.00	7.48
39.6	6.76	0.94	0.00	0.00	5.82	7.70
39.6	6.76	0.94	0.00	0.00	5.82	7.70
40	6.81	0.44	0.00	0.00	6.37	7.25

Pada Saat Beban Mati Tambahan (Saat Pengecoran)

$$f_{top} = \frac{F_o}{A_c} - \frac{F_o.e.Y_t}{Ix} + \frac{(M_{bs}+M_{pp}+M_{bb2}+M_{bd}) \times 10^6.Y_t}{Ix} + \frac{M_{bp} \times 10^6.Y_t}{Ix}$$

$$f_{bottom} = \frac{F_o}{A_c} + \frac{F_o.e.Y_b}{Ix} - \frac{(M_{bs}+M_{pp}+M_{bb2}+M_{bd}) \times 10^6.Y_b}{Ix} - \frac{M_{bp} \times 10^6.Y_b}{Ix}$$

Dengan

M_{bs} = Momen akibat berat sendiri balok utama beton pretegang

M_{pp} = Momen akibat berat sendiri plat precast

M_{bb2} = Momen berat sendiri beton basah setelah rata

M_{bd} = momen akibat berat sendiri balok diafragma

Tabel 4.31. Analisis tegangan setelah pengecoran

Jarak (m)	Σ_{eff} A	$(\Sigma_{\text{Eff.e.Y}})$ Ix	$\text{MD}_{\text{tot.Y}}$ Ix	Mbp.Y Ix	f_{top} (N/mm ²)	f_{bottom} (N/mm ²)
0	6.79	0.44	0.00	0.00	6.35	7.23
0.4	6.74	0.93	-0.01	0.00	5.80	7.68
0.4	6.74	0.93	-0.01	0.00	5.80	7.68
1	6.71	1.65	0.96	0.12	6.14	7.28
2	6.68	2.80	2.50	0.32	6.70	6.66
3	10.62	3.72	4.79	0.62	12.30	9.06
4	10.59	4.93	6.45	0.84	12.94	8.41
5	10.56	6.07	8.02	1.04	13.55	7.79
6	10.53	7.13	9.48	1.23	14.12	7.22
7	10.51	8.11	10.85	1.41	14.66	6.67
8	10.49	9.01	12.12	1.57	15.17	6.17
9	10.48	9.84	13.29	1.72	15.65	5.71
10	10.47	10.60	14.36	1.86	16.08	5.28
11	10.46	11.29	15.32	1.98	16.47	4.91
12	10.45	11.91	16.17	2.09	16.81	4.58
13	10.45	12.45	16.92	2.19	17.11	4.29
14	10.45	12.93	17.58	2.28	17.38	4.05
15	10.45	13.33	18.13	2.35	17.60	3.84
16	10.45	13.66	18.59	2.41	17.78	3.67
17	10.46	13.93	18.95	2.45	17.93	3.55
18	10.46	14.12	19.20	2.49	18.03	3.46
19	10.47	14.24	19.36	2.51	18.10	3.41
20	10.48	14.28	19.42	2.51	18.12	3.41
21	10.48	14.25	19.36	2.51	18.10	3.44
22	10.48	14.15	19.20	2.49	18.03	3.51
23	10.49	13.97	18.95	2.45	17.92	3.62
24	10.49	13.72	18.59	2.41	17.77	3.76
25	10.50	13.39	18.13	2.35	17.59	3.94
26	10.50	13.00	17.58	2.28	17.36	4.16
27	10.51	12.53	16.92	2.19	17.10	4.42

Jarak (m)	Σf_{eff} A	$(\Sigma F_{eff}.e.Y)$ Ix	$\underline{MD}_{tot.Y}$ Ix	Mbp.Y Ix	f_{top} (N/mm ²)	f_{bottom} (N/mm ²)
28	10.52	11.98	16.17	2.09	16.80	4.71
29	10.53	11.37	15.32	1.98	16.46	5.04
30	10.54	10.68	14.36	1.86	16.08	5.42
31	10.55	9.91	13.29	1.72	15.65	5.84
32	10.57	9.08	12.12	1.57	15.18	6.30
33	10.59	8.16	10.85	1.41	14.68	6.80
34	10.60	7.17	9.48	1.23	14.14	7.33
35	10.63	6.11	8.02	1.04	13.58	7.90
36	10.65	4.97	6.45	0.84	12.97	8.50
37	10.68	3.74	4.79	0.62	12.34	9.14
38	6.72	2.81	2.50	0.32	6.72	6.71
39	6.74	1.66	0.96	0.12	6.16	7.32
39.6	6.76	0.94	-0.01	0.00	5.81	7.71
39.6	6.76	0.94	-0.01	0.00	5.81	7.71
40	6.81	0.44	0.00	0.00	6.37	7.25

Berdasarkan tegangan pada fase konstruksi pada Tabel 4.40 sampai Tabel 4.41., tegangan yang terjadi masih dalam tegangan yang diijinkan dimana tegangan yang terjadi kurang dari tegangan ijin tekan yaitu 31,872 Mpa.

4.3.1.6. Analisis Fase Setelah Komposit

Analisis Pembebanan

Pada fase setelah komposit ini beban yang terjadi adalah beban mati dan beban hidup. Yang termasuk dalam beban mati antara lain akibat dari berat sendiri girder, beban pelat pracetak, beban pelat, beban aspal dan beban genangan air. Sedangkan yang termasuk beban hidup adalah beban UDL (beban lalu lintas merata) dan beban KEL (beban merata garis). Dari beban – beban tersebut didapatkan momen dan gaya lintang. Perhitungan dilakukan per pias yang ditunjukkan pada Tabel 4.42. untuk

beban mati dan Tabel 4.43. untuk beban UDL dan Tabel 4.44. untuk beban KEL :

Akibat beban mati :

Akibat berat sendiri balok utama beton prategang (bs)

$$\begin{aligned} W_{\text{tumpuan}} &= A_c \times \gamma_{\text{beton}} \times L \\ &= 1,08 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 \times 4 \text{ m} \\ &= 107,75 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{lapangan}} &= A_c \times \gamma_{\text{beton}} \times L \\ &= 0,67 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 \times 36 \text{ m} \\ &= 602,55 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{total}} &= W_{\text{tumpuan}} + W_{\text{lapangan}} \\ &= 107,75 \text{ KN} + 602,55 \text{ KN} \\ &= 710,3 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{bs}} &= W_{\text{total}} / L_{\text{jembatan}} \\ &= 710,3 \text{ KN} / 40 \text{ m} \\ &= 17,758 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Akibat beban mati tambahan :

$$\text{Berat plat lantai} = (0,2 \text{ m} \times 1,4 \text{ m} \times 25 \text{ KN/m}^3) = 7 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Berat plat pracetak} = (0,05 \text{ m} \times 1,4 \text{ m} \times 25 \text{ KN/m}^3) = 1,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Berat aspal} = (0,05 \text{ m} \times 1,4 \text{ m} \times 22 \text{ KN/m}^3) = 1,54 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Berat genangan air} = (0,05 \text{ m} \times 1,4 \text{ m} \times 10 \text{ KN/m}^3) = 0,7 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Berat overlay} = (0,05 \text{ m} \times 1,4 \text{ m} \times 22 \text{ KN/m}^3) = 1,54 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{DL}} = 12,53 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{total}} = 17,758 + 12,53$$

$$= 30,288 \text{ KN/m}^2$$

Akibat Beban Hidup :

Akibat beban lajur UDL :

$$L \geq 40 \text{ m}$$

$$q_{\text{UDL}} = 8,0 (0,5 + 15/L) \text{ Kpa}$$

$$= 8 * (0,5 + 15/40)$$

$$= 7 \text{ Kpa} = 7 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{DLA} = 0,4$$

$$\text{UDL} = b_{\text{eff}} \times q_{\text{UDL}} \times (1 + \text{DLA})$$

$$= 1,4 \text{ m} \times 7 \text{ KN/m}^2 \times (1+0.4)$$

$$= 13,72 \text{ KN/m'}$$

Akibat beban lajur KEL. :

$$\text{KEL} = 44 \text{ KN/m'}$$

$$\text{DLA} = 0,4$$

$$\text{PKEL} = b_{eff} \times \text{KEL} \times (1+\text{DLA})$$

$$= 1,4 \text{ m} \times 44 \text{ KN/m' } \times (1+\text{DLA})$$

$$= 86,24 \text{ KN/m'}$$

Tabel 4.32. Momen dan gaya lintang akibat beban mati

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4			-12.12	-2.42
0.4	605.75		593.64	-2.42
1			575.46	348.31
2			545.18	908.63
3			514.89	1438.66
4			484.60	1938.40
5			454.31	2407.86
6			424.03	2847.03
7			393.74	3255.91
8			363.45	3634.50
9			333.16	3982.81
10			302.88	4300.83
11			272.59	4588.56
12			242.30	4846.00
13			212.01	5073.16
14			181.73	5270.03
15			151.44	5436.61
16			121.15	5572.90
17			90.86	5678.91
18			60.57	5754.63
19			30.29	5800.06

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
20			0.00	5815.20
21			-30.29	5800.06
22			-60.58	5754.63
23			-90.86	5678.91
24			-121.15	5572.90
25			-151.44	5436.61
26			-181.73	5270.03
27			-212.01	5073.16
28			-242.30	4846.00
29			-272.59	4588.56
30			-302.88	4300.83
31			-333.16	3982.81
32			-363.45	3634.50
33			-393.74	3255.91
34			-424.03	2847.03
35			-454.31	2407.86
36			-484.60	1938.40
37			-514.89	1438.66
38			-545.18	908.63
39			-575.46	348.31
39.6			-593.64	-2.42
39.6		605.75	-12.12	-2.42
40			0.00	0.00

Tabel 4.33. Momen dan gaya lintang akibat beban UDL

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4			-5.49	-1.10
0.4	274.40		268.91	-1.10
1			260.68	157.78
2			246.96	411.60
3			233.24	651.70
4			219.52	878.08
5			205.80	1090.74
6			192.08	1289.68
7			178.36	1474.90
8			164.64	1646.40
9			150.92	1804.18
10			137.20	1948.24
11			123.48	2078.58
12			109.76	2195.20
13			96.04	2298.10
14			82.32	2387.28
15			68.60	2462.74
16			54.88	2524.48
17			41.16	2572.50
18			27.44	2606.80
19			13.72	2627.38
20			0.00	2634.24
21			-13.72	2627.38
22			-27.44	2606.80
23			-41.16	2572.50
24			-54.88	2524.48
25			-68.60	2462.74
26			-82.32	2387.28

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
27			-96.04	2298.10
28			-109.76	2195.20
29			-123.48	2078.58
30			-137.20	1948.24
31			-150.92	1804.18
32			-164.64	1646.40
33			-178.36	1474.90
34			-192.08	1289.68
35			-205.80	1090.74
36			-219.52	878.08
37			-233.24	651.70
38			-246.96	411.60
39			-260.68	157.78
39.6			-268.91	-1.10
39.6		274.40	-5.49	-1.10
40			0.00	0.00

Tabel 4.34. Momen dan gaya lintang akibat beban KEL

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)		Momen (KN.m)
			Atas	Bawah	
0	87.12	-0.88	87.12	-0.88	34.50
0.4	86.24	0.00	86.24	0.00	0.00
0.4	86.24	0.00	86.24	0.00	0.00
1	84.92	1.32	84.92	1.32	25.87
2	82.72	3.52	82.72	3.52	68.99
3	80.52	5.72	80.52	5.72	112.11
4	78.32	7.92	78.32	7.92	155.23
5	76.12	10.12	76.12	10.12	198.35
6	73.92	12.32	73.92	12.32	241.47
7	71.72	14.52	71.72	14.52	284.59
8	69.52	16.72	69.52	16.72	327.71
9	67.32	18.92	67.32	18.92	370.83
10	65.12	21.12	65.12	21.12	413.95
11	62.92	23.32	62.92	23.32	457.07
12	60.72	25.52	60.72	25.52	500.19
13	58.52	27.72	58.52	27.72	543.31
14	56.32	29.92	56.32	29.92	586.43
15	54.12	32.12	54.12	32.12	629.55
16	51.92	34.32	51.92	34.32	672.67
17	49.72	36.52	49.72	36.52	715.79
18	47.52	38.72	47.52	38.72	758.91
19	45.32	40.92	45.32	40.92	802.03
20	43.12	43.12	43.12	43.12	845.15
21	40.92	45.32	40.92	45.32	802.03
22	38.72	47.52	38.72	47.52	758.91
23	36.52	49.72	36.52	49.72	715.79
24	34.32	51.92	34.32	51.92	672.67
25	32.12	54.12	32.12	54.12	629.55
26	29.92	56.32	29.92	56.32	586.43
27	27.72	58.52	27.72	58.52	543.31

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)		Momen (KN.m)
			Atas	Bawah	
28	25.52	60.72	25.52	60.72	500.19
29	23.32	62.92	23.32	62.92	457.07
30	21.12	65.12	21.12	65.12	413.95
31	18.92	67.32	18.92	67.32	370.83
32	16.72	69.52	16.72	69.52	327.71
33	14.52	71.72	14.52	71.72	284.59
34	12.32	73.92	12.32	73.92	241.47
35	10.12	76.12	10.12	76.12	198.35
36	7.92	78.32	7.92	78.32	155.23
37	5.72	80.52	5.72	80.52	112.11
38	3.52	82.72	3.52	82.72	68.99
39	1.32	84.92	1.32	84.92	25.87
39.6	0.00	86.24	0.00	86.24	0.00
39.6	0.00	86.24	0.00	86.24	0.00
40	-0.88	87.12	-0.88	87.12	-34.50

Analisis Kehilangan Gaya Prategang

Analisis kehilangan pada fase setelah komposit ini ada tiga macam kehilangan gaya prategang, yaitu kehilangan akibat susut beton, kehilangan akibat rangkai beton dan kehilangan akibat relaksasi baja. Ketiga jenis kehilangan tersebut dijelaskan sebagai berikut :

1. Kehilangan akibat susut beton

Kehilangan akibat susut beton ini dipengaruhi berbagai faktor. Akan tetapi susut beton ini tergantung dari waktu. Kehilangan gaya prategang akibat susut adalah hasil susut relatif (ϵ_{sh}) dan modulus elastisitas baja prategang. Perhitungan kehilangan gaya prategang adalah sebagai berikut :

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} \cdot Ksh \cdot Es \cdot (1 - 0.06 \cdot (V/S)) \cdot (100 - RH) \text{ (inci)}$$

$$SH.Aps = 8.2 \times 10^{-6} \cdot Ksh \cdot Es \cdot (1 - 0.0236 \cdot (V/S)) \cdot (100 - RH) \cdot Aps \text{ (cm)}$$

Dengan

- SH = kehilangan gaya akibat susut beton
 Ksh = 0,64 (pemberian gaya prategang setelah 20 hari masa perawatan beton)
 Es = 2×10^5 Mpa (Modulus elastisitas baja)
 V = volume beton per pias
 S = luas beton per pias
 RH = 80%

Tabel 4.35. Analisis volume dan luas beton per pias

Jarak (m)	Volum beton per pias (cm ³)	Luas beton per pias (cm ²)
0	0	10,775.00
0.4	431000	20,307.31
0.4	431000	20,307.31
1	646500	30,460.97
2	1077500	50,768.28
3	1077500	50,768.28
4	1077500	50,768.28
5	1077500	50,768.28
6	1077500	50,768.28
7	1077500	50,768.28
8	1077500	50,768.28
9	1077500	50,768.28
10	1077500	50,768.28
11	1077500	50,768.28
12	1077500	50,768.28
13	1077500	50,768.28
14	1077500	50,768.28
15	1077500	50,768.28
16	1077500	50,768.28
17	1077500	50,768.28
18	1077500	50,768.28
19	1077500	50,768.28
20	1077500	50,768.28

Jarak (m)	Volum beton per pias (cm ³)	Luas beton per pias (cm ²)
21	1077500	50,768.28
22	1077500	50,768.28
23	1077500	50,768.28
24	1077500	50,768.28
25	1077500	50,768.28
26	1077500	50,768.28
27	1077500	50,768.28
28	1077500	50,768.28
29	1077500	50,768.28
30	1077500	50,768.28
31	1077500	50,768.28
32	1077500	50,768.28
33	1077500	50,768.28
34	1077500	50,768.28
35	1077500	50,768.28
36	1077500	50,768.28
37	1077500	50,768.28
38	1077500	50,768.28
39	646500	30,460.97
39.6	431000	20,307.31
39.6	431000	20,307.31
40	0	10,775.00

Tabel 4.36. Kehilangan akibat susut

Jarak (m)	SH.Asp (kg)	(Fo-gesekan)-ES-ANC (kg)	F setelah SH (kg)
0	13,931.58	731,511.03	717,579.45
0.4	6,953.48	725,785.09	718,831.61
1	6,953.48	722,768.58	715,815.10
2	6,953.48	719,834.37	712,880.89
3	6,953.48	710,890.66	703,937.18
4	6,953.48	708,703.13	701,749.65
5	6,953.48	706,796.90	699,843.42
6	6,953.48	705,154.37	698,200.89
7	6,953.48	703,758.32	696,804.84
8	6,953.48	702,592.01	695,638.53
9	6,953.48	701,639.32	694,685.84
10	6,953.48	700,884.78	693,931.30
11	6,953.48	700,313.67	693,360.19
12	6,953.48	699,912.06	692,958.58
13	6,953.48	699,666.79	692,713.31
14	6,953.48	699,565.52	692,612.04
15	6,953.48	699,596.73	692,643.25
16	6,953.48	699,749.70	692,796.22
17	6,953.48	700,014.50	693,061.02
18	6,953.48	700,381.95	693,428.47
19	6,953.48	700,843.64	693,890.16
20	6,953.48	701,391.87	694,438.39
21	6,953.48	701,619.29	694,665.81
22	6,953.48	701,866.80	694,913.32
23	6,953.48	702,142.50	695,189.02
24	6,953.48	702,455.08	695,501.60
25	6,953.48	702,813.83	695,860.35
26	6,953.48	703,228.69	696,275.21
27	6,953.48	703,710.21	696,756.73
28	6,953.48	704,269.62	697,316.14
29	6,953.48	704,918.78	697,965.30

Jarak (m)	SH.Asp (kg)	(Fo-gesekan)-ES-ANC (kg)	F setelah SH (kg)
30	6,953.48	705,670.25	698,716.77
31	6,953.48	706,537.25	699,583.77
32	6,953.48	707,533.62	700,580.14
33	6,953.48	708,673.86	701,720.38
34	6,953.48	709,973.02	703,019.54
35	6,953.48	711,446.71	704,493.23
36	6,953.48	713,110.94	706,157.46
37	6,953.48	714,982.10	708,028.62
38	6,953.48	723,567.03	716,613.55
39	6,953.48	726,034.46	719,080.98
39.6	6,953.48	728,185.15	721,231.67
40	13,931.58	733,396.72	719,465.14

2. Kehilangan akibat rangkak beton

Rangkak dianggap terjadi dengan beban mati permanen yang ditambahkan pada komponen struktur setelah beton diberi gaya prategang. Kehilangan akibat rangkak beton ini dipengaruhi berbagai faktor. Dalam perhitungan rangkak beton, hal – hal yang mempengaruhi rangkak antara lain perbandingan volume terhadap permukaan, umur beton saat prategang, kelembaban relatif dan jenis beton.

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

Dengan

CR = kehilangan akibat rangkak

K_{cr} = 1,6 untuk komponen pasca tarik

E_s = 2x10⁵ Mpa (modulus elastisitas baja)

E_{ci} = W_c^{1.5} * 0,043*(f_c)²
 = (24KN/m³/100)^{1.5} * 0,043*(66,4Mpa)²
 = 41197.357 Mpa

f_{ci} = tegangan beton

f_{cds} = tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang

$$f_{cds} = M_d \cdot e/l_x$$

Tabel 4.37. Perhitungan f_{cds}

Jarak (m)	f_{cds} (kg/cm ²)
0	0.00
0.4	-0.01
1	2.03
2	6.41
3	15.05
4	22.63
5	30.84
6	39.50
7	48.40
8	57.36
9	66.22
10	74.82
11	83.03
12	90.71
13	97.75
14	104.06
15	109.54
16	114.13
17	117.76
18	120.39
19	121.98
20	122.51
21	121.98
22	120.39
23	117.76
24	114.13

Jarak (m)	<i>fcds</i> (kg/cm ²)
25	109.54
26	104.06
27	97.75
28	90.71
29	83.03
30	74.82
31	66.22
32	57.36
33	48.40
34	39.50
35	30.84
36	22.63
37	15.05
38	6.41
39	2.03
39.6	-0.01
40	0.00

Tabel 4.38. Kehilangan akibat rangkai (CR)

Jarak (m)	CR .Aps (kg)	Feff setelah CR (kg)
0	35,581.64	681,997.81
0.4	35,500.64	683,330.97
0.4	35,500.64	683,330.97
1	34,535.27	681,279.83
2	32,584.44	680,296.45
3	48,880.53	655,056.65
4	45,150.23	656,599.43
5	41,156.78	658,686.64
6	36,990.53	661,210.36
7	32,737.48	664,067.37
8	28,478.71	667,159.82
9	24,290.03	670,395.81
10	20,241.50	673,689.79
11	16,397.29	676,962.90
12	12,815.36	680,143.22
13	9,547.40	683,165.91
14	6,638.71	685,973.33
15	4,128.14	688,515.11
16	2,048.12	690,748.11
17	424.62	692,636.40
18	-722.75	694,151.22
19	-1,380.74	695,270.90
20	-1,542.35	695,980.74
21	-1,266.00	695,931.82
22	-504.72	695,418.05
23	733.28	694,455.74
24	2,433.86	693,067.74
25	4,576.90	691,283.45
26	7,136.25	689,138.96
27	10,079.68	686,677.05

Jarak (m)	CR .Aps (kg)	F _{eff} setelah CR (kg)
28	13,368.87	683,947.27
29	16,959.37	681,005.93
30	20,800.61	677,916.16
31	24,835.99	674,747.77
32	29,002.88	671,577.25
33	33,232.84	668,487.54
34	37,451.72	665,567.83
35	41,580.00	662,913.23
36	45,533.08	660,624.38
37	49,221.73	658,806.89
38	32,777.17	683,836.37
39	34,697.35	684,383.63
39.6	35,618.01	685,613.65
39.6	35,618.01	685,613.65
40	35,673.36	683,791.77

3. Kehilangan akibat relaksasi baja

Percobaan pada baja prategang dengan perpanjangan yang konstan dan dijaga pada suatu selang waktu memperlihatkan bahwa gaya prategang berkurang secara perlahan – lahan. Pengurangan gaya prategang di atas disebut kehilangan akibat relaksasi baja.

$$RE = (Kre - J * (SH + CR + ES)) * C$$

RE = kehilangan akibat relaksasi baja

Kre = 138 Mpa

J = 0,15

Kre dan J diasumsikan dari strand atau kawat stress-relieved derajat 1860 Mpa

SH = kehilangan akibat susut beton

CR = kehilangan akibat rangkai beton

ES = kehilangan akibat perpendekan elastis

C = 1 (diasumsikan dari $f_{pi}/f_{pu} = 0,7$)

Tabel 4.39. Kehilangan akibat relaksasi baja (RE)

Jarak (m)	RE.Aps (Kg)	F setelah RE (kg)
0	82,490.41	599,507.40
0.4	83,553.44	599,778.01
0.4	83,553.44	599,778.01
1	83,682.31	597,519.18
2	83,935.18	596,113.94
3	80,468.14	574,007.89
4	80,975.66	574,750.91
5	81,515.71	575,981.00
6	82,076.70	577,609.81
7	82,647.49	579,552.72
8	83,217.51	581,729.40
9	83,776.84	584,064.32
10	84,316.26	586,487.03
11	84,827.34	588,932.52
12	85,302.47	591,341.37
13	85,734.86	593,659.89
14	86,118.59	595,840.25
15	86,448.61	597,840.45
16	86,720.74	599,624.36
17	86,931.65	601,161.71
18	87,078.89	602,427.99
19	87,160.84	603,404.42
20	87,176.73	604,077.85
21	87,138.25	604,087.92
22	87,035.96	603,737.74
23	86,870.88	603,041.82
24	86,644.80	602,019.94
25	86,360.26	600,697.14
26	86,020.64	599,103.83
27	85,630.07	597,275.83

Jarak (m)	RE.Aps (Kg)	F setelah RE (kg)
28	85,193.49	595,254.39
29	84,716.68	593,086.21
30	84,206.18	590,823.47
31	83,669.35	588,523.77
32	83,114.32	586,250.04
33	82,549.97	584,070.42
34	81,985.91	582,058.08
35	81,432.39	580,290.91
36	80,900.29	578,851.24
37	80,400.97	577,825.31
38	83,897.23	599,691.81
39	83,650.40	600,654.89
39.6	83,530.33	602,083.80
39.6	83,530.33	602,083.80
40	82,472.35	601,319.43

Setelah perhitungan pembebanan pada fase setelah komposit ini, maka perlu adanya kontrol tegangan yang terjadi. Pada fase ini penampang masih sudah terjadi komposit. Tegangan yang terjadi pada fase ini tidak boleh melebihi tegangan ijin yaitu

$$\begin{aligned}
 f_{tekan} &= 0,45 \cdot f_c' \\
 &= 0,45 \cdot (66,4 \text{ Mpa}) \\
 &= 29,88 \text{ Mpa} \\
 f_{tarik} &= 0,5 \cdot (f_c')^{0,5} \\
 &= -0,5 \cdot (66,4 \text{ Mpa})^{0,5} \\
 &= -4,074 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$f_{top} = \frac{F_{eff}}{Acc} - \frac{F_{eff}.e.c.Y_{tc}}{I_{xc}} + \frac{(M_{bs}+M_{dl}) \times 10^6 . Y_{tc}}{I_{xc}} + \frac{(MUDL+MKEL) \times 10^6 . Y_{tc}}{I_{xc}}$$

$$f_{bottom} = \frac{F_{eff}}{Acc} + \frac{F_{eff}.e.c.Y_{bc}}{I_{xc}} - \frac{(M_{bs}+M_{dl}) \times 10^6 . Y_{bc}}{I_{xc}} - \frac{(MUDL+MKEL) \times 10^6 . Y_b}{I_{xc}}$$

Tabel 4.40. tegangan pada fase sesudah komposit

Jarak (m)	Tegangan (Mpa)		Kontrol Teg. Ijin	
	Atas	bawah	Tekan	Tarik
0	2.32	7.08	OK	OK
0.4	1.97	7.46	OK	OK
0.4	1.97	7.46	OK	OK
1	2.66	6.67	OK	OK
2	3.77	5.42	OK	OK
3	6.18	6.14	OK	OK
4	7.25	7.45	OK	OK
5	8.26	8.69	OK	OK
6	9.21	9.86	OK	OK
7	10.10	10.94	OK	OK
8	10.92	11.95	OK	OK
9	11.68	12.88	OK	OK
10	12.38	13.74	OK	OK
11	13.02	14.52	OK	OK
12	13.60	15.22	OK	OK
13	14.12	15.85	OK	OK
14	14.58	16.41	OK	OK
15	14.97	16.90	OK	OK
16	15.32	17.31	OK	OK
17	15.60	17.66	OK	OK
18	15.83	17.94	OK	OK
19	16.00	18.14	OK	OK
20	16.12	18.29	OK	OK
21	16.00	18.14	OK	OK
22	15.82	17.92	OK	OK

Jarak (m)	Tegangan (Mpa)		Kontrol Teg. Ijin	
	Atas	bawah	Tekan	Tarik
23	15.59	17.64	OK	OK
24	15.30	17.29	OK	OK
25	14.96	16.87	OK	OK
26	14.56	16.38	OK	OK
27	14.10	15.82	OK	OK
28	13.58	15.19	OK	OK
29	13.01	14.49	OK	OK
30	12.37	13.71	OK	OK
31	11.67	12.86	OK	OK
32	10.91	11.93	OK	OK
33	10.09	10.93	OK	OK
34	9.21	9.84	OK	OK
35	8.27	8.69	OK	OK
36	7.26	7.45	OK	OK
37	6.19	6.14	OK	OK
38	3.77	5.47	OK	OK
39	2.67	6.71	OK	OK
39.6	1.98	7.49	OK	OK
39.6	1.98	7.49	OK	OK
40	2.19	7.25	OK	OK

Berdasarkan tegangan pada fase setelah komposit pada Tabel 4.40., tegangan yang terjadi masih dalam tegangan yang diijinkan dimana tegangan yang terjadi kurang dari tegangan ijin tekan yaitu 29,88 Mpa.

4.3.2. Perencanaan Balok Prategang 30 m

Perencanaan struktur atas jembatan Malangsari menggunakan balok prategang. Untuk balok prategang panjang 30 m ini, letak tendon direncanakan berdasarkan asumsi letak kern. Akan tetapi dimensi balok prategang 30 m diambil brosur

PT. WIKA yang ada dalam lampiran. Berikut ini data dimensi balok prategang 30 m :

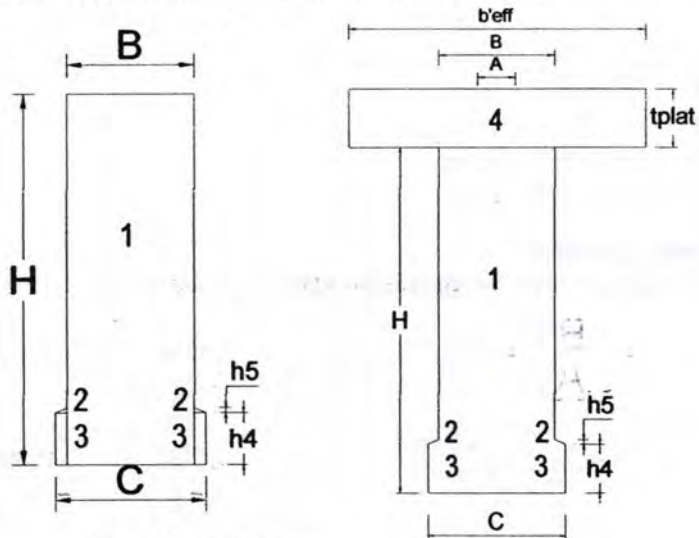
Panjang balok = 30m

Leff balok = 1400 mm

Tebal plat = 250 mm

Pada tumpuan :

Kondisi sebelum komposit dan sesudah komposit



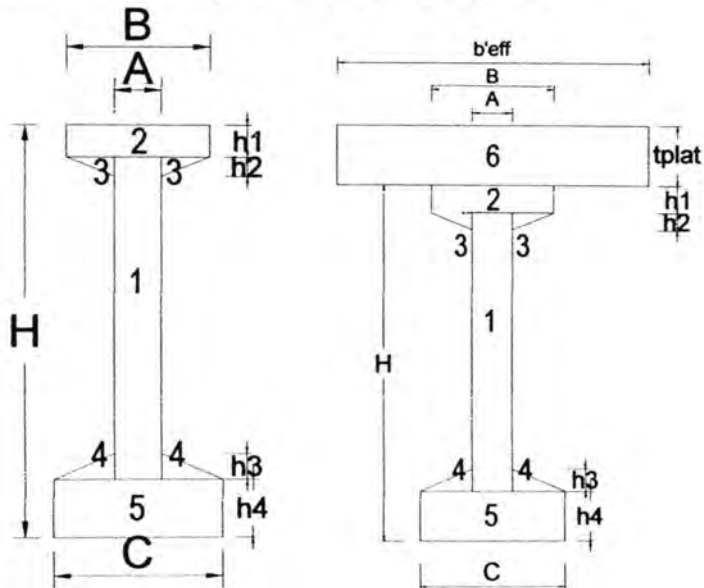
Gambar 4.29. Penampang Balok Tumpuan

Dimensi balok di tumpuan :

H	$=$	1600	mm
h_1	$=$	125	mm
h_2	$=$	75	mm
h_3	$=$	100	mm
h_4	$=$	225	mm
h_5	$=$	21	mm
h_6	$=$		mm
A	$=$	180	mm
B	$=$	550	mm
B_1	$=$	0	mm
C	$=$	650	mm
b_{eff}	$=$	1400	mm

Pada Lapangan :

Kondisi sebelum komposit dan sesudah komposit



Gambar 4.30. Penampang Balok Lapangan

Dimensi balok di lapangan :

H	=	1600	mm
h1	=	125	mm
h2	=	75	mm
h3	=	100	mm
h4	=	225	mm
h5	=	21	mm
h6	=		mm
A	=	180	mm
B	=	550	mm
B1	=	0	mm
C	=	650	mm
beff	=	1400	mm

Untuk merencanakan balok beton prategang diperlukan asumsi dari bahan yang ditunjukkan dalam Tabel 4.5. di bawah ini :

Tabel 4.41. Tabel Berat Bahan

TABEL BERAT BAHAN		
Bahan Jembatan	Berat jenis bahan	Satuan
Beton bertulang (cor)	25	KN/m ³
Pratekan (Pracetak)	25	KN/m ³
Beton massa (cor)	24	KN/m ³
Genangan air	10	KN/m ³
Overlay	22	KN/m ³

BETON :

Mutu beton girder K500

Kondisi akhir $f_c' = 0.83 \times (K/10) = 41,5$ MPa

Kondisi awal $f_c'i = 0.8 \times f_c' = 33,2$ Mpa

Tegangan ijin setelah peralihan gaya prategang :

Teg. Tekan = $0.6 \times f_c'i = 19,920$ MPa

Teg. Tarik = $-0.25 \sqrt{f_c'i} = -1,440$ MPa

Tegangan ijin pada beban kerja (Sesudah Seluruh Losses) :

$$\text{Teg. Tekan} = 0.45 \times f_c' = 18,675 \text{ MPa}$$

$$\text{Teg. Tarik} = -0.5 \sqrt{f_c'} = -3,221 \text{ MPa}$$

Modulus elastisitas :

Untuk girder prestress :

$$\begin{aligned} E_c &= Wc^{1.5} * 0,043 * (f_c')^2 \\ &= (24 * 100)^{1.5} * 0,043 * (41,5)^2 \text{ Mpa} \\ &= 32569.371 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Untuk plat lantai kendaraan :

$$\begin{aligned} E_c &= Wc^{1.5} * 0,043 * (f_c')^2 \\ &= (24 * 100)^{1.5} * 0,043 * (29,05)^2 \text{ Mpa} \\ &= 27249.491 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

KABEL PRESTRESS : (Strand stress-Relieved 7 kawat)

$$\text{Diameter} = 12,700 \text{ mm}$$

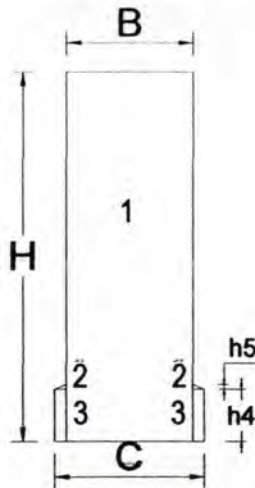
$$\text{Luas Nominal Strand (Aps)} = 98,71 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kekuatan putus (Fpu)} = 183,7 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekuatan tarik batas (fpu)} &= 1860 \text{ MPa} \\ &= 1860 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Modulus Elastisitas (Es)} = 200000 \text{ Mpa}$$

4.3.2.1. Analisa Penampang Balok 30 m Sebelum Komposit Tumpuan



Gambar 4.31. Penampang Tumpuan Balok Sebelum Komposit

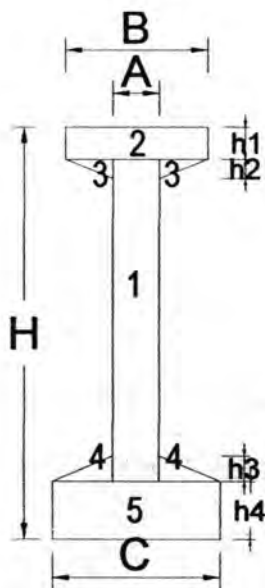
Tabel 4.42. Perhitungan analisa penampang pada tumpuan

NO	A mm ²	y _b mm	A x y _b	i _x mm ⁴	I _x mm ⁴
1	880000	800.	704000000	1.87733E+11	1.8801E+11
2	1050	232.	243600	1.2863E+04	3.1789E+08
3	22500	112.5	2531250	4.7461E+07	1.0139E+10
Σ	903550		706774850		1.98469E+11

$$\begin{aligned}
 Y_b &= \frac{\Sigma A \cdot y_b}{\Sigma A} \\
 &= \frac{706774850}{903550} \\
 &= 782.22 \text{ mm} \\
 Y_t &= 1600 - 782.22 \\
 &= 817.78 \text{ mm} \\
 k_b &= \frac{I_x}{(\Sigma A) \cdot y_b} \\
 &= \frac{1.98469E+11}{(903550 \cdot 782.22)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 268.60 \text{ mm} \\
 k_a &= I_x / ((\Sigma A) \cdot y_t) \\
 &= 1.98469E+11 / (903550 \cdot 817.78) \\
 &= 280.81 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lapangan



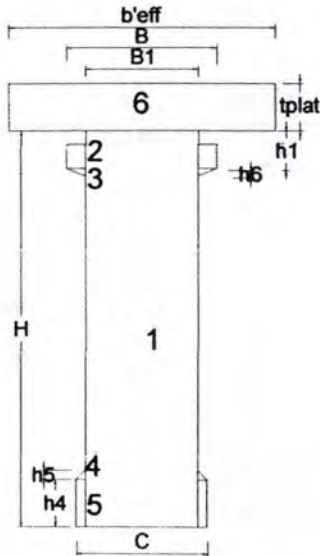
Gambar 4.32. Penampang Lapangan Balok Sebelum Komposit

Tabel 4.43. Perhitungan analisa penampang pada tumpuan

NO	A mm ²	y _b mm	A x y _b	i _x mm ⁴	I _x mm ⁴
1	225000	850	191250000	2.9297E+10	3.3620E+11
2	68750	1537.5	105703125	8.9518E+07	4.7009E+11
3	13875	1450.00	20118750	1.0037E+07	7.5796E+09
4	23500	258.33	6070833.333	6.5278E+06	4.8300E+09
5	146250	112.50	16453125	6.1699E+08	5.3071E+11
Σ	477375		339595833.3		1.4611E+12

$$\begin{aligned}
 Y_b &= \Sigma A \cdot y_b / \Sigma A \\
 &= 339595833.3 / 477375 \\
 &= 711.38 \text{ mm} \\
 Y_t &= 1600 - 711.38 \\
 &= 888.62 \text{ mm} \\
 k_b &= I_x / ((\Sigma A) \cdot y_b) \\
 &= 1.4611\text{E}+11 / (477375 \cdot 711.38) \\
 &= 344.43 \text{ mm} \\
 k_a &= I_x / ((\Sigma A) \cdot y_t) \\
 &= 1.4611\text{E}+11 / (477375 \cdot 888.62) \\
 &= 430.25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.3.2.2. Analisa Penampang Balok 30 m Setelah Komposit Tumpuan



Gambar 4.33. Penampang Tumpuan Balok Setelah Komposit

Tabel 4.44. Perhitungan analisa penampang pada tumpuan

NO	A mm ²	y _b mm	A x y _b	i _x mm ⁴	I _x mm
1	880000	800.000	704000000	1.87733E+11	2.2765
2	1050	232.000	243600	1.2863E+04	6.4044
3	22500	112.500	2531250	4.7461E+07	1.8292
4	292831.0093	1725.000	505133491	1.5252E+09	1.4998
Σ	1196381.01		1211908341		3.9657

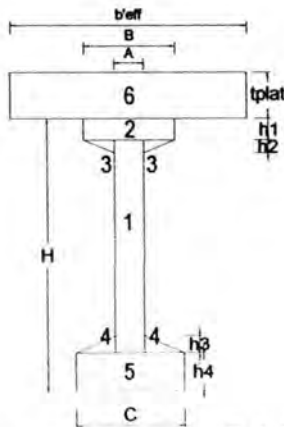
$$\begin{aligned}
 Y_b &= \Sigma A \cdot y_b / \Sigma A \\
 &= 844729324.4 / 1196381.01 \\
 &= 1012.98 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y_t &= 1600 + 250 - 1012.98 \\
 &= 837.02 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_b &= I_x / ((\Sigma A) \cdot y_b) \\
 &= 3.9657E+11 / (1196381.01 \cdot 1012.98) \\
 &= 396.01 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_a &= I_x / ((\Sigma A) \cdot y_t) \\
 &= 3.9657E+11 / (1196381.01 \cdot 837.02) \\
 &= 327.22 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lapangan



Gambar 4.34. Penampang Lapangan Balok Setelah Komposit

Tabel 4.45. Perhitungan analisa penampang pada tumpuan

No	A mm ²	y _b mm	A x y _b	i _x mm ⁴	I _x mm ⁴
1	225000	850	191250000	2.9297E+10	4.2997E+10
2	68750	1537.5	105703125	8.9518E+07	1.3444E+10
3	13875	1450.00	20118750	1.0037E+07	1.7414E+09
4	23500	258.33	6070833.333	6.5278E+06	1.6526E+10
5	146250	112.50	16453125	6.1699E+08	1.4230E+10
6	292831.0093	1725	505133491	1.5252E+09	1.1710E+10
Σ	770206.01		844729324.4		3.3411E+11

$$\begin{aligned}
 Y_b &= \Sigma A \cdot y_b / \Sigma A \\
 &= 844729324.4 / 770206.01 \\
 &= 1096.76 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y_t &= 1600 + 250 - 1096.76 \\
 &= 753.24 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_b &= I_x / ((\Sigma A) \cdot y_b) \\
 &= 3.3411E+11 / (770206.01 \cdot 1096.76) \\
 &= 575.90 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_a &= I_x / ((\Sigma A) \cdot y_t) \\
 &= 3.3411E+11 / (770206.01 \cdot 753.24) \\
 &= 395.52 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.3.2.3. Analisis Strand Balok 30 m

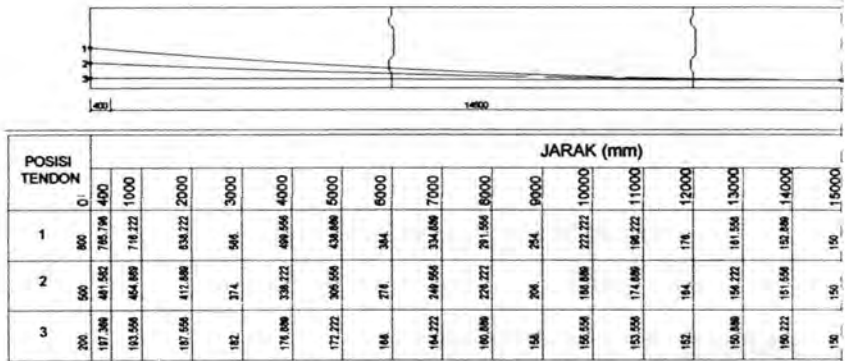
Analisis strand untuk balok prategang ditunjukkan pada Tabel 4.46. di bawah ini :

Tabel 4.46. Tabel penegangan kabel

Span	Config. Strand	Tendon	Stressing Order		Jacking Force		Fi (kg)
					%	UTS (kg/cm ²)	
29,2m	12K13	C1 atas	1	100%	75%	18600	222,193.85
	8K13	C2 tengah	2	100%	75%	18600	148,129.24
	8K13	C3 bawah	3	100%	75%	18600	148,129.24
	28.000						
F jacking (Fi) =							925,807.72

Pada analisis kabel prategang dibedakan dalam dua kondisi yaitu kondisi sebelum komposit dan kondisi setelah komposit.

Kondisi sebelum komposit

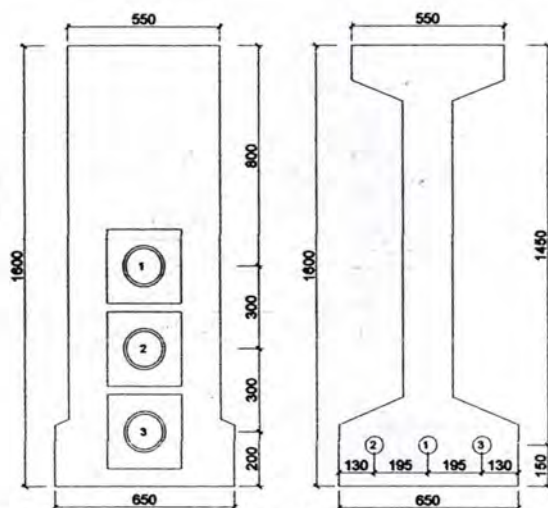


Gambar 4.35. Posisi Tendon terhadap sisi bawah

Tabel. 4.47. Posisi tendon dari serat bawah balok

Jarak (m)	Posisi Tendon $Y = ax^2 + bx + c$ (mm)		
	1	2	3
0	800.00	500.00	200.00
0.4	765.80	481.58	197.37
0.4	765.80	481.58	197.37
1	716.22	454.89	193.56
2	638.22	412.89	187.56
3	566.00	374.00	182.00
4	499.56	338.22	176.89
5	438.89	305.56	172.22
6	384.00	276.00	168.00
7	334.89	249.56	164.22
8	291.56	226.22	160.89
9	254.00	206.00	158.00
10	222.22	188.89	155.56
11	196.22	174.89	153.56
12	176.00	164.00	152.00
13	161.56	156.22	150.89
14	152.89	151.56	150.22
15	150.00	150.00	150.00
16	152.89	151.56	150.22
17	161.56	156.22	150.89
18	176.00	164.00	152.00
19	196.22	174.89	153.56
20	222.22	188.89	155.56
21	254.00	206.00	158.00
22	291.56	226.22	160.89
23	334.89	249.56	164.22
24	384.00	276.00	168.00
25	438.89	305.56	172.22
26	499.56	338.22	176.89

Jarak (m)	Posisi Tendon $Y = ax^2 + bx + c$ (mm)		
	1	2	3
27	566.00	374.00	182.00
28	638.22	412.89	187.56
29	716.22	454.89	193.56
29.6	765.80	481.58	197.37
29.6	765.80	481.58	197.37
30	800.00	500.00	200.00



Gambar 4.36. Posisi tendon pada penampang tumpuan dan lapangan balok prategang

Tabel 4.48. Momen Inersia & Garis Netral Sebelum Komposit

Jarak (m)	Y top (mm)	Y bottom (mm)	Ix (mm ⁴)
0	817.78	782.22	198,468,689,040.15
0.4	817.78	782.22	198,468,689,040.15
0.4	817.78	782.22	198,468,689,040.15
1	817.78	782.22	198,468,689,040.15
2	817.78	782.22	198,468,689,040.15
3	888.618	711.382	146,110,210,276.17
4	888.618	711.382	146,110,210,276.17
5	888.618	711.382	146,110,210,276.17
6	888.618	711.382	146,110,210,276.17
7	888.618	711.382	146,110,210,276.17
8	888.618	711.382	146,110,210,276.17
9	888.618	711.382	146,110,210,276.17
10	888.618	711.382	146,110,210,276.17
11	888.618	711.382	146,110,210,276.17
12	888.618	711.382	146,110,210,276.17
13	888.618	711.382	146,110,210,276.17
14	888.618	711.382	146,110,210,276.17
15	888.618	711.382	146,110,210,276.17
16	888.618	711.382	146,110,210,276.17
17	888.618	711.382	146,110,210,276.17
18	888.618	711.382	146,110,210,276.17
19	888.618	711.382	146,110,210,276.17
20	888.618	711.382	146,110,210,276.17
21	888.618	711.382	146,110,210,276.17
22	888.618	711.382	146,110,210,276.17
23	888.618	711.382	146,110,210,276.17
24	888.618	711.382	146,110,210,276.17
25	888.618	711.382	146,110,210,276.17
26	888.618	711.382	146,110,210,276.17
27	888.618	711.382	146,110,210,276.17

Jarak (m)	Y top (mm)	Y bottom (mm)	I _x (mm ⁴)
28	817.78	782.22	198,468,689,040.15
29	817.78	782.22	198,468,689,040.15
29.6	817.78	782.22	198,468,689,040.15
29.6	817.78	782.22	198,468,689,040.15
30	817.78	782.22	198,468,689,040.15

Tabel 4.49. Posisi tendon terhadap cgc sebelum komposit

Jarak (m)	Tendon (mm)		
	y1	y2	y3
0	17.78	-282.22	-582.22
0.4	-16.424	-300.638	-584.851
0.4	-16.424	-300.638	-584.851
1	-65.998	-327.331	-588.664
2	-143.998	-369.331	-594.664
3	-145.382	-337.382	-529.382
4	-211.826	-373.159	-534.493
5	-272.493	-405.826	-539.159
6	-327.382	-435.382	-543.382
7	-376.493	-461.826	-547.159
8	-419.826	-485.159	-550.493
9	-457.382	-505.382	-553.382
10	-489.159	-522.493	-555.826
11	-515.159	-536.493	-557.826
12	-535.382	-547.382	-559.382
13	-549.826	-555.159	-560.493
14	-558.493	-559.826	-561.159
15	-561.382	-561.382	-561.382
16	-558.493	-559.826	-561.159
17	-549.826	-555.159	-560.493
18	-535.382	-547.382	-559.382
19	-515.159	-536.493	-557.826

Jarak (m)	Tendon (mm)		
	y1	y2	y3
20	-489.159	-522.493	-555.826
21	-457.382	-505.382	-553.382
22	-419.826	-485.159	-550.493
23	-376.493	-461.826	-547.159
24	-327.382	-435.382	-543.382
25	-272.493	-405.826	-539.159
26	-211.826	-373.159	-534.493
27	-145.382	-337.382	-529.382
28	-143.998	-369.331	-594.664
29	-65.998	-327.331	-588.664
29.6	-16.424	-300.638	-584.851
29.6	-16.424	-300.638	-584.851
30	17.78	-282.22	-582.22

Eksentrisitas Gaya Terhadap cgc (e) Sebelum Komposit

$$e = \frac{F1.Y1+F2.Y2+F3.Y3}{F1 + F2 + F3}$$

$$F1 + F2 + F3$$

Setelah didapat letak tendon terhadap cgc maka akan dihitung eksentrisitas akibat gaya yang terjadi pada kabel (F1,F2,F3) terhadap letak cgc. Perhitungan ditunjukkan pada Tabel 4.50. yang menggunakan rumus seperti diatas

Tabel 4.50. Perhitungan (e) sebelum komposit

Jarak (m)	e (mm)
0	239.36
0.4	260.04
0.4	260.04
1	290.00
2	337.14
3	309.95
4	350.11
5	386.78

Jarak (m)	e (mm)
6	419.95
7	449.64
8	475.83
9	498.52
10	517.73
11	533.45
12	545.67
13	554.40
14	559.64
15	561.38
16	559.64
17	554.40
18	545.67
19	533.45
20	517.73
21	498.52
22	475.83
23	449.64
24	419.95
25	386.78
26	350.11
27	309.95
28	337.14
29	290.00
29.6	260.04
29.6	260.04
30	239.36

Kondisi setelah komposit

Tabel 4.51. Garis netral dan Ix komposit

Jarak (m)	Y top (mm)	Y bottom (mm)	Ix (mm ⁴)
0	837.021	1012.979	396,565,325,938.29
0.4	837.021	1012.979	396,565,325,938.29
0.4	837.021	1012.979	396,565,325,938.29
1	837.021	1012.979	396,565,325,938.29
2	837.021	1012.979	396,565,325,938.29
3	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
4	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
5	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
6	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
7	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
8	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
9	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
10	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
11	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
12	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
13	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
14	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
15	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
16	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
17	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
18	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
19	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
20	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
21	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
22	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
23	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
24	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
25	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
26	753.242	1096.758	334,109,561,521.91
27	753.242	1096.758	334,109,561,521.91

Jarak (m)	Y top (mm)	Y bottom (mm)	Ix (mm ⁴)
28	837.021	1012.979	396,565,325,938.29
29	837.021	1012.979	396,565,325,938.29
29.6	837.021	1012.979	396,565,325,938.29
29.6	837.021	1012.979	396,565,325,938.29
30	837.021	1012.979	396,565,325,938.29

Tabel 4.52. Posisi tendon terhadap cgc setelah komposit

Jarak (m)	Tendon (mm)		
	y1	y2	y3
0	-212.979	-512.979	-812.979
0.4	-247.183	-531.396	-815.61
0.4	-247.183	-531.396	-815.61
1	-296.756	-558.09	-819.423
2	-374.756	-600.09	-825.423
3	-530.758	-722.758	-914.758
4	-597.202	-758.535	-919.869
5	-657.869	-791.202	-924.535
6	-712.758	-820.758	-928.758
7	-761.869	-847.202	-932.535
8	-805.202	-870.535	-935.869
9	-842.758	-890.758	-938.758
10	-874.535	-907.869	-941.202
11	-900.535	-921.869	-943.202
12	-920.758	-932.758	-944.758
13	-935.202	-940.535	-945.869
14	-943.869	-945.202	-946.535
15	-946.758	-946.758	-946.758
16	-943.869	-945.202	-946.535
17	-935.202	-940.535	-945.869
18	-920.758	-932.758	-944.758
19	-900.535	-921.869	-943.202

Jarak (m)	Tendon (mm)		
	y1	y2	y3
20	-874.535	-907.869	-941.202
21	-842.758	-890.758	-938.758
22	-805.202	-870.535	-935.869
23	-761.869	-847.202	-932.535
24	-712.758	-820.758	-928.758
25	-657.869	-791.202	-924.535
26	-597.202	-758.535	-919.869
27	-530.758	-722.758	-914.758
28	-374.756	-600.09	-825.423
29	-296.756	-558.09	-819.423
29.6	-247.183	-531.396	-815.61
30	-212.979	-512.979	-812.979

Eksentrisitas Gaya Terhadap cgc (e) Setelah Komposit

$$e = \frac{F1.Y1+F2.Y2+F3.Y3}{F1 + F2 + F3}$$

Setelah didapat letak tendon terhadap cgc maka akan dihitung eksentrisitas akibat gaya yang terjadi pada kabel (F1,F2,F3) terhadap letak cgc setelah terjadi komposit. Perhitungan ditunjukkan pada Tabel 4.53. yang menggunakan rumus seperti diatas

Tabel 4.53. Perhitungan (e) sebelum komposit

Jarak (m)	e (mm)
0	470.12
0.4	490.79
0.4	490.79
1	520.76
2	567.90
3	695.33
4	735.49
5	772.15
6	805.33

Jarak (m)	e (mm)
7	835.01
8	861.20
9	883.90
10	903.11
11	918.82
12	931.04
13	939.77
14	945.01
15	946.76
16	945.01
17	939.77
18	931.04
19	918.82
20	903.11
21	883.90
22	861.20
23	835.01
24	805.33
25	772.15
26	735.49
27	695.33
28	567.90
29	520.76
29.6	490.79
29.6	470.12
30	0.00

4.3.2.4. Analisis Fase Sebelum Komposit

Analisis Pembebanan

Pada fase sebelum komposit ini beban yang terjadi akibat dari berat sendiri girder sehingga didapatkan momen dan gaya lintang. Perhitungan dilakukan per pias yang ditunjukkan pada Tabel 4.54 di bawah ini :

Tabel 4.54. Momen dan gaya lintang akibat berat girder

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4			-5.34	-1.07
0.4	200.32		194.98	-1.07
1			186.97	113.52
2			173.61	293.81
3			160.26	460.75
4			146.90	614.33
5			133.55	754.56
6			120.19	881.43
7			106.84	994.94
8			93.48	1095.11
9			80.13	1181.91
10			66.77	1255.37
11			53.42	1315.46
12			40.06	1362.21
13			26.71	1395.59
14			13.35	1415.63
15			0.00	1422.30
16			-13.35	1415.63
17			-26.71	1395.59
18			-40.06	1362.21
19			-53.42	1315.46
20			-66.77	1255.37
21			-80.13	1181.91
22			-93.48	1095.11
23			-106.84	994.94
24			-120.19	881.43
25			-133.55	754.56
26			-146.90	614.33
27			-160.26	460.75

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
28			-173.61	293.81
29			-186.97	113.52
29.6			-194.98	-1.07
29.6		200.32	5.34	-1.07
30			0.00	0.00

Analisis kehilangan gaya prategang

Analisis kehilangan pada fase sebelum komposit ini ada tiga macam kehilangan gaya prategang, yaitu kehilangan akibat gesekan dan *wobble effect*, kehilangan akibat slip ankur dan kehilangan akibat perpendekan elastis. Ketiga jenis kehilangan tersebut dijelaskan sebagai berikut :

1. Kehilangan akibat gesekan dan wobble effect

Kehilangan akibat gesekan ini dapat dipertimbangkan pada dua bagian yaitu pengaruh panjang dan kelengkungan sehingga dapat dijelaskan sebagai pengaruh naik turunnya kabel (*wobbling effect*) dan tergantung dari panjang dan tegangan tendon serta koefisien gesekan antara bahan yang bersentuhan.

