

TUGAS AKHIR TERAPAN - 145501

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN
RATNA DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT JALAN RATNA - DARMOKALI
KOTA SURABAYA, JAWA TIMUR**

HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA

NRP. 10111500000020

ONI DALIS ARUMNIA ARISKA

NRP. 10111500000149

DOSEN PEMBIMBING

Ir. SUNGKONO, CES.

NIP. 19591130 198601 1 001

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

FAKULTAS VOKASI

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA

2018



TUGAS AKHIR TERAPAN - 145501

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN
RATNA DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT JALAN RATNA - DARMOKALI
KOTA SURABAYA, JAWA TIMUR**

**HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
NRP. 1011150000020**

**ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
NRP. 10111500000149**

**DOSEN PEMBIMBING
Ir. SINGKONO, CES.
NIP. 19591130 198601 1 001**

**DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2018**



FINAL APPLIED PROJECT - 145501

MODIFICATION OF BRIDGE DESIGN DISTRICT RATNA DARMOKALI USING COMPOSITE STEEL STRUCTURE SURABAYA, EAST JAVA

**HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
NRP. 1011150000020**

**ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
NRP. 10111500000149**

**COUNSELLOR LECTURER
Ir. SUNGKONO, CES.
NIP. 19591130 198601 1 001**

**CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING DEPARTMENT
VOCATIONAL FACULTY
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY
SURABAYA
2018**

LEMBAR PENGESAHAN

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN RATNA DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT JALAN RATNA-DARMOKALI KOTA SURABAYA JAWA TIMUR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Gelar Ahli
Madya pada
Program Studi Diploma III Teknik Sipil
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Surabaya, Juli 2018
Disusun Oleh :

Mahasiswa I



HABIBIE HADIPUTRA J.

1011150000020

Mahasiswa II



ONI DALIS ARMUMNIA A.

10111500000149



Disetujui oleh,
Dosen Pembimbing

30 JUL 2018

Ir. SUNGKONO, CES

19591130 198601 1 001



BERITA ACARA
TUGAS AKHIR TERAPAN
 PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 FAKULTAS VOKASI ITS

No. Agenda :
 041523/IT2.VI.8.1/PP.05.02/2018

Tanggal : 6 Juli 2018

Judul Tugas Akhir Terapan	Modifikasi Desain Struktur Jembatan Ratna Dengan Menggunakan Struktur Baja Komposit Jalan Ratna - Darmokali Kota Surabaya, Jawa Timur		
Nama Mahasiswa	Habibi Hadiputra Jayanegara	NRP	1011150000020
Nama Mahasiswa	Oni Dalis Arumnia Ariska	NRP	1011150000049
Dosen Pembimbing 1	Ir. Sungkono, CES NIP 195911301986011001	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	- NIP	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
<p>Kesimpulan lebih dijelaskan suburungan & keuntungannya komposit. Pertimbangan apa tentang jarak. ✓ selasar 1,2m Datas piktura & tambahkan ✓ Gambar no. 9 panjang penyaluran spun pile ✓ Gambar no. 6/7 notasi balangan pelat lantai ✓ Gambar no. 8 direksi ✓</p>	<p> Ir. Sulchan Arifin, M. Eng NIP 195711191985031001</p>
<p>Data sondir <math>S_d < 2.3m < 30m</math>, gunakan tambahan data SPT Inti pembagi belat lantai D13 Gambar 9 tebal pile cap; Gambar shear connect e) Dimensi pile cap.</p>	<p> Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 195503191984031001</p>
<p>e) Ukuran \geq pd. gbr di lingkup e) Check tulangan</p>	<p>- NIP -</p>

PERSETUJUAN HASIL REVISI			
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4
<p>24/7/18 Ir. Sulchan Arifin, M. Eng NIP 195711191985031001</p>	<p> Ir. Sungkono, CES NIP 195911301986011001</p>	<p>25/07/18 Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 195503191984031001</p>	<p>- NIP -</p>

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan	Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
	<p> Ir. Sungkono, CES NIP 195911301986011001</p>	<p>- NIP</p>



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 HABIBIE HADIPUTRA J 2 ONI DALIS ARUMMA ARISKA
NRP : 1 101115 00000 20 2 101115 00000 199
Judul Tugas Akhir : MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN RATNA
 DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
 JALAN RATNA - DARMAKALI KOTA SURABAYA, JAWA TIMUR
Dosen Pembimbing : Ir. Sunghono, CES

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1.	8 Maret '18	Pembebanan pada jembatan SNI 1725-2006				
		Perhitungan Tulangan				
		- Diameter tulangan		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Jarak tulangan				
		Diperbaiki lagi sesuai dengan apa yang ada di lapangan.				
				<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.	26 April '18	Pembebanan pada plat lantai jembatan		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		Beban Angin Struktur dan Kendaraan		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		Beban angin kendaraan khusus (dari spesifikasinya)				
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket. :

B = Lebih cepat dari jadwal

C = Sesuai dengan jadwal

K = Terlambat dari jadwal

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN
RATNA DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT JALAN RATNA-DARMOKALI
KOTA SURABAYA
JAWA TIMUR**

Nama : Habibie Hadiputra Jayanegara
NRP : 1011150000020
Nama : Oni Dalis Arumnia Ariska
NRP : 1011150000149
Program Studi : Program Studi Diploma III Teknik Sipil
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Noverber
Dosen pembimbing : Ir. Sungkono, CES.
NIP : 19591130 198601 1 001

ABSTRAK

Jembatan Ratna terletak di Kota Surabaya yang melewati Sungai Kalimas yang masuk dalam Proyek Pemerintah Kota Surabaya dengan dana CSR dari PT Bumiputera. Jembatan ini memiliki panjang 29,4 m dengan lebar 19,40 m didesain dengan 5 lajur kendaraan dan pedestrian di sisi kanan dan kiri jembatan. Jembatan ini melintasi sungai Kalimas yang menghubungkan Jalan Ratna dengan Jalan Bengawan Surabaya dengan kedalaman $\pm 2,97$ meter dari mukai air sungai terhadap elevasi dasar sungai. Jembatan ini awalnya menggunakan balok pratekan pada struktur girder. Penulis memodifikasi desain girder jembatan menjadi balok komposit baja pada struktur girder. Jembatan Ratna digunakan sebagai objek tugas akhir untuk memodifikasi desain struktur jembatan meliputi bangunan atas meliputi: pelat lantai dan bangunan pengaman lainnya menggunakan SNI 1726-2016. Perencanaan sambungan mengacu pada AISC-LRFD.

Perencanaan bangunan bawah meliputi : pilar, abutment, pondasi, tiang pancang, dan elastomer mengacu pada RSNI 2T-12-2004 serta SNI 2833:2013 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan. Jembatan Ratna didesain ulang menggunakan struktur baja komposit dengan bentang jembatan 29,4 meter. Jembatan didesain menggunakan profil gelagar memanjang W 900 x 300 x 16 x 28 dan profil diafragma W 300 x 300 x 10 x 15. Ditengah jembatan juga didesain pilar menggunakan beton yang kuat terhadap aliran air dan benda hanyut aliran sungai. Pada bagian pondasi juga didesain menggunakan *spun pile* diameter 500 mm sebanyak 16 buah pada abutment dan 20 buah pada pilar.

Dari perhitungan desain yang dimodifikasi dari struktur Jembatan Ratna diperoleh bentuk tiang sandaran dengan dimensi 200mm x 200mm dengan tinggi 1,25 m, pelat lantai kendaraan dengan tebal 250 mm. Jembatan ini juga akan dipasang elastomer berdimensi 300 x 500 x 73 mm.

Kata kunci : Abutment, elastomer, balok menerus, spun pile, Jembatan Komposit

***MODIFICATION OF BRIDGE DESIGN DISTRICT
RATNA DARMOKALI USING COMPOSITE STEEL
STRUCTURE
SURABAYA
EAST JAVA***

Name : ***Habibie Hadiputra Jayanegara***
NRP : ***10111500000020***
Name : ***Oni Dalis Arumnia Ariska***
NRP : ***10111500000149***
Study Program : ***Diploma III Program of Civil Engineering
Civil Infrastructure Departement
Faculty of Vocations
Institut Teknologi Sepuluh Nopember***
Supervisor : ***Ir. Sungkono, CES.***
NIP : ***19591130 198601 1 001***

ABSTRACT

Ratna Bridge is located in Surabaya City passing through Kalimas River which is included in Surabaya City Government Project with CSR fund from PT Bumiputera. This Bridge has 29,4 meters of length, and 19,40 meters of width designed with 5 lanes of vehicles and pedestrian on the right and left side of the bridge. This bridge across Kalimas River connects Ratna Street with Bengawan Street Surabaya with ± 2.97 meters above the river water level to the riverbed. This bridge initially used prestressed beams on the girder structure. The author modified the bridge girder design to steel composite beam in the girder structure. Ratna Bridge is used as the final task object to modify the design of the bridge structure covering the upper building includes: floor plates and other security buildings using SNI 1726-2016. Connection planning refers to AISC-LRFD. Bottom structure planning includes : pillar, abutment, fondation, pile, and elastomers are refer to RSNI 2T-12-2004 and SNI 2833:2013 "Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan" (Earthquake

Resilience Planning Standards for Bridges). Ratna Bridge is being redesigned using composite steel structure with bridge width of 29,4 meters. Bridge Class being redesigned using extend girder profile of W 900 x 300 x 16 x 28 and diaphragm W 300 x 300 x 10 x 15. In the middle of the bridge also designed using concrete pillar which could hold the waterflow and float off objects. On the foundation part also designed using spun pile with 500mm of diameters, 16 piles for abutment and 20 piles for pillars. From the calculation of the modified structure of Ratna Bridge, the obtained shape of the support pole is 200mm x 200mm with 1,25 m of height, vehicles floor plate with 250mm of thickness. Elastomer with dimension of 300 x 400 x 73 mm will also installed on this bridge.

Keywords: Abutment, elastomer, continuous beam, spun pile, Composite Bridge

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan syukur kehadirat Allah SWT, atas rahmat dan hidayah-Nya Tugas Akhir Terapan kami yang berjudul :

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN RATNA DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT JALAN RATNA-DARMOKALI KOTA SURABAYA JAWA TIMUR

Tugas Akhir Terapan ini merupakan salah satu syarat akademis pada program studi Diploma III Teknik Infrastruktur Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Tujuan dari penulisan Tugas Akhir Terapan ini agar mahasiswa dapat memahami serta mengetahui langkah kerja dalam pekerjaan perencanaan struktur jembatan.

Tersusunnya Tugas Akhir Terapan ini tidak lepas dari bantuan serta bimbingan orang sekitar, dalam kesempatan ini kami mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu penyusunan Tugas Akhir Terapan ini, yaitu :

1. Bapak Ir. Sungkono, CES. selaku dosen pembimbing dalam Tugas Akhir Terapan kami.
2. Orang tua dan keluarga kami yang telah memberi dorongan baik moril maupun materil yang tak terhingga, sehingga kami dapat menyelesaikan Tugas Akhir Terapan ini.
3. Rekan-rekan mahasiswa jurusan D III Teknik Sipil ITS Surabaya yang telah banyak membantu penyelesaian Tugas Akhir Terapan ini.
4. Seluruh pihak yang secara langsung ataupun tidak langsung telah membantu kami dalam menyelesaikan Tugas Akhir Terapan kami, yang tidak dapat disebutkan satu persatu.

Surabaya, 27 Juli 2018

Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
ABSTRAK	iii
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL	xix
DAFTAR GRAFIK	xxvii
DAFTAR BAGAN	xxix
BAB I	1
PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2. Data Eksisting Jembatan	3
1.2.1. Bangunan Atas :	3
1.2.2. Bangunan Bawah.....	3
1.3. Rumusan Masalah	3
1.4. Batasan Masalah.....	4
1.5. Tujuan.....	5
1.6. Manfaat.....	5
1.7. Peta Lokasi	6
1.8. Eksisting dan Rencana	7
BAB II.....	13
TINJAUAN PUSTAKA.....	13

2.1. Pengertian Balok Komposit.....	13
2.2. Dasar Perencanaan	14
2.3. Prinsip Perencanaan Struktur Baja Komposit	15
2.3.1. Beban Permanen.....	15
2.3.2. Beban Hidup.....	17
2.3.3. Beban Sekunder.....	30
2.3.4. Kombinasi Beban	51
2.3.5. Material	53
2.4. Bangunan Atas (Superstructure).....	53
2.4.1. Sandaran dan Tiang Sandaran	53
2.4.2. Trotoar.....	55
2.4.3. Kerb.....	56
2.4.4. Pelat Lantai.....	56
2.4.5. Gelagar	59
2.4.6. Diafragma.....	63
2.4.7. Shear Conector	63
2.4.8. Sambungan.....	63
2.4.9. Elastomer.....	65
2.5. Bangunan Bawah.....	68
2.5.1 Kepala Jembatan (Abutment).....	68
2.5.2 Pilar Jembatan	70
2.5.3. Pondasi Telapak	71
2.5.4. Pondasi Tiang Pancang	71
2.6. Bangunan Pelengkap Jembatan	72
2.6.1 Pelat Injak.....	72

BAB III.....	73
METODOLOGI	73
3.1. Uraian.....	73
3.2. Persiapan	73
3.3. Pengumpulan Data	74
3.4. Studi Literatur	74
3.5. Pembebanan	75
3.6. Merencanakan Bangunan Atas.....	76
3.7. Merencanakan Bangunan Bawah.....	77
3.8. Penggambaran Hasil Rencana.....	78
3.9. Bagan Alir Metodologi.....	79
BAB IV	83
BANGUNAN ATAS JEMBATAN	83
4.1. Data Desain Jembatan	83
4.2. Perhitungan Struktur Atas	84
4.2.1. Tiang Sandaran	84
4.2.2. Pipa Sandaran	90
4.2.3. Kerb	98
4.2.4. Plat Lantai Kendaraan	101
4.2.5. Gelagar Memanjang	113
4.2.6. <i>Shear Connector</i>	137
4.2.7. Diafragma	139
4.2.8. Sambungan	142
4.2.9. <i>Expansion Joint</i>	144
BAB V.....	147

5.1.8.2. Penulangan pada Wing Wall.....	218
5.2.Perencanaan Abutment 2	221
5.2.1.Desain Dimensi Abutment 2.....	221
5.2.2.Pembebanan.....	221
5.2.3. Perhitungan Daya Dukung Tanah.....	241
5.2.4. Kontrol Stabilitas Abutment	258
5.2.4.1. Kontrol Stabilitas Guling	258
5.2.5. Pile Cap.....	260
5.2.5.1. Analisa Pembebanan Pile Cap	260
5.2.5.2. Beban Maksimum Pada Kelompok Tiang	263
5.2.5.3. Perhitungan Gaya dan Momen pada Pile Cap	264
5.2.5.4. Penulangan Pile Cap Abutment	265
5.2.6. Perhitungan Dinding Abutment	269
5.2.6.1. Analisa Pembebanan Dinding Abutment.....	269
5.2.6.2. Perhitungan Gaya dan Momen pada Dinding Abutment	272
5.2.6.3. Perhitungan Penulangan Dinding Abutment	273
5.2.7. Perhitungan Long Stopper	278
5.2.7.1. Analisis Pembebanan Long Stopper	278
5.2.7.2. Penulangan Long Stopper.....	280
5.2.8. Perhitungan Pelat Injak.....	284
5.2.8.1. Analisa Pembebanan Pelat Injak.....	284
5.2.8.2. Perhitungan Gaya dan Momen Pada Pelat Injak.....	285
5.2.8.3. Penulangan Plat Injak	285
5.2.9. Wing Wall.....	289
5.2.9.1. Analisis Pembebanan Wing Wall	289

5.2.8.2. Penulangan pada Wing Wall.....	291
5.3. Perencanaan Pilar.....	294
5.3.1. Desain Dimensi Pilar	294
5.3.2. Analisa Pembebanan pada Pilar.....	295
5.3.3. Kontrol Stabilitas Guling	326
5.3.4 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang	328
5.3.5. Perhitungan Daya Dukung Tanah.....	331
5.3.6. Perhitungan Penulangan Pile Cap.....	344
5.3.7.Perhitungan Longitudinal Stopper	355
5.3.8.Analisa Pembebanan Longitudinal Stopper.....	356
BAB VI	359
PERLETAKAN.....	359
6.1. Preliminary Desain Perletakan.....	359
6.2. Menentukan Beban dan Gerakan Terburuk	359
6.3. Kontrol Perletakan Elastomer	361
BAB VII	365
PENUTUP	365
7.1.Kesimpulan	365
DAFTAR PUSTAKA.....	369

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Peta Lokasi Studi.....	6
Gambar 1. 2 Denah Eksisting Jembatan.....	7
Gambar 1. 3 Denah Balok Eksisting Jembatan	8
Gambar 1. 4 Desain Eksisting Memanjang Jembatan	9
Gambar 1. 5 Desain Eksisting Melintang Abutmen Jembatan....	10
Gambar 1. 6 Desain Rencana Melintang Abutmen Jembatan....	11
Gambar 1. 7 Desain Rencana Memanjang Abutmen Jembatan .	12
Gambar 2. 1 Balok Komposit.....	13
Gambar 2. 2 Beban Lajur “D”	21
Gambar 2. 3 Momen Lentur Positif pada Lampangan 1,3, dan 521	
Gambar 2. 4 Momen Lentur Positif pada Lapangan 2 dan 4.....	22
Gambar 2. 5 Momen Lentur Negatif Maksimum pada Pilar 2....	22
Gambar 2. 6 Distribusi Beban “D” dengan Lebar Jalur $\leq 5,5$ meter.....	22
Gambar 2. 7 Distribusi Beban “D” dengan Lebar Jalur $> 5,5$ meter.....	23
Gambar 2. 8 Distribusi Beban “D” dengan Lebar Jalur $> 5,5$ meter alternatif	23
Gambar 2. 9 Pembebanan Truk "T"	24
Gambar 2. 10 Penempatan Beban Truk untuk Kondisi Momen Negatif Maksimum.....	27
Gambar 2. 11 Gradien Temperatur Vertikal pada Bangunan Atas Beton dan Baja	40
Gambar 2. 12 Dimensi Panjang Dudukan Perletakan Minimum	45
Gambar 2. 13 Luas Proyeksi Pilar untuk Gaya Akibat Aliran Air	47
Gambar 2. 14 Permodelan Beban yang Bekerja pada Kerb	56
Gambar 2. 15 Dek Bergelombang	59
Gambar 2. 16 Bentuk Abutment.....	68
Gambar 2. 17 Macam-macam Bentuk Abutment untuk Mereduksi Tekanan Tanah Aktif.....	69
Gambar 2. 18 Cara Meletakkan Tumit.....	70
Gambar 2. 19 Bentuk Dinding Pilar	70
Gambar 4. 1 Penampang Pipa Sandaran	90

Gambar 4. 2 Momen SAP Beban Mati.....	101
Gambar 4. 3 Momen Sap Beban Angin.....	103
Gambar 4. 4 Momen Sap Beban Mati Tambahan	104
Gambar 4. 5 Momen Sap Beban Truk.....	104
Gambar 4. 6 Gambar Pemeriksaan Geser Pons pada Pelat Lantai	111
Gambar 4. 7 Analisa Struktur Gelagar Memanjang	115
Gambar 4. 8 Analisa Beban Akibat Beban Truk (PTT)	120
Gambar 4. 9 Analisa Pembebanan Gelagar dengan Perancah... ..	126
Gambar 4. 10 Analisa Momen Gelagar dengan Perancah.....	126
Gambar 4. 11 Reaksi Perletakan Gelagar dengan Perancah.....	127
Gambar 4. 12 Reaksi Perletakan Gelagar dengan Perancah.....	128
Gambar 4. 13 Penggambaran Bidang M Beban Merata.....	128
Gambar 4. 14 Penggambaran Bidang M Beban Terpusat	128
Gambar 4. 15 Pembebanan Akibat Beban Lajur "D"	131
Gambar 4. 16 Pembebanan Akibat Beban Angin.....	132
Gambar 4. 17 Reaksi Perletakan	136
Gambar 4. 18 Penampang Shear Connector ESC11-22-150	138
Gambar 5. 1 Nilai PGA kota Surabaya	154
Gambar 5. 2 Nilai Ss kota Surabaya.....	155
Gambar 5. 3 Nilai di kota Surabaya	155
Gambar 5. 4 Diafragma Perhitungan dari Intensitas Daya Dukung Ultimate Tanah pada Pindasi pada Ujung Tiang	171
Gambar 5. 5 Cara Menentukan Permukaan Tanah Rencana Tiang	181
Gambar 5. 6 Denah Tiang Pancang	189
Gambar 5. 7 Nilai PGA kota Surabaya	228
Gambar 5. 8 Nilai Ss kota Surabaya.....	229
Gambar 5. 9 Nilai di kota Surabaya	229
Gambar 5. 10 Diafragma Perhitungan dari Intensitas Daya Dukung Ultimate Tanah pada Pindasi pada Ujung Tiang	245
Gambar 5. 11 Cara Menentukan Permukaan Tanah Rencana Tiang.....	255
Gambar 5. 12 Nilai PGA kota Surabaya	305
Gambar 5. 13 Nilai Ss kota Surabaya.....	305

Gambar 5. 14 Nilai di kota Surabaya306

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Berat Isi untuk Beban Mati	15
Tabel 2. 2 Faktor Beban untuk Berat Sendiri	16
Tabel 2. 3 Faktor Beban Mati Tambahan	16
Tabel 2. 4 Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana.....	19
Tabel 2. 5 Faktor Beban untuk Beban Lajur "D"	20
Tabel 2. 6 Faktor Beban untuk Beban "T"	24
Tabel 2. 7 Faktor Kepadatan Lajur.....	26
Tabel 2. 8 Nilai V_0 dan Z_0 untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu.....	32
Tabel 2. 9 Tekanan Angin Dasar.....	32
Tabel 2. 10 Tekanan Angin Dasar (PB) untuk Berbagai Sudut Serang.....	34
Tabel 2. 11 Komponen Beban Angin yang Bekerja pada Kendaraan.....	35
Tabel 2. 12 Temperatur Jembatan Rata-rata Nominal.....	37
Tabel 2. 13 Sifat Bahan Rata-rata akibat Pengaruh Temperatur	37
Tabel 2. 14 Parameter T_1 dan T_2	39
Tabel 2. 15 Kategori Kinerja Seismik	42
Tabel 2. 16 Prosedur Analisis Berdasarkan Kategori Kinerja Seismik (A-D)	43
Tabel 2. 17 Faktor Modifikasi respon (R_d) untuk Kolom dan Hubungan dengan Bangunan Bawah.....	43
Tabel 2. 18 Kriteria Panjang Perletakan Minimum (N)	44
Tabel 2. 19 Koefisien Seret (CD) dan Angkat (CL) untuk Berbagai Bentuk Pilar	46
Tabel 2. 20 Faktor Beban Akibat Aliran Air, Benda Hanyutan dan Tumbukan dengan Batang Kayu	46
Tabel 2. 21 Periode Ulang Banjir untuk Kecepatan Rencana Air	48
Tabel 2. 22 Lendutan Ekuivalen untuk Tumbukan Batang Kayu.....	50
Tabel 2. 23 Kombinasi Beban dan Faktor	51
Tabel 2. 24 Sifat Mekanis Baja Struktural	53
Tabel 2. 25 Gaya Tarik Minimum.....	64

Tabel 2. 26 Luas Baut.....	64
Tabel 2. 27 Faktor Reduksi	65
Tabel 4. 1 Beban Angin Struktur EWS	102
Tabel 4. 2 Tekanan Angin	103
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Momen Lapangan dan Tumpuan.....	106
Tabel 4. 4 Kombinasi Momen Kuat I.....	106
Tabel 4. 5 Kombinasi Momen Kuat II	106
Tabel 4. 6 Kombinasi Momen Kuat III	107
Tabel 4. 7 Kombinasi Momen Layan I.....	107
Tabel 4. 8 Rekapitulasi Beban Merata Terfaktor	117
Tabel 4. 9 Rekapitulasi Beban Truk (PTT)	121
Tabel 4. 10 Perhitungan Momen Gelagar dengan Perancah	126
Tabel 4. 11 Kombinasi Pembebanan Ultimit	132
Tabel 5. 1 Beban Berat Sendiri Struktur Atas	147
Tabel 5. 2 Beban Berat Sendiri Abutment.....	148
Tabel 5. 3 Rekapitulasi Berat Sendiri.....	148
Tabel 5. 4 Beban Angin (Vw) Abutment	151
Tabel 5. 5 Rekapitulasi Beban Angin Total	152
Tabel 5. 6 Kelas Situs Berdasarkan Nilai N-SPT.....	156
Tabel 5. 7 Faktor Amplifikasi untuk Periode 0 dt & 0.2 dt (FPGA/Fa).....	156
Tabel 5. 8 Nilai PGA, Ss, dan S1 Berdasarkan Pusjatan.....	156
Tabel 5. 9 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 dt (Fv)	157
Tabel 5. 10 Nilai FPGA, Fa, dan Fv.....	157
Tabel 5. 11 Hubungan Elemen Struktur	160
Tabel 5. 12 Kategori Kepentingan Bangunan	160
Tabel 5. 13 Perhitungan Momen dan Gaya Dipusatkan pada Center Poer.....	162
Tabel 5. 14 Kombinasi Beban 1 Beban Tegangan Kerja pada Abutment.....	163
Tabel 5. 15 Kombinasi Beban 2 Beban Tegangan Kerja pada Abutment.....	163
Tabel 5. 16 Kombinasi Beban 3 Beban Tegangan Kerja pada Abutment.....	164

Tabel 5. 17 Kombinasi Beban 4 Beban Tegangan Kerja pada Abutment	164
Tabel 5. 18 Kombinasi Beban 5 Beban Tegangan Kerja pada Abutment	165
Tabel 5. 19 Kemampuan Gaya Aksial per Tiang Abutment	166
Tabel 5. 20 Nilai Konvensi Sondir ke SPT	167
Tabel 5. 21 Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang	172
Tabel 5. 22 Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiap Meter	173
Tabel 5. 23 Lanjutan Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiap Meter	176
Tabel 5. 24 Gaya-gaya Horizontal Searah Sumbu X pada Beban Sementara	183
Tabel 5. 25 Gaya-gaya Horizontal Searah Sumbu Y pada Beban Sementara	183
Tabel 5. 26 Berat Timbunan Tanah di atas Pile Cap	184
Tabel 5. 27 Rekapitulasi Momen Penahan Abutment	185
Tabel 5. 28 Rekapitulasi Momen Penahan Abutment	185
Tabel 5. 29 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Pile Cap	186
Tabel 5. 30 Kombinasi 1	188
Tabel 5. 31 Kombinasi 2	188
Tabel 5. 32 Kombinasi 3	189
Tabel 5. 33 Perhitungan Kemampuan Gaya Aksial per Tiang ..	191
Tabel 5. 34 Perhitungan Reaksi Tiang Pancang	191
Tabel 5. 35 Perhitungan Momen Pile Cap.....	192
Tabel 5. 36 Kombinasi 1	199
Tabel 5. 37 Kombinasi 2	200
Tabel 5. 38 Kombinasi 1 Long Stopper Abutment.....	207
Tabel 5. 39 Kombinasi 2 Long Stopper Abutment.....	207
Tabel 5. 40 Rekapitulasi Beban pada Plat Injak.....	212
Tabel 5. 41 Rekapitulasi Beban Sendiri Wing Wall.....	216
Tabel 5. 42 Beban Tanah Aktif Wing Wall.....	217
Tabel 5. 43 Rekapitulasi Beban Wing Wall	218
Tabel 5. 44 Beban Berat Sendiri Struktur Atas	221

Tabel 5. 45 Beban Berat Sendiri Abutment.....	222
Tabel 5. 46 Rekapitulasi Berat Sendiri.....	222
Tabel 5. 47 Beban Angin (Vw) Abutment	225
Tabel 5. 48 Rekapitulasi Beban Angin Total	226
Tabel 5. 49 Kelas Situs Berdasarkan Nilai N-SPT.....	230
Tabel 5. 50 Faktor Amplifikasi untuk Periode 0 dt & 0.2 dt (FPGA/Fa).....	230
Tabel 5. 51 Nilai PGA, Ss, dan S1 Berdasarkan Pusjatan.....	230
Tabel 5. 52 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 dt (Fv)	231
Tabel 5. 53 Nilai FPGA, Fa, dan Fv.....	231
Tabel 5. 54 Hubungan Elemen Struktur	234
Tabel 5. 55 Kategori Kepentingan Bangunan	234
Tabel 5. 56 Perhitungan Momen dan Gaya Dipusatkan pada Center Poer.....	236
Tabel 5. 57 Kombinasi Beban 1 Beban Tegangan Kerja pada Abutment.....	237
Tabel 5. 58 Kombinasi Beban 2 Beban Tegangan Kerja pada Abutment.....	237
Tabel 5. 59 Kombinasi Beban 3 Beban Tegangan Kerja pada Abutment.....	238
Tabel 5. 60 Kombinasi Beban 4 Beban Tegangan Kerja pada Abutment.....	238
Tabel 5. 61 Kombinasi Beban 5 Beban Tegangan Kerja pada Abutment.....	239
Tabel 5. 62 Kemampuan Gaya Aksial per Tiang Abutment	240
Tabel 5. 63 Nilai Konvensi Sondir ke SPT	241
Tabel 5. 64 Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang	246
Tabel 5. 65 Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiap Meter	247
Tabel 5. 66 Lanjutan Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiap Meter	250
Tabel 5. 67 Gaya-gaya Horizontal Searah Sumbu X pada Beban Sementara	257
Tabel 5. 68 Gaya-gaya Horizontal Searah Sumbu Y pada Beban Sementara.....	257

Tabel 5. 69 Berat Timbunan Tanah di atas Pile Cap.....	258
Tabel 5. 70 Rekapitulasi Momen Penahan Abutment	259
Tabel 5. 71 Rekapitulasi Momen Penahan Abutment	259
Tabel 5. 72 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Pile Cap	260
Tabel 5. 73 Kombinasi 1	262
Tabel 5. 74 Kombinasi 2	262
Tabel 5. 75 Kombinasi 3	263
Tabel 5. 76 Perhitungan Kemampuan Gaya Aksial per Tiang..	264
Tabel 5. 77 Perhitungan Reaksi Tiang Pancang.....	264
Tabel 5. 78 Perhitungan Momen Pile Cap.....	265
Tabel 5. 79 Kombinasi 1	272
Tabel 5. 80 Kombinasi 2	273
Tabel 5. 81 Kombinasi 1 Long Stopper Abutment.....	280
Tabel 5. 82 Kombinasi 2 Long Stopper Abutment.....	280
Tabel 5. 83 Rekapitulasi Beban pada Plat Injak.....	285
Tabel 5. 84 Rekapitulasi Beban Sendiri Wing Wall.....	289
Tabel 5. 85 Beban Tanah Aktif Wing Wall.....	290
Tabel 5. 86 Rekapitulasi Beban Wing Wall.....	291
Tabel 5. 87 Analisa Beban Sendiri dan Titik Berat pada Pilar..	295
Tabel 5. 88 Rekapitulasi Berat Sendiri Pilar	296
Tabel 5. 89 Berat Sendiri Struktur Atas untuk Span 7.5 m	297
Tabel 5. 90 Berat Sendiri Struktur Atas untuk Span 12 m	298
Tabel 5. 91 Rekapitulasi Beban Sendiri Pilar.....	298
Tabel 5. 92 Faktor Beban Angin dan Kecepatan Angin Rencana	301
Tabel 5. 93 Kelas Situs Berdasarkan Nilai N-SPT.....	307
Tabel 5. 94 Faktor Amplifikasi untuk Periode 0 dt & 0.2 dt (FPGA/Fa).....	307
Tabel 5. 95 Nilai PGA, Ss, dan S1 Berdasarkan Pusjatan.....	307
Tabel 5. 96 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 dt (Fv)	308
Tabel 5. 97 Nilai FPGA, Fa, dan Fv.....	308
Tabel 5. 98 Hubungan Elemen Struktur	311
Tabel 5. 99 Koefisien Geser Dasar untuk Tekanan Tanah Lateral	312

Tabel 5. 100 Faktor Tipe Bangunan	314
Tabel 5. 101 Faktor Kepentingan	315
Tabel 5. 102 Koefisien Seret dan Angkat untuk Pilar	316
Tabel 5. 103 Lendutan Ekuivalen untuk Tumbukan Batang Kayu	318
Tabel 5. 104 Rekapitulasi Kombinasi Beban Kerja Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja Pilar.....	319
Tabel 5. 105 Kombinasi 1 Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja Pilar	321
Tabel 5. 106 Kombinasi 2 Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja Pilar	322
Tabel 5. 107 Kombinasi 3 Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja Pilar	323
Tabel 5. 108 Kombinasi 4 Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja Pilar	324
Tabel 5. 109 Kombiansi 5 Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja Pilar	325
Tabel 5. 110 Rekapitulasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja Pilar	326
Tabel 5. 111 Kontrol Stabilitas Guling	327
Tabel 5. 112 Rekapitulasi Kombinasi Beban Untuk Perencanaan Tegangan Kerja	328
Tabel 5. 113 Gaya Aksial Tiang Pancang	330
Tabel 5. 114 Nilai SPT per meter.....	331
Tabel 5. 115 Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiap Meter	334
Tabel 5. 116 Lanjutan Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiap Meter	336
Tabel 5. 117 Berat Sendiri Struktur Bawah.....	344
Tabel 5. 118 Beban Mati Tambahan Span Kiri 7.5 m.....	344
Tabel 5. 119 Beban Mati Tambahan Span Kiri 12 m.....	344
Tabel 5. 120 Beban Layan Pile Cap.....	345
Tabel 5. 121 Beban Ultimate Pile Cap.....	345
Tabel 5. 122 Kombinasi 1U	346
Tabel 5. 123 Kombinasi 2U	346

Tabel 5. 124 Kombinasi 3U	347
Tabel 5. 125 Kombinasi 4U	347
Tabel 5. 126 Kombinasi 5U	348
Tabel 5. 127 Rekapitulasi Kombinasi Momen pada Pilar	348
Tabel 5. 128 Beban Ultimate Yang Masuk Ke Satu Tiang Pancang	349
Tabel 5. 129 Kombinasi Tiang Pancang pada Pilar	351
Tabel 5. 130 Momen Kombinasi Tiang Pancang pada Pilar	351
Tabel 5. 131 Analisa Pembebanan Longitudinal Stopper	356
Tabel 6. 1 Rekapitulasi Beban Vertikal pada Jembatan	360
Tabel 6. 2 Rekapitulasi Beban Vertikal pada Perletakan	361
Tabel 6. 3 Tabel Dimensi Elastomer	361

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

DAFTAR GRAFIK

Grafik 2. 1 Beban Lajur "D".....	30
Grafik 5. 1 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan	159
Grafik 5. 2 Grafik N SPT	169
Grafik 5. 3 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan	233
Grafik 5. 4 Grafik N SPT	243
Grafik 5. 5 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan	310
Grafik 5. 6 Koefisien Geser Dasar C.....	313
Grafik 5. 7 Grafik Nilai N-SPT	333

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

DAFTAR BAGAN

Bagan 2. 1 Prosedur Analisis Tahan Gempa.....	42
Bagan 3. 1 Bagan Alir Metodologi	81

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Hampir tak ada suatu jalan yang tidak memerlukan jembatan, karena setiap jalan tentu menyilang saluran air, jalan lainya, lembah, rawa, dan lain sebagainya. Tergantung pada tinggi rendahnya muka jalan itu terhadap saluran atau jalan lainya diperlukan urug-urug, *syphon*, atau jembatan. Jika muka jalanya cukup tinggi terhadap muka air saluran dan saluranya tidak lebar, tidak dibuat urug-urugan, apabila saluranya lebar dibuat jembatan. Jalan dan jembatan merupakan alat penghubung atau alat penghubung antar daerah yang penting sekali bagi penyelenggaraan pemerintah, ekonomi, kebutuhan sosial, perniagaan, kebudayaan, dan pertahanan. Parameter majunya sebuah negara terutama dalam bidang ekonomi, sangat tergantung pada sistem transportasi. (Ir. Iman Subarkah)

Jembatan Ratna merupakan jembatan yang dibangun untuk memperlancar aksesibilitas dari barat ke timur antara kelurahan Darmo, Dinoyo, dan Ngagel. Jembatan Ratna menghubungkan antara Jalan Ratna dengan Jalan Bengawan sehingga pengendara dari Jalan Bengawan dapat langsung menuju jalan Ratna dengan rute Jalan Bengawan ke Jalan Ngagel melewati Jembatan Ratna lalu langsung menuju Jalan Ratna. Dengan demikian, diharapkan dapat mengurangi beban kendaraan yang ada di Jembatan BAT yang selama ini beban rute menuju Jalan Dinoyo–Darmo dari Jalan Bung Tomo ataupun arah sebaliknya menjadi beban Jembatan BAT.

Pembangunan jembatan Ratna adalah proyek pembangunan jembatan dari proyek Pemerintah Kota Surabaya bersama dengan Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga dan Pematuan. Pada desain awal jembatan, jembatan didesain memiliki bentang total 36,11 meter dan lebar 19,40 meter dilengkapi jalur trotoar disebalah kanan dan kiri jembatan. Jembatan ini melintasi sungai kalimas

dengan Muka air $\pm 2,977$ meter dari elevasi dasar sungai. Pondasi yang digunakan pada jembatan ini adalah jenis *spun pile*.

Perencanaan teknik jembatan dan pergantian jembatan merupakan salah satu upaya meningkatkan fungsi dan peranan jembatan, sehingga evaluasi lalu lintas di sekitar jembatan diperlukan sebagai langkah awal suatu perencanaan teknik yang cermat hingga menghasilkan detail desain jembatan yang tepat dan efisien untuk memenuhi standart yang ditetapkan. Pada proposal tugas akhir ini Jembatan Ratna digunakan sebagai proyek akhir dengan metode awal pengerjaanya dengan metode konstruksi gelagar beton pra tegang, yang kemudian dimodifikasi struktur baja komposit.

1.2. Data Eksisting Jembatan

1.2.1. Bangunan Atas :

a) Bentang Jembatan	L	= 29,40 m
b) Lebar Jembatan		= 19,40 m
c) Spasi Girder	s	= 0 m
d) Lebar Lantai Kendaraan	B	= 14,30 m
e) Tebal Lantai Kendaraan	ts	= 0,12 m
f) Dimensi Girder :		
- Tinggi Girder 74/97 h		= 74 cm
- Lebar Girder 74/97 bw		= 97 cm
- Jumlah Girder 74/97 n		= 20 buah
- Tinggi Girder 57/97 h		= 57 cm
- Lebar Girder 57/97 bw		= 97 cm
- Jumlah Girder 57/97 n		= 20 buah
g) Dimensi Diafragma		
- Tinggi Diafragma	h	= -
- Lebar Diafragma	bw	= -
- Jumlah Diafragma	n	= -

1.2.2. Bangunan Bawah

- Tinggi ruang bebas terhadap MAB = -
- Tinggi MAB terhadap MAN = $\pm 2,977$ m

1.3. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang telah diuraikan sebelumnya, maka rumusan masalah dapat diuraikan sebagai berikut :

1. Bagaimana merencanakan *preliminary* desain pada jembatan?
2. Bagaimana memodifikasi desain struktur Jembatan Ratna dengan menggunakan struktur baja komposit?
3. Bagaimana merencanakan dimensi struktur bangunan atas, bangunan bawah, perletakan, dan bangunan pelengkap yang sesuai dengan persyaratan dalam peraturan perencanaan teknik jembatan?
4. Bagaimana merencanakan pilar agar dapat menahan beban-beban yang diterima oleh pilar tersebut?

5. Bagaimana menggambarkan hasil dari desain struktur jembatan?

1.4. Batasan Masalah

Untuk menghindari penyimpangan pembahasan dari rumusan masalah yang telah diuraikan dan keterbatasan waktu dalam penyusunan proposal tugas akhir, maka perlu adanya batasan masalah. Dalam penyusunan proposal tugas akhir ini permasalahan akan dibatasi sampai dengan batasan-batasan sebagai berikut :

1. Perencanaan dilakukan dalam satu bentang jembatan yang bagian-bagiannya terdiri dari atas, bangunan bawah, dan bangunan pelengkap pada jembatan
2. Perhitungan sambungan dibatasi pada bagian bagian tertentu yang dianggap mewakili secara keseluruhan
3. Studi tugas akhir ini hanya meninjau segi teknis saja, tanpa memperhitungkan segi waktu dan biaya
4. Perencanaan tidak meninjau metode pelaksanaan di lapangan.

1.5. Tujuan

Tujuan dari penulisan proposal tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

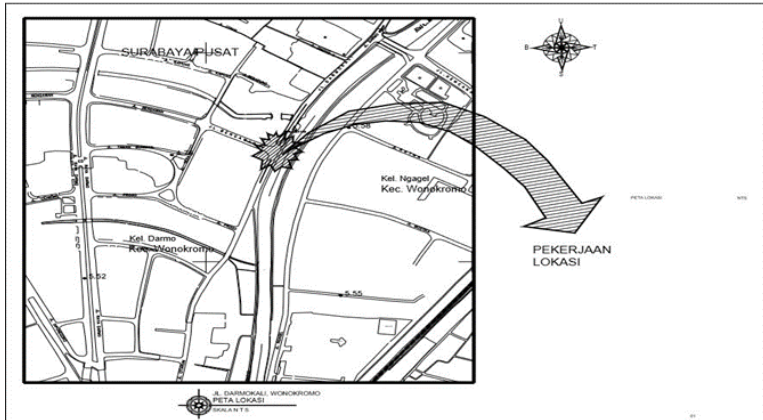
1. Merencanakan struktur atas jembatan yang meliputi :
 - a. Pelat lantai kendaraan
 - b. Gelagar memanjang dan melintang
 - c. Parapet jembatan.
2. Merencanakan struktur bangunan bawah jembatan yang meliputi :
 - a. Pilar
 - b. Abutment
 - c. Pondasi.
3. Merencanakan dimensi struktur bangunan pelengkap jembatan yang meliputi :
 - a. Pelat injak
 - b. Tembok sayap (*Wing Wall*)
 - c. Menggambar detail desain struktur.