Dimana :

$K = 0.006$ (strand dengan untaian 7 kawat)

$\mu = 0.20$ (strand dengan untaian 7 kawat)

Perhitungan sudut perubahan sudut dalam satuan radians.

Tabel 4.55. Perhitungan α (sudut per piastir)

Jarak (m)	Tendon (m)		
	1	2	3
0	0.00	0.00	0.00
0.4	0.0853	0.0460	0.0066
0.4	0.0853	0.0460	0.0066
1	0.0824	0.0445	0.0064
2	0.0778	0.0420	0.0060
3	0.0721	0.0389	0.0056

Jarak (m)	Tendon (m)		
	1	2	3
4	0.0663	0.0358	0.0051
5	0.0606	0.0327	0.0047
6	0.0548	0.0295	0.0042
7	0.0491	0.0264	0.0038
8	0.0433	0.0233	0.0033
9	0.0375	0.0202	0.0029
10	0.0318	0.0171	0.0024
11	0.0260	0.0140	0.0020
12	0.0202	0.0109	0.0016
13	0.0144	0.0078	0.0011
14	0.0087	0.0047	0.0007
15	0.0029	0.0016	0.0002
16	0.0087	0.0047	0.0007
17	0.0144	0.0078	0.0011
18	0.0202	0.0109	0.0016
19	0.0260	0.0140	0.0020
20	0.0318	0.0171	0.0024
21	0.0375	0.0202	0.0029
22	0.0433	0.0233	0.0033
23	0.0491	0.0264	0.0038
24	0.0548	0.0295	0.0042
25	0.0606	0.0327	0.0047
26	0.0663	0.0358	0.0051
27	0.0721	0.0389	0.0056
28	0.0778	0.0420	0.0060
29	0.0824	0.0445	0.0064
29.6	0.0853	0.0460	0.0066
29.6	0.0853	0.0460	0.0066
30	0.0000	0.0000	0.0000

Kehilangan gaya prategang akibat gesekan adalah

$$F_2 = F_1 - F_1(KL + \mu\alpha)$$

Dengan

F_2 = gaya prategang setelah kehilangan

F_1 = gaya saat jacking

K = koefisien wobble (0,006)

μ = koefisien kelengkungan (0,2)

L = jarak per pias

α = sudut kabel per pias

Tabel 4.56. Perhitungan F_2

Jarak (m)	Tendon (kg)			F2 total = F_0 (kg)
	1	2	3	
0	219539	104204	146359	470,102.19
0.4	215267	104454	145816	465,536.69
0.4	215267	104454	145816	465,536.69
1	210943	105809	145105	461,856.95
2	206393	107408	144061	457,861.99
3	202179	108977	143036	454,191.87
4	198283	110499	142032	450,813.58
5	194690	111972	141047	447,708.96
6	191387	113393	140082	444,861.23
7	188360	114759	139135	442,254.96
8	185599	116070	138208	439,875.95
9	183092	117321	137299	437,711.18
10	180830	118511	136408	435,748.77
11	178805	119638	135535	433,977.90
12	177009	120701	134679	432,388.77
13	175436	121696	133841	430,972.58
14	174079	122622	133020	429,721.47
15	172934	123478	132216	428,628.50
16	171596	124263	131405	427,264.46
17	170071	125130	130588	425,789.13
18	168363	126083	129764	424,209.42

Jarak (m)	Tendon (kg)			F2 total = Fo (kg)
	1	2	3	
19	166478	127122	128933	422,533.03
20	164421	128251	128097	420,768.41
21	162200	129471	127254	418,924.75
22	159822	130784	126406	417,011.92
23	157294	132194	125552	415,040.47
24	154626	133704	124692	413,021.56
25	151824	135315	123828	410,966.96
26	148899	137032	122958	408,889.01
27	145858	138859	122084	406,800.56
28	142712	140798	121205	404,714.95
29	139503	142854	120324	402,680.88
29.6	136621	144661	119732	401,014.29
29.6	136621	144661	119732	401,014.29
30	136293	146359	119445	402,097.16

2. Kehilangan akibat slip angkur

Kejadian kehilangan akibat pengangkuran ini dialami pada sistem pasca tarik (post-tension). Hal ini terjadi saat peralihan gaya prategang saat dongkrak dilepas dan baji tergelincir sedikit. Besarnya gelincir tergantung dari jenis baji dan tegangan kawat dengan nilai rata – rata sekitar 25 cm. Rumus yang digunakan untuk menghitung kehilangan gaya prategang akibat deformasi pengangkuran adalah :

$$\begin{aligned}
 \text{ANC} &= \frac{\Delta\alpha \cdot ES}{L} \\
 &= \frac{2,5 \cdot 200000}{30000} \\
 &= 16,67 \text{ Mpa} = 166,67 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Besarnya kehilangan gaya akibat pengangkuran adalah mengalikan kehilangan tegangan akibat pengangkuran (ANC)

dengan luas strand per tendon. Berikut di bawah ini perhitungan kehilangan gaya akibat pengangkuran :

Tendon 1 :

$$\begin{aligned} \text{ANC} \cdot \text{Aps} &= 166,67 \text{ kg/cm}^2 \times 1,327 \times 12 \\ &= 2654.65 \text{ kg} \end{aligned}$$

Tendon 2 :

$$\begin{aligned} \text{ANC} \cdot \text{Aps} &= 166,67 \text{ kg/cm}^2 \times 1,327 \times 8 \\ &= 1769.76 \text{ kg} \end{aligned}$$

Tendon 3 :

$$\begin{aligned} \text{ANC} \cdot \text{Aps} &= 166,67 \text{ kg/cm}^2 \times 1,327 \times 8 \\ &= 1769.76 \text{ kg} \end{aligned}$$

3. Kehilangan akibat perpendekan elastis

Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis terjadi pada saat gaya prategang dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan baja prategang juga turut memendek. Untuk mencari kehilangan gaya, terlebih dulu mencari tegangan yang terjadi akibat perpendekan elastis (f_{cir}). Berikut perhitungan tegangan akibat perpendekan elastis :

Tegangan beton pada posisi kabel (f_{cir})

$$f_{cir} = \frac{F_o}{A_c} + \frac{F_o \cdot e^2}{I_x} - \frac{M_{bs} \cdot e}{I_x}$$

F_o = gaya awal setelah dikurangi kehilangan akibat gesekan dan pengangkuran (F_2)

A_c = luas penampang beton sebelum komposit

I_x = inersia penampang beton sebelum komposit

M_{bs} = momen akibat berat girder

e = eksentrisitas sebelum komposit

Tabel 4.57. Perhitungan *fcir*

Jarak (m)	Mgirder (kg.m)	<i>fcir</i> (kg/cm ²)
0	0.	65.60
0.4	-106.84	67.40
0.4	-106.84	67.40
1	11351.71	69.03
2	29380.91	71.90
3	46074.61	115.23
4	61432.81	117.54
5	75455.51	119.65
6	88142.73	121.55
7	99494.44	123.22
8	109510.66	124.64
9	118191.38	125.82
10	125536.61	126.74
11	131546.34	127.40
12	136220.58	127.82
13	139559.31	127.98
14	141562.56	127.91
15	142230.31	127.59
16	141562.56	126.87
17	139559.31	125.81
18	136220.58	124.44
19	131546.34	122.78
20	125536.61	120.85
21	118191.38	118.69
22	109510.66	116.31
23	99494.44	113.75
24	88142.73	111.04
25	75455.51	108.19
26	61432.81	105.24
27	46074.61	102.19

Jarak (m)	Mgirder (kg.m)	f_{cir} (kg/cm ²)
28	29380.91	62.98
29	11351.71	59.97
29.6	-106.84	58.06
29.6	-106.84	58.06
30	0.	56.11

Kehilangan gaya akibat perpendekan elastis adalah

$$ES \cdot A_{ps} = K_{es} \cdot f_{cir} \cdot \frac{E_s}{E_{ci}} \cdot A_{ps}$$

ES = kehilangan gaya akibat perpendekan elastis

K_{es} = 0,5 untuk pasca tarik

E_s = modulus elastisitas strand (200000Mpa)

E_{ci} = modulus elastisitas beton

$$\begin{aligned} E_{ci} &= W_c^{1.5} * 0,043 * (f_c')^2 \\ &= (24KN/m^3/100)^{1.5} * 0,043 * (66,4Mpa)^2 \\ &= 41197.357 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

A_{ps} = luas 1 strand dikalikan jumlah total strand

Perhitungan kehilangan gaya akibat perpendekan elastis ditunjukkan pada Tabel 4.68

Tabel 4.58. Perhitungan kehilangan gaya akibat perpendekan elastis

Jarak (m)	ES (kg)
	komulatif
0	7,485.58
0.4	7,690.81
0.4	7,690.81
1	7,876.79
2	8,205.07
3	13,149.37
4	13,412.09

Jarak (m)	ES (kg)
	komulatif
5	13,653.39
6	13,870.27
7	14,060.64
8	14,223.16
9	14,357.06
10	14,462.03
11	14,538.05
12	14,585.36
13	14,604.39
14	14,595.64
15	14,559.73
16	14,476.81
17	14,356.06
18	14,199.64
19	14,010.12
20	13,790.34
21	13,543.36
22	13,272.33
23	12,980.41
24	12,670.64
25	12,345.85
26	12,008.58
27	11,660.96
28	7,186.54
29	6,843.31
29.6	6,625.10
29.6	6,625.10
30	6,402.71

Setelah perhitungan kehilangan gaya pada fase sebelum komposit ini, maka perlu adanya kontrol tegangan yang terjadi.

Tegangan yang terjadi pada fase ini tidak boleh melebihi tegangan ijin yaitu

$$\begin{aligned} f_{tekan} &= 0,6 \cdot f_{ci} \\ &= 0,6 \cdot (0,8 \cdot 41,5 \text{ Mpa}) \\ &= 19,92 \text{ Mpa} \\ f_{tarik} &= 0,25 \cdot (f_{ci})^{0,5} \\ &= -0,25 \cdot (0,8 \cdot 41,5 \text{ Mpa})^{0,5} \\ &= -1,44 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Perhitungan tegangan pada fase ini ditunjukkan pada Tabel 4.33 dibawah ini

$$f_{top} = \frac{F_i}{A_c} - \frac{F_i \cdot e \cdot Y_t}{I_x} + \frac{M_{bs} \cdot Y_t}{I_x}$$

$$f_{bottom} = \frac{F_i}{A_c} + \frac{F_i \cdot e \cdot Y_b}{I_x} - \frac{M_{bs} \cdot Y_b}{I_x}$$

Dengan

F_i = gaya yang terjadi setelah kehilangan akibat gesekan dan wobble, pengangkuruan dan perpendekan elastis.
= F_o – gesekan – ANC – ES

A_c = luas penampang beton sebelum komposit

I_x = inersia penampang beton sebelum komposit

M_{bs} = momen girder

Tabel 4.59. Perhitungan tegangan sesaat setelah transfer gaya prategang

Jarak (m)	F_i (kg)	f_{top} (N/mm ²)	f_{bottom} (N/mm ²)
0	462,616.62	0.56	9.48
0.4	457,845.88	0.16	9.76
0.4	457,845.88	0.16	9.76
1	453,980.16	0.07	9.77
2	449,656.92	-0.06	9.79
3	441,042.51	3.73	13.65
4	437,401.50	3.59	13.63
5	434,055.56	3.47	13.59

Jarak (m)	Fi (kg)	f_{top} (N/mm ²)	f_{bottom} (N/mm ²)
6	430,990.96	3.38	13.55
7	428,194.32	3.31	13.50
8	425,652.79	3.26	13.45
9	423,354.12	3.22	13.39
10	421,286.75	3.19	13.33
11	419,439.85	3.18	13.28
12	417,803.41	3.17	13.22
13	416,368.19	3.17	13.17
14	415,125.82	3.18	13.11
15	414,068.77	3.19	13.07
16	412,787.64	3.21	13.00
17	411,433.06	3.23	12.93
18	410,009.77	3.27	12.85
19	408,522.91	3.30	12.76
20	406,978.07	3.35	12.67
21	405,381.39	3.39	12.58
22	403,739.59	3.43	12.48
23	402,060.06	3.48	12.38
24	400,350.92	3.52	12.28
25	398,621.11	3.56	12.18
26	396,880.43	3.60	12.09
27	395,139.60	3.63	12.00
28	397,528.40	0.09	8.52
29	395,837.57	0.12	8.46
29.6	394,389.19	0.13	8.41
29.6	394,389.19	0.13	8.41
30	395,694.45	0.48	8.11

Berdasarkan tegangan sesaat setelah transfer pada Tabel 4.59., tegangan yang terjadi masih dalam tegangan yang diijinkan dimana tegangan yang terjadi kurang dari tegangan ijin tekan yaitu 19,92 Mpa.

4.3.2.5. Analisis Fase Konstruksi

Analisis Pembebanan

Pada fase konstruksi ini beban yang terjadi antara lain akibat dari berat sendiri girder, beban pelat pracetak dan beban beton basah. Selain beban akibat beban mati, pada fase ini juga ada beban hidup berupa beban pekerja. Dari beban – beban tersebut didapatkan momen dan gaya lintang. Perhitungan dilakukan per satu meter yang ditunjukkan pada Tabel 4.60. sampai Tabel 4.65 :

Akibat beban mati :

Akibat berat sendiri balok utama beton prategang (bs)

$$\begin{aligned} W_{\text{tumpuan}} &= A_c \times \gamma_{\text{beton}} \times L \\ &= 0,904 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 \times 4\text{m} \\ &= 90.355 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{lapangan}} &= A_c \times \gamma_{\text{beton}} \times L \\ &= 0,48 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 \times 26 \text{ m} \\ &= 310.294 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{total}} &= W_{\text{tumpuan}} + W_{\text{lapangan}} \\ &= 90.355 \text{ KN} + 310.294 \text{ KN} \\ &= 400.649 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\text{bs}} &= W_{\text{total}} / L_{\text{jembatan}} \\ &= 400.649 \text{ KN} / 30 \text{ m} \\ &= 13.355 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Akibat berat sendiri Balok diafragma (bd)

Beban diafragma diasumsikan sebagai beban terpusat dimana diletakkan pada posisi diafragma yaitu per 10 meter

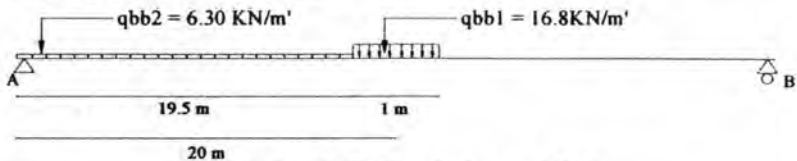
$$\begin{aligned} P_{\text{diafragma}} &= A_{\text{diafragma}} \times \gamma_{\text{beton}} \times \text{tebal} \\ &= 1,488 \text{ m}^2 \times 25\text{KN/m}^3 \times 0,15 \text{ m} \\ &= 5.579 \text{ KN} \end{aligned}$$

Akibat berat sendiri plat precast (PP)

$$\begin{aligned} q_{\text{pp}} &= \text{Tebal} \times b_{\text{eff}} \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= (0,05\text{m} \times 1,4 \text{ m}) \times 25\text{KN/m}^3 \\ &= 1,75 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Akibat berat sendiri beton basah belum rata (BB1)

Asumsi berat beton basah belum rata adalah taksiran tinggi tuangan beton basah adalah 50 cm dimana diletakkan di tengah bentang sepanjang 1 m dan sebagian beton basah sudah diratakan setinggi tebal pelat 25cm yang diletakkan pada setengah bentang jembatan.



Gambar 4.37. Pembebanan BB1

$$\begin{aligned}
 q_{bb1} &= \text{tebal} \times b_{\text{eff}} \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= ((0.25\text{m} - 0.05\text{m}) \times 1,4 \text{ m} \times 24\text{KN/m}^3) \\
 &= 7 \text{ KN/m}' \\
 q_{bb2} &= \text{tebal} \times b_{\text{eff}} \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= 0.5\text{m} \times 1,4 \text{ m} \times 24\text{KN/m}^3 \\
 &= 16,8 \text{ KN/m}'
 \end{aligned}$$

Akibat berat sendiri beton basah setelah rata (BB2)

Asumsi beban beton basah ini adalah setelah dilakukan pengecoran pada seluruh bentang jembatan setinggi pelat 25cm.

$$\begin{aligned}
 q_{BB2} &= A_{BB2} \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= ((\text{tebal plat lantai} - \text{plat precast}) \times b_{\text{eff}}) \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= ((0.25\text{m} - 0.05\text{m}) \times 1,4 \text{ m} \times 24\text{KN/m}^3) \\
 &= 7 \text{ KN/m}'
 \end{aligned}$$

Akibat beban hidup :

Akibat beban pekerja (B_{pekerja}) diasumsikan = 2.5 KN/m²

$$\begin{aligned}
 q_{B_{\text{pekerja}}} &= B_{\text{pekerja}} \times b_{\text{eff}} \\
 &= 2.5\text{KN/m}^2 \times 1,4 \text{ m} \\
 &= 3,5 \text{ KN/m}'
 \end{aligned}$$

Tabel 4.60. Momen dan gaya lintang balok utama (bs)

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4			-5.34	-1.07
0.4	200.32		194.98	-1.07
1			186.97	113.52
2			173.61	293.81
3			160.26	460.75
4			146.90	614.33
5			133.55	754.56
6			120.19	881.43
7			106.84	994.94
8			93.48	1095.11
9			80.13	1181.91
10			66.77	1255.37
11			53.42	1315.46
12			40.06	1362.21
13			26.71	1395.59
14			13.35	1415.63
15			0.00	1422.30
16			-13.35	1415.63
17			-26.71	1395.59
18			-40.06	1362.21
19			-53.42	1315.46
20			-66.77	1255.37
21			-80.13	1181.91
22			-93.48	1095.11
23			-106.84	994.94
24			-120.19	881.43
25			-133.55	754.56
26			-146.90	614.33
27			-160.26	460.75

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
28			-173.61	293.81
29			-186.97	113.52
29.6			-194.98	-1.07
29.6		200.32	5.34	-1.07
30			0.00	0.00

Tabel 4.61. Momen dan gaya lintang balok diafragma (Bd)

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4	13.95		0.00	0.00
0.4			8.37	0.00
1			8.37	5.02
2			8.37	13.39
3			8.37	21.76
4			8.37	30.13
5			8.37	38.50
6			8.37	46.87
7			8.37	55.23
8			2.79	61.93
9			2.79	64.72
10			2.79	67.51
11			2.79	70.30
12			2.79	73.09
13			2.79	75.88
14			2.79	78.67
15			2.79	81.46
16			-2.79	78.67
17			-2.79	75.88
18			-2.79	73.09
19			-2.79	70.30

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
20			-2.79	67.51
21			-2.79	64.72
22			-2.79	61.93
23			-8.37	55.23
24			-8.37	46.87
25			-8.37	38.50
26			-8.37	30.13
27			-8.37	21.76
28			-8.37	13.39
29			-8.37	5.02
29.6		-13.95	-8.37	0.00
29.6			0.00	0.00
30			0.00	0.00

Tabel 4.62. Momen dan gaya lintang beban pelat (PP)

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4			-0.98	-0.20
0.4	36.75		35.77	-0.20
1			34.30	20.83
2			31.85	53.90
3			29.40	84.53
4			26.95	112.70
5			24.50	138.43
6			22.05	161.70
7			19.60	182.53
8			17.15	200.90
9			14.70	216.83
10			12.25	230.30
11			9.80	241.33

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
12			7.35	249.90
13			4.90	256.03
14			2.45	259.70
15			0.00	260.93
16			-2.45	259.70
17			-4.90	256.03
18			-7.35	249.90
19			-9.80	241.33
20			-12.25	230.30
21			-14.70	216.83
22			-17.15	200.90
23			-19.60	182.53
24			-22.05	161.70
25			-24.50	138.43
26			-26.95	112.70
27			-29.40	84.53
28			-31.85	53.90
29			-34.30	20.82
29.6			-35.77	-0.20
29.6		-36.75	0.98	-0.20
30			0.00	0.00

Tabel 4.63. Momen dan gaya lintang beton basahl (BB1)

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4			-2.52	-0.50
0.4	78.32		75.80	-0.50
1			72.02	43.84
2			65.72	112.71
3			59.42	175.28

Tabel 4.64. Momen dan gaya lintang beton basah² (BB2)

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4			-2.80	-0.56
0.4	105.00		102.20	-0.56
1			98.00	59.50
2			91.00	154.00
3			84.00	241.50
4			77.00	322.00
5			70.00	395.50
6			63.00	462.00
7			56.00	521.50
8			49.00	574.00
9			42.00	619.50
10			35.00	658.00
11			28.00	689.50
12			21.00	714.00
13			14.00	731.50
14			7.00	742.00
15			0.00	745.50
16			-7.00	742.00
17			-14.00	731.50
18			-21.00	714.00
19			-28.00	689.50
20			-35.00	658.00
21			-42.00	619.50
22			-49.00	574.00
23			-56.00	521.50
24			-63.00	462.00
25			-70.00	395.50
26			-77.00	322.00
27			-84.00	241.50

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
28			-91.00	154.00
29			-98.00	59.50
29.6			-102.20	-0.56
29.6		105.00	2.80	-0.56
30			0.00	0.00

Tabel 4.65. Momen dan gaya lintang beban pekerja (Mbp)

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4			-1.40	-0.28
0.4	52.50		51.10	-0.28
1			49.00	29.75
2			45.50	77.00
3			42.00	120.75
4			38.50	161.00
5			35.00	197.75
6			31.50	231.00
7			28.00	260.75
8			24.50	287.00
9			21.00	309.75
10			17.50	329.00
11			14.00	344.75
12			10.50	357.00
13			7.00	365.75
14			3.50	371.00
15			0.00	372.75
16			-3.50	371.00
17			-7.00	365.75
18			-10.50	357.00
19			-14.00	344.75

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
20			-17.50	329.00
21			-21.00	309.75
22			-24.50	287.00
23			-28.00	260.75
24			-31.50	231.00
25			-35.00	197.75
26			-38.50	161.00
27			-42.00	120.75
28			-45.50	77.00
29			-49.00	29.75
29.6			-51.10	-0.28
29.6		52.50	1.40	-0.28
30			0.00	0.00

Setelah perhitungan pembebanan pada fase konstruksi ini, maka perlu adanya kontrol tegangan yang terjadi. Pada fase konstruksi penampang masih belum komposit. Kontrol tegangan pada fase ini dilakukan dua tahap yaitu tahap saat pengecoran dan tahap setelah pengecoran. Tegangan yang terjadi pada fase ini tidak boleh melebihi tegangan ijin yaitu

$$\begin{aligned}
 f_{tekan} &= 0,6 \cdot f_{ci} \\
 &= 0,6 \cdot (0,8 \cdot 41,5 \text{ Mpa}) \\
 &= 19,92 \text{ Mpa} \\
 f_{tarik} &= 0,25 \cdot (f_{ci})^{0,5} \\
 &= -0,25 \cdot (0,8 \cdot 41,5 \text{ Mpa})^{0,5} \\
 &= -1,44 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Perhitungan tegangan pada fase ini ditunjukkan pada Tabel 4.76 sampai Tabel 4.77 dibawah ini

Pada Saat Beban Mati Tambahan (Saat Pengecoran)

$$f_{top} = \frac{F_o}{A_c} - \frac{F_o \cdot e \cdot Y_t}{I_x} + \frac{(M_{bs} + M_{pp} + M_{bb1} + M_{bd}) \times 10^6 \cdot Y_t}{I_x} + \frac{M_{bp} \times 10^6 \cdot Y_t}{I_x}$$

$$f_{bottom} = \frac{F_o}{A_c} + \frac{F_o \cdot e \cdot Y_b}{I_x} - \frac{(M_{bs} + M_{pp} + M_{bb1} + M_{bd}) \times 10^6 \cdot Y_b}{I_x} - \frac{M_{bp} \times 10^6 \cdot Y}{I_x}$$

Dengan

M_{bs} = Momen akibat berat sendiri balok utama beton prategang

M_{pp} = Momen akibat berat sendiri plat precast

M_{bb1} = Momen berat sendiri beton basah sebelum rata

M_{bd} = momen akibat berat sendiri balok diafragma

Tabel 4.66. Analisis tegangan saat pengecoran

Jarak (m)	Σf_{eff} A	$(\Sigma F_{eff} \cdot e \cdot Y)$ I _x	$\frac{MD_{tot} \cdot Y}{I_x}$	$\frac{M_{bp} \cdot Y}{I_x}$	f_{top} (N/mm ²)	f_{bottom} (N/mm ²)
0	5.12	4.56	0.00	0.00	0.56	9.48
0.4	5.07	4.91	-0.01	0.00	0.15	9.77
0.4	5.07	4.91	-0.01	0.00	0.15	9.77
1	5.02	5.42	0.75	0.12	0.48	9.37
2	4.98	6.25	1.95	0.32	1.00	8.78
3	9.24	8.31	4.51	0.73	6.17	11.69
4	9.16	9.31	6.01	0.98	6.84	11.02
5	9.09	10.21	7.38	1.20	7.46	10.40
6	9.03	11.01	8.61	1.40	8.03	9.83
7	8.97	11.71	9.70	1.59	8.55	9.31
8	8.92	12.32	10.65	1.75	9.00	8.85
9	8.87	12.84	11.45	1.88	9.36	8.47
10	8.83	13.27	12.10	2.00	9.66	8.15
11	8.79	13.61	12.63	2.10	9.90	7.89
12	8.75	13.87	13.02	2.17	10.07	7.69
13	8.72	14.04	13.27	2.22	10.18	7.56
14	8.70	14.13	13.39	2.26	10.21	7.48
15	8.67	14.14	13.37	2.27	10.17	7.47
16	8.65	14.05	13.13	2.26	9.99	7.57
17	8.62	13.87	12.79	2.22	9.76	7.70
18	8.59	13.61	12.35	2.17	9.51	7.85
19	8.56	13.25	11.82	2.10	9.22	8.03

Jarak (m)	Σf_{eff} A	$(\Sigma F_{eff}.e.Y)$ Ix	$MD_{tot}.Y$ Ix	$M_{bp}.Y$ Ix	f_{top} (N/mm ²)	f_{bottom} (N/mm ²)
20	8.53	12.81	11.19	2.00	8.90	8.23
21	8.49	12.29	10.46	1.88	8.55	8.45
22	8.46	11.68	9.64	1.75	8.16	8.70
23	8.42	10.99	8.69	1.59	7.71	8.99
24	8.39	10.23	7.65	1.40	7.21	9.33
25	8.35	9.38	6.50	1.20	6.68	9.69
26	8.31	8.45	5.26	0.98	6.10	10.09
27	8.28	7.45	3.92	0.73	5.48	10.51
28	4.40	5.52	1.68	0.32	0.88	7.77
29	4.38	4.73	0.65	0.12	0.42	8.17
29.6	4.36	4.23	-0.01	0.00	0.13	8.41
29.6	4.36	4.23	-0.01	0.00	0.13	8.41
30	4.38	3.90	0.00	0.00	0.48	8.11

Pada Saat Beban Mati Tambahan (Saat Pengecoran)

$$f_{top} = \frac{F_o}{A_c} - \frac{F_o.e.Y_t}{I_x} + \frac{(M_{bs}+M_{pp}+M_{bb2}+M_{bd}) \times 10^6.Y_t}{I_x} + \frac{M_{bp} \times 10^6.Y_t}{I_x}$$

$$f_{bottom} = \frac{F_o}{A_c} + \frac{F_o.e.Y_b}{I_x} - \frac{(M_{bs}+M_{pp}+M_{bb2}+M_{bd}) \times 10^6.Y_b}{I_x} - \frac{M_{bp} \times 10^6.Y_b}{I_x}$$

Dengan

M_{bs} = Momen akibat berat sendiri balok utama beton prategang

M_{pp} = Momen akibat berat sendiri plat precast

M_{bb2} = Momen berat sendiri beton basah setelah rata

M_{bd} = momen akibat berat sendiri balok diafragma

Tabel 4.67. Analisis tegangan setelah pengecoran

Jarak (m)	Σ feff A	(Σ Feff.e.Y) Ix	MDtot.Y Ix	Mbp.Y Ix	f_{top} (N/mm ²)	f_{bottom} (N/mm ²)
0	5.12	4.56	0.00	0.00	0.56	9.48
0.4	5.07	4.91	-0.01	0.00	0.15	9.77
0.4	5.07	4.91	-0.01	0.00	0.15	9.77
1	5.02	5.42	0.82	0.12	0.54	9.31
2	4.98	6.25	2.12	0.32	1.17	8.62
3	9.24	8.31	4.92	0.73	6.58	11.37
4	9.16	9.31	6.56	0.98	7.39	10.58
5	9.09	10.21	8.07	1.20	8.16	9.84
6	9.03	11.01	9.44	1.40	8.86	9.16
7	8.97	11.71	10.67	1.59	9.51	8.53
8	8.92	12.32	11.75	1.75	10.09	7.97
9	8.87	12.84	12.67	1.88	10.58	7.49
10	8.83	13.27	13.45	2.00	11.01	7.08
11	8.79	13.61	14.09	2.10	11.36	6.72
12	8.75	13.87	14.59	2.17	11.65	6.43
13	8.72	14.04	14.96	2.22	11.86	6.21
14	8.70	14.13	15.18	2.26	12.00	6.05
15	8.67	14.14	15.27	2.27	12.07	5.95
16	8.65	14.05	15.18	2.26	12.03	5.94
17	8.62	13.87	14.96	2.22	11.93	5.97
18	8.59	13.61	14.59	2.17	11.74	6.06
19	8.56	13.25	14.09	2.10	11.49	6.21
20	8.53	12.81	13.45	2.00	11.16	6.42
21	8.49	12.29	12.67	1.88	10.75	6.68
22	8.46	11.68	11.75	1.75	10.27	7.01
23	8.42	10.99	10.67	1.59	9.68	7.41
24	8.39	10.23	9.44	1.40	9.01	7.89
25	8.35	9.38	8.07	1.20	8.25	8.43
26	8.31	8.45	6.56	0.98	7.41	9.04
27	8.28	7.45	4.92	0.73	6.48	9.72

Jarak (m)	Σf_{eff} A	$(\Sigma F_{eff} \cdot e \cdot Y)$ Ix	$\frac{MD_{tot} \cdot Y}{Ix}$	$\frac{M_{bp} \cdot Y}{Ix}$	f_{top} (N/mm ²)	f_{bottom} (N/mm ²)
28	4.40	5.52	2.12	0.32	1.32	7.35
29	4.38	4.73	0.82	0.12	0.59	8.00
29.6	4.36	4.23	-0.01	0.00	0.13	8.42
29.6	4.36	4.23	-0.01	0.00	0.13	8.42
30	4.38	3.90	0.00	0.00	0.48	8.11

Berdasarkan tegangan pada fase konstruksi pada Tabel 4.76 sampai Tabel 4.67., tegangan yang terjadi masih dalam tegangan yang diijinkan dimana tegangan yang terjadi kurang dari tegangan ijin tekan yaitu 19,92 Mpa.

4.3.2.6. Analisis Fase Setelah Komposit Analisis Pembebanan

Pada fase setelah komposit ini beban yang terjadi adalah beban mati dan beban hidup. Yang termasuk dalam beban mati antara lain akibat dari berat sendiri girder, beban pelat pracetak, beban pelat, beban aspal dan beban genangan air. Sedangkan yang termasuk beban hidup adalah beban UDL (beban lalu lintas merata) dan beban KEL (beban merata garis). Dari beban – beban tersebut didapatkan momen dan gaya lintang. Perhitungan dilakukan per pias yang ditunjukkan pada Tabel 4.68. untuk beban mati dan Tabel 4.69. untuk beban UDL dan Tabel 4.70. untuk beban KEL :

Akibat beban mati :

Akibat berat sendiri balok utama beton prategang (bs)

$$\begin{aligned} W_{tumpuan} &= A_c \times \gamma_{beton} \times L \\ &= 0,904 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 \times 4\text{m} \\ &= 90.355 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{lapangan} &= A_c \times \gamma_{beton} \times L \\ &= 0,48 \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 \times 26 \text{ m} \\ &= 310.294 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{total} &= W_{tumpuan} + W_{lapangan} \\ &= 90.355 \text{ KN} + 310.294 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 400.649 \text{ KN} \\
 q_{bs} &= W_{total} / L_{jembatan} \\
 &= 400.649 \text{ KN} / 30 \text{ m} \\
 &= 13.355 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Akibat beban mati tambahan :

$$\begin{aligned}
 \text{Berat plat lantai} &= (0.2 \text{ m} \times 1.4 \text{ m} \times 25 \text{ KN/m}^3) = 7 \text{ KN/m} \\
 \text{Berat plat pracetak} &= (0.05 \text{ m} \times 1.4 \text{ m} \times 25 \text{ KN/m}^3) = 1,75 \text{ KN/m} \\
 \text{Berat aspal} &= (0.05 \times 1.4 \text{ m} \times 22 \text{ KN/m}^3) = 1,54 \text{ KN/m} \\
 \text{Berat genangan air} &= (0.05 \times 1.4 \text{ m} \times 10 \text{ KN/m}^3) = 0,7 \text{ KN/m} \\
 \text{Berat overlay} &= (0.05 \text{ m} \times 1.4 \text{ m} \times 22 \text{ KN/m}^3) = 1,54 \text{ KN/m} \\
 q_{DL} &= 12,53 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{total} &= 13.355 + 12,53 \\
 &= 25.885 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Akibat Beban Hidup :

Akibat beban lajur UDL :

$$L \geq 40 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 q_{UDL} &= 8.0 (0,5 + 15/L) \text{ Kpa} \\
 &= 8 * (0,5 + 15/30) \\
 &= 8 \text{ Kpa} = 8 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$DLA = 0,4$$

$$\begin{aligned}
 UDL &= b_{eff} \times q_{UDL} \times (1 + DLA) \\
 &= 1,4 \text{ m} \times 8 \text{ KN/m}^2 \times (1 + 0.4) \\
 &= 15.68 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Akibat beban lajur KEL :

$$KEL = 44 \text{ KN/m}^2$$

$$DLA = 0,4$$

$$\begin{aligned}
 PKEL &= b_{eff} \times KEL \times (1 + DLA) \\
 &= 1,4 \text{ m} \times 44 \text{ KN/m}^2 \times (1 + 0.4) \\
 &= 86,24 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.68. Momen dan gaya lintang akibat beban mati

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4			-10.35	-2.07
0.4	388.27		377.92	-2.07
1			362.39	220.02
2			336.50	569.47
3			310.62	893.03
4			284.73	1190.71
5			258.85	1462.50
6			232.96	1708.41
7			207.08	1928.43
8			181.19	2122.57
9			155.31	2290.82
10			129.42	2433.19
11			103.54	2549.67
12			77.65	2640.27
13			51.77	2704.98
14			25.88	2743.81
15			0.00	2756.75
16			-25.88	2743.81
17			-51.77	2704.98
18			-77.65	2640.27
19			-103.54	2549.67
20			-129.42	2433.19
21			-155.31	2290.82
22			-181.19	2122.57
23			-207.08	1928.43
24			-232.96	1708.41
25			-258.85	1462.50
26			-284.73	1190.71
27			-310.62	893.03

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
28			-336.50	569.47
29			-362.39	220.02
29.6			-398.63	-2.07
29.6		388.27	10.35	-2.07
30			0.00	0.00

Tabel 4.69. Momen dan gaya lintang akibat beban UDL

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
0			0.00	0.00
0.4			-6.27	-1.25
0.4	235.20		228.93	-1.25
1			219.52	133.28
2			203.84	344.96
3			188.16	540.96
4			172.48	721.28
5			156.80	885.92
6			141.12	1034.88
7			125.44	1168.16
8			109.76	1285.76
9			94.08	1387.68
10			78.40	1473.92
11			62.72	1544.48
12			47.04	1599.36
13			31.36	1638.56
14			15.68	1662.08
15			0.00	1669.92
16			-15.68	1662.08
17			-31.36	1638.56
18			-47.04	1599.36
19			-62.72	1544.48

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)	Momen (KN.m)
20			-78.40	1473.92
21			-94.08	1387.68
22			-109.76	1285.76
23			-125.44	1168.16
24			-141.12	1034.88
25			-156.80	885.92
26			-172.48	721.28
27			-188.16	540.96
28			-203.84	344.96
29			-219.52	133.28
29.6			-228.93	-1.25
29.6		235.20	-6.27	-1.25
30			0.00	0.00

Tabel 4.70. Momen dan gaya lintang akibat beban KEL

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)		Momen (KN.m)
			Atas	Bawah	
0	87.12	-0.88	87.12	-0.88	0.00
0.4	85.95	0.29	85.95	0.29	4.28
0.4	85.95	0.29	85.95	0.29	4.28
1	84.19	2.05	84.19	2.05	29.98
2	81.25	4.99	81.25	4.99	72.81
3	78.32	7.92	78.32	7.92	115.63
4	75.39	10.85	75.39	10.85	158.46
5	72.45	13.79	72.45	13.79	201.29
6	69.52	16.72	69.52	16.72	244.11
7	66.59	19.65	66.59	19.65	286.94
8	63.65	22.59	63.65	22.59	329.77
9	60.72	25.52	60.72	25.52	372.59
10	57.79	28.45	57.79	28.45	415.42
11	54.85	31.39	54.85	31.39	458.25

Jarak (m)	RA (KN)	RB (KN)	Gaya Lintang (KN)		Momen (KN.m)
			Atas	Bawah	
12	51.92	34.32	51.92	34.32	501.07
13	48.99	37.25	48.99	37.25	543.90
14	46.05	40.19	46.05	40.19	586.73
15	43.12	43.12	43.12	43.12	629.55
16	40.19	46.05	40.19	46.05	672.38
17	37.25	48.99	37.25	48.99	715.21
18	34.32	51.92	34.32	51.92	758.03
19	31.39	54.85	31.39	54.85	800.86
20	28.45	57.79	28.45	57.79	843.69
21	25.52	60.72	25.52	60.72	886.51
22	22.59	63.65	22.59	63.65	929.34
23	19.65	66.59	19.65	66.59	972.17
24	16.72	69.52	16.72	69.52	1014.99
25	13.79	72.45	13.79	72.45	201.29
26	10.85	75.39	10.85	75.39	158.46
27	7.92	78.32	7.92	78.32	115.63
28	4.99	81.25	4.99	81.25	72.81
29	2.05	84.19	2.05	84.19	29.98
29.6	0.29	85.95	0.29	85.95	4.28
29.6	0.29	85.95	0.29	85.95	4.28
30	-0.88	87.12	-0.88	87.12	0.00

Analisis Kehilangan Gaya Prategang

Analisis kehilangan pada fase setelah komposit ini ada tiga macam kehilangan gaya prategang, yaitu kehilangan akibat susut beton, kehilangan akibat rangkai beton dan kehilangan akibat relaksasi baja. Ketiga jenis kehilangan tersebut dijelaskan sebagai berikut :

1. Kehilangan akibat susut beton

Kehilangan akibat susut beton ini dipengaruhi berbagai faktor. Akan tetapi susut beton ini tergantung dari waktu. Kehilangan gaya prategang akibat susut adalah hasil susut

relatif (ϵ_{sh}) dan modulus elastisitas baja prategang. Perhitungan kehilangan gaya prategang adalah sebagai berikut :

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} \cdot Ksh \cdot Es \cdot (1 - 0.06 \cdot (V/S)) \cdot (100 - RH) \text{ (inci)}$$

$$SH \cdot Aps = 8.2 \times 10^{-6} \cdot Ksh \cdot Es \cdot (1 - 0.0236 \cdot (V/S)) \cdot (100 - RH) \cdot Aps \text{ (cm)}$$

Dengan

SH = kehilangan gaya akibat susut beton

Ksh = 0,64 (pemberian gaya prategang setelah 20 hari masa perawatan beton)

Es = 2×10^5 Mpa (Modulus elastisitas baja)

V = volume beton per pias

S = luas beton per pias

RH = 80%

Tabel 4.71. Analisis volume dan luas beton per pias

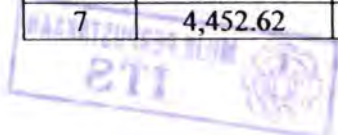
Jarak (m)	Volum beton per pias (cm ³)	Luas beton per pias (cm ²)
0	0	9,035.50
0.4	361420	19,869.59
0.4	361420	19,869.59
1	542130	29,804.38
2	903550	49,673.97
3	903550	49,673.97
4	903550	49,673.97
5	903550	49,673.97
6	903550	49,673.97
7	903550	49,673.97
8	903550	49,673.97
9	903550	49,673.97
10	903550	49,673.97
11	903550	49,673.97
12	903550	49,673.97
13	903550	49,673.97
14	903550	49,673.97



Jarak (m)	Volum beton per pias (cm ³)	Luas beton per pias (cm ²)
15	903550	49,673.97
16	903550	49,673.97
17	903550	49,673.97
18	903550	49,673.97
19	903550	49,673.97
20	903550	49,673.97
21	903550	49,673.97
22	903550	49,673.97
23	903550	49,673.97
24	903550	49,673.97
25	903550	49,673.97
26	903550	49,673.97
27	903550	49,673.97
28	903550	49,673.97
29	542130	29,804.38
29.6	361420	19,869.59
29.6	361420	19,869.59
30	0	9,035.50

Tabel 4.72. Kehilangan akibat susut

Jarak (m)	SH.Asp (kg)	(Fo-wobble)-ES-ANC (kg)	F setelah SH (kg)
0	7,801.69	462,616.62	454,814.93
0.4	4,452.62	457,845.88	453,393.26
0.4	4,452.62	457,845.88	453,393.26
1	4,452.62	453,980.16	449,527.54
2	4,452.62	449,656.92	445,204.31
3	4,452.62	441,042.51	436,589.89
4	4,452.62	437,401.50	432,948.88
5	4,452.62	434,055.56	429,602.94
6	4,452.62	430,990.96	426,538.34
7	4,452.62	428,194.32	423,741.70



Jarak (m)	SH.Asp (kg)	(Fo-wobble)-ES-ANC (kg)	F setelah SH (kg)
8	4,452.62	425,652.79	421,200.17
9	4,452.62	423,354.12	418,901.50
10	4,452.62	421,286.75	416,834.13
11	4,452.62	419,439.85	414,987.23
12	4,452.62	417,803.41	413,350.79
13	4,452.62	416,368.19	411,915.57
14	4,452.62	415,125.82	410,673.20
15	4,452.62	414,068.77	409,616.15
16	4,452.62	412,787.64	408,335.03
17	4,452.62	411,433.06	406,980.45
18	4,452.62	410,009.77	405,557.15
19	4,452.62	408,522.91	404,070.29
20	4,452.62	406,978.07	402,525.46
21	4,452.62	405,381.39	400,928.77
22	4,452.62	403,739.59	399,286.97
23	4,452.62	402,060.06	397,607.44
24	4,452.62	400,350.92	395,898.30
25	4,452.62	398,621.11	394,168.49
26	4,452.62	396,880.43	392,427.81
27	4,452.62	395,139.60	390,686.98
28	4,452.62	397,528.40	393,075.78
29	4,452.62	395,837.57	391,384.95
29.6	4,452.62	394,389.19	389,936.57
29.6	4,452.62	394,389.19	389,936.57
30	7,801.69	395,694.45	387,892.77

2. Kehilangan akibat rangkai beton

Rangkai dianggap terjadi dengan beban mati permanen yang ditambahkan pada komponen struktur setelah beton diberi gaya prategang. Kehilangan akibat rangkai beton ini dipengaruhi berbagai faktor. Dalam perhitungan rangkai beton, hal – hal yang mempengaruhi rangkai antara lain

perbandingan volume terhadap permukaan, umur beton saat prategang, kelembaban relatif dan jenis beton.

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

Dengan

CR = kehilangan akibat rangkai

Kcr = 1,6 untuk komponen pasca tarik

Es = 2x105 Mpa (modulus elastisitas baja)

$$\begin{aligned} E_{ci} &= Wc^{1.5} * 0,043 * (f_c')^2 \\ &= (24KN/m^3/100)^{1.5} * 0,043 * (41,5 \text{ Mpa})^2 \\ &= 32569.371 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

f_{cir} = tegangan beton

f_{cds} = tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang

$$f_{cds} = M_d \cdot e / I_x$$

Tabel 4.73. Perhitungan f_{cds}

Jarak (m)	f_{cds} (kg/cm ²)
0	0.00
0.4	-0.03
0.4	-0.03
1	2.89
2	8.16
3	18.59
4	26.21
5	33.80
6	41.18
7	48.20
8	54.71
9	60.60
10	65.77
11	70.12

Jarak (m)	f_{cds} (kg/cm ²)
12	73.57
13	76.08
14	77.61
15	78.12
16	77.61
17	76.08
18	73.57
19	70.12
20	65.77
21	60.60
22	54.71
23	48.20
24	41.18
25	33.80
26	26.21
27	18.59
28	8.16
29	2.89
29.6	-0.03
29.6	-0.02
30	0.00

Tabel 4.74. Kehilangan akibat rangkai (CR)

Jarak (m)	CR .Aps (kg)	F setelah CR (kg)
0	23,953.84	430,861.09
0.4	24,619.96	428,773.30
0.4	24,619.96	428,773.30
1	24,150.69	425,376.85
2	23,278.38	421,925.93
3	35,291.51	401,298.38

Jarak (m)	CR .Aps (kg)	F setelah CR (kg)
4	33,347.46	399,601.42
5	31,348.84	398,254.11
6	29,348.22	397,190.12
7	27,395.27	396,346.43
8	25,536.08	395,664.09
9	23,812.65	395,088.85
10	22,262.48	394,571.65
11	20,918.15	394,069.09
12	19,807.11	393,543.67
13	18,951.42	392,964.15
14	18,367.57	392,305.64
15	18,066.35	391,549.80
16	17,987.31	390,347.71
17	18,156.77	388,823.67
18	18,572.81	386,984.35
19	19,228.78	384,841.51
20	20,113.08	382,412.37
21	21,208.80	379,719.97
22	22,493.43	376,793.54
23	23,938.54	373,668.90
24	25,509.40	370,388.90
25	27,164.70	367,003.79
26	28,856.24	363,571.57
27	30,528.61	360,158.37
28	20,019.10	373,056.69
29	20,843.57	370,541.38
29.6	21,209.69	368,726.88
29.6	21,209.29	368,727.28
30	20,488.68	367,404.09

3. Kehilangan akibat relaksasi baja

Percobaan pada baja prategang dengan perpanjangan yang konstan dan dijaga pada suatu selang waktu memperlihatkan bahwa gaya prategang berkurang secara perlahan – lahan. Pengurangan gaya prategang di atas disebut kehilangan akibat relaksasi baja.

$$RE = (Kre - J*(SH + CR + ES))*C$$

RE = kehilangan akibat relaksasi baja

Kre = 138 Mpa

J = 0,15

Kre dan J diasumsikan dari strand atau kawat stress-relieved derajat 1860 Mpa

SH = kehilangan akibat susut beton

CR = kehilangan akibat rangkai beton

ES = kehilangan akibat perpendekan elastis

C = 1 (diasumsikan dari $f_{pi}/f_{pu} = 0,7$)

Tabel 4.75. Kehilangan akibat relaksasi baja (RE)

Jarak (m)	RE (Kg)	F setelah RE (kg)
0	45,401.59	385,459.50
0.4	45,773.25	383,000.05
0.4	45,773.25	383,000.05
1	45,815.74	379,561.11
2	45,897.35	376,028.58
3	43,353.73	357,944.64
4	43,605.93	355,995.49
5	43,869.53	354,384.58
6	44,137.09	353,053.03
7	44,401.48	351,944.95
8	44,655.98	351,008.11
9	44,894.41	350,194.44
10	45,111.19	349,460.46
11	45,301.43	348,767.65
12	45,460.99	348,082.68

Jarak (m)	RE (Kg)	F setelah RE (kg)
13	45,586.49	347,377.66
14	45,675.38	346,630.26
15	45,725.95	345,823.85
16	45,750.24	344,597.47
17	45,742.94	343,080.74
18	45,704.00	341,280.35
19	45,634.03	339,207.48
20	45,534.35	336,878.02
21	45,407.04	334,312.93
22	45,255.00	331,538.54
23	45,082.02	328,586.88
24	44,892.86	325,496.04
25	44,693.28	322,310.51
26	44,490.14	319,081.43
27	44,291.43	315,866.94
28	46,539.02	326,517.67
29	46,466.83	324,074.55
29.6	46,444.65	322,282.24
29.6	46,444.70	322,282.57
30	46,083.80	321,320.30

Setelah perhitungan pembebanan pada fase setelah komposit ini, maka perlu adanya kontrol tegangan yang terjadi. Pada fase ini penampang masih sudah terjadi komposit. Tegangan yang terjadi pada fase ini tidak boleh melebihi tegangan ijin yaitu

$$\begin{aligned}
 f_{tekan} &= 0,45 \cdot f_c' \\
 &= 0,45 \cdot (41,5 \text{ Mpa}) \\
 &= 18.675 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{tarik} &= 0,5 \cdot (f_c')^{0,5} \\
 &= -0,5 \cdot (41,5 \text{ Mpa})^{0,5} \\
 &= -3.221 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$f_{top} = \frac{F_{eff}}{Acc} - \frac{F_{eff}.cc.Y_{tc}}{I_{xc}} + \frac{(M_{bs}+M_{dl}) \times 10^6 . Y_{tc}}{I_{xc}} + \frac{(MUDL+MKEL) \times 10^6 . Y_{tc}}{I_{xc}}$$

$$f_{bottom} = \frac{F_{eff}}{Acc} + \frac{F_{eff}.cc.Y_{bc}}{I_{xc}} - \frac{(M_{bs}+M_{dl}) \times 10^6 . Y_{bc}}{I_{xc}} - \frac{(MUDL+MKEL) \times 10^6 . Y_b}{I_{xc}}$$

Tabel 4.76. Tegangan pada fase sesudah komposit

Jarak (m)	Tegangan (Mpa)		Tegangan Ijin (Mpa)		Kontrol Teg. Ijin	
	Atas	bawah	Tekan	Tarik	Tekan	Tarik
0	-0.60	7.85	18.68	-3.22	OK	OK
0.4	-0.76	8.00	18.68	-3.22	OK	OK
0.4	-0.76	8.00	18.68	-3.22	OK	OK
1	-0.19	7.24	18.68	-3.22	OK	OK
2	0.72	6.08	18.68	-3.22	OK	OK
3	2.53	7.73	18.68	-3.22	OK	OK
4	3.39	6.42	18.68	-3.22	OK	OK
5	4.18	5.21	18.68	-3.22	OK	OK
6	4.91	4.11	18.68	-3.22	OK	OK
7	5.57	3.11	18.68	-3.22	OK	OK
8	6.17	2.21	18.68	-3.22	OK	OK
9	6.70	1.41	18.68	-3.22	OK	OK
10	7.17	0.71	18.68	-3.22	OK	OK
11	7.57	0.10	18.68	-3.22	OK	OK
12	7.90	-0.40	18.68	-3.22	OK	OK
13	8.17	-0.82	18.68	-3.22	OK	OK
14	8.37	-1.14	18.68	-3.22	OK	OK
15	8.51	-1.36	18.68	-3.22	OK	OK
16	8.58	-1.51	18.68	-3.22	OK	OK
17	8.59	-1.57	18.68	-3.22	OK	OK
18	8.53	-1.54	18.68	-3.22	OK	OK
19	8.41	-1.43	18.68	-3.22	OK	OK
20	8.23	-1.23	18.68	-3.22	OK	OK
21	7.97	-0.94	18.68	-3.22	OK	OK

Jarak (m)	Tegangan (Mpa)		Tegangan Ijin (Mpa)		Kontrol Teg. Ijin	
	Atas	bawah	Tekan	Tarik	Tekan	Tarik
22	7.65	-0.56	18.68	-3.22	OK	OK
23	7.25	-0.08	18.68	-3.22	OK	OK
24	6.79	0.49	18.68	-3.22	OK	OK
25	4.32	3.98	18.68	-3.22	OK	OK
26	3.52	5.05	18.68	-3.22	OK	OK
27	2.64	6.22	18.68	-3.22	OK	OK
28	0.90	4.94	18.68	-3.22	OK	OK
29	-0.04	6.04	18.68	-3.22	OK	OK
29.6	-0.64	6.73	18.68	-3.22	OK	OK
29.6	-0.50	6.56	18.68	-3.22	OK	OK
30	2.69	2.69	18.68	-3.22	OK	OK

Berdasarkan tegangan pada fase setelah komposit pada Tabel 4.76., tegangan yang terjadi masih dalam tegangan yang diijinkan dimana tegangan yang terjadi kurang dari tegangan ijin tekan yaitu 18,68 Mpa dan tegangan ijin tarik -3,22 Mpa.