1.6. Manfaat

Manfaat yang diharapkan terwujud dengan dibuatnya Proposal Tugas Akhir Terapan ini antara lain :

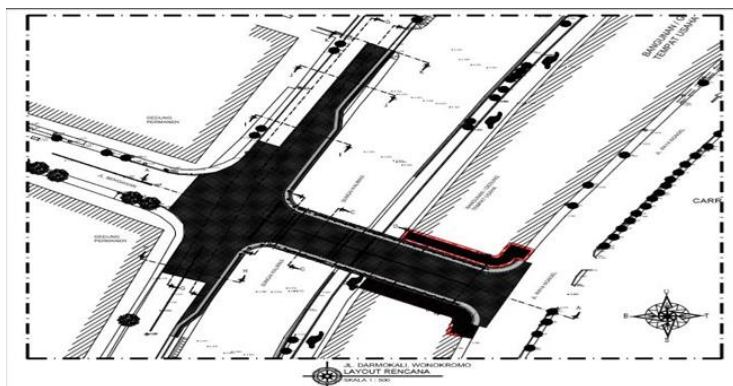
1. Sebagai proses pembelajaran bagi mahasiswa dan aplikasi dari keseluruhan ilmu yang telah dipelajari selama proses perkuliahan
2. Dapat mengetahui proses perencanaan dalam suatu proyek jembatan
3. Tugas akhir ini dapat menjadi referensi untuk melakukan perencanaan yang digunakan dan dipraktikan dalam mendirikan jembatan komposit.

1.7. Peta Lokasi

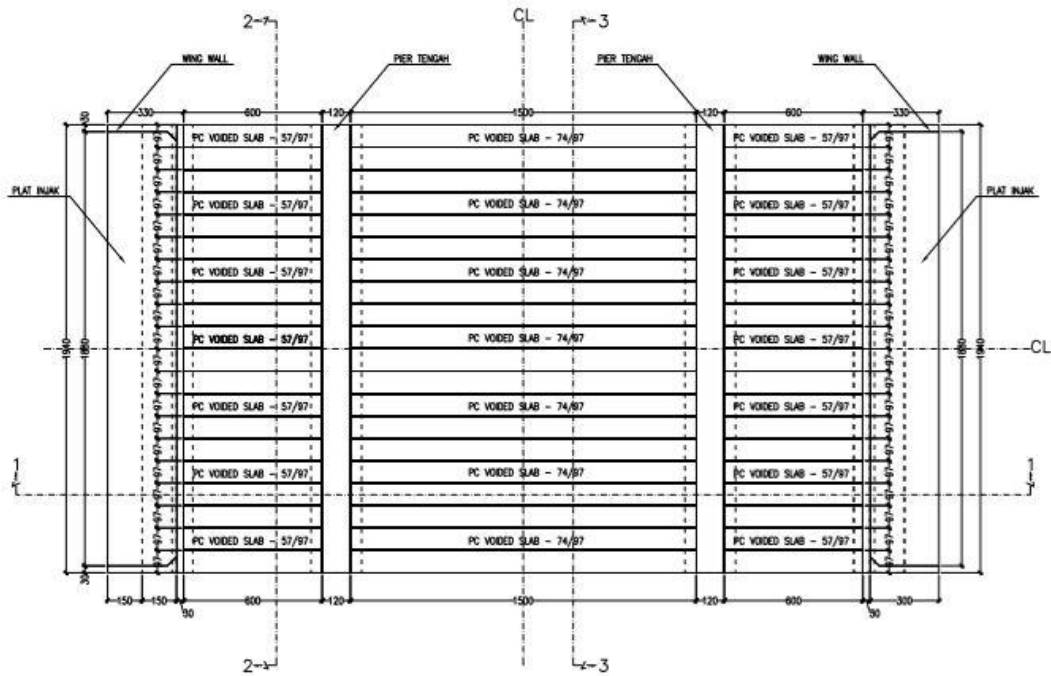


Gambar 1. 1 Peta Lokasi Studi

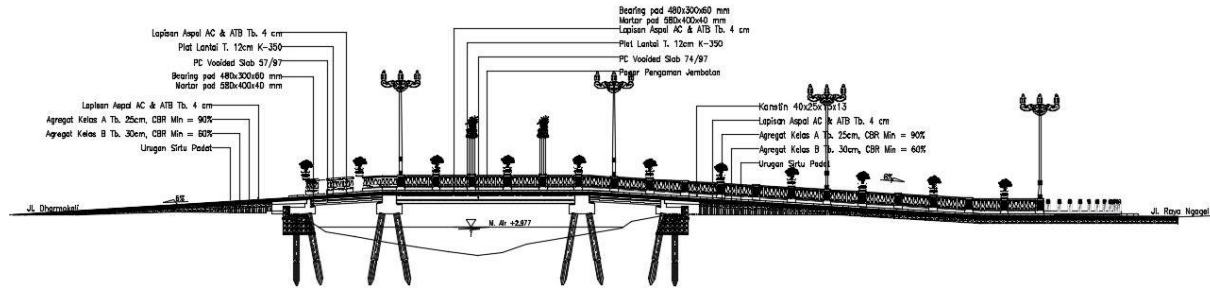
1.8. Eksisting dan Rencana



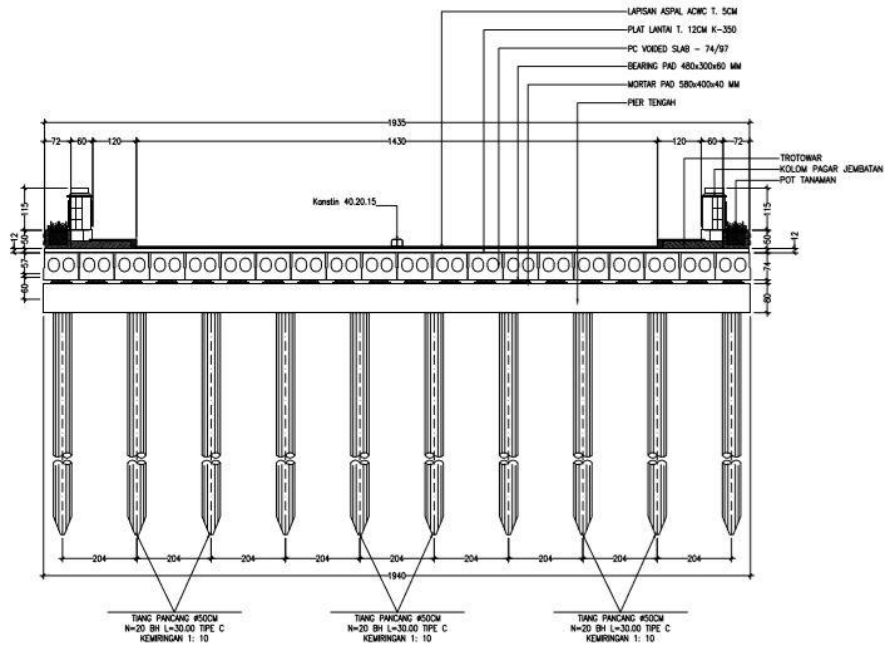
Gambar 1. 2 Denah Eksisting Jembatan



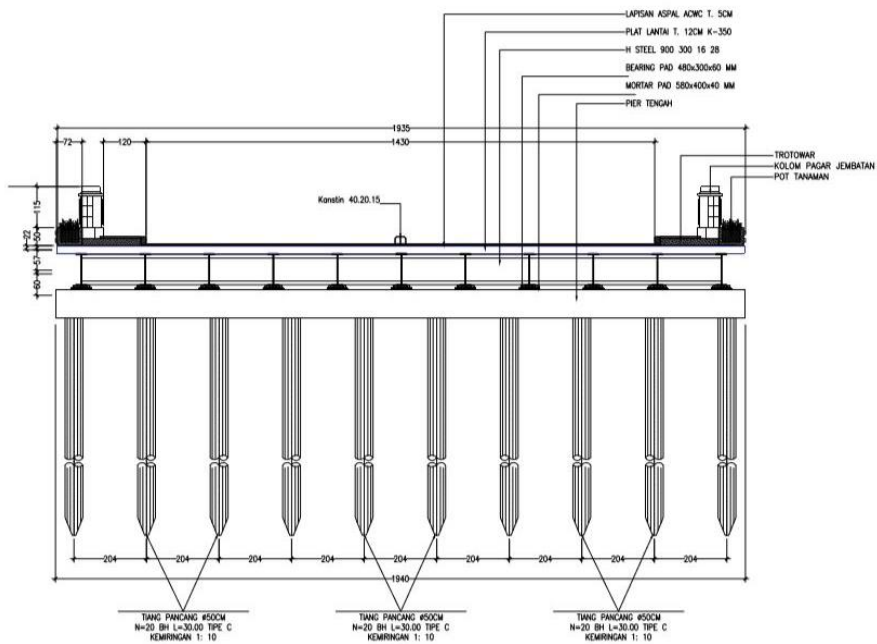
Gambar 1. 3 Denah Balok Eksisting Jembatan



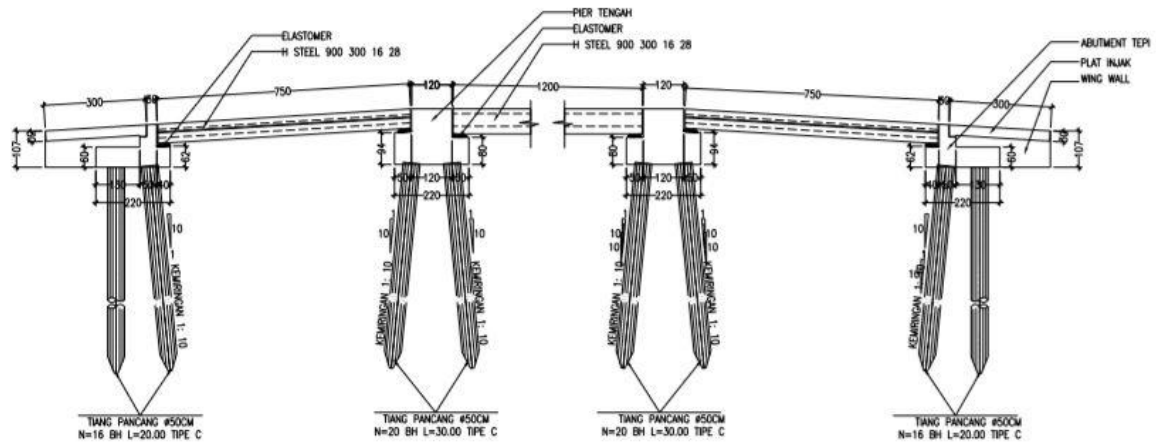
Gambar 1. 4 Desain Eksisting Memanjang Jembatan



Gambar 1. 5 Desain Eksisting Melintang Abutmen Jembatan



Gambar 1. 6 Desain Rencana Melintang Abutmen Jembatan

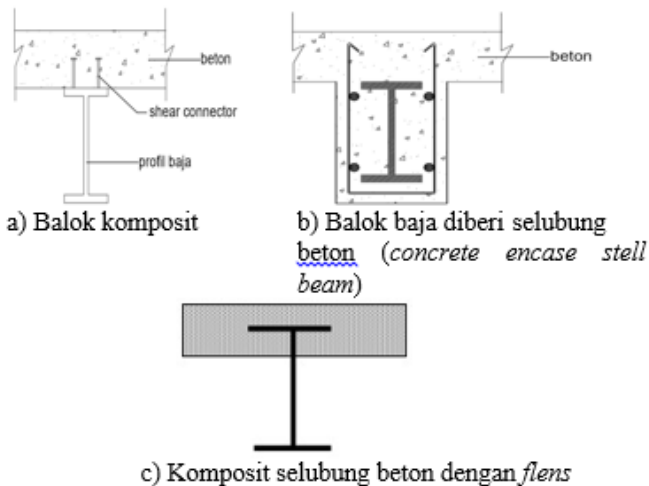


Gambar 1. 7 Desain Rencana Memanjang Abutmen Jembatan

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Pengertian Balok Komposit

Batang komposit adalah sistem konstruksi yang terdiri dari dua material yang mempunyai kerjasama untuk menahan beban tekan dan lentur. Pada umumnya, batang yang menahan tekan dan lentur disebut kolom komposit. Sedangkan batang yang menahan lentur disebut balok komposit. Sistem ini terbentuk dari interaksi antara strutur baja dan beton yang memiliki karakteristik berbeda dan dimanfaatkan dengan optimal. Pada perencanaan jembatan, kekuatan lentur gelagar komposit ditentukan dengan rencana keadaan batas ultimit.



Gambar 2. 1 Balok Komposit

1. Balok Komposit Penuh

Untuk balok komposit penuh, penghubung geser harus disediakan dalam jumlah yang memadai sehingga balok mampu mencapai kuat lentur maksimumnya. Pada penentuan distribusi tegangan elastis, slip antara baja dan beton dianggap tidak terjadi.

2. Balok Komposit Parsial

Pada balok komposit parsial, kekuatan balok dalam memikul lentur dibatasi oleh kekuatan penghubung geser. Perhitungan elastis untuk balok ini, seperti pada penentuan defleksi atau tegangan akibat beban layan, harus mempertimbangkan pengaruh adanya slip antara baja dan beton.

3. Balok Baja yang Diberi Selubung Beton

Walaupun tidak diberi anker, balok baja yang diberi selubung beton di semua permukaannya dianggap bekerja secara komposit dengan beton, selama hal-hal berikut ini dipenuhi :

- Tebal minimum selubung beton yang menyelimuti baja tidak kurang daripada 50 mm
- Posisi tepi atas balok baja tidak boleh kurang daripada 40 mm di bawah sisi atas pelat beton dan 50 mm di atas sisi bawah pelat
- Selubung beton harus diberi kawat jaring atau baja tulangan dengan jumlah yang memadai untuk menghindari terlepasnya bagian selubung tersebut pada saat balok memikul beban.

2.2. Dasar Perencanaan

Adapun dalam modifikasi desain jembatan Ratna Kota Surabaya, penulis mengacu pada beberapa aturan sebagai berikut:

1. SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan
2. RSNI T-03-2005 Perencanaan Struktur Baja Jembatan
3. RSNI T-12-2004 Perencanaan Struktur untuk Jembatan
4. SNI 2833:2008 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan
5. RSNI 2833:201X Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa.

2.3. Prinsip Perencanaan Struktur Baja Komposit

Adapun beban-beban yang akan dipikul oleh struktur jembatan berdasarkan SNI 1725:2016 adalah sebagai berikut :

2.3.1. Beban Permanen

Tabel 2. 1 Berat Isi untuk Beban Mati

No	Bahan	Berat/Satuan Isi	Kerapatan Masa
		(kN/m ³)	(kg/m ³)
1	Campuran aluminium	26,7	2720
2	Lapisan permukaan beraspal	22	2240
3	Besi tuang	71	7200
4	Timbunan tanah dipadatkan	17,2	1760
5	Kerikil dipadatkan	18,8 - 22,7	1920-2320
6	Aspal beton	22	2240
7	Beton ringan	12,25 - 19,6	1250-2000
8	Beton	22 - 25	2240-2640
9	Beton prategang	25 -26	2560-2400
10	Beton bertulang	23,5 - 25,5	2400-2600
11	Timbal	111	11400
12	Lempung lepas	12,5	1280
13	Batu pasangan	23,5	2400
14	Neoprin	11,3	1150
15	Pasir kering	15,7 - 17,2	1600-1760
16	Pasir basah	18 - 18,8	1840-1920
17	Lumpur lunak	17,2	1760
18	Baja	77	7850
19	Kayu (ringan)	7,8	800
20	Kayu (keras)	11	1120

21	Air murni	9,8	1000
22	Air garam	10	1025
23	Besi tempa	75,5	7680

1. Beban Mati (Berat Sendiri)

Beban mati merupakan kupulan berat dari komponen struktural dan non-struktural yang ada pada jembatan, dan berlaku selama jembatan itu berdiri. Pada perencanaan jembatan berat isi dari komponen struktur juga diperhatikan. Selain faktor berat isi adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri yang tersedia dalam tabel 2.2

Tabel 2. 2 Faktor Beban untuk Berat Sendiri

Tipe Beban	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^L)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MS}^U)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	1,00	1,10	0,90
	Beton pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton dicor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

(Sumber: SNI 1725:2016)

2. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan merupakan berat dari seluruh bahan nonstruktural pada jembatan dan besarnya bisa berubah-ubah setiap waktu. Pada penentuan berat mati tambahan, nilai faktor beban dapat berbeda dengan tabel 2.3. dengan persetujuan instansi yang berwenang.

Tabel 2. 3 Faktor Beban Mati Tambahan

Faktor beban (γ_{MS})	
--------------------------------	--

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

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

(Sumber: SNI 1725:2016)

2.3.2. Beban Hidup

1. Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur "D" dan beban truk "T". Beban lajur "D" bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur "D" yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.

Beban truk "T" adalah satu kendaraan berat dengan tiga gandar yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap gandar terdiri atas dua bidang kontak pembebanan yang dimaksud sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat. Hanya satu truk "T" diterapkan per lajur lalu lintas rencana.

Secara umum, beban "D" akan menjadi beban penentu dalam perhitungan jembatan yang mempunyai bentang sedang sampai panjang, sedangkan beban "T" digunakan untuk bentang pendek dan lantai kendaraan. Dalam keadaan tertentu beban "D" yang nilainya telah diturunkan atau dinaikkan.

a. Lajur Lalu Lintas Rencana

Secara umum, jumlah lajur lalu lintas rencana ditentukan dengan mengambil bagian *integer* dari hasil pembagian lebar bersih jembatan (w) dalam mm dengan lebar lajur rencana sebesar 2750 mm. Perencana harus memperhitungkan kemungkinan berubahnya lebar bersih jembatan dimasa depan

sehubungan dengan perubahan fungsi dari bagian jembatan. Jumlah maksimum lajur lalu lintas yang digunakan untuk berbagai lebar jembatan bisa dilihat dalam Tabel 2.4. Lajur lalu lintas rencana harus disusun sejajar dengan sumbu memanjang jembatan.

Tabel 2. 4 Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana

Tipe Jembatan ⁽¹⁾	Lebar Bersih Jembatan ⁽²⁾ (mm)	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana (<i>n</i>)
Satu Lajur	$3000 \leq w < 5250$	1
Dua Arah, tanpa Median	$5250 \leq w < 7500$	2
	$7500 \leq w < 10,000$	3
	$10,000 \leq w < 12,500$	4
	$12,500 \leq w < 15,250$	5
	$w \geq 15,250$	6
Dua Arah, dengan Median	$5500 \leq w \leq 8000$	2
	$8250 \leq w \leq 10,750$	3
	$11,000 \leq w \leq 13,500$	4
	$13,750 \leq w \leq 16,250$	5
	$w \geq 16,500$	6
Catatan ⁽¹⁾ : Untuk jembatan tipe lain, jumlah lajur lalu lintas rencana harus ditentukan oleh instansi yang berwenang.		
Catatan ⁽²⁾ : Lebar jalur kendaraan adalah jarak minimum antara kerb atau rintangan untuk satu arah atau jarak antara kerb/rintangan/median dan median untuk banyak arah.		

Berdasarkan Tabel 2.4, bila lebar bersih jembatan berkisar antara 3000 mm sampai 5000 mm, maka jumlah jalur rencana harus diambil satu lajur lalu lintas rencana dan lebar jalur rencana harus diambil sebagai lebar jalur lalu lintas. Jika jembatan mempunyai lebar bersih antara 5250 mm dan 7500 mm, maka jembatan harus direncanakan memiliki dua lajur rencana, masing-masing selebar lebar bersih jembatan dibagi dua. Jika jembatan mempunyai lebar bersih antara 7750 mm dan 10000 mm, maka jembatan harus direncanakan memiliki tiga lajur rencana, masing-

- masing selebar lebar bersih jembatan dibagi tiga.
- b. Beban Lajur “D”
 Beban lajur "D" terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT) seperti terlihat dalam Gambar 24. Adapun faktor beban yang digunakan untuk beban lajur "D" seperti pada Tabel 2.5.

Tabel 2. 5 Faktor Beban untuk Beban Lajur "D"

Tipe Beban	Jembatan	Faktor beban (γ_{TD})	
		Keadaan Batas Layan (γ^S) _{TD}	Keadaan Batas Ultimit (γ^U) _{TD}
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

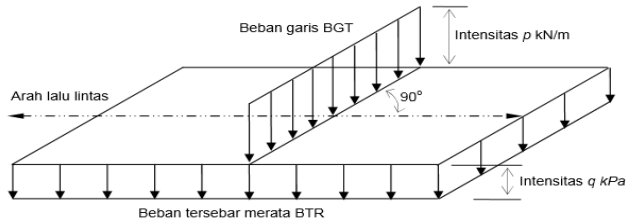
- Intensitas Beban “D”
 Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas q kPa, dengan besaran q tergantung pada panjang total yang dibebani L yaitu seperti berikut :
 Jika $L \leq 30$ m : $q = 9,0$ kP..... (1)
 Jika $L > 30$ m : $q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right)$ kPa (2)

Dimana :

q : intensitas beban terbagi rata (BTR) arah memanjang jembatan (kPa)

L : Panjang jembatan yang dibebani (m)

kPa : 0,001 Mpa = 0,01 kg/cm²

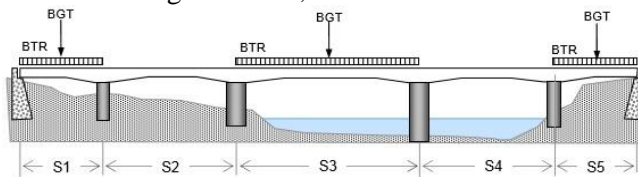


Gambar 2. 2 Beban Lajur “D”

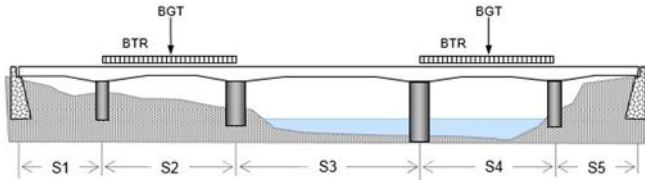
Beban garis terpusat (BGT) “ p ” ditentukan menurut SNI 1725:2016 sebesar 49,0 kN/m yang bekerja tegak lurus terhadap arah lalu lintas. Untuk memperoleh momen negatif maksimum pada jembatan balok menerus, BGT kedua yang identik ditempatkan pada posisi dalam arah melintang pada bentang lainnya. Pada perencanaan jembatan, harus direncanakan jumlah jalur yang digunakan dengan lebar bersih (w) diambil 2750 mm tidak menutup kemungkinan pada masa yang akan datang terjadi perubahan lebar bersih, maka perencanaan harus memperhitungkan kemungkinan yang terjadi.

- Distribusi Beban “D”

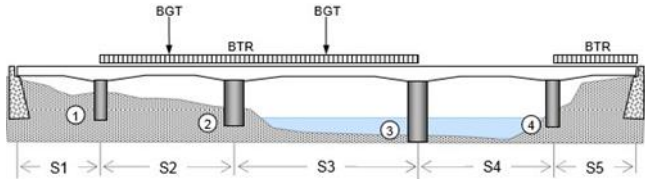
Distribusi beban “D” dalam arah memanjang dapat dilihat dari gambar 2.5, 2.6 dan 2.7.



Gambar 2. 3 Momen Lentur Positif pada Lampangan 1,3, dan 5



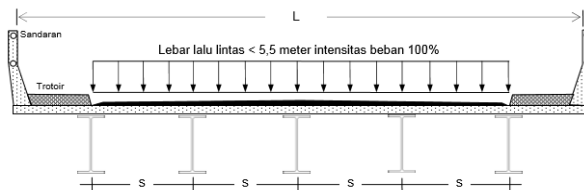
Gambar 2. 4 Momen Lentur Positif pada Lapangan 2 dan 4



Gambar 2. 5 Momen Lentur Negatif Maksimum pada Pilar 2

Selain Distribusi beban “D” arah memanjang terdapat distribusi beban “D” arah melintang sehingga menimbulkan momen maksimum dan gaya geser. Penempatan beban “D” tersebar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk parapet, trotoar, dan kerb). Adapun ketentuan yang digunakan sebagai berikut :

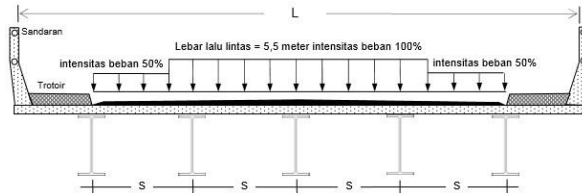
- Jika lebar jalur lalu lintas $\leq 5,5$ meter maka beban “D” ditempatkan pada seluruh jalur lalu lintas dengan intensitas 100%



Gambar 2. 6 Distribusi Beban “D” dengan Lebar Jalur $\leq 5,5$ meter

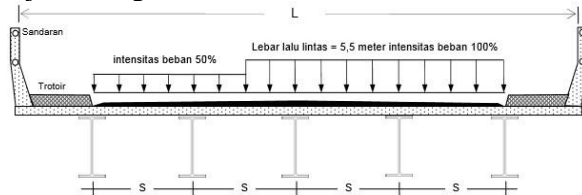
- Jika lebar jalur lalu lintas $> 5,5$ meter maka beban “D” ditempatkan pada seluruh jalur lalu lintas (nl) dengan

intensitas 100% pada jumlah lajur lalu lintas rencana. Didapatkan ekuivalen $n_l \times 2,75 q$ kN/m, beban terpusat ekuivalen sebesar $n_l \times 2,75 q$ kN/m, dan keduanya bekerja berupa *stip* pada jalur selebar $n_l \times 2,75$ m. Untuk jumlah lajur lalu lintas dapat dilihat pada tabel 2.4.



Gambar 2. 7 Distribusi Beban “D” dengan Lebar Jalur > 5,5 meter

- Jika lebar jalur lalu lintas > 5,5 meter, pada lajur lalu lintas rencana yang membentuk *stip* dapat ditempatkan dimana saja. Beban “D” tambahan ditempatkan pada sisa jalur dengan intensitas sebesar 50%.



Gambar 2. 8 Distribusi Beban “D” dengan Lebar Jalur > 5,5 meter alternatif

- Respons terhadap Beban Lajur “D”
Distribusi beban hidup dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan. Hal itu dilakukan dengan mempertimbangkan beban lajur “D” tersebar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk parapet, kerb dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai.

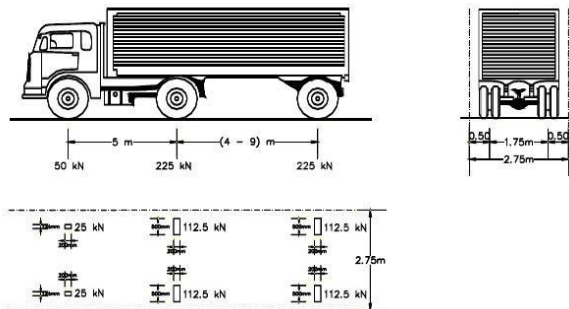
2. Beban "T"

Selain beban "D", terdapat beban lalu lintas lainnya yaitu beban truk "T". Beban truk "T" tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban "D". Beban truk dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai. Adapun faktor beban untuk beban "T" seperti terlihat pada Tabel 2.6.

Tabel 2. 6 Faktor Beban untuk Beban "T"

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban	
		Keadaan Batas Layan (γ^S) _{TT}	Keadaan Batas Ultimit (γ^U) _{TT}
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

a. Besarnya Pembebanan Truk "T"



Gambar 2. 9 Pembebanan Truk "T"

Pembebanan truk "T" terdiri atas kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat gandar seperti terlihat dalam Gambar 2.9. Berat dari tiap-tiap gandar disebarakan menjadi dua beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan

lantai. Jarak antara dua gandar tersebut bisa diubah-ubah dari 4,0 m sampai dengan 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.

b. Posisi dan Penyebaran Pembebanan Truk "T" dalam Arah Melintang

Terlepas dari panjang jembatan atau susunan bentang, umumnya hanya ada satu kendaraan truk "T" yang bisa ditempatkan pada satu lajur lalu lintas rencana. Untuk jembatan sangat panjang dapat ditempatkan lebih dari satu truk pada satu lajur lalu lintas rencana.

Kendaraan truk "T" ini harus ditempatkan di tengah-tengah lajur lalu lintas rencana seperti terlihat dalam Gambar 26. Jumlah maksimum lajur lalu lintas rencana dapat dilihat dalam Tabel 11, tetapi jumlah lebih kecil bisa digunakan dalam perencanaan apabila menghasilkan pengaruh yang lebih besar. Hanya jumlah lajur lalu lintas rencana dalam nilai bulat harus digunakan. Lajur lalu lintas rencana bisa ditempatkan di mana saja pada lajur jembatan.

c. Kondisi Faktor Kepadatan Lajur

Ketentuan pasal ini tidak boleh digunakan untuk perencanaan keadaan batas fatik dan fraktur, dimana hanya satu jalur rencana yang diperhitungkan dan tidak tergantung dari jumlah total lajur rencana. Jika perencana menggunakan faktor distribusi beban kendaraan untuk satu lajur, maka pengaruh beban truk harus direduksi dengan faktor 1,20. Tetapi jika perencana menggunakan *lever rule* atau metode statika lainnya untuk mendapatkan faktor distribusi beban kendaraan, maka pengaruh beban truk tidak perlu direduksi.

Pengaruh beban hidup harus ditentukan dengan mempertimbangkan setiap kemungkinan kombinasi jumlah jalur yang terisi dikalikan dengan faktor kepadatan lajur yang sesuai untuk memperhitungkan kemungkinan terisinya jalur rencana oleh beban hidup. Jika perencana tidak mempunyai data yang diperlukan maka nilai-nilai

pada Tabel 2.7.

Tabel 2. 7 Faktor Kepadatan Lajur

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

Untuk tujuan menentukan jumlah lajur ketika kombinasi pembebanan mencakup beban pejalan kaki dengan satu atau lebih lajur kendaraan, maka perencana harus menentukan bahwa beban pejalan kaki akan mengisi salah satu lajur kendaraan.

Faktor-faktor yang ditentukan dalam Tabel 2.7 tidak boleh digunakan untuk menentukan faktor distribusi beban kendaraan. Dalam hal ini perencana harus menggunakan *lever rule* untuk menentukan beban yang bekerja pada balok eksterior.

d. Bidang Kontak Roda Kendaraan

Bidang kontak roda kendaraan yang terdiri atas satu atau dua roda diasumsikan mempunyai bentuk persegi panjang dengan panjang 750 mm dan lebar 250 mm. Tekanan ban harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan bidang kontak.

e. Distribusi Beban Roda pada Timbunan

Beban roda harus didistribusikan pada pelat atap gorong-gorong jika tebal timbunan kurang dari 600 mm. Jika tebal timbunan lebih dari 600 mm atau perencana menggunakan cara perhitungan pendekatan yang diizinkan, atau melakukan analisis yang lebih rinci, maka beban roda diasumsikan terbagi rata seluas bidang kontak, yang bertambah besar sesuai kedalaman dengan kemiringan sebesar 1,15 kali kedalaman timbunan, dengan memperhatikan kondisi kepadatan lajur.

Untuk area dimana kontribusi beberapa roda

mengalami tumpang tindih, maka besarnya beban terdistribusi ditentukan berdasarkan beban total dibagi dengan luas area.

Untuk gorong-gorong bentang tunggal, pengaruh dari beban hidup dapat diabaikan jika tebal timbunan lebih tebal dari 2400 mm dan lebih besar dari panjang bentang; sedangkan untuk gorong-gorong dengan bentang menerus, pengaruh beban hidup dapat diabaikan jika tebal timbunan lebih besar dibandingkan jarak bersih antara dinding terluar.

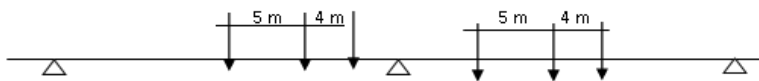
Jika momen akibat beban hidup beserta dampak pada pelat beton berdasarkan distribusi beban roda melalui timbunan lebih besar dibandingkan dengan akibat beban hidup dan dampak jika dihitung berdasarkan lebar strip ekuivalen gorong-gorong, maka harus digunakan momen yang terbesar.

f. Penerapan Beban Hidup Kendaraan

Pengaruh beban hidup pada waktu menentukan momen positif harus diambil nilai yang terbesar dari :

- Pengaruh beban truk dikalikan dengan faktor beban dinamis (FBD), atau
- Pengaruh beban terdistribusi “D” dan beban garis KEL dikalikan FBD.

Untuk momen negatif, beban truk dikerjakan pada dua bentang yang berdampingan dengan jarak gandar tengah truk terhadap gandar depan truk dibelakangnya adalah 15 m (Gambar 2.10), dengan jarak antara gandar tengah dan gandar belakang adalah 4 m.



Gambar 2. 10 Penempatan Beban Truk untuk Kondisi Momen Negatif Maksimum

Gandar yang tidak memberikan kontribusi pada gaya total harus diabaikan dalam perencanaan. Beban kendaraan dimuat pada masing-masing jalur masing-masing dan harus diposisikan untuk mendapatkan pengaruh yang terbesar dalam perencanaan. Beban truk harus diposisikan pada lebar jembatan sehingga sumbu roda mempunyai jarak sebagai berikut:

- Untuk perencanaan pelat kantilever : 250 mm dari tepi parapet atau *railing*
- Untuk perencanaan komponen lainnya : 1000 mm dari masing-masing sumbu terluar roda truk. Kecuali ditentukan lain, panjang lajur rencana atau sebagian dari panjang lajur rencana harus dibebani dengan beban terdistribusi "D".

g. Beban Hidup untuk Evaluasi Lendutan

Jembatan dikategorikan memenuhi kriteria lendutan akibat beban hidup, maka lendutan harus diambil sebagai nilai yang terbesar dari :

- Lendutan akibat beban satu truk
- Lendutan akibat BTR

h. Beban Pelat Kantilever

Untuk perencanaan pelat kantilever dengan bentang kurang dari 1800 mm dari sumbu gelagar eksterior terhadap tepi dalam parapet, maka beban roda dapat diganti menjadi beban garis dalam arah memanjang jembatan dengan intensitas 17 kN/m berjarak 250 mm dari tepi dalam parapet.

3. Faktor Beban Dinamis

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi anatar kendaraan yang bergerak dan jembatan. Besarnya FBD tergantung pada frekuensi dasar dari susupensi kendaraan, biasanya antara 2 Hz sampai 5 Hz untuk kendaraan berat, dan frekuensi dari getaran lentur jembatan. Untuk perencanaan,

FBD dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen.

Besarnya BGT dari pembebanan lajur “D” dan beban roda dari Pembebanan Truk “T” harus cukup untuk memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dengan kali FBD. Besarnya nilai tambah dinyatakan dalam fraksi dari beban statis. FBD ini diterapkan pada keadaan batas daya layan dan batas ultimit. BTR dari pembebanan lajur “D” tidak dikali dengan FBD. Untuk pembebanan “D”. FBD merupakan fungsi panjang bentang ekuivalen seperti tercantum dalam gambar ... Untuk bentang tunggal panjang bentang menerus panjang bentang ekuivalen L_E diberikan rumus:

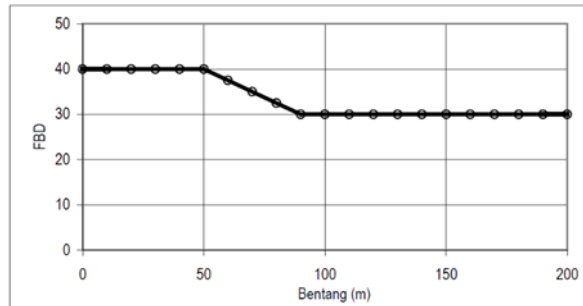
$$L_E = \sqrt{L_{av} \times L_{max}} \dots\dots\dots (3)$$

Dimana :

L_{av} = Panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus.

L_{max} = Panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambung secara menerus.

Untuk pembebanan truk “T”, FBD diambil 30%. Nilai FBD yang dihitung digunakan pada seluruh bagian bangunan yang berada di atas permukaan tanah. Untuk bagian bangunan bawah dan pondasi yang berada di bawah garis permukaan, nilai FBD harus diambil sebagai peralihan linier dari nilai pada garis permukaan tanah sampai nol pada kedalaman 2 meter. Untuk bangunan terkubur, seperti halnya gorong-gorong dan struktur baja-tanah, nilai FBD jangan diambil kurang dari 40% untuk kedalaman nol dan nilai kurang dari 10% untuk kedalaman 2 meter. Untuk kedalaman antara dapat diinterpolasikan linier. Nilai FBD yang digunakan untuk kedalaman yang dipilih harus diterapkan untuk bangunan seutuhnya.



Grafik 2. 1 Beban Lajur "D"

2.3.3. Beban Sekunder

Beban sekunder merupakan beban sementara yang diperhitungkan pada perhitungan tegangan jembatan. Pada umumnya beban sekunder menghasilkan tegangan yang relatif kecil dibandingkan beban primer. Berikut adalah beban sekunder berdasarkan SNI 1725:2016 :

1. Gaya Rem (TB)

Muatan akibat gaya rem, disebabkan oleh gaya yang diakibatkan pengereman kendaraan. Gaya rem harus ditempatkan pada semua lajur dengan arah yang sama dan bekerja pada titik tangkap 1,80 meter di atas permukaan jalan. Gaya ini diambil tersebar dari 25% dari berat gandar truk atau 5% dari berat truk rencana ditambahkan lajur terbagi rata.

2. Beban Angin

a. Tekanan Angin Horizontal

Tekanan angin yang ditentukan pada pasal ini diasumsikan angin rencana dengan kecepatan dasar (V_B) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen, termasuk sistim lantai dan *railing* yang diambil tegak lurus terhadap arah angin. Arah ini harus divariasikan

untuk mendapatkan pengaruh yang paling berbahaya terhadap struktur jembatan atau komponen-komponennya. Luasan yang tidak memberikan kontribusi dapat diabaikan dalam perencanaan.

Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi 10.000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana V_{DZ} , harus dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$V_{DZ} = 2,5 V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \dots\dots\dots (4)$$

Keterangan :

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

V_{10} = kecepatan angin pada elevasi 10.000 mm di atas permukaan tanah atau di atas permukaan air rencana (km/jam)

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

Z = elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung (Z > 10.000 mm)

V_o = kecepatan gesekan angin yang berdasarkan karakteristik meteorologi

Z_o = panjang gesekan di hulu jembatan yang berdasarkan karakteristik meteorologi.

V_{10} dapat diperoleh dari :

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

Tabel 2. 8 Nilai V_0 dan Z_0 untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu

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

b. Beban Angin pada Struktur (EW_s)

Perencanaan dapat menggunakan kecepatan angin rencana dasar yang berbeda untuk kombinasi pembebanan yang tidak melibatkan kondisi beban angin yang bekerja pada kendaraan. Arah angin rencana harus diasumsikan horizontal. Tekanan angin rencana dalam Mpa dapat diterapkan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_D = P_B \left(\frac{VDZ}{VB} \right)^2 \dots \dots \dots (5)$$

Keterangan :

P_B = tekanan angin dasar seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.9

Tabel 2. 9 Tekanan Angin Dasar

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

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

- **Beban dari Struktur Atas**

Jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur maka tekanan angin dasar P_B untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan pada Tabel 2.10 dan harus dikerjakan pada titik berat dari area yang terkena beban angin. Arah angin untuk perencanaan harus menghasilkan pengaruh yang terburuk pada komponen jembatan yang ditinjau. Tekanan angin melintang dan memanjang harus diterapkan secara bersamaan dalam perencanaan.

Tabel 2. 10 Tekanan Angin Dasar (P_B) untuk Berbagai Sudut Serang

Sudut serang	Rangka, kolom, dan pelengkung		Gelagar	
Derajat	Beban Lateral	Beban longitudinal	Beban lateral	Beban longitudinal
	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
0,0000	0,0036	0,0000	0,0024	0,0000
15,0000	0,0003	0,0006	0,0021	0,0003
30,0000	0,0031	0,0013	0,0020	0,0006
45,0000	0,0023	0,0020	0,0016	0,0008
60,0000	0,0011	0,0024	0,0008	0,0009

- Gaya Angin yang Langsung Bekerja pada Struktur Bawah

Gaya melintang dan longitudinal yang harus dikerjakan secara langsung pada bangunan bawah harus dihitung berdasarkan tekanan-tekanan angin dasar sebesar 0,0019 Mpa. Untuk angin dengan sudut serang tidak tegak lurus terhadap bangunan bawah, gaya ini harus diuraikan menjadi komponen yang bekerja tegak lurus terhadap bidang tepi dan bidang muka dari bangunan bawah. Komponen-komponen ini bekerja tegak lurus terhadap masing-masing permukaan yang mengalami tekanan dan perencana harus menerapkan gaya-gaya tersebut bersamaan dengan beban angin yang bekerja pada struktur atas.

c. Gaya Angin pada Kendaraan (EW_1)

Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas

permukaan jalan. Jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka komponen yang bekerja tegak lurus maupun paralel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.11 dimana arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah permukaan kendaraan.