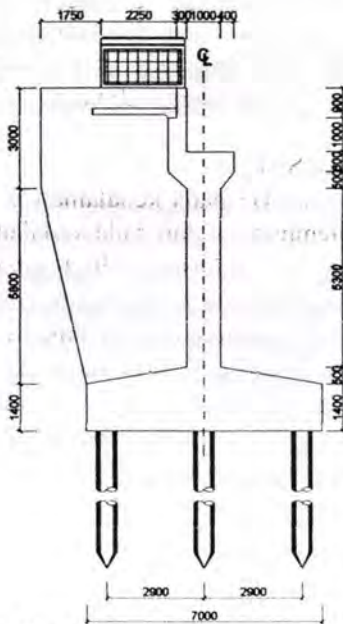
BAB V

PERENCANAAN ELEMEN BANGUNAN BAWAH

BAB V PERENCANAAN ELEMENT BANGUNAN BAWAH

5.1. Perencanaan Abutment

Elemen bangunan bawah jembatan yang berfungsi untuk menyalurkan beban – beban dari bangunan atas ke pondasi jembatan adalah abutment. Letak abutment berada di pangkal jembatan. Perencanaan abutment ditunjukkan pada Gambar 5.1 di bawah ini.



Gambar 5.1. Perencanaan Abutment pada kedua pangkal jembatan

Dalam perencanaan abutment menggunakan acuan dari peraturan *BMS BDM 1992* dan *BMS BDC 1992*. Abutment terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, poer, dinding

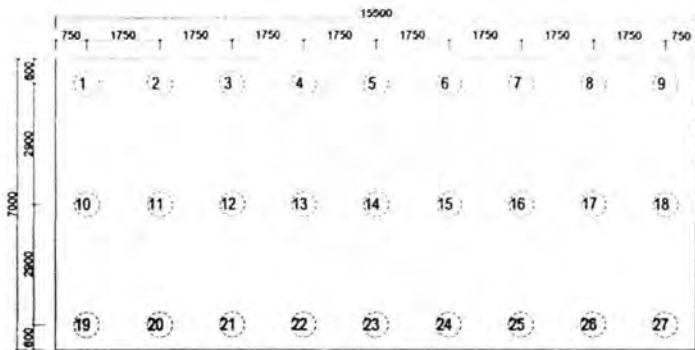
abutment, longitudinal stopper, lateral stopper, dan korbel. Penulangan abutment direncanakan dari analisis elemen – elemen abutment jembatan. Analisis pembebanan untuk abutment terdiri atas beban berat bangunan atas, beban lalu lintas, beban hidup pejalan kaki, beban mati abutment, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah dan beban gempa. Berikut ini adalah analisis elemen – elemen abutment.

5.1.1. Pondasi Tiang Pancang

Berdasarkan analisis dari daya dukung tanah pada abutment arah Glenmore didapatkan nilai SPT berdasarkan titik bor 3 (lihat pada lampiran) yang tinggi (>50) pada kedalaman 16 meter dan pada abutment arah Jember didapatkan dari nilai SPT berdasarkan titik bor B2 (lihat pada lampiran) yang tinggi (>50) pada kedalaman 13 m sehingga dipakai jenis pondasi tiang pancang.

➤ Berdasarkan nilai SPT

Deskripsi tanah B3 pada kedalaman 0 – 12 meter terdiri dari tanah lanau kelepungan dan pada kedalaman 12 – 18 meter terdiri lapisan tanah pasir kasar sedikit lanau + batu kerikil sedangkan 18 sampai 20 meter merupakan lapisan batuan, dengan nilai SPT > 60 kali pukulan setiap 30 cm. Sedangkan deskripsi tanah B2 pada kedalaman 0 – 10 meter terdiri dari tanah lanau kelepungan dan pada kedalaman 11 – 12 meter terdiri lapisan tanah lanau kelepungan sedikit batu sedangkan lebih dari 13 meter merupakan lapisan batuan, dengan nilai SPT > 60 kali pukulan setiap 30 cm



Gambar 5.2. Konfigurasi tiang pancang pada abutment

Pada pondasi tiang pancang abutment direncanakan mampu menahan beban mati, beban hidup dan beban akibat gempa. Perencanaan pembebanan tersebut dijelaskan seperti di bawah ini :

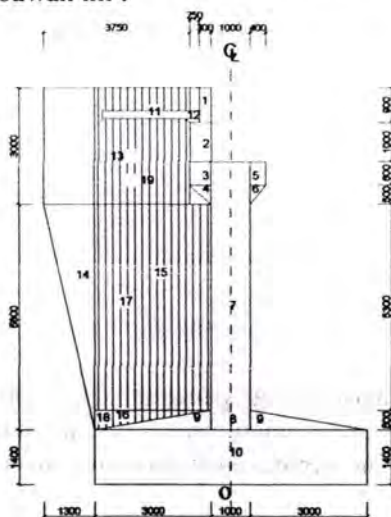
1. Beban mati akibat beban bangunan atas

	t (m)	b (m)	l (m)	n (buah)	V (m ³)	γ (t/m ³)	W (ton)
pelat lantai kend	0.25	13.5	30	1	101.25	2.5	253.125
perkerasan (aspal)	0.05	11.5	30	1	17.25	2.2	37.95
Balok gelagar				9	16.03	2.5	360.58
Balok diafragma	0.15			56	11.77	2.5	29.432
Kerb	0.2	0.25	30	2	3	2.5	7.5
Trotoar beton rabat	0.25	0.7	30	2	10.5	2.2	23.1
pipa			30	4	120	0.00713	0.856
tiang sandaran	0.15	0.35	1.1	44	2.541	2.5	6.353
Air hujan	0.05	11.5	30	1	17.25	1	17.25
						W1 =	736.15

2. Beban mati abutment

Dalam perhitungan beban berat mati abutment dibagi atas beberapa segmen. Hal ini untuk memudahkan dalam analisis

beban mati abutmen. Pembagian segmen ditunjukkan pada Gambar 5.3. di bawah ini :



Gambar 5.3. Pembagian segmen abutment

Analisis berat abutment didapat dari volume per segmen dikalikan dengan berat jenis (γ). Berikut di bawah ini perhitungan berat abutment yang ditunjukkan pada Tabel 5.1. di bawah ini :

Tabel 5.1. Perhitungan berat abutment

No segmen	b (m)	l (m)	t (m)	Volume (m ³)	γ (t/m ³)	W (ton)
1	0.3	0.9	13.5	3.645	2.5	9.113
2	0.55	1.	13.5	7.425	2.5	18.563
3	0.55	0.6	13.5	4.455	2.5	11.138
4	0.55	0.5	13.5	1.856	2.5	4.641
5	0.4	0.6	13.5	3.24	2.5	8.1
6	0.4	0.5	13.5	1.35	2.5	3.375
7	1.	6.4	13.5	86.4	2.5	216.
8	1.	0.5	13.5	6.75	2.5	16.875
9	3.	0.5	15.5	11.625	2.5	29.063
9	3.	0.5	15.5	11.625	2.5	29.063

No segmen	b (m)	l (m)	t (m)	Volume (m ³)	γ (t/m ³)	W (ton)
10	7.	1.4	15.5	151.9	2.5	379.75
11	2.5	0.2	12.9	6.45	2.5	16.125
12	0.3	0.1	12.9	0.387	2.5	0.968
13	4.3	3.	0.3	7.74	2.5	19.35
14	1.3	5.8	0.3	2.262	2.5	5.655
15	3.	5.3	0.3	9.54	2.5	23.85
16	3.	0.5	0.3	0.45	2.5	1.125
17	3.	5.3	12.9	205.11	1.8	369.198
18	3.	0.5	12.9	9.675	1.8	17.415
19	2.45	3.	12.9	94.815	1.8	170.667
Wtotal =						1350.031ton

Setelah analisis berat abutment, maka dicari titik berat atau gaya pada abutment yaitu dengan metode statis momen. Perhitungan statis momen ditunjukkan pada Tabel 5.2. di bawah ini :

Tabel 5.2. Perhitungan statis momen

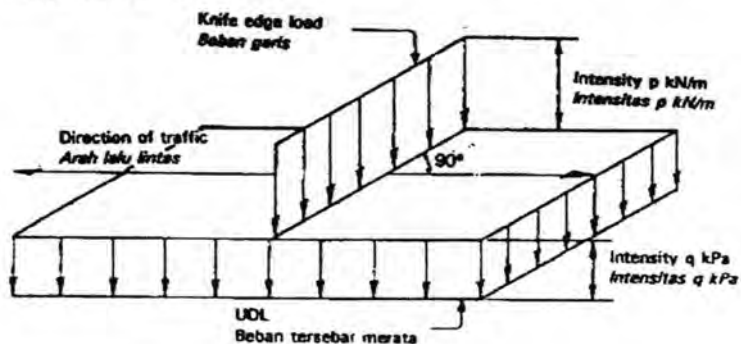
No segmen	W (ton)	x m	W . x (tm)	z m	W . z (tm)
1	9.113	-0.65	-5.923	9.75	88.847
2	18.563	-0.775	-14.386	8.8	163.35
3	11.138	-0.775	-8.632	8.	89.1
4	4.641	-0.683	-3.171	7.533	34.959
5	8.1	0.7	5.67	8.	64.8
6	3.375	0.633	2.138	7.533	25.425
7	216.	0.	0.	5.1	1101.6
8	16.875	0.	0.	1.65	27.844
9	29.063	-1.5	-43.594	1.567	45.531
9	29.063	1.5	43.594	1.567	45.531
10	379.75	0.	0.	0.7	265.825
11	16.125	-2.05	-33.056	9.5	153.188

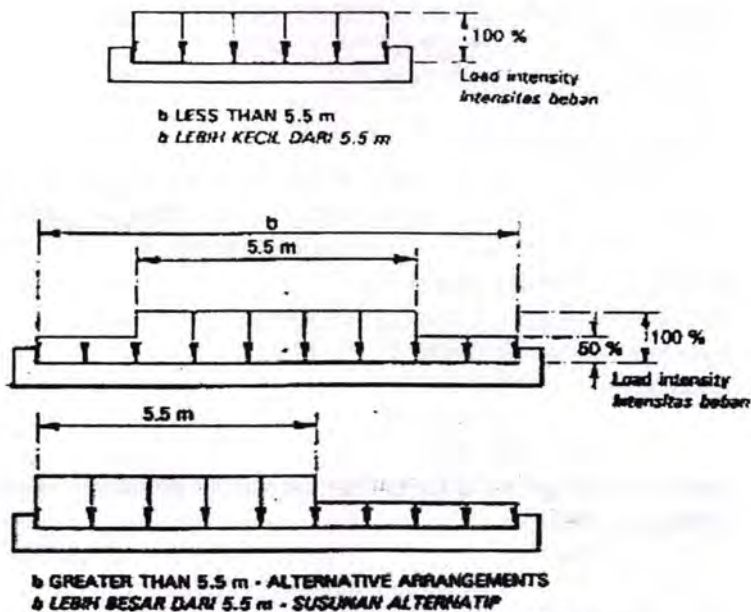
No segmen	W (ton)	x m	W . x (tm)	z m	W . z (tm)
12	0.968	-0.95	-0.919	9.35	9.046
13	19.35	-2.65	-51.278	3.4	65.79
14	5.655	-3.933	-22.243	5.267	29.783
15	23.85	-2.	-47.7	4.55	108.518
16	1.125	-2.5	-2.813	1.733	1.95
17	369.198	-2.	-738.396	4.55	1679.851
18	17.415	-2.5	-43.538	1.733	30.186
19	170.667	-1.725	-294.401	8.7	1484.803
		$W_x =$	-1258.647	$W_z =$	5515.926

Sehingga titik berat atau titik tangkap gaya dapat dicari dengan membagi W_{total}/W_x dan W_{total}/W_z . Dari perhitungan tersebut didapatkan x, z adalah $-0,93; 4,09$ terhadap titik O.

3. Beban lalu lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri dari beban KEL dan beban UDL (*BMS BDM*, 1992). Asumsi pembebanan KEL dan UDL seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 6.4 di bawah ini :





Gambar 5.4. Asumsi beban lalu lintas

Perhitungan beban lalu lintas :

Diketahui

Panjang bentang jembatan (L) = 30 m

Lebar perkerasan jembatan (b) = 11,5 m

Beban KEL (P) = 4,4 t/m

Beban UDL (q) = 0,8 t/m²

$$\begin{aligned} \text{Total beban KEL} &= 5.5 * P + (b - 5.5) * 0.5 * P \\ &= 5,5 * 4,4 + (11,5 - 5,5) * 0,5 * 4,4 \\ &= 37,4 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban UDL} &= (5.5 * q + (b - 5.5) * 0.5 * q) * L \\ &= (5,5 * 0,8 + (11,5 - 5,5)) * 0,5 * 0,8 * 30 \\ &= 102 \text{ ton} \end{aligned}$$

Faktor beban dinamik (DLA) = 40%

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban Lalin} &= (1+DLA)*(KEL+UDL) \\
 &= (1+40%)*(37,4+102) \\
 &= 195,16 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

4. Beban hidup trotoar

Analisis beban hidup trotoar berdasarkan *BMS BDC 1992* pasal 2.3.9. maka beban hidup trotoar direncanakan untuk memikul beban per m^2 dari luas yang dibebani.

Perhitungan beban hidup trotoar :

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang jembatan (L)} &= 30 \text{ m} \\
 \text{Lebar perkerasan jembatan (b)} &= 11,5 \text{ m} \\
 \text{Luas beban} &= 2*L*b \\
 &= 2*30*11,5 \\
 &= 42 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Maka diambil beban hidup trotoar sebesar 5 Kpa atau 0,5 t/m².

$$\begin{aligned}
 \text{Ptrotoar} &= 0,5*42 \\
 &= 21 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

5. Beban angin

Analisis beban angin berdasarkan *BMS BDC 1992* pasal 2.4.6, gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angin rencana. Kecepatan angin direncanakan sebesar 30 m/detik.

Perhitungan beban angin :

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang jembatan} &= 30 \text{ m} \\
 \text{Tinggi samping jemb. Yg kena angin} &= 1.97 \text{ m} \\
 \text{(d)} &= 1.97 \text{ m} \\
 \text{Lebar jembatan (b)} &= 13.5 \text{ m} \\
 \text{L koef. Bag. Samping jembatan (Ab)} &= 59.1 \text{ m}^2 \\
 \text{Ratio b/d (b/d)} &= 6.85 \\
 \text{Koef. Seret (Cw)} &= 1.25 \\
 \text{Kec. Angin rencana (Vw)} &= 30 \text{ m/s} \\
 \text{Tew} &= 0,0006*Vw^2*Ab \\
 \text{Gaya angin (Tew)} &= 39.89 \text{ KN} \\
 &= 3.99 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

6. Beban rem

Analisis beban rem berdasarkan *BMS BDC 1992* gambar 2.9. maka gaya rem untuk panjang bentang 30 m sebesar 250 KN atau 25 ton.

7. Beban gempa

Analisis beban gempa berdasarkan *BMS BDC 1992* pasal 2.4.7, beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada abutment direncanakan 50% dari total beban.

Perhitungan beban gempa :

$$\text{Koef. Geser (C)} = 0.18$$

Didapatkan dari *BMS BDC 1992* gambar 2.14 pada zona 3 dengan keadaan tanah sedang

$$\text{Faktor Tipe bangunan (S)} = 1$$

Didapat dari *BMS BDC 1992* Tabel 2.14 dimana diasumsikan sebagai bangunan daktail penuh (tipe A)

$$\text{Faktor kepentingan (I)} = 1$$

Didapat dari *BMS BDC 1992* Tabel 2.13 dimana diasumsikan ada jembatan alternatif lainnya

$$K_h = C * S$$

$$\text{Koef. Beban gempa horisontal (K}_h) = 0.18$$

$$\text{Berat mati atas (utk 1/2 bentang) Wt1} = 368.07 \text{ ton}$$

Didapat dari 50% beban struktur atas

$$\text{Berat mati abutment (Wt2)} = 1350,45 \text{ ton}$$

$$T_{eq} = W_t * K_h * I$$

$$\begin{aligned} \text{Beban gempa struktur atas (T}_{eq1}) \\ = 368.07 * 0,18 * 1 &= 66.25 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban gempa abutment (T}_{eq2}) \\ = 1350,45 * 0,18 * 1 &= 243.08 \text{ ton} \end{aligned}$$

8. Beban tekanan tanah

Analisis beban gempa berdasarkan *BMS BDC 1992* pasal 2.2.6 dimana tekanan tanah dihitung berdasarkan harga nominal

ws, c dan ϕ . Pada bagian tanah di belakang abutment diperhitungkan beban tambahan yang bekerja adalah setara 0,6 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas. Beban tekanan tanah juga diperhitungkan bila terjadi gempa.

Perhitungan beban tekanan tanah :

Normal

Berat volume tanah (γt)	=	1.8 t/m ³
Sudut geser tanah (ϕ)	=	30°
Koefisien geser tanah (c)	=	10 Kpa

$$= 1 \text{ t/m}^2$$

Rencana sudut geser tembok (δ)	=	20°
---	---	-----

$\delta = 2/3 \phi'$ diasumsikan dinding halus dicor menggunakan bekisting konvensional berdasarkan *BMS BDC 1992 pasal 4.2.4.1.2*

Sudut kemiringan dari urugan (α)	=	3,43°
---	---	-------

Didapat dari kemiringan jalan 6%

Koefisien tekanan tanah aktif (K_a)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta' + \beta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \beta) \cos(\alpha - \beta)}} \right)^2}$$

$$K_a = \frac{\cos^2(30 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(20 + 0) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \sin(30 - 3,43)}{\cos(20 + 0) \cos(3,43 - 0)}} \right)^2}$$

$$K_a = 0,31$$

Kedalaman tanah (H)	=	10,2 m
Timbunan tanah (q)	=	1.08 t/m ²

Tekanan tanah akibat timbunan (P_{TA1})

$$\begin{aligned} P_{TA1} &= q * K_a * H * b = 1,08 * 0,31 * 10,2 * 12,9 \\ &= 44,06 \text{ ton} \end{aligned}$$

Tekanan tanah aktif (P_{TA2})

$$\begin{aligned} P_{TA2} &= 0,5 * \gamma t * K_a * H^2 * b = 0,5 * 1,8 * 0,31 * 10,2^2 * 12,9 \\ &= 374,53 \text{ ton} \end{aligned}$$

Akibat gempa (tekanan tanah dinamik)

Jika diasumsikan abutment sebagai tembok fleksibel (*BMS BDC 1992 Lampiran A-21*)

Sudut kemiringan tepi belakang tembok, diukur terhadap vertikal (β)

$$\beta = 0^\circ$$

Sudut geser tanah nominal (ϕ')

$$\begin{aligned}\phi' &= \tan^{-1}(K_\phi^r \cdot \tan \phi) \\ &= \tan^{-1}(0,8 \cdot \tan 30) = 24,79^\circ\end{aligned}$$

Sudut kemiringan dari urugan (α) = 3,43°

Didapat dari kemiringan jalan sebesar 6%

Rencana sudut geser tembok (δ) = 16.53°

$\delta = 2/3 \phi'$ diasumsikan dinding halus dicor menggunakan bekisting konvensional berdasarkan *BMS BDC 1992 pasal 4.2.4.1.2*

Koefisien gempa ($\theta = \tan^{-1}k_h$) = 10,2°

Koefisien tekanan tanah aktif dinamik (K_{aG})

Jika $\sin(\phi' - \alpha - \theta) < 0$ maka dipakai $\sin(0)$

$\sin(24,79 - 3,43 - 10,2) = \sin(11,16^\circ)$ maka dipakai $\sin(11,16^\circ)$

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi' - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta' + \beta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \alpha - \theta)}{\cos(\delta' + \beta + \theta) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2}$$

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(24,79 - 0 - 10,2)}{\cos 10,2 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(16,53 + 0 + 10,2) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(24,79 + 16,53) \sin(24,79 - 3,43 - 10,2)}{\cos(16,53 + 0 + 10,2) \cos(0 - 3,43)}} \right)^2}$$

$$K_{aG} = 0,56$$

Tambahan koefisien tekanan tanah dinamik (ΔK_{aG})

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a = 0,56 - 0,31 = 0,25$$

Tekanan tanah dinamik (ΔPG)

$$\Delta PG = \frac{\gamma_s \cdot H^2}{2} \cdot \Delta K_{aG} \cdot b = \frac{1,8 \cdot 10,2^2}{2} \cdot 0,25 \cdot 12,9 = 302,7 \text{ ton}$$

Dari analisis pembebanan diatas, maka langkah selanjutnya adalah analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya tersebut dipusatkan pada center poer. Berikut ini perhitungan momen dan gaya yang bekerja pada poer ditunjukkan pada Tabel 5.3.

Tabel 5.3. Perhitungan Momen dan gaya pada center poer

No	Uraian	V ton	Hx ton	Hy ton	x	y	z	Mx (t.m)	My (t.m)
1	Beban tetap								
	Struktur atas	368.07	-	-	-	-	8.30	-	-
	Abutment	1350.45	-	-	-0.93	-	4.09	-	-1255.
	P _{TA1}	-	44.06	-	-	-	5.10	-	224.
	P _{TA2}	-	374.53	-	-	-	3.40	-	1273.
	Tekanan Tanah Gempa	-	302.70	-	-	-	5.10	-	1543.
2	Transient Action								
	UDL+KEL	195.16	-	-	-	-	8.30	-	-
	Gaya rem	-	25.00	-	-	-	8.30	-	207.
	Pejalan kaki	21.00	-	-	-	-	8.30	-	-
	Angin	-	-	3.99	-	-	8.30	33.11	-
3	Aksi Lain (Gempa)								
	Eq Struktur atas	-	66.25	66.25	-	-	8.30	549.90	549
	Eq abutment	-	243.08	243.08	-0.93	-	4.09	993.18	993

Kombinasi yang dipakai untuk kekuatan pondasi adalah

$$1. P_{ms} + P_{TA} + T_{TD} + T_{TD} + T_{TB} + T_{EW} \rightarrow \text{Kombinasi 1}$$

$$V = 368.07 + 1350.45 + 195.16 = 1934.69 \text{ ton}$$

$$M_x = 33,11 \text{ tm}$$

$$M_y = -1255.16 + 207,5 + (224.72 + 1273.40) = 450.462 \text{ tm}$$

2. $P_{ms} + \Delta PG + 30\% E_x + E_y \rightarrow$ Kombinasi 2
 $V = 368.07 + 1350,45 = 1718.53$ ton
 $M_x = 549.90 + 993,18 = 1543.08$ tm
 $M_y = -1255.16 + 1543,76 + (549.90 + 993,18) * 0,3$
 $= 751.52$ tm
3. $P_{ms} + \Delta PG + 30\% E_y + E_x \rightarrow$ Kombinasi 3
 $V = 368.07 + 1350,45 = 1718.53$ ton
 $M_x = (549.90 + 993,18) * 0,3 = 462.92$ tm
 $M_y = -1255.162 + (1543,76) + 549.90 + 993,18$
 $= 1831.68$ tm

Dari kombinasi tersebut diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus :

$$\bar{P} = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x * y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y * x}{\sum x^2}$$

Dengan

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (ton)

V = total gaya aksial (ton)

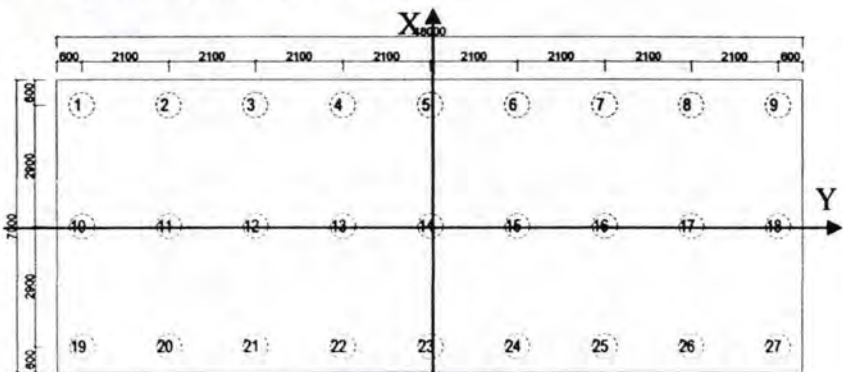
n = jumlah tiang pancang (buah)

M_x = Momen sumbu x (tm)

M_y = Momen sumbu y (tm)

Y = jarak tiang terhadap sumbu x

X = jarak tiang terhadap sumbu y



Gambar 5.5. Urutan konfigurasi tiang pancang

Tabel 5.4. Perhitungan kemampuan per tiang

No	x	y	x ²	y ²	komb. 1	komb. 2	komb. 3
1	2.9	-7.	8.41	49.	79.864	58.452	92.860
2	2.9	-5.25	8.41	27.563	79.969	63.350	94.330
3	2.9	-3.5	8.41	12.25	80.074	68.249	95.800
4	2.9	-1.75	8.41	3.063	80.180	73.147	97.269
5	2.9	0.	8.41	0.	80.285	78.046	98.739
6	2.9	1.75	8.41	3.063	80.390	82.945	100.208
7	2.9	3.5	8.41	12.25	80.495	87.843	101.678
8	2.9	5.25	8.41	27.563	80.600	92.742	103.148
9	2.9	7.	8.41	49.	80.705	97.641	104.617
10	0.	-7.	0.	49.	71.235	44.055	57.771
11	0.	-5.25	0.	27.563	71.340	48.953	59.240
12	0.	-3.5	0.	12.25	71.445	53.852	60.710
13	0.	-1.75	0.	3.063	71.550	58.751	62.180
14	0.	0.	0.	0.	71.655	63.649	63.649
15	0.	1.75	0.	3.063	71.760	68.548	65.119
16	0.	3.5	0.	12.25	71.865	73.447	66.588
17	0.	5.25	0.	27.563	71.970	78.345	68.058
18	0.	7.	0.	49.	72.076	83.244	69.528
19	-2.9	-7.	8.41	49.	62.605	29.658	22.681
20	-2.9	-5.25	8.41	27.563	62.710	34.556	24.151
21	-2.9	-3.5	8.41	12.25	62.815	39.455	25.620
22	-2.9	-1.75	8.41	3.063	62.920	44.354	27.090
23	-2.9	0.	8.41	0.	63.026	49.252	28.560
24	-2.9	1.75	8.41	3.063	63.131	54.151	30.029
25	-2.9	3.5	8.41	12.25	63.236	59.050	31.499
26	-2.9	5.25	8.41	27.563	63.341	63.948	32.968
27	-2.9	7.	8.41	49.	63.446	68.847	34.438
			151.38	551.25			

Dari Tabel 5.4. dapat diketahui nilai maksimum (P_{max}) untuk kemampuan tiang pancang akibat beban tetap (kombinasi 1) adalah 80.705 ton dan nilai minimum (P_{min}) adalah 62.605 ton. Sedangkan nilai maksimum (P_{max}) untuk kemampuan tiang pancang akibat beban sementara (kombinasi 2 dan kombinasi 3) adalah 104.617 ton dan nilai minimum (P_{min}) adalah 22.681 ton. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapat hasil reaksi berupa gaya aksial tekan saja maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang pancang yang berdiameter 50 cm dan berdasarkan data tanah pada Bor 3 (abutment arah Glenmore) dan Bor 2 (abutment arah Jember). Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus dan hasilnya ditunjukkan dalam Tabel 5.5.:

$$Q_{ult} = C A + p \sum L_i f_i$$

$$Q_{ijin} = Q_{ult}/SF$$

Dengan

C = diperoleh dari grafik (L_e/D dan C/N)

A = luas penampang tiang

p = keliling tiang

L_i = tebal lapisan tanah yang ditinjau

f_i = $N_{rata-rata}/5$ untuk tanah pasir ($N_{rata-rata}/5 \leq 10$) atau N untuk tanah lempung ($N \leq 12$)

SF = 3 untuk beban tetap dan 2 untuk beban sementara

Tabel 5.5. Perhitungan daya dukung tanah B3

Kedalaman (m)	N	Sandy / Clay	Sand-Clay-Silt	Lekatan = Sand N/5 ≤ 10	Lekatan = Clay c atau N (≤12)	Lekatan (t/m ²)	Jumlah lekatan (t)	N rata2 (4D dari ujung) Na2	N ujung tiang N ¹	N rata2 ujung = (N1+Na2)/2 ≤ 40	Kedalaman (m)	P Ijin tekan (SF=3) ton
0	0	C										
-1	0	C	Si-C		2.5	4.71	4.71	0	2.5	1.25	-1	4.58
-2	5	C	Si-C		5	9.42	9.42	3.17	5	4.08	-2	9.82
-3	4.5	C	Si-C		4.5	8.48	17.91	4.50	4.5	4.50	-3	12.17
-4	4	C	Si-C		4	7.54	25.45	4.67	4	4.33	-4	14.05
-5	5.5	C	Si-C		5.5	10.37	35.81	5.50	5.5	5.50	-5	18.46
-6	7	C	Si-C		7	13.19	49.01	7.00	7	7.00	-6	24.09
-7	8.5	C	Si-C		8.5	16.02	65.03	8.50	8.5	8.50	-7	30.50
-8	10	C	Si-C		10	18.85	83.88	9.83	10	9.92	-8	37.59
-9	11	C	Si-C		11	20.73	104.62	11.00	11	11.00	-9	44.77
-10	12	C	Si-C		12	22.62	127.23	12.00	12	12.00	-10	52.36
-11	13	C	Si-C		12	22.62	149.85	13.00	13	13.00	-11	59.95
-12	14	C	Si-C		12	22.62	172.47	15.17	14	14.58	-12	68.31
-13	18.5	S	Si-S	3.7		6.97	179.45	18.50	18.5	18.50	-13	75.37
-14	23	S	Si-S	4.6		8.67	188.12	27.67	23	25.33	-14	95.02
-15	41.5	S	Si-S	8.3		15.65	203.76	41.50	41.5	40.00	-15	123.36
-16	60	S	Si-S	10		18.85	222.61	54.33	60	40.00	-16	128.60
-17	61.5	S	Si-S	10		18.85	241.46	61.50	61.5	40.00	-17	133.83
-18	63	S	Si-S	10		18.85	260.31	63.17	63	40.00	-18	139.07
-19	65	S	Si-S	10		18.85	279.16	65.00	65	40.00	-19	144.30
-20	67	S	Si-S	10		18.85	298.01	66.33	67	40.00	-20	149.54

Tabel 5.6. Perhitungan daya dukung tanah B2

Kedalaman (m)	N	Sandy / Clay	Sand-Clay-Silt	Lekatan = Sand $N/5 \leq 10$	Lekatan = Clay c atau $N \leq 12$	Lekatan (f/m')	Jumlah lekatan (t)	N rata2 (4D dari ujung) N_{a2}	N ujung tiang N_1	N rata2 ujung $= (N_1 + N_{a2})/2 \leq 40$	Kedalaman (m)	P Ijin tekan (SF=3) ton	P Ijin tekan (SF=2) ton
0	0	C											
-1	1.5	C	Si-C		1.5	2.36	2.36	0	1.5	0.75	-1	2.75	4.12
-2	3	C	Si-C		3	4.71	7.07	3.17	3	3.08	-2	6.39	9.59
-3	5	C	Si-C		5	7.85	14.92	5.00	5	5.00	-3	11.52	17.28
-4	7	C	Si-C		7	11.00	25.92	6.00	7	6.50	-4	17.15	25.72
-5	6	C	Si-C		6	9.42	35.34	6.00	6	6.00	-5	19.63	29.45
-6	5	C	Si-C		5	7.85	43.20	5.67	5	5.33	-6	21.38	32.07
-7	6	C	Si-C		6	9.42	52.62	6.00	6	6.00	-7	25.39	38.09
-8	7	C	Si-C		7	11.00	63.62	7.83	7	7.42	-8	30.91	46.37
-9	11	C	Si-C		10.5	16.49	80.11	10.50	10.5	10.50	-9	40.45	60.67
-10	14	C	Si-C		12	18.85	98.96	17.67	14	15.83	-10	53.71	80.57
-11	29	C	Si-C		12	18.85	117.81	28.50	28.5	28.50	-11	76.58	114.86
-12	43	S	Si-C	8.6		13.51	131.32	41.67	43	40.00	-12	96.13	144.20
-13	54	S	Si-S	10		15.71	147.03	53.50	53.5	40.00	-13	101.37	152.05
-14	64	S	Si-S	10		15.71	162.73	60.83	64	40.00	-14	119.69	179.54
-15	65	S	Si-S	10		15.71	178.44	65.00	65	40.00	-15	124.93	187.40
-16	66	S	Si-S	10		15.71	194.15	65.83	66	40.00	-16	130.17	195.25
-17	67	S	Si-S	10		15.71	209.86	66.50	66.5	40.00	-17	135.40	203.10
-18	67	S	Si-S	10		15.71	225.57	67.33	67	40.00	-18	140.64	210.96
-19	69	S	Si-S	10		15.71	241.27	68.50	68.5	40.00	-19	145.87	218.81
-20	70	S	Si-S	10		15.71	256.98	68.50	70	40.00	-20	151.11	226.67

Dari perhitungan daya dukung tanah, tiang pancang dipasang sampai kedalaman 16 m untuk data B3 sehingga Pijin tekan untuk beban tetap (SF=3) adalah 128.596 ton dan Pijin tekan untuk beban sementara (SF=2) adalah 192.894 ton. Sedangkan tiang pancang dipasang sampai kedalaman 14 m untuk data B2 sehingga Pijin tekan untuk beban tetap (SF=3) adalah 119,69 ton dan Pijin tekan untuk beban sementara (SF=2) adalah 179,54 ton. Adapun Pijin tersebut harus dikalikan dengan efisiensi kelompok tiang. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus :

$$\eta = 1 - \theta((n-1)m + (m-1)n) / (\pi/2 \cdot m \cdot n)$$

$$\theta = \tan^{-1}(D/S)$$

Dengan

η = efisiensi kelompok tiang

θ = dalam radian

D = diameter tiang (m) = 0,5m

S = jarak antar tiang (m) tegak lurus sumbu x = 1,75 m

S = jarak antar tiang (m) tegak lurus sumbu y = 2,9 m

m = jumlah tiang dalam satu kolom = 9

n = jumlah tiang dalam satu baris = 3

$$\theta = \tan^{-1}(0,5/1,75)$$

$$= 0,28$$

$$\eta = 1 - 0,38 * ((3-1)*9 + (9-1)3) / (\pi/2 \cdot 9 \cdot 3)$$

$$= 0,7244$$

maka Pijin tekan data B3 adalah

Pijin beban tetap = 128.596 x 0,7244

$$= 93,16 \text{ ton}$$

Pijin beban sementara = 192.894 x 0,7244

$$= 139.732 \text{ ton}$$

Sedangkan Pijin tekan data B2 adalah

Pijin beban tetap = 119,69 x 0,7244

$$= 86.707 \text{ ton}$$

Pijin beban sementara = 179,54 x 0,7244

$$= 130.06 \text{ ton}$$

Sehingga

Pijin beban tetap > Pmaks beban tetap OK

Pijin beban sementara > Pmaks beban sementara OK

Setelah mendapat P yang terjadi maka dilakukan analisis kontrol geser pons dan kontrol gaya horisontal terhadap tiang. Kontrol geser pons dihitung untuk mengetahui kemampuan beton menahan geser dan kontrol gaya horisontal untuk mengetahui HI tiang yang terjadi harus kurang dari Hijin.

Kontrol Geser Pons

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} * b_w * d_o$$

Dengan

$$b_w = \text{keliling tiang} + \text{tebal poer} \\ = 3,14 * 500 + 1400 = 2970,796 \text{ mm}$$

$$d_o = \text{tebal poer} - \text{panjang tiang masuk poer} \\ = 1400 - 150 = 1250 \text{ mm}$$

V_c = kuat geser beton

f_c' = kuat tekan beton (25 Mpa)

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \sqrt{25} * 2970,796 * 1250 \right) / 10000 \\ = 333,584 \text{ ton}$$

$$V_c > V_{maks} / 0,6$$

$$333,584 \text{ ton} > 116,498 / 0,6$$

$$333,584 \text{ ton} > 194,164 \text{ ton} \dots\dots \text{OK} \quad (V_u / 0,6 < V_c)$$

Kontrol Gaya Horisontal

Arah Glenmore

Gaya-gaya horisontal (H_x) diperoleh dari gaya tekanan tanah akibat gempa + Beban rem + Beban 100% akibat gempa (Struktur atas + abutment) searah dengan arah sumbu X yang besarnya adalah

$$H_x = 302,70 + 25 + 66,25 + 243,08 \\ = 637,03 \text{ ton}$$

Gaya-gaya horisontal (H_y) diperoleh dari Beban 30% akibat gempa (Struktur atas + abutment) dan beban angin searah dengan arah sumbu Y yang besarnya adalah

$$H_y = 0,3 \cdot (66,25 + 243,08) \\ = 92,8 \text{ ton}$$

$$H = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$$

$$H = \sqrt{637,03^2 + 92,8^2} = 643,76 \text{ ton}$$

$$H \text{ ltiang} = H/n \\ = 643,76 / 27 \\ = 23,84 \text{ ton}$$

Kemampuan tambahan tiang menahan gaya horisontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang sebesar d

$$d = 1 \text{ cm}$$

$$k_o = 0,2 \cdot E_o \cdot D^{-3/4}$$

E_o = modulus deformasi tanah pondasi, biasanya diperkirakan dari $E_o = 28N$. Nilai N diambil N rata-rata sampai pada kedalaman tiang pancang yang masuk kedalam tanah.

$$= 28 \cdot 15 = 420$$

$$D = \text{diameter tiang} = 50 \text{ cm (diameter dalam } D' = 41 \text{ cm)}$$

$$K_o = 0,2 \cdot 420 \cdot 50^{-3/4} \\ = 4,47$$

Hijin tiang tenggelam dalam tanah adalah

$$Hijin = k \cdot D \cdot d / \beta$$

$$k = k_o \cdot y^{-1/2} \\ = 4,47 \cdot 1 = 4,47$$

$$E = \text{modulus elastisitas beton tiang} \\ = 4730 \cdot \sqrt{25} \cdot 10 = 304708,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \text{inersia tiang} = \pi/64 \cdot (D^4 - D'^4) \\ = \pi/64 \cdot (50^4 - 41^4) = 168086,94 \text{ cm}^4$$

$$\beta = (k \cdot D / (4E \cdot I))^{0,25} \\ = (4,47 \cdot 60 / (4 \cdot 304708,93 \cdot 168086,94))^{0,25} \\ = 0,0057 \text{ cm}^{-1}$$

$$\begin{aligned}
 H_{ijin} &= k \cdot D \cdot d / \beta \\
 &= 4.47 \cdot 50 \cdot 1 / 0.0057 \\
 &= 38871.93 \text{ kg} = 38,87 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$H_{l\text{tiang}} < H_{ijin}$ OK

Arah Jember

Gaya-gaya horisontal (H_x) diperoleh dari gaya tekanan tanah akibat gempa + Beban rem + Beban 100% akibat gempa (Struktur atas + abutment) searah dengan arah sumbu X yang besarnya adalah

$$\begin{aligned}
 H_x &= 302,70 + 25 + 66.25 + 243,08 \\
 &= 637.03 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Gaya-gaya horisontal (H_y) diperoleh dari Beban 30% akibat gempa (Struktur atas + abutment) dan beban angin searah dengan arah sumbu Y yang besarnya adalah

$$\begin{aligned}
 H_y &= 0,3 \cdot (66.25 + 243,08) \\
 &= 92.8 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$H = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$$

$$H = \sqrt{637.03^2 + 92.8^2} = 643.76 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 H_{l\text{tiang}} &= H/n \\
 &= 643.76 / 27 \\
 &= 23.84 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Kemampuan tambahan tiang menahan gaya horisontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang sebesar d

$$d = 1 \text{ cm}$$

$$k_o = 0,2 \cdot E_o \cdot D^{-3/4}$$

E_o = modulus deformasi tanah pondasi, biasanya diperkirakan dari $E_o = 28N$. Nilai N diambil $N_{rata-rata}$ sampai pada kedalaman tiang pancang yang masuk kedalam tanah.

$$= 28 \cdot 18.14 = 508$$

$$D = \text{diameter tiang} = 60 \text{ cm (diameter dalam } D' = 50 \text{ cm)}$$

$$\begin{aligned}
 K_o &= 0,2 \cdot 508 \cdot 50^{-3/4} \\
 &= 5,40
 \end{aligned}$$

Hijin tiang tenggelam dalam tanah adalah

$$Hijin = k \cdot D \cdot d / \beta$$

$$k = k_0 \cdot y^{-1/2}$$

$$= 5,40 \cdot 1 = 5,40$$

E = modulus elastisitas beton tiang

$$= 4730 \cdot \sqrt{25} \cdot 10 = 304708.93 \text{ kg/cm}^2$$

I = inersia tiang = $\pi/64 \cdot (D^4 - D^4)$

$$= \pi/64 \cdot (50^4 - 41^4) = 168086.94 \text{ cm}^4$$

$\beta = (k \cdot D / (4E \cdot I))^{0.25}$

$$= (5,4 \cdot 60 / (4 \cdot 304708.93 \cdot 168086.94))^{0.25}$$

$$= 0.0060 \text{ cm}^{-1}$$

$$Hijin = 5,40 \cdot 50 \cdot 1 / 0.0060$$

$$= 44832.91 \text{ kg} = 44,83 \text{ ton}$$

Hltiang < Hijin OK

5.1.2. Poer

Perhitungan analisis poer berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (*ultimate*). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada tiang pancang. Berikut di bawah ini analisis perencanaan poer :

Analisis Beban

Dalam perhitungan beban pada Tabel 5.3. dimana beban – beban tersebut dikalikan dengan faktor beban batas. Faktor untuk beban mati adalah 1,3, faktor untuk beban hidup adalah 2, faktor untuk beban lateral adalah 1,25 dan faktor beban gempa adalah 1.

Kombinasi yang dipakai untuk perencanaan poer adalah

$$1. \quad 1,3P_{ms} + 1,25P_{TA} + 2T_{TD} + 2T_{TP} + 2T_{TB} + 1,2T_{EW} \longrightarrow \text{Kombinasi 1}$$

$$V = 1,3(368.07 + 1350,45) + 2 \cdot 195,16 = 2666.407 \text{ ton}$$

$$M_x = 1,2 \cdot 33,11 = 39.733 \text{ tm}$$

$$M_y = 1,3(-1255.16) + 2 \cdot 207,5 + 1,25(224.72 + 1273.40)$$

$$= 655.944 \text{ tm}$$

2. $1,3P_{ms} + \Delta PG + 30\%E_x + E_y \rightarrow$ Kombinasi 2
 $V = 1,3(368,07 + 1350,45) = 2234,087 \text{ ton}$
 $M_x = 549,90 + 993,18 = 1543,079 \text{ tm}$
 $M_y = 1,3(-1255,16) + 1543,76 + (549,90 + 993,18) * 0,3$
 $= 374,973 \text{ tm}$
3. $1,3P_{ms} + \Delta PG + 30\%E_y + E_x \rightarrow$ Kombinasi 3
 $V = 1,3(368,07 + 1350,45) = 2234,087 \text{ ton}$
 $M_x = (549,90 + 993,18) * 0,3 = 462,924 \text{ tm}$
 $M_y = 1,3(-1255,162) + 1543,76 + 549,90 + 993,18$
 $= 1455,128 \text{ tm}$

Dari kombinasi tersebut diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus dan urutan konfigurasi tiang pancang seperti pada Gambar 6.5 :

$$P = V/n \pm \frac{M_x * y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y * x}{\sum x^2}$$

Dengan

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (ton)

V = total gaya aksial (ton)

n = jumlah tiang pancang (buah)

M_x = Momen sumbu x (tm)

M_y = Momen sumbu y (tm)

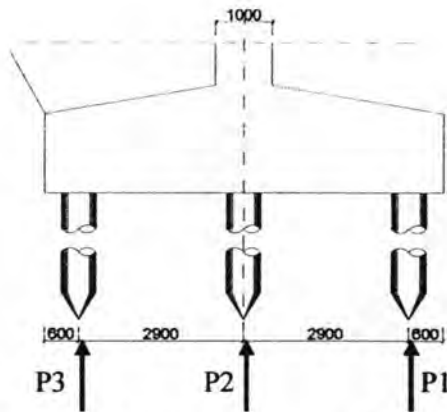
Y = jarak tiang terhadap sumbu x

X = jarak tiang terhadap sumbu y

Tabel 5.7. Perhitungan kemampuan ultimate per tiang

No	x	y	x^2	y^2	Komb. 1	Komb. 2	Komb. 3
1	2.9	-7.	8.41	49.	110.817	70.333	104.742
2	2.9	-5.25	8.41	27.563	110.943	75.231	106.211
3	2.9	-3.5	8.41	12.25	111.070	80.130	107.681
4	2.9	-1.75	8.41	3.063	111.196	85.029	109.150
5	2.9	0.	8.41	0.	111.322	89.927	110.620
6	2.9	1.75	8.41	3.063	111.448	94.826	112.090
7	2.9	3.5	8.41	12.25	111.574	99.725	113.559
8	2.9	5.25	8.41	27.563	111.700	104.623	115.029

No	x	y	x ²	y ²	Komb. 1	Komb. 2	Komb.
9	2.9	7.	8.41	49.	111.826	109.522	116.4
10	0.	-7.	0.	49.	98.251	63.149	76.8
11	0.	-5.25	0.	27.563	98.377	68.048	78.3
12	0.	-3.5	0.	12.25	98.504	72.947	79.8
13	0.	-1.75	0.	3.063	98.630	77.845	81.2
14	0.	0.	0.	0.	98.756	82.744	82.7
15	0.	1.75	0.	3.063	98.882	87.643	84.2
16	0.	3.5	0.	12.25	99.008	92.541	85.6
17	0.	5.25	0.	27.563	99.134	97.440	87.1
18	0.	7.	0.	49.	99.260	102.339	88.6
19	-2.9	-7.	8.41	49.	85.685	55.966	48.9
20	-2.9	-5.25	8.41	27.563	85.811	60.865	50.4
21	-2.9	-3.5	8.41	12.25	85.938	65.763	51.9
22	-2.9	-1.75	8.41	3.063	86.064	70.662	53.3
23	-2.9	0.	8.41	0.	86.190	75.561	54.8
24	-2.9	1.75	8.41	3.063	86.316	80.459	56.3
25	-2.9	3.5	8.41	12.25	86.442	85.358	57.8
26	-2.9	5.25	8.41	27.563	86.568	90.257	59.2
27	-2.9	7.	8.41	49.	86.694	95.155	60.7
Σ =			151.38	551.25			



Gambar 5.6. Analisis gaya pada poer

	komb. 1	komb. 2	komb. 3
$\Sigma P1 =$ jumlah P1 s/d P9	790.32 ton	597.77 ton	784. ton
$\Sigma P2 =$ jumlah P9 s/d P18	888.8 ton	744.7 ton	744.7 ton
$\Sigma P3 =$ jumlah P17 s/d P27	564.13 ton	468.47 ton	282.24 ton

L1 =	Jarak titik P1 ke muka dinding abutment =	2,4 m
L2 =	Jarak titik P2 ke muka dinding abutment =	0 m
L3 =	Jarak titik P3 ke muka dinding abutment =	2,4 m

Momen	Mkomb. 1	Mkomb. 2	Mkomb. 3
M1 =	1896.77 tm	0. tm	1881.61 tm
M3 =	1353.92 tm	0. tm	677.37 tm

Untuk penulangan poer dipakai hasil reaksi dari kombinasi 3 yaitu $1,3DL+2LL+1,25(P_{TA1}+P_{TA2})$. Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan poer sebesar 1896.77 tm atau 18967706787.395 Nmm.