Tabel 2. 11 Komponen Beban Angin yang Bekerja pada Kendaraan

Sudut	Komponen tegak lurus	Komponen sejajar
derajat	N/mm	N/mm
0	1,46	0
15	1,28	0,18
30	1,2	0,35
45	0,96	0,47
60	0,5	0,55

d. Tekanan Angin Vertikal

Jembatan harus mampu memikul beban garis memanjang jembatan yang mempresentasikan gaya angin vertikal ke atas sebesar $9,6 \times 10^{-4}$ Mpa dikalikan lebar jembatan, termasuk parapet dan trotoar. Gaya ini harus ditinjau hanya untuk keadaan Batas Kuat III dan Layan IV yang tidak melibatkan angin pada kendaraan, dan hanya ditinjau untuk kasus pembebanan dimana arah angin dianggap bekerja tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan. Gaya memanjang tersebut mempunyai titik tangkap pada seperempat lebar jembatan dan bekerja secara bersamaan dengan beban angin horizontal yang ditentukan sama dengan tekanan angin horizontal.

3. Pengaruh Temperatur

a. Temperatur Merata (EUn)

Deformasi akibat perubahan temperatur yang merata dapat dihitung dengan menggunakan prosedur seperti yang dijelaskan pada pasal ini. Prosedur ini dapat digunakan untuk perencanaan jembatan yang menggunakan gelagar terbuat dari beton atau baja. Rentang temperatur harus seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.11 Perbedaan antara temperatur minimum atau temperatur maksimum dengan temperatur maksimum dengan temperatur maksimum dengan temperatur nominal yang diasumsikan dalam perencanaan harus digunakan untuk menghitung pengaruh akibat deformasi yang terjadi akibat perbedaan suhu tersebut. Temperatur minimum dan maksimum yang ditentukan dalam Tabel 18 harus digunakan sebagai $T_{mindesign}$ dan $T_{maxdesign}$ pada persamaan 6.

b. Simpangan Akibat Beban Temperatur

Besaran rentang simpangan akibat beban temperatur (Δ_t) harus berdasarkan temperatur maksimum dan minimum yang didefinisikan dalam desain sebagai berikut :

$$\Delta_t = \alpha L (T_{maxdesign} - T_{mindesign}) \dots \dots \dots (6)$$

Keterangan :

L = panjang komponen jembatan (mm)

α = koefisien muai temperatur (mm/mm/°C)

Tabel 2. 12 Temperatur Jembatan Rata-rata Nominal

Tipe bangunan atas	Temperatur jembatan rata-rata minimum (1)	Temperatur jembatan rata-rata maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton	15°C	40°C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja	15°C	40°C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja	15°C	40°C
CATATAN (1) Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m di atas permukaan laut		

Tabel 2. 13 Sifat Bahan Rata-rata akibat Pengaruh Temperatur

Tipe bangunan atas	Koefisien perpanjangan akibat suhu (α)	Modulus Elastisitas (Mpa)
Baja	12 x 10 ⁻⁶ per °C	200.000
Beton : Kuat tekan < 30 Mpa	10 x 10 ⁻⁶ per °C	4700 $\sqrt{f'c}$

Kuat tekan > 30 Mpa	11×10^{-6} per $^{\circ}\text{C}$	$4700\sqrt{f'c'}$
---------------------	--	-------------------

Pengaruh temperatur dibagi menjadi :

- Variasi temperatur jembatan rata-rata digunakan dalam menghitung pergerakan pada temperatur dan sambungan pelat lantai, dan untuk menghitung beban akibat terjadinya pengekangan dari pergerakan tersebut (EUn);

Variasi temperatur rata-rata berbagai tipe bangunan jembatan diberikan dalam tabel 2.12. Besarnya nilai koefisien perpanjangan dan modulus elastisitas yang digunakan untuk menghitung besarnya pergerakan dan gaya yang terjadi diberikan dalam Tabel 2.13.

Perencana harus menentukan besarnya temperatur jembatan rata-rata yang diperlukan untuk memasang sambungan siar muai, perletakan dan lain sebagainya, dan harus memastikan bahwa temperatur tersebut tercantum dalam gambar rencana.

- Variasi temperature (E_G) di dalam bangunan atas jembatan atau perbedaan temperatur disebabkan oleh pemanasan langsung dari sinar matahari di waktu siang pada bagian atas permukaan lantai dan pelepasan kembali radiasi dari seluruh permukaan jembatan di waktu malam. Gradien temperatur nominal arah vertikal untuk bangunan atas beton dan baja diberikan dalam Gambar 2.11. Parameter yang digunakan mencakup T_1 , T_2 , dan T_3 dengan nilai sesuai pada Tabel 2.14. Untuk tipe jembatan yang lebar diperlukan perhitungan untuk meninjau gradien perbedaan temperatur dalam arah melintang. Nilai A dapat diambil sebagai berikut :

➤ Untuk bangunan atas terbuat dari beton dengan

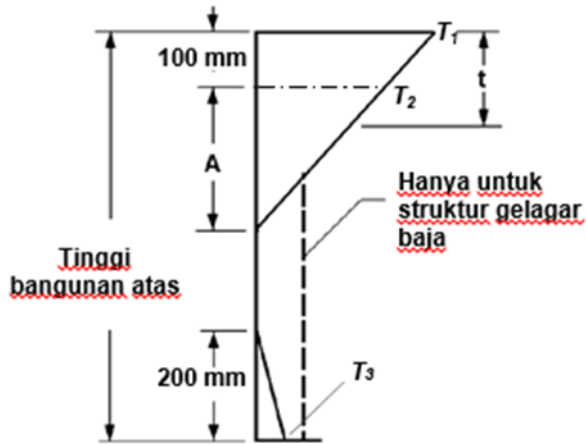
tinggi gelagar sebesar 400 mm atau lebih nilai A sama dengan 200 mm

- Untuk bangunan atas terbuat dari beton dengan tinggi gelagar lebih rendah dari 400 mm nilai A diambil lebih kecil 100 mm dari tinggi actual
- Untuk bangunan atas terbuat dari baja, nilai A diambil sebesar 200 mm dan jarak t diambil sebagai ketebalan pelat lantai.

Tabel 2. 14 Parameter T_1 dan T_2

Lokasi Jembatan	T_1 (°C)	T_2 (°C)	T_3 (°C)
< 500 m di atas permukaan laut	12	8	$0 \leq T_3 < 5$
> 500 m di atas permukaan laut	17	11	

Nilai T_3 dapat diambil sebesar 0 kecuali bila dilakukan kajian spesifik situs, tetapi nilai T_3 diambil tidak melebihi 5°C.



Gambar 2. 11 Gradien Temperatur Vertikal pada Bangunan Atas Beton dan Baja

4. Gaya Akibat Gempa Bumi

Berdasarkan peraturan SNI 1725:2016 *Pembebanan Pada Jembatan*, jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. Penggantian secara parsial atau lengkap pada struktur diperlukan untuk beberapa kasus. Kinerja yang lebih tinggi seperti kinerja operasional dapat ditetapkan oleh pihak yang berwenang.

Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons (R_d) dengan formulasi sebagai berikut :

$$E_q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \dots\dots\dots(7)$$

Keterangan :

E_q = gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis

- R_d = faktor modifikasi respons
 W_t = berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai(kN)

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

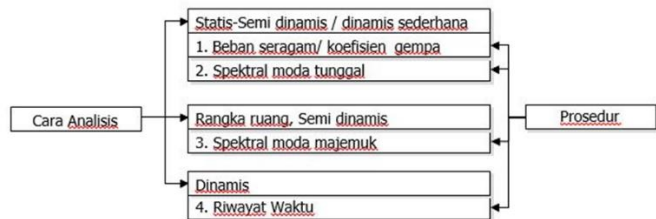
Ketentuan pada standar ini berlaku untuk jembatan konvensional. Pemilik pekerjaan harus menentukan dan menyetujui ketentuan yang sesuai untuk jembatan nonkonvensional. Ketentuan ini tidak perlu digunakan untuk struktur bawah tanah, kecuali ditentukan lain oleh pemilik pekerjaan. Pengaruh gempa terhadap gorong gorong persegi dan bangunan bawah tanah tidak perlu diperhitungkan kecuali struktur tersebut melewati patahan aktif. Pengaruh ketidakstabilan keadaan tanah (misalnya: likuifaksi, longsor, dan perpindahan patahan) terhadap fungsi jembatan termasuk beban gempa, cara analisis, peta gempa, dan detail struktur mengacu pada SNI 2833:2008 *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan*.

a. Analisis Tahan Gempa

Analisis seismik rinci tidak harus dilakukan untuk jembatan dengan bentang tunggal sederhana. Bagaimanapun disyaratkan panjang perletakan minimum (lihat Tabel 2.15 dan Bagan 2.1) serta hubungan antara bangunan atas dan bangunan bawah direncanakan menahan gaya inersia yaitu perkalian antara reaksi beban mati dan koefisien gempa.

Pilihan prosedur perencanaan tergantung pada tipe jembatan, besarnya koefisien akselerasi gempa dan tingkat kemacetan. Terdapat empat prosedur analisis (lihat Gambar.), dimana prosedur 1 dan 2 sesuai untuk

perhitungan tangan dan digunakan untuk jembatan beraturan yang terutama bergetar dalam beberapa moda pertama. Prosedur 3 dapat diterapkan pada jembatan tidak beraturan yang bergetar dalam beberapa moda sehingga diperlukan program analisis rangka ruang dengan kemampuan dinamis (lihat Tabel 2.15 dan Tabel 2.16). Prosedur 4 diperlukan untuk struktur utama dengan geometrik yang rumit dan atau berdekatan dengan patahan gempa aktif.



Bagan 2. 1 Prosedur Analisis Tahan Gempa

Tabel 2. 15 Kategori Kinerja Seismik

Koefisien percepatan puncak di batuan dasar (A/g)	Klasifikasi kepentingan I (Jembatan utama dengan faktor keutamaan 1,25)	Klasifikasi kepentingan II (Jembatan biasa dengan faktor keutamaan 1)
$\geq 0,30$ 0,20-0,29 0,11-0,19 $\leq 0,10$	D C B A	C B B A

Tabel 2. 16 Prosedur Analisis Berdasarkan Kategori Kinerja Seismik (A-D)

Jumlah bentang	D	C	B	A
Tunggal sederhana	1	1	1	-
2 atau lebih menerus	2	1	1	-
2 atau lebih dengan 1 sendi	3	2	1	-
2 atau lebih dengan 2 atau lebih sendi	3	3	1	-
Struktur rumit	4	3	2	1

Tabel 2. 17 Faktor Modifikasi respon (R_d) untuk Kolom dan Hubungan dengan Bangunan Bawah

	Kolom atau pilar	Penghubung (<i>connection</i>) bangunan atas pada		
		Kepala jembatan (<i>b</i>)	Kolom, pilar atau tiang (<i>c</i>)	Sambungan dilatasi
Pilar tipe dinding (<i>a</i>)	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)	0,8	1,0	0,8
Kolom tunggal	3-4			
Kolom majemuk	5-6			
<i>pile cap</i> beton	2-3			

Catatan:

- a. Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar
- b. Untuk jembatan bentang tunggal digunakan faktor $R_d = 2,5$ untuk hubungan pada kepala jembatan
- c. Sebagai alternatif hubungan kolom dapat direncanakan untuk gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis kolom

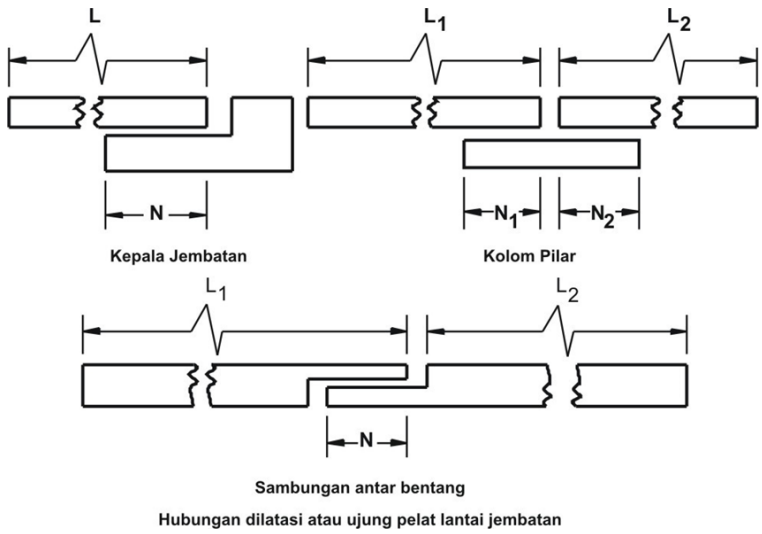
Gaya seismik rencana ditentukan dengan membagi gaya elastis dengan faktor modifikasi respon R_d sesuai tingkatan daktilitas (lihat Tabel 3). Untuk pilar kolom majemuk $R_d = 5$ untuk kedua sumbu ortogonal. Faktor $R_d = 0,8$ untuk hubungan bangunan atas pada kepala jembatan, $R_d = 1,0$ untuk hubungan kolom pada *cap* atau bangunan atas dan kolom pada fondasi. Untuk perencanaan fondasi digunakan setengah faktor R_d tetapi untuk tipe *pile cap* digunakan faktor R_d . Untuk klasifikasi D yaitu analisis rinci, dianjurkan cara perhitungan gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis, sehingga faktor R_d tidak digunakan dalam hal ini.

Tabel 2. 18 Kriteria Panjang Perletakan Minimum (N)

Panjang perletakan minimum, N (mm)	Kategori kinerja seismik
$N = (203 + 1,67 L + 6,66 H) (1 + 0,00125 S^2)$ $N = (305 + 2,5 L + 10H) (1 + 0,00125 S^2)$	A dan B C dan D

Catatan:

- L adalah panjang lantai jembatan (m)
- H adalah tinggi rata-rata dari kolom (m), sama dengan nol untuk bentang tunggal sederhana
- S adalah sudut kemiringan atau *skew* perletakan (derajat)



Gambar 2. 12 Dimensi Panjang Dudukan Perletakan Minimum

5. Aliran Air
 - a. Aliran Air, benda hanyutan dan tumbukan dengan batang kayu (EF)

Gaya seret nominal ultimit dan daya layan pada pilar akibat aliran air tergantung pada kecepatan air rata-rata sesuai dengan Persamaan 34. Faktor beban untuk perhitungan gaya akibat aliran air dapat digunakan sesuai dengan Tabel 2.19.

$$T_{EF} = 0,5 C_D V_s^2 A_d \dots\dots\dots (8)$$

Keterangan :

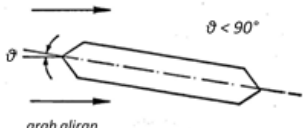
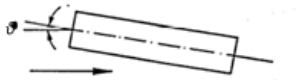
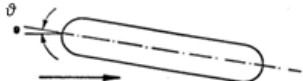

T_{EF} = gaya seret (kN)

V_s = kecepatan air rata-rata berdasarkan pengukuran di lapangan (m/s)

C_D = koefisien seret (lihat tabel 2.19)

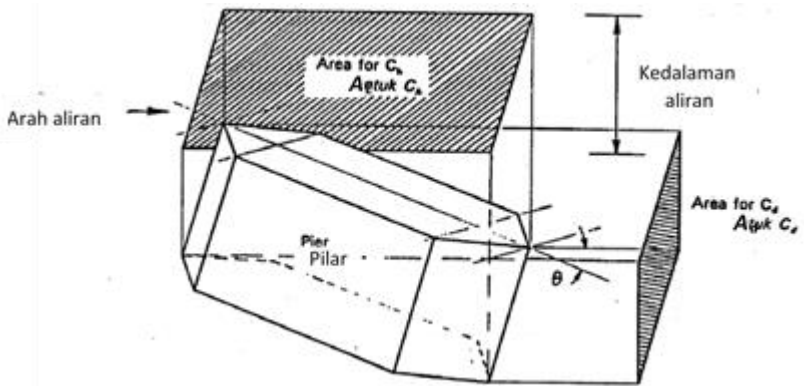
A_d = luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalaman aliran (lihat Gambar 2.13) (m^2)

Tabel 2. 19 Koefisien Seret (C_D) dan Angkat (C_L) untuk Berbagai Bentuk Pilar

Bentuk Pilar	Koefisien seret (C_D)	Koefisien angkat (C_L)
	0,8	θ C_L 0° 0 5° 0.5 10° 0.9 20° 0.9 ≥ 30° 1.0
	1,44	
	0,7 0,7	
	0,7	Tidak dapat digunakan Tidak bisa dipakai

Tabel 2. 20 Faktor Beban Akibat Aliran Air, Benda Hanyutan dan Tumbukan dengan Batang Kayu

Tipe beban	Faktor beban (γ_{EF})	
	Keadaan Batas Layan (γ^S) _{EF}	Keadaan Batas Ultimit (γ^U) _{EF}
Transien	1,0	Lihat Tabel 2.19



Gambar 2. 13 Luas Proyeksi Pilar untuk Gaya Akibat Aliran Air

Bila pilar tipe dinding membuat sudut dengan arah aliran, gaya angkat melintang akan semakin meningkat. Nilai nominal dari gaya angkat dalam arah tegak lurus gaya seret, adalah :

$$T_{EF} = 0,5 C_L V_S^2 A_L \dots\dots\dots(9)$$

Keterangan:

V_S = kecepatan air (m/s)

C_L = koefisien angkat (lihat tabel 2.19)

A_L = luas proyeksi pilar sejajar arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalaman aliran (lihat Gambar 2.13) (m^2)

Tabel 2. 21 Periode Ulang Banjir untuk Kecepatan Rencana Air

Kondisi	Periode ulang banjir	Faktor beban
Daya layan - untuk semua jembatan	20 tahun	1,0
Ultimit: Jembatan besar dan penting ⁽¹⁾	100 tahun	2,0
Jembatan permanen	50 tahun	1,5
Gorong-gorong ⁽²⁾	50 tahun	1,0
Jembatan Sementara	20 tahun	1,0
Catatan ⁽¹⁾ : Jembatan besar dan penting harus ditentukan oleh Instansi yang berwenang		
Catatan ⁽²⁾ : Gorong-gorong tidak mencakup bangunan drainase		

Apabila bangunan atas jembatan terendam, koefisien seret (C_D) yang bekerja di sekeliling bangunan atas, yang diproyeksikan tegak lurus arah aliran bisa diambil sebesar 2,2 kecuali apabila data yang lebih tepat tersedia, untuk jembatan yang terendam, gaya angkat akan meningkat dengan cara yang sama seperti pada pilar tipe dinding. Perhitungan untuk gaya- gaya angkat tersebut adalah sama, kecuali bila besarnya A_L diambil sebagai luas dari daerah lantai jembatan.

Gaya akibat benda hanyutan dihitung menggunakan Persamaan 10 dengan :

$$C_D = 1,04 \dots \dots \dots (10)$$

Jika tidak ada data yang lebih tepat, luas proyeksi benda hanyutan bisa dihitung seperti berikut :

- a. Untuk jembatan yang permukaan airnya terletak di bawah bangunan atas, luas benda hanyutan yang bekerja pada pilar dihitung dengan menganggap

bahwa kedalaman minimum dari benda hanyutan adalah 1,2 m di bawah muka air banjir. Panjang hamparan dari benda hanyutan diambil setengahnya dari jumlah bentang yang berdekatan atau 20 m, diambil yang terkecil dari kedua nilai ini.

- b. Untuk jembatan dimana bangunan atas terendam, kedalaman benda hanyutan diambil sama dengan kedalaman bangunan atas termasuk sandaran atau penghalang lalu lintas ditambah minimal 1,2 meter. Kedalaman maksimum benda hanyutan boleh diambil 3 meter kecuali apabila menurut pengalaman setempat menunjukkan bahwa hamparan dari benda hanyutan dapat terakumulasi. Panjang hamparan benda hanyutan yang bekerja pada pilar diambil setengah dari jumlah bentang yang berdekatan.

Gaya akibat tumbukan dengan batang kayu dihitung dengan menganggap bahwa batang dengan massa minimum sebesar 2 ton hanyut pada kecepatan aliran rencana harus bisa ditahan dengan gaya maksimum berdasarkan lendutan elastis ekuivalen dari pilar dengan rumus sebagai berikut :

$$T_{EF} = \frac{M(V_a)^2}{d} \dots\dots\dots(11)$$

Keterangan :

M adalah massa batang kayu sebesar ± 2 ton

V_a adalah kecepatan air permukaan (m/dt) pada keadaan batas yang ditinjau. Dalam hal tidak adanya penyelidikan yang terperinci mengenai bentuk diagram kecepatan di lokasi jembatan, V_a bisa diambil 1,4 kali -kecepatan rata-rata V_s .

d_{ev} adalah lendutan elastis ekuivalen (m) (lihat Tabel 2.2)

Tabel 2. 22 Lendutan Ekuivalen untuk Tumbukan Batang Kayu

Tipe pilar	d_{ev} (m)
Pilar beton massif	0,075
Tiang beton perancah	0,150
Tiang kayu perancah	0,300

Gaya akibat tumbukan kayu dan benda hanyutan lainnya jangan diambil secara bersamaan. Tumbukan batang kayu harus ditinjau secara bersamaan dengan gaya angkat dan gaya seret. Untuk kombinasi pembebanan, tumbukan batang kayu harus ditinjau sebagai aksi transien.

Catatan : $-\gamma_p$ dapat berupa $\gamma_{MS}, \gamma_{MA}, \gamma_{TA}, \gamma_{PR}, \gamma_{PL}, \gamma_{SH}$
tergantung beban yang ditinjau
 $-\gamma_{EQ}$ adalah faktor beban hidup kondisi gempa

2.3.5. Material

Menurut RSNI T-03-2005 Perencanaan struktur baja untuk jembatan sifat mekanis baja struktural yang digunakan dalam perencanaan harus memenuhi persyaratan minimum yang dibedakan pada Tabel 2.24

Tabel 2. 24 Sifat Mekanis Baja Struktural

Jenis Baja	Tegangan putus minimum, f_u [MPa]	Tegangan leleh minimum, f_y [MPa]	Peregangan minimum [%]
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

Sifat-sifat mekanis baja struktural lainnya untuk perencanaan ditetapkan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Modulus elastisitas} & : E = 200.000 \text{ Mpa} \\
 \text{Modulus geser} & : G = 80.000 \text{ Mpa} \\
 \text{Angka poisson} & : \mu = 0,3 \\
 \text{Koefisien pemuaian} & : \alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}
 \end{aligned}$$

2.4. Bangunan Atas (*Superstructure*)

Struktur bangunan atas (*superstructure*) merupakan bangunan yang menerima langsung beban meliputi beban mati, beban mati tambahan, beban mati tambahan, beban lalu lintas kendaraan, berat sendiri, gaya rem, dan pejakan kaki. Pada bangunan ini memiliki bagian bagian, diantaranya :

2.4.1. Sandaran dan Tiang Sandaran

1. Sandaran

Sandaran pada jembatan berguna sebagai pembatas atau pengaman bagi pejalan kaki yang melintas di atas jembatan

agar tidak jatuh kesisi luar dari jembatan. Perencanaan sandaran sesuai dengan RSNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan harus direncanakan untuk dua pembebanan rencana daya layan yaitu $w^* = 0,75$ kN/meter. Beban beban ini bekerja secara bersamaan dalam arah menyilang dan vertikal pada masing masing sandaran.

Sandaran direncanakan untuk beban daya layan rencana :

$$w^*L \dots\dots\dots(12)$$

Keterangan :

L adalah bentang palang diantara tiang dalam m, hanya dari bagian atas sandaran

Tidak ada ketentuan beban ultimit untuk sandaran. Beban yang bekerja :

1. Beban mati (qd) berasal dari berat sendiri pipa. Data umum pipa yang dipakai. Didapat dari Table Profil Baja Benyamin Ndu Ufi.
2. Beban yang direncanakan untuk sandaran pejalan kaki berdasarkan RSNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan harus direncanakan untuk dua pembebanan daya layan yaitu $w^*= 0,75$ kN/m. Beban ini bekerja secara bersamaan dalam arah menyilang dan vertikal pada masing masing sandaran.

Gambar di atas menjelaskan mekanisme pembebanan pada pipa sandaran akibat beban mati dan beban hidup arah vertikal sehingga di dapatkan analisa seperti berikut :

$$M_{max} = \frac{1}{8} q l^2 \dots\dots\dots(13)$$

$$RVA = Rva = Rvb = \frac{1}{2} l^2 \dots\dots\dots(14)$$

$$Mr = \sqrt{ ([M_{kombinasi\ v}]^2 + [M_{kombinasi}]^2) \dots\dots\dots(15)$$

σ yang terjadi = Mr/ω

Kontrol :

σ yang terjadi < σ ijin

2. Tiang Sandaran

Tiang sandaran pada jembatan berdasarkan RSNI T-02-2005 *Standar Pembebanan Jembatan* yang direncanakan untuk pejalan kaki sebesar $w^* = 0,75$ kN/meter

Tiang Sandaran direncanakan untuk beban daya layan rencana :

$$w^*L$$

Keterangan

L adalah bentang palang diantara tiang dalam m, hanya dari bagian atas sandaran

Tidak ada ketentuan beban ultimit untuk sandaran. Beban yang terjadi pada tiang sandaran yaitu beban mati dari berat sendiri tiang dan beban dari pipa. Reaksi yang terjadi pada tiang akibat beban mati pipa :

$$R_v = 1 \times q_{\text{pipa}} \times l \dots\dots\dots (14)$$

Reaksi yang terjadi pada tiang akibat beban hidup pipa :

$$R_v = 1 \times q_{\text{hidup}} \times l \dots\dots\dots (15)$$

2.4.2. Trotoar

1. Persyaratan Perencanaan Trotoar

Lebar bersih minimum trotoar antara sandaran atau penghalang-penghalang adalah 1,5 meter. Apabila tidak terdapat sandaran dalam atau penghalang maka lebar bersih trotoar dapat dikurangi sampai 1,0 meter. BDC, BMS Pasal 1.5.1 hal 1-24 sampai 1-25. Berdasarkan RSNI T-02-2005 *Standar Pembebanan Jembatan* semua elemen trotoar atau jembatan penyebaran yang langsung memikul pejalan kaki harus beban nominal 5 kPa. Apabila trotoar memungkinkan untuk kendaraan ringan atau ternak, maka trotoar harus direncanakan untuk bisa memikul beban hidup terpusat sebesar 20 kN.

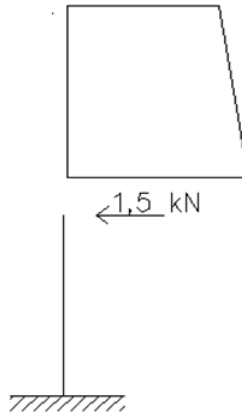
2. Beban Mati yang bekerja pada trotoar :

- a. Beban Sendiri Trotoar
- b. Beban Pipa Sandaran
- c. Beban Tiang Sandaran.

3. Beban Mati Tambahan yang bekerja pada trotoar :
 - a. Beban Air Hujan
4. Beban Hidup yang bekerja pada trotoar :
 - a. Beban Pejalan Kaki

2.4.3. Kerb

Berdasarkan RSNI T-02-2005 *Standar Pembebanan Jembatan* kerb harus direncanakan untuk menahan beban rencana ultimit sebesar 15 kN/meter yang bekerja sepanjang bagian atas kerb.



Gambar 2. 14 Permodelan Beban yang Bekerja pada Kerb

2.4.4. Pelat Lantai

Lantai kendaraan dan perkerasan adalah konstruksi jembatan yang menerima beban kendaraan. Dalam perencanaan, pelat lantai diperhitungkan terhadap beban hidup atau muatan (T) dari tekanan roda kendaraan dan berat kendaraan. Hubungan antara pelat beton dan balok baja menggunakan hubungan geser, dapat dihitung menggunakan prinsip komposit. Pada perencanaan lantai kendaraan pada jembatan komposit, yang digunakan adalah dek bergelombang. Berdasarkan RSNI-T-12-2004 Perencanaan

struktur beton untuk jembatan pelat lantai yang berfungsi sebagai lantai kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_s .

$$t_s \geq 200 \text{ mm} \dots\dots\dots (16)$$

$$t_s \geq (100+40l) \text{ mm} \dots\dots\dots (17)$$

Keterangan :

l = bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (m)

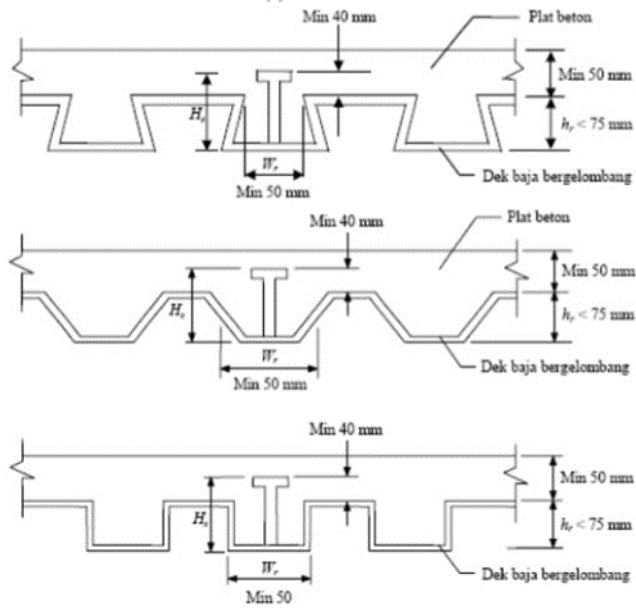
Perencanaan dek dengan arah tegak lurus terhadap balok baja, maka beton yang terdapat pada sisi bawah tepi atas baja harus diabaikan dalam perhitungan penampang komposit dan luas penampang pelat beton, untuk keperluan gaya geser horizontal balok komposit. Jarak memanjang antara penghubung tidak boleh lebih besar dari setiap nilai berikut :

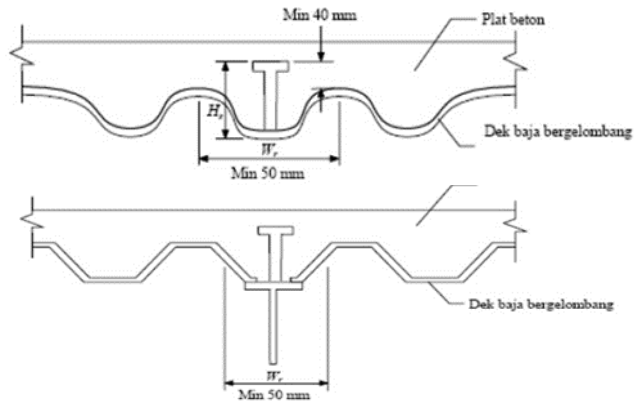
1. 600 mm
2. Dua kali tebal lantai
3. Empat kali tinggi penghubung

Gelombang dek dengan arah sejajar dengan balok baja, tebal beton yang berada pada sisi bawah tepi atas balok baja dapat diperhitungkan dalam perhitungan penampang komposit dan luas penampang pelat beton, untuk keperluan gaya geser horizontal balok komposit. Jika tinggi nominal dek baja lebih atau sama dengan 40 mm, maka tidak boleh kurang dari $50 \text{ mm} + 4 (n_s - 1) d_s$ untuk penampang dengan jumlah penghubung geser jenis paku sama dengan n_s pada arah melintang dengan d_s adalah diameter penghubung geser jenis paku tersebut.

Jika penggunaan dek gelombang metal sebagai acuan tetap yang membentang antara balok melintang dan memanjang, maka acuan tetap yang membentang antara balok melintang dan memanjang, maka acuan itu harus dirancang dapat memikul berat sendiri beton bertulang, beban konstruksi 2400 N/m^2 dan berat sendiri dek gelombang. Acuan harus masih elastis akibat beban-beban tersebut. Lendutan yang timbul akibat beban mati tidak

boleh melampaui $\frac{L}{180}$ atau 13 mm untuk bentang acuan $L \leq 3$ m
atau $\frac{L}{240}$ atau 19 mm untuk bentang acuan $L \geq 3$ m.





Gambar 2. 15 Dek Bergelombang

Dalam perencanaan dek baja bergelombang, kuat lentur rencana dari suatu konstruksi komposit yang terdiri dari pelat beton yang diletakan di atas dek baja bergelombang yang ditumpu pada balok baja dihitung dengan menggunakan prinsip-prinsip berikut. Dek baja yang memiliki tinggi nominal gelombang w_r , tidak boleh kurang dari 50 mm dan tidak boleh lebih besar dari lebar bersih minimum pada tepi atas dek baja.

Penghubung geser harus mempunyai diameter tidak lebih dari 20 mm dan memiliki ketinggian tidak kurang dari 40 mm. Penghubung geser ini dapat di las pada dek baja atau langsung pada gelagar baja.

2.4.5. Gelagar

Unsur komposit berbentuk dari gelagar baja dan lantai beton yang digabungkan agar menghasilkan ketahanan kombinasi yang melebihi jumlah dari bagian tersendiri tanpa digabungkan.

1. Lebar Efektif Penampang Komposit

Berdasarkan RSNI T-03-2005 lebar efektif sayap beton pengaruh geser dalam lantai beton harus diperhitungkan. Bila lantai beton meliputi kedua sisi badan gelagar, lebar efektif lantai harus diambil sebagai nilai terkecil dari :

- a. $\frac{1}{5}$ x panjang bentang gelagar untuk bentang sederhana atau $\frac{1}{7}$ panjang bentang gelagar untuk bentang menerus
- b. Jarak pusat-pusat antara badan gelagar, dan
- c. $\frac{1}{12}$ x tebal minimu lantai.

Bila lantai beton hanya ada pada satu sisi dari gelagar, lebar efektif lantai harus diambil sebagai setengah dari nilai yang dihitung dalam butir butir a,b, atau c di atas. Lebar efektif lantai harus digunakan untuk menghitung besaran penampang gelagar komposit pada keadaan batan layan dan ultimit.

2. Penampang Komposit

Untuk penampang komposit dalam daerah momen positif dengan gelagar tanpa menggunakan pengaku badan memanjang dan tanpa lubang pada pelat sayap profil baja yang tertarik serta sumbu garis netral momen plastis berada di atas bagian sayap, harus direncanakan memenuhi persyaratan pada persamaan di bawah ini :

$$\frac{2h_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} \dots\dots\dots (18)$$

Dimana:

h_{cp} = Tinggi badan profil baja yang tertekan pada perhitungan plastis yang dihitung dengan persamaan 2.19. dan 2.20. (mm)

t_w = Ketebalan pelat badan profil pelat baja (mm)

$$\frac{h_{cp}}{h'} \leq 5 \dots\dots\dots (19)$$

$$h' = \beta \frac{(H+t_p+t_h)}{7.5} \dots\dots\dots (20)$$

- a. Kekuatan tekanan pada pelat lantai efektif (C), sama dengan yang paling kecil untuk nilai-nilai yang diberi oleh persamaan berikut :

$$C = 0,85 f c' b_p t_p + (Afy)c \dots\dots\dots (21)$$

Dimana :

b_p = lebar pelat lantai efektif

t_p = ketebalan pelat lantai, dinyatakan dalam milimeter (mm)

$(Afy)_c$ = A, luas daerah pelat lantai beton yang tertekan (mm^2); f_y , tegangan leleh baja tulangan yang tertekan pada pelat lantai (Mpa)

$$C = (Afy)_{bf} + (Afy)_{tf} + (Afy)_w \dots\dots\dots (22)$$

Dimana :

$(Afy)_{bf}$ = A, luas daerah pelat baja serat bawah (mm^2); f_y , tegangan leleh pelat baja serat bawah (Mpa)

$(Afy)_{tf}$ = A, luas daerah pelat baja serat atas (mm^2); f_y , tegangan leleh pelat baja serat atas (Mpa)

$(Afy)_w$ = A, luas daerah badan (mm^2); f_y , tegangan leleh pelat baja serat atas (Mpa)

- b. Kedalaman daerah tekan pada pelat lantai, a, (mm) dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$a = \frac{c - (Afy)_c}{0.85 f_c t b_p} \dots\dots\dots (23)$$

- c. Ketika kekuatan tekan pada pelat lantai kurang dari nilai yang diberi oleh persamaan 23, maka bagian serat atas profil baja akan tertekan dengan nilai yang diberi oleh persamaan yang berikut :

$$C'' = \frac{\Sigma(Afy) - c}{2} \dots\dots\dots (24)$$

- d. Penempatan garis netral, di dalam profil baja yang diukur dari puncak profil baja adalah ditentukan sebagai berikut :

$$\text{Untuk } C' < (Afy)_{tf}, \quad y = \frac{C''}{(Afy)_{tf} t f} \dots\dots\dots (25)$$

$$\text{Untuk } C' \geq (A f_y)_{tf} \quad y = \frac{C'' - (A f_y)_{tf}}{(A f_y)_w} D \dots\dots\dots (26)$$

Dimana :

y = garis netral dari serat atas profil pelat baja (mm)

tf = Ketebalan profil pelat baja pada daerah serat atas (mm)

D = tinggi bersih badan profil baja (mm)

Untuk kekuatan lentur nominal penampang M_s , harus ditentukan dari rumus sebagai berikut :

- Untuk $h_{cp} \leq h'$

$$M_s = M_p \dots\dots\dots (27)$$

- Untuk $h' \leq h_{cp} \leq 5h'$

$$M_s = \frac{5M_p - 0.85 M_y}{4} + \frac{0.85 M_y - M_p}{4} \frac{h_{cp}}{h} \dots\dots\dots (28)$$

Dimana :

M_p = kekuatan lentur nominal penampang yang ditentukan dengan teori plastis sederhana, (N-m)

M_y = momen kapasitas pada saat terjadi leleh pertama pada gelagar baja komposit akibat momen positif, $f_y \cdot Z$ (N-m)

Z = modulus penampang bagian profil gelagar yang tertarik dan untuk transformasi penampang beton, menjadi baja dapat digunakan modulus rasio (n)

H = tinggi total girder (dari serat atas sampai serat bawah) (mm)

tp = ketebalan pelat lantai, dinyatakan dalam milimeter (mm)

th = ketebalan pelat lantai, dinyatakan dalam milimeter (mm)

2.4.6. Diafragma

Gelagar jembatan berfungsi untuk menerima beban-beban yang bekerja di atasnya dan menyalurkan ke bangunan di bawahnya :

1. Beban mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri gelagar dan beban-beban yang bekerja di atasnya (pelat lantai jembatan, perkerasan dan air hujan).

2. Beban hidup

Beban hidup pada gelagar jembatan dinyatakan dengan beban “D” atau beban lajur, yang terdiri dari beban terbagi rata “q” ton per meter per lajur lalu lintas tersebut.

2.4.7. Shear Connector

Menurut AISC-LRFD kekuatan nominal paku atau stud (Q_n) adalah :

$$Q_n = \frac{0,0005 A_s \sqrt{f_c' - E_c}}{SF} (\text{kN}) \dots\dots\dots (29)$$

Untuk perencanaan struktur komposit penuh, maka gaya geser horizontal ditentukan oleh kapasitas tekan beton (V_{hc}) atau kapasitas tarik baja (V_{hs}), diambil yang terkecil :

$$V_{hc} = \frac{0,085 x f_c x b_e x t_b}{SF} \dots\dots\dots (30)$$

$$V_{hc} = \frac{A_s x f_y}{SF} \dots\dots\dots (31)$$

2.4.8. Sambungan

1. Luas Baut dan Gaya Tarikan Minimum

Alat sambungan mutu tinggi boleh digunakan bila memenuhi ketentuan berikut :

- a. Komposisi kimiawi dan sifat mekanisnya sesuai dengan ketentuan yang berlaku
- b. Diameter batang, luas tumpu kepala baut, dan mur atau penggantinya harus lebih besar dari nilai nominal yang diterapkan dalam ketentuan yang

- berlaku. Ukuran lainnya boleh berbeda
- c. Persyaratan gaya tarik minimum alat sambung ditentukan pada Tabel 2.25 di bawah ini :

Tabel 2. 25 Gaya Tarik Minimum

Diameter nominal baut Mm	Gaya tarik minimum kN
16	95
20	145
24	210
30	335
36	490

Luas baut metrik umum diberikan dalam Tabel 2.26 Tarikan baut minimum diperlukan untuk baut metrik dalam sambungan geser diberikan dalam Tabel 2.26.

Tabel 2. 26 Luas Baut

Diameter Nominal Baut	Luas Baut (mm ²)			
	<i>df</i> (1)	<i>Ae</i> (2)	<i>As</i> (3)	<i>A0</i> (4)
M16		144	817	201
M20		225	245	314
M24		324	353	452
M30		519	561	706
M36		759	817	1016

Catatan :

Ae (2) = luas inti baut, diukur pada diameter lebih kecil dari benang

As (3) = luas untuk menghitung kekuatan tarik

A0 (4) = luas bagian polos nominal baut berdasarkan diameter nominal baut

2. Kekuatan Geser Nominal Baut

Kekuatan geser V_f , dari baut harus dihitung sebagai berikut :

Dimana :

f_{uf} = kekuatan tarik minimum baut (Tabel 2.25), (MPa)

k_f = faktor reduksi, untuk memperhitungkan panjang sambungan lebih panjang dibaut dapat dilihat pada Tabel 2.27, untuk semua sambungan lain, $k_r = 1,0$.

n_n jumlah bidang geser melalui bagian baut.