Penulangan

Diketahui :

f_c' =	29,05	Mpa
f_y =	400	Mpa

b	=	15500	mm
dc	=	50	mm
h	=	1400	mm
d	=	1337.5	mm
Krc	=	0.75	
Tul. lentur		D25	mm
Tul. Pembagi		D16	mm

Penulangan Lentur

$$M^* = 18967706787.395 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y$$

$$= 0.0035$$

$$\rho_b = ((0.85 \times f_c \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$= 0.0271$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0.0203$$

$$M^*/bd^2 = 0.70499 \quad \text{N/mm}^2$$

Lihat grafik (BMS, BDM hal 5.18)

$$\rho = 0.0024$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho \leq \rho_{\min}$$

$$0.0024 \leq 0.0035$$

pakai $\rho = 0.0035$

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

$$= 71474.375 \quad \text{mm}^2$$

Dipasang tulangan D25 – 100 mm (As pasang = 76576.32 mm²)

Penulangan pembagi

$$A_{st} = 20\% \times \text{tulangan } A_{st} \text{ pasang}$$

$$= 15315.264 \text{ mm}^2$$

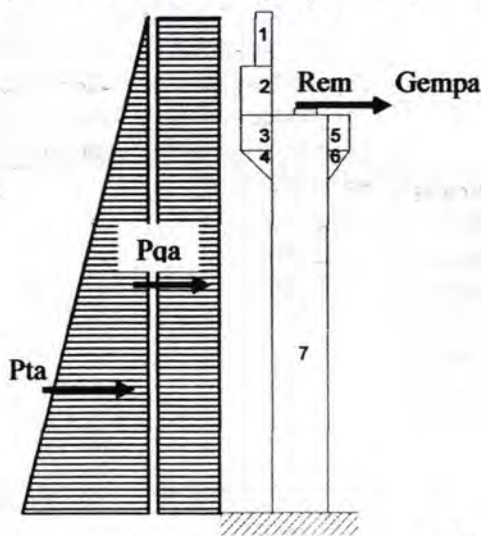
Dipasang tulangan D16 – 200 (As pasang = 15582.30 mm²)

5.1.3. Dinding Abutment

Perhitungan analisis dinding abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (*ultimate*). Berikut di bawah ini analisis perencanaan dinding abutment :

Analisis Beban

Analisis pembebanan dinding abutment ditunjukkan pada Gambar 5.7. dengan beban yang ada yaitu beban sendiri, beban tekanan tanah, beban rem dan beban gempa. Perhitungan beban akan ditunjukkan pada Tabel 5.7. dimana beban – beban tersebut dikalikan dengan faktor beban batas. Faktor untuk beban mati adalah 1,3, faktor untuk beban hidup adalah 2, faktor untuk beban lateral adalah 1,25 dan faktor beban gempa adalah 1.



Gambar 5.7. Analisis Pembebanan pada dinding abutment

Tabel 5.8. Perhitungan gaya dan momen pada dinding abutment

Gaya Yang Bekerja (Ton)		1.3DL + 2LL + 1.25Ta			DL + LL + Ta + EQ		
		Vu (Ton)	L (m)	Mu (tm)	V (Ton)	L (m)	M (tm)
Berat Struktur Atas	368.07	478.50	0.00	0.00	368.07	0.00	0.00
(1+DLA)*(UDL+KEL)	195.16	390.32	0.00	0.00	195.16	0.00	0.00
Bagian 1	9.11	11.85	-0.65	-7.70	9.11	-0.65	-5.9
Bagian 2	18.56	24.13	-0.78	-18.70	18.56	-0.78	-14.3
Bagian 3	11.14	14.48	-0.78	-11.22	11.14	-0.78	-8.0
Bagian 4	5.57	7.24	-0.68	-4.95	5.57	-0.68	-3.8
Bagian 5	8.10	10.53	0.70	7.37	8.10	0.70	5.0
Bagian 6	4.05	5.27	0.63	3.33	4.05	0.63	2.9
Bagian 7	216.00	280.80	0.00	0.00	216.00	0.00	0.00
P _{TA1}	248.00	309.99	1.38	428.82	248.00	1.38	343.0
P _{TA2}	35.85	44.82	4.15	186.00	35.85	4.15	148.0
Rem	25.00	50.00	6.40	320.00	25.00	6.40	160.0
Gempa struktur atas	66.25				66.25	6.40	803.4
Gempa bagian 1	1.64				1.64	7.85	12.8
Gempa bagian 2	3.34				3.34	6.90	23.0
Gempa bagian 3	2.00				2.00	6.10	12.2
Gempa bagian 4	1.00				1.00	5.60	5.6
Gempa bagian 5	1.46				1.46	6.10	8.9
Gempa bagian 6	0.73				0.73	5.60	4.1
Gempa bagian 7	38.88				38.88	3.20	124.5
		404.81		902.96	424.16		1461.94

Untuk penulangan dinding abutment dipakai hasil reaksi dari kombinasi DL + LL + Ta + EQ. Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan dinding abutment sebesar 1461.94 tm atau 14619410651.308 Nmm.

Penulangan

Diketahui :

f_c'	=	29,05	Mpa
f_y	=	400	Mpa
b	=	13500	mm
d_c	=	70	mm
h	=	1000	mm
d	=	917,5	mm
K_{rc}	=	0.75	
Tul. lentur		D25	mm
Tul. Pembagi		D16	mm
P_u/Ag	=	0.000062	< 0,001 diasumsikan dinding lentur

Penulangan Lentur

$$M^* = 14619410651.308 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y$$

$$= 0.0035$$

$$\rho_b = ((0.85 \times f_c' \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$= 0.0315$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0.0236$$

$$M^*/bd^2 = 1.28642 \text{ N/mm}^2$$

Lihat grafik (BMS, BDM hal 5.18)

$$\rho = 0.0045$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho \geq \rho_{\min}$$

$$0.0045 \geq 0.0035$$

pakai $\rho = 0.0045$

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

$$= 55141.258 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan D25 – 100 mm (A_s pasang = 66758.84 mm²)

Penulangan pembagi

$$\begin{aligned} A_{st} &= 20\% \times \text{tulangan } A_{st} \text{ pasang} \\ &= 20\% \times 66758.84 \\ &= 13351.769 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan D16 – 200 ($A_s \text{ pasang} = 13772.74 \text{ mm}^2$)

Kontrol Geser

$$\begin{aligned} \beta_1 &= (1,4 - d/2000) > 1.1 \\ &= 1,4 - 917,5/2000 = 0,9305 \\ &= 1.100 \end{aligned}$$

$$\beta_2 = 1.000$$

$$\beta_3 = 1.000$$

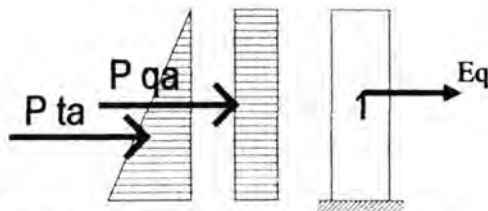
$$\begin{aligned} V_{uc} &= \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b \cdot d \cdot ((A_{st} \cdot f_c) / (b \cdot v \cdot d_o))^{1/2} \\ &= 734.352 \text{ ton} > V_u \text{ yang terjadi} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

5.1.4. Longitudinal Stopper 1

Perhitungan analisis longitudinal stopper 1 berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (*ultimate*). Berikut di bawah ini analisis perencanaan longitudinal stopper 1 :

Analisis Beban

Analisis pembebanan longitudinal stopper 1 ditunjukkan pada Gambar 5.8. dengan beban yang ada yaitu beban tekanan tanah dan beban gempa. Perhitungan beban akan ditunjukkan pada Tabel 5.8. dimana beban – beban tersebut dikalikan dengan faktor beban batas. Faktor untuk beban mati adalah 1,3, faktor untuk beban hidup adalah 2, faktor untuk beban lateral adalah 1,25 dan faktor beban gempa adalah 1.



Gambar 5.8. Analisis pembebanan pada longitudinal stopper 1

Tabel 5.9. Perhitungan gaya dan momen longitudinal stopper 1

Gaya Yang Bekerja (Ton)		1,3DL + 2LL + 1,25Ta			DL + LL + Ta + EQ		
		Vu (Ton)	L (m)	Mu (tm)	V (Ton)	L (m)	M (tm)
Pta	2.916	3.645	0.300	1.093	2.916	0.300	0.875
Pqa	3.888	4.860	0.450	2.187	3.888	0.450	1.750
Eq bagian 1	1.640	2.132	0.450	0.960	1.640	0.450	0.738
		10.637		4.240	8.444		3.362

Untuk penulangan longitudinal stopper 1 dipakai hasil reaksi dari kombinasi 1,3DL + 2LL + 1,25Ta. Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan longitudinal stopper 1 sebesar 4.240 tm atau 42399284.696 Nmm.

Penulangan

Diketahui :

$$f_c' = 29,05 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$b = 13500 \text{ mm}$$

$$d_c = 50 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$d = 242 \text{ mm}$$

$$K_{rc} = 0,75$$

$$\text{Tul. lentur} = D16 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Pembagi} = \phi 12 \text{ mm}$$

Penulangan Lentur

$$M^* = 42399284.696 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y$$

$$= 0,0035$$

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

$$= 0,0315$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0.0236$$

$$M^*/bd^2 = 0.05363 \quad N/mm^2$$

Lihat grafik (BMS, BDM hal 5.18)

$$\rho = 0.0002$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho \leq \rho_{min}$$

$$0.0002 \leq 0.0035$$

pakai $\rho = 0.0035$

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

$$= 11434.5 \quad mm^2$$

Dipasang tulangan D16 – 200 mm (A_s pasang = 13772.74 mm²)

Penulangan pembagi

$$A_{st} = 20\% \times \text{tulangan } A_{st} \text{ pasang}$$

$$= 20\% \times 13772.74$$

$$= 2754.548 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan $\phi 12$ – 250 (A_s pasang = 6220.35 mm²)

Kontrol Geser

$$\beta_1 = (1.4 - d/2000) > 1.1$$

$$= 1.4 - 242/2000$$

$$= 1.279$$

$$\beta_2 = 1.000$$

$$\beta_3 = 1.000$$

$$V_{uc} = \beta_1 \beta_2 \beta_3 b d ((A_{st} f_c) / (b v d o))^{1/3}$$

$$= 207.504 \text{ ton} > V_u \text{ yang terjadi} \quad \text{OK}$$

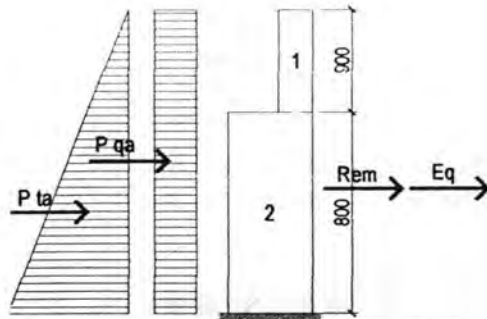
5.1.5. Longitudinal Stopper 2

Perhitungan analisis longitudinal stopper 2 berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (*ultimate*). Berikut di bawah ini analisis perencanaan longitudinal stopper 2 :

Analisis Beban

Analisis pembebanan longitudinal stopper 2 ditunjukkan pada Gambar 5.9. dengan beban yang ada yaitu beban rem, beban tekanan tanah dan beban gempa. Perhitungan beban akan

ditunjukkan pada Tabel 5.9. dimana beban – beban tersebut dikalikan dengan faktor beban batas. Faktor untuk beban mati adalah 1,3, faktor untuk beban hidup adalah 2, faktor untuk beban lateral adalah 1,25 dan faktor beban gempa adalah 1.



Gambar 5.9. Analisis pembebanan pada longitudinal stopper 2

Tabel 5.10. Perhitungan gaya dan momen longitudinal stopper 2

Gaya Yang Bekerja (Ton)		1.3DL + 2LL + 1.25Ta			DL + LL + Ta + EQ		
		Vu (Ton)	L (m)	Mu (tm)	V (Ton)	L (m)	M (tm)
Pta	10.404	13.005	0.567	7.369			
Pqa	7.344	9.180	0.850	7.803			
Gaya Rem	25.000	50.000	0.850	42.500			
Eq bagian 1	1.640				1.640	1.250	2.050
Eq bagian 2	3.341				3.341	0.400	1.337
Eq struktur atas	66.253				66.253	0.850	56.315
	73.849	72.184		57.672	71.235		59.702

Untuk penulangan longitudinal stopper 2 dipakai hasil reaksi dari kombinasi DL + LL + Ta + Eq. Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan longitudinal stopper 2 sebesar 59.702 tm atau 597021708.375 Nmm.

Penulangan

Diketahui :

f_c'	=	29,05	Mpa
f_y	=	400	Mpa
b	=	13500	mm
d_c	=	50	mm
h	=	550	mm
d	=	492	mm
K_{rc}	=	0.75	
Tul. lentur		D16	mm
Tul. Pembagi		$\phi 12$	mm

Penulangan Lentur

$$M^* = 597021708.375 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y$$

$$= 0.0035$$

$$\rho_b = ((0.85 \times f_c' \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$= 0.0315$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0.0236$$

$$M^*/bd^2 = 0.18269 \text{ N/mm}^2$$

Lihat grafik (BMS, BDM hal 5.18)

$$\rho = 0.0006$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho \leq \rho_{\min}$$

$$0.0006 \leq 0.0035$$

$$\text{pakai } \rho = 0.0035$$

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

$$= 23247 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan D16 – 100 mm (A_s pasang = 27344.42 mm²)**Penulangan pembagi**

$$A_{st} = 20\% \times \text{tulangan } A_{st} \text{ pasang}$$

$$= 20\% \times 27344.42$$

$$= 5468,884 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan $\phi 12 - 250$ (As pasang = 6220.35 mm^2)

Kontrol Geser

$$\begin{aligned}\beta_1 &= (1,4 - d/2000) > 1.1 \\ &= 1,4 - 492/2000 \\ &= 1.154\end{aligned}$$

$$\beta_2 = 1.000$$

$$\beta_3 = 1.000$$

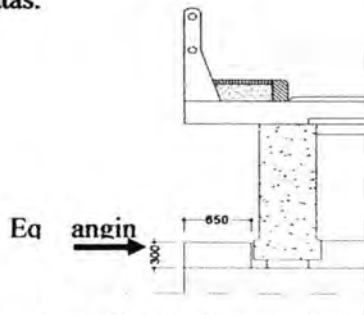
$$\begin{aligned}V_{uc} &= \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b \cdot d \cdot ((A_{st} \cdot f_c) / (b \cdot v \cdot d_o))^{1/3} \\ &= 377.639 \text{ ton} > V_u \text{ yang terjadi} \quad \text{OK}\end{aligned}$$

5.1.6. Lateral Stopper

Perhitungan analisis lateral stopper berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (*ultimate*). Berikut di bawah ini analisis perencanaan lateral stopper :

Analisis Beban

Analisis pembebanan lateral stopper ditunjukkan pada Gambar 5.10. dengan beban yang ada yaitu beban angin dan beban gempa. Perhitungan beban akan ditunjukkan pada Tabel 5.10. dimana beban – beban tersebut dikalikan dengan faktor beban batas.



Gambar 5.10. Analisis pembebanan lateral stopper

Tabel 5.11. Perhitungan gaya dan momen lateral stopper

Gaya Yang Bekerja (Ton)		DL + LL + Ta + EQ		
		V (Ton)	L (m)	M (tm)
Eq Struktur atas	22.084	22.084	0.300	6.625
		22.084		6.625

Untuk penulangan lateral stopper dipakai hasil reaksi dari kombinasi DL + LL + Ta + Eq. Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan lateral stopper sebesar 6.625 tm atau 66253362.750 Nmm.

Penulangan

Diketahui :

$$f_c' = 29,05 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$b = 1400 \text{ mm}$$

$$d_c = 50 \text{ mm}$$

$$h = 650 \text{ mm}$$

$$d = 614 \text{ mm}$$

$$K_{rc} = 0.75$$

$$\text{Tul. lentur} = D16 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Pembagi} = \phi 12 \text{ mm}$$

Penulangan Lentur

$$M^* = 66253362.750 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min} = 1,25/f_y$$

$$= 0.0031$$

$$\rho_b = ((0.85 \times f_c' \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$= 0.0315$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0.0236$$

$$M^*/bd^2 = 0.12635 \quad \text{N/mm}^2$$

Lihat grafik (BMS, BDM hal 5.18)

$$\rho = 0.0004$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\begin{array}{ccc} \rho & \leq & \rho_{min} \\ 0.0004 & \leq & 0.0031 \end{array}$$

pakai $\rho = 0.0031$

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

$$= 2677.5 \quad \text{mm}^2$$

Dipasang tulangan D16 – 100 mm (As pasang = 2814.87 mm²)

Penulangan pembagi

$$A_{st} = 20\% \times \text{tulangan } A_{st} \text{ pasang}$$

$$= 20\% \times 2814.87$$

$$= 562.973 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan $\phi 12$ – 200 (As pasang = 904.78 mm²)

KONTROL GESER

$$\beta_1 = 1.100 > 1.1$$

$$\beta_2 = 1.000$$

$$\beta_3 = 1.000$$

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b_v \cdot d_o \cdot ((A_{st} \cdot f_c) / (b_v \cdot d_o))^{1/3}$$

$$= 1,1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1400 \cdot 614 \cdot (2814.87 \cdot 25 / (1400 \cdot 614))^{1/3} \cdot 10^{-4}$$

$$= 43.071 \text{ ton} > V_u \text{ yang terjadi OK}$$

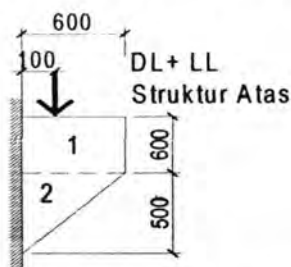
5.1.7. Korbrel

Perhitungan analisis korbrel berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (*ultimate*). Berikut di bawah ini analisis perencanaan korbrel :

Analisis Beban

Analisis pembebanan korbrel ditunjukkan pada Gambar 5.11. dengan beban yang ada yaitu berat sendiri korbrel, beban struktur atas, dan beban UDL dan KEL. Analisis beban ini memperhitungkan bila terjadi eksentrisitas dalam pemasangan perletakan sejauh 100 mm dari muka dinding abutment. Perhitungan beban akan ditunjukkan pada Tabel 5.11. dimana

beban – beban tersebut dikalikan dengan faktor beban batas. Untuk beban mati sebesar 1,3 dan beban hidup sebesar 2.



Gambar 5.11. Analisis pembebanan korsel

Tabel 5.12. Perhitungan gaya dan momen korsel

Gaya Yang Bekerja (Ton)		1.3DL + 2LL + 1.25Ta		
		Vu (Ton)	L (m)	Mu (tm)
Bagian corbel depan 1	8.100	10.53	0.200	2.106
Bagian corbel depan 2	4.050	5.265	0.133	0.702
Bangunan atas	368.074	478.497	0.100	47.850
(UDL+KEL)* faktor kejut	195.160	312.26	0.100	31.226
		806.548		81.883

Untuk penulangan korsel dipakai hasil reaksi dari kombinasi $1,3DL + 2LL + 1,25Ta$. Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan korsel sebesar 81.883 tm atau 818832508.750 Nmm.

Penulangan

Diketahui :

f_c'	=	29,05	Mpa
f_y	=	400	Mpa
f_y	=	240	Mpa
b	=	13500	mm

dc	=	40	mm
h	=	1200	mm
d	=	1147,5	mm
Krc lentur	=	0.75	
Krc geser	=	0,7	
Tul. lentur		D25	mm
Tul. Pembagi		φ12	mm

Penulangan Lentur

$$M^* = 818832508.750 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y$$

$$= 0.0035$$

$$\rho_b = ((0.85 \times f_c \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$= 0.0315$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0.0236$$

$$M^*/bd^2 = 0.04606 \quad \text{N/mm}^2$$

Lihat grafik (BMS, BDM hal 5.18)

$$\rho = 0.0002$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho \leq \rho_{\min}$$

$$0.0002 \leq 0.0035$$

pakai $\rho = 0.0035$

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

$$= 54219.375 \quad \text{mm}^2$$

Dipasang tulangan D25 – 100 mm (As pasang = 66758.84 mm²)

Penulangan pembagi

$$A_{st} = 20\% \times \text{tulangan } A_{st} \text{ pasang}$$

$$= 20\% \times 66758.84$$

$$= 13351.769 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan φ12 – 100 (As pasang = 15381.24 mm²)

KONTROL GESER

$$\beta_1 = 1.100 > 1.1$$

$$\beta_2 = 1.000$$

$$\beta_3 = 1.000$$

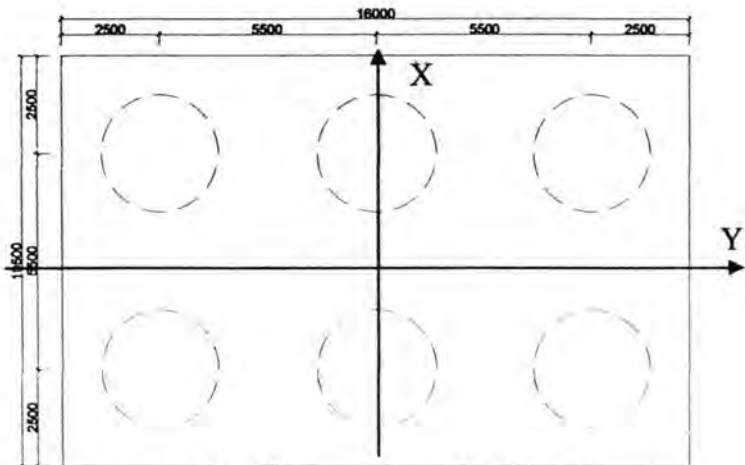
$$\begin{aligned} V_{uc} &= \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b_v \cdot d_o \cdot ((A_{st} \cdot f_c) / (b_v \cdot d_o))^{1/3} \\ &= 1,1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 13500 \cdot 1147,5 \cdot (66758,84 \cdot 29 / (13500 \cdot 1147,5))^{1/3} \\ &= 852.449 \text{ ton} > V_u \text{ yang terjadi} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

5.2 Pilar**5.2.1. Pondasi tiang cor ditempat (*bore pile*)**

Berdasarkan analisis dari daya dukung tanah didapatkan nilai konus yang tinggi ($>250 \text{ kg/cm}^2$) pada kedalaman 4 meter sehingga dipakai jenis pondasi bore pile.

➤ Berdasarkan nilai SPT

Deskripsi tanah pada kedalaman 0-3 meter terdiri dari tanah lanau kelepungan sedikit pasir, dengan nilai konus 0-30 kg/cm^2 , sedangkan dibawah kedalaman 4 m terdiri dari batu abu-abu hitam dengan nilai konus $>250 \text{ kg/cm}^2$, sehingga digunakan pondasi sumuran.



Gambar 5.12. Konfigurasi pondasi bore pile

Pada pondasi sumuran pilar direncanakan mampu menahan beban mati, beban hidup dan beban akibat gempa. Perencanaan pembebanan tersebut dijelaskan seperti dibawah ini :

1. Beban mati akibat beban bangunan atas

L = 30m

	t (m)	b (m)	l (m)	n (buah)	V (m ³)	γ (t/m ³)	W (ton)
pelat lantai kend	0.25	13.5	30	1	101.25	2.5	253.125
perkerasan (aspal)	0.05	11.5	30	1	17.25	2.2	37.95
Balok gelagar				9	16.03	2.5	360.58
Balok diafragma	0.15			56	11.77	2.5	29.432
Kerb	0.2	0.25	30	2	3	2.5	7.5
Trotoar beton rabat	0.25	0.7	30	2	10.5	2.2	23.1
pipa			30	4	120	0.00713	0.856
tiang sandaran	0.15	0.35	1.1	44	2.541	2.5	6.353
Air hujan	0.05	11.5	30	1	17.25	1	17.25
						W1 =	736.15

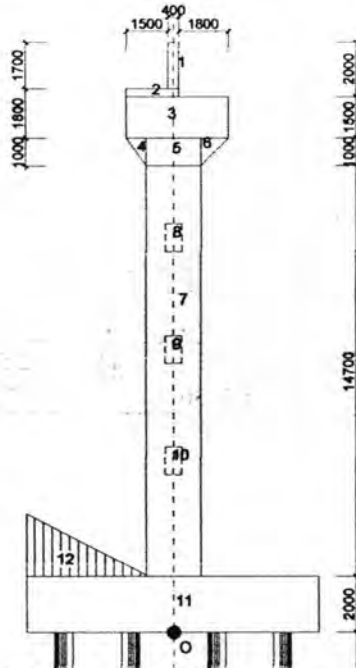
L = 40m

	t (m)	b (m)	P (m)	n (buah)	V (m ³)	γ (t/m ³)	W (ton)
Pelat	0.25	13.5	40	1	135	2.5	337.5
Perkerasan	0.05	11.5	40	1	23	2.2	50.6
Balok gelagar				9	28.41	2.5	639.27
Balok diafragma	0.15			56	11.77	2.5	29.432
Kerb	0.2	0.25	40	2	4	2.5	10
Trotoar	0.25	0.7	40	2	14	2.2	30.8
Pipa railing		0	40	4	160	0.00713	1.141
tiang sandaran	0.15	0.35	1.1	58	3.3495	2.5	8.374
Air hujan	0.05	11.5	40	1	23	1	23

W2 = 1078.16

2. Beban mati pilar

Dalam perhitungan beban berat mati pilar dibagi atas beberapa segmen. Hal ini untuk memudahkan dalam analisis beban mati pada pilar. Pembagian segmen ditunjukkan pada Gambar 5.13. di bawah ini :



Gambar 5.13. Pembagian segmen pilar

Analisis berat pilar didapat dari volume per segmen dikalikan dengan berat jenis (γ). Berikut di bawah ini perhitungan berat pilar yang ditunjukkan pada Tabel 5.12. di bawah ini :

Tabel 5.13. Perhitungan berat pilar

No segmen	b (m)	l (m)	t (m)	Volume (m ³)	γ (t/m ³)	W (ton)
1	0.4	1.7	13.5	9.18	2.5	22.95
2	1.5	0.3	13.5	6.075	2.5	15.188
3	3.7	1.5	13.5	74.925	2.5	187.313
4	0.7	1.	13.5	4.725	2.5	11.813
5	2.	1.	13.5	27.	2.5	67.5
6	1.	1.	13.5	6.75	2.5	16.875
7	2.	14.7	2.	92.363	2.5	230.907
8	0.6	1.	6.	3.6	2.5	9.
9	0.6	1.	6.	3.6	2.5	9.
9	0.6	1.	6.	3.6	2.5	9.
10	10.5	2.	15.5	325.5	2.5	813.75
11	4.898		15.5	75.919	1.8	136.655
12	0.4	1.7	13.5	9.18	2.5	22.95
Wtotal =						1529.95 ton

Setelah analisis berat pilar, maka dicari titik berat atau gaya pada pilar yaitu dengan metode statis momen. Perhitungan statis momen ditunjukkan pada Tabel 5.13. di bawah ini :

Tabel 5.14. Perhitungan statis momen

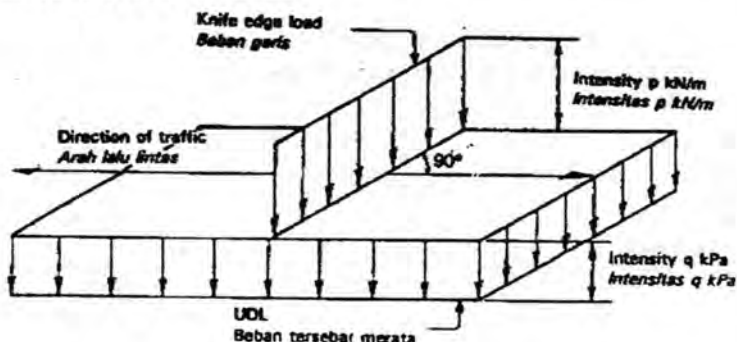
No segmen	W (ton)	x m	W . x tm	z m	W . z tm
1	22.95	0.	0.	20.35	467.033
2	15.188	-0.75	-11.391	19.35	293.878
3	187.313	0.15	28.097	18.45	3455.916
4	11.813	-1.233	-14.569	17.367	205.144
5	67.5	0.	0.	17.2	1161.
6	16.875	1.333	22.5	17.367	293.063
7	230.907	0.	0.	9.35	2158.981
8	9.	0.	0.	14.1	126.9

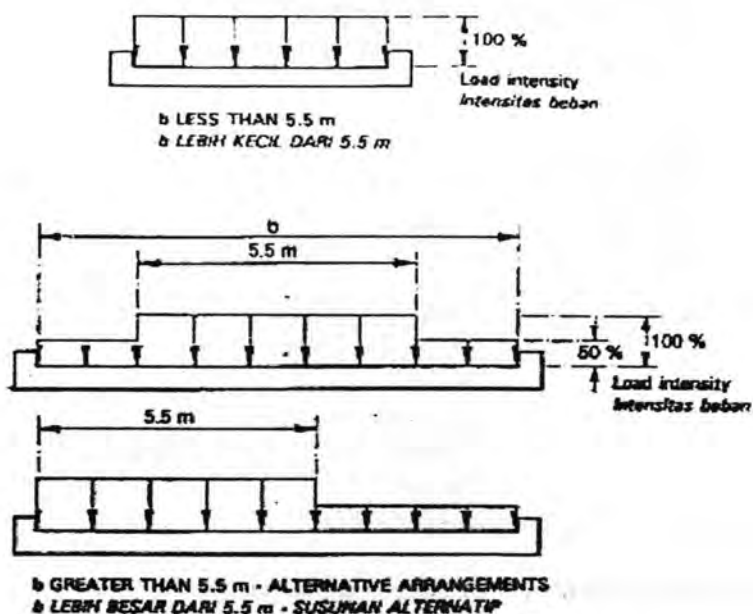
No segmen	W (ton)	x m	W . x tm	z m	W . z tm
9	9.	0.	0.	10.1	90.9
9	9.	0.	0.	6.1	54.9
10	813.75	0.	0.	1.	813.75
11	136.655	3.833	523.843	2.753	376.256
12	22.95	0.	0.	20.35	467.033
W= 1529.949		Wx = 548.480		Wz = 9497.719	

Sehingga titik berat atau titik tangkap gaya dapat dicari dengan membagi W_{total}/W_x dan W_{total}/W_z . Dari perhitungan tersebut didapatkan x, z adalah 0,36; 6,21 terhadap titik O.

3. Beban lalu lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri dari beban KEL dan beban UDL (*BMS BDM*, 1992). Asumsi pembebanan KEL dan UDL seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 5.14. di bawah ini :





Gambar 5.14. Asumsi beban lalu lintas

Perhitungan beban lalu lintas :

Diketahui

Panjang bentang jembatan (L) = 30 m

Lebar perkerasan jembatan (b) = 11,5 m

Beban KEL (P) = 4,4 t/m

Beban UDL (q) = 0,8 t/m²

$$\begin{aligned} \text{Total beban KEL} &= 5.5 * P + (b - 5.5) * 0.5 * P \\ &= 5,5 * 4,4 + (11,5 - 5,5) * 0,5 * 4,4 \\ &= 37,4 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban UDL} &= (5.5 * q + b - 5.5) * 0.5 * q * L \\ &= (5,5 * 0,8 + (11,5 - 5,5)) * 0,5 * 0,8 * 30 \\ &= 102 \text{ ton} \end{aligned}$$

Faktor beban dinamik (DLA) = 40%

$$\begin{aligned} \text{Total beban Lalin} &= (1+DLA)*(KEL+UDL) \\ &= (1+40%)*(37,4+102) \\ &= 195,16 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang bentang jembatan (L)} &= 40 \text{ m} \\ \text{Lebar perkerasan jembatan (b)} &= 11,5 \text{ m} \\ \text{Beban KEL (P)} &= 4,4 \text{ t/m} \\ \text{Beban UDL (q)} &= 0,8 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban KEL} &= 5.5*P+(b-5.5)*0.5*P \\ &= 5,5 * 4,4 + (11,5-5,5)*0,5*4,4 \\ &= 37,4 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban UDL} &= (5.5*q+b-5.5)*0.5*q*L \\ &= (5,5*0,8+(11,5-5,5))*0,5*0,8)*30 \\ &= 102 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Faktor beban dinamik (DLA)} = 40\%$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban Lalin} &= (1+DLA)*(KEL+UDL) \\ &= (1+40%)*(37,4+102) \\ &= 195,16 \text{ ton} \end{aligned}$$

4. Beban hidup trotoar

Analisis beban hidup trotoar berdasarkan *BMS BDC 1992* pasal 2.3.9. maka beban hidup trotoar direncanakan untuk memikul beban per m^2 dari luas yang dibebani.

Perhitungan beban hidup trotoar :

$$\begin{aligned} \text{Panjang bentang jembatan (L)} &= 30 \text{ m} \\ \text{Lebar perkerasan jembatan (b)} &= 11,5 \text{ m} \\ \text{Luas beban} &= 2*L*b \\ &= 2*30*11,5 \\ &= 42 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Maka diambil beban hidup trotoar sebesar 5 Kpa atau 0,5 t/m².

$$\begin{aligned} \text{Protoar} &= 0,5*42 \\ &= 21 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang jembatan (L)} &= 40 \text{ m} \\
 \text{Lebar perkerasan jembatan (b)} &= 11,5 \text{ m} \\
 \text{Luas beban} &= 2 * L * b \\
 &= 2 * 40 * 11,5 \\
 &= 56 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Maka diambil beban hidup trotoar sebesar 5 Kpa atau 0,5 t/m².

$$\begin{aligned}
 \text{Ptrotoar} &= 0,5 * 56 \\
 &= 28 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

5. Beban angin

Analisis beban angin berdasarkan *BMS BDC 1992* pasal 2.4.6, gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angin rencana. Kecepatan angin direncanakan sebesar 30 m/detik. Perhitungan beban angin :

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang jembatan} &= 30 \text{ m} \\
 \text{Tinggi samping jemb. Yg kena angin} & \\
 \text{(d)} &= 1.97 \text{ m} \\
 \text{Lebar jembatan (b)} &= 13.5 \text{ m} \\
 \text{L koef. Bag. Samping jembatan (Ab)} &= 59.1 \text{ m}^2 \\
 \text{Ratio b/d (b/d)} &= 6.85 \\
 \text{Koef. Seret (Cw)} &= 1.25 \\
 \text{Kec. Angin rencana (Vw)} &= 30 \text{ m/s} \\
 \text{Tew} = 0,0006 * Vw^2 * Ab & \\
 \text{Tew} = 0,0006 * 30^2 * 59.1 &= 39.89 \text{ KN} \\
 &= 3.99 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang jembatan} &= 40 \text{ m} \\
 \text{Tinggi samping jemb. Yg kena angin} & \\
 \text{(d)} &= 1.97 \text{ m} \\
 \text{Lebar jembatan (b)} &= 13.5 \text{ m} \\
 \text{L koef. Bag. Samping jembatan (Ab)} &= 78.8 \text{ m}^2 \\
 \text{Ratio b/d (b/d)} &= 6.85 \\
 \text{Koef. Seret (Cw)} &= 1.25 \\
 \text{Kec. Angin rencana (Vw)} &= 30 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

$$Tew = 0,0006 * Vw^2 * Ab$$

$$Tew = 0,0006 * 30^2 * 78.8 = 53.19 \text{ KN}$$

$$= 5.32 \text{ ton}$$

6. Beban rem

Analisis beban rem berdasarkan *BMS BDC 1992* gambar 2.9. maka gaya rem untuk panjang bentang 30 m dan 40 m sebesar 250 KN atau 25 ton.

7. Beban gempa

Analisis beban gempa berdasarkan *BMS BDC 1992* pasal 2.4.7, beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 100% untuk bentang 40 m dan 50% untuk bentang 30 m dari total beban.

Perhitungan beban gempa :

$$L = 30 \text{ m}$$

$$\text{Koef. Geser (C)} = 0.14$$

Didapat dari *BMS BDC 1992* gambar 2.14 pada zona 3 dengan keadaan tanah keras

$$\text{Faktor Tipe bangunan (S)} = 1$$

Didapat dari *BMS BDC 1992* Tabel 2.14 dimana diasumsikan sebagai bangunan daktail penuh (tipe A)

$$\text{Faktor kepentingan (I)} = 1$$

Didapat dari *BMS BDC 1992* Tabel 2.13 dimana diasumsikan ada jembatan alternatif lainnya

$$Kh = C * S$$

$$\text{Koef. Beban gempa horisontal (Kh)} = 0.14$$

$$\text{Berat mati atas (utk 1/2 bentang) } Wt1 = 368.07 \text{ ton}$$

Beban gempa struktur atas

$$Teq1 = 368.07 * 0,14 * 1 = 51.53 \text{ ton}$$

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

$$\text{Koef. Geser (C)} = 0.14$$

Didapat dari *BMS BDC 1992* gambar 2.14 pada zona 3

dengan keadaan tanah keras

Faktor Tipe bangunan (S) = 1

Didapat dari *BMS BDC 1992* Tabel 2.14 dimana diasumsikan sebagai bangunan daktail penuh (tipe A)

Faktor kepentingan (I) = 1

Didapat dari *BMS BDC 1992* Tabel 2.13 dimana diasumsikan ada jembatan alternatif lainnya

$K_h = C \cdot S$

Koef. Beban gempa horisontal (K_h) = 0.14

Berat mati atas (utk 1/2 bentang) W_{t2} = 565.06 ton

Beban gempa struktur atas

$T_{eq2} = 565.06 \cdot 0.14 \cdot 1 = 79.11$ ton

Berat mati abutment (W_{t3}) = 1529.95 ton

Beban gempa abutment

$T_{eq3} = 1529.95 \cdot 0.14 \cdot 1 = 214.19$ ton

8. Beban tekanan tanah

Analisis beban gempa berdasarkan *BMS BDC 1992* pasal 2.2.6 dimana tekanan tanah dihitung berdasarkan harga nominal w_s , c dan ϕ . Pada bagian tanah di belakang abutment diperhitungkan beban tambahan yang bekerja adalah setara 0,6 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas. Beban tekanan tanah juga diperhitungkan bila terjadi gempa.

Perhitungan beban tekanan tanah :

Normal

Berat volume tanah (γ_t) = 1.8 t/m³

Sudut geser tanah (ϕ) = 30°

Koefisien geser tanah (c) = 10 Kpa

= 1 t/m²

Koefisien tekanan tanah aktif (K_a)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta' + \beta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \beta) \cos(\alpha - \beta)}} \right)^2}$$

$$K_a = \frac{\cos^2(30 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(20 + 0) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \sin(30 - 27,39)}{\cos(20 + 0) \cos(27,39 - 0)}} \right)^2} = 0,55$$

Sudut kemiringan tepi belakang tembok, diukur terhadap vertikal (β) = 0°

Sudut kemiringan dari urugan untuk tanah aktif (α) = $27,39^\circ$

Sudut kemiringan dari urugan tanah pasif (α) = $-14,31^\circ$

Rencana sudut geser tembok (δ)

(δ) = $2/3 \cdot \phi = 2/3 \cdot 30$ = 20°

Kedalaman tanah (H) = 8 m

Tekanan tanah aktif (P_{TA})

$P_{TA} = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \cdot b$ = $491,17 \text{ ton}$

Tekanan tanah pasif (K_p)

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta' + \beta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' + \alpha)}{\cos(\delta' + \beta) \cos(\alpha - \beta)}} \right)^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(30 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(20 + 0) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \sin(30 + 27,39)}{\cos(20 + 0) \cos(27,39 - 0)}} \right)^2} = 2,92$$

Kedalaman tanah (H) = $6,00 \text{ m}$

Tekanan tanah pasif (P_{TP})

$P_{TP} = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \cdot b$ = $1465,31 \text{ ton}$

Jika diasumsikan pilar sebagai tembok fleksibel (*BMS BDC 1992 Lampiran A-21*)

Sudut kemiringan tepi belakang tembok, diukur terhadap vertikal (β) = 0°

Sudut geser tanah nominal (ϕ')
 $\phi' = \tan^{-1}(K_{rc} \cdot \tan \phi) = \tan^{-1}(0,8 \cdot \tan 30)$ = $24,79^\circ$

Sudut kemiringan dari urugan (α) = $27,39^\circ$

Rencana sudut geser tembok (δ)
 $(\delta) = 2/3 \cdot \phi' = 2/3 \cdot 24,79$ = $16,53^\circ$

Koefisien gempa (θ)
 $\theta = \tan^{-1} K_h = \tan^{-1} 0,14$ = $7,97^\circ$

Akibat gempa (tekanan tanah dinamik)

Jika diasumsikan abutment sebagai tembok fleksibel (*BMS BDC 1992 Lampiran A-21*)

Sudut kemiringan tepi belakang tembok, diukur terhadap vertikal (β)
 $\beta = 0^\circ$

Sudut geser tanah nominal (ϕ')
 $\phi' = \tan^{-1}(K_{\phi}^r \cdot \tan \phi)$
 $= \tan^{-1}(0,8 \cdot \tan 30) = 24,79^\circ$

$\theta = \tan^{-1} K_h = \tan^{-1} 0,14$ = $7,97^\circ$

Rencana sudut geser tembok (δ)
 $\delta = 2/3 \cdot \phi' = 2/3 \cdot 24,79$ = $16,53^\circ$

Koefisien tekanan tanah aktif dinamik (K_aG)

Jika $\sin(\phi' - \alpha - \theta) < 0$ maka dipakai $\sin(0)$

$\sin(24,79 - 27,39 - 7,97) = \sin(-10,57^\circ)$ maka dipakai $\sin(0^\circ)$

$$K_{a,i} = \frac{\cos^2(\phi' - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta' + \beta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \alpha - \theta)}{\cos(\delta' + \beta + \theta) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2}$$

$$K_{a_i} = \frac{\cos^2(24,79 - 0 - 7,97)}{\cos 7,97 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(16,53 + 0 + 7,97) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(24,79 + 16,53) \sin(24,79 - 27,39 - 7,97)}{\cos(16,53 + 0 + 7,97) \cos(0 - 27,39)}} \right)}$$

$$K_{aG} = 1,1$$

Tambahan koefisien tekanan tanah dinamik (ΔK_{aG})

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a = 1,1 - 0,55 = 0,55$$

Tekanan tanah dinamik (ΔPG)

$$\Delta PG = \frac{\gamma_t \cdot H^2}{2} \cdot \Delta K_{aG} \cdot b = \frac{1,8 \cdot 8^2}{2} \cdot 0,55 \cdot 15,5 = 491,07 \text{ ton}$$

Tabel 5.15. Perhitungan Momen dan gaya pada center poer

Uraian	V ton	Hx ton	Hy ton	x	y	z	Mx (t.m)	My (t.m)
Beban tetap								
Struktur atas								
30m	368.07			-0.60		19.50		-22
40m	565.06			0.60		19.50		33
pilar	1529.95	-	-	0.36	-	6.21	-	
Sumuran	106.03							
P _{TA}	-	491.17	-	-	-	5.33	-	26
P _{TP}	-	1465.31	-	-	-	4.00	-	58
P _{TAG}	-	491.07	-	-	-	5.33	-	26
UDL+KEL								
30m	195.16			-0.60		19.50		-1
40m	218.96			0.60		19.50		1
Gaya rem		25.00	-	0.00		19.50	-	4
Pejalan kaki								
30m	10.50			-0.60		19.50		
40m	14.00			0.60		19.50		

Uraian	V ton	Hx ton	Hy ton	x	y	z	Mx (t.m)	My (t.m)
Angin								
30m			3.99			19.50	77.79	
40m			5.32			19.50	103.72	
Gempa								
Eq atas								
30m		51.53	51.53	-0.60		19.50	1004.84	1004.8
40m		79.11	79.11	0.60		19.20	1518.88	1518.8
Eq pilar	-	214.19	214.19	0.36	-	6.21	1329.68	1329.6

Kombinasi yang terjadi

1. $P_{ms} + P_{TA} + T_{TD} + T_{TD} + T_{TP} + T_{EW}$

$$V = 2901.701 \text{ ton}$$

$$M_x = 181.511 \text{ t-m}$$

$$M_y = 619.970 \text{ t-m}$$

2. $P_{ms} + \Delta P_G + 30\% E_x + E_y$

$$V = 2463.081 \text{ ton}$$

$$M_x = 5372.275 \text{ t-m}$$

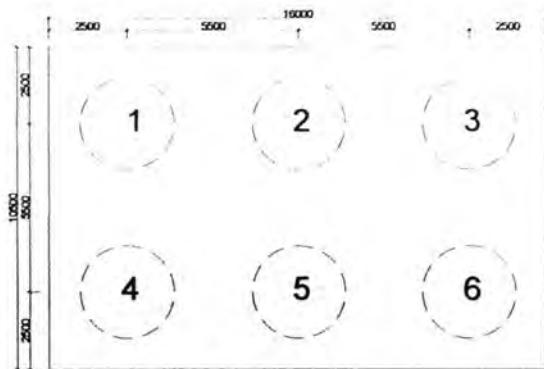
$$M_y = 1729.873 \text{ t-m}$$

3. $P_{ms} + \Delta P_G + 30\% E_y + E_x$

$$V = 2463.081 \text{ ton}$$

$$M_x = 1611.683 \text{ t-m}$$

$$M_y = 5490.466 \text{ t-m}$$



Gambar 5.15. Konfigurasi tiang

Dari kombinasi tersebut diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{Mx * y}{\sum y^2} \pm \frac{My * x}{\sum x^2}$$

Dengan

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (ton)

V = total gaya aksial (ton)

n = jumlah tiang pancang (buah)

Mx = Momen sumbu x (tm)

My = Momen sumbu y(tm)

Y = jarak tiang terhadap sumbu x

X = jarak tiang terhadap sumbu y

Tabel 5.16. Perhitungan kemampuan per tiang

No	x	y	x ²	y ²	komb.1 ton	komb.2 ton	komb.3 ton
1	2.75	-5.5	7.563	30.25	512.940	271.160	670.011
2	2.75	0.	7.563	0.	521.191	515.354	743.269
3	2.75	5.5	7.563	30.25	529.441	759.549	816.527
4	-2.75	-5.5	7.563	30.25	437.792	61.478	4.500
5	-2.75	0.	7.563	0.	446.043	305.673	77.758
6	-2.75	5.5	7.563	30.25	454.293	549.867	151.016
			45.375	121.			

$$P_{\max} = 529.441 \quad 759.549 \quad 816.527$$

$$P_{\min} = 437.792 \quad 61.478 \quad 4.500$$

Dari kemampuan pondasi di atas, pondasi harus di kontrol terhadap kemampuan tegangan tanah (daya dukung tanah) dan pergeseran pondasi. Berikut di bawah ini perhitungan kontrol daya dukung tanah dan pergeseran pondasi.

Kontrol Tegangan Tanah

Dari hasil kemampuan tiang pada tabel 5.15. didapatkan P_{\max} adalah 816.527 ton dan P_{\min} adalah 4.5 ton. Hasil diatas menunjukkan bahwa tiang mengalami tekan seluruhnya sehingga tidak satupun tiang yang mengalami tarik. Tegangan maksimum tiang harus dikontrol dengan besar tegangan ijin tanah. Dari data tanah tidak diketahui besaran sudut geser tanah dan berat jenis tanah keras, yang diketahui hanyalah jenis tanah batuan sehingga diambil pendekatan dari *Sunggono, 1995* dimana :

$$\gamma \text{ basalt} = 2,2 \text{ t/m}^3$$

$$\phi \text{ batu} = 40^{\circ}$$

$$c = 0$$

$$Q_{ult} = 1,3.c.N_c + \gamma.D_f.N_q + 0,3\gamma.B.N_y$$

$$= 1,3.0.95,6 + 2,2*6*81,2 + 0,3*2,2*10,5*114$$

$$= 1213,02 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Qijin tanah} &= Q_{ult}/SF \\ &= 1213,02/3 \\ &= 404,34 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada ujung tiang

$$\begin{aligned} Q_u \text{ tiang} &= (P_{max} + W_{tiang})/A \\ &= (816.527 + 3,14/4 * 2,5^2 * 6 * 2,5) / (3,14/4 * 2,5^2) \\ &= 181.34 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Qu tiang < Qijin tanah

$$181.34 < 404,34 \text{ t/m}^2 \text{ OK}$$

Kontrol geser pondasi

Pondasi tiang ini harus dikontrol terhadap pergeseran horisontal. Gaya horisontal ini didapatkan dari beban rem, beban tekanan tanah dan beban gempa. Khusus untuk beban gempa, beban gempa akibat bentang 40 m merupakan arah yang dominan sehingga dibebankan satu bentang penuh sedangkan bentang 30 m dibebankan setengah dari beban gempa akibat bentang 30m. Tekanan tanah aktif saat gempa dibebankan searah dengan beban gempa akibat bentang 40m. Perhitungan beban – beban seperti pada Tabel 5.14

Beban tetap :

$$\begin{aligned} T_{TB} &= 25 \text{ ton} \\ P_{TA} &= 491.17 \text{ ton} \\ P_{TP} &= 1465.31 \text{ ton} \end{aligned}$$

Pgeser akibat beban mati

$$\begin{aligned} R_s &= P * \tan \phi \\ &= ((W_1 + W_2)/2 + W_3) * \tan 40 \\ &= ((368.07 + 565.06) + 1529.95) * 0,84 \\ &= 2068,99 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\Sigma H_{\text{beban}} / \Sigma H_{\text{lawan}} < 1,5$$

$$(P_{TP} + R_s) / (P_{TA} + T_{TB}) < 1,5$$

$$(1465,31 + 2068,99) / (491,17 + 25) < 1,5$$

$$6,85 < 1,5 \text{ OK}$$

Akibat beban sementara

Beban gempa :

$$T_{eq1} = 158.22 \text{ ton}$$

$$T_{eq2} = 51.53 \text{ ton}$$

$$T_{eq3} = 214.19 \text{ ton}$$

$$P_{TAG} = 491.07 \text{ ton}$$

$$\Sigma H_{beban} / \Sigma H_{lawan} < 1,5$$

$$(P_{TP} + R_s) / (P_{TAG} + T_{eq1} + T_{eq2} + T_{eq3}) < 1,5$$

$$(1465,31 + 2068,99) / (491,07 + 158,22 + 51,53 + 214,19) < 1,5$$

$$3,86 < 1,5 \text{ OK}$$

Penulangan Bore Pile

Asumsi bore pile

$Nu / (Krc \cdot f_c' \cdot Ag) > 0,1$ diasumsikan sebagai kolom

$Nu / (Krc \cdot f_c' \cdot Ag) < 0,1$ diasumsikan sebagai balok

Nu diambil dari nilai Pmax yang terjadi pada tiang sebesar 816.527 ton.

$$Ag = 3,14 / 4 \cdot 2,5^2 = 4,91 \text{ m}^2$$

$$Nu / (Krc \cdot f_c' \cdot Ag) = 1,5 \cdot 816,527 \cdot 10^4 / (0,7 \cdot 25 \cdot 4,91 \cdot 10^6) = 0,16$$

Maka bore pile diasumsikan sebagai kolom

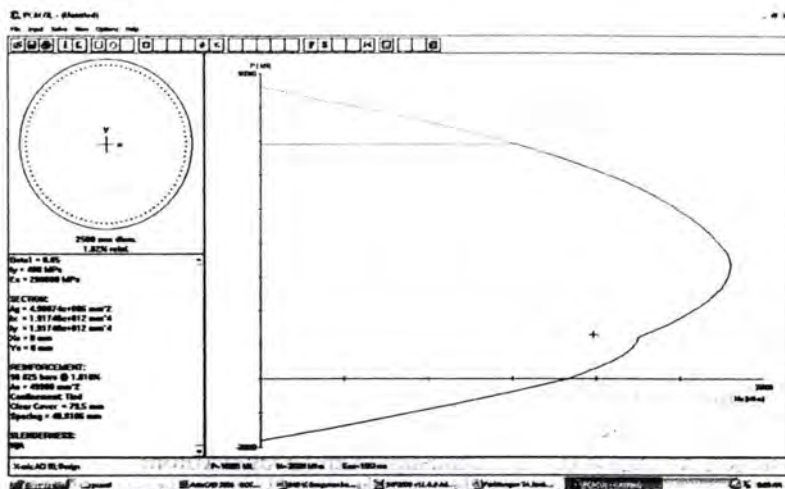
Penulangan Bore pile

$$\begin{aligned} Nu^* &= 1,5 \cdot (P_{max} + W_{ltiang}) \\ &= 1,5 \cdot (816,527 + 3,14 / 4 \cdot 2,5^2 \cdot 6 \cdot 2,5) \\ &= 1335,24 \text{ ton} \end{aligned}$$

Perhitungan momen dari tekanan tanah pasif yang besarnya adalah

$$\begin{aligned} M^* &= 1,25 \cdot (0,5 \cdot g \cdot K_p \cdot H^2 \cdot B) \cdot H \cdot 2/3 \\ &= 1,25 \cdot (0,5 \cdot 1,8 \cdot 6,11 \cdot 6^2 \cdot 2) \cdot 6 \cdot 2/3 \\ &= 1979,64 \text{ tm} \end{aligned}$$

Untuk menghitung penulangan kolom menggunakan program PCA COL dengan memasukkan dimensi (2,5 m), mutu beton ($f_c' = 25 \text{ Mpa}$), mutu baja ($f_y = 400 \text{ Mpa}$), Nu^* dan M^* , maka dipasang tulangan kolom 98D25 dengan As pasang adalah 49980 mm^2 . Hasil penulangan ditunjukkan pada Gambar 5.16.



Gambar 5.16. Hasil diagram interaksi kolom dari PCA Col

Kontrol Geser

$$\begin{aligned}
 V_u^* &= (T_{eq} \text{ total arah } X) / \text{jumlah tiang} \\
 &= (491,07 + 158,22 + 51,53 + 214,19) / 6 \\
 &= 152,5 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u / \phi &= 152,5 / 0,7 \\
 &= 217,84 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 1.100 > 1.1$$

$$\beta_2 = 1.000$$

$$\beta_3 = 1.000$$

$$\begin{aligned}
 V_{uc} &= \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b_v \cdot d_o \cdot ((A_{st} \cdot f_c) / (b_v \cdot d_o))^{1/3} \\
 &= 1.1 * 1 * 1 *
 \end{aligned}$$

$$= 433 \text{ ton} \dots > V_u / \phi \text{ yang terjadi}$$

OK

Dipasang tulangan geser minimum 12 – 200 mm

5.2.2. Poer

Perhitungan analisis poer berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (*ultimate*). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada tiang.