A_e = luas diameter lebih kecil pada baut, (mm²)

n_x = jumlah bidang geser melalui bagian baut

A_o = luas batang polos nominal pada baut, (mm²)

Tabel 2. 27 Faktor Reduksi

Panjang	Faktor Reduksi, K_r
$L_j < 300$	1.0
$300 < L_j < 1300$	$1.075 - L_j/4000$
$L_j > 1300$	0.75

3. Kekuatan Tarik Nominal Baut

Kekuatan tarik nominal baut, N_{tf} harus dihitung sebagai berikut :

$$N_{tf} = A_s f_{uf} \dots \dots \dots (32)$$

Dimana :

A_s = luas tegangan tarik baut (mm²)

2.4.9. Elastomer

Perancangan bantalan elastomer tipe berlapis dengan perkuatan pelat baja membutuhkan keseimbangan kekuatan untuk menopang beban tekan yang besar untuk mengakomodasi translasi dan rotasi. Tebal bantalan tergantung pada besarnya pergerakan yang disyaratkan. Regangan geser akibat translasi harus dibatasi kurang dari 0,5 mm/mm untuk mencegah guling dan kelelahan berlebihan. Ketebalan total elastomer, harus dirancang dua kali lebih besar dari translasi rencana. Untuk memastikan kestabilannya, ketebalan total bantalan karet tidak boleh melebihi

$\frac{L}{3}$ atau $\frac{W}{3}$. Semua lapisan internal di dalam bantalan karet harus memiliki ketebalan yang sama, dan lapisan karet penutup tidak boleh lebih dari 70% ketebalan lapisan internal layer.

Beban yang harus dihitung diterima oleh bantalan adalah beban hidup ditambah beban mati rencana. Di dalam perhitungan beban-beban ini harus dikonversi menjadi tegangan rata-rata berdasarkan luas area bantalan yang menerima beban seperti rumus berikut ini :

$$\sigma_s = \frac{P_{DL} + P_{LL}}{A} \dots\dots\dots (33)$$

$$\sigma_s = \frac{P_{LL}}{A} \dots\dots\dots (34)$$

Dimana :

- σ_s = tegangan rata-rata akibat beban total (MPa)
- σ_L = tegangan rata-rata akibat beban hidup (MPa)
- P_{DL} = beban mati rencana (N)
- P_{LL} = beban hidup rencana (N)
- A = luas keseluruhan (*bonded surface area*) (mm²)

Kekakuan dari bantala karet ketika dalam kondisi terbebani pada permukaannya terkekang terhadap gelincir, yang tergantung pada faktor bentuk (S) yang merupakan rasio dari daerah yang tertekan (*area under compression*) terhadap area yang bebas untuk menjadi gembung (*area free to bulge*). Faktor bentuk lapisan-lapisan elastomer tanpa lubang harus dihitung sebagai berikut :

$$S = \frac{A}{I_{p\text{hri}}} \dots\dots\dots (36)$$

$$I_p = 2(L+W) \dots\dots\dots (37)$$

$$A = LW \dots\dots\dots (38)$$

Dimana :

- S = faktor bentuk
- A = luas keseluruhan (*bonded surface area*) (mm²)
- I_p = keliling elatomer, termasuk lubang (*bonded surface perimeter*) (mm)

Hri = ketebalan efektif karet pada lapisan antara (*internal layer*) (mm)

L = panjang efektif keseluruhan elastomer (mm)

W = lebar efektif keseluruhan elastomer (mm)

Faktor bentuk (S) harus berada pada batas berikut ini :

Untuk bantalan tpe berlapis $4 < S < 12$

Terlepasnya elastomer dari pelat penguatnya juga menjadi hal yang penting untuk dipertimbangkan. Hal ini dapat dikendalikan dengan membatasi tegangan tekan maksimum akibat kombinasi beban pada elastomer sebesar 7,0 Mpa untuk bantalann yang mengalami deformasi geser. Terlepasnya elastomer dari pelat penguatnya dicegah dengan menghubungkan batas tekan yang dipenuhi berdasarkan persamaan 39 dan 40

$$\sigma_s \leq 7,0 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (39)$$

$$\sigma_s \leq 1,0 \text{ GS} \dots\dots\dots (40)$$

Dimana :

G = modulus geser elastomer (Mpa)

S = faktor bentuk

σ_s = tegangan rata-rata akibat beban total (Mpa)

Untuk bantalan karet tipe berlapis yang dikekang terhadap deformasi geser, besarnya tegangan dapat dinaikkan sebesar 10%. Pemisahan (*separation*) antara ujung bantalan dengan struktur yang menumpu harus dicegah pada saat terjadinya rotasi, karena pemisahan dapat menentukan tebal plat yang dibutuhkan, sehingga tebal plat harus ditentukan berdasarkan :

$$H_s \geq \frac{2h_{max}\sigma_s}{\Delta F_{TH}} \dots\dots\dots (41)$$

Dimana :

h_{rmax} = ketebalan maksimum lapisan elastomer pada bantalan elastomer (mm)

h_s = ketebalan lapisan pelat pada elastomer berlapis pelat (mm)

f_y = batas ulur dari pelat baja yang digunakan (MPa)

ΔF_{TH} = batas fatik (*constant amplitude fatigue threshold*) yang digunakan (MPa)

σ_S = tegangan rata-rata akibat beban total (MPa)

σ_L = tegangan rata-rata akibat beban hidup (MPa)

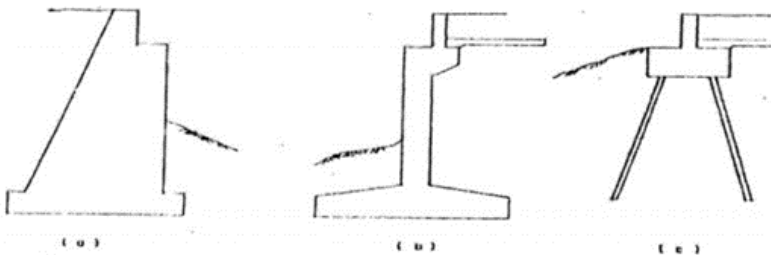
2.5. Bangunan Bawah

Menurut Departemen Pekerjaan Umum (modul Pengantar dan Prinsip-Prinsip Perencanaan Bangunan Bawah atau Pondasi Jembatan, 1988), fungsi utama bangunan bawah adalah memikul beban-beban pada bangunan atas dan pada bangunan bawahnya sendiri untuk disalurkan ke pondasi. Selanjutnya beban-beban tersebut oleh pondasi disalurkan ke tanah. Macam dan bentuk bangunan bawah sebagai berikut:

Bangunan bawah jembatan ada dua macam yaitu :

2.5.1 Kepala Jembatan (*Abutment*)

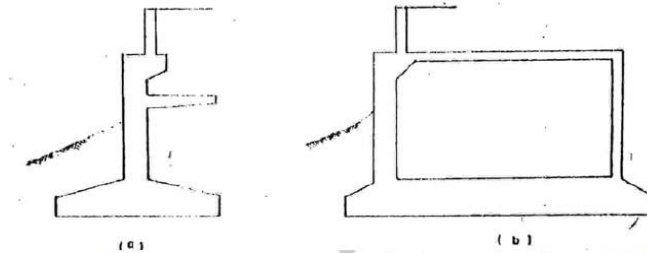
Karena letak abutment yang berada di ujung jembatan maka abutment ini berfungsi juga sebagai penahan tanah. Umumnya abutment dilengkapi dengan konstruksi sayap yang berfungsi menahan tanah dalam arah tegak lurus as jembatan.



Gambar 2. 16 Bentuk Abutment

Bentuk umum abutment pada Gambar 2.16 sering dijumpai baik pada jembatan-jembatan baru dan jembatan-jembatan lama. Gambar 2.16 (a). menunjukkan abutment dari pasangan batu, dan

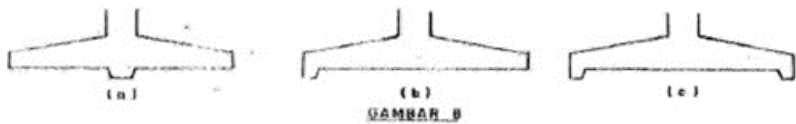
Gambar 2.16 (b) dan Gambar 2.16 (c) dari beton bertulang (*reinforced concrete*). Bila abutmen ini semakin tinggi, maka berat tanah timbunan dan tekanan tanah aktif makin tinggi pula, sehingga sering kali dibuat bermacam-macam bentuk untuk mereduksi pengaruh-pengaruh tersebut.



Gambar 2. 17 Macam-macam Bentuk Abutmen untuk Mereduksi Tekanan Tanah Aktif

Gambar 2.17 (a) menunjukkan abutmen yang dibuat sedemikian rupa sehingga dapat mereduksi momen atau tekanan tanah aktif. Sedangkan Gambar 2.17 (b) menunjukkan abutmen yang dibelakangnya dibuat serta dikombinasikan dengan semacam *box* kosong. Hal ini dilakukan bertujuan untuk mengurangi berat tanah timbunan.

Di samping beban-beban vertikal dan momen tersebut, terkadang gaya-gaya horizontal yang timbul masih cukup besar sehingga, misalnya pada abutmen dengan pondasi langsung yang mana di dalam perhitungannya masih didapatkan koefisien keamanan terhadap geser yang belum mencukupi persyaratan, maka sering ditempuh cara lain misalnya dengan memberikan semacam kaki atau tumit pada bidang pondasinya. Cara meletakkan tumit bias bermacam-macam (lihat gambar 2.18).

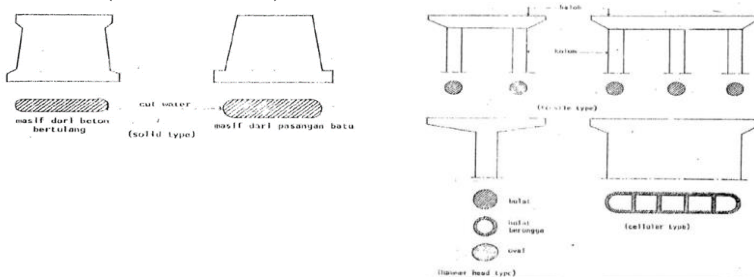


Gambar 2. 18 Cara Meletakkan Tumit

2.5.2 Pilar Jembatan

Bentuk pilar jembatan :

1. Berbeda dengan abutment yang jumlahnya 2 buah dalam satu jembatan, maka pilar ini belum tentu ada dalam suatu jembatan. Gambar 2.6.fMenunjukkan suatu jembatan rangka tanpa pilar.
2. Pilar jembatan pada umumnya terkena pengaruh aliran sungai sehingga di dalam perencanaannya direncanakan selain segi kekuatannya juga harus diperhitungkan segi keamanannya. Bentuk dari dinding pilar ini bisa masif (*solid*), kotak atau beberapa kotak (*cellular*), bisa terdiri dari kolom-kolom (*trestle*) atau dari satu kolom saja (*hammer head*). Lihat Gambar 2.19.



Gambar 2. 19 Bentuk Dinding Pilar

2.5.3. Pondasi Telapak

Pondasi merupakan bagian struktur paling bawah dari suatu struktur bangunan yang berfungsi sebagai menyalurkan beban terpusat dari bangunan bawah ke dalam tanah pendukung sehingga hasil tegangan dan gerakan tanah dapat dipikul oleh struktur keseluruhan. Jenis pondasi yang umum digunakan adalah pondasi dangkal berupa pondasi langsung dan sumuran, sedangkan pondasi dalam berupa pondasi tiang pancang, tiang bor, dan sumuran (*Bridge Design Manual, BMS hal 3-3*). Penentuan jenis pondasi dipengaruhi oleh keadaan tanah sekitar bangunan dan jenis bangunan itu sendiri.

Tahapan perencanaan pondasi menurut BMS adalah sebagai berikut :

3. Periksa rencana tahanan lateral ultimit (*Bridge Design Manual, BMS hal 9-3*).

$$SF = \frac{\text{Jumlah Momen U.L.S yan menahan guling}}{\text{Jumlah Momen U.L.S yang menyebabkan guling}} \geq 1,1 \dots \dots \dots (42)$$

4. Periksa stabilitas terhadap putar rotasi (*Bridge Design Manual, BMS hal 9-12*).

$$SF = \frac{\text{Rencana Kapasitas Daya Dukung Ultimate}}{\text{Jumlah Beban U.L.S yang bekerja}} \geq 1,0. (43)$$

5. Periksa rencana kapasitas daya dukung ultimate (*Bridge Design Manual, BMS hal 9-14*).
6. Periksa agar penurunan, perpindahan geseran lateral dan rotasi (*Bridge Design Manual, BMS hal 9-25*).

2.5.4. Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang direncanakan untuk memiliki tahanan aksial dan lateral terfaktor yang cukup dan menahan gaya horisontal yang dihasilkan akibat penjalaran lateral.

Tahap perencanaan tiang pancang menurut BMS-*Bridge Design Code* adalah sebagai berikut :

1. Rencanakan panjang tiang dan penampang sehingga

dapat direncanakan kapasitas aksial ultimate. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-2*).

2. Periksa apakah rencana kapasitas beban lateral ultimate melebihi rencana pembebanan lateral ultimate. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-19*).
3. Periksa apakah penurunan vertikal tidak akan menyebabkan keruntuhan struktur. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-37*).
4. Periksa apakah lendutan lateral tidak menyebabkan keruntuhan struktur. (*Bridge Design Code, BMS hal 8-44*).
5. Periksa stabilitas keseluruhan untuk pondasi tiang.
6. Rencanakan tiang pancang untuk keawetan syarat struktural baik. (*Bridge Design Code, BMS hal 8- 51*).

2.6. Bangunan Pelengkap Jembatan

2.6.1 Pelat Injak

Pelat injak berfungsi memberi bidang datar sebelum memasuki lantai jembatan sehingga dapat meminimalisir kerusakan pada lantai jembatan, dan juga digunakan untuk mengurangi penurunan tanah timbunan yang terdapat pada bagian belakang abutment.

Berdasarkan *Bridge Design Manual*, BMS hal 3- 31 untuk dimensi permulaan panjang pelat injak dapat diambil sebesar 2500 mm dan tebal sebesar 200 mm. Dan untuk lebar tergantung pada kelas jembatan, umumnya lebar jalan kendaraan dengan kebebasan 600 mm terhadap tembok sayap.

BAB III METODOLOGI

3.1. Uraian

Metodologi suatu perencanaan adalah tata cara atau urutan kerja suatu perhitungan perencanaan untuk mendapatkan hasil perencanaan ulang jembatan. Metodologi yang digunakan untuk menyelesaikan tugas akhir ini dapat dilihat pada gambar 3.1. Adapun uraian dan metodologi dijelaskan sebagai berikut;

Proses perencanaan yang terstruktur dan sistematis diperlukan untuk menghasilkan suatu karya yang efektif dan efisien. Pada jembatan biasanya dirancang menurut trase lintasan tertentu yang diperoleh berdasarkan kesatuan pertimbangan kehandalan alinyemen, stabilitas struktur, kemudahan pelaksanaan, pemeliharaan, dan pertimbangan ekonomi. Persoalan awal yang dihadapi dalam perencanaan jembatan adalah penetapan panjang, bentang efektif, posisi pangkal dan pilar jembatan, arah lintasan, kebebasan ruang, dan penurunan pondasi. Faktor-faktor ini dipengaruhi oleh kondisi topografi, kekuatan dasar tanah, karakteristik perlintasan, dan kondisi lingkungan pada lokasi perencanaan. Sehingga diperlukan survey yang memadai sesuai dengan faktor-faktor yang dipertimbangkan tersebut.

3.2. Persiapan

Persiapan dalam penyelesaian tugas akhir terapan ini meliputi kegiatan sebagai berikut :

1. Mencari informasi dan data-data yang diperlukan kepada instansi terkait, dalam hal ini Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga dan Pematusan Pemerintah Kota Surabaya;
2. Dalam tugas akhir ini lokasi jembatan berada di Jalan Ratna-Darmokali Kota Surabaya;
3. Mempelajari data-data yang telah diperoleh untuk selanjutnya dilakukan penyusunan tugas akhir terapan;

4. Mencari, mengumpulkan, dan mempelajari berbagai *literature* dan referensi buku yang dapat mendukung dalam penyusunan tugas akhir terapan.

3.3. Pengumpulan Data

Data-data yang diperlukan dalam perencanaan ulang Jembatan Ratna ini dikumpulkan berdasarkan data-data sekunder yang diperoleh dari Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga dan Pematuan Pemerintah Kota Surabaya adalah sebagai berikut :

1. Data gambar jembatan, meliputi :
 - a) Layout Jembatan
 - b) Potongan memanjang
 - c) Potongan melintang
 - d) Rencana Struktur
 - e) Penampang sungai
2. Data penyelidikan tanah
3. Data topografi

3.4. Studi Literatur

Studi Literatur merupakan kegiatan yang dilakukan untuk mengetahui apa saja yang dibutuhkan untuk merencanakan suatu jembatan. Buku-buku referensi sangat diperlukan dalam pembuatan laporan proyek akhir ini, karena dengan itu kita dapat dengan mudah menambahkan informasi lebih banyak tentang perencanaan jembatan dari para penulis yang telah banyak pengalaman dalam dunia teknik sipil khususnya dunia proyek. Selain itu juga, buku-buku tersebut dapat digunakan sebagai acuan dalam perencanaan pembangunan jembatan ini.

1. Data primer
 - a) Data gambar jembatan.
 - b) Data penyelidikan tanah.
 - c) Data Topografi.
2. Rencana bahan dan jenis struktur
 - a) Jenis konstruksi pada perencanaan jembatan ini yang dipakai adalah menggunakan struktur baja komposit.
 - b) Spesifikasi bahan.

3. Dasar perencanaan
 - a) Prinsip pembebanan berdasarkan peraturan yang berlaku di Indonesia.
 - b) Prinsip komposit baja beton.
 - c) Perhitungan struktur dengan menggunakan program SAP 2000.
4. Literatur yang dipakai
 - a) Bridge Design Manual (BMS - 1992).
 - b) Bridge Design Code (BMS - 1992).
 - c) Standar Pembebanan Jembatan (SNI 1725-2016).
 - d) Perancangan jembatan terhadap beban gempa (RSNI 2833-2008).

3.5. Pembebanan

Pembebanan pada perencanaan jembatan ini mengacu pada peraturan teknik perencanaan jembatan *SNI 1725:2016* Beban-beban meliputi:

1. Pada pelat lantai kendaraan:
 - a. Beban tetap meliputi :
 - Berat sendiri pelat
 - Beban mati tambahan berupa beban aspal
 - Beban trotoar berupa beban kerb, beton rabat tiang sandaran dan pipa railing ; Beban lalu lintas adalah beban truk “T”
 - Beban hidup adalah beban pejalan kaki.
2. Pada balok memanjang
 - a. Beban tetap meliputi :
 - Berat sendiri balok melintang
 - Berat dari balok memanjang
 - Beban pelat lantai
 - Beban mati tambahan berupa beban aspa
 - Beban trotoar berupa beban kerb, beton rabat, tiang sandaran dan pipa *railing*.
 - b. Beban lalu lintas, meliputi :
 - Beban Terbagi Rata (BTR)
 - Beban Garis Terpusat (BGT)

- Beban truk “T”
 - Beban hidup berupa beban pejalan kaki.
3. Pada balok melintang
- a. Beban tetap meliputi :
 - Berat sendiri
 - Beban pelat lantai kendaraan
 - Beban mati tambahan berupa beban aspal.
 - b. Beban lalu lintas, meliputi :
 - Beban Terbagi Rata (BTR)
 - Beban Garis Terpusat (BGT).

3.6. Merencanakan Bangunan Atas

Dalam perencanaan bangunan atas jembatan ini, menggunakan peraturan yang telah ditetapkan oleh BDM – 1992 (*Bridge Desain Manual*) dan BMS – 1992 (*Bridge Management System*) sebagai acuan dalam perencanaan bangunan atas jembatan.

Setelah mengetahui beban-beban yang bekerja pada stuktur, maka proses selanjutnya adalah proses analisa struktur. Dalam proses analisa struktur menggunakan analisa perhitungan yang bersumber dari peraturan yang masih berlaku. Langkah-langkah dalam analisa struktur antara lain:

1. Menetapkan mutu bahan yang akan digunakan.
2. Mendefinisikan beban-beban yang bekerja pada struktur
3. Perhitungan pelat lantai kendaraan dan kombinasi kestabilan pelat
4. Mendefinisikan dimensi balok memanjang dan melintang yang akan digunakan
5. Mendefinisikan kombinasi pembebanan

Karena pembebanan telah dikalikan dengan faktor maka dikombinasi tidak perlu lagi dikalikan dengan faktor lagi. Kombinasi pembebanan terdiri dari:

- a) Kombinasi beban tetap (beban mati dan beban hidup)

- b) Kombinasi beban sementara akibat angin
- c) Kombinasi beban sementara akibat gempa.
- 6. Memodelkan struktur sesuai gambar rencana yang telah dibuat
- 7. Menginput beban-beban yang bekerja
- 8. Menjalankan proses analisa struktur
- 9. Menganalisa gaya-gaya dalam yang bekerja. Gaya-gaya dalam tersebut antara lain:
 - a) Momen
 - b) Geser
 - c) Aksial atau gaya normal.
- 10. Analisa joint reaction untuk perhitungan perletakan dan desain pondasi abutment
- 11. Desain perletakan dan pondasi abutment

Pada perletakan, joint reaction yang digunakan adalah gaya vertikal dari reaksi perletakan struktur yang telah dimodelkan.

Pada desain pondasi abutment, gaya-gaya yang bekerja antara lain :

 - a) Gaya vertikal dari reaksi perletakan
 - b) Beban sendiri abutment dan pier
 - c) Beban tekanan tanah aktif.

3.7. Merencanakan Bangunan Bawah

Bangunan bawah jembatan meliputi bangunan kepala jembatan sampai pada pondasi.

Pada perencanaan Jembatan Ratna ini, meliputi :

- 1. Perencanaan abutment, meliputi :
 - a) Perencanaan dimensi abutment
 - b) Analisa gaya-gaya dalam yang terjadi akibat beban yang bekerja pada abutment
 - c) Perencanaan tulangan abutment.
- 2. Perencanaan pondasi *spun pile*, meliputi:
 - a) Perencanaan daya dukung tanah
 - b) Perencanaan kebutuhan spun pile dan konfigurasi *spun pile*.

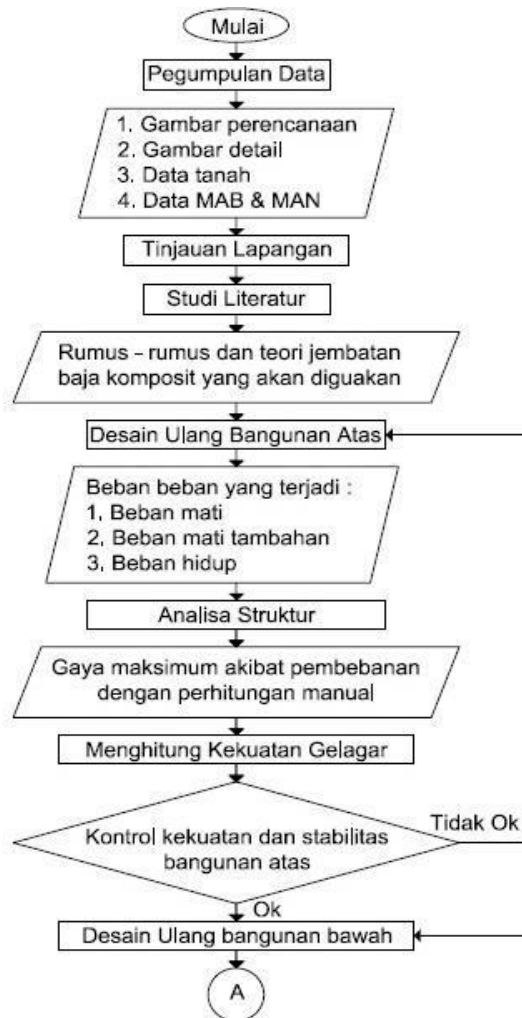
3. Perencanaan pier meliputi :
 - a) Perencanaan dimensi pier
 - b) Analisa gaya-gaya dalam yang terjadi akibat bebanbeban yang bekerja pada pier
 - c) Perencanaan tulangan pier
 - d) Kontrol geser pons.

3.8. Penggambaran Hasil Rencana

Hasil penggambaran rencana yang dilakukan berupa :

1. Gambar denah jembatan
2. Gambar tampak jembatan
3. Gambar potongan
4. Gambar detail.

3.9 Bagan Alir Metodologi







Bagan 3. 1 Bagan Alir Metodologi

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

BAB IV PERHITUNGAN BANGUNAN ATAS

4.1. Data Desain Jembatan

Nama Jembatan	: Jembatan Ratna
Lokasi Jembatan	: Jalan Ratna-Darmokali Kota Surabaya, Jawa Timur
Kelas Jembatan	: Bentang Menengah
Konstruksi Jembatan	: Jembatan Baja Komposit
Data Konstruksi Jembatan	:
➤ Bentang Jembatan (L)	: 29,40 m
➤ Lebar Jembatan (B)	: 19,40 m
➤ Lebar Jalur	: 2 x 7,00 m
➤ Lebar Trotoar	: 2 x 1,30 m
Spesifikasi Bahan	
1. Beton	
➤ Mutu Beton	: K-350
➤ Kuat Tekan Beton (f_c')	: $\frac{0,83 \times K}{10}$ $\frac{0,83 \times 300}{10}$: 20,90 MPa
➤ Modulus Elastisitas (E_c)	: $4700 \times \sqrt{f_c'}$: $4700 \times \sqrt{24,9}$ MPa : 23452,95291 MPa
2. Baja Tulangan	
➤ Mutu Baja $d \geq 12$ mm	: U-39
• Tegangan Ultimate (f_u)	: 390 MPa
• Tegangan Lelah (f_y)	: 320 Mpa
➤ Mutu Baja $d \leq 12$ mm	: U-24
• Tegangan Ultimate (f_u)	: 240 MPa
• Tegangan Leleh (f_y)	: 200 MPa
3. Baja Gelagar	
➤ Mutu Baja B-37	

- Tegangan Ultimate (f_u) : 370 MPa
 - Tegangan Leleh (f_y) : 240 MPa
4. Berat Isi Beban Mati
- Lapisan Beraspal : 22 kN/m³
 - Beton Bertulang : 25 kN/m³
 - Baja : 77 kN/m³
 - Kayu (keras) : 11 kN/m³
 - Air : 9,8 kN/m³
 - Batu Gunung : 15 kN/m³

4.2. Perhitungan Struktur Atas

4.2.1. Tiang Sandaran

Data-data perencanaan pipa sandaran

Panjang bentang jembatan : 29,4 m

Jarak tiang sandaran : 2 m

Bahan-bahan yang digunakan :

1. Tiang Sandaran

Mutu beton (f_c') : 18,68 MPa

Mutu baja (f_y) : 240 MPa

2. Pipa Sandaran

(w) : 9,12 kg/m

Diameter luar (d_o) : 76,3 mm

Tebal pipa (t) : 5,2 mm

Berat pipa (q) : 9,12 kg/m

Section of Modulus (w) : 19,33 cm³

Mutu baja BJ-37 (f_u) : 370 MPa

(f_y) : 240 MPa

(h) : 1,25 m

(ϕ) : 0,8

(β_1) : 0,85

Perhitungan Tiang Sandaran

$$\begin{aligned} \text{Beban Sendiri Tiang} &= p \times l \times h \times q \\ &= 0,2 \times 0,2 \times 1,25 \times 2500 \text{ kg/m}^3 \\ &= 125 \text{ kg} \end{aligned}$$

Berat sendiri pipa ($n = 2$)

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri pipa} &= n \times l \times q \\ &= 2 \times 2 \times 9,12 \end{aligned}$$

$$= 36,48 \text{ kg}$$

$$\text{Total beban terpusat} = 161,48 \text{ kg}$$

Tiang sandaran jembatan direncanakan menggunakan beban horizontal 100 kg/m yang bekerja 0,9 di atas trotoir. Momen yang terjadi akibat beban horizontal 100 kg/m.

$$n = 2$$

$$\text{Mu} = P \times l \times h$$

$$= 100 \times 2 \times 1,25$$

$$= 250 \text{ kg.m}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\phi}$$

$$= \frac{250}{0,8}$$

$$= 312,5 \text{ kg.m}$$

$$= 3125000 \text{ N/m}$$

Rencana Penulangan Tiang

Perhitungan Tulangan Utama

b	: 200 mm
h	: 200 mm
fc'	: 18,68 MPa
fy	: 240 MPa
Selimit beton (decking)	: 40 mm
Diameter tulangan utama	: 12 mm
Diameter tulangan Sengkang	: 8 mm

$$d = h - h \text{ selimit} - \phi \text{ sengkang} - 0,5 \text{ tul.pokok}$$

$$d = 200 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 8 \text{ mm} - 0,5 \cdot 12 \text{ mm}$$

$$= 146 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mu}{\phi b d^2} \\
 &= \frac{3125000 \text{ N/mm}}{0,8 \times 200 \text{ mm} \times 146 \text{ mm}^2} \\
 &= 0,9163 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{fy}{0,85 \times fc'} \\
 &= \frac{240 \text{ MPa}}{0,85 \times 18,68 \text{ MPa}} \\
 &= 15,115
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\min} &= \frac{1,4}{fy} \\
 &= \frac{1,4}{240}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\min} &= 0,00583 \\
 P_b &= \frac{0,85 \times fc' \beta}{fy} \times \frac{600}{600 + fy}
 \end{aligned}$$

$$P_b = \frac{0,85 \times 18,68 \times 0,85}{240} \times \frac{600}{600 + 240}$$

$$P_b = 0,0402$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{maks}} &= 0,75 \times p_b \\
 P_{\text{maks}} &= 0,75 \times 0,0402
 \end{aligned}$$

$$P_{\text{maks}} = 0,0301$$

$$P_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right]$$

$$P_{\text{perlu}} = \frac{1}{15,115} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,115 \times 0,9163}{240}} \right]$$

$$P_{\text{perlu}} = 0,0039$$

Syarat,

$\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu} < \rho \text{ maks}$

$0,0058 > 0,0039 < 0,0301$

Sehingga dipakai $\rho \text{ perlu } 0,0058$

$A_s \text{ perlu} = \rho b d$

$A_s \text{ perlu} = 0,0058 \times 200 \text{ mm} \times 146 \text{ mm}$

$A_s \text{ perlu} = 170,33 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan $4\phi 10 - 10$

$A_s \text{ pasang} = 314,1593 \text{ mm}^2$

Syarat,

$A_s \text{ terpasang} \geq A_s \text{ perlu}$

$314,1593 \text{ mm}^2 \geq 170,33 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$

Tulangan tarik $2\phi 10 - 10 A_s = 314,1593 \text{ mm}^2$

Tulangan tekan $2\phi 10 - 10 A_s' = 314,1593 \text{ mm}^2$

Beban yang ditahan

$M_u = 3,125 \times 10^6 \text{ N/mm}$

$P_u = 179,72 \text{ kg}$

$= 1797,2 \text{ N}$

Pemeriksaan eksentrisitas

$E = \frac{M_u}{P_u}$

$E = \frac{312500 \frac{\text{N}}{\text{mm}}}{1797,2 \text{ N}}$

$E = 1738,82 \text{ mm}$

$e \text{ min} = 0,1 \times h$

$e \text{ min} = 0,1 \times 200 \text{ mm}$

$e \text{ min} = 20 \text{ mm}$

Cek kontrol,

$e > e \text{ min}$

$1738,82 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$

Maka, struktur dengan beban eksentris

Letak garis netral pada keadaan *balance* :

$C_b = \frac{600 d}{600 + f_y}$

$C_b = \frac{600 \times 146 \text{ mm}}{600 + 240 \text{ MPa}}$

$C_b = 104,286 \text{ mm}$

$P_{nb} = 0,85 f_c' b q + A_s' f_y + A_s f_y$

$P_{nb} = 0,85 \times 18,68 \text{ MPa} \times 200 \text{ mm} \times 0,83 \times 88,643 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
& + 314,16 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ MPa} \\
& = 281494,26 \text{ N} \\
& = 3281,495 \text{ kN} \\
\text{Pub} & = \emptyset P_{nb} \\
\text{Pub} & = 0,65 \times 281,495 \text{ kN} \\
\text{Pub} & = 182,971 \text{ kN} \\
\text{Mnb} & = 0,85 \times f_c' \times b \times d \left(d - d'' \right) / 2 + A_s' \times f_y \left(d - d' - d'' \right) \\
& \quad + A_s \times f_y \times d'' \\
\text{Mnb} & = 0,85 \times 18,68 \text{ MPa} \times 200 \text{ mm} \times 146 \text{ mm} \left(146 \text{ mm} \right. \\
& \quad \left. - 46 \text{ mm} - 88,643/2 \right) + 314,159 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ MPa} \times \\
& \quad \left(146 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 46 \text{ mm} \right) + 314,159 \text{ mm}^2 \times 240 \\
& \quad \text{MPa} \times 46 \text{ mm} \\
\text{Mnb} & = 23665410 \text{ N.mm} \\
\text{Mnb} & = 23,665 \text{ kN.m} \\
\text{Eb} & = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \\
\text{Eb} & = \frac{23,665 \text{ kN.m}}{281,495 \text{ kN}} \\
\text{Eb} & = 0,0841 \text{ m} \\
\text{Eb} & = 84,071 \text{ mm} \\
\text{Pu} & = 1797,2 \text{ kN} \\
\text{Pub} & = 182,971 \text{ kN} \\
\text{E} & = 1738,816 \text{ mm} \\
\text{Eb} & = 84,071 \text{ mm} \\
\text{D} & = 200 \text{ mm} \\
d'' & = 46 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Penampang mengalami karuntuhan tarik

Analisa kapasitas penampang yang mengalami keruntuhan tarik.

$$\begin{aligned}
\text{M} & = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
\text{M} & = \frac{240 \text{ MPa}}{0,85 \times 18,68 \text{ MPa}} \\
\text{M} & = 15,115 \\
m' & = m - 1 \\
m' & = 15,115 - 1 \\
m' & = 14,115 \\
\text{P} & = \frac{A_s}{bd}
\end{aligned}$$

$$P = \frac{314,159 \text{ mm}^2}{200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}}$$

$$P = 0,00785$$

$$P' = \frac{As'}{bd}$$

$$P' = \frac{314,159 \text{ mm}^2}{200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}}$$

$$P' = 0,00785$$

$$e' = e + d''$$

$$e' = 1738,816 \text{ mm} + 46 \text{ mm}$$

$$e' = 1784,816 \text{ mm}$$

Perhitungan tulangan geser

$$V = 100 \text{ kg}$$

$$Vu = \frac{V}{\phi}$$

$$Vu = \frac{100 \text{ kg}}{0,6}$$

$$Vu = 166,67 \text{ kg}$$

$$Vc = \sqrt{\frac{f_c'}{6}} bh$$

$$Vc = \sqrt{\frac{18,68 \text{ MPa}}{6}} \times 200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$$

$$Vc = 28813,577 \text{ N}$$

$$Vc = 2881,3577 \text{ kg}$$

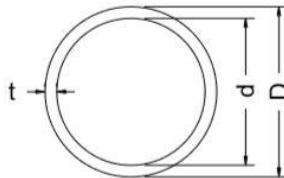
$$\phi Vc = 0,75 \times Vc$$

$$\phi Vc = 0,75 \times 2881,3577 \text{ kg}$$

Tulangan geser tidak diperlukan, karena tulangan sudah kuat menahan geser. Sehingga cukup digunakan tulangan praktis 8-200 mm.

4.2.2. Pipa Sandaran

Beban Horizontal tiang sandara	:	100 kg/m
Jarak tiang sandaran	:	2 m
Tinggi tiang sandaran	:	1 m
Dimensi tiang	:	76,3 mm
BJ 37		
	f_u :	370 Mpa
	f_y :	240 Mpa
	σ ijin :	1600 kg/cm ²
	d :	65,9 mm
	T :	5,2 mm
	W :	19,332 cm ³
	I :	73,751 cm ⁴
	F :	11,6 cm ²
	G :	9,12 kg/m
	q_d :	9,12 kg/m
		0,0912 kN/m
	q_h :	0,75 kN/m



Gambar 4. 1 Penampang Pipa Sandaran

Beban pipa sandaran yang bekerja arah vertikal

$$\begin{aligned}
 q \text{ vertikal} &= W \text{ sandaran} + \text{Berat pipa} \\
 q \text{ vertikal} &= 0,75 \text{ kN/m} + 0,0912 \text{ kN/m} \\
 q \text{ vertikal} &= 0,8412 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban pipa sandaran yang bekerja arah horizontal

$$\begin{aligned}
 q \text{ horizontal} &= W \text{ sandaran} \\
 q \text{ horizontal} &= 0,75 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M \text{ vertikal} &= \frac{1}{8} \times q \text{ vertikal} \times L^2 \\
 M \text{ vertikal} &= \frac{1}{8} \times 0,8412 \times 2^2 \\
 M \text{ vertikal} &= 0,4206 \text{ kN.m} \\
 M \text{ horizontal} &= \frac{1}{8} \times q \text{ horizontal} \times L^2 \\
 M \text{ horizontal} &= \frac{1}{8} \times 0,75 \times 2^2 \\
 M \text{ horizontal} &= 0,375 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M \text{ resultan} &= \sqrt{Mv^2 + Mh^2} \\
 M \text{ resultan} &= \sqrt{0,4206^2 + 0,375^2} \\
 M \text{ resultan} &= 0,563497 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Cek kekuatan profil pipa sandaran

$$\sigma \text{ ijin} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$E \text{ baja} = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Batas kelangsingan profil

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{d_o}{t} \\
 &= \frac{76,3}{5,2} \\
 &= 14,67308 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_p &= \frac{22000}{f_y} \\
 &= \frac{22000}{240} \\
 &= 91,66667 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Syarat,

$$\begin{aligned}
 \lambda &< \lambda_p \\
 14,6730769 &< 91,66667
 \end{aligned}$$

Cek kontrol tegangan

$$\begin{aligned}\sigma \text{ total} &= \frac{MH}{W} + \frac{Mv}{W} \\ &= \frac{0,375}{19,332} + \frac{0,4206}{19,332} \\ &= 411,5456 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Syarat,

$$\begin{aligned}\sigma \text{ total} &< \sigma \text{ ijin} \\ 411,545624 &< 1600\end{aligned}$$

Terhadap lendutan

$$\begin{aligned}\frac{5qL^4}{384EI} &< \frac{L}{240} && \text{OK} \\ 0,17877574 &< 0,833333\end{aligned}$$

Kontrol terhadap lendutan resultan gaya vertikal

Kontrol terhadap lendutan resultan gaya vertikal

$$\begin{aligned}\frac{5qxL^4}{384EI} &= \frac{5}{384} \times 0,8412 \text{ N/mm} \times \frac{2E+13 \text{ mm}^4}{7E+05 \text{ mm}^4} \\ &= 1,1881 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kontrol terhadap lendutan resultan gaya horizontal

$$\begin{aligned}\frac{5qyL^4}{384EI} &= \frac{5}{384} \times 0,75 \text{ N/mm} \times \frac{2E+13 \text{ mm}^4}{7E+05 \text{ mm}^4} \\ &= 1,0593 \text{ mm}\end{aligned}$$

Resultan lendutan yang terjadi akibat gaya vertikal & gaya horizontal

$$\begin{aligned}\text{Resultan} &= \sqrt{\delta \text{ terjadi } x^2 + \delta \text{ terjadi } y^2} \\ \text{Resultan} &= \sqrt{1,1881^2 + 1,0593^2} \\ \text{Resultan} &= 1,499 \text{ mm} \\ \delta \text{ ijin} &= \frac{2000 \text{ mm}}{240} \\ &= 8,33 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kontrol,
 Lendutan yang terjadi < Lendutan ijin
 1,499 mm < 8,33 mm OK

4.2.1. Trotoar

Data Trotoar

Tebal Pelat Lantai	ts :	25 cm
Lebar Trotoar	b2 :	165 cm
Lebar yang ditinjau	b :	1000 mm
Tebal Trotoar	h1 :	25 cm
Diameter tulangan utama	$\emptyset p$:	13 mm
Diameter tulangan bagi	$\emptyset g$:	10 mm
Tebal selimut beton	d' :	35 mm
Kuat tekan beton	fc' :	25 MPa
Tegangan leleh baja	fy :	390 MPa
Berat isi beton bertulang	Wc :	25 kN/m ³
Berat isi beton tak bertulang	W'c :	24 kN/m ³
Beban pejalan kaki	q :	5 kN/m ²

Beban Mati

- Berat Sendiri

$$\begin{aligned}
 q_i &= b_2 \times h_1 \times W_c \\
 &= 1,65 \times 0,25 \times 25 \\
 &= 10,3125 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Total beban mati} = 10,313 \text{ kN/m}$$

Beban Hidup

Beban Merata

$$\begin{aligned}
 ql &= b_2 \times h_1 \times q \\
 &= 1,65 \times 0,25 \times 5 \\
 &= 2,0625 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Analisa struktur

$$\begin{aligned}
 MD &= \frac{1}{8} \times qD \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 10,313 \times 1^2 \\
 &= 1,289063 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ML &= qL \times L^2 \\
 &= 2,0625 \times 1^2 \\
 &= 2,0625 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MU &= 1,3 MD + 1,8MD \\
 &= 1,675781 + 3,7125 \\
 &= 5,388281 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Tulangan

Diketahui

$$\begin{aligned}
 b &: 1000 \text{ mm} \\
 t &: 250 \text{ mm} \\
 \text{decking} &: 35 \text{ mm} \\
 \text{tul. utama} &: 13 \text{ mm} \\
 \text{tul. bagi} &: 10 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= t - \text{decking} - 1/2 \text{ tul. utama} - \text{tul. bagi} \\
 &= 198,5 \text{ mm} \\
 M_n \text{ perlu} &= M_{\max}/\phi \\
 &= 6,735352 \text{ kN.m} \\
 &= 6,74\text{E-}06 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\
 &= \frac{6,74\text{E-}06}{39402250} \\
 &= 1,71\text{E-}13
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390}{21,25} \\
 &= 18,35294
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390}$$

$$= 0,028$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0281 = 0,0211$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{18,35} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 2\text{E-}13}{390}} \right] \\ &= 4\text{E-}16 \end{aligned}$$

$$\text{Syarat,} \quad \begin{array}{ccccc} \rho_{\text{min}} & < & \rho_{\text{perlu}} & < & \rho_{\text{maks}} \\ 0,0036 & > & 4\text{E-}16 & < & 0,0211 \end{array}$$

Sehingga dipakai $\rho_{\text{min}} = 0,0036$

Tulangan Utama

Perhitungan luas tulangan utama perlu menggunakan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.003589744 \times 1000 \times 198.5 \\ &= 712.5641026 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka jarak maksimum antar tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{\frac{1}{4}\pi d^2 b}{A_s} \\ &= 186.274174 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan utama D13 - 150

Tulangan Bagi

Luas tulangan geser perlu,

$$\begin{aligned} A_s \text{ geser} &= 50\% \times A_s \text{ utama} \\ &= 0.5 \times 712.5641 \\ &= 356.2820513 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipasang jarak minimum antar tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{\frac{1}{4}\pi d^2 b}{A_s} \\ &= 220.4428094 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D10-250

4.2.3. Kerb

Data-data perencanaan kerb

$$H = 0,25 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,13 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,15 \text{ m}$$

$$L = 0,5 \text{ m}$$

$$W = 15 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{Cbeton}} = 25 \text{ kN/m}$$

Pembebanan pada kerb

$$\begin{aligned} \text{Beban Hidup} &= w \times L \\ &= 15 \text{ kN/m} \times 0,5 \text{ m} \\ &= 7,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

1. Analisa Gaya Dalam

$$K = 2$$

$$\begin{aligned} Mu &= P_{\text{Hidup}} \times h \times K \\ &= 7,5 \text{ kN} \times 0,25 \text{ m} \times 2 \\ &= 3,75 \text{ kN.m} \\ &= 3750000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{0,8} \\ &= \frac{3750000}{0,8} \\ &= 4687500 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

2. Penulangan Kerb

$$f_{c'} = 18,68 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{tebal selimut} = 40 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ Sengkang} = 8 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tul pokok} = 13 \text{ mm}$$

$$d = h - h \text{ selimut} - \phi \text{ sengkang} - 0,5 \text{ tul.pokok}$$

$$\begin{aligned} d &= 250 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 8 \text{ mm} - 0,5 \cdot 13 \text{ mm} \\ &= 195,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2}$$

$$Rn = \frac{4687500}{250 \cdot 197^2}$$

$$M = \frac{f_y}{0,85 f_{c'}}$$

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{240}{0,85 \cdot 18,68} \\
 M &= 15,119 \\
 \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{240} \\
 \rho \text{ min} &= 0,00583 \\
 \rho_b &= \frac{0,85 f_c' \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 \rho_b &= \frac{0,85 \cdot 18,68 \cdot 0,85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} \\
 \rho_b &= 0,04016 \\
 \rho_{\text{maks}} &= 0,75 \times \rho_b \\
 \rho_{\text{maks}} &= 0,75 \times 0,04016 \\
 \rho_{\text{maks}} &= 0,0301 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right] \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{15,12} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,119 \cdot 0,491}{240}} \right] \\
 \rho_{\text{perlu}} &= 0,00208
 \end{aligned}$$

Syarat,

$$\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu} < \rho \text{ maks}$$

$$0,0058 > 0,00208 < 0,0301$$

Sehingga dipakai $\rho \text{ min } 0,00583$

$$\text{As perlu} = \rho_b d$$

$$\text{As perlu} = 0,00583 \times 500 \text{ mm} \times 195,5 \text{ mm}$$

$$\text{As perlu} = 570,208 \text{ mm}^2$$

Kerb direncanakan menggunakan $\phi 13 - 100$

$$\text{As pasang} = \frac{\pi}{4} d^2 \frac{L}{s}$$

$$\text{As pasang} = \frac{\pi}{4} 100^2 \frac{500}{100}$$

$$\text{As pasang} = 663,661 \text{ mm}^2$$

Syarat,

$$\text{As terpasang} \geq \text{As perlu}$$

$$663,661 \text{ mm}^2 \geq 570,21 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Jumlah tulangan pokok $n = 5$

Penulangan Pembangi

Tulangan bagi direncanakan menggunakan $\phi 8$

Jumlah tulangan $n = 4$

$$As' = 20\% \times As \text{ pakai}$$

$$As' = 0,2 \times 663,661 \text{ mm}^2$$

$$As' = 132,73 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ pakai} = \frac{\pi}{4} d^2 n$$

$$As \text{ pakai} = \frac{\pi}{4} 64^2 4$$

$$As \text{ pakai} = 201,062 \text{ mm}^2$$

Jarak Tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{As'}$$

$$S = \frac{0,25\pi \times 64^2 \times 500}{132,73}$$

$$S = 189,349 \text{ mm}$$

Agar mempermudah pemasangan di lapangan dipasang $4\phi 8-200$

Kait dipasang sepanjang $12d$ bengkokan 90°

$$s = 12d$$

$$s = 12 \times 8$$

$$s = 96 \text{ mm}$$

4.2.4. Plat Lantai Kendaraan

Preliminary Desain

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

$$t_s \geq 100 + 40 L$$

$$\geq 100 \text{ mm} + (40 \times 1.7 \text{ mm})$$

$$\geq 168 \text{ mm}$$

Direncanakan tebal pelat lantai kendaraan 250 mm.

Analisa Struktur

A. Beban Mati

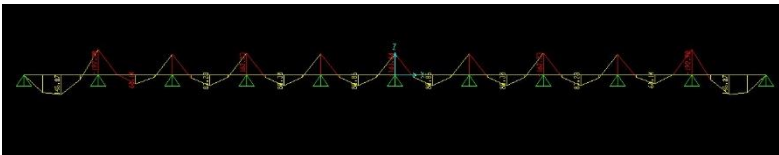
$$\begin{aligned} 1. \text{ Berat sendiri} &= t_s \times b \times W_c \\ &= 0.25 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 6.25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Beban Mati Tambahan

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Berat aspal} &= t_a \times b \times W_c \\ &= 0.07 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\ &= 1.54 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Berat air hujan} &= t_h \times b \times W_c \\ &= 0.05 \text{ m} \times 9.8 \text{ kN/m}^3 \\ &= 0.49 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ma} &= \text{berat aspal} + \text{berat air hujan} \\ &= 1.54 \text{ kN/m} + 0.49 \text{ kN/m} \\ &= 2.03 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



Gambar 4. 2 Momen SAP Beban Mati

B. Beban Hidup

1a. Beban Truk "T" (P^{TT})

$$\text{Faktor beban layan } (\gamma_s^{TT}) = 1.0$$

$$\text{Faktor beban ultimit } (\gamma_u^{TT}) = 2.0$$

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 29.4 \text{ m}$$

$$\text{Faktor beban dinamis } (FBD) = 30\%$$

Beban roda ganda oleh truk (T) = 112.5 kN

Beban truk "T" menjadi

$$PTT = (1 + FBD) \times T$$

$$= (1 + 0.3) \times 112.5$$

$$= 146.25 \text{ kN}$$

1b. Beban Kendaraan Khusus

Beban truk pada lantai jembatan (T) = 115 kN

Faktor beban dinamis (FBD) = 30 %

Beban truk "T" menjadi

$$PTT = (1 + FBD) \times T$$

$$= (1 + 0.3) \times 115$$

$$= 149.5 \text{ kN}$$

2a. Beban angin struktur EWS

Tabel 4. 1 Beban Angin Struktur E^{WS}

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
V ₀ (km/jam)	13.2	17.6	19.3
Z ₀ (mm)	70	1000	2500

$$V_{dz} = 2.5 \times V_0 (V_{10}/V_B) \ln (Z/Z_0)$$

$$= 2.5 \times 13.2 (100/100) \ln(11000/70)$$

$$= 167 \text{ km/jam}$$

$$= 43.36 \text{ m/s}$$

Tabel 4. 2 Tekanan Angin

Komponen bangunan atas	Angin tekan (MPa)	Angin hisap (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0.0024	0.0012
Balok	0.0024	N/A
Permukaan datar	0.0019	N/A

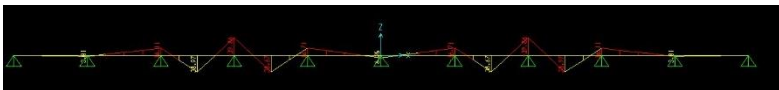
$$\begin{aligned}
 PD &= P_b (Vdz/VB)^2 \\
 &= 0.0019 (167/100)^2 \\
 &= 0.002454504 \text{ Mpa} \\
 &= 245.45 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban angina yang diterima oleh pelat

$$\begin{aligned}
 PD &= PD \times t \text{ pelat} \times 1 \\
 &= 245.45 \times 0.25 \times 1 \\
 &= 61.3625961 \text{ kg} \\
 &= 0.614 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2b. Gaya angin pada kendaraan EW1

$$\begin{aligned}
 EW1 &= 1.46 \text{ N/mm} \times (1.8 \text{ m} / 1.7 \text{ m}) \\
 &= 1.545882353 \text{ N/mm} \\
 &= 1.545882353 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 3 Momen Sap Beban Angin

C. Beban Temperatur

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor beban ultimate} &= 12 \\
 \text{Temperatur rata-rata minimum} &= 15^{\circ}\text{C} \\
 \text{Temperatur rata-rata maksimum} &= 40^{\circ}\text{C} \\
 \text{Selisih temperatur} &= 25^{\circ}\text{C}
 \end{aligned}$$

Kuat tekan beton	= 29.05 Mpa
Koefisien akibat temperatur	= 1.E-0.5c
Modulus elastisitas = 25332.08 Mpa	= 0.025332KN.m
Tebal pelat	= 250 mm
	= 0.25 m
Momen inersia lantai beton	= (1/12) x b x h ³
	= (1/12) x 1000 x 250
	= 1302083333 mm ⁴

Momen pada plat lantai

A. Berat sendiri (MS)

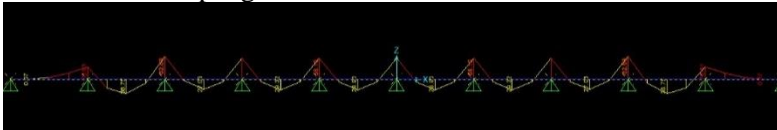
Momen tumpuan = $M_{Ms} = 1.93 \text{ kNm}$

Momen lapangan = $M_{Ms} = 1.46 \text{ kNm}$

B. Berat mati tambahan (MA)

Momen tumpuan = $M_{MA} = 0.63 \text{ kNm}$

Momen lapangan = $M_{MA} = 0.39 \text{ kNm}$

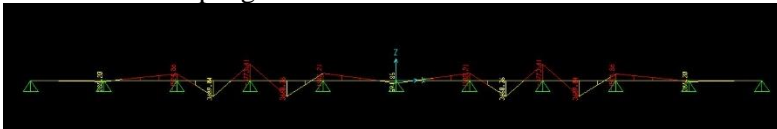


Gambar 4. 4 Momen Sap Beban Mati Tambahan

C. Beban truk (TT)

Momen tumpuan = $M_{TT} = 37.73 \text{ kNm}$

Momen lapangan = $M_{TT} = 36.89 \text{ kNm}$



Gambar 4. 5 Momen Sap Beban Truk

D. Beban kendaraan khusus

Beban truk (T) = TT khusus = 149.5 kN

Jarak gelagar = $S = 1.7 \text{ m}$

Momen tumpuan maksimum

$MTT = 0.156 \times TTK \times s^2$

$$= 0.156 \times 149.5 \times 1.7^2$$

$$= 67.51 \text{ kNm}$$

Momen lapangan maksimum

$$\text{MTT} = 0.141 \times \text{Ptt} \times s^2$$

$$= 0.141 \times 149.5 \times 1.7^2$$

$$= 60.758 \text{ kNm}$$

E. Beban angin struktur (EWs)

$$\text{Momen tumpuan} = M_{EW}^{TU} = 0.16 \times \text{PD} \times s$$

$$= 0.16 \times 0.614 \times 1.7$$

$$= 0.16 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen lapangan} = M_{EW}^{TU} = 0.14 \times \text{PD} \times s$$

$$= 0.14 \times 0.614 \times 1.7$$

$$= 0.15 \text{ kNm}$$

Kondisi layan

$$\text{Momen tumpuan} = M_{EW}^{TJ} = 0.16 \times \text{PD} \times s$$

$$= 0.16 \times 0.614 \times 1.7$$

$$= 0.16$$

$$\text{Momen lapangan} = M_{EW}^{TJ} = 0.14 \times \text{PD} \times s$$

$$= 0.14 \times 0.614 \times 1.7$$

$$= 0.15$$

Beban angin kendaraan (Ewl)

$$\text{Beban angin kendaraan} = 1.54588 \text{ kN}$$

$$\text{Jarak gelagar} = 1.7 \text{ m}$$

Momen tumpuan maksimum

$$M_{EW}^{Ts} = 0.399 \text{ kNm}$$

Momen lapangan minimum

$$M_{EW}^{ls} = 0.390 \text{ kNm}$$

F. Beban temperatur (ET)

Momen tumpuan

$$M_{ET}^T = 0.25 \times \Delta T \times \alpha$$

$$= 0.25 \times 25 \times 1.E-05$$

$$= 8246121.22 \text{ Nmm}$$

$$= 8.2 \text{ kNm}$$

Momen lapangan

$$\begin{aligned}
 M_{ET}^L &= 0.88 \times \Delta T \times \alpha \\
 &= 0.88 \times 25 \times 1.E-05 \\
 &= 28861424 \text{ Nmm} \\
 &= 28.86142428 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Kombinasi Momen

Tabel 4. 3 Rekapitulasi Momen Lapangan dan Tumpuan

No	Jenis Beban	Faktor Beban	Daya Layan	Keadaan Ultimate	M Lap (kNm)	M tump (kNm)
1	Beban Mati	γ MS	1.00	1.10	1.459	1.929
2	B. Mati Tambahan	γ MA	1.00	2.00	0.39	0.63
3a	Beban Truk	γ TT	1.00	2.00	36.89	37.730
3b	Beban Kendaraan Khusus	γ TT k	1.00	1.40	60.76	67.509
4	Pengaruh Temperatur	γ ET	1.00	1.20	28.86	8.246
5	Beban Angin Struktur	EWS	1.00	1.40	0.147	0.163
5a	Beban Angin Kendaraan	γ EWL	1.00		0.390	0.399
5b	Beban Angin Kendaraan	γ EWL		1.20	0.390	0.399

Tabel 4. 4 Kombinasi Momen Kuat I

No	Jenis Beban	Faktor Beban		M Lap kN.m	M tump kN.m	Aksi	Kond Layan		Aksi	Kondisi Ultimit	
		Layan	Ultimit				Ms Lap (kN.m)	Ms. Tump (kN.m)		Mu Lapangan (kN.m)	Mu Tumpuan (kN.m)
1	B. Mati	1.00	1.10	1.459	1.929	XKBL	1.4587	1.929	X KBU	1.60457	2.1219
2	B. Mati Tambahan	1.00	2.00	0.388	0.626	XKBL	0.3875	0.6263	XKBU	0.775	1.2526
3	Beban Truk	1.00	2.00	36.890	37.730	XKBL	36.89	37.73	X KBU	73.78	75.46
4	Pengaruh Temperatur	1.00	1.20	28.861	8.246	o KBL	28.86142428	8.246121224	o KBL	28.86142428	8.246121224
5a	Beban Angin			0.390	0.399						
5b	Beban Angin			0.390	0.399						
						Σ	67.59762428	48.53142122	Σ	105.0209943	87.08062122

Tabel 4. 5 Kombinasi Momen Kuat II

No	Jenis Beban	Faktor Beban		M Lap kN.m	M tump kN.m	Aksi	Kond Layan		Aksi	Kondisi Ultimit	
		Layan	Ultimit				Ms Lap (kN.m)	Ms. Tump (kN.m)		Mu Lapangan (kN.m)	Mu Tumpuan (kN.m)
1	B. Mati	1.00	1.10	1.459	1.929	XKBL	1.4587	1.929	X KBU	1.60457	2.1219
2	B. Mati Tambahan	1.00	2.00	0.388	0.626	XKBL	0.3875	0.6263	XKBU	0.775	1.2526
3	Beban Kendaraan Khus	1.00	1.40	60.758	67.509		60.75773438	67.50859375		85.06082813	94.51203125
4	Pengaruh Temperatur	1.00	1.20	28.861	8.246	o KBL	28.86142428	8.246121224	o KBL	28.86142428	8.246121224
5a	Beban Angin			0.399	0.399						
5b	Beban Angin			0.399	0.399						
						Σ	91.46535866	78.31001497	Σ	116.3018224	106.1326525

Tabel 4. 6 Kombinasi Momen Kuat III

No	Jenis Beban	Faktor Beban		M Lap kN.m	M tump kN.m	Aksi	Kond Layan	Kond Layan	Aksi	Kondisi Ulimit	Kondisi Ulimit	
		Layan	Ulimit				Ms Lap (kN.m)	Ms. Tump (kN.m)		Mu Lapangan (kN.m)	Mu Tumpuan (kN.m)	
1	B. Mati	1.00	1.10	1.459	1.929	XKBL	1.4587	1.929	X KBU	1.60457	2.1219	
2	B. Mati Tambahan	1.00	2.00	0.388	0.626	XKBL	0.3875	0.6263	XKBU	0.775	1.2526	
3	Pengaruh Temperatur	1.00	1.20	28.861	8.246	X KBL	28.86142428	8.246121224	XKBU	34.63370914	9.895345468	
4	Beban Angin Struktur	1.00	1.40	0.147	0.163		0.146694956	0.162994396		0.205372939	0.22819	
4a	Beban Angin	1.00		0.399	0.399		0.3986	0.3986				
4b	Beban Angin		1.20	0.399	0.399					0.47832	0.47832	
							Σ	31.25291924	11.36301562	Σ	37.69697208	13.97635762

Tabel 4. 7 Kombinasi Momen Layan I

No	Jenis Beban	Faktor Beban		M Lap kN.m	M tump kN.m	Aksi	Kond Layan	Kond Layan	Aksi	Kondisi Ulimit	Kondisi Ulimit	
		Layan	Ulimit				Ms Lap (kN.m)	Ms. Tump (kN.m)		Mu Lapangan (kN.m)	Mu Tumpuan (kN.m)	
1	B. Mati	1.00	1.10	1.459	1.929	XKBL	1.4587	1.929	X KBU	1.60457	2.1219	
2	B. Mati Tambahan	1.00	2.00	0.388	0.626	XKBL	0.3875	0.6263	XKBU	0.775	1.2526	
3	Beban Truk	1.00	2.00	36.890	37.730		36.89	37.73		73.78	75.46	
4	Beban Kendaraan Khusus	1.00	1.40	60.758	67.509		60.75773438	67.50859375		85.06082813	94.51203125	
5	Pengaruh Temperatur	1.00	1.20	28.861	8.246		28.86142428	8.246121224		34.63370914	9.895345468	
6	Beban Angin Struktur	1.00	1.40	0.147	0.163		0.146694956	0.162994396		0.205372939	0.22819	
6a	Beban Angin	1.00		0.390	0.399		0.3897	0.3986				
6b	Beban Angin		1.20	0.390	0.399					0.46764	0.47832	
							Σ	128.8917536	116.6016094	Σ	196.5271202	183.9483889

Rencana Tulangan Pelat Lantai Kendaraan

1. Tulangan lapangan (Tulangan lentur positif)

Momen rencana (Kombinasi kuat II)

$$M_u = 116.3 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton} = f_c' = 29.05 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja} = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal pelat lantai kendaraan} = t_s = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton (diambil)} = d' = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif lantai } d = (h - d') = 220 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar lantai yang ditinjau} = b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan lentur rencana} = d_t = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur} = \phi = 0.8$$

$$\text{Momen nominal } M_n = M_u / \phi = 145.4 \text{ kNm}$$

a. Tulangan lentur

Tahanan momen nominal

$$\begin{aligned} R_n &= (M_n \times 1000000) / (b \times d^2) \\ &= (145.377278 \times 1000000) / (1000 \times 220^2) \\ &= 3.0037 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Tahanan momen maksimum

$$\begin{aligned} P_b &= 0.85 \times \beta_1 \times (f_c'/f_y) \times (600/600+f_y) \\ &= 0.85 \times 0.85 \times (29.05/390) \times (600/600+390) \\ &= 0.0326 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks}} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0326 \\ &= 0.024462267 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{min}} &= 1.4/f_y \\ &= 1.4/390 \\ &= 0.0036 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{\text{maks}} &= \rho_{\text{maks}} \times f_y \times 1 - (0.5 \times \rho_{\text{maks}} \times f_y) / \\ &\quad (0.85 \times f_c') \\ &= 0.024462267 \times 390 \times 1 - (0.5 \times 0.02446 \\ &\quad \times 390) / (0.85 \times 29.05) \\ &= 7.697 \text{ N/mm}^2 > R_n \text{ (Memenuhi)} \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} \rho &= (0.85 \times f_c') / f_y \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times R_n) / (0.85 \\ &\quad \times f_c')}) \\ &= (0.85 \times 29.05) / 390 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \\ &\quad 3.00366) / (0.85 \times 29.05)}) \\ &= 0.008237581 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.008 \times 1000 \times 220 \\ &= 1812,267853 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan

$$\begin{aligned} s &= (0.25 \times \pi \times d_t^2 \times b) / A_s \\ &= (0.25 \times 3.14 \times 16^2 \times 1000) / 1643,137442 \\ &= 110,8886855 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rencana tulangan lentur

$$D16-100 \sim s = 100 \text{ mm}$$

$$A_s = (0.25 \times \pi \times d_t^2 \times b) / s$$

$$= 2009,6 \text{ mm}^2 > 110,8886855 \text{ mm}^2$$

(memenuhi)

b. Tulangan bagi

$$\begin{aligned} A_s' &= 0.5 \times A_s \\ &= 0.5 \times 1812,267853 \\ &= 906,1339264 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Gunakan diameter tulangan bagi $d_t' = 13 \text{ mm}$

Jarak minimum antara tulangan

$$\begin{aligned} S &= (0.25 \times \pi \times d_t'^2 \times b) / A_s' \\ &= (0.25 \times 3.14 \times 13^2 \times 1000) / 821,5687209 \\ &= 146,4077176 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rencana tulangan bagi D13-100

2. Tulangan tumpuan (Tulangan lentur negatif)

Momen rencana (KOMBINASI KUAT II)

$$\begin{aligned} M_u &= 106.133 \text{ KNm} \\ \text{Mutu beton} = f_c' &= 29.05 \text{ Mpa} \\ \text{Mutu baja} = f_y &= 390 \text{ Mpa} \\ \text{Tebal pelat lantai kendaraan} = t_s &= 250 \text{ mm} \\ \text{Tebal selimut beton (diambil)} = d' &= 30 \text{ mm} \\ \text{Tebal efektif lantai} d = (h - d') &= 220 \text{ mm} \\ \text{Lebar lantai yang ditinjau} = b &= 1000 \text{ mm} \\ \text{Diameter tulangan lentur rencana} = d_t &= 16 \text{ mm} \\ \text{Faktor reduksi kekuatan lentur} = \phi &= 0.8 \\ \text{Momen nominal } M_n = M_u / \phi &= 132.66582 \text{ kNm} \end{aligned}$$

a. Tulangan lentur

Tahanan momen nominal

$$\begin{aligned} R_n &= (M_n \times 1000000) / (b \times d)^2 \\ &= (132.6658156 \times 1000000) / (1000 \times 220)^2 \\ &= 2.741029248 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Tahanan momen maksimum

$$\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \times (f_c' / f_y) \times (600 / 600 + f_y)$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.85 \times 0.85 \times (29.05/390) \times (600 / \\
 &\quad 600+390) \\
 &= 0.032616356 \\
 \rho_{\text{maks}} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0326 \\
 &= 0.024462267 \\
 \rho_{\text{min}} &= 1.4 / 390 \\
 &= 0.0036 \\
 R_{\text{maks}} &= (\rho_{\text{maks}} \times f_y \times 1) - ((0.5 \times \rho_{\text{maks}} \times f_y) / \\
 &\quad (0.85 \times f_c')) \\
 &= (0.024462267 \times 390 \times 1) - ((0.5 \times \\
 &\quad 0.024462267 \times 390) / (0.85 \times 29.05')) \\
 &= 7.697 \text{ N/mm}^2 > R_n \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 \rho &= (0.85 \times f_c') / f_y \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times R_n) / (0.85 \\
 &\quad \times f_c')}) \\
 &= (0.85 \times 29.05) / 390 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \\
 &\quad 3.00366) / (0.85 \times 29.05)}) \\
 &= 0.007468807
 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.008 \times 1000 \times 220 \\
 &= 1643,137442 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan

$$\begin{aligned}
 s &= (0.25 \times \pi \times d^2 \times b) / A_s \\
 &= (0.25 \times 3.14 \times 16^2 \times 1000) / 1643,137442 \\
 &= 122,3026114 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Rencana tulangan lentur

$$\begin{aligned}
 D16-100 \sim s &= 100 \text{ mm} \\
 A_s &= (0.25 \times \pi \times d^2 \times b) / s \\
 &= 2009,6 \text{ mm}^2 > 1643,137 \text{ mm}^2 \\
 &\text{(memenuhi)}
 \end{aligned}$$

b. Tulangan bagi

$$\begin{aligned} As' &= 0.5 \times As \\ &= 0.5 \times 1643,137 \\ &= 821,5687209 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

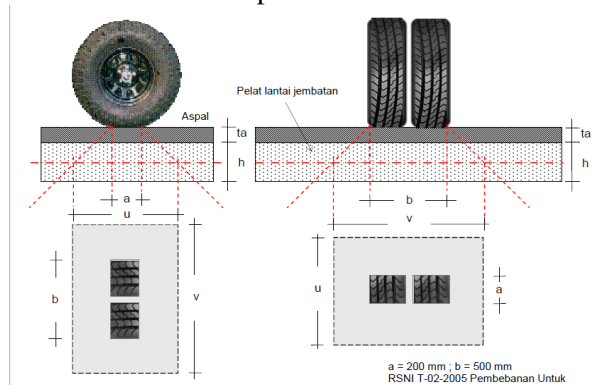
Gunakan diameter tulangan bagi $dt'=13 \text{ mm}$

Jarak minimum antara tulangan

$$\begin{aligned} S &= (0.25 \times \pi \times dt'^2 \times b) / As' \\ &= (0.25 \times 3.14 \times 13^2 \times 1000) / 821,5687209 \\ &= 161,4776666 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rencana tulangan bagi D13-100

Pemeriksaan Geser Pons pada Lantai



Gambar 4. 6 Gambar Pemeriksaan Geser Pons pada Pelat Lantai

$$\begin{aligned} A &= 0.25 \text{ meter} ; b = 0.75 \text{ meter} \\ ta &= 0.070 \text{ meter} ; h = 0.25 \text{ meter} \\ fc' &= 29.05 \text{ Mpa} \\ PTT &= 146.25 \text{ kN} \\ \emptyset &= 0.7 \end{aligned}$$

Bidang geser pons

$$\begin{aligned} u &= a + ta + ta + \frac{1}{2}h + \frac{1}{2}h = a + (2 \times ta) \\ &= 0.25 + (2 \times 0.07) \\ &= 0.64 \text{ meter} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 v &= b + t_a + t_a + \frac{1}{2}h + \frac{1}{2}h &= b + (2 \times t_a) \\
 &= 0.75 + (2 \times 0.07) \\
 &= 1.14 \text{ meter} \\
 b' &= (2 \times u) + (2 \times v) \\
 &= (2 \times 0.64) + (2 \times 1.14) \\
 &= 3.56 \text{ meter} \\
 d &= 220 \text{ mm} = 0.22 \text{ meter} \\
 A_{\text{pons}} &= b' \times d \\
 &= 3.56 \times 0.22 \\
 &= 0.7832 \text{ meter persegi}
 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal lantai terhadap geser tanpa tulangan geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0.167 \times \sqrt{f_c'} \times b' \times d \\
 &= 0.167 \times \sqrt{29.05} \times 3.56 \times 0.22 \\
 &= 0.704 \text{ TN} \sim 703.549 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kekuatan geser terfaktor

$$\begin{aligned}
 V_u &= \phi \times V_c \\
 &= 0.7 \times 703.549 \\
 &= 492.5 \text{ kN} > \text{PTT} = 146 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pelat lantai tanpa tulangan geser aman terhadap geser pons.

4.2.5. Gelagar Memanjang

Desain dimensi gelagar memanjang

Profil WF 900.300.16.28

Tinggi	(h) = 900 mm
Lebar	(bf) = 300 mm
Tebal badan	(tw) = 16 mm
Tebal sayap	(tf) = 28 mm
Luas penampang	(As) = 30980 mm ²
Berat per meter	(w) = 243.19 kg/m
Inertia arah x	(Ix) = 4110000000 mm ⁴
Inertia arah y	(Iy) = 126000000 mm ⁴
Jari-jari girasi arah x	(rx) = 364.2 mm
Jari-jari girasi arah y	(ry) = 63.8 mm
Modulus elastisitas arah x	(Sx) = 9133000 mm ³
Modulus elastisitas arah y	(Sy) = 840000 mm ³
Modulus plastis arah x	(Zx) = 10174000 mm ³
Modulus plastis arah y	(Zy) = 1314000 mm ³

Data Gelagar Memanjang

Panjang jembatan	(L) = 29.4 m
Tebal aspal	(ta) = 0.05 m
Tebal pelat lantai kendaraan	(ts) = 0.25 m
Jarak antar gelagar	(s) = 1.7 m
Mutu beton	= K-350
Kuat tekan beton	(fc') = 29.05 MPa
Angka poisson	= 0.2
Modulus elastisitas beton	(Ec) = 25332.0844
Mutu baja tulangan	= BJ - 37
Tegangan ultimit	(fu) = 370 MPa
Tegangan leleh	(fy) = 240 MPa
Tegangan residu	(fs) = 70 MPa
	(fL) = 170 MPa
Nisbah poisson	= 0.3
Modulus elastistas baja	(Es) = 200000 MPa

Modulus geser baja	(G) = 80000 MPa
Konstanta puntir baja	(J) = 30000 mm ⁴
	(Iw) = 8.32275E+14 mm ⁶
	bf/2tf = 5.36
	h/tw = 49.5
	1680/√fy=108.44
	170/√fy = 10.97
	Mn = 244.179 T.m
	λp = 324.02
	λr = 981.68

Momen Nominal

1. Tinjau Kekuatan Lentur Berdasarkan Tekuk Lokal

Cek kekompakan profil

Penampang kompak

$$\text{Sayap} = \lambda_p = 170/\sqrt{f_y} = 170/\sqrt{240} = 10.9735$$

$$\text{Badan} = \lambda_p = 1680/\sqrt{f_y} = 1680/\sqrt{240} = 108.44$$

Penampang tak kompak

$$\text{Sayap} = \lambda_p = 170/\sqrt{f_y - f_r} = 170/\sqrt{240 - 70} = 13.19$$

$$\text{Badan} = \lambda_p = 2550/\sqrt{f_y} = 2550/\sqrt{240} = 145.237$$

- Sayap = $b / 2 \text{ tf}$
= $5.36 < 10.9735$ (sayap kompak)
- Badan = $(h - (2 \times \text{tf} + 2 \times r)) / \text{tw}$
= $49.50 < 108.4$ (badan kompak)

Momen nominal

Modulus penampang plastis

$$Z_x = 10174000 \text{ mm}^3$$

Momen nominal

$$\begin{aligned} M_n &= F_y \times Z_x \\ &= 2441760000 \text{ N.mm} \\ &= 2441.76 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen nominal terfaktor

$$\begin{aligned} M_u &= \Phi \times m_n \\ &= 0.9 \times 2441.76 \end{aligned}$$

$$= 2197.584 \text{ kN}$$

2. Tinjau Kekuatan Lentur Berdasarkan Tekuk Torsi Lateral

Sifat profil WF

$$\text{Modulus geser (G)} = 800000 \text{ MPa}$$

$$\text{Konstanta torsi (J)} = 30000 \text{ mm}^4$$

$$\text{Konstanta warping (Iw)} = 8.32275\text{E}+14 \text{ mm}^6$$

Batas Panjang bentang antara dua pengaku lateral

$$L_b = 2850 \text{ mm}$$

$$fL = 170 \text{ MPa}$$

$$X1 = (\pi/S_x) \times (\sqrt{E \times G \times J \times A})/2$$

$$= 937.9565977 \text{ MPa}$$

$$X2 = 4 \times (S_x/G \times J)^2 \times (C_w/I_y)$$

$$= 3.826138859 \text{ mm}^4/\text{N}^2$$

$$L_p = r_y \times (X1/fL) \times (\sqrt{1+\sqrt{1+X2+fL^2}})$$

$$= 6428.685194$$

Jadi, $L_b \leq L_p$

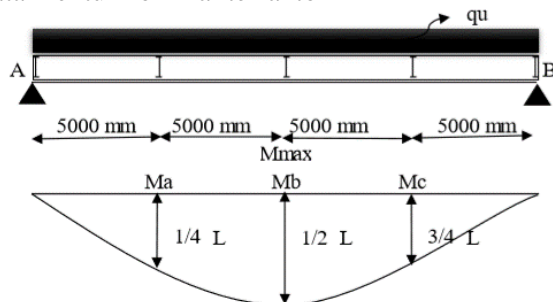
$$2850 < 3241.475351$$

Merupakan balok bentang pendek

Untuk komponen struktur yang memenuhi $L \leq L_p$ kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur adalah

$$M_n = M_p$$

Kekuatan lentur nominal terfaktor



Gambar 4. 7 Analisa Struktur Gelagar Memanjang

$$\begin{aligned}
V_a &= 0.5 \times q_u \times L \\
&= 0.5 \times q_u \times 12 \\
&= 6 \text{ m} \times q_u \\
M_a &= V_a \times \frac{1}{2}L - (1 \times q_u/32) \times L^2 \\
&= 13.5 \text{ m}^2 \times q_u \\
M_b &= M_{\max} \\
&= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \\
&= 18 \text{ m}^2 \times q_u \\
M_c &= V_a \times \frac{3}{4}L - (9 \times q_u/32) \times L^2 \\
&= 13.5 \text{ m}^2 \times q_u \\
C_b &= 12.5 M_{\max} / (2.5 M_{\max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c) \\
&= 1.136363636 \\
M_r &= S_x \times f_L \\
&= 9133000 \times 170 \\
&= 1552610000 \text{ N.mm} \\
&= 1552.61 \text{ kN.m} \\
M_p &= 2441.76 \text{ kN.m} \\
\text{Momen nominal} \\
M_n &= M_p \\
&= 2441.76 \text{ kN.m} \\
\text{Momen nominal terfaktor} \\
M_u &= \Phi \times M_n \\
&= 0.9 \times 2441.76 \\
&= 2197.584 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

3. Momen Nominal;

Dari kedua tinjauan dapat diperoleh

Momen nominal lekuk lokal

$$M_u = 2197.584 \text{ kN.m}$$

Momen nominal torsi local

$$M_u = 2197.584 \text{ kN.m}$$

Sehingga momen nominal yang digunakan sebesar 2197.584 kN.m

Mu terkecil yang diambil, sehingga beban terfaktor maksimum boleh bekerja sebesar :

$$\begin{aligned} q_u &= 8Mu/L^2 \\ &= 8 \times 2197.584 \text{ kN.m} / 144 \text{ m}^2 \\ &= 122.09 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Pembebasan sebelum komposit

a. Berat sendiri (Qms)

$$\begin{aligned} \text{Pelat lantai (a)} &= t_s \times s \times B_j \text{ beton} \\ &= 0.25 \text{ m} \times 1.7 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 10.625 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Profil WF (W)} = 2.4319 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} Q_{ms} &= \text{Pelat lantai} + \text{profil WF} \\ &= 10.625 + 2.4319 \\ &= 13.0569 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{msu} &= 1.3 \times Q_{ms} \\ &= 1.3 \times 13.0569 \\ &= 16.97397 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Pengaruh beban pelaksanaan (Qpl)

$$\begin{aligned} \text{Pelaksanaan} &= s \times \text{beban pelaksanaan} \\ &= 1.7 \text{ m} \times 5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_{pl} = 8.5 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} Q_{plu} &= 1.25 \times Q_{pl} \\ &= 1.25 \times 8.5 \text{ kN/m} \\ &= 10.625 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Rekapitulasi beban merata terfaktor

Tabel 4. 8 Rekapitulasi Beban Merata Terfaktor

No	Jenis Beban	Layan (Q)		Ultimit (Qu)	
1	Berat sendiri	13.0569	kN/m	16.97397	kN/m
2	Beban pelaksanaan	8.5	kN/m	10.625	kN/m
Total beban		21.5569	kN/m	27.59897	kN/m

Beban merata terfaktor yang beraksi pada tahap konstruksi

$$Q_u = 27.59897$$

Beban merata faktor rencana

$$Q_u = 122.09 \text{ kN/m}$$

Maka struktur balok mampu memikul beban yang terjadi.