Analisis Beban

Dalam perhitungan beban pada Tabel 5.16. dimana beban – beban tersebut dikalikan dengan faktor beban batas. Faktor untuk beban mati adalah 1,3, faktor untuk beban hidup adalah 2, faktor untuk beban lateral adalah 1,25 dan faktor beban gempa adalah 1.

Kombinasi yang dipakai untuk perencanaan poer adalah

1. $1,3P_{ms}+1,25P_{TA}+2(T_{TD}+T_{TB}+T_{TP})+1,2T_{EW}$

V =	4079.246	ton
M _x =	226.889	t-m
M _y =	1157.207	t-m

2. $1,3P_{ms}+\Delta PG+30\%E_x+E_y$

V =	3202.006	ton
M _x =	5372.275	t-m
M _y =	1729.873	t-m

3. $1,3P_{ms}+\Delta PG+30\%E_y+E_x$

V =	3202.006	ton
M _x =	1611.683	t-m
M _y =	5490.466	t-m

Dari kombinasi tersebut diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus dan urutan konfigurasi tiang pancang seperti pada Gambar 6.5 :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x * y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y * x}{\sum x^2}$$

Dengan

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (ton)

V = total gaya aksial (ton)

n = jumlah tiang pancang (buah)

M_x = Momen sumbu x (tm)

M_y = Momen sumbu y (tm)

Y = jarak tiang terhadap sumbu x

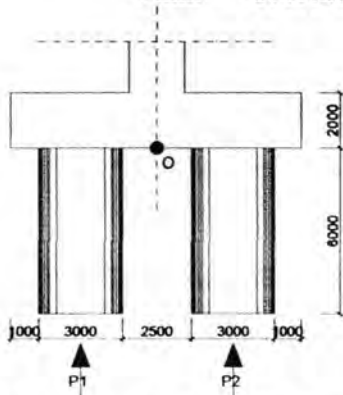
X = jarak tiang terhadap sumbu y

Tabel 5.17. Perhitungan kemampuan ultimate per tiang

No	x	y	x^2	y^2	komb.1	komb.2	komb.3
1	2.75	-5.5	7.563	30.25	739.695	394.314	793.165
2	2.75	0.	7.563	0.	750.008	638.508	866.423
3	2.75	5.5	7.563	30.25	760.321	882.703	939.681
4	-2.75	-5.5	7.563	30.25	599.427	184.633	127.654
5	-2.75	0.	7.563	0.	609.741	428.827	200.912
6	-2.75	5.5	7.563	30.25	620.054	673.021	274.170
			45.375	121.			

$$P_{max} = 760.321 \quad 882.703 \quad 939.681$$

$$P_{min} = 599.427 \quad 184.633 \quad 127.654$$



Gambar 5.17. Analisis gaya pada poer arah X

Pembebanan arah X

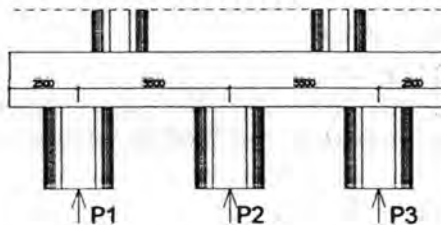
	komb. 1	komb. 2	komb. 3
$\Sigma P1 =$ jumlah P1 s/d P3	2161.24 ton	1826.74 ton	2510.48 ton
$\Sigma P2 =$ jumlah P4 s/d P6	1740.43 ton	1197.69 ton	513.95 ton

L1 = Jarak titik P1 ke muka kolom = 1,5 m

L2 = Jarak titik P2 ke muka kolom = 1,5 m

Momen	Mkomb. 1	Mkomb. 2	Mkomb. 3
M1	3241.85 tm	2740.1 tm	3765.72 tm
M2	2610.65 tm	1796.54 tm	770.92 tm

Dari hasil di atas maka kombinasi momen maksimum yang akan digunakan dalam analisis penulangan poer arah X adalah 3765.72 tm atau 3765.72×10^7 Nmm.

Pembebanan Arah Y

Gambar 5.18. Analisis gaya pada poer arah Y

	komb. 1	komb. 2	komb. 3
$\Sigma P1 =$ jumlah P1 & P4	1199.75 ton	514.36 ton	803.88 ton
$\Sigma P2 =$ jumlah P2 & P5	1220.37 ton	927.96 ton	927.96 ton
$\Sigma P3 =$ jumlah P3 & P6	1241. ton	1341.56 ton	1052.04 ton

Hasil reaksi diatas dipakai yang terbesar dari kombinasi 1 sampai dengan kombinasi 3. Kemudian hasil P1,P2,P3 akan digunakan dalam mekanika teknik yang dimodelkan seperti terlihat pada Gambar 5.19. di bawah ini :



Gambar 5.19. Permodelan mekanika teknik

Dari permodelan di atas maka dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} R_a &= P_2/2 + P_1 \\ &= 1220.37/2 + 1199.75 \\ &= 1809.935 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_b &= P_2/2 + P_3 \\ &= 1220.37/2 + 1341.56 \\ &= 1851.745 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= P_3 * L \\ &= 1341.56 * 1.5 \\ &= 2012.34 \text{ tm} \end{aligned}$$

Hasil dari momen maksimum digunakan untuk mendisain penulangan poer arah y adalah 2012,34 tm atau 2012.34×10^7 .

Penulangan arah X

Diketahui :

f_c'	=	29.05	Mpa
f_y	=	400	Mpa
b	=	10500	mm
d_c	=	70	mm
h	=	2000	mm
d	=	1914	mm
K_{rc}	=	0.75	
Tul. lentur		D32	mm

Penulangan Lentur

$$M^* = 3765.72 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y$$

$$= 0.0035$$

$$\rho_b = ((0.85 \times f_c \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$= 0.027$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0.0202$$

$$M^*/bd^2 = 0.83913 \quad \text{N/mm}^2$$

Lihat grafik (BMS, BDM hal 5.18)

$$\rho = 0.0029$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho \leq \rho_{\min}$$

$$0.0029 \leq 0.0035$$

$$\text{pakai } \rho = 0.0035$$

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

$$= 66714.60 \quad \text{mm}^2$$

Dipasang tulangan D32 – 125 mm (As pasang = 67556.81 mm²)

Penulangan arah Y

Diketahui :

$$f_c' = 29.05 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$b = 16000 \text{ mm}$$

$$d_c = 70 \text{ mm}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$d = 1914 \text{ mm}$$

$$K_{rc} = 0.75$$

$$\text{Tul. lentur} = \text{D32 mm}$$

Penulangan Lentur

$$M^* = 2012.34 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y$$

$$= 0.0035$$

$$\rho_b = ((0.85 \times f'_{cx} \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$= 0.027$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0.0202$$

$$M^*/bd^2 = 0.34332 \quad \text{N/mm}^2$$

Lihat grafik (BMS, BDM hal 5.18)

$$\rho = 0.0012$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\begin{array}{ccc} \rho & \leq & \rho_{\min} \\ 0.0012 & \leq & 0.0035 \end{array}$$

$$\text{pakai } \rho = 0.0035$$

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

$$= 107184.00 \quad \text{mm}^2$$

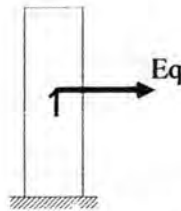
Dipasang tulangan D32 – 100 mm (As pasang = 128679.64 mm²)

5.2.3. Longitudinal Stopper

Perhitungan analisis longitudinal stopper 1 berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (*ultimate*). Berikut di bawah ini analisis perencanaan longitudinal stopper 1 :

Analisis Beban

Analisis pembebanan longitudinal stopper 1 ditunjukkan pada Gambar 5.8. dengan beban yang ada yaitu beban rem dan beban gempa. Perhitungan beban akan ditunjukkan pada Tabel 5.8. dimana beban – beban tersebut dikalikan dengan faktor beban batas. Faktor untuk beban mati adalah 1,3, faktor untuk beban hidup adalah 2, faktor untuk beban lateral adalah 1,25 dan faktor beban gempa adalah 1.



Gambar 5.20. Analisis pembebanan pada longitudinal stopper 1

Tabel 5.18. Perhitungan gaya dan momen longitudinal stopper

Gaya Yang Bekerja (Ton)		1.3DL + 2LL + 1.25Ta			DL + LL + Ta + EQ		
		Vu (Ton)	L (m)	Mu (tm)	V (Ton)	L (m)	M (tm)
Gaya Rem	25.00	50	1.00	50.0	3.780	1.00	3.780
Eq Stopper	3.78						
Eq atas(40m)	158.216						
		50		50.000	161.996		161.996

Untuk penulangan longitudinal stopper 1 dipakai hasil reaksi dari kombinasi DL + LL + Ta + EQ. Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan longitudinal stopper 1 sebesar 161.996 tm atau 1619962470.000 Nmm.

Penulangan

Diketahui :

f_c'	=	29,05	Mpa
f_y	=	400	Mpa
b	=	13500	mm
d_c	=	50	mm
h	=	400	mm
d	=	342	mm
K_{rc}	=	0.75	
Tul. lentur		D16	mm
Tul. Pembagi		$\phi 12$	mm



Penulangan Lentur

$$M^* = 1619962470 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y$$

$$= 0.0035$$

$$\rho_b = ((0.85 \times f_c \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$= 0.0315$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0.0236$$

$$M^*/bd^2 = 0.05363 \quad \text{N/mm}^2$$

Lihat grafik (BMS, BDM hal 5.18)

$$\rho = 0.0035$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho > \rho_{\min}$$

$$0.0035 \geq 0.0035$$

$$\text{pakai } \rho = 0.0035$$

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

$$= 16262.337 \quad \text{mm}^2$$

Dipasang tulangan D16 – 150 mm (As pasang = 18095.57 mm²)

Penulangan pembagi

$$A_{st} = 20\% \times \text{tulangan } A_{st} \text{ pasang}$$

$$= 20\% \times 18095.57$$

$$= 3619.115 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan $\phi 12 - 200$ (As pasang = 7634.07 mm²)

Kontrol Geser

$$\beta_1 = (1,4 - d/2000) > 1.1$$

$$= 1,4 - 342/2000$$

$$= 1.229$$

$$\beta_2 = 1.000$$

$$\beta_3 = 1.000$$

$$V_{uc} = \beta_1 \beta_2 \beta_3 b d ((A_{st} f_c) / (b v d o))^{1/3}$$

$$= 275.02 \text{ ton} > V_u \text{ yang terjadi} \quad \text{OK}$$

5.2.4. Pilar

Perhitungan analisis pilar berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (*ultimate*). Berikut di bawah ini analisis perencanaan pilar :

Analisis Struktur Portal

Analisis struktur portal menggunakan metode statis tak tentu dengan mempertimbangkan adanya sendi plastis pada portal. Perhitungan pada struktur portal ini menggunakan program SAP 2000. Permodelan struktur portal dalam SAP 2000 ditunjukkan pada Gambar 5.20.



Gambar 5.21. Permodelan portal dalam SAP 2000

Analisis Pembebanan

Beban – beban yang yang dimasukkan ke dalam SAP 2000 adalah sebagai berikut :

1. Beban mati

Beban mati ini adalah meliputi beban berat girder, beban pelat, beban diafragma, beban aspal, beban trotoar, beban kerb, beban tiang sandaran, dan beban pipa. Perhitungan beban dilakukan pada girder tepi dan girder tengah pada

masing-masing bentang. Beban yang ada pada girder dimasukkan dalam SAP 2000 berupa beban momen dengan lengan 0,4 m dari as pilar baik beban dari girder bentang 30 m maupun bentang 40m.

Girder tepi (30m)

	t (m)	b (m)	L (m)	n	Vol (m ³)	γ (t/m ³)	W (ton)
Pelat lantai	0.25	2.	15.		7.5	2.5	18.75
Aspal	0.05	0.85	15.		0.638	2.2	1.403
Girder					16.026	2.5	20.032
Diafragma	0.15			7.	0.368	2.5	0.92
Kerb	0.2	0.25	15.	1.	0.75	2.5	1.875
Rabat	0.25	0.7	15.	1.	2.625	2.2	5.775
Pipa			15.	2.	30.	0.00713	0.214
Tiang sandaran	0.15	0.35	1.1	11.	0.635	2.5	1.588
Air hujan	0.05	0.85	15.	1.	0.638	1.	0.638

$$W1 = \boxed{51.19}$$

Girder tepi (40m)

	t (m)	b (m)	L (m)	n	Vol (m ³)	γ (t/m ³)	W (ton)
Pelat lantai	0.25	2.	20	1	10.	2.5	25
Aspal	0.05	0.85	20	1	0.85	2.2	1.87
Girder					28.41	2.5	35.52
Diafragma	0.15			7	0.368	2.5	0.920
Kerb	0.2	0.25	20	1	1.	2.5	2.5
Rabat	0.25	0.7	20	2	3.5	2.2	7.7
Pipa			20	2	40.	0.00713	0.285
Tiang sandaran	0.15	0.35	1.1	14.5	0.837	2.5	2.093
Air hujan	0.05	0.85	20	1	0.85	1	0.85

$$W1 = \boxed{76.73}$$

Girder tengah (30m)

	t (m)	b (m)	L (m)	n	Vol (m ³)	γ (t/m ³)	W (ton)
Pelat lantai	0.25	1.4	15.		5.25	2.5	13.125
Aspal	0.05	1.4	15.		1.05	2.2	2.31
Girder	0.		15.		16.026	2.5	20.032
Diafragma	0.15	0.7		7.	0.736	2.5	1.839
Air hujan	0.05	1.4	15.		1.05	1.	1.05

$$W1 = \boxed{38.36}$$

Girder tengah (40m)

	t (m)	b (m)	L (m)	n	Vol (m ³)	γ (t/m ³)	W (ton)
Pelat lantai	0.25	1.4	20	1	7.	2.5	17.5
Aspal	0.05	1.4	20	1	1.4	2.2	3.08
Girder					28.412	2.5	35.52
Diafragma	0.15	0.7		7	0.736	2.5	1.839
Air hujan	0.05	1.4	20	1	1.4	1	1.4

$$W1 = \boxed{59.33}$$



Gambar 5.22. Beban mati bentang 30 m



Gambar 5.23. Beban mati bentang 40 m

2. Beban Lalu lintas

Beban lalu lintas terdiri dari beban UDL (merata) dan beban KEL (garis). Perhitungan beban dilakukan pada girder tepi dan girder tengah pada masing-masing bentang.

Girder tepi (30m)

	Q	b (m)	L (m)	(1+DLA)	P (ton)
KEL	4.4 t/m	0.85		1.4	5.236
UDL	0.8 t/m ²	0.85	15	1.4	14.28

$$\mathbf{P_{total} = 19.516}$$

Girder tepi (40m)

	Q	b (m)	L (m)	(1+DLA)	P (ton)
KEL	4.4 t/m	0.85		1.4	5.236
UDL	0.7 t/m ²	0.85	20	1.4	16.66

$$\mathbf{P_{total} = 21.896}$$

Girder tengah (30m)

	Q	b (m)	L (m)	(1+DLA)	P (ton)
KEL	4.4 t/m	1.4		1.4	8.624
UDL	0.8 t/m ²	1.4	15	1.4	23.52

$$\mathbf{P_{total} = 32.144}$$

Girder tengah (40m)

	Q	b (m)	L (m)	(1+DLA)	P (ton)
KEL	4.4 t/m	0.85		1.4	8.624
UDL	0.7 t/m ²	0.85	20	1.4	27.44

$$\mathbf{P_{total} = 36.064}$$



Gambar 5.24. Beban KEL + UDL bentang 30 m



Gambar 5.25. Beban KEL + UDL bentang 40 m

3. Beban hidup trotoar

Beban hidup trotoar merupakan beban dari pejalan kaki. Beban ini hanya dibebankan pada girder tepi saja karena beban ini bekerja pada trotoar. Beban hidup trotoar ini dibebankan dalam SAP 2000 berupa momen dengan lengan 0,4m.

Panjang jembatan 30 m

a. L jembatan = 30 m

b. Lebar trotoar = 0.7 m

c. Luasan beban trotoar

$$\begin{aligned} \text{Luas} &= L_{\text{jembatan}} \times \text{lebar trotoar} \\ &= 30 \times 0,7 = 42 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

d. Intensitas beban (q_{trotoar}) = 5 Kpa
= 0.5 t/m²

e. Total beban hidup trotoar

$$P_{\text{trotoar}} = \text{Luas} \times q_{\text{trotoar}} = 42 \times 0,5 = 21 \text{ ton}$$

Panjang jembatan 40 m

a. L jembatan = 40 m

b. Lebar trotoar = 0.7 m

c. Luasan beban trotoar

$$\begin{aligned}\text{Luas} &= L_{\text{jembatan}} \times \text{lebar trotoar} \\ &= 40 \times 0,7 = 56 \text{ m}^2\end{aligned}$$

d. Intensitas beban (q_{trotoar}) $= 5 \text{ Kpa}$
 $= 0,5 \text{ t/m}^2$

e. Total beban hidup trotoar

$$P_{\text{trotoar}} = \text{Luas} \times q_{\text{trotoar}} = 56 \times 0,5 = 28 \text{ ton}$$



Gambar 5.26. Beban hidup trotoar bentang 30m



Gambar 5.27. Beban hidup trotoar bentang 40m

4. Beban Angin

Beban angin dibebankan pada balok atas karena beban ini dalam arah tegak lurus horisontal dari jembatan dan bekerja pada girder.

Panjang bentang jembatan	=	30	m
Tinggi samping jemb. Yg kena angin (d)	=	1.97	m
Lebar jembatan (b)	=	13.5	m
L koef. Bag. Samping jembatan (Ab)	=	59.1	m ²
Ratio b/d (b/d)	=	6.85	
Koef. Seret (Cw)	=	1.25	
Kec. Angin rencana (Vw)	=	30	m/s
Tew = 0,0006*Vw ² *Ab			
Tew = 0,0006*30 ² *59.1	=	39.89	KN
		3.99	ton

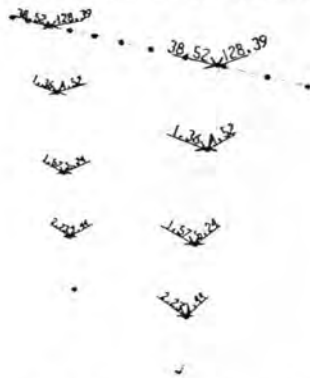
Panjang bentang jembatan	=	40	m
Tinggi samping jemb. Yg kena angin (d)	=	1.97	m
Lebar jembatan (b)	=	13.5	m
L koef. Bag. Samping jembatan (Ab)	=	78.8	m ²
Ratio b/d (b/d)	=	6.85	
Koef. Seret (Cw)	=	1.25	
Kec. Angin rencana (Vw)	=	30	m/s
Tew = 0,0006*Vw ² *Ab			
Tew = 0,0006*30 ² *78.8	=	53.19	KN
	=	5.32	ton

5. Beban Rem

Beban rem berdasarkan *BMS BDC 1992* gambar 2.9. maka gaya rem untuk panjang bentang 30 m dan 40 m sebesar 250 KN atau 25 ton.

6. Beban Gempa

Analisis beban gempa berdasarkan **BMS BDC 1992** pasal 2.4.7, beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 50% dari bentang 30m dan 100% dari bentang 40m. Untuk gempa bangunan atas dibebankan masing – masing girder. Beban gempa statis ekuivalen bekerja dalam dua arah horisontal dengan komposisi 100% arah x dan 30 % arah y jika gempa arah x dominan dan sebaliknya.



Gambar 5.28. Beban gempa arah x dominan



Gambar 5.29. Beban gempa arah y dominan

Setelah pembebanan, beban – beban tersebut dikombinasikan menurut *BMS BDC 1992 Tabel 2.20 hal. 2-60*. kombinasi tersebut adalah :

1. $1,3P_{ms}+2T_{TD}+2T_{TP}+2T_{TB}+1,2T_{EW}$
2. $1,3P_{ms}+\Delta PG+30\%E_x+E_y$
3. $1,3P_{ms}+\Delta PG+E_x+30\%E_y$

Penulangan B1

M^* kanan	= -903.55 tm	$A_s/A_s' = 0.722$
M^* kiri	= 652.44 tm	
M^* lap	= 54.02 tm	
f_c'	= 29.05 Mpa	→ K-350
Tul lentur	= D 25 mm	
f_y	= 400 Mpa	
Tul sengkang	= D 16 mm	
f_y	= 240 Mpa	
b	= 3600 mm	
dc	= 50 mm	
dsc	= 78.5 mm	
h	= 2600 mm	
d	= 2537.5 mm	
Krc	= 0.75 (lentur)	
Krc	= 0.7 (geser)	
K^0	= 1.25 (faktor kekuatan lebih)	

Penulangan Lentur Lapangan

M^*	= 540199600 Nmm
ρ min	= $1,4/f_y$ = 0.0035
ρ b	= $((0.85 \times f_c' \times \beta_1)/f_y) \times (600/(600+f_y))$ = 0.0315
ρ max	= $0,75 \rho_b$ = 0.0236
M^*/bd^2	= 0.02330 N/mm ²

Lihat grafik (*BMS BDM 1992* hal 5.18)

$$\rho = 0.0001$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho < \rho_{min}$$

$$0.0001 < 0.0035$$

pakai $\rho = 0.0035$

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

$$= 31972.5 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 66D 25(As pasang = 32397.67 mm²)

Penulangan Lentur Negatif

$$M^* = 9035475300 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{min} = 1,4/f_y$$

$$= 0.0035$$

$$\rho_b = ((0.85 \times f_c \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$= 0.0315$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0.0236$$

$$M^*/bd^2 = 0.3898 \text{ N/mm}^2$$

Lihat grafik (*BMS BDM 1992* hal 5.18)

$$\rho = 0.0013$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho < \rho_{min}$$

$$0.0013 < 0.0035$$

pakai $\rho = 0.0035$

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

$$= 31972.5 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 66D 25(As pasang = 32397.67 mm²)

Perhitungan Momen kapasitas

$$T = A_{st} \times f_y$$

$$= 32397.67 \times 400$$

$$= 12959069.7 \text{ N}$$

$$M_n = T(d - d_{sc}) / 10000000$$

$$= 3186.64 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{kap} (-) &= M_n \times K^0 \\
 &= 3186.64 \times 1,25 \\
 &= 3983.29 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Penulangan Lentur positif

$$\begin{aligned}
 M^* &= 6524412900 \text{ Nmm} \\
 \rho \text{ min} &= 1,4/f_y \\
 &= 0.0035 \\
 \rho \text{ b} &= ((0.85 \times f_c \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) \\
 &= 0.0315 \\
 \rho \text{ max} &= 0,75 \rho \text{ b} \\
 &= 0.0236 \\
 M^* / b d^2 &= 0.28147 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Lihat grafik (*BMS BDM 1992* hal 5.18)

$$\rho = 0.0009$$

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

$$\rho < \rho \text{ min}$$

$$0.0009 < 0.0035$$

pakai $\rho = 0.0035$

$$\begin{aligned}
 A_{st} &= \rho \times b \times d \\
 &= 31972.5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan 66D 25 ($A_s \text{ pasang} = 32397.67 \text{ mm}^2$)

Perhitungan Momen kapasitas

$$\begin{aligned}
 T &= A_{st} \times f_y \\
 &= 32397.67 \times 400 \\
 &= 12959069.7 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= T(d-d_{sc}) / 10000000 \\
 &= 3186.64 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{kap} (+) &= M_n \times K^0 \\
 &= 3186.64 \times 1,25 \\
 &= 3983.29 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Penulangan Geser daerah sendi plastis

$$L = 8 \text{ m}$$

$$D_{\text{kolom}} = 2 \text{ m}$$

$$L_n = \text{jarak bersih bentang balok}$$

$$= L - D_{\text{kolom}}$$

$$= 8 - 2 = 6 \text{ m}$$

$$V_n = (M_{\text{kap}(-)} + M_{\text{kap}(+)}) / L_n$$

$$= (3983.29 + 3983.29) / 6$$

$$= 1327.765 \text{ ton}$$

$$V_{\text{sap}} = 313.745 \text{ ton}$$

Jika $V_n > V_{\text{sap}}$ maka pakai V_n

Untuk daerah sendi plastis D(muka kolom + D) kekuatan beton diasumsikan mengalami keruntuhan sehingga $V_c = 0$

$$V_s = V_n$$

$$= 1327.765 \text{ ton}$$

$$s = (A_{\text{sv}} \cdot f_y \cdot d) / V_s$$

$$= (6 \cdot 3,14 / 4 \cdot 16^2 \cdot 400 \cdot 2537.5) / 1327.765$$

$$= 50 \text{ mm}$$

dipasang tulangan sengkang $6\phi 16 - 50$

Penulangan Geser Lapangan

$$\beta_1 = 1.1$$

$$\beta_2 = 1.000$$

$$\beta_3 = 1.000$$

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b_v \cdot d_o \cdot ((A_{\text{st}} \cdot f_c) / (b_v \cdot d_o))^{1/3}$$

$$= 471.07 \text{ ton}$$

$$V_u = 885.18 \text{ ton}$$

$$V_u / K_{rc} = 885.18 / 0.7$$

$$= 1264.54 \text{ ton}$$

$$V_u \text{ maks} = 0.2 \cdot f_c \cdot b_v \cdot d_o$$

$$= 0.2 \cdot 29,05 \cdot 3600 \cdot 2537.5 / 10000$$

$$= 5307.44 \text{ ton}$$

$$K_{rc} \cdot V_{u \text{ maks}} = 0.7 \cdot 5307.44 / 10000$$

$$= 3715.20 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} V_{\min} &= V_{uc} + 0,6v_{\cdot do} \\ &= 471.07 + (0,6 * 3600 * 2537.5) / 10000 \\ &= 1019.17 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Krc.V_{u_{\min}} &= 0,7 * 1019.17 \\ &= 713.42 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kontrol Geser

Syarat 1

$V_u < Krc.V_{maks}$

$$885.18 < 3715.205 \text{ ton} \dots\dots \text{OK}$$

Syarat 2

$V_u < Krc.V_{\min}$

$$885.18 > 713.419 \text{ ton} \dots\dots \text{periksa}$$

Pakai tulangan geser

$$\begin{aligned} V_{us} &= V_u / Krc - V_{uc} \\ &= 1264.54 - 471.07 \\ &= 793.47 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= (A_{vs} \cdot f_y \cdot do) / V_{us} \\ &= (3,14 / 4 * 16^2 * 400 * 2537.5) / 793.47 / 10000 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

dipasang tulangan sengkang $\phi 16 - 50$

Penulangan B2

$$M^*_{\text{kanan}} = -99.36 \text{ tm} \quad A_s / A_s' = 0.798$$

$$M^*_{\text{kiri}} = 76.60 \text{ tm}$$

$$M^*_{\text{lap}} = 44.72 \text{ tm}$$

$$f_c' = 29.05 \text{ Mpa} \rightarrow \text{K-350}$$

$$\text{Tul lentur} = D 25 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tul sengkang} = D 12 \text{ mm}$$

$$f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d_c = 50 \text{ mm}$$

$$d_{sc} = 78.5 \text{ mm}$$

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

d	$= 939$	mm
K_{rc}	$= 0.75$	(lentur)
K_{rs}	$= 0.7$	(geser)
K^0	$= 1.25$	(faktor kekuatan lebih)

Penulangan Lentur Lapangan

M^*	$= 447181600$	Nmm
ρ_{min}	$= 1,4/f_y$	
	$= 0.0035$	
ρ_b	$= ((0.85x f'_{cx} \beta_1)/f_y) \times (600/(600+f_y))$	
	$= 0.0315$	
ρ_{max}	$= 0,75 \rho_b$	
	$= 0.0236$	
M^*/bd^2	$= 0.84528N/mm^2$	

Lihat grafik (*BMS BDM 1992* hal 5.18)

$$\rho = 0.0029$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho < \rho_{min}$$

$$0.0029 < 0.0035$$

$$\text{pakai } \rho = 0.0035$$

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

$$= 1971.9 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 6D 22 (As pasang = 2280.80 mm²)

Penulangan Lentur Negatif

M^*	$= 967877900$	Nmm
ρ_{min}	$= 1,4/f_y$	
	$= 0.0035$	
ρ_b	$= ((0.85x f'_{cx} \beta_1)/f_y) \times (600/(600+f_y))$	
	$= 0.0315$	
ρ_{max}	$= 0,75 \rho_b$	
	$= 0.0236$	
M^*/bd^2	$= 1.82952 N/mm^2$	

Lihat grafik (*BMS BDM 1992* hal 5.18)

$$\rho = 0.0064$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho > \rho_{min}$$

$$0.0064 > 0.0035$$

pakai $\rho = 0.0064$

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

$$= 3628.96 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 10D 22 ($A_s \text{ pasang} = 3801.33 \text{ mm}^2$)

Perhitungan Momen kapasitas

$$T = A_{st} \cdot f_y$$

$$= 3801.33 \cdot 400$$

$$= 1520530.844 \text{ N}$$

$$M_n = T(d-d_{sc})/10000000$$

$$= 131.68 \text{ tm}$$

$$M_{kap} (-) = M_n \times K^0$$

$$= 131.68 \times 1,25$$

$$= 164.60 \text{ tm}$$

Penulangan Lentur positif

$$M^* = 765988100 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{min} = 1,4/f_y$$

$$= 0.0035$$

$$\rho_b = ((0.85 \cdot f_c \cdot \beta_1) / f_y) \cdot (600 / (600 + f_y))$$

$$= 0.0315$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0.0236$$

$$M^*/bd^2 = 1.4479 \text{ N/mm}^2$$

Lihat grafik (*BMS BDM 1992* hal 5.18)

$$\rho = 0.0050$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho > \rho_{min}$$

$$0.0050 > 0.0035$$

pakai $\rho = 0.0050$

$$\begin{aligned} A_{st} &= \rho \times b \times d \\ &= 2837.203 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan 8D 22 (As pasang = 3041.06 mm²)

Perhitungan Momen kapasitas

$$\begin{aligned} T &= A_{st} \cdot f_y \\ &= 3041.06 \cdot 400 \\ &= 1216424.675 \text{ N} \\ M_n &= T(d-d_{sc})/1000000 \\ &= 105.34 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{kap(+)} &= M_n \times K^0 \\ &= 105.34 \times 1,25 \\ &= 131.68 \text{ tm} \end{aligned}$$

Penulangan Geser daerah sendi plastis

$$\begin{aligned} L &= 8 \text{ m} \\ D_{kolom} &= 2 \text{ m} \\ L_n &= \text{jarak bersih bentang balok} \\ &= L - D_{kolom} \\ &= 8 - 2 = 6 \text{ m} \\ V_n &= (M_{kap(-)} + M_{kap(+)})/L_n \\ &= (164.60 + 131.68)/6 \\ &= 49.379 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$V_{sap} = 29.317 \text{ ton}$$

Jika $V_n > V_{sap}$ maka pakai V_n

Untuk daerah sendi plastis D (muka kolom + D) kekuatan beton diasumsikan mengalami keruntuhan sehingga $V_c = 0$

$$\begin{aligned} V_s &= V_n \\ &= 29.317 \text{ ton} \\ s &= (A_{sv} \cdot f_y \cdot d) / V_s \\ &= (3,14/4 \cdot 12^2 \cdot 400 \cdot 939) / 29.317 \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

dipasang tulangan sengkang $\phi 12 - 100$

Penulangan Geser Lapangan

$$\beta_1 = 1.1$$

$$\beta_2 = 1.000$$

$$\beta_3 = 1.000$$

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b_v \cdot d_o \cdot ((A_{st} \cdot f_c) / (b_v \cdot d_o))^{1/3}$$

$$= 36 \text{ ton}$$

$$V_u = 32.92 \text{ ton}$$

$$V_u / K_{rc} = 32.92 / 0.7$$

$$= 47.03 \text{ ton}$$

$$V_{u \text{ maks}} = 0.2 \cdot f_c' \cdot b_v \cdot d_o$$

$$= 0.2 \cdot 29.05 \cdot 600 \cdot 939 / 10000$$

$$= 327.34 \text{ ton}$$

$$K_{rc} \cdot V_{u \text{ maks}} = 0.7 \cdot 327.34 / 10000$$

$$= 229.13 \text{ ton}$$

$$V_{u \text{ min}} = V_{uc} + 0.6 b_v \cdot d_o$$

$$= 36 + (0.6 \cdot 600 \cdot 939) / 10000$$

$$= 69.80 \text{ ton}$$

$$K_{rc} \cdot V_{u \text{ min}} = 0.7 \cdot 69.80$$

$$= 48.86 \text{ ton}$$

Kontrol Geser**Syarat 1**

$$V_u < K_{rc} \cdot V_{u \text{ maks}}$$

$$32.92 < 229.135 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

Syarat 2

$$V_u < K_{rc} \cdot V_{u \text{ min}}$$

$$32.92 < 48.86 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

Pakai tulangan sengkang minimum

$$A_v \text{ min} = 0.35 \cdot (b_v \cdot s) / f_y$$

$$s = (3,14/4 \cdot 12^2 \cdot 240) / (0,35 \cdot 600)$$

$$= 250 \text{ mm}$$

dipasang $\phi 12 - 250 \text{ mm}$

Penulangan B3

M^* kanan	= -146.29 tm	$A_s/A_s' = 0.798$
M^* kiri	= 126.01 tm	
M^* lap	= 69.40 tm	
f_c'	= 29.05 Mpa	→ K-350
Tul lentur	= D 22 mm	
f_y	= 400 Mpa	
Tul sengkang	= D 12 mm	
f_y	= 240 Mpa	
b	= 600 mm	
dc	= 50 mm	
dsc	= 78.5 mm	
h	= 1000 mm	
d	= 939 mm	
Krc	= 0.75	(lentur)
Krc	= 0.7	(geser)
K^0	= 1.25	(faktor kekuatan lebih)

Penulangan Lentur Lapangan

M^*	= 694000700 Nmm
ρ min	= $1,4/f_y$ = 0.0035
ρ b	= $((0.85 \times f_c' \times \beta_1)/f_y) \times (600/(600+f_y))$ = 0.0315
ρ max	= 0,75 ρ b = 0.0236
M^*/bd^2	= 1.31183N/mm ²

Lihat grafik (**BMS BDM 1992** hal 5.18)

$$\rho = 0.0045$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho < \rho \text{ min}$$

$$0.0045 > 0.0035$$

pakai $\rho = 0.0045$

$$\begin{aligned} A_{st} &= \rho \times b \times d \\ &= 2559.694 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan 7D 22 (As pasang = 2660.93 mm²)

Penulangan Lentur Negatif

$$M^* = 1462851400 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 1,4/f_y \\ &= 0.0035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= ((0.85 \times f_c \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) \\ &= 0.0315 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0.0236 \end{aligned}$$

$$M^*/bd^2 = 2.76514 \text{ N/mm}^2$$

Lihat grafik (*BMS BDM 1992* hal 5.18)

$$\rho = 0.0101$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho > \rho_{\min}$$

$$0.0101 > 0.0035$$

pakai $\rho = 0.0101$

$$\begin{aligned} A_{st} &= \rho \times b \times d \\ &= 5663.245 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan 15D 22 (As pasang = 5701.99 mm²)

Perhitungan Momen kapasitas

$$\begin{aligned} T &= A_{st} \times f_y \\ &= 5701.99 \times 400 \\ &= 2280796.267 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= T(d-d_{sc})/10000000 \\ &= 197.52 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{kap}} (-) &= M_n \times K^0 \\ &= 197.52 \times 1,25 \\ &= 246.90 \text{ tm} \end{aligned}$$

Penulangan Lentur positif

$$M^* = 1260071400 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y$$

$$= 0.0035$$

$$\rho_b = ((0.85 \times f_c \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$= 0.0315$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0.0236$$

$$M^*/bd^2 = 2.38184 \text{ N/mm}^2$$

Lihat grafik (*BMS BDM 1992* hal 5.18)

$$\rho = 0.0085$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho > \rho_{\min}$$

$$0.0085 > 0.0035$$

$$\text{pakai } \rho = 0.0085$$

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

$$= 4812.749 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 13D 22 ($A_s \text{ pasang} = 4941.73 \text{ mm}^2$)

Perhitungan Momen kapasitas

$$T = A_{st} \times f_y$$

$$= 4941.73 \times 400$$

$$= 1976690.098 \text{ N}$$

$$M_n = T(d - d_{sc}) / 10000000$$

$$= 171.18 \text{ tm}$$

$$M_{kap} (+) = M_n \times K^0$$

$$= 171.18 \times 1,25$$

$$= 213.98 \text{ tm}$$

Penulangan Geser daerah sendi plastis

$$L = 8 \text{ m}$$

$$D_{kolom} = 2 \text{ m}$$

L_n = jarak bersih bentang balok

$$= L - D_{\text{kolom}}$$

$$= 8 - 2 = 6 \text{ m}$$

V_n = $(M_{\text{kap}(-)} + M_{\text{kap}(+)}) / L_n$

$$= (246.90 + 213.98) / 6$$

$$= 76.812 \text{ ton}$$

V_{sap} = 41.681 ton

Jika $V_n > V_{\text{sap}}$ maka pakai V_n

Untuk daerah sendi plastis D (muka kolom + D) kekuatan beton diasumsikan mengalami keruntuhan sehingga $V_c = 0$

$V_s = V_n$

$$= 76.812 \text{ ton}$$

$s = (A_{sv} \cdot f_y \cdot d) / V_s$

$$= (3,14 / 4 \cdot 12^2 \cdot 400 \cdot 939) / 76.812$$

$$= 50 \text{ mm}$$

dipasang tulangan sengkang $\phi 12 - 50$

Penulangan Geser Lapangan

$\beta_1 = 1.1$

$\beta_2 = 1.000$

$\beta_3 = 1.000$

$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b_v \cdot d_o \cdot ((A_{st} \cdot f_c) / (b_v \cdot d_o))^{1/3}$

$$= 31.96 \text{ ton}$$

$V_u = 51.21 \text{ ton}$

$V_u / K_{rc} = 51.21 / 0,7$

$$= 73.15 \text{ ton}$$

$V_u \text{ maks} = 0,2 \cdot f_c \cdot b_v \cdot d_o$

$$= 0,2 \cdot 29,05 \cdot 600 \cdot 939 / 10000$$

$$= 327.34 \text{ ton}$$

$K_{rc} \cdot V_{u \text{ maks}} = 0,7 \cdot 327.34 / 10000$

$$= 229.13 \text{ ton}$$

$V_{umin} = V_{uc} + 0,6 b_v \cdot d_o$

$$= 31.96 + (0,6 \cdot 600 \cdot 939) / 10000$$

$$= 65.77 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} Krc.Vu_{\min} &= 0,7 \cdot 65.77 \\ &= 46.04 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kontrol Geser

Syarat 1

$$Vu < Krc.V_{\max}$$

$$51.21 < 65.77 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

Syarat 2

$$Vu < Krc.V_{\min}$$

$$51.21 < 46.04 \text{ ton} \dots \text{periksa}$$

Pakai tulangan geser

$$\begin{aligned} V_{us} &= Vu/Krc - V_{uc} \\ &= 41.19 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= (A_{vs} \cdot f_y \cdot d_o) / V_{us} \\ &= (3,14/4 \cdot 12^2 \cdot 240 \cdot 939) / 41.19 \\ &= 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

dipasang $\phi 12 - 200 \text{ mm}$

Penulangan B4

$$M^*_{\text{kanan}} = -120.55 \text{ tm} \quad A_s/A_s' = 0.798$$

$$M^*_{\text{kiri}} = 100.34 \text{ tm}$$

$$M^*_{\text{lap}} = 56.582 \text{ tm}$$

$$f_c' = 29.05 \text{ Mpa} \rightarrow \text{K-350}$$

$$\text{Tul lentur} = D 22 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tul sengkang} = D 12 \text{ mm}$$

$$f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d_c = 50 \text{ mm}$$

$$d_{sc} = 78.5 \text{ mm}$$

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

$$d = 939 \text{ mm}$$

$$Krc = 0.75 \text{ (lentur)}$$

$$Krc = 0.7 \text{ (geser)}$$

$$K^0 = 1.25 \text{ (faktor kekuatan lebih)}$$

Penulangan Lentur Lapangan

$$M^* = 565818400 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y \\ = 0.0035$$

$$\rho_b = ((0.85x f'_{cx} \beta_1)/f_y) \times (600/(600+f_y)) \\ = 0.0315$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b \\ = 0.0236$$

$$M^*/bd^2 = 1.06953 \text{ N/mm}^2$$

Lihat grafik (*BMS BDM 1992* hal 5.18)

$$\rho = 0.0037$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho < \rho_{\min}$$

$$0.0037 > 0.0035$$

$$\text{pakai } \rho = 0.0037$$

$$A_{st} = \rho \times b \times d \\ = 2071.51 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 6D 22 (As pasang = 2280.80 mm²)

Penulangan Lentur Negatif

$$M^* = 1205458300 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y \\ = 0.0035$$

$$\rho_b = ((0.85x f'_{cx} \beta_1)/f_y) \times (600/(600+f_y)) \\ = 0.0315$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b \\ = 0.0236$$

$$M^*/bd^2 = 2.27861 \text{ N/mm}^2$$

Lihat grafik (*BMS BDM 1992* hal 5.18)

$$\rho = 0.0081$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho > \rho_{\min}$$

$$0.0081 > 0.0035$$

$$\text{pakai } \rho = 0.0081$$

$$\text{Ast} = \rho \times b \times d$$

$$= 4587.882 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan 13D 22 (As pasang} = 4941.73 \text{ mm}^2)$$

Perhitungan Momen kapasitas

$$T = \text{Ast} \times f_y$$

$$= 4941.73 \times 400$$

$$= 1976690.098 \text{ N}$$

$$M_n = T(d-d_{sc})/10000000$$

$$= 171.18 \text{ tm}$$

$$M_{\text{kap}} (-) = M_n \times K^0$$

$$= 171.18 \times 1,25$$

$$= 213.98 \text{ tm}$$

Penulangan Lentur positif

$$M^* = 1003363900 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y$$

$$= 0.0035$$

$$\rho_b = ((0.85 \times f_c \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$= 0.0315$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0.0236$$

$$M^*/bd^2 = 1.8966 \text{ N/mm}^2$$

Lihat grafik (*BMS BDM 1992* hal 5.18)

$$\rho = 0.0067$$

$$\rho = \text{Ast}/bd$$

$$\rho > \rho_{\min}$$

$$0.0067 > 0.0035$$

$$\text{pakai } \rho = 0.0067$$

$$\text{Ast} = \rho \times b \times d$$

$$= 3770.262 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan 10D 22 (As pasang} = 3801.33 \text{ mm}^2)$$

Perhitungan Momen kapasitas

$$\begin{aligned}
 T &= A_{st} \cdot f_y \\
 &= 3801.33 \cdot 400 \\
 &= 1520530.844 \text{ N} \\
 M_n &= T(d-d_{sc})/10000000 \\
 &= 131.68 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{kap}(+) &= M_n \times K^0 \\
 &= 131.68 \times 1,25 \\
 &= 164.6 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Penulangan Geser daerah sendi plastis

$$\begin{aligned}
 L &= 8 \text{ m} \\
 D_{kolom} &= 2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_n &= \text{jarak bersih bentang balok} \\
 &= L - D_{kolom} \\
 &= 8 - 2 = 6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= (M_{kap}(-) + M_{kap}(+))/L_n \\
 &= (213.98 + 164.6)/6 \\
 &= 63.096 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$V_{sap} = 35.254 \text{ ton}$$

Jika $V_n > V_{sap}$ maka pakai V_n

Untuk daerah sendi plastis D (muka kolom + D) kekuatan beton diasumsikan mengalami keruntuhan sehingga $V_c = 0$

$$\begin{aligned}
 V_s &= V_n \\
 &= 63.096 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s &= (A_{sv} \cdot f_y \cdot d) / V_s \\
 &= (3,14/4 \cdot 12^2 \cdot 400 \cdot 939) / 63.096 \\
 &= 75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

dipasang tulangan sengkang $\phi 12 - 75$

Penulangan Geser Lapangan

$$\beta_1 = 1.1$$

$$\beta_2 = 1.000$$

$$\beta_3 = 1.000$$

$$\begin{aligned} V_{uc} &= \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b_v \cdot d_o \cdot ((A_{st} \cdot f_c) / (b_v \cdot d_o))^{1/3} \\ &= 39.29 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$V_u = 42.06 \text{ ton}$$

$$V_u / K_{rc} = 42.06 / 0,7$$

$$= 60.09 \text{ ton}$$

$$V_{u \text{ maks}} = 0,2 \cdot f_c' \cdot b_v \cdot d_o$$

$$= 0,2 \cdot 29,05 \cdot 600 \cdot 939 / 10000$$

$$= 327.34 \text{ ton}$$

$$K_{rc} \cdot V_{u \text{ maks}} = 0,7 \cdot 327.34 / 10000$$

$$= 229.13 \text{ ton}$$

$$V_{umin} = V_{uc} + 0,6 b_v \cdot d_o$$

$$= 39.29 + (0,6 \cdot 600 \cdot 939) / 10000$$

$$= 73.09 \text{ ton}$$

$$K_{rc} \cdot V_{u \text{ min}} = 0,7 \cdot 73.09$$

$$= 51.17 \text{ ton}$$

Kontrol Geser**Syarat 1**

$$V_u < K_{rc} \cdot V_{maks}$$

$$42.06 < 229.13 \text{ ton} \dots\dots \text{OK}$$

Syarat 2

$$V_u < K_{rc} \cdot V_{umin}$$

$$42.06 < 51.17 \text{ ton} \dots\dots \text{OK}$$

Pakai tulangan sengkang minimum

$$A_v \text{ min} = 0,35 \cdot (b_v \cdot s) / f_y$$

$$s = 250 \text{ mm}$$

dipasang $\phi 12 - 250 \text{ mm}$

Penulangan K1

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$D_{kolom} = 2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} L_n &= \text{jarak bersih bentang balok} \\ &= L - D_{kolom} \\ &= 6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$d_c = 50 \text{ mm}$$

$$\text{tul. Utama} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{tul. Senggang} = 12 \text{ mm}$$

$$f_c' = 29.05 \text{ Mpa} \quad \text{K-350}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_y \text{ sengkang} = 240 \text{ Mpa}$$

$$d = 1925.5 \text{ mm}$$

$$K_{rc} = 0.75 \text{ (lentur)}$$

$$K_{rc} = 0.7 \text{ (geser)}$$

$$\begin{aligned} M_x &= -790.82 \text{ tm} \\ &= 7908224100 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= -295.21 \text{ tm} \\ &= 2952068000 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$P_{sap} = -422.222 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} P_{Vn1} &= V_{n1} * L / L_n \\ &= 1770.353 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$P_{sap} < P_{Vn1} \text{ maka } N_{u1} = P_{Vn1}$$

$$\begin{aligned} N_{u1} &= P_{Vn1} \\ &= 1770.353 \text{ ton} \\ &= 17703529.101 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{u \text{ sap}} = -134.175 \text{ ton}$$

Penulangan Lentur

$$M_x = 7908224100 \text{ Nmm}$$

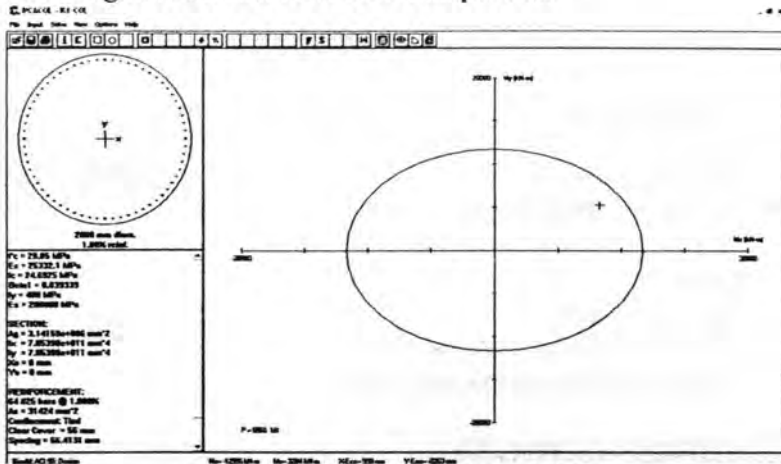
$$M_y = 2952068000 \text{ Nmm}$$

$$P_u = 17703529.10 \text{ N}$$

$$P_u / A_g = 5.635$$

$$M_u / b h^2 = 2.517$$

Dari diagram interaksi PCA COL didapat nilai



Gambar 5.30. Diagram interaksi K1

$$\rho = 0.010$$

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

$$= 31415.927 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 64 D25 (As pasang = 31415.93 mm²)

Penulangan Geser

$$\beta_1 = 1.100 > 1.1$$

$$\beta_2 = 1.000$$

$$\beta_3 = 1.000$$

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b_v \cdot d_o \cdot ((A_{st} \cdot f_c) / (b_v \cdot d_o))^{1/3}$$

$$= 262.14 \text{ ton}$$

$$V_u = 134.17 \text{ ton}$$

$$V_u / K_{rc} = 134.17 / 0.7$$

$$= 191.68 \text{ ton}$$

$$V_{u \text{ maks}} = 0.2 \cdot f_c' \cdot b_v \cdot d_o$$

$$= 0.2 \cdot 29.05 \cdot 2000 \cdot 1925.5$$

$$= 2237.43 \text{ ton}$$

$$Krc.Vu_{maks} = 1566.20 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} Vu_{min} &= Vuc + 0,6bv.do \\ &= 262.14 + (0,6 * 2000 * 1925.5) / 10000 \\ &= 493.20 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Krc.Vu_{min} &= 0,7 * 493.20 \\ &= 345.24 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kontrol Geser

Syarat 1

$$Vu < Krc.Vmaks$$

$$134.17 < 1566.202 \text{ ton} \dots\dots \text{OK}$$

Syarat 2

$$Vu < Krc.Vumin$$

$$134.17 < 345.243 \text{ ton} \dots\dots \text{OK}$$

Pakai tulangan sengkang minimum

$$Av_{min} = 0,35 * (bv * s) / fy$$

$$s = 75 \text{ mm}$$

dipasang ϕ 12 – 75 mm

Penulangan K2

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$Dkolom = 2 \text{ m}$$

$$Ln = \text{jarak bersih bentang balok}$$

$$= L - Dkolom$$

$$= 6 \text{ m}$$

$$dc = 50 \text{ mm}$$

$$\text{tul. Utama} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{tul. Sengkang} = 12 \text{ mm}$$

$$fc' = 29.05 \text{ Mpa} \quad \text{K-350}$$

$$fy = 400 \text{ Mpa}$$

$$fy \text{ sengkang} = 240 \text{ Mpa}$$

$$d = 1925.5 \text{ mm}$$

$$K_{rc} = 0.75 \text{ (lentur)}$$

$$K_{rc} = 0.7 \text{ (geser)}$$

$$\begin{aligned} M_{xsap} &= -826.85 \text{ tm} \\ &= 8268468000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ysap} &= -525.34 \text{ tm} \\ &= 5253387200 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{kap} &= (M_{kap2} * L) / L_n \\ &= 395.03 \text{ tm} \end{aligned}$$

Distribusi Momen pada Kolom

Faktor Distribusi :

$$\mu_{BC} : \mu_{BD} = EI_1/L_1 : EI_2/L_2 \rightarrow 1/L_1 : 1/L_2$$

$$\begin{aligned} \mu_{BC} &= 1/L_1 / (1/L_1 + 1/L_2) \\ &= 0.597 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{BD} &= 1/L_2 / (1/L_1 + 1/L_2) \\ &= 0.403 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{BD} &= M_{kap2} * \mu_{BD} \\ &= 159.193 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\mu_{QR} : \mu_{QS} = EI_1/L_1 : EI_2/L_2 \rightarrow 1/L_1 : 1/L_2$$

$$\begin{aligned} \mu_{QR} &= 1/L_1 / (1/L_1 + 1/L_2) \\ &= 0.500 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{QS} &= 1/L_2 / (1/L_1 + 1/L_2) \\ &= 0.500 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{QR} &= M_{kap3} * \mu_{QR} \\ &= 307.249 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= (M_{QR} + M_{BD}) / \text{tinggi kolom} \\ &= 116.61 \text{ ton} \end{aligned}$$

$V_{usap} = -136.22 \text{ ton}$ maka pakai V_{usap}

$$P_{sap} = -490.792 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} P_{Vn2} &= V_n^2 * L / L_n \\ &= 65.839 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{u2} &= N_{u1} + P_{Vn2} \\ &= 1836.192 \text{ ton} \dots\dots \text{Maka pakai } N_{u2} \\ &= 18361918.957 \text{ N} \end{aligned}$$