Geser nominal

Syarat langsing, $h/tw < 1100/\sqrt{F_y}$

$$h / tw = 900 \text{ mm} / 16 \text{ mm}$$

$$= 56.25$$

$$1100/\sqrt{F_y} = 1100 / 15.49193338$$

$$= 71.00469469$$

Maka profil langsing

Syarat, $V_u < 0.9 \times V_n$

$$V_n = 0.6 \times F_y \times A_w$$

$$= 0.6 \times 240 \text{ Mpa} \times 13504 \text{ mm}^2$$

$$= 1944576 \text{ N}$$

$$= 1944.576 \text{ kN}$$

$$0.9V_n = 0.9 \times 1944.576 \text{ kN}$$

$$= 1750.1184 \text{ kN}$$

$$V_u = 0.5 \times Q_u \times L$$

$$= 0.5 \times 27.59897 \text{ kN/m} \times 12 \text{ m}$$

$$= 165.59382 \text{ kN}$$

Maka, geser OK

Tegangan yang terjadi

$$M_{max} = 1/8 \times Q_u \times L^2$$

$$= 1/8 \times 27.59897 \text{ kN/m} \times 144 \text{ m}^2$$

$$= 496.78 \text{ kN.m}$$

$$= 496781460 \text{ N.mm}$$

$$F_{sa} = (M_{max} \times (h/x)) / I_x$$

$$= 4.97E+08 \times 450 / 4110000000$$

$$= 54.39 \text{ Mpa (tekan)}$$

$$F_{sb} = F_{sa}$$

$$= 54.39 \text{ Mpa (Tarik)}$$

Lendutan

Lendutan maksimum terjadi ditengan bentang gelagar

$$\delta = 5/384 \times (Q_u \times L^4) / (E_s \times I_x)$$

$$= 5/384 \times (27.59897 \times 2.0736E+16) / (200000 \times 4110000000)$$

$$= 9.0653551094890500000000 \text{ mm}$$

Kondisi Komposit Tanpa Perancah

A. Pembebanan

Beban mati tambahan

$$\begin{aligned} \text{Aspal} &= t_a \times s \times B_J \text{ aspal} \\ &= 0.07 \text{ m} \times 1.7 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\ &= 2.618 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat air hujan} &= t_h \times s \times W_c \\ &= 0.05 \times 1.7 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 \\ &= 0.85 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$q_{DL} = 3.468 \text{ kN/m}$$

$$q_{uDL} = 2 \times 3.468 = 6.936 \text{ kN/m}$$

Beban hidup pekerja

Total beban merata ultimit

$$\begin{aligned} q_u &= q_{uDL} + q_{uLL} \\ &= 6.936 \text{ kN/m} + 0 \\ &= 6.936 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

B. Momen Max

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1/8 \times Q_{pu} \times L^2 \\ &= 1/8 \times 6.936 \text{ kN/m} \times 144 \text{ m}^2 \\ &= 124.848 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Jumlah momen (MB) = 124.848 kN.m

Beban truk "T"

$$\begin{aligned} \text{Beban truk} &= ((1+DLA) \times T) \times 30\% \\ &= (1.3 \times 112.5 \text{ kN} \times 0.3) \end{aligned}$$

$$P_L \quad L = 146.25 \text{ kN}$$

$$P_{uLL} = 1.8 \times p_{LL}$$

$$= 1.8 \times 146.25 \text{ kN}$$

$$= 263.25 \text{ kN}$$

Beban lajur "D"

$$\begin{aligned} BTR &= BTR \times s \\ &= 9 \text{ kN/m}^2 \times 1.70 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 15.3 \text{ kN/m} \\
 \text{qu BTR} &= 1.8 \times \text{BTR} \\
 &= 1.8 \times 15.3 \text{ kN/m} \\
 &= 27.54 \text{ kN/m} \\
 \text{BGT} &= \text{BGT} \times s \times (1+\text{DLA}) \\
 &= 49 \text{ kN/m} \times 1.70 \text{ m} \times 1.3 \\
 &= 108.29 \text{ kN} \\
 \text{pu BGT} &= 1.8 \times \text{BGT} \\
 &= 1.8 \times 108.29 \text{ kN} \\
 &= 194.922 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 8 Analisa Beban Akibat Beban Truk (P^{TT})

Akibat beban truk (P^{tt})

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{1}{4} \times P_u L L \times L \\
 &= 0.25 \times 263.25 \text{ kN} \times 12 \text{ m} \\
 &= 789.75 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Akibat beban lajur "D"

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \left(\frac{1}{8} \text{quBTR} \times L^2 \right) + \left(\frac{1}{4} \times \text{puBGT} \times L \right) \\
 &= \left(0.125 \times 27.54 \text{ kN/m} \times 144 \text{ m}^2 \right) + \left(0.25 \right. \\
 &\quad \left. \times 194.922 \text{ kN} \times 12 \text{ m} \right) \\
 &= 495.72 + 584.766 \\
 &= 1080.486 \text{ kNm (menentukan)}
 \end{aligned}$$

Beban angin

$$\begin{aligned}
 E_w &= 1.545882353 \\
 M_{\max} &= \frac{1}{4} \times P_u E_w \times L \\
 &= 0.25 \times 1.545882353 \times 12 \\
 &= 4.64 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 9 Rekapitulasi Beban Truk (PTT)

NO	Beban	Max (kN.m)
1	Beban mati tambahan + beban pelaksanaan	6.936
2	Beban Lajur "D"	1080.486
3	Beban Angin	4.64
Total		1092.059647

C. Garis netral penampang komposit

1. Lebar efektif

$$bE = L/5 = 2.4 \text{ m}$$

$$bE = b_o = 1.7 \text{ m}$$

$$bE = 12hc = 3 \text{ m}$$

Diambil nilai b eff terkecil = 1.7 m

2. Modulus ratio

$$n = E_s / E_c$$

$$= 200000 / 25332.0844$$

$$= 7.895126072$$

3. Lebar equivalen baja

$$l_e = b \text{ eff} / n$$

$$= 1.7 / 7.895126072$$

$$= 0.215322717 \text{ m}$$

4. Letak garis netral komposit

Luas penampang baja equivalen

$$A_c = l_e \times t_s$$

$$= 21.53227174 \times 25$$

$$= 538.3067935 \text{ cm}^2$$

Luas profil (A_s) = 309.8 cm^2

Luas total (A_{total}) = $A_c + A_s$

$$= 538.3067935 + 309.8$$

$$= 848.1067935 \text{ cm}^2$$

Statis momen ke sisi atas beton

$$A_{\text{total}} \times Y_a = A_c \times (hc/w) + A_s \times (d/2 + hc)$$

$$= 848.1067935 \times (538.3067935 \times$$

$$\begin{aligned}
 & (25/2) + 309.8 \times (90/2) + 25) \\
 & = 848.1067935 \times 6782.834918 + \\
 & 21686 \\
 & = 848.1067935 \times 33.50384072 \\
 & \text{cm}
 \end{aligned}$$

Statis momen ke sisi bawah beton

$$\begin{aligned}
 A \text{ total} \times Y_b & = A_c \times (h_c/w) + A_s \times (d/2 + h_c) \\
 & = 848.1067935 \times (538.3067935 \times \\
 & 90 + (25/2) + 309.8 \times (90/2)) \\
 & = 848.1067935 \times 55176.44633 + \\
 & 13941 \\
 & = 848.1067935 \times 81.49615928 \\
 & \text{cm}
 \end{aligned}$$

Kontrol

$$Y_a + Y_b = H_c + H_s$$

$$33.50384072 \text{ cm} + 81.49615928 \text{ cm} = 25 \text{ cm} + 90 \text{ cm}$$

$$115 \text{ cm} = 115 \text{ cm}$$

D. Momen inerti penampang komposit

1. Penampang baja equivalen (A_c)

Luas penampang baja equivalen

$$A_c = 538.3067935 \text{ cm}^2$$

Momen inerti sendiri

$$\begin{aligned}
 I_{oc} & = 1/12 \times I_e \times T_s^3 \\
 & = 0.08333333 \times 21.53227174 \times 15625 \\
 & = 28036.81 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Letak pusat berat penampang baja equivalen terhadap garis netral komposit

$$\begin{aligned}
 d_1 & = y_a - (t_s/2) \\
 & = 33.50384072 - (25/2) \\
 & = 21.00384072 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Momen inerti penampang baja equivalen terhadap garis netral komposit

$$I_c = I_{oc} + (A_c \times d_1^2)$$

$$= 28036.81 + (538.3067935 \times 441.161324)$$

$$= 265516.9503 \text{ cm}^4$$

2. Profil WF

Luas penampang baja ekuivalen

$$A_s = 309.8 \text{ cm}^2$$

Momen inerti sendiri

$$I_{os} = 411000 \text{ cm}^4$$

Letak pusat berat penampang ekuivalen terhadap garis netral komposit

$$d_2 = Y_b - (H/2)$$

$$= 81.49615928 - (90/2)$$

$$= 36.49615928 \text{ cm}$$

Momen inerti penampang baja ekuivalen terhadap garis netral komposit

$$I_s = I_{os} + (A_s \times d_2^2)$$

$$= 411999 + (309.8 \times 1331.969643)$$

$$= 823644.1953 \text{ cm}^4$$

3. Momen inerti penampang komposit

$$I = I_c + I_s$$

$$= 265516.9503 + 823644.1953$$

$$= 1089161.146 \text{ cm}^4$$

Tegangan yang terjadi pada penampang komposit

A. Tepi atas pelat beton

$$f_{ca} = (M \times Y_a) / (n \times I)$$

$$= (1092059647 \times 335.0384072) / (7.89513 \times 10891611456)$$

$$= 4.254903801 \text{ Mpa}$$

B. Tepi bawah pelat beton

$$f_{cb} = (M \times Y_{a-ts}) / (n \times I)$$

$$= (1092059647 \times 310.0384071) / (7.89513 \times 10891611456)$$

$$= 3.937410066 \text{ Mpa}$$

C. Tepi atas flens profil

$$f_{sa} = (M \times Y_{a-ts}) / I$$

$$= (1092059647 \times 310.0384071) / 10891611456$$

$$= 31.08634887 \text{ Mpa}$$

D. Tepi bawah flens profil

$$f_{sa} = (M \times Y_b) / I$$

$$= (1092059647 \times 814.9615928) / 10891611456$$

$$= 81.7130388 \text{ Mpa}$$

Jumlah tegangan penampang komposit

A. Pada tepi atas flens profil

$$f_{sa} = f_{sa} \text{ sebelum komposit} + f_{sa} \text{ komposit}$$

$$= 54.39 \text{ Mpa} + 31.08634887 \text{ Mpa}$$

$$= 85.48 \text{ Mpa Tekan}$$

B. Pada tepi bawah flens profil

$$f_{sb} = f_{sb} \text{ sebelum komposit} + f_{sb} \text{ komposit}$$

$$= 54.39 \text{ Mpa} + 81.7130388 \text{ Mpa}$$

$$= 136.11 \text{ Mpa Tarik}$$

Lendutan tambahan

Lendutan tambahan akibat beban hidup pekerja pada kondisi komposit

$$\delta = 5/384 \times (q \times L^4) / (E_s \times I)$$

$$= (5/384) \times (1092.059647 \times 2.0736E+16) / (200000 \times 10891611456)$$

$$= 135.3592652 \text{ mm}$$

Lendutan total

$$\delta = \delta \text{ sebelum komposit} + \delta \text{ komposit}$$

$$= 9.07 \text{ mm} + 135.3592652 \text{ mm}$$

$$= 144.42 \text{ mm}$$

Kontrol lendutan

Syarat $\delta \leq \delta^0$

Lendutan total (δ) = 144.42 mm

$$\begin{aligned}
 \text{Lendutan ijin } (\delta^0) &= L/800 \\
 &= 12000/800 \\
 &= 15 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Pelaksanaan Menggunakan Perancah

Kondisi Tidak komposit

A. Analisa Struktur

Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat lantai} &= t_s \times s \times W_c \\
 &= 0.25 \text{ m} \times 1.7 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 10.625 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Berat gelagar memanjang = 2.4319 kN/m

$$\begin{aligned}
 \text{qDL} &= \text{Berat pelat lantai} + \text{berat gelagar} \\
 &\quad \text{memanjang} \\
 &= 10.625 \text{ kN/m} + 2.4319 \text{ kN/m} \\
 &= 13.0569 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{quDL} &= 1.3 \times \text{qDL} \\
 &= 1.3 \times 13.0569 \text{ kN/m} \\
 &= 16.97397 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban pelaksanaan

$$\begin{aligned}
 \text{Pelaksanaan} &= s \times \text{beban pelaksanaan} \\
 &= 1.7 \text{ m} \times 5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{qPL} = 8.5 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{quPL} &= 1.25 \times \text{qPL} \\
 &= 1.25 \times 8.5 \text{ kN/m} \\
 &= 11 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

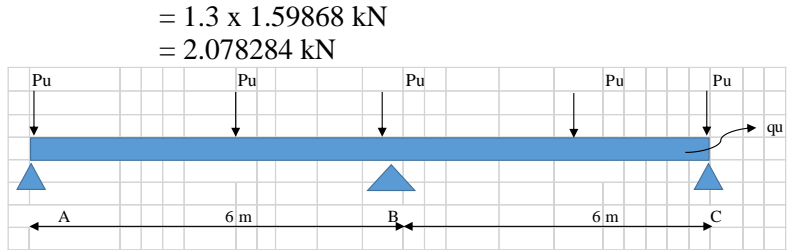
Total beban merata ultimit

$$\begin{aligned}
 \text{qu} &= \text{quD1} + \text{quP1} \\
 &= 16.97397 \text{ kN/m} + 10.6 \text{ kN/m} \\
 &= 27.59897 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Berat diafragma = 0.9404 kN/m

$$\begin{aligned}
 \text{PDL} &= s \times \text{berat diafragma} \\
 &= 1.7 \text{ m} \times 0.9404 \text{ kN/m} \\
 &= 1.59868 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

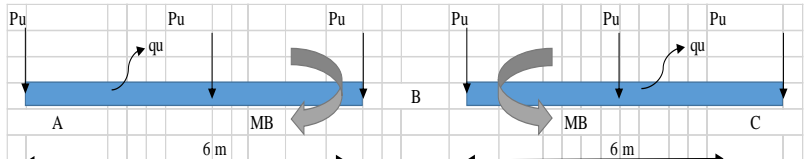
$$\text{Pu} = 1.3 \times \text{PDL}$$



Gambar 4. 9 Analisa Pembebanan Gelagar dengan Perancah

Tabel 4. 10 Perhitungan Momen Gelagar dengan Perancah

Titik		A	B		C
Batang		AB	BA	BC	CB
FD		0	0.5	0.5	0
MF	kN.m	0	-348.8839075	348.8839075	0
MD	kN.m	0	0	0	0
MI	kN.m	0	0	0	0
Total	kN.m	0	-348.8839075	348.8839075	0



Gambar 4. 10 Analisa Momen Gelagar dengan Perancah

$$\Sigma V = 0$$

$$V_A = V_C = V_A \times L + q_u \times L \times 0.5L - P_u \times L - P_u \times 0.5L + M_b$$

$$0 = V_A \times 6 \text{ m} - 27.59897 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m} - 2.08 \text{ kN} \times 6 \text{ m} - 2.08 \text{ kN} \times 3 \text{ m} + 348.884 \text{ kN.m}$$

$$V_A = V_C = 27.76701808 \text{ kN}$$

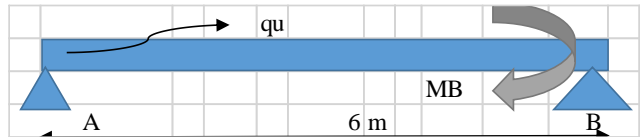
$$\begin{aligned}
 VB &= -VB \times L + qu \times L \times 0.5L + Pu \times L + \\
 &Pu \times 0.5L + Mb \\
 0 &= -VB \times 6 \text{ m} + 23.019 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} \times 3 \\
 &\text{ m} + 3.2565 \text{ kN} \times 6 \text{ m} + 3.26 \text{ kN} \times 3 \text{ m} \\
 &+ 348.884 \text{ kN.m} \\
 VB &= 132.0890679 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Reaksi peletakan

$$VA = 27.77 \text{ kN}$$

$$VB = 264.18 \text{ kN}$$

$$VC = 27.77 \text{ kN}$$



Gambar 4. 11 Reaksi Perletakan Gelagar dengan Perancah

$$\begin{aligned}
 0 &= VA \times L - qu \times L \times 0.5L + MB \\
 &= VA \times 6 \text{ m} - 27.6 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m} + 349 \\
 &\text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$VA = 24.6 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 0 &= -VB \times L + qu \times L \times 0.5L + MB \\
 &= -VB \times 6 \text{ m} + 28 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m} + 349 \\
 &\text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

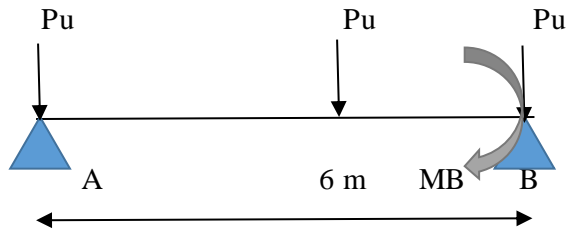
$$VB = 141 \text{ kN.m}$$

$$D = VA - qu \times X = 0$$

$$0 = 24.6495921 \text{ kN} - 27.59897 \text{ kN/m} \times X$$

$$X = 0.89 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 M1 &= VA \times X - qu \times X \times 0.5X \\
 &= 24.6495921 \text{ kN} \times 0.91 \text{ m} - 27.59897 \text{ kN/m} \\
 &\times 1 \text{ m} \times 0 \text{ m} \\
 &= 11.0077005 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 12 Reaksi Perletakan Gelagar dengan Perancah

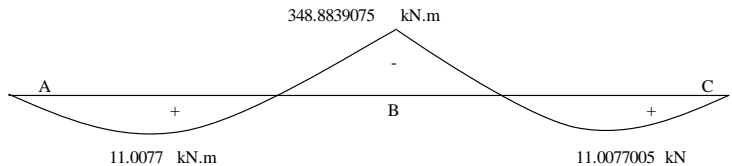
$$\begin{aligned}
 0 &= V_A \times L - p_u \times L - p_u \times 0.5L + M_B \\
 &= V_A \times 6 \text{ m} - 2.08 \text{ kN} \times 6 \text{ m} - 2 \text{ kN} \times 3 \text{ m} + \\
 &\quad 349 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$V_A = -55 \text{ kN}$$

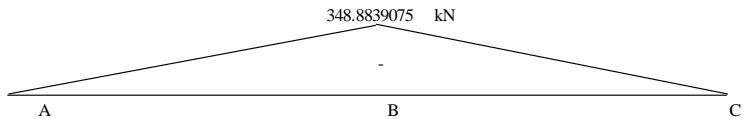
$$\begin{aligned}
 0 &= -V_B \times L + p_u \times L + p_u \times 0.5L + M_B \\
 &= -V_B \times 6 \text{ m} + 2.08 \text{ kN} \times 6 \text{ m} + 2 \text{ kN} \times 3 \text{ m} \\
 &\quad + 349 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$V_B = 61.3 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_2 &= V_A \times X - p_u \times X \\
 &= -55 \text{ kN} \times 5 \text{ m} - 2.08 \text{ kN} \times 5 \text{ m} \\
 &= -272 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 13 Penggambaran Bidang M Beban Merata



Gambar 4. 14 Penggambaran Bidang M Beban Terpusat

B. Tegangan yang terjadi pada gelagar

Pada daerah momen maksimum negatif (pada titik B)

Pada tepi atas profil WF

$$\begin{aligned} F_{sa} &= (M_{\max} \times h/2) / I_x \\ &= (348883907.50 \times 422) / 8615990510 \\ &= 17.07 \text{ Mpa (Tarik)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{sb} &= F_{sa} \\ &= 17.07 \text{ Mpa (tekan)} \end{aligned}$$

Pada daerah momen maksimum positif (3.75m dari titik A)

$$\begin{aligned} F_{sa} &= (M_{\max} \times h/2) / I_x \\ &= (11007700.47 \times 421.64) / 8615990510 \\ &= 0.54 \text{ Mpa (tekan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{sb} &= F_{sa} \\ &= 0.54 \text{ Mpa (Tarik)} \end{aligned}$$

C. Lendutan

Lendutan ditangan bentang tidak terjadi karena ditahan perancah, maka $\delta = 0$ mm

D. Gaya geser

$$\begin{aligned} V_A &= (0.5 \times q_{uDL} \times L) + (n/2 \times p_{uDL}) \\ &= (0.5 \times 27.59897 \times 12) + (2.50 \times 2.078) \\ &= 170.78953 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kondisi Komposit

Perancah dilepaskan, beban pekerja sebesar 5 kN/m^2 , beban mati tambahan, beban hidup kendaraan, dan ditambah dengan reaksi perletakan B (perancah) dipikul penampang komposit.

A. Analisa Struktur

Beban mati tambahan

$$\begin{aligned} \text{Aspal} &= t_a \times s \times B_J \text{ aspal} \\ &= 0.07 \text{ m} \times 1.7 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\ &= 2.618 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat air hujan} &= t_h \times s \times W_c \\ &= 0.05 \text{ m} \times 1.7 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$= 0.75 \text{ kN/m}$$

$$q_{DL} = 3.368 \text{ kN/m}$$

$$q_{uDL} = 2 \times q_{DL}$$

$$= 6.736$$

Beban hidup pekerja

$$q_{uLL} = 5 \text{ kN/m}$$

Total beban merata ultimit

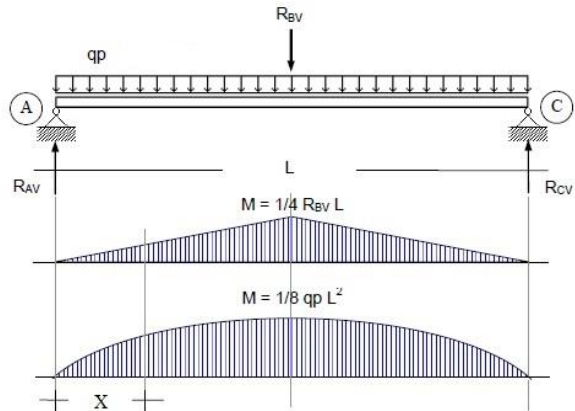
$$q_u = q_{uDL} + q_{uLL}$$

$$= 6.74 \text{ kN/m} + 5 \text{ kN/m}$$

$$= 11.7 \text{ kN/m}$$

Beban akibat perancah

$$R_{BV} = V_B = 264.18 \text{ kN}$$



Momen maksimum terjadi ditengah bentang

Akibat beban mati tambahan

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2$$

$$= 0.125 \times 11.736 \text{ kN/m} \times 144 \text{ m}^2$$

$$= 211.248 \text{ kN.m}$$

Akibat reaksi perancah

$$M_{max} = \frac{1}{4} \times R_{BV} \times L$$

$$= \frac{1}{4} \times 264.18 \text{ kN} \times 12 \text{ m}$$

$$= 792.53 \text{ kN.m}$$

$$\text{Jumlah momen, MB} = 1003.78 \text{ kN.m}$$

Beban truk "T"

$$\begin{aligned} \text{Beban truk} &= ((1+DLA) \times T) \\ &= 1.3 \times 112.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{PLL} = 146.25 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Pu LL} &= 1.8 \times \text{PLL} \\ &= 1.8 \times 146.25 \text{ kN} \\ &= 263.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

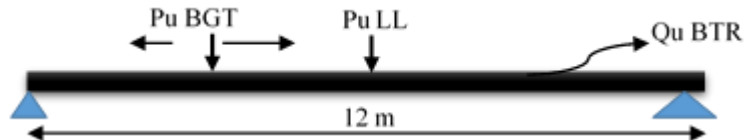
Beban lajur "D"

$$\begin{aligned} \text{BTR} &= \text{BTR} \times s \\ &= 9 \text{ kN/m}^2 \times 1.70 \text{ m} \\ &= 15.3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{quBTR} &= 1.8 \times \text{BTR} \\ &= 1.8 \times 15.3 \text{ kN/m} \\ &= 27.54 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{BGT} &= (\text{BGT} \times s \times (1+DLA)) \\ &= 49 \text{ kN/m} \times 1.70 \text{ m} \times 1.3 \\ &= 108.29 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{puBGT} &= 1.8 \times \text{BGT} \\ &= 1.8 \times 108.29 \text{ kN} \\ &= 194.922 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 4. 15 Pembebanan Akibat Beban Lajur "D"

Akibat beban truk (P^{TT})

$$\begin{aligned} \text{Mmax} &= \frac{1}{4} \times \text{PuLL} \times L \\ &= 0.25 \times 263.25 \text{ kN} \times 12 \text{ m} \\ &= 789.75 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

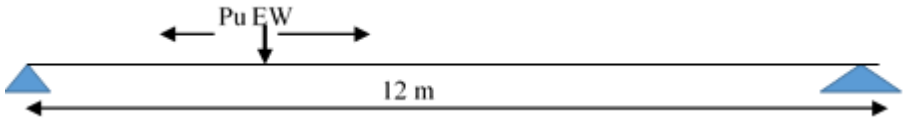
Akibat beban lajur "D"

$$\begin{aligned} \text{Mmax} &= \left(\frac{1}{8} \times \text{quBTR} \times L^2 \right) + \left(\frac{1}{4} \times \text{puBT} \times L \right) \\ &= \left(0.125 \times 27.54 \text{ kN/m} \times 144 \text{ m}^2 \right) + \left(0.25 \times 194.92 \text{ kN} \times 12 \text{ m} \right) \\ &= 1080.486 \text{ kN.m (menentukan)} \end{aligned}$$

Beban angin

$$E_w = 1.546$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{4} \times P_{uew} \times L \\ &= 0.25 \times 1.546 \times 12 \\ &= 4.637647059 \end{aligned}$$



Gambar 4. 16 Pembebanan Akibat Beban Angin

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{4} \times P_{uew} \times L \\ &= \frac{1}{4} \times 4.6376471 \text{ kN} \times 12 \text{ m} \\ &= 13.91 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Tabel 4. 11 Kombinasi Pembebanan Ultimit

No	Beban	Mmax (kN.m)
1	Beban mati tambahan + beban pelaksanaan	1003.78
2	Beban lajur "D"	1080.486
3	Beban angin	13.91
Total		2098.18

B. Tegangan yang terjadi pada penampang komposit
Tepi atas pelat beton

$$\begin{aligned} f_{ca} &= (M \times Y_a) / (n \times I) \\ &= (2098181348.68 \text{ N.mm} \times 335.0384072 \text{ mm}) / \\ &\quad (7.9 \times 10891611456 \text{ mm}^4) \\ &= 8.174974526 \text{ Mpa (tekan)} \end{aligned}$$

Tepi bawah pelat beton

$$\begin{aligned} f_{ca} &= (M \times (Y_a - t_s)) / (n \times I) \\ &= (2098181348.68 \text{ N.mm} \times 310.0384072 \text{ mm}) / \end{aligned}$$

$$(7.9 \times 10891611456 \text{ mm}^4) \\ = 7.564971737 \text{ Mpa}$$

Tepi atas flens profil

$$f_{sa} = M \times (Y_a - t_s) / I \\ = 2.01E+09 \text{ N.mm} \times 310.038 \text{ mm} / 10891611456 \\ \text{mm}^4 \\ = 59.72640559 \text{ Mpa (tekan)}$$

Tepi bawah flens profil

$$f_{sb} = M \times Y_b / I \\ = 2.01E+09 \text{ N.mm} \times 814.962 \text{ mm} / 10891611456 \\ \text{mm}^4 \\ = 156.9957958 \text{ Mpa (Tarik)}$$

C. Jumlah tegangan pada penampang komposit

Pada tepi atas flans profil

$$f_{sa} = f_{sa} \text{ sebelum komposit} - f_{sa} \text{ komposit} \\ = 17.07 \text{ Mpa} - 59.7264056 \text{ Mpa} \\ = -42.65 \text{ Mpa (tekan)}$$

Pada tepi bawah profil

$$f_{sb} = f_{sb} \text{ sebelum komposit} - f_{sb} \text{ komposit} \\ = -17.07 \text{ Mpa} + 156.995796 \text{ Mpa} \\ = 139.92 \text{ Mpa (Tarik)}$$

D. Lendutan

Lendutan pada tangan bantang pada saat perancah dibuka

Berdasarkan RSNI T-03-2005, lendutan dihitung akibat beban layan yaitu beban hidup yang ditambah dengan beban kejut.

Lendutan akibat beban hidup pekerja

$$\delta = 5/384 \times (q_{LL} \times L^4) / (E_s \times I) \\ =$$

Lendutan akibat beban terbagi rata (BTR)

$$\delta = 5/384 \times (q_{BTR} \times L^4) / (E_s \times I) \\ = 5/384 \times (15.3 \text{ N/mm} \times 2E+17 \text{ mm}^4) / (200000)$$

$$\begin{aligned} & \text{Mpa} \times 1.1\text{E}+10 \text{ mm}^4 \\ & = 14.63282092 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lendutan akibat beban garis (BGT)

$$\begin{aligned} \delta &= 1/48 \times (q\text{BTR} \times L^3) / (E_s \times I) \\ &= 1/48 \times (108290 \text{ N} \times 8\text{E}+12 \text{ mm}^3) / (200000 \text{ Mpa} \\ & \times 1.1\text{E}+10 \text{ mm}^4) \\ &= 8.28542838 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lendutan total

$$\begin{aligned} \delta &= \delta \text{ sebelum komposit} + \delta \text{ akibat beban hidup} \\ & \text{pekerja} + \delta \text{ akibat BTR} + \delta \text{ akibat BGT} \\ &= 0.00 \text{ mm} + 0 \text{ mm} + 14.6 \text{ mm} + 8.2854 \text{ mm} \\ &= 22.92 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kontrol lendutan

$$\text{Syarat } \delta \leq \delta^0$$

$$\text{Lendutan total } (\delta) = 22.92 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Lendutan ijin } (\delta^0) &= L/800 \\ &= 20000 \text{ mm} / 800 \\ &= 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

LENDUTAN OK

Garis Netral Plastis

Misal pada lebar efektif $b_{eff} = 1.7 \text{ m}$

Terdapat 11 buah tulang bagi D-19 atas dan 11 buah tulangan bagi D-19 pada bagian bawah

A. Kekuatan tekanan pada pelat lantai

$$\begin{aligned} C_c &= 0.85 \times f_c' \times b \times e_{ff} \times T_s + (A \times f_y) \times c \\ &= 0.85 \times 29.05 \text{ Mpa} \times 1700.00 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} + \\ & \quad 1496272.8 \text{ N} \\ &= 11990585.3 \text{ N} \end{aligned}$$

B. Kekuatan tarikan pada gelagar T

$$\begin{aligned} T &= A_s \times F_y \\ &= 30980 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ Mpa} \\ &= 7435200 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol, $C_c > T =$ Hitung kedalaman daerah tekan pada pelat lantai (a)

C. Kedalaman daerah tekan pada pelat lantai

$$\begin{aligned} a &= (T - (A \times f_y) c) / (0.85 \times f_c \times bE) \\ &= (7435200 - 1496272.8) / (0.85 \times 29.05 \times 1700) \\ &= 141.4796634 \text{ mm} < h_c = 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

Garis netral plastis berada pada lantai beton, perhitungan diulangi, tulangan yang mengalami tekan hanya bagian atas sebanyak 11 tulangan.

$$\begin{aligned} C_c &= 0.85 \times f_c' \times b \text{ eff} \times T_s + (a \times f_y)c \\ &= 0.85 \times 29.05 \text{ Mpa} \times 1700.00 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} + \\ &\quad 748136.4 \text{ N} \\ &= 11242448.9 \text{ N} > T \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= (T - (A \times f_y) c) / (0.85 \times f_c \times bE) \\ &= (7435200 - 748136.4) / (0.85 \times 29.05 \times 1700) \\ &= 159.3020886 \text{ mm} < h_c = 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_1 &= h_s/2 + h_c - a/2 \\ &= 450 + 250 - 79.65104 \\ &= 620.3489557 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kekuatan lentur

$$\begin{aligned} M_s &= T \times d_1 \\ &= 7435200 \text{ N} \times 620.3489557 \text{ mm} \\ &= 4612418555 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \Phi \times M_s \\ &= 0.9 \times 4612418555 \\ &= 4151176700 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_u = 4151.1767 \text{ kN.m}$$

Kontrol Momen

Momen terfaktor rencana

$$M_u = 4151.1767 \text{ kN.m}$$

Momen terfaktor yang beraksi pasca konstruksi

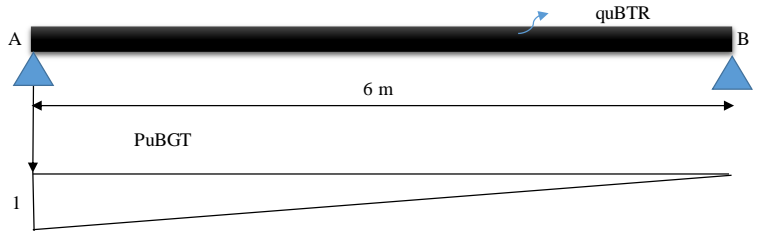
$$M_u = 2098.18 \text{ kN.m}$$

Syarat $M_u \text{ lap} < M_u \text{ rencana}$

Struktur balok mampu memikul beban yang terjadi

Kontrol Geser

Gaya geser maksimum terjadi apabila beban hidup berada dekat dengan pelatikan



Gambar 4. 17 Reaksi Perletakan

Untuk beban hidup BTR dan BGT

$$\begin{aligned} V_A \max &= p_{uBGT} \times 1 + q_{uBTR} \times \frac{1}{2} \lambda + q_{ux} \times \frac{1}{2} \lambda \\ &= 194.922 \text{ kN} \times 1 + 27.54 \text{ kN/m} \times 6\text{m} + 11.7 \\ &\quad \text{kN/m} \times 6 \text{ m} \\ &= 430.578 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk beban hidup truk

$$\begin{aligned} V_A \max &= \text{pull} + q_u \times 0.5 \lambda \\ &= 263.25 \text{ kN} + 11.7 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} \\ &= 333.666 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi V_A yang digunakan adalah V_A akibat beban hidup BGT dan BTR sebesar = 430.578 kN

Syarat langsing, $h / t_w < 1100 / \sqrt{F_y}$

$$\begin{aligned} h / t_w &= 900 \text{ mm} / 16 \text{ mm} \\ &= 56.25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1100 / \sqrt{F_y} &= 1100 / 5.38981 \\ &= 204.089 \end{aligned}$$

Maka profil, langsing

Syarat,

$$V_u \leq \Phi V_n$$

$$430.578 \text{ kN} \leq 0.6 \times F_y \times A_w$$

$$430578 \text{ N} \leq 0.6 \times 240 \text{ N/mm}^2 \times 844 \text{ mm} \times 16 \text{ mm}$$

$$430578 \text{ N} \leq 1944576 \text{ N}$$

Geser OK

Jadi profil WF 900 300 16 28 dapat dipakai sebagai gelagar memanjang jembatan.

4.2.6. *Shear Connector*

Gaya geser horizontal akibat aksi komposit penuh

a. $C_c = 11990585.3 \text{ N}$

b. $T = 7435200 \text{ N}$

Gaya geser horizontal yang menentukan adalah yang terkecil

$$V1^* = T = 7435200 \text{ N}$$

Syarat

$$V1^* < \Phi \times V1s$$

$$\begin{aligned} V1s &= V1^* / \Phi \\ &= 7435200 \text{ N} / 0.75 \\ &= 9913600 \text{ N} \end{aligned}$$

Diameter maksimum

$$\begin{aligned} D_{\max} &= 1.5 \times t_f \\ &= 1.5 \times 28 \text{ mm} \\ &= 42 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak antar konektor stud

a. $< 600 \text{ mm}$

b. $2 \times t_s = 2 \times 250 \text{ mm}$
 $= 500 \text{ mm}$

c. $4 \times L = 4 \times 120 \text{ mm}$
 $= 480 \text{ mm}$

Maka jarak antar konektor stud yang digunakan = 480mm



Gambar 4. 18 Penampang *Shear Connector* ESC11-22-150

Digunakan konektor stud = ESC11-22-150

Diameter (d) = 22 mm

Tinggi konektor stud (L) = 150 mm

Mutu baja = BJ-37

Tegangan putus (F_u) = 370 MPa

Kekuatan geser satu konektor

$$\begin{aligned} V_{su} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times F_u \\ &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 484 \text{ mm} \times 370 \text{ N/mm}^2 \\ &= 140649.10 \text{ N} \end{aligned}$$

Jumlah konektor stud

$$\begin{aligned} n &= V_{ls} / (0.55 \times V_{su}) \\ &= 9913600 \text{ N} / (0.55 \times 140649.10 \text{ N}) \\ &= 128.15 = 129 \text{ buah (untuk 2 baris)} \end{aligned}$$

Maka direncanakan 1 baris konektro stud = 65 buah
sepanjang bentang gelagar 12 m

Jarak terjauh antar konektor

$$\begin{aligned} L / n &= 12000 \text{ mm} / 65 \\ &= 186.05 \text{ mm} < 480 \text{ mm (memenuhi)} \end{aligned}$$

Maka direncanakan jarak antar konektor stud = 180 mm

4.2.7. Diafragma

Gelagar melintang

Data desain gelagar melintang

Bentang = 29.4 m

Profil gelagar melintang W (AISC)

H = 300 mm

bf = 300 mm

tw = 10 mm

tf = 15 mm

A = 119.8 cm²

W = 94.04 kg/m

I_x = 20400 cm⁴

I_y = 6750 cm⁴

r_x = 13.05 cm

r_y = 7.51 cm

S_x = 1360 cm³

S_y = 450 cm³

Z_x = 1465 cm³

Z_y = 682 cm³

Jarak antar gelagar melintang = 2.85 m

Jumlah (n) = 11

Jarak antar gelagar memanjang = 1.7 m

tw gelagar memanjang = 16 mm

= 0.016 m

Pembebanan

Beban sendiri profil (W) = 94.04 kg/m

= 0.9404 kN/m

Dipasang profil melintang sebanyak 5 buah

W_d = W

= 0.904 kN/m

W_u = 1.3 x W

= 1.3 x 0.9404 kN/m

= 1.22252 kN/m

Momen

M akibat berat sendiri = (1/12 x W_u x (S-tw)²)

= 0.083333 x 1.2225 kN/m x

2.835956 m²

$$\begin{aligned}
 M \text{ akibat lendutan} &= 0.288907556 \text{ kN.m} \\
 &= (6 \times E \times I \times \delta / (S-tw)^2) \\
 &= 6 \times 200000 \text{ N/mm}^2 \times \\
 &\quad 204000000 \text{ mm}^4 \times 8.29 \text{ mm} / \\
 &\quad 2835856 \text{ mm}^2 \\
 &= 715.6188467 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= \text{Momen akibat beban sendiri} + \text{momen akibat} \\
 &\quad \text{lendutan} \\
 &= 0.288907556 \text{ kN.m} + 715.62 \text{ kN.m} \\
 &= 715.9077542 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} \times W_u \times (S-tw) \\
 &= 0.5 \times 1.2225 \text{ kN/m} \times 1.684 \text{ m} \\
 &= 1.02936184 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol lendutan

$$\begin{aligned}
 L &= S-tw \\
 &= 1.7 \text{ m} - 0.016 \text{ m} \\
 &= 1.684 \text{ m} \\
 &= 1684 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$E = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 W_u &= 1.22252 \text{ kN/m} \\
 &= 122252 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_x &= 20400 \text{ cm}^4 \\
 &= 204000000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta \text{ yang terjadi} &= (5/384) \times (qD \times L^4 / (E \times I_x)) \\
 &= 0.013020833 \times 0.241 \\
 &= 0.003137639 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta \text{ ijin} &= L / 800 \\
 &= 1684 \text{ mm} / 800 \\
 &= 2.105 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta \text{ yang terjadi} &\leq \delta \text{ ijin} \\
 0.003137639 &\leq 2.105
 \end{aligned}$$

Kontrol geser

$$\text{Syarat } V_u \leq \phi V_n$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} \times W_u \times (S-tw) \\
 &= 1.02936184 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_w &= t_w \times d \\
 &= 10 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \\
 &= 3000 \text{ mm}^2 \\
 V_n &= 0.6 \times f_y \times A_w \\
 &= 0.6 \times 240 \text{ MPa} \times 3000 \text{ mm}^2 \\
 \phi V_n &= 0.9 \times 432 \text{ kN} \\
 &= 388.8 \text{ kN} \\
 h / t_w &\leq 1100 / \sqrt{f_y} \\
 300 / 10 &\leq 1100 / 15.49193338 \\
 30 &\leq 71.00469468
 \end{aligned}$$

PENAMPANG PLASTIS

Kontrol Penampang

Badan

$$\begin{aligned}
 h / t_w &\leq 1680 / \sqrt{f_y} \\
 300 / 10 &\leq 1680 / 15.49193338 \\
 30 &\leq 108.44
 \end{aligned}$$

OK

Sayap

$$\begin{aligned}
 b_f / 2t_f &\leq 170 / \sqrt{f_y} \\
 300 / 15 &\leq 170 / 15.49193338 \\
 10 &\leq 10.973
 \end{aligned}$$

PENAMPANG KOMPAK

Kontrol momen

Syarat $M_u < \phi \times M_n$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 715.9077542 \text{ kN.m} \\
 \Phi \times M_n &= \phi \times f_y \times Z_x \\
 &= 0.9 \times 550 \text{ MPa} \times 1465000 \text{ mm}^3 \\
 &= 725175000 \text{ N.mm} \\
 &= 725.175 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$M_u < \phi \times M_n$

$$715.9077542 \text{ kN.m} < 725.175 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 M_p = M_n &= M_u / \Phi \\
 &= 715.9077542 / 0.9 \\
 &= 795.4530602 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$M_p = 1.5 M_y$$

$$\begin{aligned}
 &= 1.5 \times f_y \times S \\
 &= 1.5 \times 550 \text{ MPa} \times 1360000 \text{ mm}^3 \\
 &= 1122000000 \text{ N.mm} \\
 &= 1122 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

4.2.8. Sambungan

1. Sambungan Antar Gelagar Memanjang

Diketahui :

V_u	= 384.693 kN	
Mutu baja	= BJ-41	
f_u	= 550 MPa	
f_y	= 410 MPa	
Baut tipe	= tinggi (A325)	
Diameter baut (db)	= M16 lihat tabel	
	= 16 mm	
Kuat Tarik min (f_u)	= 830 MPa	
Tegangan geser ijin	= 122.5 MPa	
Tegangan Tarik ijin	= 3080 MPa	
A_c	= 144 mm ²	lihat tabel
A_s	= 157 mm ²	lihat tabel
A_o	= 201 mm ²	lihat tabel
kr	= 1	
nn	= 1	
nx	= 1	
Profil pelat siku	= 150 x 150 x 12	
T_p	= 12 mm	

Gaya geser pada baut

$$\begin{aligned}
 V_f &= 0.62 \times f_u \times k_r \times (n_n \times A_c + n_x \times A_o) \\
 &= 0,62 \times 825 \text{ MPa} \times 1 \times 144 \text{ mm}^2 + 201 \text{ mm}^2 \\
 &= 176467.5 \text{ N} \\
 &= 176.4675 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi V_f &= 0.75 \times 176.4675 \text{ kN} \\
 &= 132.350625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= V_u / \Phi V_f \\
 &= 160.2312 \text{ kN} / 132.350625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$= 2.9066202 \approx 8 \text{ baut}$$

Gaya Tarik pada baut

$$\begin{aligned} N_{tf} &= A_s \times f_u \\ &= 157 \text{ mm}^2 \times 825 \text{ MPa} \\ &= 129525 \text{ N} \\ &= 129.525 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi N_{tf} &= 0.75 \times 129.525 \text{ kN} \\ &= 125.525 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol

Baut dalam geser

Syarat $V_f^* \leq \Phi V_f$

$$\begin{aligned} V_f^* &= V_u / n \\ &= 348.649 \text{ kN} / 8 \\ &= 48.086625 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_f = 132.350625 \text{ kN}$$

$$V_f^* \leq \Phi V_f$$

$$48.086625 \leq 132.350625$$

OK

Baut dalam Tarik

Syarat, $N_{tf}^* \leq \Phi N_{tf}$

$$\begin{aligned} N_{tf}^* &= V_u / n \\ &= 348.649 \text{ kN} / 8 \\ &= 48.086625 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi N_{tf} = 132.350625 \text{ kN}$$

$$N_{tf}^* \leq \Phi N_{tf}$$

$$48.086625 \leq 132.350625$$

OK

Kombinasi geser dan tarik

Syarat, $(V_f^* / \Phi V_f)^2 + (N_{tf}^* / \Phi N_{tf})^2 \leq 1.0$

$$(V_f^* / \Phi V_f)^2 = 0.13200689$$

$$(N_{tf}^* / \Phi N_{tf})^2 = 0.24502978$$

$$(V_f^* / \Phi V_f)^2 + (N_{tf}^* / \Phi N_{tf})^2 \leq 1.0$$

$$0.377036667 \leq 1.0$$

OK

Syarat jarak baut**Jarak antar baut**

$$2,5 \text{ db} \leq S \leq 15 \text{ tp atau } 200 \text{ mm}$$

$$2,5 \text{ db} = 40 \text{ mm}$$

$$15 \text{ tp} = 180 \text{ mm}$$

$$2,5 \text{ db} \leq S \leq 15 \text{ tp atau } 200 \text{ mm}$$

$$40 \leq S \leq 180 \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$\text{Dipasang jarak antar baut (S)} = 50 \text{ mm}$$

Jarak antar baut

$$1,5 \text{ db} \leq S1 \leq (4\text{tp} + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$1,5 \text{ db} = 24 \text{ m}$$

$$4 \text{ tp} + 100 \text{ mm} = 148 \text{ mm}$$

$$2,5 \text{ db} \leq S \leq 15 \text{ tp atau } 200 \text{ mm}$$

$$24 \leq S \leq 148 \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$\text{Dipasang jarak antar baut (S)} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah baut yang dipasang (n)} = 4 \text{ baut}$$

Kontrol pelat siku

$$A_{nv} = L_{nv} \times t$$

$$= (L - n \times d.\text{lubang}) \times t$$

$$= 150 \text{ mm} - 64 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$$

$$= 1032 \text{ mm}^2$$

Kuat rencana

$$\Phi R_{nv} = \Phi \times 0,6 \times f_y \times A_{nv}$$

$$= 0,75 \times 0,6 \times 550 \text{ MPa} \times 1032 \text{ mm}^2$$

$$= 255420 \text{ N}$$

$$= 255,42 \text{ kN}$$

Karena 2 siku, maka :

$$2 \times \Phi R_{nv} = 2 \times 255,42 \text{ kN}$$

$$= 510,84 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat, } V_u \leq 2 \Phi R_{nv}$$

$$160,2312 \leq 510,84$$

4.2.9. Expansion Joint

Data

$$\text{Panjang jembatan} \quad L = 12 \text{ m}$$

Lebar lantai kendaraan	B	= 14,3 m
Tebal aspal	Ta	= 7 cm
Tebal pelat lantai	Ts	= 25 cm
Jarak antar gelagar	S	= 1,7 m
Kuat tekan	fc'	= 29,05 Mpa
Modulus elastis beton	Ec	= 25332,1 Mpa
Suhu maksimum	Tmax	= 40 °C
Suhu minimum	Tmin	= 27 °C

Perhitungan

a. Akibat rangkai beton (Creep)

$$\begin{aligned}
 \Delta_{cr} &= \epsilon_{cc} \cdot t \times L \\
 &= \Phi_{cc}(t) \times \epsilon_e \times L \\
 &= t^{0,6} / (10 + t^{0,6}) \times C_u \times \epsilon_e \times L \\
 &= (36500 \text{ hari})^{0,6} / (10 + (36500 \\
 &\text{hari})^{0,6}) \times 2.338 \times 0.0001489 \times \\
 &2000 \text{ mm} \\
 &= 0,98202 \times 2,338 \times 0,00014894 \times 12000 \text{ mm} \\
 &= 4,10343 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Keterangan :

t = umur rencana pembebanan (100 tahun = 36500 hari)

Cu = koefisien rangkai max (untuk fc' = 29.05 MPa nilai Cu = 2.338 RSNi T-12-2004

εe = regangan elastis sesaat akibat tegangan tegangan tetap ((0.7 x √fc)/Ec)

L = Panjang bentang (mm)

b. Akibat susut

$$\begin{aligned}
 \Delta_{sh} &= \epsilon_{cs} \cdot t \times L \\
 &= \frac{t}{35+t} \times \epsilon_{cs} \times L \\
 &= \frac{20}{35+20} \times 0,0001643 \times 12000 \text{ mm} \\
 &= 0,71695 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Keterangan :

t = umur beton yang dirawat basah dilokasi pekerjaan, terhitung sejak 7

hari (20 hari)

ϵ_{cs} = koefisien susut max (untuk $f_c' = 29.05$ MPa nilai $\epsilon_{cs} = 0.0001643$ RSNI T-12-2004)

L = Panjang bentang (mm)

c. Akibat perbedaan suhu

$$\begin{aligned}\Delta L &= L \times \alpha \times \Delta T \\ &= L \times \alpha \times (T_{max} - T_{min})/2 \\ &= 12000 \text{ mm} \times 0,00001/^\circ\text{C} \times \frac{40^\circ\text{C} - 27^\circ\text{C}}{2} \\ &= 0,78 \text{ mm}\end{aligned}$$

Keterangan :

α = Koefisien muai panjang beton ($10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$)

d. Total deformasi

$$\begin{aligned}\Delta_{expansion\ joint} &= \frac{\Delta_{cr} + \Delta_{sh} + \Delta_{sh}}{2} \\ &= \frac{4,10343 + 0,71695 + 0,78}{2} \\ &= 2,80019 \text{ mm}\end{aligned}$$

e. Jenis *Ekspansion Joint*

Karena pergerakan total memanjang maksimum yang terjadi kurang dari 20 mm, maka digunakan jenis *ekspansion joint asphaltic plug*.

BAB V PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

5.1. Perencanaan Abutment 1

Abutment adalah bangunan bawah yang terdapat di jembatan berfungsi menyalurkan beban mati maupun beban hidup dari bangunan atas ke pondasi jembatan dan menahan tekanan tanah serta beban-beban aksi lingkungan lainnya.

5.1.1. Desain Dimensi Abutment 1

Abutment terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, *pile cap* (*poer*), dinding abutment, longitudinal stopper, plat injak, dan wing wall. Analisis pembebanan meliputi beban hidup maupun mati, beban sendiri abutment, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat beban gempa.

Data-data perencanaan abutment :

Elevasi muka tanah asli : $\pm 2,977$ m

5.1.2. Pembebanan

1. Beban Sendiri Bangunan Atas

Tabel 5. 1 Beban Berat Sendiri Struktur Atas

Beban	Parameter Volume (m)			Unit	Berat Jenis	Berat (kN)	
	b	h	L		kN/m ³		
Pipa Sandaran	0.00116			2	8	77	1.4
Tiang Sandaran	0.2	0.2	1.25	8	25	25	10.0
Trotoar	1.65	0.25	7.5	2	25	25	154.7
Kerb	0.15	0.25	7.5	2	25	25	14.1
Lapisan Aspal + Overlay	14.3	0.07	7.5	1	22	22	165.2
Pelat Lantai	19.4	0.25	7.5	1	25	25	909.4
Balok Gelagar	0.031		7.5	11	77	77	196.8
Balok Diafragma	0.01198		0.933	30	77	77	25.8
Total berat sendiri struktur atas (Wms)							1477.339

2. Berat Sendiri Abutment

$L = \text{Lebar lantai kendaraan} + \text{lebar trotoir}$

Tabel 5. 2 Beban Berat Sendiri Abutment

Bagian		Parameter berat bagian (m)		γ kN/m ³	Berat/W Kn	Lengan Terhadap Alas		W.x kN.m	W.z kN.m
		Luas	L			x (m)	Y (m)		
ABUTMENT	A1	2.1472	19.4	25	1041.39	0.38	0.00	394.69	0.00
	A2	1.18031	19.4	25	572.45	1.30	0.20	746.48	115.63
	A3	0.1475	19.4	25	71.54	1.78	0.45	127.34	32.05
	A4	0.1053	19.4	25	51.07	2.10	0.55	107.45	27.99
	A5	0.0027	19.4	25	1.31	2.29	0.60	2.99	0.78
	A6	0.0048	19.4	25	2.33	0.98	0.97	2.29	2.25
PELAT INJAK	P1	0.9000	18.8	25	423.00	1.21	2.02	511.83	854.46
WINGWALL	W1	2.4383	0.3	25	18.29	1.84	0.825	33.61	15.09
	W2	0.4720	0.3	25	3.54	1.20	1.72	4.24	6.07
	W3	0.2318	0.3	25	1.74	0.88	1.855	1.52	3.23
Berat Abutment Wh =					2186.65			1932.45	1057.55

Letak titik berat terhadap titik O

$$X = \text{Momen X} = 1.13 \text{ m}$$

W total

$$Y = \text{Momen Y} = 2.07 \text{ m}$$

W total

Tabel 5. 3 Rekapitulasi Berat Sendiri

No	Jenis Konstruksi	Pms (kN)
1	Struktur Atas	1477.339
2	Struktur Bawah	2186.65
Pms		3663.9934

3. Beban Hidup

- Beban Terbagi Rata

Berdasarkan SNI 1725 – 2016 Pasal 8.3.1

Panjang bentang yang ditinjau pada abutmen adalah 29, 4 meter,

maka digunakan

$$q = 9 \text{ kPa} \\ = 9 \text{ kN/m}^2$$

Data Teknis :

q BTR		: 9 kN/m ²
q BGT		: 49 kN/m ²
Beban Pejalan Kaki	(qp)	: 5 kN/m ²
Jumlah lajur lalu lintas rencana	(ni)	: 5
Bentang jembatan yang ditinjau	(L)	: 7.5 m
Lebar lantai kendaraan	(B)	: 14.3 m
Lebar trotoar	(L trotoar)	: 1.65 m
Lebar lajur		: 2.75 m

Beban yang terjadi akibat beban merata (BTR) dan pejalan kaki (qp) yang diterima oleh satu abutment

$$P \text{ BTR} = ((ni \times 2,75m) \times BTR) + (B - (ni \times 2,75m) \times (\frac{1}{2}BTR) + (qp \times 2 \times 1,2 \text{ m})) \times \frac{1}{2} L \\ = 138.05 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 1725 – 2016 Pasal 8.3.1 beban lajur terpusat (BGT) tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan, dengan posisi arah melintang jembatan

$$P = 49 \text{ kN/m}^2 \\ DLA = 40\% \quad \text{untuk } L = 14.7 \text{ m} \\ P \text{ BGT} = (ni \times 2.75 \text{ m} \times BGT \times (1+DLA)) + (B - (ni \times 2.75 \text{ m}) \times 0.5BGT \times (1+DLA)) \\ = 485.925 \text{ kN}$$

Maka, rekapitulasi P total beban mati 4 lajur adalah :

$$P \text{ TD} = P \text{ BTR} + P \text{ BGT} \\ = 138.05 + 485.925 \\ = 623.975 \text{ kN}$$

4. Beban Pejalan Kaki

Berdasarkan SNI 1725-2016 pasal 8.9, beban pejalan kaki direncanakan 5 kN/m². Beban akan disalurkan seluas bidang trotoar dengan rumus:

$$P_{TP} = A \times q \text{ pejalan kaki}$$

Dimana,

$$A = \text{luas trotoar (m}^2\text{)}$$

$$q = \text{beban pejalan kaki (5 kN/m}^2\text{)}$$

Sehingga didapatkan beban pejalan kaki pada trotoar sebesar:

$$\text{Panjang Jembatan (L)} : 7.5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar Trotoar (b)} : 1.65 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah Trotoar (n)} : 2$$

$$\text{Luas Trotoar (A)} : 14.7 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 2$$

$$: 24.75 \text{ m}^2$$

$$P_{TP} = A \times q \text{ pejalan kaki}$$

$$= 24.75 \times 5$$

$$= 123.75 \text{ kN}$$

5. Gaya Rem

Gaya rem berdasarkan SNI-1725-2016 8.7, pada bentang 14,7 m maka,

Gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

- a. 25% dari beban gandar truk desain

$$P_{TB} = 25\% \text{ PTT}$$

$$= 28,125 \text{ kN}$$

- b. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi merata BTR

$$P^{TB} = 5\% \text{ PTT} + P_{BTR}$$

$$= 143.675 \text{ kN}$$

$$\text{Maka, } M^{TB} = 376.57218 \text{ kN}$$

6. Beban Angin

Terdapat dua beban angin yaitu beban angin melintang jembatan dan beban angin yang meniup kendaraan yang berjalan di atas jembatan. Beban angin dengan arah melintang jembatan dengan rumus:

$$Tew = 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

Tabel 5. 4 Beban Angin (V_w) Abutment

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

Berdasarkan SNI 1725 – 2016 didapat koefisien seret

$$C_w = 1,2$$

Beban angin, V_w (Tabel 5.3)

$$\text{Kondisi layan} = 25 \text{ m/s}$$

$$\text{Kondisi ultimit} = 30 \text{ m/s}$$

Luasan bidang yang terkena gaya akibat angin

$$\begin{aligned} Ab_1 &= \text{tinggi bangunan atas (ha)} \times \text{Panjang bentang (L)} \\ &= 1,25 \times 29,4 \\ &= 36,75 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur atas,

$$\begin{aligned} T_{ew} &= 0.0006 \times 1,25 \times (29,4 \text{ m/s})^2 \times Ab_1 \\ &= 23,823923 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} Y_{ew_1} &= \text{Tinggi pilecap} + \text{tinggi dinding abutment} + ha/2 \\ &= 1 + 2,297 + 0,625 \\ &= 3,922 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi

$$\begin{aligned} M_{ew_1} &= T_{ew_1} \times Y_{ew_1} \\ &= 28,823923 \times 3,922 \\ &= 93,437424 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Beban angin yang meniup kendaraan dihitung dengan rumus :

$$\begin{aligned} T_{ew} &= 0,0012 \times C_w \times V_{w_2} \\ &= 0,9 \end{aligned}$$

Tinggi bidang samping kendaraan, h_k : 1,5 m

Jarak antar roda kendaraan, x : 1,75 m

Gaya pada ebutment akibat transfer angin ke lantai jembatan

$$\begin{aligned} T_{ew_2} &= 2 \times (0.5 \times h_k)/x \cdot T_{ew} \cdot L \\ &= 5,787143 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} Y_{ew2} &= \text{Tinggi pilecap} + \text{tinggi dinding abutment} + h_a \\ &= 1 + 2,297 + 1,25 \\ &= 4,547 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} M_{ew2} &= T_{ew2} \times Y_{ew2} \\ &= 26,308 \end{aligned}$$

Tabel 5. 5 Rekapitulasi Beban Angin Total

Total beban angin pada abutment	$T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2}$	=	29,610 Kn
Total momen pada abutment	$M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2}$	=	119.745 kN.m

7. Tekanan Tanah Aktif

Beban akibat tekanan tanah berdasarkan SNI 1725-2016 pasal 7.4

Pada bagian tanah dibelakang dinding abutment yang dibebani lalu lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0.6 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut.

Dari data tanah didapatkan :

$$\begin{aligned} \text{Berat jenis tanah, } \gamma_t &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Tinggi timbunan, H} &= 2,297 \text{ m ; dari long stopper ke pile cap} \\ \text{sudut geser tanah, } \phi &= 4,5^\circ \\ \text{Lebar abutment (perkerasan)} &= 19,4 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,7

$$\begin{aligned} q &= 0.7 \text{ m} \times \gamma_t \\ &= 12,6 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_a &= \text{Tan}^2 (45^\circ - \phi/2) \\ &= 0,854 \end{aligned}$$

$$P_{Ta1} = q \times K_a \times H \times B$$

$$= 479,782 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta 2} &= 0.5 \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \times B \\ &= 787,186 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{total} &= P_{Ta 1} + P_{Ta 2} \\ &= 1266,968 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Ta 1} &= P_{Ta1} \times H/2 \\ &= 551,030 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Ta 2} &= P_{Ta2} \times H/3 \\ &= 602,722 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{total} &= M_{Ta 1} + M_{Ta 2} \\ &= 1153,752 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

8. Beban Tekanan Aktif Akibat Gempa

Pada perhitungan tekanan tanah aktif gempa. Diasumsikan tembok penahanan tanah bersifat sesuai dengan RSNI GEMPA JEMBATAN 2833-2013 Pasal 9.6

Perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa

$$\text{Tinggi timbunan (H)} = 0,67 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis tanah } (\gamma_t) = 18 \text{ kN.m}^3$$

$$\text{Sudut geser tanah } (\phi) = 4,5$$

$$\text{Rencana sudut geser tembok } (\delta) = 20^\circ$$

$$\text{Sudut kemiringan timbunan } (\alpha) = 0,00^\circ$$

$$\text{Sudut kemiringan tepi belakang tembok } (\beta) = 0,00^\circ$$

$$\text{koefisien tanah aktif (K}_a) = 0.854$$

$$\text{koefisien gempa horizontal (K}_h) = A_s \times 0,5$$

$$= 0,181$$

$$\text{Sudut geser tanah nominal } (\theta) = \text{Tan}^{-1} \times K_h$$

$$= 10,647^\circ$$

Koefisien Tekanan tanah dinamis (K_{ae})

$$M = \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \delta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\beta - \alpha)}} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,000 + 0,415 \times (-0,107) \\
 &\quad 0,910 \times 1,000 \\
 &= 1,000 + (-0,047) \\
 &= 0,909
 \end{aligned}$$

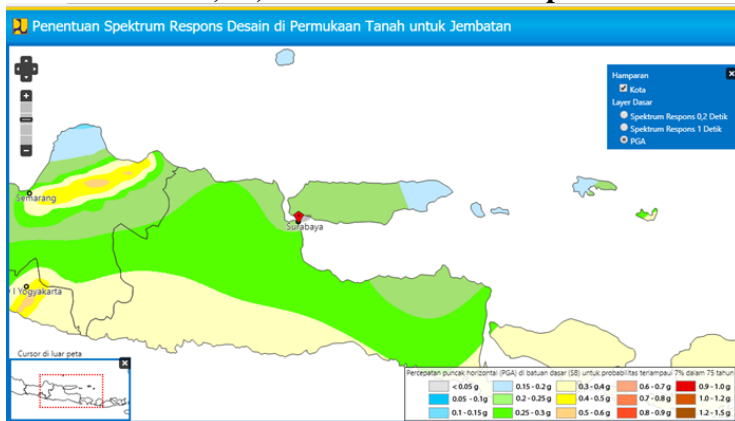
$$\begin{aligned}
 K_{ae} &= \frac{\cos 2(\theta - \theta - \beta)}{\mu \cos \theta \cos 2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \\
 &= \frac{0,989}{0,909 \times 0,983 \times 1,000 \times 0,965} \\
 &= 1,146
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{ae} &= \gamma_t \times H^2 / 2 \times (1 - K_v) \times K_{ae} \\
 &= 54,443
 \end{aligned}$$

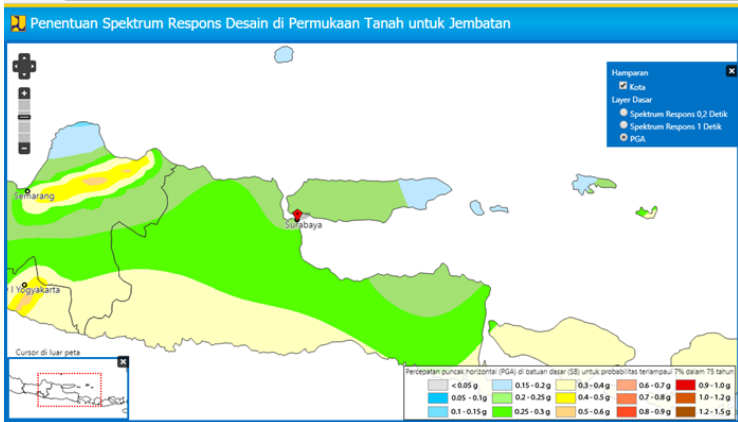
Dari hasil diatas dikalikan dengan lebar abutment sebesar 19,4 m

$$\begin{aligned}
 E_{ae} &= 54,443 \times 19,4 \text{ m} \\
 &= 1055,998
 \end{aligned}$$

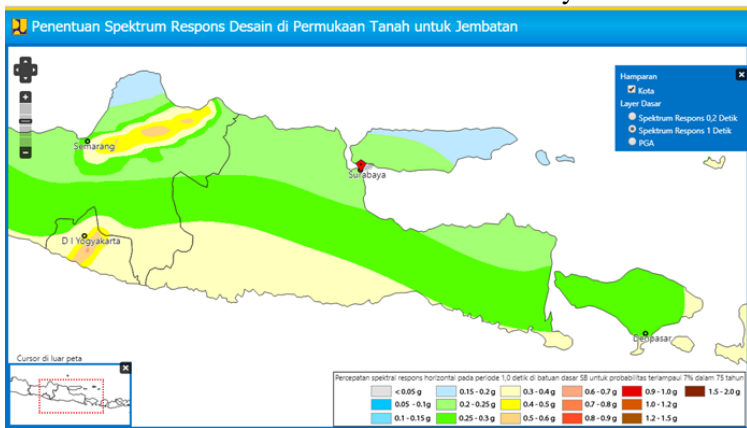
Menentukan PGA, Ss, dan S1 dari Peta Gempa 2010



Gambar 5. 1 Nilai PGA kota Surabaya



Gambar 5. 2 Nilai Ss kota Surabaya



Gambar 5. 3 Nilai di kota Surabaya
Menentukan Kelas Situs Berdasarkan Data Tanah

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{N} \right)}$$

$$N = \frac{\sum ti}{\sum (ti/N)} = \frac{30}{77.979} = 0.38$$

Tabel 5. 6 Kelas Situs Berdasarkan Nilai N-SPT

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa			
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3 m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Menentukan faktor situs

Tabel 5. 7 Faktor Amplifikasi untuk Periode 0 dt & 0.2 dt
(F_{PGA}/F_a)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0.25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0.5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0.75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1.0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Tabel 5. 8 Nilai PGA, S_s , dan S_1 Berdasarkan Pusjatan

PGA	S_s 0,2	S_1 (1)
0.25	0.5	0.25

Interval Fa	
0.500	1.70
Interval F PGA	
0.2	1.7
0.25	1.45
0.3	1.2

Didapat nilai FPGA = 1.5 dan Fa = 1.6 dengan menggunakan interpolasi.

Tabel 5. 9 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 dt (Fv)

Kelas situs	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Interval Fv	
0.2	3.2
0.25	3.00
0.3	2.8

Didapatkan nilai Fv = 2.6 dengan menggunakan interpolasi.

Tabel 5. 10 Nilai FPGA, Fa, dan Fv

F PGA	Fa	Fv
1.45	1.70	3.00

S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) = 0.5

S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) = 0.25

Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (Fa) = 1.7

Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (Fv) = 3.0

Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek
(S_d) = $F_a S_s = 0.85$

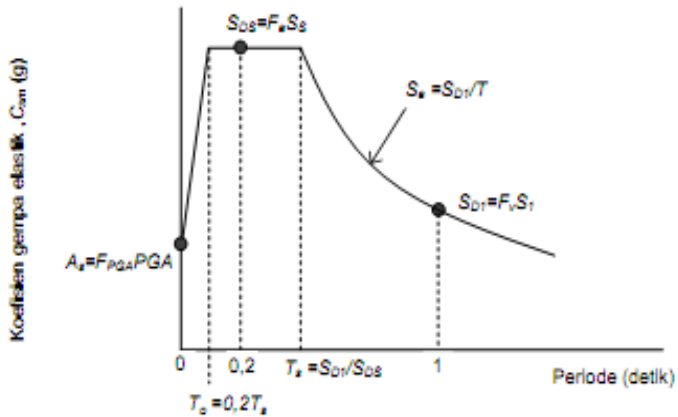
Parameter spektrum respons percepatan pada periode 1 detik
(S_{d1}) = $F_v S_1 = 0.75$

$$PGA = 0.25$$

$$F PGA = 1.5$$

$$A_s = F PGA \times PGA = 0.3625$$

Menghitung Respons Spektra



Grafik 5. 1 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1.45 \times 0.25 \\ &= 0.363 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_a \\ &= 1.7 \times 0.5 \\ &= 0.85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 3.0 \times 0.25 \\ &= 0.75 \end{aligned}$$

Menentukan Respon Gempa Elastik

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{D2}} = \frac{0.75}{0.85} = 0.882$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0.2 \times T_s \\ &= 0.2 \times 0.882 \\ &= 0.176 \end{aligned}$$

$$T = 0.2$$

Syarat-syarat penentuan C_{sm} :

- $T < T_0$

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

- $T_0 < T < T_s$
- $$C_{SM} = S_{DS}$$
- $T_s < T$
- $$C_{sm} = \frac{SD1}{T}$$

Maka, digunakan syarat $2 C_{sm} = 0.85$

Tabel 5. 11 Hubungan Elemen Struktur

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

$$R = 0.8$$

Maka, didapat R sebesar 0.8 sehingga beban gempa akibat bangunan atas sebesar :

$$W_t = \text{Berat sendiri bangunan atas} + \text{Beban mati tambahan} = 1527.62 \text{ kN}$$

$$Eq1 = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t = 1623.099 \text{ kN}$$

Tabel 5. 12 Kategori Kepentingan Bangunan

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

$$R = 1.5$$

Maka, didapat R sebesar 1.5 sehingga beban gempa akibat bangunan atas sebesar :

$$\begin{aligned} W_t &= \text{Beban mati tambahan} \\ &= 2186.654 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{q2} &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= 1239.104 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sehingga beban gempa total yang terjadi adalah

$$\begin{aligned} \text{Total } E_q &= E_{q1} + E_{q2} \\ &= 2862.203 \text{ kN} \end{aligned}$$

9. Perhitungan Gaya Aksial

Tabel 5. 13 Perhitungan Momen dan Gaya Dipusatkan pada
Center Poer

URAIAN	V	Hx	Hy	Mx	My	x	y	z
	kN.	Kn	Kn	kN.m	kN.m			
Beban Tetap								
Struktur atas	1477.339225							
Struktur abutment	2186.65			2186.65		1.13		
Tek. Tanah Aktif 1		479.782		551.030				2.30
Tek. Tanah Aktif 2		787.186		602.722				0.77
Pengaruh beban hidup								
BTR +BGT	623.975							
Pejalan kaki	123.75							
Beban Rem		143.675		376.572				
Beban Angin			29.610		119.745			
Aksi Lingkungan								
Eq Struktur Atas		1569.673	1569.673	3605.539	3605.539			
Eq Struktur Bawah		1239.104	1239.104	2562.053	2562.053			2.07
Eq. Tek. Tanah dinamis		1055.998		2425.629				0.69

Kombinasi Beban

Kombinasi 1 (MS + MA + TP + TD + TA)

Tabel 5. 14 Kombinasi Beban 1 Beban Tegangan Kerja pada Abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN.	kN.	kN.	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.0	3663.99			2186.654208	
2	Pejalan kaki	1.0	123.75				
3	Beban lajur	1.0	623.975				
5	Tek. Tanah	1.0		1266.968		1153.752	
Total			4411.72	1266.968		3340.405977	

Kombinasi 2 (MS + MA + TB + TD + TA)

Tabel 5. 15 Kombinasi Beban 2 Beban Tegangan Kerja pada Abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN.	kN.	kN.	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.0	3663.993			2186.654	
2	Beban Rem	1.0		143.675		376.572	
3	Beban lajur	1.0	623.975				
4	Tek. Tanah	1.0		1266.968		1153.752	
Total			4287.968	1410.643		3716.978	

Kombinasi 3 (MS + MA + TB + TD + TA + EW)

Tabel 5. 16 Kombinasi Beban 3 Beban Tegangan Kerja pada Abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN.	kN.	kN.	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.0	3663.993			2186.654	
2	Beban Rem	1.0		143.675		376.572	
3	Beban lajur	1.0	623.975				
4	Tek. Tanah	1.0		1266.968		1153.752	
5	Beban Angin	1.0			29.610		119.745
Total			4287.968	1410.643	29.610	3716.978	119.745

Kombinasi 4 (D + Ex + 30% Ey + Taq)

Tabel 5. 17 Kombinasi Beban 4 Beban Tegangan Kerja pada Abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN.	kN.	kN.	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.0	3663.993			2186.654	
2	Beban Gempa	1.0		2808.777	842.633	6167.592	1850.277
3	Tek.Dinamis Axial Gempa	1.0		1055.998		2425.629	
Total			3663.993	3864.775	842.633	10779.874	1850.277

Kombinasi 5 (D +30% Ex + Ey + Taq)

Tabel 5. 18 Kombinasi Beban 5 Beban Tegangan Kerja pada Abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.0	3663.993			2186.654	
2	Beban Gempa	1.0		842.633	2808.777	1850.277	6167.592
3	Tek.Dinamis Axial Gempa	1.0		1055.998		2425.629	
Total			3663.993	1898.632	2808.777	6462.560	6167.592

Konfigurasi Tiang Pancang

X = Jarak tiang pancang terhadap sumbu X (m)
= 1.2 m

Y = jarak tiang terhadap sumbu Y (m)
= 2.63 m

N = Jumlah tiang pancang
= 16

Beban maksimum pada kelompok tiang

$$P_{maks} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My_{maks}}{ny \Sigma y^2}$$

Keterangan :

Pu = Gaya aksial yang terjadi

My = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu Y

Mx = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu X

Xmax = Jarak tiang antar sumbu X terjauh

Y maks = Jarak tiang arah sumbu Y terjauh

Σx^2 = Jumlah kuadran X

Σy^2 = Jumlah kuadran X

Nx = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

Ny = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

Np = Jumlah tiang

Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang abutment

Tabel 5. 19 Kemampuan Gaya Aksial per Tiang Abutment

No	x	y	x ²	y ²	Komb.1	Komb.2	Komb.3	Komb.4	Komb.5
1	-0.6	-9.205	0.360	84.732	222.811	209.111	196.637	173.858	-515.843
2	-0.6	-6.575	0.360	43.231	237.931	225.936	213.462	222.653	-486.590
3	-0.6	-4	0.360	15.563	253.052	242.761	230.287	271.449	-457.337
4	-0.6	-1.315	0.360	1.729	268.172	259.586	247.112	320.244	-428.084
5	-0.6	1.315	0.360	1.729	283.293	276.411	263.937	369.040	-398.831
6	-0.6	3.945	0.360	15.563	298.413	293.236	280.762	417.835	-369.578
7	-0.6	6.575	0.360	43.231	313.533	310.061	297.587	466.630	-340.326
8	-0.6	9.205	0.360	84.732	328.654	326.886	314.412	515.426	-311.073
9	0.6	-9.205	0.360	84.732	222.811	209.111	221.584	173.858	769.072
10	0.6	-6.575	0.360	43.231	237.931	225.936	238.409	222.653	798.325
11	0.6	-4	0.360	15.563	253.052	242.761	255.234	271.449	827.578
12	0.6	-1.315	0.360	1.729	268.172	259.586	272.059	320.244	856.831
13	0.6	1.315	0.360	1.729	283.293	276.411	288.884	369.040	886.084
14	0.6	3.945	0.360	15.563	298.413	293.236	305.709	417.835	915.336
15	0.6	6.575	0.360	43.231	313.533	310.061	322.534	466.630	944.589
16	0.6	9.205	0.360	84.732	328.654	326.886	339.359	515.426	973.842
			5.760	581.020					

Dari perhitungan ton gaya aksial yang terjadi pada 1 pilar tiang pancang didapatkan daya aksial terbesar yang diterima adalah 973,84. Selanjutnya gaya aksial yang terjadi harus lebih kecil dari daya dukung tanah.

$$P \text{ Cabut} = -515.843$$

$$P \text{ Sementara} = 973.842 = 97.38423447 \text{ ton}$$

$$P \text{ maks tetap} = 339.359 = 33.936 \text{ ton}$$

5.1.3. Perhitungan Daya Dukung Tanah

Nama lokasi = Jalan Ratna Surabaya

Titik = S1

Luas konus = 10cm^2

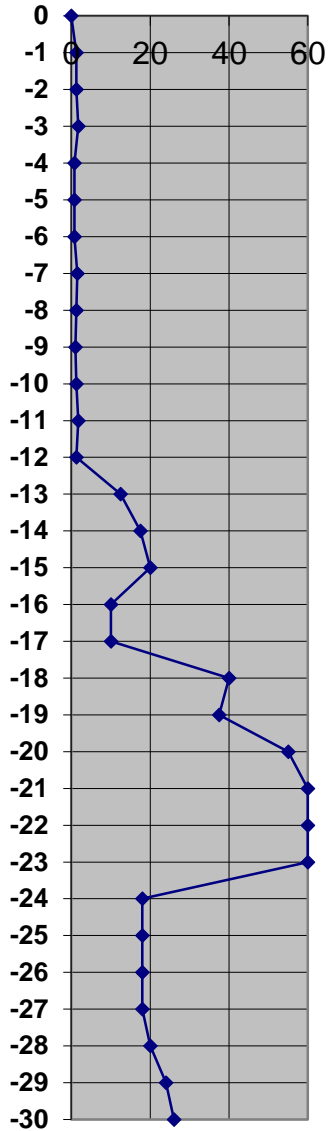
Luas piston = 10cm^2

Luas mantel (selimut) = 100cm^2

Tabel 5. 20 Nilai Konvensi Sondir ke SPT

Kedalaman	Nilai	NILAI
	Konus	N-SPT
(m)	kg/cm^2	(N)
0		0
1	5	1
2	5	1
3	7	2
4	3	1
5	3	1
6	3	1
7	6	2
8	5	1
9	4	1
10	5	1
11	7	2
12	5	1
13	25	13

14	35	18
15	40	20
16	40	10
17	40	10
18	80	40
19	75	38
20	110	55
21	150	> 60
22	160	> 60
23	170	> 60
24	-	18
25	-	18
26	-	18
27	-	18
28	-	20
29	-	24
30	-	26



Grafik 5. 2 Grafik N SPT

- $Q_u = R_t + R_f$ (Ton)
 $R_t = q_d \times A_p$ tiang (Ton)
 $R_f = \sum l_i \cdot f_i \times A_s$ tiang (Ton)
 $q_d = (q_d/N) \times N$ rata-rata
 $q_d/N =$ (diagram q_d/N , Mekanika Tanah dan Teknik pondasi, Ir. Suyono Sosrodarsno, Kazuto N)
 $I =$ Nilai penetrasi/ Diameter tiang pancang
 $l_i =$ Panjang segmen yang ditinjau (m)
 $f_i =$ Gaya geser pada selimut tiang
 $= N/5 (\leq 10)$ Tanah Berpasir
 $= N (12)$ Tanah Kohesif

Data Perencanaan Tiang Pancang:

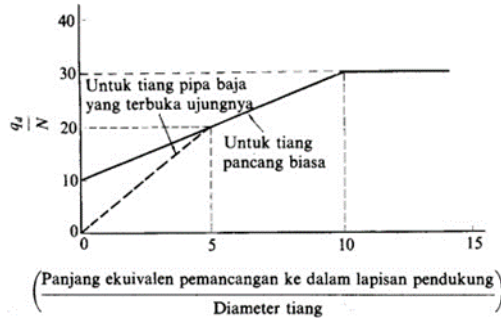
1. Mencari panjang ekuivalen dari penetrasi tiang:
 - a. Harga N pada ujung tiang $N_1 = >60$
 - b. Harga N rata-rata pada jarak $4D$ dari ujung tiang

$$N_2 = \frac{60+60+60}{3}$$

$$N_2 = 60$$
 - c.
$$N = \frac{N_1+N_2}{2}$$

$$N = 60$$
 - d. Gambar cara menentukan panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung

2. Daya dukung pada ujung tiang : karena menggunakan spun pile (tiang pancang piasa) maka dipakai garis lurus penuh pada gambar berikut :



Gambar 5. 4 Diafragma Perhitungan dari Intensitas Daya Dukung Ultimate Tanah pada Pindasi pada Ujung Tiang

$$\frac{l}{D} = \frac{0.89}{0.5}$$

$$\frac{qD}{N} = N$$

$$qd = 13.56 \cdot N$$

$$qd = 13.56 \cdot 60 = 813,60 \text{ ton/m}^3$$

Daya dukung ujung tiang :

$$R_t = 813,60 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi D^2 = 159,75 \text{ ton}$$

3. Gaya geser maksimum dinding tiang : Harga rata-rata N bagi lapisan-lapisan tanah didapat dari data gambar hasil SPT tanah dan f_1 yang sesuai dengan harga rata-rata N dapat diperoleh dengan melihat pada tabel berikut :

Tabel 5. 21 Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang
(Satuan: t/m²)

Jenis tiang tanah pondasi	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah kohesif	c atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

Selanjutnya gaya geser maksimum dinding tiang dapat diperkirakan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} R_f &= \text{Keliling penampang} \times \Sigma l_i \cdot f_i \\ &= 3.14 \times 0.5 \times 59.50 \\ &= 177,50 \end{aligned}$$

Daya Dukung Ultimate

$$\begin{aligned} R_u &= R_f + R_t \\ &= 159,75 + 177,50 \\ &= 337,25 \text{ ton} \end{aligned}$$

4. Daya Dukung yang Diijinkan

- a. Untuk Beban Sementara

$$\begin{aligned} (R_y/R_f) - W_p &= 337,25/2 - 9,04 \\ &= 159,59 \text{ ton} \end{aligned}$$

- b. Untuk Beban Tetap

$$\begin{aligned} (R_y/R_f) - W_p &= 337,25/3 - 9,04 \\ &= 103,38 \text{ ton} \end{aligned}$$

Tabel 5. 22 Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiap Meter

Depth (m)	Jenis Tanah	N rata 2	f _i	l _i *tebal	Σ (l _i x f _i)	N ₂ (4D)	N	Nilai Penetrasi	I	qd/N
			(t/m ²)	(t/m)						
0	Lanau Berlempung Berpasir, Abu-abu	0	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00	10
-1	Lanau Berlempung Berpasir, Abu-abu	1	0,63	0,63	0,63	0,00	0,63	1,00	2,00	14
-2	Lanau Berlempung Berpasir, Abu-abu	1	0,63	0,63	1,25	0,83	1,04	0,00	0,00	10
-3	Lempung Berlanau, Abu-abu	2	0,88	0,88	0,88	1,42	1,58	0,00	0,00	10
-4	Lempung Berlanau, Abu-abu	1	0,38	0,38	1,25	1,25	1,00	0,67	1,34	12,68
-5	Lempung Berlanau, Abu-abu	1	0,38	0,38	1,63	1,08	0,92	0,00	0,00	10
-6	Lempung Berlanau, Abu-abu	1	0,38	0,38	2,00	0,75	0,75	0,00	0,00	10
-7	Lempung Berlanau, Abu-abu	2	0,75	0,75	2,75	1,00	1,25	0,67	1,34	12,68
-8	Lempung Berlanau, Abu-abu	1	0,63	0,63	3,38	1,17	1,21	0,00	0,00	10
-9	Lempung Berlanau, Abu-abu	1	0,50	0,50	3,88	1,25	1,13	0,67	1,34	12,68
-10	Lempung Berlanau, Abu-abu	1	0,63	0,63	4,50	1,17	1,21	0,00	0,00	10

-11	Lempung Berlanau, Abu-abu	2	0,88	0,88	5,38	1,33	1,54	0,67	1,34	12,68
-12	Lempung Berlanau, Abu-abu	1	0,63	0,63	6,00	1,42	1,33	0,66	1,32	12,64
-13	Lempung Berlanau, Abu-abu	13	6,25	6,25	12,25	5,17	8,83	0,67	1,33	12,66
-14	Lempung Berlanau, Abu-abu	18	8,75	8,75	21,00	10,42	13,96	1,20	2,40	14,8
-15	Lempung Berlanau, Abu-abu	20	10,00	10,00	31,00	16,67	18,33	0,67	1,34	12,68
-16	Lempung Berlanau, Abu-abu	10	5,00	5,00	36,00	15,83	12,92	0,17	0,33	10,66
-17	Lempung Berlanau, Abu-abu	10	5,00	5,00	41,00	13,33	11,67	0,34	0,67	11,34
-18	Lempung Berlanau, Abu-abu	40	12,00	12,00	53,00	20,00	30,00	0,74	1,48	12,96
-19	Lempung Berlanau, Abu-abu	38	12,00	12,00	65,00	29,17	33,33	0,00	0,00	10
-20	Lempung Berlanau, Abu-abu	55	12,00	12,00	77,00	44,17	49,58	0,75	1,50	13
-21	Lempung Berlanau, Abu-abu	> 60	12,00	12,00	89,00	50,83	55,42	0,60	1,20	12,4
-22	Lempung Berlanau, Abu-abu	> 60	12,00	12,00	101,00	58,33	59,17	0,00	0,00	10
-23	Lempung Berlanau, Abu-abu	> 60	12,00	12,00	113,00	60,00	60,00	0,89	1,78	13,56
-24	Lempung Berlanau, Abu-abu	18	9,00	9,00	122,00	46,00	32,00	0,63	1,25	12,5

-25	Lempung Berlanau, Abu-abu	18	9,00	9,00	131,00	32,00	25,00	0,00	0,00	10
-26	Lempung Berlanau, Abu-abu	18	9,00	9,00	140,00	18,00	18,00	0,00	0,00	10
-27	Lempung Berlanau, Abu-abu	18	9,00	9,00	149,00	18,00	18,00	0,00	0,00	10
-28	Lempung Berlanau, Abu-abu	20	10,00	10,00	159,00	18,67	19,33	0,67	1,33	12,66
-29	Lempung Berlanau, Abu-abu	24	12,00	12,00	171,00	20,67	22,33	0,84	1,67	13,34
-30	Lempung Berlanau, Abu-abu	26	12,00	12,00	183,00	23,33	24,67	1,17	2,34	14,68

Tabel 5. 23 Lanjutan Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiap Meter

qd	Rt	Rf	wp	Qu (Ton)	P ijin tiang (Ton)	P ijin tiang (Ton)	6	t/N
					2	3		
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0
8,75	1,72	0,98	0,00	2,70	1,35	0,90	0,45	0,8
10,42	2,05	1,96	0,79	4,01	1,22	0,55	-0,12	1,6
15,83	3,11	1,37	1,18	4,48	1,06	0,32	-0,43	1,714285714
12,68	2,49	1,96	1,57	4,45	0,65	-0,09	-0,83	5,333333333
9,17	1,80	2,55	1,97	4,35	0,21	-0,51	-1,24	6,666666667
7,50	1,47	3,14	2,36	4,61	-0,05	-0,82	-1,59	8
15,85	3,11	4,32	2,75	7,43	0,96	-0,27	-1,51	4,666666667
12,08	2,37	5,30	3,14	7,67	0,69	-0,59	-1,87	6,4
14,27	2,80	6,09	3,54	8,89	0,91	-0,57	-2,06	9
12,08	2,37	7,07	3,93	9,44	0,79	-0,78	-2,36	8
19,55	3,84	8,44	4,32	12,28	1,82	-0,23	-2,28	6,285714286

16,85	3,31	9,42	4,72	12,73	1,65	-0,47	-2,59	9,6
111,83	21,96	19,24	5,11	41,20	15,49	8,62	1,76	1,04
206,58	40,56	32,99	5,50	73,55	31,27	19,01	6,76	0,8
232,47	45,64	48,69	5,90	94,34	41,27	25,55	9,83	0,75
137,69	27,04	56,55	6,29	83,58	35,50	21,57	7,64	1,6
132,30	25,98	64,40	6,68	90,38	38,51	23,45	8,38	1,7
388,80	76,34	83,25	7,07	159,59	72,72	46,12	19,52	0,45
333,33	65,45	102,10	7,47	167,55	76,31	48,38	20,46	0,506666667
644,58	126,56	120,95	7,86	247,51	115,90	74,64	33,39	0,363636364
687,17	134,92	139,80	8,25	274,73	129,11	83,32	37,53	0,35
591,67	116,17	158,65	8,65	274,82	128,77	82,96	37,16	0,366666667
813,60	159,75	177,50	9,04	337,25	159,59	103,38	47,17	0,383333333
400,00	78,54	191,64	9,43	270,18	125,66	80,63	35,60	1,333333333
250,00	49,09	205,77	9,83	254,86	117,61	75,13	32,65	1,388888889
180,00	35,34	219,91	10,22	255,25	117,41	74,87	32,32	1,444444444

178

180,00	35,34	234,05	10,61	269,39	124,08	79,19	34,29	1,5
244,76	48,06	249,76	11,00	297,82	137,90	88,27	38,63	1,4
297,93	58,50	268,61	11,40	327,10	152,15	97,64	43,12	1,208333333
362,11	71,10	287,46	11,79	358,56	167,49	107,73	47,97	1,153846154

Gaya tarik tiang yang diizinkan adalah suatu harga yang diperoleh dengan membagi gaya tarik maksimum sebuah tiang dengan suatu faktor keamanan (*safety factor*) tertentu, di sini faktor keamanan ditetapkan sebesar 6.