Penulangan Lentur

$$M_x = 8268468000 \text{ Nmm}$$

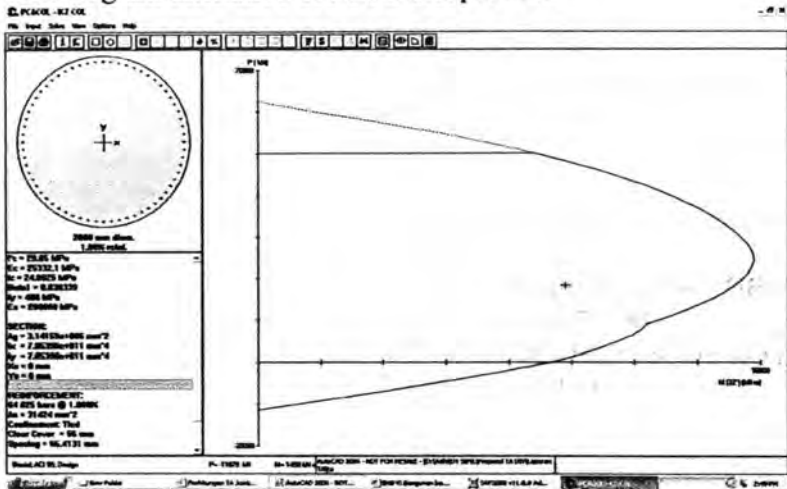
$$M_y = 5253387200 \text{ Nmm}$$

$$P_u = 18361918.96 \text{ N}$$

$$P_u / A = 5.845$$

$$M_u / bh^2 = 2.632$$

Dari diagram interaksi PCA COL didapat nilai



Gambar 5.31. Diagram interaksi K2

$$\rho = 0.010$$

$$\begin{aligned} A_{st} &= \rho b d \\ &= 31415.927 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan 64 D25 (A_s pasang = 31415.93 mm²)

Penulangan Geser

$$\beta_1 = 1.100 > 1.1$$

$$\beta_2 = 1.000$$

$$\beta_3 = 1.000$$

$$\begin{aligned} V_{uc} &= \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b_v \cdot d_o \cdot ((A_{st} \cdot f_c) / (b_v \cdot d_o))^{1/3} \\ &= 262.14 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$V_u = 134.17 \text{ ton}$$

$$V_u / K_{rc} = 134.17 / 0.7$$

$$= 191.68 \text{ ton}$$

$$V_{u \text{ maks}} = 0.2 * f_c * b_v * d_o$$

$$= 0.2 * 29.05 * 2000 * 1925.5$$

$$= 2237.43 \text{ ton}$$

$$K_{rc} \cdot V_{u \text{ maks}} = 1566.20 \text{ ton}$$

$$V_{u \text{ min}} = V_{uc} + 0.6 b_v \cdot d_o$$

$$= 262.14 + (0.6 * 2000 * 1925.5) / 10000$$

$$= 493.20 \text{ ton}$$

$$K_{rc} \cdot V_{u \text{ min}} = 0.7 * 493.20$$

$$= 345.24 \text{ ton}$$

Kontrol Geser

Syarat 1

$$V_u < K_{rc} \cdot V_{u \text{ maks}}$$

$$134.17 < 1566.202 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

Syarat 2

$$V_u < K_{rc} \cdot V_{u \text{ min}}$$

$$134.17 < 345.243 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

Pakai tulangan sengkang minimum

$$A_v \text{ min} = 0.35 * (b_v * s) / f_y$$

$$s = 75 \text{ mm}$$

dipasang ϕ 12 – 75 mm

Penulangan K3

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$D_{kolom} = 2 \text{ m}$$

$$L_n = \text{jarak bersih bentang balok}$$

$$= L - D_{kolom}$$

$$= 6 \text{ m}$$

$$d_c = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{tul. Utama} &= 25 \text{ mm} \\
 \text{tul. Senggang} &= 12 \text{ mm} \\
 f_c' &= 29.05 \text{ Mpa} \quad \text{K-350} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 f_y \text{ senggang} &= 240 \text{ Mpa} \\
 d &= 1925.5 \text{ mm} \\
 K_{rc} &= 0.75 \text{ (lentur)} \\
 K_{rc} &= 0.7 \text{ (geser)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xsap} &= -1379.45 \text{ tm} \\
 &= 13794468000 \text{ Nmm} \\
 M_{ysap} &= 435.32 \text{ tm} \\
 &= 4353248700 \text{ tm} \\
 M_{kap} &= (M_{kap3} * L) / L_n \\
 &= 614.50 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Distribusi Momen pada Kolom

Faktor Distribusi :

$$\mu_{BC} : \mu_{BD} = EI_1/L_1 : EI_2/L_2 \longrightarrow 1/L_1 : 1/L_2$$

$$\begin{aligned}
 \mu_{BC} &= 1/L_1 / (1/L_1 + 1/L_2) \\
 &= 0.5
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \mu_{BD} &= 1/L_2 / (1/L_1 + 1/L_2) \\
 &= 0.5
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{BD} &= M_{kap3} * \mu_{BD} \\
 &= 307.249 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\mu_{QR} : \mu_{QS} = EI_1/L_1 : EI_2/L_2 \longrightarrow 1/L_1 : 1/L_2$$

$$\begin{aligned}
 \mu_{QR} &= 1/L_1 / (1/L_1 + 1/L_2) \\
 &= 0.500
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \mu_{QS} &= 1/L_2 / (1/L_1 + 1/L_2) \\
 &= 0.500
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{QR} &= M_{kap4} * \mu_{QR} \\
 &= 252.383 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= (M_{QR} + M_{BD}) / \text{tinggi kolom} \\
 &= 139.91 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$V_u \text{ sap} = -136.22 \text{ ton} \dots\dots \text{ maka pakai } V_{usap}$$

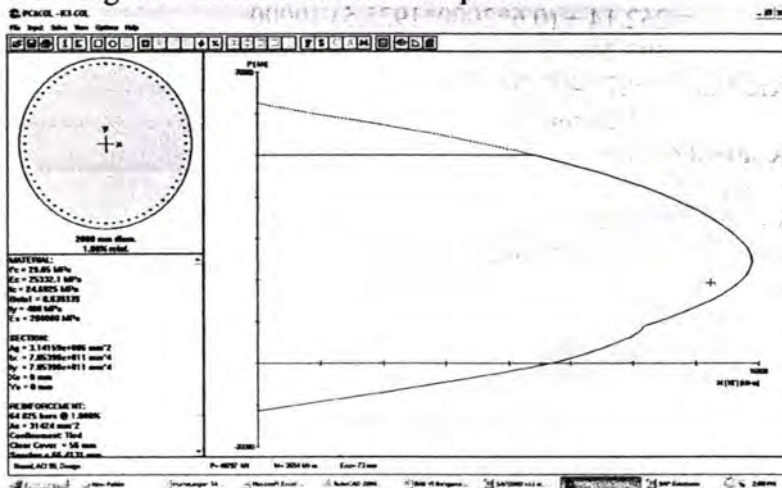
$$P_{sap} = -571.72 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 PVn3 &= Vn3 * L / Ln \\
 &= 102.416 \text{ ton} \\
 Nu3 &= Nu1 + PVn2 \\
 &= 1938.608 \text{ ton} \dots\dots \text{ Maka pakai } Nu3 \\
 &= 19386080.955 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 M_x &= 13794468000 \text{ Nmm} \\
 M_y &= 4353248700 \text{ Nmm} \\
 P_u &= 19386080.95 \text{ N} \\
 P_u / A &= 6.171 \\
 M_u / bh^2 &= 4.391
 \end{aligned}$$

Dari diagram interaksi PCA COL didapat nilai



Gambar 5.32. Diagram interaksi K3

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0.010 \\
 A_{st} &= \rho b d \\
 &= 31415.927 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan 64 D25 (As pasang = 31415.93 mm²)

Penulangan Geser

$$\beta_1 = 1.100 > 1.1$$

$$\beta_2 = 1.000$$

$$\beta_3 = 1.000$$

$$\begin{aligned} V_{uc} &= \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b_v \cdot d_o \cdot ((A_{st} \cdot f_c) / (b_v \cdot d_o))^{1/3} \\ &= 262.14 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$V_u = 139.91 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} V_u / K_{rc} &= 139.91 / 0.7 \\ &= 199.87 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u \text{ maks}} &= 0.2 \cdot f_c \cdot b_v \cdot d_o \\ &= 0.2 \cdot 29.05 \cdot 2000 \cdot 1925.5 \\ &= 2237.43 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$K_{rc} \cdot V_{u \text{ maks}} = 1566.20 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} V_{u \text{ min}} &= V_{uc} + 0.6 b_v \cdot d_o \\ &= 262.14 + (0.6 \cdot 2000 \cdot 1925.5) / 10000 \\ &= 493.20 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{rc} \cdot V_{u \text{ min}} &= 0.7 \cdot 493.20 \\ &= 345.24 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kontrol Geser

Syarat 1

$$V_u < K_{rc} \cdot V_{u \text{ maks}}$$

$$139.91 < 1566.202 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

Syarat 2

$$V_u < K_{rc} \cdot V_{u \text{ min}}$$

$$139.91 < 345.243 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

Pakai tulangan sengkang minimum

$$A_v \text{ min} = 0.35 \cdot (b_v \cdot s) / f_y$$

$$s = 75 \text{ mm}$$

dipasang ϕ 12 – 75 mm

Penulangan K4

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$D_{\text{kolom}} = 2 \text{ m}$$

$$L_n = \text{jarak bersih bentang balok}$$

$$= L - D_{\text{kolom}}$$

$$= 6 \text{ m}$$

$$d_c = 50 \text{ mm}$$

$$\text{tul. Utama} = 28 \text{ mm}$$

$$\text{tul. Sengkang} = 12 \text{ mm}$$

$$f_c' = 29.05 \text{ Mpa} \quad \text{K-350}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_y \text{ sengkang} = 240 \text{ Mpa}$$

$$d = 1924 \text{ mm}$$

$$K_{rc} = 0.75 \text{ (lentur)}$$

$$K_{rc} = 0.7 \text{ (geser)}$$

$$M_{\text{xsap}} = -1670.63 \text{ tm}$$

$$= 16706268000 \text{ Nmm}$$

$$M_{\text{ysap}} = 609.45 \text{ tm}$$

$$= 6094516300 \text{ tm}$$

$$M_{\text{kap}} = (M_{\text{kap}4} * L) / L_n$$

$$= 504.77 \text{ tm}$$

Distribusi Momen pada Kolom

Faktor Distribusi :

$$\mu_{BC} : \mu_{BD} = EI_1/L_1 : EI_2/L_2 \rightarrow 1/L_1 : 1/L_2$$

$$\mu_{BC} = 1/L_1 / (1/L_1 + 1/L_2)$$

$$= 0.5$$

$$\mu_{BD} = 1/L_2 / (1/L_1 + 1/L_2)$$

$$= 0.5$$

$$M_{BD} = M_{\text{kap}4} * \mu_{BD}$$

$$V_u = (M_{BD}) / \text{tinggi kolom}$$

$$= 63.10 \text{ ton}$$

$$V_u \text{ sap} = -147.34 \text{ ton} \dots \dots \text{ maka pakai } V_{\text{usap}}$$

$$\begin{aligned}
 P_{s4} &= -646.23 \text{ ton} \\
 P_{Vn4} &= V_{n4} * L / L_n \\
 &= 84.128 \text{ ton} \\
 N_{u4} &= N_{u3} + P_{Vn4} \\
 &= 2022.736 \text{ ton} \dots\dots \text{Maka pakai } N_{u4} \\
 &= 20227356.881 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Penulangan Lentur

$$M_x = 16706268000 \text{ Nmm}$$

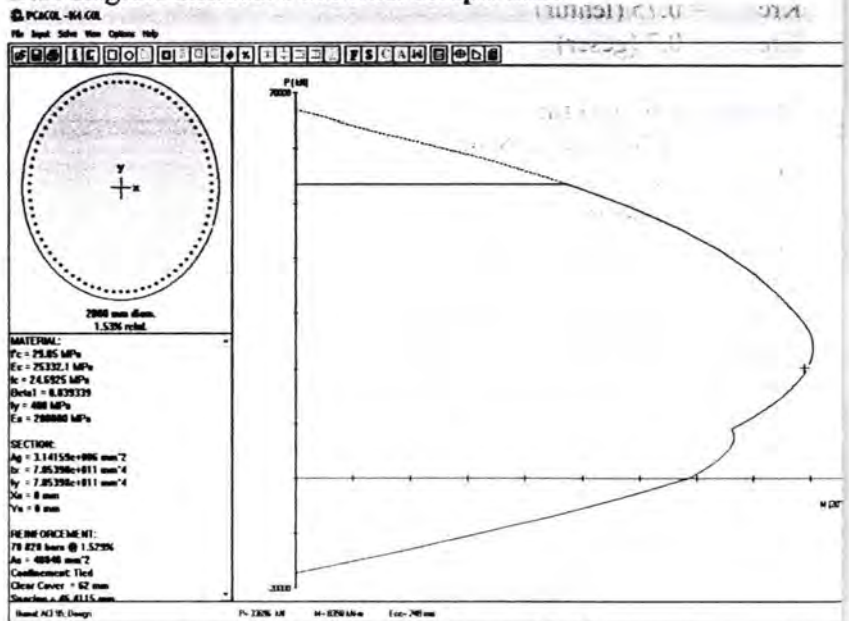
$$M_y = 6094516300 \text{ Nmm}$$

$$P_u = 20227356.88 \text{ N}$$

$$P_u / A = 6.439$$

$$M_u / b h^2 = 5.318$$

Dari diagram interaksi PCA COL didapat nilai



Gambar 5.33. Diagram interaksi K4

$$\rho = 0.015$$

$$\begin{aligned} A_{st} &= \rho b d \\ &= 48034.952 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan 80 D28 (As pasang = 49260.17 mm²)

Penulangan Geser

$$\beta_1 = 1.100 > 1.1$$

$$\beta_2 = 1.000$$

$$\beta_3 = 1.000$$

$$\begin{aligned} V_{uc} &= \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b_v \cdot d_o \cdot ((A_{st} \cdot f_c) / (b_v \cdot d_o))^{1/3} \\ &= 304.39 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$V_u = 147.34 \text{ ton}$$

$$V_u / K_{rc} = 147.34 / 0.7$$

$$= 210.48 \text{ ton}$$

$$V_{u \text{ maks}} = 0.2 \cdot f_c' \cdot b_v \cdot d_o$$

$$= 0.2 \cdot 29.05 \cdot 2000 \cdot 1924$$

$$= 2235.69 \text{ ton}$$

$$K_{rc} \cdot V_{u \text{ maks}} = 1564.98 \text{ ton}$$

$$V_{u \text{ min}} = V_{uc} + 0.6 b_v \cdot d_o$$

$$= 304.39 + (0.6 \cdot 2000 \cdot 1924) / 10000$$

$$= 535.27 \text{ ton}$$

$$K_{rc} \cdot V_{u \text{ min}} = 0.7 \cdot 535.27$$

$$= 374.69 \text{ ton}$$

Kontrol Geser

Syarat 1

$$V_u < K_{rc} \cdot V_{u \text{ maks}}$$

$$147.34 < 1564.98 \text{ ton} \dots\dots \text{OK}$$

Syarat 2

$$V_u < K_{rc} \cdot V_{u \text{ min}}$$

$$147.34 < 374.69 \text{ ton} \dots\dots \text{OK}$$

Pakai tulangan sengkang minimum

$$A_v \text{ min} = 0.35 \cdot (b_v \cdot s) / f_y$$

$$s = 75 \text{ mm}$$

dipasang ϕ 12 – 75 mm

Halaman ini sengaja dikosongkan

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

BAB VI PERLETAKAN

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS

ITS

ITS

BAB VI PERLETAKAN

6.1 Dasar Perencanaan

Perletakan elastomer terbuat dari karet alam atau sintetik dengan kekerasan IHRD (*Intencity Hardness of Durable Rubber*) yaitu strukturnya terdiri dari lapisan-lapisan karet yang dihimpit oleh plat baja dan dilekatkan melalui proses vulkanisasi. Karet ini memiliki tingkat kekenyalan yang tinggi, bersifat elastis, dan kuat dalam waktu yang cukup lama. Berdasarkan **BMS BDM 1992 pasal 7.1.1 hal.7-1**, fungsi dari perletakan adalah untuk mengendalikan interaksi beban dan gerakan antara bangunan atas dengan bangunan bawah. Perencanaan dimensi perletakan mengacu pada **BMS BDM 1992 Tabel 7.4 hal : 7-10** sedangkan untuk kontrol elastomer mengacu pada **BMS BDM 1992 volume 7** dan **BMS BDC 1992 volume 8**. Perletakan elastomer ini diasumsikan sebagai sendi dan rol. Diasumsikan sebagai sendi bila elastomer terkena beban dan girder membentur longitudinal stopper atau saat salah satu elastomer dapat menahan gerakan girder.

6.2 Analisa Pembebanan

6.2.1 Analisa pembebanan untuk beban gempa rencana

Analisis pembebanan pada elastomer dibedakan pada girder tepi dan girder tengah. Dalam analisis ini hanya meninjau pembebanan pada girder bentang 40m dengan asumsi beban yang ada pada bentang 40 m tersebut merupakan beban yang kritis bagi perletakan elastomer.

1. Beban mati

Girder tepi (40m)

	t (m)	b (m)	L (m)	n	Vol (m ³)	γ (t/m ³)	W (ton)
Pelat lantai	0.25	2.	20	1	10.	2.5	25

Aspal	0.05	0.85	20	1	0.85	2.2	1.87
Girder					28.41	2.5	35.52
Diafragma	0.15			7	0.368	2.5	0.920
Kerb	0.2	0.25	20	1	1.	2.5	2.5
Rabat	0.25	0.7	20	2	3.5	2.2	7.7
Pipa			20	2	40.	0.00713	0.285
Tiang sandaran	0.15	0.35	1.1	14.5	0.837	2.5	2.093
Air hujan	0.05	0.85	20	1	0.85	1	0.85

$$W1 = \boxed{76.73}$$

Girder tengah (40m)

	t (m)	b (m)	L (m)	n	Vol (m ³)	γ (t/m ³)	W (ton)
Pelat lantai	0.25	1.4	20	1	7.	2.5	17.5
Aspal	0.05	1.4	20	1	1.4	2.2	3.08
Girder					28.412	2.5	35.52
Diafragma	0.15	0.7		7	0.736	2.5	1.839
Air hujan	0.05	1.4	20	1	1.4	1	1.4

$$W1 = \boxed{59.33}$$

2. Beban Hidup Lalu lintas

Beban lalu lintas terdiri dari beban UDL (merata) dan beban KEL (garis). Perhitungan beban dilakukan pada girder tepi dan girder tengah.

Girder tepi (40m)

	Q	b (m)	L (m)	(1+DLA)	P (ton)
KEL	4.4 t/m	0.85		1.4	5.236
UDL	0.7 t/m ²	0.85	20	1.4	16.66

$$P_{total} = \boxed{21.896}$$

Girder tengah (40m)

	Q	b (m)	L (m)	(1+DLA)	P (ton)
KEL	4.4 t/m	0.85		1.4	8.624
UDL	0.7 t/m ²	0.85	20	1.4	27.44

Ptotal = 36.064

3. Beban pejalan kaki

Beban hidup trotoar merupakan beban dari pejalan kaki. Beban ini hanya dibebankan pada girder tepi saja karena beban ini bekerja pada trotoar.

a. L jembatan = 40 m

b. Lebar trotoar = 0.7 m

c. Luasan beban trotoar

$$\begin{aligned} \text{Luas} &= L_{\text{jembatan}} \times \text{lebar trotoar} \\ &= 40 \times 0,7 = 56 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

d. Intensitas beban (q_{trotoar}) = 5 Kpa
= 0.5 t/m²

e. Total beban hidup trotoar

$$P_{\text{trotoar}} = \text{Luas} \times q_{\text{trotoar}} = 56 \times 0,5 = 28 \text{ ton}$$

4. Beban rem

Beban rem berdasarkan *BMS BDC 1992* gambar 2.9. maka gaya rem untuk panjang bentang 40 m sebesar 250 KN atau 25 ton. Beban rem akan dibagi merata pada 9 girder dimana nilainya sebesar :

$$\begin{aligned} \text{Prem} &= 25 / 9 \\ &= 2,18 \text{ ton} \end{aligned}$$

5. Gaya gesek

Gaya yang ditimbulkan karena gesekan antara elastomer dengan permukaan girder yang menumpu pada elastomer.

Tabel 6.1. Perhitungan gaya gesek

Gaya Gesek	$KuTBx\sum DL$
	(KN)
Girder Tepi	613.84
Girder Tengah	474,64

6. Gaya Gempa

Analisis gaya gempa yang ditinjau adalah untuk girder tepi dan girder tengah.

Tabel 6.2. Perhitungan Gaya Gempa bentang 40m

Koef. Gempa = C.I.S = 0.18

Gaya Gempa	$TEQ = C.I.S.W_T$ (KN)	
	EQ_x	EQ_y
Girder Tepi	138.114	138.114
Girder Tengah	106,794	106,794

Gaya Vertikal Rencana :

Tabel 6.3. Perhitungan Gaya Vertikal Rencana

Beban Vertikal	$\sum LL + \sum DL$
	(KN)
Girder Tepi	1266.26
Girder Tengah	953.94

Rekapitulasi Gaya Vertikal Dan Horizontal :

Tabel 6.4. Perhitungan gaya vertikal dan horisontal

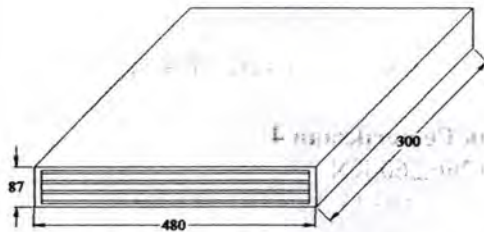
Gaya yang Bekerja	Girder Tepi			Girder Tengah		
	V (KN)	Hx (KN)	Hy (KN)	V (KN)	Hx (KN)	Hy (KN)
Gaya Gempa		138.114	138.114		106,794	106,794
Gaya Rem		21.8			21.8	
Gaya Gesek		613.84			474,64	
Beban vertikal	1266.26			953.94		
Total =	1266.26	773.754	138.114	953.94	603.234	106,794

$$\begin{aligned} V^*/N &= 1266.26 \text{ KN} \\ H_x^*(H_b) &= 773.754 \text{ KN} \\ H_y^*(H_a) &= 138.114 \text{ KN} \end{aligned}$$

Perencanaan Perletakan

Data perencanaan :

$$\begin{aligned} \text{Ukuran Perletakan} &= 480 \times 300 \times 87 \\ \text{Tebal Karet Tengah}(t_i)/t_e &= 6 \text{ mm} \\ \text{Jumlah Lapis Baja}(n) &= 6 \\ \text{Tinggi Keseluruhan}(t) &= 87 \text{ mm} \\ \text{Tebal Pelat Baja}(t_s) &= 5 \text{ mm} \\ \text{Tebal Selimut Sisi} &= 9 \text{ mm} \\ \text{Tebal Selimut Atas \& Bawah} &= 6 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 6.1. Perletakan Elastomer

Data Untuk Pemeriksaan 1

$$\begin{aligned} A_t &= 480 \times 300 \\ &= 144,000 \text{ mm}^2 \\ IRHD &= 53 \\ G &= 0.69 \text{ Mpa (BMS BDM 1992 Tabel 8.1 Hal 8-15)} \\ \delta_a &= H_a \cdot t / (1000 \cdot A_t \cdot G) \\ &= 0.000121 \text{ mm} \\ \delta_b &= H_b \cdot t / (1000 \cdot A_t \cdot G) \\ &= 0.000677502 \text{ mm} \\ a &= 471 \text{ mm} \\ b &= 291 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{eff} &= At(1-\delta a/a-\delta b/b) \\ &= 143999.6278 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Data Untuk Pemeriksaan 2

$$\begin{aligned} S &= a.b/(2(a+b).t_e) \\ &= 9.992782152 \dots (4 \leq S \leq 12) \end{aligned}$$

$$\alpha a = \alpha b = 0.0035 \text{ radian}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{sr} &= (\alpha a.a^2 + \alpha b.b^2)/(2.t.t) \\ &= 0.685074713 \end{aligned}$$

Data Untuk Pemeriksaan 3

$$\delta_s = \delta a + \delta b = 0.00080 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{sh} = \delta_s/t = 0.000009$$

$$0.9x_A = 129600 \text{ mm}^2$$

$$\epsilon_{sh \text{ maks}} = 0.7 \dots (A_{eff} \geq 0.9A)$$

Data Untuk Pemeriksaan 4

$$V*LL = 1266.260 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{sc} &= 6.S.V.103/(3.A_{eff}.G(1+2.S^2)) \\ &= 1.26898598 \end{aligned}$$

Data Untuk Pemeriksaan 5

$$A_t = 144000 \text{ mm}^2$$

Data Untuk Pemeriksaan 6

$$\begin{aligned} C &= 4+a/b(6-3,3.a/b) \\ &= 5.066245084 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_h &= A.G(1-1/((a/b)+(b/a))^2) \\ &= 79493.74188 \end{aligned}$$

$$B = 2000 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} E &= E_h+(C.G.S^2/(1+C.G.S^2/(0,75*B))) \\ &= 79776.91163 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_c &= S(t_e(V.103/EA)) \\ &= 0.000992032 \end{aligned}$$

Data Untuk Pemeriksaan 7

$$b_o = 471 \quad \text{mm}$$

Data Untuk Pemeriksaan 8

$$f_{sy} = 400 \quad \text{Mpa}$$

$$t_i = 9 \quad \text{mm}$$

6.3. Kontrol Perletakan**1. Pemeriksaan Luas Efektif Minimum**

$$A_{eff}/0,8.A > 1.00$$

$$1.25 > 1.00 \quad \text{OK}$$

2. Pemeriksaan Regangan Total Maksimum

$$e_T = e_{sc} + e_{sr} + e_{sh} \leq 2,6/\sqrt{G}$$

$$1.95 \leq 3.13 \quad \text{OK}$$

3. Pemeriksaan Regangan Geser Maksimum

$$e_{shmaks}/e_{sh} > 1.00$$

$$76274.20 > 1.00 \quad \text{OK}$$

4. Pemeriksaan Batas Leleh

$$1,4.V.(0,69/G)/e_{sc.VLL} > 1.00$$

$$1.10 > 1.00 \quad \text{OK}$$

5. Pemeriksaan Tegangan Maksimum Rata-Rata

$$1,5.A_t/V^* > 1.00$$

$$170.581 > 1.00 \quad \text{OK}$$

6. Pemeriksaan Perputaran Maksimum

$$(\alpha.a + \alpha.b)/(4.dc) > 1.00$$

$$672.11 > 1.00 \quad \text{OK}$$

7. Pemeriksaan Stabilitas Tekan

$$2.be.G.S.A_{eff}/(1000.V^*) > 1.00$$

$$738.627 > 1.00 \quad \text{OK}$$

8. Pemeriksaan Tebal Baja Minimum (ts)

$$ts/3 > 1.00$$

$$1.67 > 1.00 \text{ OK}$$

$$ts.A.fsy/(3000.V*.ti) > 1.00$$

$$8.42 > 1.00 \text{ OK}$$

9. Pemeriksaan Tahanan Gesek Terhadap Geseran (perlu tahanan alternatif bila < 1)

$$0,1(V*+3000.Aeff)/H* > 1.00$$

$$55831.72 > 1.00 \text{ OK}$$

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS

ITS

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

BAB VII PERENCANAAN BANGUNAN PELENGKAP

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS

ITS

ITS

BAB VII PERENCANAAN BANGUNAN PELENGKAP

7.1 Perencanaan Pelat Injak

Pelat injak merupakan konstruksi yang terletak menempel pada abutment, dengan ditumpu pada satu sisi oleh konsol abutment. Fungsi pelat injak adalah mencegah terjadinya penurunan pada oprit jembatan.

7.1.1 Dimensi Pelat Injak

Konstruksi pelat injak jembatan ini direncanakan terbuat dari beton bertulang dengan mutu beton $f_c' = 25$ Mpa dan tulangan yang dipasang adalah tulangan dengan mutu $f_y = 400$ Mpa.

Menurut *BMS BDM 1992 Hal 3.31*. Dimensi permulaan untuk pelat injak pada pondasi sumuran adalah :

- Panjang dapat diambil sebesar 2500 mm
- Tebal sebesar 200 mm.

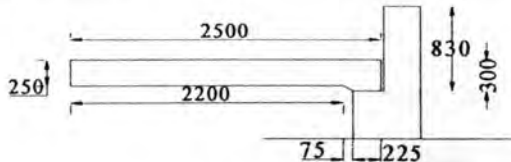
Dimensi dari pelat injak yang direncanakan mempunyai panjang 13,5 , lebar 2,5m dan tebal 0,25m.

Tabel 7.1. Faktor Beban Pelat Injak

TABEL FAKTOR BEBAN		
Notasi Faktor Beban	Keterangan	Faktor Beban ULS
Berat sendiri Kums	Beton cor ditempat	1.3
Beban mati tambahan Kuma	kasus umum	2
Beban lajur "D" KuTD		2
Berat timbunan tanah		1.25

Tabel 7.2. Berat Bahan Pelat Injak

TABEL BERAT BAHAN		
Bahan Jembatan	Berat sendiri	Satuan
Beton Bertulang (cor)	25	KN/m ³
Berat timbunan tanah	17.2	KN/m ³
Overlay/Aspal	22	KN/m ³



Gambar 7.1 Dimensi Pelat Injak

Tebal Plat	= 0.25 m = 250 mm
Tebal Aspal	= 0.05 m
Tebal timbunan	= 0.53 m
Panjang (L)	= 2.50 m = 2500 mm
Lebar (B)	= 14.74 m

7.1.2 Analisa Pembebanan

Dari perhitungan dimuka diperoleh data-data sebagai berikut :

Panjang (l) = 2500 mm

Tinggi (h) = 250 mm

Lebar (b) = 1000 mm

Tul Lentur(D)= 12 mm

Tul Geser (D)= 10 mm

Tebal selimut = 30 mm

d = 208 mm

f_c' = 25 Mpa K-350

f_y = 400 MPa

Perhitungan momen plat injak

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= 1.00 \times 0.35 \times 2.5 = 0.875 \text{ t/m}' \\ q \text{ tanah} &= 1.00 \times 0.6 \times 1.8 = 1.080 \text{ t/m}' \\ q_{\text{total}} &= 1.955 \text{ t/m}' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= q_{\text{total}} \times L \\ &= 6.843 \text{ ton/m}' \end{aligned}$$

Kombinasi yang digunakan adalah 1,4DL

$$\begin{aligned} M^* &= 1/8 q_{\text{total}} \cdot L^2 \\ M^* &= 0.125 \times 1.955 \times 0.25^2 \\ &= 2.138 \text{ tm/m}' \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan plat injak

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ Mpa} \quad \text{K-300} \\ \text{Tul. Lentur} &= \phi 12 \text{ mm} \\ f_y &= 400 \text{ Mpa} \\ \text{Tul susut} &= \phi 10 \text{ mm} \\ f_y &= 240 \text{ Mpa} \\ b &= 13500 \text{ mm} \\ d_c &= 40 \text{ mm} \\ h &= 250 \text{ mm} \\ d &= 204 \text{ mm} \\ K_{rc} &= 0.75 \text{ (lentur)} \end{aligned}$$

Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} M^* &= 21382812.500 \text{ Nmm} \\ \rho_{\text{min}} &= 1/f_y \\ &= 0.0025 \\ \rho_b &= ((0.85 \times f_c' \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) \\ &= 0.0271 \\ \rho_{\text{max}} &= 0.75 \cdot \rho_b \\ &= 0.0203 \\ M^* / b d^2 &= 0.03806 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Lihat grafik (*BMS BDM 1992 hal 5.18*)

$$\begin{aligned} \rho &= 0.0001 \\ \rho &= A_{st}/bd \\ \rho &\leq \rho_{\min} \\ 0.0001 &\leq 0.0025 \\ \text{pakai } \rho &= 0.0025 \\ A_{st} &= \rho \times b \times d \\ &= 9639 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan $\phi 12 - 150$ (As perlu = 10291.86 mm²)

Penulangan pembagi

$$\begin{aligned} A_{st} &= 20\% \times \text{tulangan } A_{st} \text{ pasang} \\ &= 2058.372 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan $\phi 10 - 250$ (As perlu = 4319.69 mm²)

KONTROL GESER

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 1.298 > 1.1 \\ \beta_2 &= 1.000 \\ \beta_3 &= 1.000 \\ V_{uc} &= \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b_v \cdot d_o \cdot ((A_{st} \cdot f_c) / (b_v \cdot d_o))^{1/3} \\ &= 162.204 \text{ ton} > V_u \text{ yang terjadi OK} \end{aligned}$$

7.2 Perencanaan Wing Wall

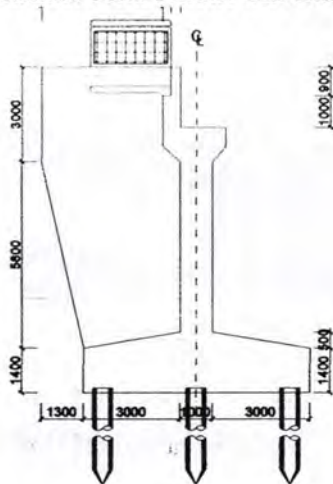
Fungsi dari wing wall (tembok sayap) adalah mencegah terjadinya longsor pada oprit jembatan, terutama longsor kesamping.

7.2.1 Dimensi Wing Wall

γ beton	= 25	KN/m ³
γ batu pasangan	= 23.5	KN/m ³
Tebal wing wall	= 300	mm
Tinggi bersih Wing Wall (H)	= 4597	mm
Tinggi rata rata Wing wall	= 2500	mm
Lebar bersih Wing Wall (B)	= 3355	mm
Lebar rata-rata Wing Wall	= 3426	mm
KuMS (Berat Sendiri)	= 1.3	(cor ditempat)

7.2.2 Analisis Pembebanan

Wing wall menahan berat sendiri dan tekanan tanah aktif.



Gambar 7.2. Gaya yang Bekerja Arah Vertikal Pada Wing Wall

Wing wall menahan berat sendiri dan tekanan tanah aktif

Ttk berat bagian 1 = 2.15 m

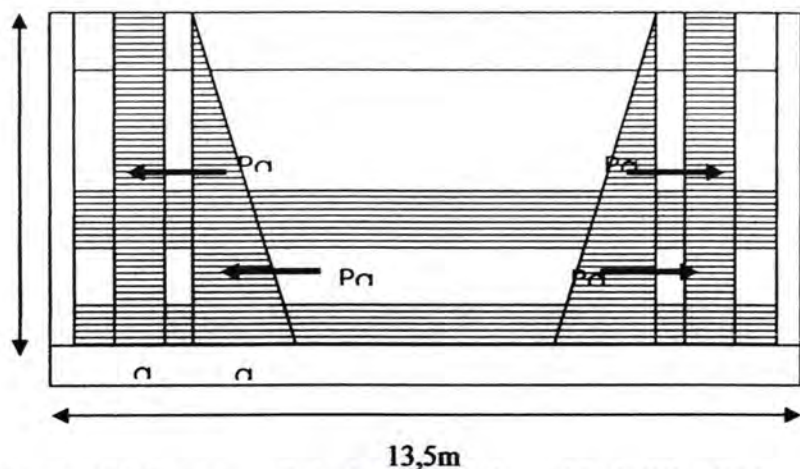
Ttk berat bagian 2 = 1.43 m

Berat Sendiri :

Wing wall = $0.3 \times 8.8 \times 25 = 66,0 \text{ KN/m}'$

Dinding parapet = $0.3 \times 1.2 \times 23.5 = 8.460 \text{ KN/m}'$

Total qDL = $74.460 \text{ KN/m}'$



Gambar 7.3 Gaya yang Bekerja Arah Horizontal Pada Wing Wall

Tekanan Tanah Aktif :

$$\gamma \text{ beton} = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma \text{ tanah timbunan dipadatkan} = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 28^\circ$$

$$K_a = 0.361$$

$$q = 11 \text{ KN/m}^2$$

Akibat beban terbagi rata

$$q \cdot K_a = 3.899 \text{ KN/m}^2$$

Akibat timbunan 1

$$\gamma K_a H_1 = 57.188 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{a1} = 3.90 \times 8.80 = 34.313 \text{ KN/m}$$

$$P_{a2} = 0.50 \times 57.19 \times 8.80 = 251.626 \text{ KN/m}$$

$$\text{Total } T_{a1} = 285.939 \text{ KN/m}$$

7.2.3 Perhitungan Momen dan Gaya Lintang

Akibat Berat Sendiri :

$$\begin{aligned} V_u \text{ DL} &= K_u \text{MS} \times \text{Total } q\text{DL} \times L \\ &= 416.231 \text{ KN} \\ \mu_u \text{ DL} &= K_u \text{MS} \times \frac{1}{2} \times q\text{DL} \times L^2 \\ &= 827.590 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Akibat Tekanan Tanah Aktif :

Bagian 1

$$\begin{aligned} V_u \text{ Ta 1} &= \text{Total Ta 1} \\ &= 285.939 \text{ KN} \\ \mu_u \text{ Ta 1} &= \sum \text{Ta 1} \times L \\ &= 614.768 \text{ KNm} \end{aligned}$$

7.2.4 Penulangan

Tulangan lentur penahan beban vertikal (DL) :

f_c'	=	25	Mpa	K-300
Dia Tul lentur	=	D 19	mm	
f_y	=	400	Mpa	
Dia Tul susut	=	16	mm	
f_y	=	240	Mpa	
b	=	300	mm	
Tebal selimut (dc)	=	50	mm	
h	=	8800	mm	
d	=	8740.50	mm	
K_{rc}	=	0.75		

Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} M^* &= 827589750.000 \text{ Nmm} \\ \rho_{\min} &= 1,4/f_y \\ &= 0.0035 \\ \rho_b &= ((0.85 \times f_c' \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) \\ &= 0.0271 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0.0203 \\ M^*/bd^2 &= 0.03611 \quad \text{N/mm}^2 \\ \text{Lihat grafik (BMS, BDM hal 5.18)} \\ \rho &= 0.0001 \\ \rho &= A_{st}/bd \\ \rho &\leq \rho_{\min} \\ 0.0001 &\leq 0.0009 \\ \text{pakai } \rho &= 0.0009 \\ A_{st} &= \rho \times b \times d \\ &= 2294.381 \quad \text{mm}^2 \\ \text{Dipakai tulangan } &6 \text{ D } 19 \quad (\text{As perlu} = 1701.17 \text{ mm}^2) \end{aligned}$$

Kontrol Geser

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 1.100 > 1.1 \\ \beta_2 &= 1.000 \\ \beta_3 &= 1.000 \\ V_{uc} &= \beta_1 \beta_2 \beta_3 \cdot b \cdot v \cdot d \cdot ((A_{st} \cdot f_c) / (b \cdot v \cdot d))^{1/2} \\ &= 73.012 \quad \text{ton} > V_u \text{ yang terjadi....OK} \end{aligned}$$

Tulangan lentur penahan beban horisontal (Ta) :

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ Mpa K-300} \\ \text{Tul lentur} &= \text{D } 16 \text{ mm} \\ f_y &= 400 \text{ Mpa} \\ \text{Tul susut} &= 12 \text{ mm} \\ f_y &= 240 \text{ Mpa} \\ b &= 8800 \text{ mm} \\ d_c &= 50 \text{ mm} \\ h &= 300 \text{ mm} \\ d &= 242 \text{ mm} \\ K_{rc} &= 0.75 \text{ (lentur)} \\ \text{Penulangan Lentur} \\ M^* &= 614767815.701 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y$$

$$= 0.0035$$

$$\rho_b = ((0.85 \times f_c \times \beta_1) / f_y) \times (600 / (600 + f_y))$$

$$= 0.0271$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0.0203$$

$$M^*/bd^2 = 1.19288 \text{ N/mm}^2$$

Lihat grafik (BMS, BDM hal 5.18)

$$\rho = 0.0041$$

$$\rho = A_{st}/bd$$

$$\rho \geq \rho_{\min}$$

$$0.0041 \geq 0.0035$$

pakai $\rho = 0.0041$

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

$$= 8818.431 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D 16 - 200 (As perlu = 8846.72 mm²)

Penulangan pembagi

$$\text{Tul pembagi} = 20\% \times \text{tulangan } A_{st} \text{ pasang}$$

$$= 1769.345 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan ϕ 12 - 300 (As perlu = 3430.62 mm²)

Kontrol Geser

$$\beta_1 = 1.279 > 1.1$$

$$\beta_2 = 1.000$$

$$\beta_3 = 1.000$$

$$V_{uc} = 2 \cdot \beta_3 \cdot b_v \cdot d_o \cdot ((A_{st} \cdot f_c) / (b_v \cdot d_o))^{1/2}$$

$$= 128.030 \text{ ton} > V_u \text{ yang terjadi} \quad \text{OK}$$

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VIII RENCANA ANGGARAN BIAYA

RENCANA ANGGARAN BIAYA
BAB VIII

BAB VIII
RENCANA ANGGARAN BIAYA

8.1. Analisa Harga Satuan

Analisis harga satuan ini digunakan untuk menilai harga dari tiap pekerjaan. Di dalam analisa harga satuan terdapat 3 bagian penting yaitu harga upah, bahan/material dan alat. Berikut ini analisa harga satuan yang digunakan dalam menyusun Rencana Anggaran Biaya perencanaan ulang jembatan Malangsari kabupaten Banyuwangi :

Pembersihan Lapangan Ringan		m²		
Upah:				
Mandor	0.0025	O.H	60,000.00	150.00
Pekerja	0.0500	O.H	25,000.00	1,250.00
			Jumlah:	1,400.00
			Nilai HSPK :	1,400.00
Pembuatan Bouwplank (UITZET)		m'		
Upah:				
Mandor	0.0050	O.H	60,000.00	300.00
Kepala Tukang Kayu	0.0100	O.H	50,000.00	500.00
Tukang Kayu	0.1000	O.H	40,000.00	4,000.00
Pekerja / Buruh Tak Terampil	0.1000	O.H	25,000.00	2,500.00
			Jumlah:	7,300.00
Bahan/Material:				
Kayu Meranti (Papan 2/20)	0.0042	m ³	1,999,850.00	8,399.37
Kayu Meranti (Usuk 5/7)	0.0039	m ³	1,750,000.00	6,825.00
Paku	0.0200	Kg	13,000.00	260.00
			Jumlah:	15,484.37
			Nilai HSPK :	22,784.37

Pengangkutan Tanah dr. Lubang Galian dalamnya lebih dari 1 m Upah: Mandor Pekerja / Buruh Tak Terampil	0.0075 0.1500	m3 O.H O.H	60,000.00 25,000.00	450.00 3,750.00
			Jumlah: Nilai HSPK :	4,200.00 4,200.00
Penggalian Tanah untuk konstruksi Upah: Mandor Pekerja / Buruh Tak Terampil	0.0250 0.7500	m3 O.H O.H	60,000.00 25,000.00	1,500.00 18,750.00
			Jumlah: Nilai HSPK :	20,250.00 20,250.00
Penggalian Tanah Keras Upah: Mandor Pekerja / Buruh Tak Terampil	0.0330 1.0000	m3 O.H O.H	60,000.00 25,000.00	1,980.00 25,000.00
			Jumlah: Nilai HSPK :	26,980.00 26,980.00
Pengurangan Sirtu (PADAT) Upah: Mandor Pekerja Terampil	0.0100 0.3000	m3 O.H O.H	60,000.00 30,000.00	600.00 9,000.00
			Jumlah:	9,600.00
Bahan: Tasirtu/ Sirtu	1.2000	m3	64,900.00	77,880.00
			Jumlah:	77,880.00
Sewa Peralatan: Sewa Alat Bantu (1 set @ 3 alat)	0.0213	Jam	1,000.00	21.25
			Jumlah: Nilai HSPK :	21.25 87,501.25

Pengurangan Pasir (PADAT)		m3		
Upah:				
Mandor	0.0100	O.H	60,000.00	600.00
Pekerja Terampil	0.3000	O.H	30,000.00	9,000.00
			Jumlah:	9,600.00
Bahan:				
Pasir Urug	1.2000	m3	99,366.91	119,240.30
			Jumlah:	119,240.30
Sewa Peralatan:				
Sewa Alat Bantu (1 set @ 3 alat)	0.0213	Jam	1,000.00	21.25
			Jumlah:	21.25
			Nilai HSPK :	128,861.55
Pemancangan Tiang Pancang ø 50 cm		m'		
Upah :				
Mandor	0.1250	O.H	60,000.00	7,500.00
			Jumlah	7,500.00
Bahan :				
Tiang pancang Dia 50 cm	1.0000	m'	483,891.99	483,891.99
			Jumlah	483,891.99
Sewa Peralatan :				
Sewa crane 30 ton - min 8 jam (termasuk mob/demob. Operator, BBM)	0.2180	jam	225,000.00	49,050.00
Sewa hammer tiang pancang - min 8 jam (termasuk mob/demob. Operator, BBM)	0.2180	jam	185,000.00	40,330.00
			Jumlah	89,380.00
			Nilai HSPK :	580,771.99

Pekerjaan Pembesian				
Upah:				
Mandor	0.0050	O.H	60,000.00	300.00
Kepala Tukang Besi	0.0050	O.H	50,000.00	250.00
Tukang Besi	0.0050	O.H	35,000.00	175.00
Pekerja/Buruh Tak Terampil	0.1500	O.H	25,000.00	3,750.00
			Jumlah:	4,475.00
Bahan:				
Besi Beton Polos	1.1250	Kg	10,700.00	12,037.50
Kawat Ikat Beton (Bendrat)	0.0204	Kg	13,500.00	275.40
			Jumlah:	12,312.90
			Nilai HSPK :	16,787.90
Pembongkaran Cetakan Dan Penyiraman Beton				
Upah:				
Pekerja/Buruh Tak Terampil	3.0000	O.H	25,000.00	75,000.00
			Jumlah:	75,000.00
			Nilai HSPK :	75,000.00
Acuan Untuk Beton Struktur (bekisting)				
Upah :				
Mandor	0.0600	O.H	60,000.00	3,600.00
Kepala Tukang Kayu	0.3300	O.H	50,000.00	16,500.00
Tukang Kayu	3.0000	O.H	40,000.00	120,000.00
Pekerja/Buruh Tak Terampil	3.0000	O.H	25,000.00	75,000.00
			Jumlah	215,100.00
Bahan :				
Kayu Meranti Bekisting	0.4000	m3	1,513,400.00	605,360.00
Paku	4.0000	Kg	13,000.00	52,000.00
			Jumlah	657,360.00
Sewa Peralatan				
Sewa Alat Bantu (1set @ 3 alat)	0.3243	Jam	1,000.00	324.30
			Jumlah	324.30
			Nilai HSPK :	872,784.30

Perancah Sementara		m2		
Upah:				
Mandor	0.0415	O.H	60,000	2,490.00
Kepala Tukang Kayu	0.0830	O.H	50,000	4,150.00
Tukang Kayu	0.8300	O.H	40,000	33,200.00
Pekerja Terampil	0.8300	O.H	30,000	24,900.00
			Jumlah:	64,740.00
Bahan:				
Kayu Gelam f 8-10cm	5.5000	Btg	9,200	50,600.00
Kayu Meranti Bekisting	0.0099	m3	1,513,400	14,982.66
Kayu Meranti 4/6 (skur)	0.0079	m3	1,648,550	13,023.55
Paku	0.2000	Kg	9,200	1,840.00
			Jumlah:	80,446.21
			Nilai HSPK :	145,186.21
Pekerjaan Beton Rabat K-175 (1Pc:3Ps:6Kr)		m3		
Upah :				
Mandor	0.0800	O.H	60,000.00	4,800.00
Kepala Tukang Batu	0.0250	O.H	50,000.00	1,250.00
Tukang Batu	0.2500	O.H	40,000.00	10,000.00
Pekerja Terampil	1.6500	O.H	30,000.00	49,500.00
			Jumlah:	65,550.00
Bahan :				
Semen PC (Portland Cement) 50 kg	3.7257	Zak	53,000.00	197,462.10
Pasir Cor	0.5081	m3	97,300.00	49,438.13
Batu Pecah 2/3 cm	1.0161	m3	129,750.00	131,838.98
			Jumlah:	378,739.21
			Nilai HSPK	444,289.21

Pekerjaan Beton Berstruktur K-225 (1 Pc: 2 Psr: 3Kr)		m3		
Upah:				
Mandor	0.1620	O.H	60,000.00	9,720.00
Tukang Batu	0.3240	O.H	40,000.00	12,960.00
Pekerja/Buruh Tak Terampil	1.9450	O.H	25,000.00	48,625.00
			Jumlah:	71,305.00
Bahan:				
Pasir Cor / Beton	0.5450	m3	97,300.00	53,028.50
Semen PC (Portland Cement) 50 kg	5.9946	Zak	53,000.00	317,713.80
Batu Pecah Mesin 1/2 cm	0.6500	m3	131,906.40	85,739.16
			Jumlah:	456,481.46
Sewa Peralatan:				
Sewa Concrete Mixer 0.50 M3 (min 3 jam)	0.0263	Jam	50,000.00	1,313.55
Sewa Vibrator (min 5 jam)	0.0263	Jam	135,000.00	3,546.59
Sewa Alat Bantu (1 set @ 3 alat)	0.3243	Jam	1,000.00	324.32
			Jumlah:	5,184.46
			Nilai HSPK :	532,970.92

Pekerjaan Beton Berstruktur K-350 (1 Pc : 1,5 Ps : 2,5 Kr)		m3		
Upah:				
Mandor	0.0840	O.H	60,000.00	5,040.00
Kepala Tukang Batu	0.0350	O.H	50,000.00	1,750.00
Tukang Batu	0.2100	O.H	40,000.00	8,400.00
Pekerja/Buruh Tak Terampil	2.1000	O.H	25,000.00	52,500.00
			Jumlah:	67,690.00
Bahan:				
Pasir Cor	0.4882	m3	97,300.00	47,501.86
Semen PC (Portland Cement) 50 kg	7.1603	Zak	53,000.00	379,495.90
Batu Pecah Mesin 1/2 cm	0.8137	m3	131,906.40	107,332.24
			Jumlah:	534,330.00

<u>Sewa Peralatan:</u>				
Sewa Concrete Mixer 0.50 m3 (min 3 jam)	0.2520	Jam	50,000.00	12,600.00
Sewa Concrete Pump (min 3 jam)	0.2520	Jam	25,000.00	6,300.00
Sewa Vibrator (min 5 jam)	1.0000	Jam	135,000.00	135,000.00
Sewa Alat Bantu (1 set @ 3 alat)	0.1680	Jam	1,000.00	168.00
			Jumlah:	154,068.00
			Nilai HSPK :	756,088.00
Unit Pracetak Gelagar Beton L=40m ; H = 1.7 m				
<u>Upah:</u>				
Pekerja tak terampil	Jam	4.6667	3,200.00	14,933.44
Mandor	Jam	0.5666	4,650.00	2,634.69
Tukang Batu	Jam	1.6667	4,200.00	7,000.14
			Jumlah	24,568.27
<u>Bahan:</u>				
Unit Pracetak Gelegar Beton L = 40	Buah	1.0000	172,805,000.00	172,805,000.00
Stressing Strand	Ls	1.0000	95,000,000.00	95,000,000.00
Grouting	Ls	1.0000	350,000.00	350,000.00
			Jumlah	268,155,000.00
			Total	268,179,568.27
			NILAI HSPK :	268,179,570.00
Pemasangan Gelagar Beton L=40m				
<u>Upah:</u>				
Pekerja tak terampil	Jam	12.0000	3,200.00	38,400.00
Mandor	Jam	12.0000	4,650.00	55,800.00
Tukang Batu	Jam	12.0000	3,590.00	43,080.00
			Jumlah	137,280.00

Bahan:				
Crane 120 ton	Jam	20.0000	963,000.00	19,260,000.00
Gantry Crane	Jam	14.0000	199,020.00	2,786,280.00
			Jumlah	22,046,280.00
			Total	22,183,560.00
			NILAI HSPK :	22,183,560.00

Beton Diaphr.K-350 trmsk.Peneg.dan Pemas.				
Upah:				
Pekerja tak terampil	Jam	2.8900	3,200.00	9,248.00
Mandor	Jam	0.8667	4,650.00	4,030.16
Operator	Jam	0.8667	3,590.00	3,111.45
			Jumlah	16,389.61
Bahan:				
Beton Diaphragma K-350 sudah termasuk Stressing	Buah	1.0000	1,700,000.00	1,700,000.00
			Jumlah	1,700,000.00
Sewa Peralatan:				
Crane 10 - 15 ton	Jam	0.7550	188,106.00	142,020.03
Flat Bed Truck	Jam	0.3430	80,250.00	27,525.75
			Jumlah	169,545.78
			Total	1,885,935.39
			Nilai HSPK :	1,885,935.39
Beton Precast Pre Slab 7 cm dan Pemasangan				
Upah:				
Pekerja tak terampil	Jam	1.8900	3,200.00	6,048.00
Mandor	Jam	0.8667	4,650.00	4,030.16
Operator	Jam	0.8667	35,600.00	30,854.52
			Jumlah	40,932.68

Bahan: Beton Pracetak K-250 7x125x120	Buah	1.0000	765,000.00	765,000.00
			Jumlah	765,000.00
Sewa Peralatan: Crane 10 - 15 ton	Jam	0.7500	188,106.00	141,079.50
Flat Bed Truck	Jam	0.3430	80,250.00	27,525.75
			Jumlah	168,605.25
			Total	974,537.93
			Nilai HSPK :	974,540.00
Pekerjaan Besi Pipa Galvanis 3 " (Medium)		m'		
Upah: Ongkos kerja Pemasangan	3.2708	m'	3,771.00	12,334.19
			Jumlah:	12,334.19
Bahan: Besi Pipa Galvanish Medium 3 "	1.0000	m'	92,667.41	92,667.41
			Jumlah:	92,667.41
			Nilai HSPK :	105,001.60

Agregat Lapis Pondasi Atas (LPA) Klas A Menggunakan Alat		m3		
Upah: Mandor	0.0067	O.H	60,000.00	400.02
Operator Alat Konstruksi	0.0133	O.H	35,000.00	466.66
Pembantu Operator	0.0133	O.H	25,000.00	333.50
Sopir	0.0067	O.H	35,000.00	233.35
Pembantu Sopir	0.0067	O.H	25,000.00	166.68
Pekerja / Buruh Tak Terampil	0.0400	O.H	25,000.00	1,000.00
Bahan/Material: Pasir Pasang	0.1267	m3	97,317.00	12,326.85
Batu Pecah Mesin 1/2 cm	0.4067	m3	131,906.40	53,641.98
Batu Pecah Mesin 2/3 cm	0.4800	m3	129,750.00	62,280.00

Batu Pecah Mesin 0.5/1 cm	0.2933	m3	135,150.00	39,643.95
<u>Sewa Peralatan:</u>				
Sewa Motor Grader 125 - 140 pk (min 5 jam)	0.0333	Jam	270,000.00	8,999.91
Sewa Truck Tangki Air (min 5 jam)	0.0333	Jam	70,000.00	2,333.31
Sewa Walles (min 5 jam)	0.0333	Jam	80,000.00	2,666.64
Sewa Alat Bantu (1 set @ 3 alat)	0.0017	Jam	1,000.00	1.68
			Nilai HSPK :	184,494.52
Agregat Lapis Pondasi Bawah (LPB) Klas B		m3		
<u>Upah:</u>				
Mandor	0.0030	O.H	60,000	180.00
Operator Alat Konstruksi	0.0133	O.H	35,000	466.90
Pembantu Operator	0.0133	O.H	25,000	333.50
Sopir	0.0067	O.H	35,000	233.35
Pembantu Sopir	0.0067	O.H	25,000	166.68
Pekerja / Buruh Tak Terampil	0.0400	O.H	25,000	1,000.00
			Jumlah:	2,380.42
<u>Bahan/Material:</u>				
Pasir Pasang	0.1600	m3	97,317.00	15,570.72
Batu Krikil Beton	1.0400	m3	91,900.00	95,576.00
			Jumlah:	111,146.72
<u>Sewa Peralatan:</u>				
Sewa Motor Grader 125 - 140 pk (min 5 jam)	0.0333	Jam	270,000.00	8,999.91
Sewa Truck Tangki Air (min 5 jam)	0.0333	Jam	70,000.00	2,333.31
Sewa Walles (min 5 jam)	0.0333	Jam	80,000.00	2,666.40
Sewa Alat Bantu (1 set @ 3 alat)	0.0016	Jam	1,000.00	1.61
			Jumlah:	14,001.23
			Nilai HSPK :	127,528.37

Produksi Lapis tipis aspal beton AC (lataston) menggunakan alat		Ton		
Upah:				
Mandor	0.0100	O.H	60,000.00	600.00
Operator	0.0300	O.H	35,000.00	1,050.00
Pembantu Operator	0.0300	O.H	25,000.00	750.00
Pengemudi / Sopir	0.0400	O.H	35,000.00	1,400.00
Pembantu Sopir	0.0400	O.H	25,000.00	1,000.00
Pekerja Terampil	0.0300	O.H	30,000.00	900.00
Pekerja / Buruh Tak Terampil	0.0600	O.H	25,000.00	1,500.00
Semen PC (Portland Cement) 50 kg	0.8000	Zak	53,000.00	42,400.00
			Jumlah:	49,600.00
Bahan/Material:				
Pasir Pasang	0.2700	m3	97,317.00	26,275.59
			Jumlah:	26,275.59
Sewa Peralatan:				
Aspal Panas Ac 60/70 (termasuk Angkutan)	70.0000	Kg	2,831.66	198,216.20
Batu Pecah Mesin 1/2 cm	0.2000	m3	131,906.40	26,381.28
Batu Pecah Mesin 0.5 / 1 cm	0.0750	m3	135,150.00	10,136.25
Sewa Amp 30 T (min 4 jam)	0.0500	Jam	750,000.00	37,500.00
Sewa Dump Truck 6 T	0.2400	Jam	95,000.00	22,800.00
Sewa Wheel Loader 1.7 - 2 m3 (min 5 jam)	0.0500	Jam	300,000.00	15,000.00
Sewa Alat Bantu (1 set @ 3 alat)	0.0024	Jam	1,000.00	2.40
			Jumlah:	310,036.13
			Nilai HSPK :	385,911.72



Penghamparan a.t.b tb. 6 cm		Ton		
Upah:				
Mandor	0.0099	O.H	60,000	591.42
Operator	0.0394	O.H	35,000	1,379.95
Pembantu Operator	0.0394	O.H	25,000	985.68
Pekerja Terampil	0.0789	O.H	30,000	2,365.62
Pekerja/ Buruh Tak Terampil	0.1183	O.H	25,000	2,957.05
			Jumlah:	8,279.71
Bahan/Material:				
Aspal Cutback	6.6000	Kg	2,708	17,874.45
Minyak Aspal	1.6600	Liter	6,950	11,537.00
			Jumlah:	29,411.45
Sewa Peralatan:				
Sewa Aspal Sprayer (min 4 jam)	0.0296	Jam	23,000	680.11
Sewa Aspal Finisher (min. 3 jam)	0.0493	Jam	600,000	29,570.40
Sewa Compressor (min 5 jam)	0.0394	Jam	75,000	2,957.03
Sewa Phenumatic Tire Roller (min 5 jam)	0.0493	Jam	155,000	7,639.02
Sewa Tandem Roller (min 5 jam)	0.0493	Jam	155,000	7,639.02
Sewa Alat Bantu (1 set @ 3 Alat)	0.0047	Jam	1,000	4.73
ATB/TBL/ Lapis Beton untuk LPA (Laston Atas) Menggunakan Alat	0.9857	Ton	332,309	327,550.17
			Jumlah:	376,040.48
			Nilai HSPK :	413,731.64

8.2. Rencana Anggaran Biaya

Penyusunan rencana anggaran biaya memperhatikan metode pelaksanaan saat mengerjakan pekerjaan pembangunan jembatan Malangsari. Tahapan pelaksanaan jembatan Malangsari dimulai dari pekerjaan pembuatan pangkal jembatan (abutment) pada kedua sisi. Setelah itu dilanjutkan pada pekerjaan pembuatan dua pilar jembatan. Metode pelaksanaan pembuatan pilar menggunakan perancah yang tinggi karena tinggi pilar mencapai 20 m. Pengecoran

pilar dilakukan dalam beberapa tahap sampai pada ketinggian dalam gambar. Setelah selesai abutment dan pilar maka dilanjutkan pada pekerjaan pemasangan girder untuk bentang 30 m. Tahap pertama dalam pemasangan girder ini adalah melakukan jacking pada tiap girder sesuai perhitungan. Tahap kedua adalah transportasi dari tempat jacking menuju jembatan menggunakan truk. Tahap ketiga adalah pemasangan girder pada jembatan. Peletakan girder 30 m dengan menggunakan gantry crane. Gantry crane ini dalam bergeser dalam arah melintang jembatan untuk meletakkan posisi girder. Kemudian pemasangan diafragma. Langkah selanjutnya adalah pengecoran pelat dengan menggunakan pelat pracetak sebagai dasar bekisting. Setelah itu pemasangan girder bentang 40 m dengan langkah yang sama dengan pemasangan girder 30 m. Langkah terakhir adalah finishing pada pekerjaan jembatan. Dari metode pelaksanaan tersebut maka disusun rencana anggaran biaya sebagai berikut :

NO	URAIAN	VOL	SAT.	HARGA SAT. (RP)	JUMLAH HARGA (RP)
I	<u>PEKERJAAN PERSIAPAN</u>				
1	Pembersihan site	1,981.54	ls	1,400.00	2,774,151.00
2	Pengukuran & bowplank	258.75	m'	22,784.37	5,895,401.00
3	Pekerjaan direksiket & gudang	1.00	ls	7,200,000.00	7,200,000.00
4	Air kerja	1.00	ls	1,800,000.00	1,800,000.00
5	Listrik Kerja	1.00	ls	6,000,000.00	6,000,000.00
6	Mobilisasi & demobilisasi	1.00	ls	10,000,000.00	10,000,000.00
7	Shopdrawing & administrasi proyek	1.00	ls	5,000,000.00	5,000,000.00
Sub Total I					38,669,552.00

II	<u>PEKERJAAN TANAH</u>				
1	Galian pondasi	1,537.60	m2	20,250.00	31,136,399.00
2	Galian pondasi bore pile (tanah keras)	972.00	m3	26,980.00	26,224,560.00
3	Pengangkutan tanah dari lubang	972.00	m3	4,200.00	4,082,400.00
Sub Total II					57,360,959.00

III	PEKERJAAN PONDASI				
1	Pek. Tiang pancang Ø 50 cm - 16m	810.00	m'	580,771.99	470,425,308.00
2	Pek. Beton K225 Bore pile φ2,5m	216.00	m3	1,044,363.07	225,582,423.00
3	Pek. Beton K175 Bore pile φ2,5m	432.00	m3	955,681.36	412,854,346.00
4	Pek. Pembesian Bore pile φ2,5m	39,856.68	kg	16,787.90	669,110,026.00
Sub Total III					1,777,972,103.00
IV	PEKERJAAN STRUKTUR BANGUNAN BAWAH				
1	Pekerjaan lantai kerja	27.65	m3	444,289.21	12,284,597.00
2	Pekerjaan beton poer abutment (K350)	365.80	m3	1,267,480.15	463,644,239.00
3	Pekerjaan pembesian poer abutment	24,969.15	kg	16,787.90	419,179,526.00
4	Pekerjaan beton poer pilar (K350)	336.00	m3	1,267,480.15	425,873,330.00
5	Pekerjaan pembesian poer pilar	95,398.29	kg	16,787.90	1,601,537,029.00
6	Pekerjaan beton dinding abutment (K350)	140.40	m3	1,267,480.15	177,954,213.00
7	Pekerjaan pembesian dinding abutment	18,552.85	kg	16,787.90	311,463,361.00
8	Pekerjaan beton kepala abutment (K350)	77.77	m3	1,267,480.15	98,576,368.00
9	Pekerjaan besi kepala abutment	10,672.69	kg	16,787.90	179,172,075.00
10	Pekerjaan beton balok pilar (K350)	21.60	m3	1,267,480.15	27,377,572.00
11	Pekerjaan besi balok pilar	5,606.89	kg	16,787.90	94,127,904.00
12	Pekerjaan beton kolom pilar (K350)	184.73	m3	1,267,480.15	234,136,092.00
13	Pekerjaan pembesian kolom pilar	13,805.45	kg	16,787.90	231,764,505.00
14	Pekerjaan beton Kepala pilar (K350)	1,009.80	m3	1,267,480.15	1,279,901,454.00
15	Pekerjaan pembesian Kepala pilar	43,793.09	kg	16,787.90	735,194,045.00
Sub Total IV					6,292,186,310.00

V	<u>PEKERJAAN STRUKTUR BANGUNAN ATAS</u>				
1	Unit Praecetak Gelagar Beton L=40m ; h = 1.7 m	9.00	buah	268,179,570.00	2,413,616,130.00
2	Pemasangan Gelagar Beton L=40m	9.00	buah	22,183,560.00	199,652,040.00
3	Unit Praecetak Gelagar Beton L=30m ; h = 1.6 m	18.00	buah	201,134,677.50	3,620,424,195.00
4	Pemasangan Gelagar Beton L=30m	18.00	buah	22,183,560.00	399,304,080.00
5	Beton Diaphr.K-350 trmsk. Peneg.dan Pemas.	120.00	buah	1,885,935.39	226,312,247.00
6	Beton Precast Pre Slab 7 cm dan Pemasangan	1,066.67	buah	974,540.00	1,039,509,334.00
7	Pekerjaan beton pelat	270.00	m ³	1,267,480.15	342,219,640.00
8	Pekerjaan pembesian pelat	36,864.53	kg	16,787.90	618,877,987.00
9	Expansion joint	54.00	m'	540,127.85	29,166,904.00
10	Elastomeric bearing pad	54	buah	1,685,896.00	91,038,384.00
Sub Total V					8,960,120,941.00
VI	<u>PEKERJAAN PENGASPALAN</u>				
1	Pengurugan sirtu (Padat) untuk jalan raya	3157.02	m ³	87,501.25	276,243,400.00
2	Agregat kelas A t = 30cm	172.50	m ³	184,494.52	31,825,305.00
3	Agregat kelas B t = 40cm	230.00	m ³	127,528.37	29,331,525.00
4	ATB 7cm	88.55	ton	413,731.64	36,635,937.00
5	AC-WC t= 5cm	189.75	ton	385,911.72	73,226,749.00
Sub Total VI					447,262,916.00
VII	<u>PEKERJAAN BANGUNAN PELENGKAP</u>				
1	Pekerjaan beton wingwall	54.58	m ³	1,044,363.07	57,002,172.00
2	Pekerjaan pembesian wingwall	3,200.80	kg	16,787.90	53,734,754.00
3	Pekerjaan beton pelat injak	15.88	m ³	1,044,363.07	16,579,264.00
4	Pekerjaan pembesian pelat injak	1,451.40	kg	16,787.90	24,365,912.00
5	Sloof sandaran K225	7.50	m ³	1,951,002.92	14,632,522.00
6	Tiang sandaran K225	14.14	m ³	1,951,002.92	27,588,240.00
7	Rabat trotoar (t=20cm)	28.00	m ²	444,289.21	12,440,098.00
8	Beton kerb K225	12.50	m ³	1,951,002.92	24,387,537.00
9	Railing pipa sandaran (pipa galvanis 3")	400.00	m'	105,001.60	42,000,639.00
Sub Total VII					272,731,138.00

Dari rencana anggaran biaya di atas maka rekapitulasi akhir pekerjaan jembatan Malangsari yang ditambah biaya pajak sebesar 10% dari total anggaran adalah sebagai berikut :

REKAPITULASI RENCANA ANGGARAN BIAYA
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN MALANGSARI
BANYUWANGI - JAWA TIMUR

NO	URAIAN	JUMLAH HARGA (RP)
I	PEKERJAAN PERSIAPAN	38,669,552.00
II	PEKERJAAN TANAH	57,360,959.00
III	PEKERJAAN PONDASI	1,777,972,103.00
IV	PEKERJAAN STRUKTUR BANGUNAN BAWAH	6,292,186,310.00
V	PEKERJAAN STRUKTUR BANGUNAN ATAS	8,980,120,941.00
VI	PEKERJAAN PENGASPALAN	447,262,916.00
VII	PEKERJAAN BANGUNAN PELENGKAP	272,731,138.00
	JUMLAH	17,866,303,919.00
	PPN 10 %	1,786,630,391.90
	TOTAL BIAYA	19,652,935,000.00
<p>Terbilang : Sembilan Belas Milyar Enam Ratus Lima Puluh Dua Juta Sembilan Ratus Tiga Puluh Lima Ribu Rupiah</p>		

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



BAB IX PENUTUP



ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

ITS

ITS

BAB IX PENUTUP

9.1. Kesimpulan

Dari analisa Perencanaan Ulang Jembatan Malangsari dengan Sistem Balok Prategang di Kabupaten Banyuwangi, diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut :

- a. Jembatan Malangsari dibagi menjadi 3 bentang yaitu bentang tepi masing-masing panjangnya 30 dan bentang tengah panjangnya 40m
- b. Dimensi plat lantai kendaraan ditetapkan dengan ketebalan 25 cm.
- c. Dimensi balok jembatan dengan mengambil material balok prategang dengan bentang 40 m dimensi balok 800/1700 dan bentang 30 m berdimensi 550/1600.
- d. Pada pangkal jembatan baik arah Glenmore maupun arah Jember, pondasi berupa tiang pancang dengan kedalaman sampai 16 m.
- e. Pilar jembatan direncanakan dengan sistem portal karena tinggi pilar mencapai 20 meter. Pondasi pilar menggunakan pondasi *bore pile* dengan kedalaman 6 meter.
- f. Kabel tendon menggunakan material *7-wire strand*. Untuk balok bentang 30 meter menggunakan 3 tendon dengan total strand sebanyak 28 strand dan bentang 40 meter menggunakan 4 tendon dengan total strand 50 strand.
- g. Tumpuan perletakan menggunakan elastomer berdimensi 480 x 300 x 87 mm.
- h. Besarnya rencana anggaran biaya dalam perencanaan ulang Jembatan Malangsari adalah Rp. 19.652.935.000,00 (sembilan belas milyar enam ratus lima puluh dua juta sembilan ratus tiga puluh lima ribu rupiah).

DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR PUSTAKA

- Bridge Management System Bridge Design Code (BMS BDM). 1992.** Departemen Pekerjaan Umum Dirjen Bina Marga.
- BAAK. 2006. Aturan Penyusunan Tugas Akhir.** Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Indra Karya PT. 2004.** Laporan Akhir Perencanaan Pekerjaan Perencanaan Teknik Jembatan (Paket 3) Jembatan Malangsari Ruas Kendeng Lembu – Batas Jember STA. 20+900 Kabupaten Banyuwangi. Surabaya.
- Lin TY, Burns H. 1988. Disain Struktur Beton Prategang Jilid 1.** Jakarta. Airlangga.
- Sosrodarsono, S., Nakazawa, K. 2000. Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi.** Jakarta: PT Pradnya Paramita.
- Sunggono kh.1995. Buku Teknik Sipil.** Bandung: Nova.

ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

LAMPIRAN

ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



ITS

Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS



ITS



ITS

ARAH SLENTMORE

ARAH JEMISER

TITIK BOR 3
ELV. 462.562

TITIK BOR 4
ELV. 461.609

TITIK SONDIR 3
ELV. 447.388

TITIK BOR 1
ELV. 465.690

TITIK SONDIR 2
ELV. 459.903

TITIK BOR 2
ELV. 469.624

TITIK SONDIR 1
ELV. 470.234

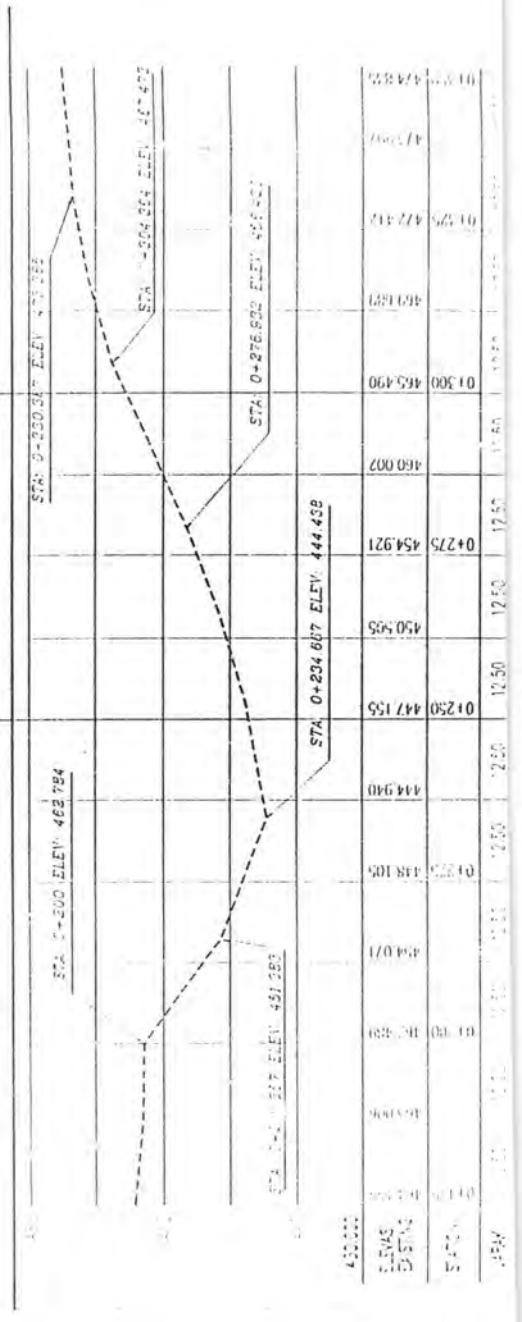
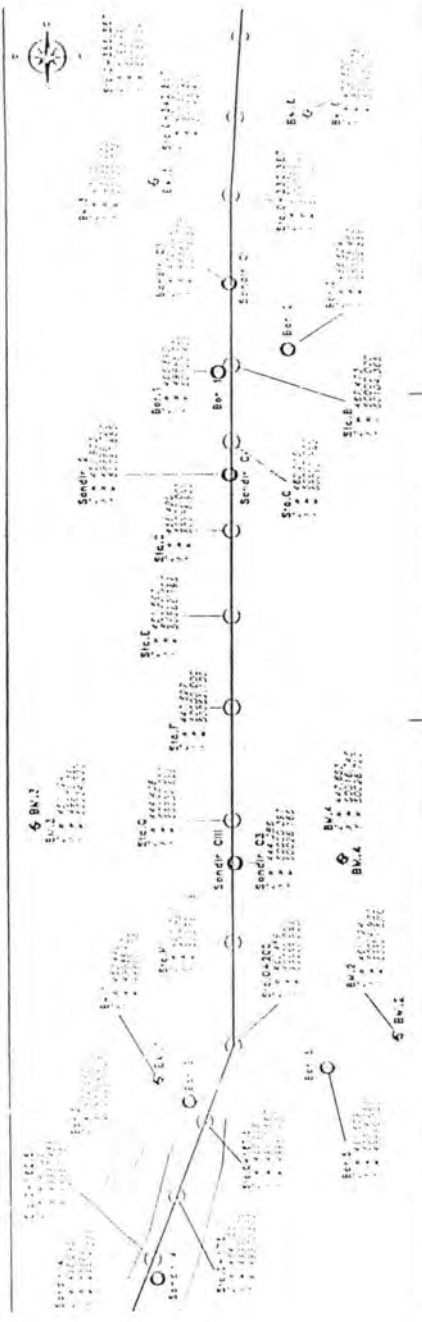
TITIK SONDIR 4
ELV. 455.299



Elevasi Rencana	469.543	464.844	451.892	445.514	431.433	461.245	469.910	474.205
Elevasi Existing	471.163							
Station	0+150	0+200	0+250	0+250	0+300	0+300	0+300	0+350

-  Tanah Penutup
-  Lembing
-  Pesisukan Tufa
-  Tufa

Skala
 1 : 100
 1 : 100
 1 : 100
 1 : 100



Station	Elevation
0+000	420.000
0+100	425.000
0+200	430.000
0+300	435.000
0+400	440.000
0+500	445.000
0+600	450.000
0+700	455.000
0+800	460.000
0+900	465.000
1+000	470.000
1+100	475.000
1+200	480.000
1+300	485.000
1+400	490.000
1+500	495.000
1+600	500.000
1+700	505.000
1+800	510.000
1+900	515.000
2+000	520.000
2+100	525.000
2+200	530.000
2+300	535.000
2+400	540.000
2+500	545.000
2+600	550.000
2+700	555.000
2+800	560.000
2+900	565.000
3+000	570.000
3+100	575.000
3+200	580.000
3+300	585.000
3+400	590.000
3+500	595.000
3+600	600.000
3+700	605.000
3+800	610.000
3+900	615.000
4+000	620.000
4+100	625.000
4+200	630.000
4+300	635.000
4+400	640.000
4+500	645.000
4+600	650.000
4+700	655.000
4+800	660.000
4+900	665.000
5+000	670.000
5+100	675.000
5+200	680.000
5+300	685.000
5+400	690.000
5+500	695.000
5+600	700.000
5+700	705.000
5+800	710.000
5+900	715.000
6+000	720.000
6+100	725.000
6+200	730.000
6+300	735.000
6+400	740.000
6+500	745.000
6+600	750.000
6+700	755.000
6+800	760.000
6+900	765.000
7+000	770.000
7+100	775.000
7+200	780.000
7+300	785.000
7+400	790.000
7+500	795.000
7+600	800.000
7+700	805.000
7+800	810.000
7+900	815.000
8+000	820.000
8+100	825.000
8+200	830.000
8+300	835.000
8+400	840.000
8+500	845.000
8+600	850.000
8+700	855.000
8+800	860.000
8+900	865.000
9+000	870.000
9+100	875.000
9+200	880.000
9+300	885.000
9+400	890.000
9+500	895.000
9+600	900.000
9+700	905.000
9+800	910.000
9+900	915.000
10+000	920.000



LABORATORIUM JALAN
DINAS PERKERJAAN UMUM BINA MARGA
PROVINSI JAWA TIMUR
 Jl. Gayung Kebonari No. 16/1 Telp. 8288634
S U R A B A Y A

No. 196 / 03
 Tanggal: Sembilan Masing 2003
 Lokasi: Jl. Jurnani Cakemite - Jember (Kali Banyuwangi)

PEMBORAN TEKNIK

No. 124
 Kedalaman: 0 (0) m (tanah setempat)

Kedalaman	Bor log	S P T	Jenis Tanah	Warna	Nilai SPT (Kedalaman (m))
0					
1			Lempung Kelanauan	Coklat	1 + 2 + 2 N = 1,60 - 2,00 m
2					
3					
4			Lempung lelempungan	Coklat muda	2 + 3 + 5 N = 3,50 - 4,00 m
5					
6					2 + 3 + 3 N = 5,50 - 6,00 m
7			Lempung lelempungan	Coklat kemerahan	2 + 4 + 2 N = 7,50 - 8,00 m
8					
9			Lempung lelempungan	Coklat kemerahan	4 + 5 + 5 N = 8,50 - 10,00 m
10					
11			Lempung lelempungan sedikit berbatu	Abu-abu hitam	
12					10 + 12 + 11 N = 11,50 - 12,00 m
13					
14					22 + 26 + 34 N = 13,50 - 14,00 m
15			Batu	Abu-abu hitam	23 + 29 + 36 N = 15,50 - 16,00 m
16					
17					27 + 30 + 35 N = 17,50 - 18,00 m
18					
19					27 + 30 + 35 N = 18,50 - 19,00 m
20					



LABORATORIUM JALAN
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA
PROVINSI JAWA TIMUR
 Jl. Gayung Lelonoan No. 167 Telp. 8288634
SURABAYA

Dib. 100/ 192
 Proyek : Jembatan Malangsan
 Lokasi : Jl. Jemberan Glenmore - Catusat Kab. Banyuwangi

PEMBORAN TEKNIK

5.6A
 Kedalaman = 0.00 m (Tanah setemnal)

Ke- dalamannya	Gorlog	S P T	Jenis Tanah	Warna	Rilis S P T Kedalaman (m)
0		0 20 40 60 80			
1			Lempung Kemerahan	Coklat	
2					1 + 1 + 2 N = 1.50 - 2.00 m
3			Lempung kelunggan	Coklat tua	
4					2 + 3 + 4 N = 3.50 - 4.00 m
5					2 + 2 + 3 N = 5.50 - 6.00 m
6					
7			Lempung kelunggan	Coklat kemerahan	
8					2 + 3 + 4 N = 7.50 - 8.00 m
9			Lempung kelunggan	Coklat kemerahan	
10					5 + 6 + 8 N = 9.50 - 10.00 m
11			Lempung kelunggan coklat tua	Abu-abu hitam	
12					18 + 10 + 24 N = + 11.50 - 12.00 m
13					
14					24 + 20 + 35 N = 6 13.50 - 14.00 m
15					
16			Galur	Abu-abu hitam	
17					27 + 30 + 36 N = 6 15.50 - 16.00 m
18					
19					28 + 20 + 20 N = 0 17.50 - 18.00 m
20					27 + 30 + 40 N = 7 19.50 - 20.00 m



**LABORATORIUM JALAN
UMUM PEKERJAAN UMUM BINA MARCA
PROVINSI JAWA TIMUR**
Jl. Gayamsari Kebonsari No. 167 Telp. 8286634
S U P A B A Y A

D/S 100 P-1
Proyek : Jembatan Malongjati
Lokasi : Jl. Jemberan Cadenmore - Jember Kab. Blaryuwangi

PEMBORAN TEKNIK

-1A
Elevasi : 000 m (Tanah setempat)

Kedalaman	Bor log	S P T					Jenis Tanah	Warna	Nilai S P T	
		0	20	40	60	80			Kedalaman (m)	
0										
1							Lanau kelungsuran sekalu batu kerikil	Abu - abu kelam	2 + 2 + 3 N = 1,50 - 2,00 m	
2										
3										
4							Lanau kelungsuran	Coklat muda	1 + 2 + 2 N = 3,50 - 4,00 m	
5										
6									2 + 2 + 4 N = 5,50 - 6,00 m	
7										
8									3 + 4 + 6 N = 7,50 - 8,00 m	
9										
10							Lanau kelungsuran	Coklat kemerahan	4 + 5 + 7 N = 9,50 - 10,00 m	
11										
12									4 + 6 + 5 N = 11,50 - 12,00 m	
13										
14							Pasir kasar, sedikit lanau + batu kerikil	Coklat kemerahan	7 + 9 + 14 N = 13,50 - 14,00 m	
15										
16									24 + 27 + 33 N = 15,50 - 16,00 m	
17										
18										
19							Pasir kasar, sedikit lanau + batu	Coklat kemerahan	22 + 26 + 25 N = 17,50 - 18,00 m	
20									25 + 28 + 38 N = 19,50 - 20,00 m	



**LABORATORIUM S.A.L.A.N
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA
PROVINSI JAWA TIMUR**

Jl. Gayung Kebonari No. 16 / 1 Ctp. 8285634

S. P. R. A. N. A. Y. A.

Skala: 1:1
 Proyek: Jembatan Kelumpang
 Lokasi: Jl. Jember - Celemare - Jember - Kab. Jember

PEMBORAN TEKNIK

SIA
 (Kapasitas = 0.00 m³ / buah setempat)

Ke- dalaman	Gol. log	S P T	Jenis Tanah	Warna	Nilai S P T Kedalaman (m)
0					
1					
2			Lempu kelungupatan	Coklat hitam	1 + 2 + 2 N = 1.50 - 2.00 m
3					
4			Lempu kelungupatan	Coklat merah	2 + 3 + 3 N = 3.50 - 4.00 m
5					
6					
7					
8			Lempu kelungupatan	Coklat kemerahan	4 + 5 + 7 N = 7.50 - 8.00 m
9					
10			Lempu kelungupatan sangat kasar kasar	Coklat kekuningan	5 + 6 + 8 N = 9.50 - 10.00 m
11					
12					
13					
14			Pada kawat kecil pasir + batu kerak	Coklat kekuningan	15 + 17 + 21 N = 11.50 - 12.00 m
15					
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					
23					
24					
25					
26					
27					
28					
29					
30					
31					
32					
33					
34					
35					
36					
37					
38					
39					
40					
41					
42					
43					
44					
45					
46					
47					
48					
49					
50					
51					
52					
53					
54					
55					
56					
57					
58					
59					
60					
61					
62					
63					
64					
65					
66					
67					
68					
69					
70					
71					
72					
73					
74					
75					
76					
77					
78					
79					
80					
81					
82					
83					
84					
85					
86					
87					
88					
89					
90					
91					
92					
93					
94					
95					
96					
97					
98					
99					
100					



LABORATORIUM JALAN
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA
PROPINSI JAWA TIMUR

Jalan Gayung Kebonsari No. 167 Telp. 02286634

SURABAYA

DATA PENGEBORAN DAN PENGUJIAN LABORATORIUM

No. Urut : 01
Jenis Pekerjaan : Perbaikan

Lokasi : Dusun Dendur Jember

Lokasi Bluk :
Kabupaten Banyuwangi

Tanggal :
Dikembangkan :
Diperiksa :

Pemilih :
Tehnik :

No.	No. Pengeboran	Jenis	Klasifikasi	Urutan Analisa Butiran			Kadar air awal Wc (%)	Batas Cair Cair LL (%)	Batas Plastis PL (%)	Index Plastis PI (%)	Berat Isi d ₁₅₀ (g)	Berat Jenis G	Kuat tekan (kg/cm ²)			Regang (%)
				# 10 Kenil	# 40 Pasir	# 200 Tanah S Lempung							0	1	Kuat tekan bebas dan DM	
		Lempung keempungan (sangat)	A-7-5	99,80	83,37	82,71	53,67	79,40	40,12	39,28	1,031	2,534	9 ⁰	0,04	0,09	4
		Lempung keempungan (sangat muda)	A-7-5	99,36	99,04	96,13	48,71	73,00	37,40	35,80	1,131	2,561	9 ⁰	0,07	0,16	4
		Lempung keempungan (sangat muda)	A-7-5	99,96	99,67	96,32	49,52	75,20	37,46	37,74	1,069	2,551	9 ⁰	0,08	0,14	4
		Lempung keempungan (sangat remeh)	A-7-5	100,00	99,62	98,81	46,39	73,10	36,65	36,45	1,154	2,574	9 ⁰	0,00	0,06	4



LABORATORIUM JALAN
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA
PROVINSI JAWA TIMUR

Jalan Gayung Kebonsari No. 167 Telp. 6266634

SURABAYA

DATA PENGEBORAN DAN PENGUJIAN LABORATORIUM

Profil : 100/100
No. Bor : 100/100
Pilih : Diambil-Jember

Lokasi : Kabupaten Banyuwangi
Elev. + :

Tanggal :
Dikerjakan :
Diperiksa :

Persegi
Tinggi

No	Tinggi	Jenis Tanah	Kondisi	Klasifikasi	Ukuran Analisa Butiran			Kadar air alam Wc (%)	Batas Cair LL(%)	Batas Plastis PL(%)	Index Plastis PI(%)	Berat Jsd T/M ³	Berat Jenis G	Angka Pore e	Mudaberkas (%)		Kuat leleh Batas Atas	Regangan (%)	Kelembapan
					# 10 Kerkul	# 40 Pasir	# 200 Tanah & Lempung								%	%			
1	100	lempung lembutan (silt)		A-7-5	95,74	90,06	97,32	58,77	81,30	42,16	39,11	0,946	2,516		8	0,20	0,26		4
2	100	lempung lembutan (silt)		A-7-5	92,72	89,04	98,13	57,27	77,01	40,77	36,23	1,033	2,553		8	0,18	0,27		4
3	100	lempung lembutan (silt)		A-7-5	99,61	93,76	98,05	55,04	77,00	36,66	37,35	1,012	2,541		7	0,26	0,29		4
4	100	lempung lembutan (silt)		A-7-5	99,84	98,70	94,65	51,17	75,50	36,20	36,27	1,168	2,592		6	0,19	0,16		4



**LABORATORIUM JALAN
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA
PROVINSI JAWA TIMUR**

Jalan Gayung Kebonsari No. 167 Telp. 02336634

SURABAYA

DATA PENGEBORAN DAN PENGUJIAN LABORATORIUM

Pekerjaan : Rehabilitasi Jalan Lokasi : Kabupaten Banyuwangi Tanggal : 10/01/2010
 Lokasi : BO Elev. : Disamping : Jenis : Tanah
 Pekerjaan : Elev. : Disamping : Disamping :

No	Keterangan	Kelas	Tipe	Detail	Klasifikasi	Ukuran Analisis Butiran			Kadar air alam Wc (%)	Batas Cair LL (%)	Batas Plastis PL (%)	Index Plastis PI (%)	Berat Jenis G	Kualitas		Regangan (%)	Kelembaban (%)	
						# 10	# 40	# 200						1	2			
						Kerikil	Pasir	Tanah & Lempung						1	2			
1				Lantau Kemplangan (sandi pasir kerikil 20% - 30% dalam)	A-7-5	88,17	70,10	61,19	48,13	75,80	36,13	39,67	1,021	2,546	8	0,00	0,07	5
2					A-7-5	89,52	99,17	97,88	46,82	71,00	35,96	39,04	1,004	2,523	9	0,00	0,06	4
3				Lantau Kemplangan (sandi halus)	A-7-5	89,75	98,82	98,31	47,00	73,20	35,22	37,85	1,113	2,581	7	0,08	0,08	5
4					A-7-5	98,74	97,62	94,65	43,35	72,60	34,19	36,41	1,200	2,603	10	0,00	0,08	5



LABORATORIUM JALAN
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA
PROVINSI JAWA TIMUR

Jalan Gayung Kebonsari No. 167 Telp. 8258634

SURABAYA

DATA PENGEBORAN DAN PENGUJIAN LABORATORIUM

Teknik : Uji Batas Atas dan Batas Bawah Glenzore-Jenber
No. Sampel : 34

Lokasi : Kabupaten Banyuwangi
Elev. * :

Tanggal :
Dikerjakan :
Diperiksa :

Fenya :
Tems :

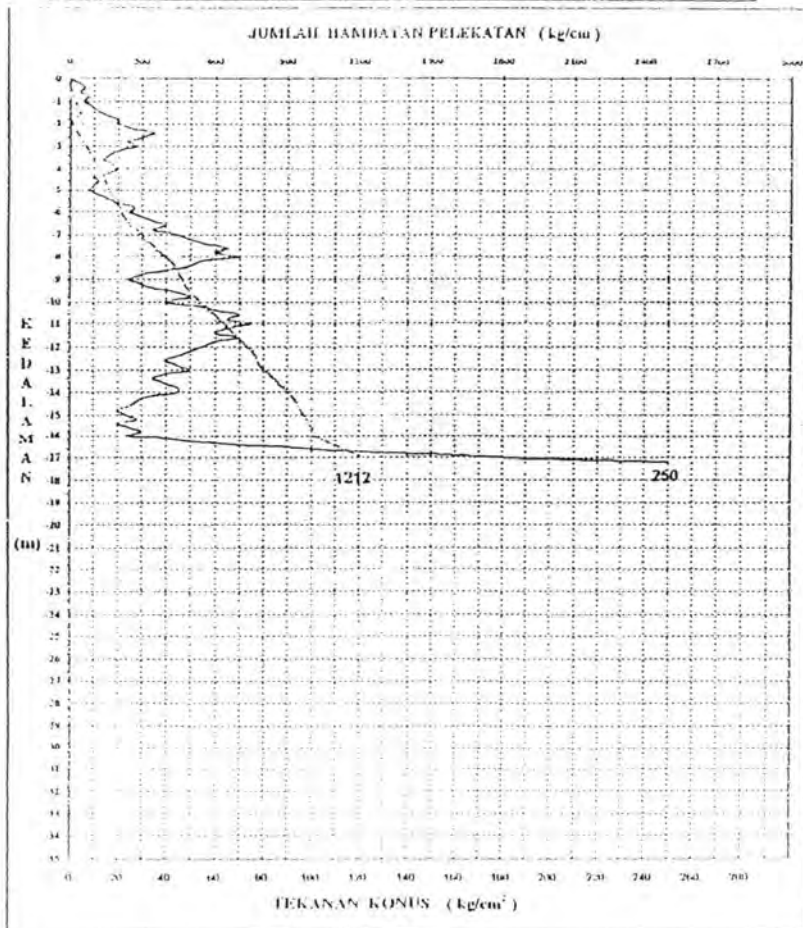
No	Klasifikasi	Kondisi	Klasifikasi	Uraian Analisa Butiran			Kadar air alami W _a (%)	Batas Cair (L ₁)(%)	Batas Plastis (P ₁)(%)	Index Plastis (PI)(%)	Berat Is d (T/M ³)	Berat Jenis (G)	Angka Pom e	Kualitas Agregat		Batas Atas	Batas Bawah	
				# 15 Kerikil	# 40 Pasir	# 200 Tanah & Lempung								U ₁	U ₂			
1			Lantau Keempungan (sokor hitam)	A-7-5	90,10	94,71	83,63	47,94	79,10	38,22	40,88	1,037	2,628	8 ¹	0,28	0,22	4	
2																		
3																		
4			Lantau Keempungan (sokor muda)	A-7-2	95,85	92,79	80,01	44,18	78,00	38,15	39,87	1,125	2,543	8 ¹	0,27	0,28	4	
5																		
6																		
7																		
8			Lantau Keempungan (sokor kemerahan)	A-7-5	96,82	92,14	86,79	40,18	72,00	34,24	37,78	1,409	2,674	8 ¹	0,35	0,28	5	



LABORATORIUM J. TAN
DINAS PEKERJAAN UMUM DAERAH
PROVINSI JAWA TIMUR
Jl. Gayung Ecolomani 167 Telp. 8288634
SURABAYA

STATIC CONE PENETROMETER GRAPH

No. Titik	1
Nama Jembatan	Malangsari
Lo k a s i	Jl. Jurusan Glenmore - Jember, Kab. Banyuwangi
Tinggi di atas	Tanah selengkap (+ 0.00 m)

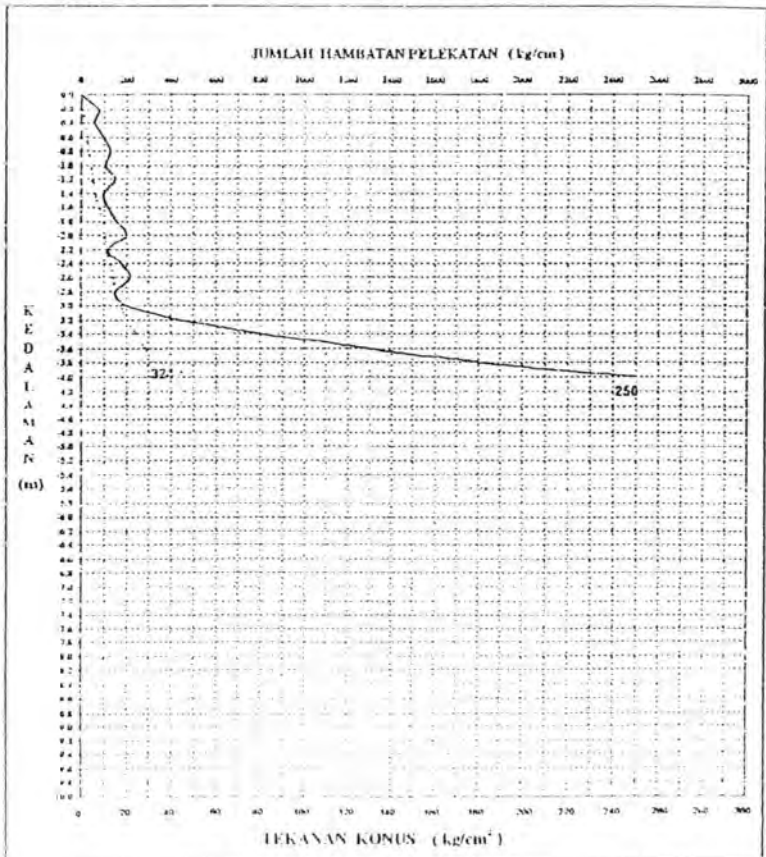




LABORATORIUM JALAN
DINAS PERENCANAAN UMUM IBINA MARCA
PROPINSI JAWA TIMUR
Jl. Gayung, Kebonsari 167 Telp. 8288634
SURABAYA

STATIG CONE PENETROMETER GRAPH
(SNI 03 - 2827 - 1992)

No Titik	II
Nama Jembatan	Malangsari
L o k a s i	Jl. Jurusan Glenmore-Jember, Kab. Banyuwangi
Tinggi duga	+ 0,00 m (tanah setempat)

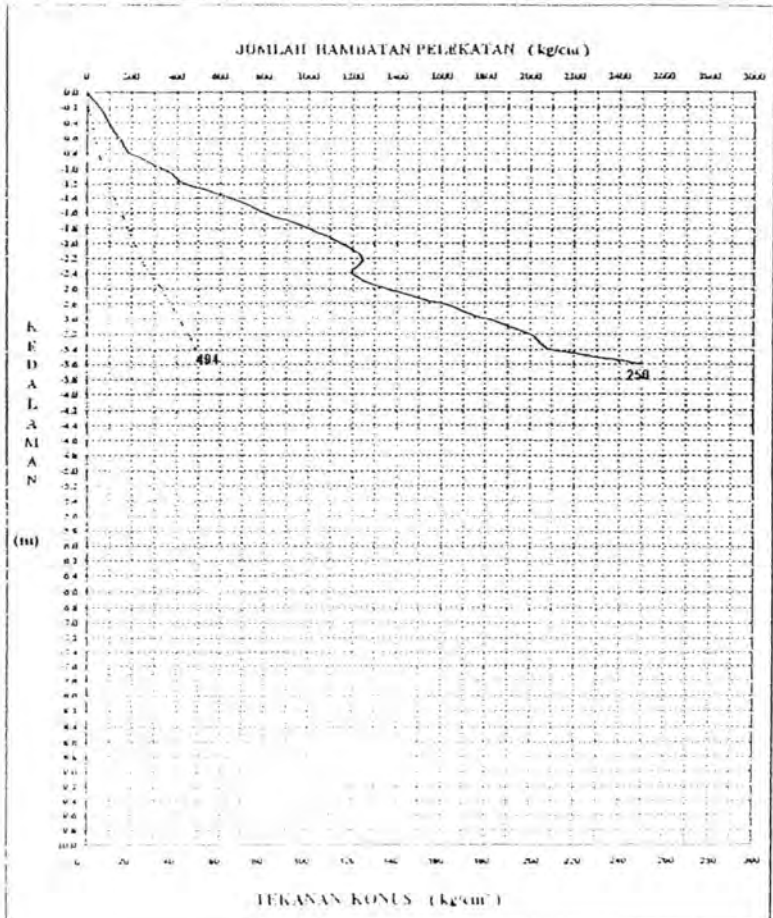




LABORATORIUM JALAN
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA
PROPINSI JAWA TIMUR
Jl. Clayung, Kebonsari 167 Telp. 8288634
SURABAYA

STATIS GORE PEMERIKSAAN LER GORAN
(SRH 03 - 2027 - 1952)

No. Titik	III
Nama Jembatan	Malangsari
L o k a s i	Jl. Jurusan Glennore-Jember, Kab. Banyuwangi
Tinggi duga	+ 0,00 m (tanah setempat)

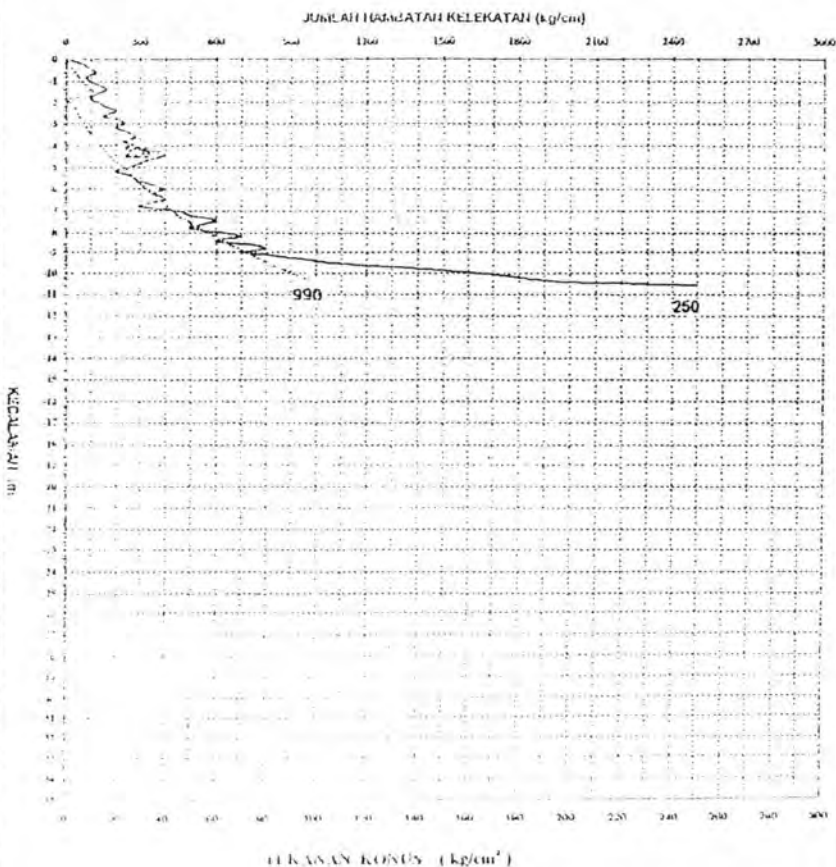




LABORATORIUM JALAN
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA
PROVINSI JAWA TIMUR
Jl. Gayung Kebonsari 167 Telp. 0998634
SURABAYA

STATIC CORE PENETROMETER GRAPH

No. Titik	IV
Nama Jembatan	Malangsari
LOKASI	Jl. Jurusan Glenmore - Jenber, Kab. Banyuwangi
Tinggi duga	Tanah setempat (+ 0,00 m)





LABORATORIUM JALAN
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARCA
PROVINSI JAWA TIMUR
 Jl. Geger Pakuncen 167 Telp. 8388614
SURABAYA

No. Titik Nama Jembatan Lokasi Tinggi di atas	1 Malangbani Jl. Jurusan Glenmore - Jember, Kab. Banyuwangi Tanah seluas (+ 0.00 m)
--	--

Kedalaman (m)	Perlawanan penetrasi konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah perlawanan (JP) (kg/cm)	Hambatan lekatan HL=JP - PK (kg/cm)	HL x 10 (kg/cm)	Jumlah hambatan Pe lekatan (JHP) (kg/cm)
-0.2	30	35	5	10	476
-0.4	35	40	5	10	486
-0.6	45	50	5	10	496
-0.8	50	60	10	20	516
-10.0	40	50	10	20	536
-10.2	50	60	10	20	556
-10.4	60	70	10	20	576
-10.6	70	80	10	20	596
-10.8	65	75	10	20	616
-11.0	75	85	10	20	636
-11.2	65	75	10	20	656
-11.4	60	70	10	20	676
-11.6	70	80	10	20	696
-11.8	60	70	10	20	716
-12.0	55	65	10	20	736
-12.2	50	60	10	20	756
-12.4	45	50	5	10	766
-12.6	40	45	5	10	776
-12.8	45	50	5	10	786
-13.0	50	60	10	20	806
-13.2	40	50	10	20	826
-13.4	35	45	10	20	846
-13.6	40	50	10	20	866
-13.8	45	55	10	20	886
-14.0	45	65	10	20	906
-14.2	32	40	8	16	922
-14.4	28	35	7	14	936
-14.6	25	30	5	10	946
-14.8	20	25	5	10	956
-15.0	24	30	6	12	968
-15.2	28	35	7	14	982
-15.4	20	25	5	10	992
-16.6	26	30	6	10	1,002
-15.8	30	35	5	10	1,012
-16.0	25	30	5	10	1,022
-16.2	45	60	15	30	1,032
-16.4	65	85	20	40	1,092
-16.6	100	130	30	40	1,132
-16.8	130	170	40	40	1,172
-17.0	180	200	20	40	1,212
-17.2	250				
-17.4					
-17.6					



**LABORATORIUM JALAN
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA
PROVINSI JAWA TIMUR**

Jl. Gayung Kebonsari 167 Telp. 8222641
SURABAYA

No. Titik Nama Jembatan Lokasi Tinggi duga	H Balok beton Jl. Jembatan Glendore-Jember, Kab. Banyuwangi + 0,00 m (tanah rata-rata)
---	---

Kedalaman (m)	Perlawanan penetrasi konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah perlawanan (JP) (kolom)	Hambatan tekatan HL=JP · PK (kg/cm)	20	Jumlah hambatan Pe tekatan (JHP) (kg/cm)
				HL x 10 (kg/cm)	
0.0	-	-	-	-	-
0.2	8	12	4	8	8
0.4	6	10	4	8	16
0.6	10	15	5	10	26
0.8	13	17	4	8	34
1.0	11	16	6	10	44
1.2	15	20	5	10	54
1.4	10	15	5	10	64
1.6	12	20	6	16	80
1.8	16	25	9	18	98
2.0	20	25	5	10	108
2.2	12	15	3	6	114
2.4	18	25	7	14	128
2.6	22	30	8	16	144
2.8	15	20	5	10	154
3.0	20	30	10	20	174
3.2	45	60	15	30	204
3.4	80	100	20	40	244
3.6	130	150	20	40	284
3.8	180	200	20	40	324
4.0	250	-	-	-	-
4.2	-	-	-	-	-
4.4	-	-	-	-	-
4.6	-	-	-	-	-
4.8	-	-	-	-	-
5.0	-	-	-	-	-
5.2	-	-	-	-	-
5.4	-	-	-	-	-
5.6	-	-	-	-	-
5.8	-	-	-	-	-
6.0	-	-	-	-	-



LABORATORIUM JALAN
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARCA
PROVINSI JAWA TIMUR
 Jl. Gasing Kebonsari 167 Telp. 8283634
SURABAYA

Des. Tdk	III
Nama Jembatan	Malangsari
L & K a s I	Jl. Jurusan Glenmore-Jember, Kab. Banyuwangi
Tinggi dasar	+ 0,00 m (tanah setempat)

Perawatan (m)	Pelawangan penetrasi konus (P ₁ P ₂) (kg/cm ²)	Jumlah pelawangan (J ₁ ?) (kg/cm ²)	Hambatan lekatan HL=JP ₁ · P ₂ (kg/cm ²)	Σ HL x 10 (kg/cm)	Jumlah hambatan Po lekatan (JH ₁ ?) (kg/cm)
0,0	-	-	-	-	-
-0,2	6	16	4	6	6
-0,4	10	18	8	16	24
-0,6	15	22	7	14	38
-0,8	20	28	8	16	54
-1,0	35	46	10	20	74
-1,2	45	55	10	20	94
-1,4	65	60	15	30	124
-1,6	55	35	15	30	154
-1,8	100	145	15	30	184
-2,0	115	130	15	30	214
-2,2	125	140	15	30	244
-2,4	120	140	20	40	284
-2,6	135	160	25	60	334
-2,8	160	160	20	40	374
-3,0	180	220	25	40	414
-3,2	200	220	20	40	454
-3,4	210	250	20	40	494
-3,6	250	-	-	-	-
-3,8	-	-	-	-	-
-4,0	-	-	-	-	-
-4,2	-	-	-	-	-
-4,4	-	-	-	-	-
-4,6	-	-	-	-	-
-4,8	-	-	-	-	-
-5,0	-	-	-	-	-
-5,2	-	-	-	-	-
-5,4	-	-	-	-	-
-5,6	-	-	-	-	-
-5,8	-	-	-	-	-
-6,0	-	-	-	-	-
-6,2	-	-	-	-	-
-6,4	-	-	-	-	-
-6,6	-	-	-	-	-
-6,8	-	-	-	-	-
-7,0	-	-	-	-	-
-7,2	-	-	-	-	-
-7,4	-	-	-	-	-
-7,6	-	-	-	-	-
-7,8	-	-	-	-	-
-8,0	-	-	-	-	-
-8,2	-	-	-	-	-
-8,4	-	-	-	-	-
-8,6	-	-	-	-	-
-8,8	-	-	-	-	-
-9,0	-	-	-	-	-



LABORATORIUM JALAN
DINAS PEKERJAAN UMUM DINAS MALGA
PROVINSI JAWA TIMUR
 Jl. Gungur Kebonrejo 167 Telp. 8233634
 SURABAYA

No. titik	IV
Nama Jambatan	Malangari
Lokasi	Jl. Jurusan Glenmore - Jember, Kab. Banyuwangi
Tinggi dasar	Tanah Setempat (+ 0.00 m)

Kedalaman (m)	Perlawanan penetrasi konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah perlawanan (JP)	Hambatan lokatan HLS-JP - PK (kg/cm ²)	Σ HL x 10 (kg/cm)	Jumlah hambatan lokatan (JH)
0.0					
0.2	6	10	4	8	8
0.4	9	15	6	12	20
0.6	12	20	8	16	36
0.8	8	15	7	14	50
1.0	10	15	5	10	60
1.2	13	20	7	14	74
1.4	16	25	9	18	92
1.6	12	20	8	16	108
1.8	10	15	5	10	110
2.0	13	20	7	14	124
2.2	16	25	9	18	132
2.4	20	25	5	10	142
2.6	15	20	8	16	152
2.8	20	25	5	10	162
3.0	24	30	6	12	174
3.2	20	25	5	10	184
3.4	26	30	6	12	194
3.6	28	35	7	14	208
3.8	23	30	7	14	222
4.0	28	35	7	14	236
4.2	32	40	8	16	252
4.4	40	50	10	20	272
4.6	35	45	10	20	292
4.8	30	40	10	20	312
5.0	26	35	10	20	332
5.2	20	30	10	20	352
5.4	26	35	9	18	370
5.6	30	40	10	20	390
5.8	35	45	10	20	410
6.0	40	50	10	20	430
6.2	35	45	10	20	450
6.4	40	50	10	20	470
6.6	35	45	10	20	490
6.8	30	40	10	20	510
7.0	40	50	10	20	530
7.2	50	60	10	20	550
7.4	60	70	15	30	570
7.6	55	70	15	30	590
7.8	50	65	15	30	610
8.0	65	80	15	30	630



LABORATORIUM JALAN
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA
PROVINSI JAWA TIMUR
 Jl. Gayung Kebonsari 167 Telp. 8233634
 SURABAYA

No. titik	IV
Nama Jambatan	Malangwari
Lokasi	Jl. Jurusan Glammore - Jember, Kab. Banyuwangi
Tinggi duga	Tanah setempat (+ 0,00 m)

Kedalaman (m)	Perlawanan penetrasi konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah perlawanan (JP)	Hambatan lekatan HL=JP - PK (kg/cm ²)	20 HL x 10 (kg/cm)	Jumlah hambatan lekatan (JH)
0,0					
0,2	6	10	4	8	8
0,4	9	15	6	12	20
0,6	12	20	8	16	36
0,8	8	15	7	14	50
1,0	10	15	5	10	60
1,2	13	20	7	14	74
1,4	16	25	9	18	92
1,6	12	20	8	16	108
1,8	10	15	5	10	10
2,0	13	20	7	14	14
2,2	16	25	9	18	32
2,4	20	25	5	10	42
2,6	15	20	5	10	52
2,8	20	25	5	10	62
3,0	24	30	6	12	74
3,2	20	25	5	10	84
3,4	26	30	5	10	94
3,6	28	35	7	14	108
3,8	23	20	7	14	122
4,0	26	35	7	14	136
4,2	32	40	8	16	152
4,4	40	50	10	20	172
4,6	35	45	10	20	192
4,8	30	40	10	20	212
5,0	26	35	10	20	232
5,2	20	30	10	20	252
5,4	26	35	9	18	270
5,6	30	40	10	20	290
5,8	35	45	10	20	310
6,0	40	50	10	20	330
6,2	35	45	10	20	350
6,4	40	50	10	20	370
6,6	35	45	10	20	390
6,8	30	40	10	20	410
7,0	45	55	10	20	430
7,2	50	60	10	20	450
7,4	60	70	15	30	480
7,6	55	70	15	30	510
7,8	50	65	15	30	540
8,0	65	80	15	30	570



LABORATORIUM JALAN
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA
PROVINSI JAWA TIMUR
 Jl. Gayung Kelousan 167 Telp. 8263634
SURABAYA

No. titik	19
Nama Jembatan	Matangsari
L o k a s i	Jl. Jurusan Glenmore - Jember, Kab. Banyuwangi
Tinggi diatas	Tanah setempat (+ 0.00 m)

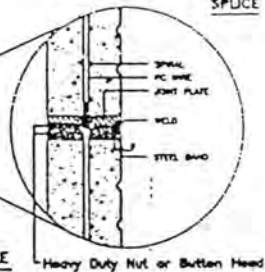
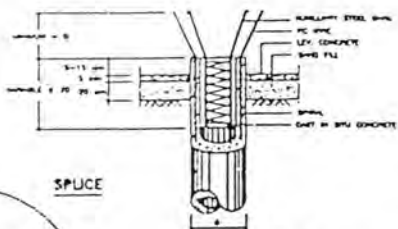
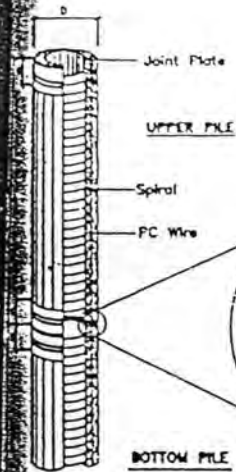
Kedalaman (m)	Poltawanan penetrasi konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah poltawanan (JP) (kg/cm)	Hambatan lekatan HL-JP - PK (kg/cm)	20	
				HL x 10 (kg/cm)	Jumlah hambatan lekatan (JH) (kg/cm)
-0.2	70	55	15	30	600
-0.4	60	75	13	30	630
-0.6	76	90	15	30	660
-0.8	80	95	16	30	690
-0.9	70	85	15	30	720
-0.2	85	100	15	30	750
-0.4	100	120	20	40	790
-0.6	120	140	20	40	830
-0.8	140	160	20	40	870
-10.0	165	185	20	40	910
-10.2	180	200	20	40	950
-10.4	200	220	20	40	990
-10.6	250	-	-	-	-
-10.8	-	-	-	-	-
-11.0	-	-	-	-	-
-11.2	-	-	-	-	-
-11.4	-	-	-	-	-
-11.6	-	-	-	-	-
-11.8	-	-	-	-	-
-12.0	-	-	-	-	-
-12.2	-	-	-	-	-
-12.4	-	-	-	-	-
-12.6	-	-	-	-	-
-12.8	-	-	-	-	-
-13.0	-	-	-	-	-
-13.2	-	-	-	-	-
-13.4	-	-	-	-	-
-13.6	-	-	-	-	-
-13.8	-	-	-	-	-
-14.0	-	-	-	-	-
-14.2	-	-	-	-	-
-14.4	-	-	-	-	-
-14.6	-	-	-	-	-
-14.8	-	-	-	-	-
-15.0	-	-	-	-	-
-15.2	-	-	-	-	-
-15.4	-	-	-	-	-
-15.6	-	-	-	-	-
-15.8	-	-	-	-	-
-16.0	-	-	-	-	-

BAB IV PENUTUP

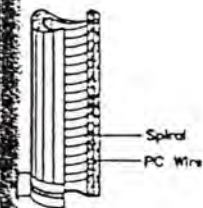
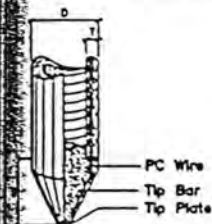
Perencanaan Jembatan Malangsari memerlukan analisis hidrologi untuk menentukan debit maksimum air banjir dan tinggi muka air banjir pada periode tertentu. Hasil analisis hidrologi dengan menggunakan data curah hujan dari stasiun pengamatan Malangsari sebagai kelengkapan perencanaan Jembatan Malangsari tersebut, adalah sebagai berikut:

1. Periode 10 tahun
 - Debit banjir rencana = 59,001 m³/dt
 - Tinggi muka air banjir = 1,589 m
2. Periode 25 tahun :
 - Debit banjir rencana = 66,858 m³/dt
 - Tinggi muka air banjir = 1,775 m
3. Periode 50 tahun :
 - Debit banjir rencana = 72,509 m³/dt
 - Tinggi muka air banjir = 1,909 m

Dari hasil perhitungan tersebut ditentukan nilai maksimum untuk debit banjir rencana = 72,509 m³/dt dan tinggi muka air banjir maksimum = 1,909 m

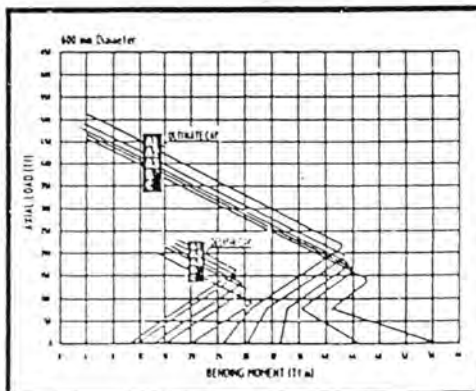
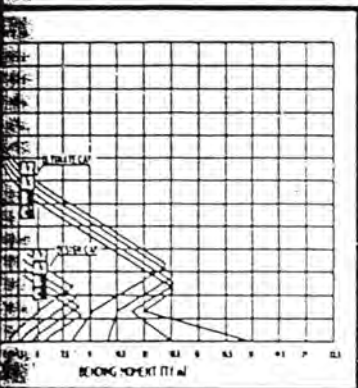
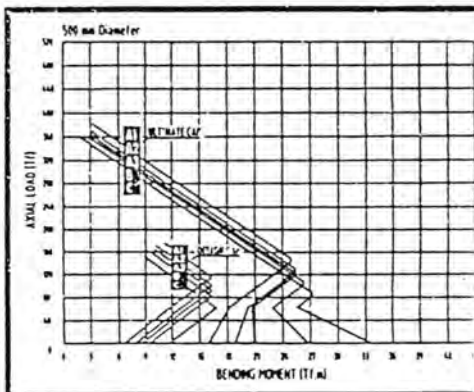
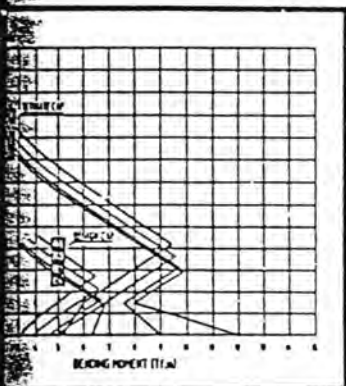
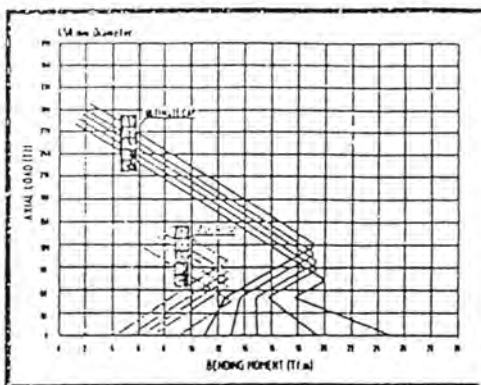
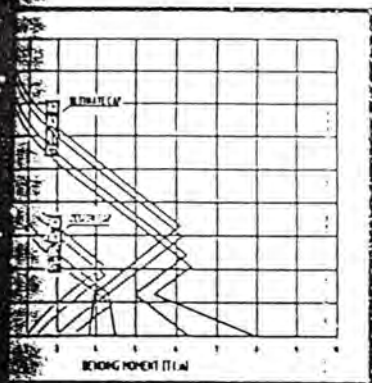


PILE CAP CONNECTION DETAIL

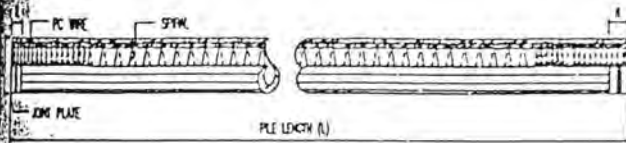


Mamira Pile Shoe (Special design)			Thickness of Weld
D (mm)	T (mm)	H (mm)	a (mm)
300	60	100	8
350	65	100	10
400	75	150	10
450	80	150	10
500	90	150	10
600	100	150	10

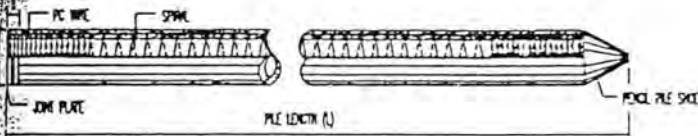
INTERACTION DIAGRAM OF BENDING MOMENT & AXIAL LOAD CAPACITY



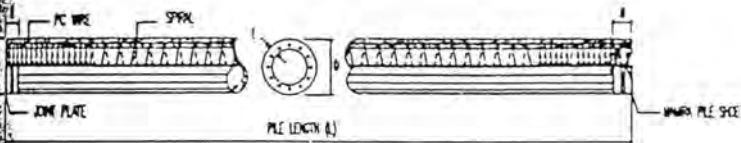
BAND DIMENSIONS



MIDDLE PILE



BOTTOM PILE (PENCIL SHOE) (STANDARD PRODUCT)



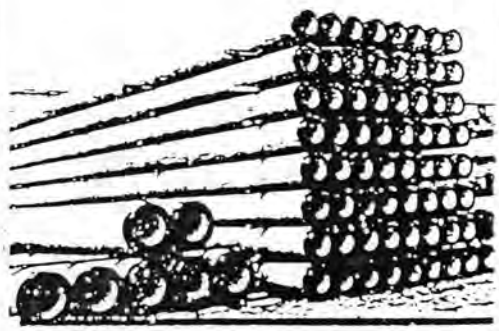
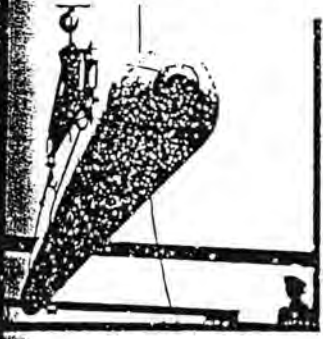
BOTTOM PILE (MAMIRA SHOE) (SPECIAL DESIGN)

Outside Diameter (D: mm)	Wall Thickness (T: mm)	Pencil Shoe Length of Single Pile (L: m)	Steel Band Length (H: mm)	Pencil Shoe Length (D: mm)	Unit Weight (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

ICATION

Well thickness (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Section Modulus (cm ³)	Bending Moment Capacity (tf.m)		Allowable Axial Load (tf)
				Crack	Ultimate	
60	A2	452	2368,70	2,50	87,50	72,60
	A3		2389,60	3,00		70,75
	B		2431,40	3,50		67,50
	C		2478,70	4,00		65,40
65	A1	582	3646,00	3,50	87,50	93,10
	A3		3693,90	4,20		89,50
	B		3741,70	5,00		86,40
	C		3787,60	6,00		85,00
75	A2	765	5483,50	5,50	87,50	121,10
	A3		5537,40	6,50		117,60
	B		5591,30	7,50		114,40
	C		5678,20	9,00		111,50
80	A1	929	7591,60	7,50	87,50	149,50
	A2		7655,60	8,50		145,80
	A3		7717,10	10,00		143,80
	B		7783,80	11,00		139,10
	C		7929,00	12,50		134,90
90	A1	1159	10505,00	10,50	87,50	185,30
	A2		10579,30	12,50		181,70
	A3		10653,50	14,00		178,20
	B		10727,80	15,00		174,90
	C		10944,60	17,00		169,00
100	A1	1570	17482,80	17,00	87,50	252,70
	A2		17577,70	19,00		249,00
	A3		17792,70	22,00		243,20
	B		17949,60	25,00		238,30
	C		18263,40	29,00		229,50

If pile are generally comply to BS A 5335 - 1985 and modified to suit to AG 343 - 1979, ISCE and PU - 1971. Specified concrete cube compressive strength is 600 kg/cm² at 28 days. Allowable axial load is applicable to pile acting as a short pier.



PROGRAM DIPLOMA TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL dan PERENCANAAN - ITS.

REVISI PROYEK AKHIR

Nama : Adhi Triyugo &
N r p : 3107.040.203 &

Judul / Topik Tugas Akhir :
Perencanaan Ulang Jembatan Malangsari dg
Sistem Balok Ardigang di Kabupaten Banyuwangi.

Hal-hal yang perlu diperbaiki / direvisi :

- penjelasan Basis 7/11, berhitung dg kelengkapan
- Kapalan elastisitas berturut-turut dg sendi / tumpuan ✓
- Cek p. p. o. diafungsi p. p. o. girder ✓
- Cek kominasi tumpuan p. p. o. ✓

Surabaya, 24/01/2009

Dosen Penguji

1. Dinat Indratno (Dinat)
2. Rahmad Basuki (Basuki)
3. Sungkono (Sungkono)
4.

Dosen Pembimbing

1. Ikram PR (Ikram)
2. Agung BP (Agung)

Telah direvisi sesuai dengan perintah diatas

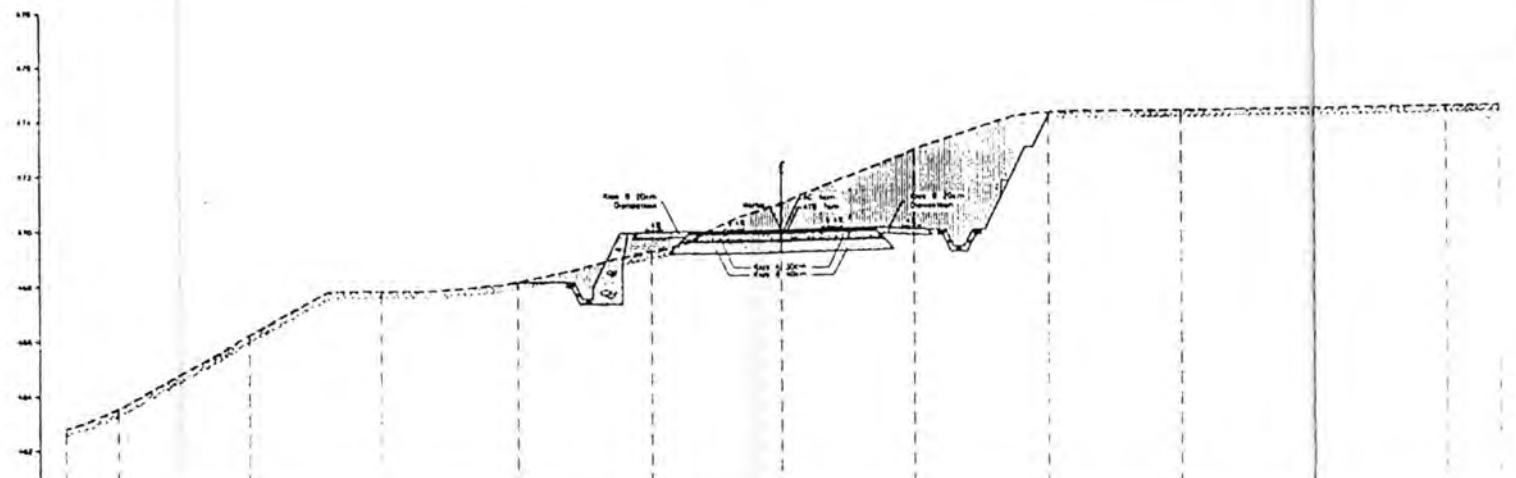
Menyetujui,
Dosen Penguji,

1. DINAT INDRATNO, M.Eng (Dinat)
2. RACHMAD B. PR, MS (Basuki)
3. SUNGKONO, M.Eng (Sungkono)
4.

Menyetujui,
Dosen Pembimbing,

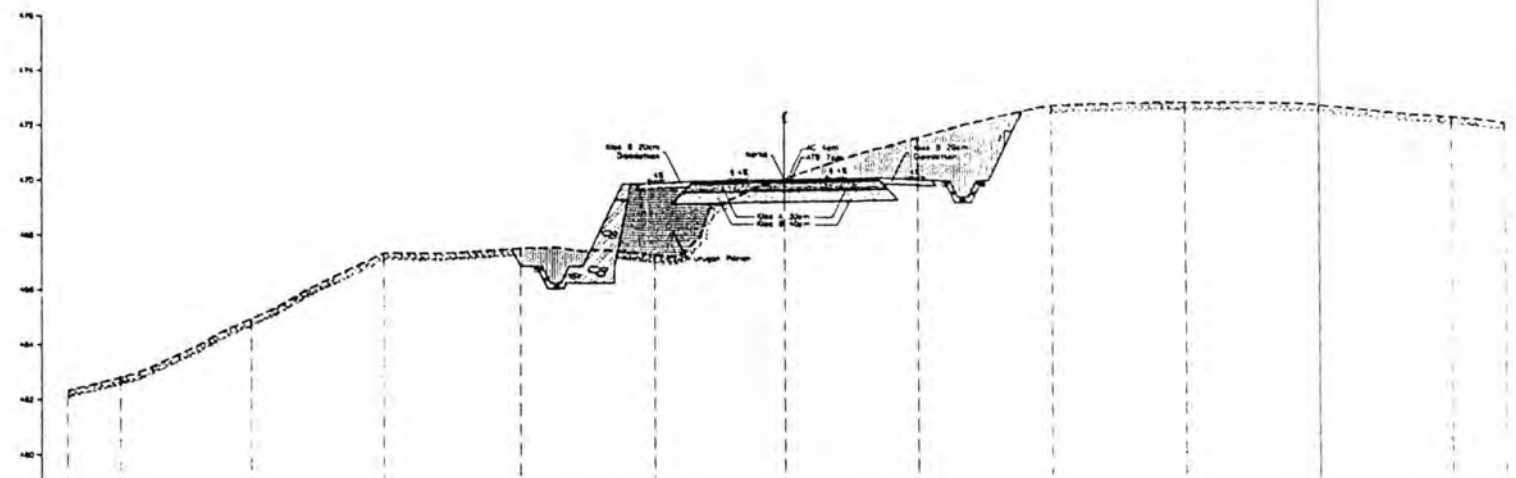
1. IKRAM (Ikram)
2. AGUNG (Agung)

STA 0+150


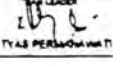


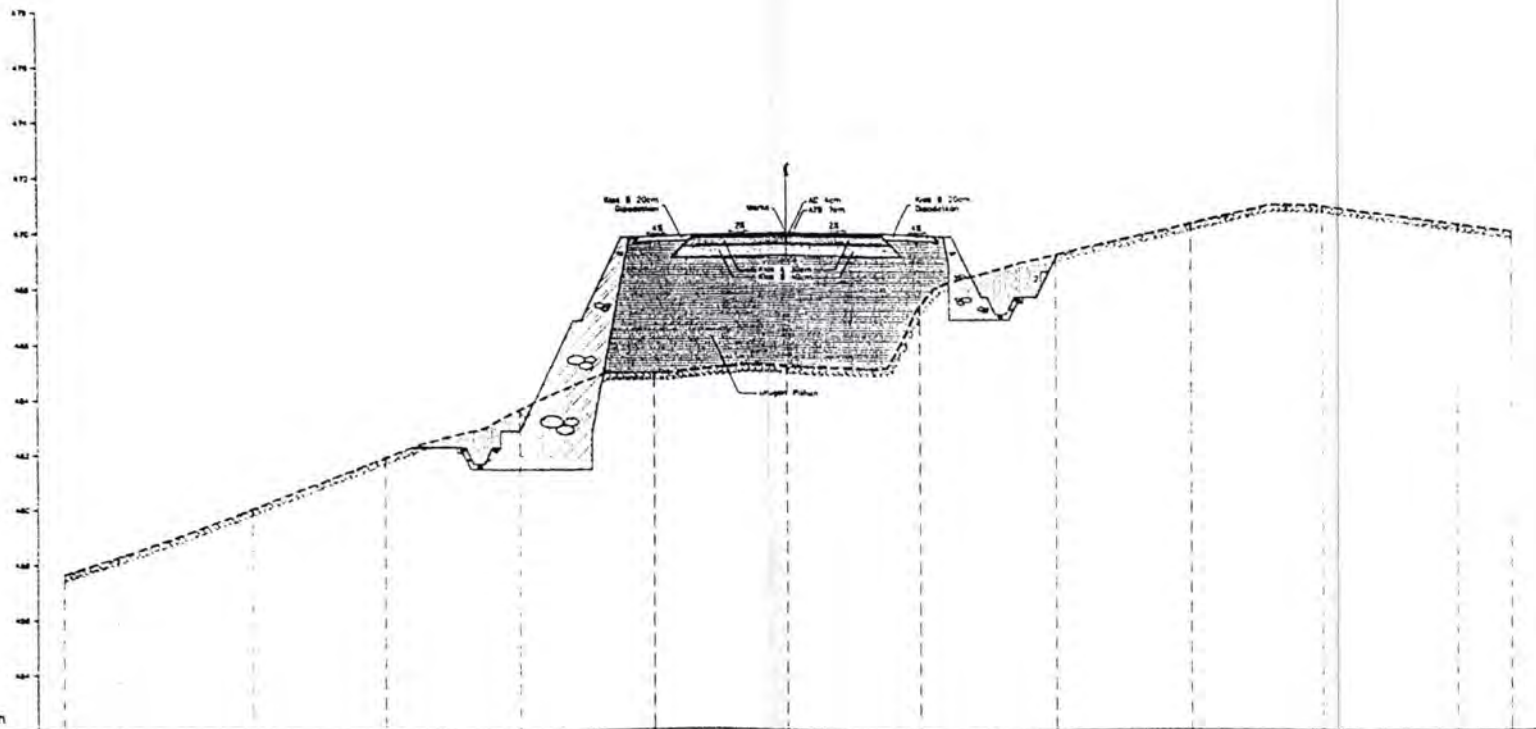
ELEVASI	172.300	171.510	168.730	162.710	168.090	162.370	171.010	171.910	172.280	171.510	171.750	172.330	171.350
JARAK	2.000	1.000	3.000	1.000	1.000	1.000	3.000	1.000	2.000	1.000	1.000	1.000	1.200
ELV.RENCANA						168.310	168.910	170.000	170.370	170.910	171.270	171.770	
JARAK						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			

STA 0+155.945



ELEVASI	172.310	171.520	168.740	162.720	168.100	162.380	170.020	170.920	171.290	171.520	171.760	172.340	171.360
JARAK	2.000	1.000	3.000	1.000	1.000	1.000	3.000	1.000	2.000	1.000	1.000	1.000	1.200
ELV.RENCANA						168.320	168.920	170.010	170.380	170.920	171.280	171.780	
JARAK						1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			

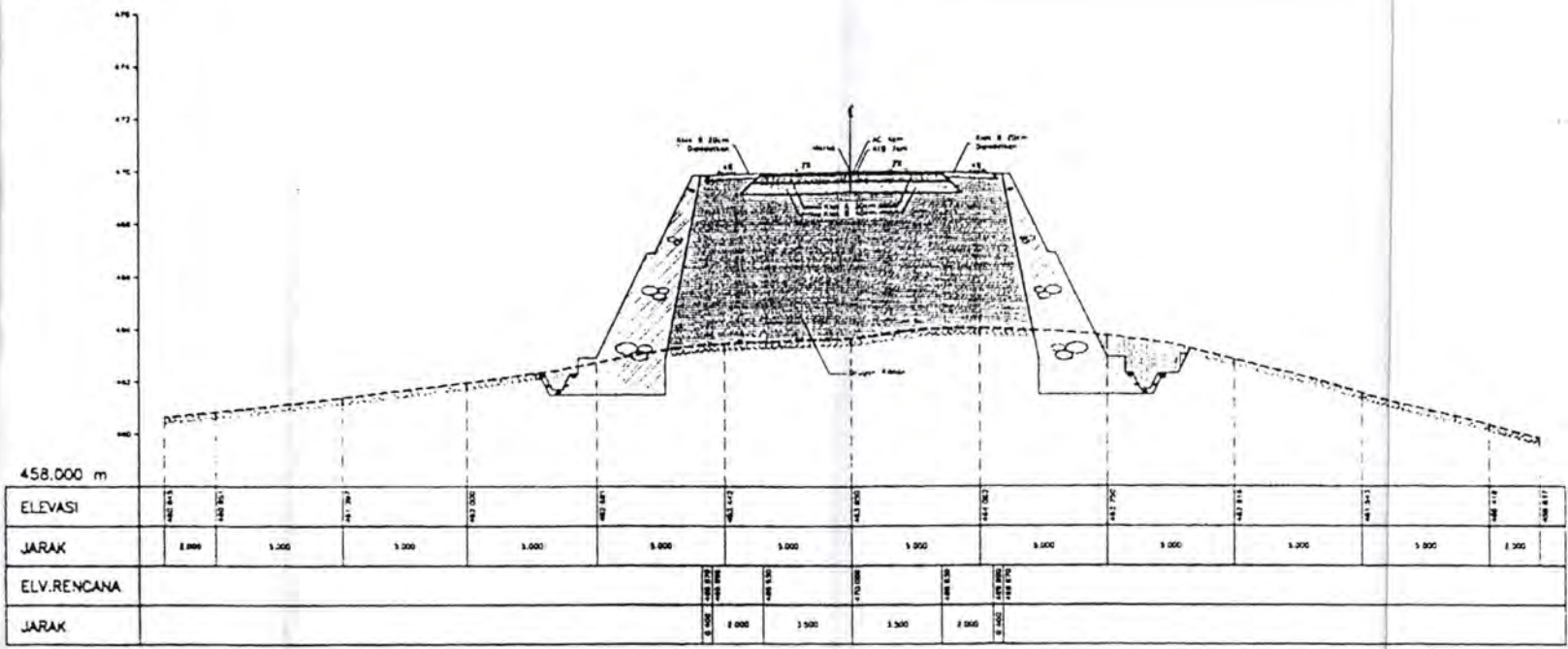
REVISI		
NO	TANGGAL	CATATAN DAN REVISI
PERENCANAAN TEKNIK JEMBATAN PAKET - 3 JEMBATAN MALANGSARI RUAS GLENMORE - BATAS JEMBER STA 20+900		
JUDUL GAMBAR		
POTONGAN MELINTANG STA 0+150 - STA 0+155.945		
PEMBUKA PROYEK		
	PEMERINTAH PROPINSI JAWA TIMUR DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA J. Gayung Kabupaten No. 107, Surabaya Telp. 8291763, 8280403	
NAMA PROYEK		
KEGIATAN PEMBANGUNAN JALAN LINTAS SELATAN JAWA TIMUR		
MENGETAHUI		
PELAKSANA PEKERJAAN PERENCANAAN DAN PENGAMBILAN		
 E. AM. JOJO SURYANTO, MSc NIP. 110 063 808		
KONSULTAN PERENCANA		
	PERSERO PT. INDRAMATI KARYA CONSULTING ENGINEERS <small>A Division of PT. Pembangunan Jaya Perkotaan Tbk. (Public Company)</small>	
DIGAMBAR OLEH	 AGUS Y. SUTI	
DIGESAH OLEH	 AGUS Y. SUTI	
DIPERIKSA OLEH	 AGUS Y. SUTI	
NO GAMBAR	17	
TANGGAL		
NAMA FILE	DOKITAM.TOL	



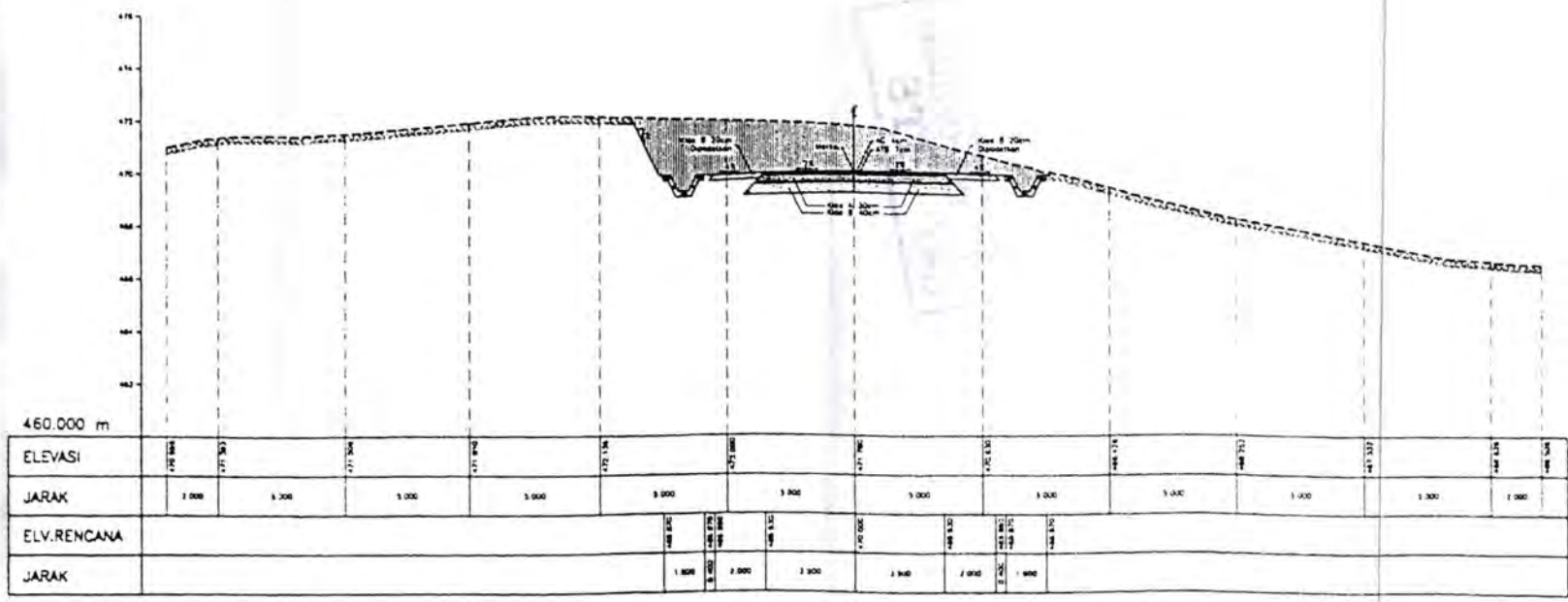
452.000 m															
ELEVASI	452.000	461.7317	467.941	465.317	468.863	471.635	469.272	472.916	477.528	479.960	481.7317	483.757	484.750		
JARAK	0	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000	11000	12000		
ELV. RENCANA															
JARAK		1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000	11000	12000		

REVISI		
NO	TANGGAL	CATATAN DAN REVISI
PERENCANAAN TEKNIK JEMBATAN PAKET - 3 JEMBATAN MALANGSARI RUAS GLENMORE - BATAS JEMBER STA 20-900		
JUDUL GAMBAR		
POTONGAN MELINTANG STA 0+125		
PEMILIK PROYEK		
 PEMERINTAH PROVINSI JAWA TIMUR DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA Jl. Gayung Kaborek No. 187 Surabaya Telp. 8291783 8296433		
NAMA PROYEK		
KEGIATAN PENGUNJUKAN JALAN LINTAS SELATAN JAWA TIMUR		
MENGETAHUI		
MELAKUKAN PERIKSAAN PERENCANAAN DAN PERENCANAAN		
 K. AM. J. G. PURNANTO, M.Sc. NIP. 1952033 808		
KONBUK TAN PERENCANA		
 PERSERO PT. INDRYA KARYA CONSULTING ENGINEERS		
DIGAMBAR OLEH	 AGUS	
DIDESAIN OLEH	 Y. ZUHRI	
DIPERIKSA OLEH	 TYAS PERBANDHARI	
NO GAMBAR	M	
TANGGAL		
NAMA FILE	DOKTRAK TEL	

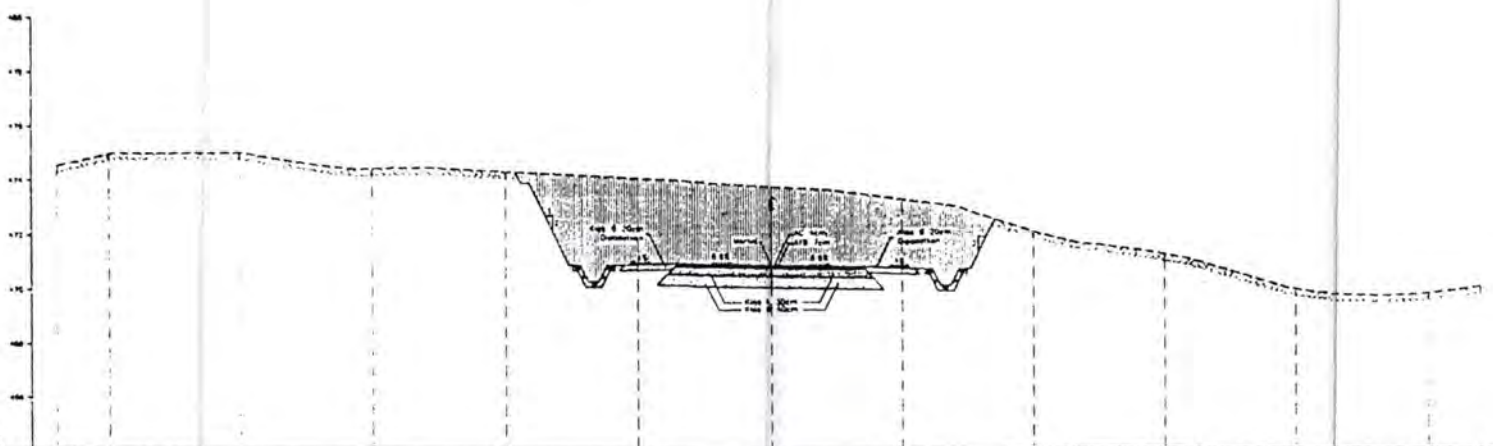
TA 0+300



STA 0+325



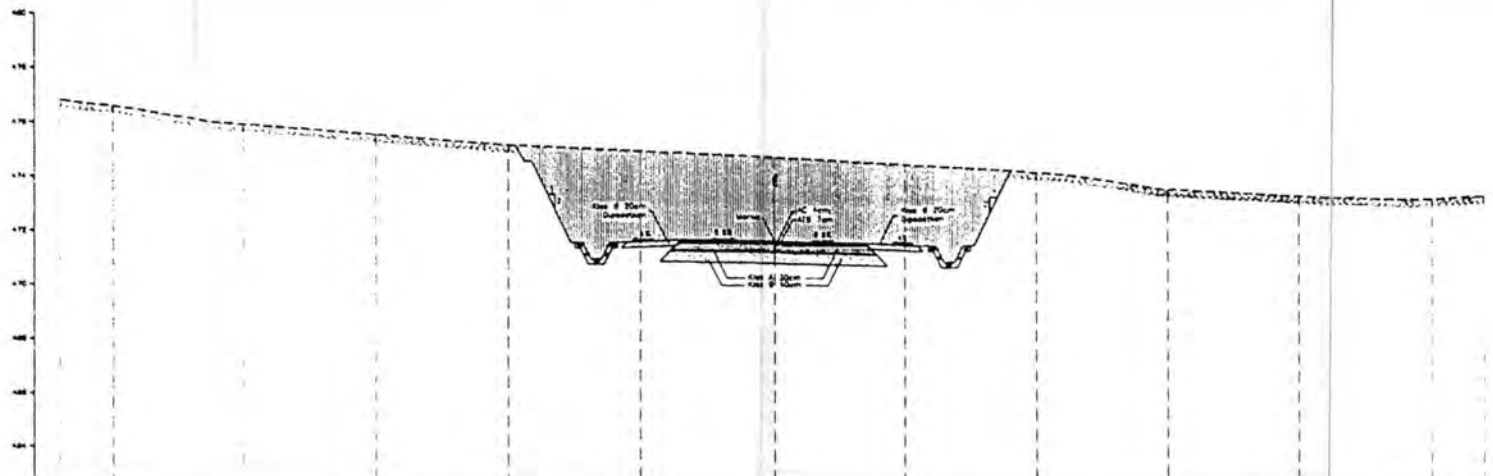
REVISI		
NO	TANGGAL	CATATAN DAN REVISI
PERENCANAAN TEKNIS JEMBATAN PAKET - 3 JEMBATAN MALANGSARI RUAS GLENMORE - BATAS JEMBER STA 20+900		
JUKLA GAMBAR		
POTONGAN MELINTANG STA 0+300 - STA 0+325		
PEMILIK PROYEK		
 PEMERINTAH PROPINSI JAWA TIMUR DINAS PEKERJAAN UMUM SIKHA MARGA J. Gunung Kencana No. 157 Surabaya Telp. (031) 763. 820433		
NAMA PROYEK		
KEGIATAN PEMBANGUNAN JALAN LINTAS SELATAN JAWA TIMUR		
MENDIETAMA		
MELAKUKAN PERENCANAAN PERENCANAAN DAN PENGEMBANGAN		
 Y. A.M. J. K. P. PURWANTO MSc. SIP 110 063 808		
KONSULTAN PERENCANA		
 PERSERO PT. INDR KARYA CONSULTING ENGINEERS <small>Jl. Kuningan No. 20 Bandung 40132 Telp. (022) 2500111 Fax. (022) 2500112</small>		
DIGAMBAR OLEH	 AGUS Y. SAIF	
DIKESAH OLEH	 Y. ZAKIYUL FLAHI	
DIPERIKSA OLEH	 Y. TYAS PERMANA	
NO. GAMBAR	M	
TANGGAL		
NAMA FILE	DIKETIK TOL	



464.000 m

ELEVASI	477.142	477.047	475.906	475.817	477.248	475.961	475.796	475.708	477.248	477.326	468.942	468.715	470.047
JARAK	2.000	1.000	1.000	3.000	8.000	8.000	5.000	5.000	5.000	1.000	1.000	1.000	1.000
ELV. RENCANA					477.080	477.080	477.125	476.824	476.824	476.824	476.824	476.737	
JARAK					1.800	2.000	1.900	3.900	2.000	1.800			

TA 0+350



462.000 m

ELEVASI	478.827	478.658	475.817	475.525	475.137	475.863	476.023	475.244	475.244	475.172	473.189	473.082	473.718
JARAK	1.000	1.000	1.000	1.000	5.000	5.000	8.000	5.000	5.000	1.000	1.000	1.000	1.000
ELV. RENCANA					477.080	477.080	477.125	476.824	476.824	476.824	476.737		
JARAK					1.800	2.000	3.900	2.800	2.800	1.800			

REVISI	
NO	TANGGAL
PERENCANAAN TEKNIS JEMBATAN PAKET - 3 JEMBATAN MALANGSARI RUAS GLENMORE - BATAS JEMBER STA 20+900	
JUDUL GAMBAR	
POTONGAN MELINTANG STA 0+338.738 - STA 0+350	
PEMILIK PROYEK	
	PEMERINTAH PROVINSI JAWA TIMUR DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA J. Gayung Kaborasan No. 187 Surabaya Telp. 8291761, 8290433
NAMA PROYEK	
KEGIATAN PEMBANGUNAN JALAN LINTAS SELATAN JAVA TIMUR	
MENGETAHUI	
PELAKSANA PEKERJAAN PERENCANAAN DAN PEMBAWAAN	
 Y. AN. EKO PURWANTO, MSc. NIP. 110 063 808	
KONSULTAN PERENCANAAN	
	PERSERO PT. INDRA KARYA CONSULTING ENGINEERS <small>Jl. Merdeka No. 80 Bandung 40132 Telp. 022-2511111 Fax. 022-2511111</small>
DIGAMBAR OLEH	 AGUS
DICEKAH OLEH	 ZAKI PLACI
DIPERIKSA OLEH	 TYAS PERMAYANTI
NO GAMBAR	00
TANGGAL	
NAMA FILE	DIGITAL TOL

TABEL UKURAN DINDING PENAHAN TANAH A

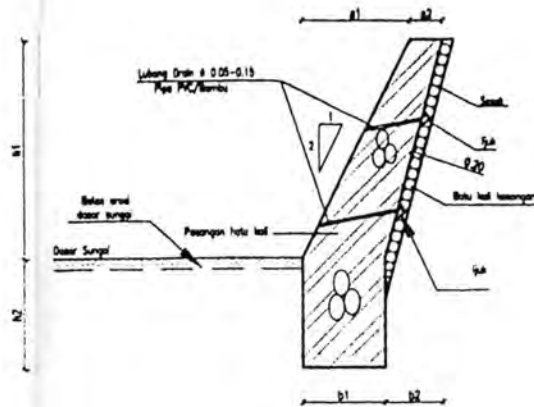
No.	Ukuran (m)	h1 (m)	h2 (m)	a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)
1	0.50	0.60	0.80	0.30	0.30	0.45	0.15
2	1.00	1.00	0.60	0.50	0.30	0.60	0.20
3	1.40	1.40	0.60	0.70	0.30	0.80	0.20
4	2.00	2.00	0.60	1.00	0.30	1.10	0.20
5	2.40	2.40	0.60	1.20	0.30	1.30	0.20

TABEL UKURAN DINDING PENAHAN TANAH B

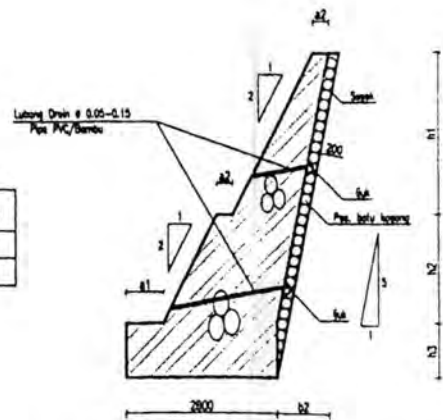
No.	Ukuran (m)	h1 (m)	h2 (m)	h3 (m)	a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)
1	3.00	3.00	-	0.60	0.70	0.30	1.70	0.60
2	4.00	3.00	1.00	0.75	0.70	0.30	2.30	0.80
3	5.00	3.60	2.00	1.00	0.70	0.30	2.80	1.00
4	6.00	3.00	3.00	1.10	0.70	0.30	3.10	1.20
5	7.00	3.00	4.00	1.40	0.70	0.30	3.40	1.40

TABEL UKURAN DINDING PENAHAN TANAH C

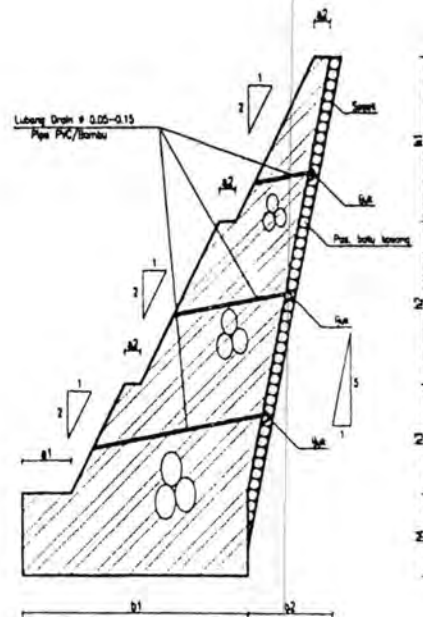
No.	Ukuran (m)	h1 (m)	h2 (m)	h3 (m)	h4 (m)	a1 (m)	a2 (m)	b1 (m)	b2 (m)
1	8.00	3.00	3.00	2.00	1.50	0.90	0.30	4.20	1.80
2	9.00	3.00	3.00	3.00	1.60	0.90	0.30	4.50	1.80



DETAIL DINDING PENAHAN TANAH A
SKALA 1 : 25



DETAIL DINDING PENAHAN TANAH B
SKALA 1 : 100



DETAIL DINDING PENAHAN TANAH C
SKALA 1 : 100

REVISI		
NO	TANGGAL	CATATAN DAN REVISI

PERENCANAAN TEKNIS JEMBATAN
PAKET - 3
JEMBATAN MALANGSARI
RUAS : GLENMORE - BATAS JEMBER
STA 20+900

JUDUL GAMBAR

STANDART DINDING PENAHAN

PEMILIK PROYEK



PEMERINTAH PROPINSI JAWA TIMUR
DINAS PEKERJAAN UMUM
BINA MARGA
J. Gayung Klatonsari No. 167, Surabaya
Telp. 8291761, 8280433

NAMA PROYEK

KEGIATAN
PEMBANGUNAN JALAN LINTAS SELATAN
JAWA TIMUR

MENGETAHUI

PELAKSANA PEMERIKSAAN
PENGAWASAN DAN PENGENDALIAN

[Signature]
E. ANI LINDA PURNAMA, MSc.
NIP. 110 083 828

KONSULTAN PERENCANA



PERSERO PT. INDR KARYA
CONSULTING ENGINEERS

DIGAMBAR OLEH	<i>[Signature]</i> AGUNG Y. SARTO
DIREKSI OLEH	<i>[Signature]</i> E. ZHARU FLANDI
DIPERIKSA OLEH	<i>[Signature]</i> E. TYAS PERMANAWATI
NO. GAMBAR	01 1
TANGGAL	
NAMA FILE	0102161.TXL

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

BIODATA PENULIS

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

ITS
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

BIODATA PENULIS



Penulis ini bernama Adhi Triyugo dilahirkan di Surabaya , 31 Desember 1983, merupakan anak ketiga dari 4 bersaudara.. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK DEWI Surabaya, SDN. Kendangsari V Surabaya, SLTP Negeri 13 Surabaya, SMU Negeri 16 Surabaya, dan D3 Teknik Sipil Jurusan Bangunan Transportasi. Penulis mengikuti Ujian Masuk Diploma IV pada tahun 2008 dan diterima di D4

Teknik Sipil Konsentrasi Prasarana Transportasi FTSP – ITS pada tahun 2008 dan terdaftar dengan NRP 3107 040 203. Penulis pernah mengerjakan proyek akhir di Diploma III Teknik Sipil yang berjudul Perencanaan Struktur Dermaga Pelabuhan Wani Kabupaten Donggala.