P Cabut Maks = 107,73 ton

Kapasitas Cabut = 47,17 ton

Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan koefisien. Perhitungan efisiensi tiang kelompok sebagai berikut :

Perhitungan efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus Seiler Keeney :

$$\begin{aligned}\eta &= \left(1 - \frac{36s(m+n-2)}{(75s^2-7)(m+n-1)} + \frac{0.3}{m+n}\right) \\ &= \left(1 - \frac{36s(m+n-2)}{(75s^2-7)(m+n-1)} + \frac{0.3}{m+n}\right) \\ &= 0,840478\end{aligned}$$

Dimana :

M = Jumlah tiang dalam satu kolom = 2 buah

N = Jumlah tiang dalam satu baris = 16 buah

S = jarak antar tiang = 2,63

Kontrol kekuatan tiang pancang

Daya dukung 1 vertikal kelompok tiang

= η x jumlah pile x daya dukung tiang

= 0,840 x 16 x 337,250

= 4659,985 ton

Daya dukung vertikal kelompok tiang > Pu

4659,985 ton > 1770,428 ton (OK)

Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Kontrol Terhadap Gaya Aksial Vertikal

Dari tabel Gaya Aksial per tiang dapat diketahui gaya aksial terbesar yang terjadi pada tiang adalah sebagai berikut:

$P_{aksial} = 105,736 \text{ ton}$

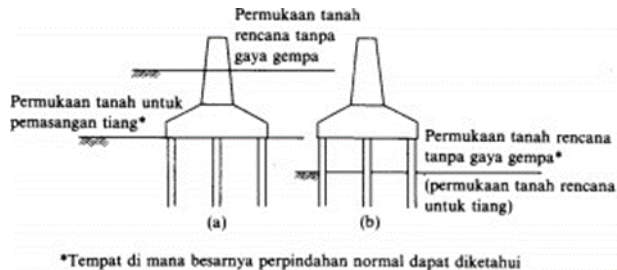
Kontrol: $P_{aksial} < P_{bahan}$

$105,736 \text{ ton} < 252,7 \text{ ton (OK)}$

Kontrol Terhadap Beban Horizontal

Untuk mengamati gaya penahan mendatar pada tiang dipakai suatu cara untuk menentukan daya dukung yang diizinkan berdasarkan tegangan didalam tubuh tiang dan besarnya pergeseran pada kepala tiang. Pada cara ini tiang dihitung sebagai suatu gelagar diatas pondasi yang elastis yang dinyatakan dengan tegangan pada tubuh tiang, besarnya pergeseran pada kepala tiang dan koefisien reaksi lapisan tanah dibawahnya.

Bila besarnya pergeseran yang diizinkan pada kepala tiang adalah besaran yang paling maksimum dari bangunan diatasnya, suatu gaya yang lebih kecil yang berasal dari gaya mendatar yang ditetapkan berdasarkan besarnya pergeseran ini, dan gaya mendatar ketika tegangan dalam tubuh tiang mencapai tegangan yang diizinkan, inilah yang disebut daya dukung (*bearing capacity*). Berikut ini adalah detail perhitungan untuk tiang yang terbenam di dalam tanah:



Gambar 5. 5 Cara Menentukan Permukaan Tanah Rencana Tiang

$$H_a = \frac{k \cdot D}{\beta} \delta \alpha$$

Keterangan :

H_a = Daya dukung mendatar yang diizinkan (kg)

K = Koefisien reaksi lapisan tanah dibawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m^3)

D = Diameter tiang (cm)

$\delta \alpha$ = Besarnya pergeseran normal (cm)

β = Nilai karakteristik tiang

Mencari Koefisien Reaksi Tanah Dasar (k)

$$K = 0.2 \cdot E_o \cdot D^{-0.75} \cdot \delta \alpha^{-0.5}$$

$$\begin{aligned}
 E_o &= 28 \text{ N SPT min} \\
 &= 28 \cdot 23 \\
 &= 656,174 \text{ kg/cm}^2 \\
 D^{-0.75} &= 50^{-0.75} \\
 &= 0,0532 \text{ (cm)} \\
 \delta a^{-0.5} &= 1^{-0.5} \\
 &= 1 \text{ cm} \\
 K &= 0.2 \cdot E_o \cdot D^{-0.75} \cdot -0.5 \\
 &= 0.2 \cdot 656,174 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0,0532 \cdot 1 \\
 &= 6,979454059 \text{ kg/cm}^3
 \end{aligned}$$

Mencari Nilai Karakteristik Tiang

$$\begin{aligned}
 \beta &= \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}} \\
 &= 0,00541 \\
 K &= 3.872 \text{ kg/cm}^3 \\
 D &= 50 \text{ cm} \\
 E &= 4700 \cdot f_c^{0.5} \cdot 10 \\
 &= 4700 \cdot 49,8^{0.5} \cdot 10 \\
 &= 331674.841 \text{ kg/cm}^2 \\
 I &= \pi/64 \cdot D^4 \\
 &= \pi/64 \cdot 50^4 \\
 &= 306796.158 \text{ cm}^4 \\
 Ha &= \frac{k \cdot D}{\beta} \delta a \\
 &= 644,910 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Mencari Gaya-gaya Horizontal yang Bekerja

a. Gaya-gaya horizontal (H_x) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya:

Tabel 5. 24 Gaya-gaya Horizontal Searah Sumbu X pada Beban Sementara

Beban (H_x)	Gaya (Kn)
Beban Rem	143.675
Beban 100% akibat Gempa (Struktur Atas + Abutment)	2808.777
Tekanan Tanah Dinamis Gempa	1055.998
Total	3864.775

b. Gaya-gaya horizontal (H_y) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu y, diantaranya:

Tabel 5. 25 Gaya-gaya Horizontal Searah Sumbu Y pada Beban Sementara

Beban (H_y)	Gaya (kN)
30% Beban Gempa struktur atas	470.902
30% Beban Gempa abutment	371.7312153
Beban Angin	29.610
Total	872.2427302

Kontrol Daya Dukung Horizontal yang bekerja

Total beban horizontal yang bekerja :

$$H = (H_x^2 + H_y^2)^{0.5}$$

$$H = 3961.981418 \text{ kN}$$

Beban horizontal yang diterima per tiang:

$$H \text{ tiang} = \frac{6121.53852}{16}$$

$$H \text{ tiang} = 247.6238386 \text{ kN}$$

$$H \text{ per tiang} < H_a$$

$$247,6238386 \text{ kN} < 644,910 \text{ kN}$$

Kontrol Momen

$$\begin{aligned} \text{Momen pada Tiang Pancang} &= 0.2079 \frac{H}{2\beta} \\ &= 47,57 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen yang terjadi} &< \text{Momen Ultimate} \\ 47,57 \text{ kN.m} &< 170 \text{ kN.m} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

5.1.4. Kontrol Stabilitas Abutment

Pada kontrol stabilitas abutment terdiri dari kontrol stabilitas guling dan kontrol stabilitas geser.

5.1.4.1. Kontrol Stabilitas Guling

Titik guling berada di ujung *pilecap*.

a. Momen Penahan Guling

Letak titik guling A pada abutment.

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} > 1.1$$

Berat tanah timbunan di atas *pile cap*

Tabel 5. 26 Berat Timbunan Tanah di atas Pile Cap

Segmen	H m	B m	L m	Volume m ³	Berat (kN)	x m	Momen kN.m
1	1.631	1.495	19.35	47.18	849.28	2.947	2502.8151
2	0.169	2.795	19.35	9.14	164.52	2.297	377.9053
3	0.231985		19.35	4.49	80.80	1.089	87.991609
						Total	2968.712

Rekapitulasi Momen Penahan Abutment

Tabel 5. 27 Rekapitulasi Momen Penahan Abutment

Gaya Penahan	V kN	lengan m	Faktor Ultimit	Momen kN.m
Beban Bangunan Atas	1477,339225	3.1	1.3	5953,677078
Beban Abutment	2186.65	3.1	1.3	8812.2165
Beban tanah poer 1	849.28	2.947	1.25	3128.5189
Beban tanah poer 2	164.52	2.297	1.25	472.38163
Beban tanah poer 3	80.80	1.089	1.25	109.98951
Beban tanah poer 4	0.00	0	1.25	0
Total				18476,78353

b. Momen Penyebab Guling

Rekapitulasi Momen Penahan Abutment

Tabel 5. 28 Rekapitulasi Momen Penahan Abutment

Gaya Guling	V kN	lengan m	Faktor Ultimit	Momen kN.m
Tekanan tanah aktif 1	479.7822862	1.149	1.25	688.78744
Tekanan tanah aktif 2	787.185651	0.77	1.25	753.40227
Total				1442.1897

Kontrol Stabilitas,

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} > 1.1$$

$$\frac{18676.78}{1442.19} > 1.1$$

$$12,81161791 > 1.1$$

OK

5.1.5. *Pile Cap*

Perhitungan analisis *pile cap* berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (*ultimate*). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada tiang pancang, berikut ini adalah analisa perencanaan *pile cap*.

5.1.5.1. Analisa Pembebanan *Pile Cap*

Perhitungan Gaya dan Momen pada Center *Pile Cap*

Tabel 5. 29 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center *Pile Cap*

No	URAIAN	V	Hx	Hy	x	y	z	Mx	My
		kN	kN	kN	m	m	m	kN.m	kN.m
I	Beban Tetap								
	Struktur Atas	1477,339225							
	Abutment (Struktur Bawah)	2186.65			1.13			2186.65	
	Tek. Tanah Aktif 1		479.78					551.0299557	
	Tek. Tanah Aktif 2		787.19					602.72	
II	Peng. Beban Hidup								
	BTR + BGT	623.98							
	Pejalan Kaki	123.75							
	Beban Rem		143.68					376.572175	
	Beban Angin			29.61					119.745067

III	Aksi Lain (Gempa)								
	Eq Struktur Atas		1569,67	1569,67				3605,538713	3605,538713
	Eq Abutment (Struktur Bawah)		1239,10	1239,10				2562,052847	2562,052847
	Eq Tek. Tanah Dinamis		1056,00					2425,62852	

Kombinasi 1 (1.3D + 2L + 2Tb + 1.2 Tew + 1.25 Ta)

Tabel 5. 30 Kombinasi 1

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN	Hx kN	Hy kN	Mx kN.m	My kN.m
1	Berat sendiri	1.30	4763,19			2842.65	
2	Tekanan Aktif	1.25		1583.71		1442.19	
3	Beban lajur	2.00	1247.95				
4	Beban rem	2.00		287.35		753.14	
5	Beban angin	1.20			35.53		143.69
	Total		6076.51	1871.06	35.53	5037.98	143.69

Kombinasi 2 (1.3D + 30%Ex + Ey)

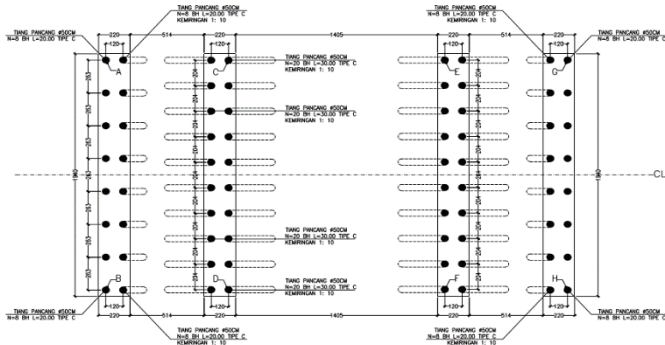
Tabel 5. 31 Kombinasi 2

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN	Hx kN	Hy kN	Mx kN.m	My kN.m
1	Berat sendiri	1.30	4828.56			2842.65	
2	Beban gempa	1.00		1464.15	4880.49	3282.91	10943.04
3	Tek. Tanah Dinamis	1.00		1056.00		2425.63	
	Total		4828.56	2520.15	4880.49	8551.2	10943.04

Kombinasi 3 (1.3D + Ex + 30%Ey)

Tabel 5. 32 Kombinasi 3

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN	Hx kN	Hy kN	Mx kN.m	My kN.m
1	Berat sendiri	1.30	4828.56			14225.9	
2	Beban gempa	1.00		4880.49	1464.15	10943.04	3282.91
3	Tek. Tanah Dinamis	1.00		1056.00		2425.63	
	Total		4828.56	5936.49	1464.15	27594.6	3282.91



Gambar 5. 6 Denah Tiang Pancang

Konfigurasi tiang pancang yang digunakan adalah sebagai berikut:

Konfigurasi Tiang Pancang Abutment

x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

= 1.2 m

y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

= 2.63 m

n = Jumlah tiang pancang

= 16

5.1.5.2. Beban Maksimum Pada Kelompok Tiang

$$P \text{ maks} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My.xmaks}{ny.\Sigma x^2} \pm \frac{My.xmaks}{ny.\Sigma y^2}$$

Keterangan:

P_u = Gaya aksial yang terjadi

M_y = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

M_x = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

X_{max} = Jarak tiang arah sumbu X terjauh

Y_{max} = Jarak tiang arah sumbu Y terjauh

Σx^2 = Jumlah Kuadrat X

Σy^2 = Jumlah Kuadrat Y

N_x = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

N_y = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

N_p = Jumlah tiang

Tabel 5. 33 Perhitungan Kemampuan Gaya Aksial per Tiang

No	x m	y m	x ² m	y ² m	Komb. 1 kN	Komb. 2 kN	Komb. 3 kN
1	-0.6	-9.21	0.36	84.732025	285.00	-973.59	-477.36
2	-0.6	-6.58	0.36	43.230625	307.80	-934.88	-352.45
3	-0.6	-3.95	0.36	15.563025	330.61	-896.18	-227.55
4	-0.6	-1.32	0.36	1.729225	353.41	-857.47	-102.64
5	-0.6	1.32	0.36	1.729225	376.22	-818.76	22.27
6	-0.6	3.95	0.36	15.563025	399.02	-780.05	147.18
7	-0.6	6.58	0.36	43.230625	421.83	-741.35	272.08
8	-0.6	9.21	0.36	84.732025	444.63	-702.64	396.99
9	0.6	-9.21	0.36	84.732025	314.93	1306.21	206.58
10	0.6	-6.58	0.36	43.230625	337.74	1344.92	331.49
11	0.6	-3.95	0.36	15.563025	360.54	1383.62	456.39
12	0.6	-1.32	0.36	1.729225	383.35	1422.33	581.30
13	0.6	1.32	0.36	1.729225	406.15	1461.04	706.21
14	0.6	3.95	0.36	15.563025	428.96	1499.75	831.12
15	0.6	6.58	0.36	43.230625	451.76	1538.45	956.02
16	0.6	9.21	0.36	84.732025	474.57	1577.16	1080.93
			5.76	581.0196			

5.1.5.3. Perhitungan Gaya dan Momen pada *Pile Cap*

Tabel 5. 34 Perhitungan Reaksi Tiang Pancang

Tiang Pancang	P komb 1 kN	P komb 2 kN	P komb 3 kN
Σ P1	2918.51	-6704.92	-321.48
Σ P2	3158.00	11533.48	5150.04

Tabel 5. 35 Perhitungan Momen Pile Cap

Reaksi	Jarak terh	Momen		
Akibat	center poer	Komb 1	Komb 2	Komb 3
$\Sigma P1$	0.60	1751.11	-4022.950826	-192.8877012
$\Sigma P2$	0.60	1894.80	6920.086673	3090.023549

Sehingga, untuk perencanaan penulangan poer dipakai hasil reaksi dari kombinasi 2 ($1.3D + 30\%E_x + E_y + PaG$). Momen yang dipakai untuk perhitungan penulangan poer.

$$\begin{aligned}
 Mu &= \frac{\text{Momen Max pada baris pancang}}{\text{Lebar Abutment}} \\
 &= \frac{6920.09 \text{ kN.m}}{19.04 \text{ m}} \\
 &= 363.4499 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.1.5.4. Penulangan Pile Cap Abutment

Tulangan Lentur Mutu Beton, f_c'	= 29.05 MPa
Mutu Baja Tulangan, f_y	= 390 Mpa
Tinggi yang ditinjau, h	= 1000 mm
Lebar yang ditinjau, b	= 1000 mm
Selimit Beton, d'	= 50 mm
Tebal Efektif, d	= 950 mm
Faktor Reduksi Lentur, Φ	= 0,8
Mu	= 363.4499 kN.m
Faktor distribusi tegangan beton, β_1	= 0,85 ($f_c' < 30$ Mpa)

$$\begin{aligned}
 Mu &= 363.4499 \text{ kN.m} \\
 Mn &= \frac{363.4499 \text{ kN.m}}{0.8} \\
 &= 454.312 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{bd^2} \\
 &= \frac{454.312 \times 1000000}{1000 \times 950^2} \\
 &= 0.5034
 \end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,0323$$

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

$$= 0,000359$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'}$$

$$= 15,79$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$

$$= 0,00130418$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho$$

$$= 0,02421$$

$$\rho_{\min} > \rho < \rho_{\max}$$

$$0,004 > 0,00130418 < 0,02421$$

Maka diambil $\rho = 0,000359$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 3410,25641 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Utama D = 22

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= 379,94 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}}$$

$$= 111,41 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ pasang} = 3799,4 \text{ mm} \quad \text{(OK)}$$

Maka, dipasang tulangan utama D22 – 100

TULANGAN BAGI

$$\begin{aligned} As' &= 20\% \times As \\ &= 20\% \times 3410.25641 \\ &= 682.0512821 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D-16

$$\begin{aligned} As &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= 294.64 \text{ mm} \end{aligned}$$

As pasang = 1004.8 mm

Maka, dipasang tulangan utama D22 – 100

TULANGAN TEKAN

$$\begin{aligned} As &= \rho \text{ min} \times b \times d \\ &= 0.003589744 \times 1000 \times 950 \\ &= 3410.25641 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D 22

$$\begin{aligned} As &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 484 \\ &= 379.94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= 111.41 \text{ mm} \end{aligned}$$

As pasang = 3799.4 mm

Maka, dipasang tulangan utama D22 – 100

KONTROL GESER PONS POER

$$\begin{aligned} Vc &= \frac{1}{6} \sqrt{f'c'} \text{ bd} \\ &= 2461164.711 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= (\pi + \text{ØTP}) + h \\ &= 1884 + 1000 \\ &= 2884 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h \text{ pons} - d' \\ &= 1000 - 50 \end{aligned}$$

$$= 950 \text{ mm}$$

$$V_u = \frac{P_{maks}}{\phi}$$

$$= 2138.749032 \text{ kN}$$

Kontrol, $V_c > V_u$

$$2461.164711 \text{ N} > 2138.749032 \text{ kN} \quad (\mathbf{OK})$$

CEK KONDISI GESER

$$1. V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$$

$$112329.2559 < 298685.0377 \quad (\mathbf{OK})$$

$$2. 0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$$

$$298685.0377 > 112329.2559 < 597370.0754$$

NOT OK

$$3. \phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \text{ min})$$

$$597370.0754 > 112329.2559 < 819036.742$$

NOT OK

$$4. \phi (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d)$$

$$819036.742 > 112329.2559 < 1792110.226$$

NOT OK

$$5. \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b w d)$$

$$1792110.226 > 112329.2559 < 2986850.377$$

NOT OK

Didapatkan dari perhitungan diatas masuk pada kondisi 1
 Direncanakan menggunakan tulangan geser 4 kaki dengan diameter 13

$$A_v = 4 \times A_s$$

$$= 4 \times 0.25 \times \pi \times \phi^2$$

$$= 4 \times 0.25 \times 3.14 \times 0^2$$

$$= 0 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser D13 -600 mm

5.1.6. Perhitungan Dinding Abutment

Perhitungan analisis dinding abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (*ultimate*). Berikut adalah analisa perencanaan dinding abutment.

5.1.6.1. Analisa Pembebanan Dinding Abutment

1. Beban Sendiri Dinding Abutment

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times Wc \\ &= 0.953 \times 2.2 \times 25 \\ &= 52.415 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Beban *Long Stopper*

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times Wc \\ &= 0.30 \times 0.369 \times 25 \\ &= 3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Beban Hidup Lalu Lintas

$$L = 7.5 \text{ m}$$

$$B = 14.3 \text{ m}$$

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

$$DLA = 0.4$$

$$q \text{ BTR} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$By = 19.35 \text{ m}$$

$$n = 5$$

$$\begin{aligned} V_{BTR} &= ((ni \times 2,75\text{m}) \times BTR) + (B - (ni \times 2,75\text{m})) \times (\frac{1}{2}BTR) + \\ &\quad (qp \times 2 \times 1,2 \text{ m})) \times \frac{1}{2} L \\ &= 138.05 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{BGT} &= (ni \times 2.75 \text{ m} \times BGT \times (1+DLA)) + (B - (ni \times 2.75 \text{ m})) \times \\ &\quad 0.5BGT \times (1+DLA)) \\ &= 485.925 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{BTR} &= \frac{V_{BTR}}{B} \\ &= \frac{138.05}{14.3} \end{aligned}$$

$$= 9.65 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} q_{BGT} &= \frac{V_{BGT}}{B} \\ &= \frac{485.925}{14.3} \end{aligned}$$

$$= 33.98 \text{ kN.m}$$

4. Beban Struktur Atas

$$\begin{aligned}
 Q_{ABT} &= \frac{V_{BGT}}{B_y} \\
 &= \frac{1527.6225}{19.35} \\
 &= 78.9469 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5. Beban Tekanan Tanah Aktif

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi Timbunan (H)} &= 1.197 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis tanah (} \gamma t \text{)} &= 18 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Sudut geser tanah (} \phi \text{)} &= 4.5^\circ \\
 \text{Koef. Tanah aktif (} K_a \text{)} &= 0.854 \\
 q &= 0.7 \times \gamma t \\
 &= 12.6 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{Ta_1} &= q \times K_a \times H \times B_y \\
 &= 249.38 \text{ kN/m} \\
 P_{Ta_2} &= 0.5 \times K_a \times \gamma t \times H_2 \times B_y \\
 &= 213.22 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

6. Beban Gempa

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= 0.8 \\
 W_{\text{set. Bang. Atas}} &= 1527.62252 \text{ kN} \\
 R_{\text{bang. Bawah}} &= 1.5 \\
 \text{Beban Sendiri Breast Wall} &= 1014.23 \text{ kN} \\
 R_{\text{bang. Atas}} &= 0.8 \\
 \text{Berat Korbel} &= 0 \text{ kN} \\
 \text{Berat longitudinal stopper} &= 54 \text{ kN} \\
 \text{Beban Gempa Akibat Bangunan Atas:}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0.8}{0.8} \times 1527.62252 \\
 &= 1527.62252 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{E_q}{B_y} \\
 &= \frac{1527.62}{19.35} \\
 &= 78.95 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Berat Sendiri Dinding Abutment:

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0.8}{1.5} \times 1014.23
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 540.9228 \text{ kN} \\
 q &= \frac{E_q}{B_y} \\
 &= \frac{540.9228}{19.35} \\
 &= 27.95 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Korbel

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0.8}{1.5} \times 0 \\
 &= 0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{E_q}{B_y} \\
 &= \frac{0}{19.35} \\
 &= 0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa *Long Stopper*

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0.8}{1.5} \times 53.55 \\
 &= 28.5606 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{E_q}{B_y} \\
 &= \frac{28.5606}{19.35} \\
 &= 1.48 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

7. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

Tinggi Timbunan (H)	= 1.197 m
Berat jenis tanah (γ_t)	= 18 kN/m
Sudut geser tanah (ϕ)	= 4.5°
Koefisien tekanan tanah aktif (K_a)	= 0.85
Koefisien gempa horizontal (K_h)	= 0.1875
Koef. Tek. Tanah Dinamis (K_{AE})	= 1.146296761

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma_t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\
 &= \frac{18 \times 24.3049}{2} \times 1 \times 1.14629676 \\
 &= 250.7456534 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

8. Beban Rem

$$TB = 143.675 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{TB}{By} \\
 &= \frac{143.675}{19.35} \\
 &= 7.42506459 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.1.6.2. Perhitungan Gaya dan Momen pada Dinding Abutment

Kombinasi 1 (1.3D + 2L + 2Tb + 1.2 Tew + 1.25 Ta)

Tabel 5. 36 Kombinasi 1

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	68.14		0.25	17.03
2	Berat korbek	1.30	0.00			0.00
3	Berat Korbek Dpn	1.30	0.00			0.00
4	Berat long stop	1.30	3.60		0.55	1.98
5	Tek. Aktif 1	1.25		311.72	0.5985	186.57
6	Tek. Aktif 2	1.25		266.52	0.399	106.34
7	BTR + BGT	2.00	87.27		0.0	0.00
8	Beban Rem	2.00		14.85	1.197	17.78
	Total		159.01	593.09		329.70

Kombinasi 2 (1.3 D + 1 Eq + 1 Taq)

Tabel 5. 37 Kombinasi 2

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	68.14		0.25	17.03
2	Gempa Bang. Atas	1.00		78.95	1.20	94.50
3	Gempa Breast Wall	1.00		27.95	1.197	33.46
4	Gempa Korbel	1.00		0.00	0.00	0.00
5	Gempa Kobel Dpn	1.00		0.00	0.00	0.00
6	Gempa Long Stop	1.00		1.48	1.20	1.77
7	Tek. Tanah. Dinamis	1.00		14.78	0.60	8.85
	Total		68.14	123.16		155.61

5.1.6.3. Perhitungan Penulangan Dinding Abutment

Tulangan Utama

Momen Ultimate $M_u = 329.70 \text{ kN.m}$ Lebar yang ditinjau $B = 1000 \text{ mm}$ Mutu Beton $f_c' = 29.05 \text{ Mpa}$ Selimut Beton $d' = 50 \text{ mm}$ Mutu Baja Tulangan $f_y = 390 \text{ Mpa}$ Tebal Efektif $d = 903 \text{ mm}$ Tinggi abutment $H = 953 \text{ mm}$ Faktor Reduksi Lentur $\phi = 0.8$ Diameter Tulangan Utama $D = \text{mm}$ Diameter Tulangan Bagi $D = \text{mm}$ Faktor distribusi tegangan beton $\beta_1 = 0.85$ $M_u = 329.6966965 \text{ kN.m}$

$$M_n = \frac{329.6966965 \text{ kN.m}}{0.8}$$

$$= 412.1208706 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2}$$

$$= \frac{412.1208706 \times 1000000}{1000 \times 903^2}$$

$$= 0.505416142$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0.85 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.0326 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} \\
 &= 0.003589744 \\
 m &= \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} \\
 &= 15.79 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) \\
 &= 0.0013 \\
 \rho_{\max} &= 0.75 \rho \\
 &= 0.0245 \\
 \rho_{\min} &> \rho < \rho_{\max} \\
 0.004 &> 0.0013 < 0.0245
 \end{aligned}$$

Maka diambil $\rho = 0.0013$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 1182.460754 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D = 29

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= 660.185 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= 558.31 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ pasang} = 6601.85 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

Maka, dipasang tulangan utama D29 – 100

TULANGAN BAGI

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 50\% \times A_s \\
 &= 50\% \times 1182.460754 \\
 &= 591.230377 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D-19

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 361 \\
 &= 283.385 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}}$$

$$= 479.31 \text{ mm}$$

$$As \text{ pasang} = 2833.85 \text{ mm}^2$$

Maka, dipasang tulangan utama D19 – 100

TULANGAN TEKAN

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

$$= 0.003589744 \times 1000 \times 903$$

$$= 3241.538462 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan utama D 25

$$As = 0.25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times 625$$

$$= 379.94 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}}$$

$$= 151.36 \text{ mm}$$

$$As \text{ pasang} = 4906.25 \text{ mm}^2$$

Maka, dipasang tulangan utama D25 – 100

TULANGAN BAGI

$$As' = 20\% \times As$$

$$= 20\% \times 1182.460754$$

$$= 236.4921508 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D-19

$$As = 0.25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times 361$$

$$= 283.385 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}}$$

$$= 1198.29 \text{ mm}$$

$$As \text{ pasang} = 1416.925 \text{ mm}^2$$

Maka, dipasang tulangan utama D19 – 200

KONTROL GESER

$$fc' = 29.05 \text{ Mpa}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 159006.5 \text{ N} \\
 f_y &= 390 \text{ Mpa} \\
 d &= 903 \text{ mm} \\
 H &= 953 \text{ mm} \\
 \phi &= 0.7 \\
 B &= 1000 \text{ mm} \\
 D &= 12 \text{ mm} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \\
 &= 811165.6813 \text{ N} \\
 &= \frac{b w \times d}{3} \\
 &= 301000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

CEK KONDISI GESER

$$\begin{aligned}
 V_u &< 0.5 \times \phi \times V_c \\
 159006.5 &< 283907.9885 && \text{OK} \\
 0.5 \times \phi \times V_c &< V_u && < \phi \times V_c \\
 283907.9885 &> 159006.4808 && < 567815.9769 \\
 &&& \text{NOT OK} \\
 \phi \times V_c &< V_u && < \phi (V_c + V_s \text{ min}) \\
 567815.9769 &> 159006.4808 && < 778515.9769 \\
 &&& \text{NOT OK} \\
 \phi (V_c + V_s \text{ min}) &< V_u && < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d) \\
 778515.9769 &> 159006.4808 && < 1703447.931 \\
 &&& \text{NOT OK} \\
 \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d) &< V_u && < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b w d) \\
 1703447.931 &> 159006.4808 && < 2839079.885 \\
 &&& \text{NOT OK}
 \end{aligned}$$

Didapatkan dari perhitungan diatas masuk pada kondisi 1
 Direncanakan menggunakan tulangan geser 10 kaki dengan diameter 13 mm.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 10 \times A_s \\
 &= 10 \times 0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 10 \times 0.25 \times 3.14 \times 13^2 \\
 &= 1326.65 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

204

$$\begin{aligned} S &= (A_v \times f_y \times d) / V_s \\ &= 1552.1805 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser D13 - 400 mm

5.1.7. Perhitungan *Long Stopper*

$$H = 1,321 \text{ m}$$

$$L = 0,3 \text{ m}$$

$$B = 19,35 \text{ m}$$

5.1.7.1. Analisis Pembebanan *Long Stopper*

Pembebanan pada *Long Stopper*

a. Beban Sendiri Longitudinal *Stopper*

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times Wc \\ &= 1,321 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 9,9075 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Beban Rem

$$Tb = 143,7 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{Tb}{By} \\ &= \frac{143,7}{14,3} \\ &= 10,05 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Beban Tekanan Tanah Aktif

$$\text{Tinggi timbunan (H)} = 1,321 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis tanah } (\gamma t) = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sudut geser tanah } (\phi) = 4,5^\circ$$

$$\text{Koefisien tanah aktif (Ka)} = 0,85$$

$$\begin{aligned} q &= 0,7 \times \gamma t \\ &= 0,7 \times 18 \text{ kN/m}^2 \\ &= 12,6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P Ta_1 &= q \times Ka \times H \\ &= 12,6 \text{ kN/m}^2 \times 0,85 \times 1,321 \text{ m} \\ &= 14,22 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P Ta_2 &= 0,5 \times Ka \times \gamma t \times H^2 \\ &= 0,5 \times 0,85 \times 18 \text{ kN/m}^2 \times 1,321^2 \\ &= 13,42 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d. Beban Gempa

Csm	= 0,8
R bangunan bawah	= 1,5
R bangunan atas	= 0,8
W 1/2 bangunan atas	= 1527,623 kN
Beban sendiri stopper	= 191.71 kN
Beban Gempa Akibat Bangunan Atas:	

$$\begin{aligned}
 Eq &= Csm/R \times Wt \\
 &= 0,8/0,8 \times 1527,623 \\
 &= 1527,6225 \text{ kN} \\
 q &= Eq/By \\
 &= 1527,62/19,35 \\
 &= 78,95 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Longitudinal Stopper:

$$\begin{aligned}
 Eq &= \frac{Csm}{R} \times Wt \\
 &= \frac{0,8}{1,5} \times 191.71 = 102,2454 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{Eq}{By} \\
 &= \frac{102,25}{19,35} = 5,28 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

Tinggi timbunan (H)	= 1,321 m
Berat jenis tanah (γ_t)	= 18 kN/m ²
Sudut geser tanah (ϕ)	= 4,5°
Koefisien tanah aktif (K_a)	= 0,85
Koefisien gempa horizontal (K_h)	= 0,188
Koef. Tek. Tanah dinamis (K_{ae})	= 1,146

$$\begin{aligned}
 E A E &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \cdot (1 - K_v) \cdot K A E \\
 &= \frac{18 \times 1,725}{2} \cdot 1 \cdot 1,146 \\
 &= 18.00301362 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.1.5.1 Perhitungan Gaya Dan Momen Pada Long Stopper

1. Kombinasi 1 (1,3D + 2L + 2TB + 1,2Tew + 1,25Ta)

Tabel 5. 38 Kombinasi 1 Long Stopper Abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m
1	Berat sendiri	1.30	12.88		0.55	7.08
2	Berat korbek	1.30	0.00		0	0.00
3	Tek. Aktif 1	1.25		14.22	0.6605	9.39
4	Tek. Aktif 2	1.25		13.42	0.440	5.91
5	Beban rem	2.00		10.05	1.321	13.27
	Total		12.88	37.69		35.66

2. Kombinasi 2 (1,3D + 1Eq + 1Taq)

Tabel 5. 39 Kombinasi 2 Long Stopper Abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m
1	Berat sendiri	1.30	12.88		0.55	7.08
2	Berat korbek	1.30	0.00		0	0.00
3	Beban Gempa	1.25		84.23	1.321	111.27
4	Tek. Tanah. Dinamis	1.25		18.00	0.7	11.89
	Total		12.88	102.23		130.24

Untuk penulangan stopper dipakai hasil reaksi dari kombinasi 2, sebesar 130.24 kN.m

5.1.7.2. Penulangan Long Stopper

- Tulangan Lentur	
Mutu Beton	$f_c' = 29,05 \text{ MPa}$
Mutu Baja Tulangan	$f_y = 390 \text{ Mpa}$
Tinggi yang ditinjau	$h = 369 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau	$b = 1000 \text{ mm}$
Selimit Beton	$d' = 30 \text{ mm}$
Tebal Efektif	$d = 339 \text{ mm}$
Faktor Reduksi Lentur	$\Phi = 0,8$
Mu	$= 130,3 \text{ kN.m}$
Faktor distribusi tegangan beton, β_1	$= 0,85$
($f_c' < 30 \text{ Mpa}$)	

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{130,24387 \text{ kN m}}{0,8} = 162,80484 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{162,80484 \times 10^6}{1000 \cdot (339)^2} = 1,417 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 29,05}{390} \cdot \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0326 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,0326 = 0,0245 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 29,05} = 15,79$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,79} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,79 \cdot 1,417}{390}} \right) \\
 &= 0,0037 \\
 \rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\
 0,0036 &> 0,0037 < 0,0245
 \end{aligned}$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0036 \cdot 1000 \cdot 339 \\
 &= 1216,9231 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D16

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\
 &= 200,96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{132,665 \cdot 1000}{1216,92} \\
 &= 165,14 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 100

$$(A_s = 2009,6 \text{ mm}^2)$$

- **Tulangan Bagi**

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \cdot A_s \\ &= 20\% \cdot 1216,923 \\ &= 243,385 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D13

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 \\ &= 132,665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{132,665 \cdot 1000}{243,38} \\ &= 545,08 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D13 –200

$$(A_s = 663,325 \text{ mm}^2)$$

5.1.8. Perhitungan Pelat Injak

5.1.8.1. Analisa Pembebanan Pelat Injak

1. Berat Sendiri Plat Injak

$$\begin{aligned} q_1 &= H \times L \times W_c \\ &= 0,301 \times 2,8 \times 25 \\ &= 21,07 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= H \times L \times W_c \\ &= 0,339 \times 0,2 \times 25 \\ &= 1,695 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_3 &= H \times L \times W_c \\ &= 0,5 \times 0,2 \times 0,012 \\ &= 0,0012 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= q_1 + q_2 \\ &= 22,766 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Berat aspal + Overlay

$$\begin{aligned} q &= t_a \cdot L \cdot W_c \\ &= 0,07 \times 3 \times 22 \\ &= 4,62 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Berat Genangan Air Hujan

$$\begin{aligned} q &= t_h \times L \times W_c \\ &= 0,05 \times 3 \times 9,8 \\ &= 1,47 \end{aligned}$$

4. Beban BTR

$$\begin{aligned}
 q &= 9 \text{ kN/m}^2 \\
 q \text{ BTR} &= q \cdot L \\
 &= 9 \times 3 \\
 &= 27 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

5.1.8.2. Perhitungan Gaya dan Momen Pada Pelat Injak Asumsi Perletakan Sendi – Roll

$$Mu = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2$$

Tabel 5. 40 Rekapitulasi Beban pada Plat Injak

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Bentang m	Mu kN.m
1	Berat sendiri	1,30	29,60	3	33,30
2	Beban UDL	1,30	35,10	3	39,49
3	Beban Aspal	2,00	9,24	3	10,40
4	Beban Air Hujan	2,00	2,94	3	3,31
	Total		76,88		86,49

$$\text{Momen yang digunakan } \frac{86,49}{3} = 28,83 \text{ kNm/m'}$$

5.1.8.3. Penulangan Plat Injak

- Tulangan Lentur

Mutu Beton

$$f_c' = 29,05 \text{ MPa}$$

Mutu Baja Tulangan

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

Tinggi yang ditinjau

$$h = 301 \text{ mm}$$

Lebar yang ditinjau

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

Selimut Beton

$$d' = 30 \text{ mm}$$

Tebal Efektif

$$d = 271 \text{ mm}$$

Faktor Reduksi Lentur

$$\Phi = 0,8$$

Mu

$$= 28,83 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{28,83 \text{ kN m}}{0,8} = 36,036 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{36,04 \times 10^6}{1000 \cdot (271)^2} = 0,49 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 29,05}{390} \cdot \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,0326$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,033 = 0,0245 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 29,05} = 15,79$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,79} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,79 \cdot 0,491}{390}} \right) \\ &= 0,0013 \end{aligned}$$

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

$$0,0036 > 0,0013 < 0,0245$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0036 \cdot 1000 \cdot 271 \\
 &= 972,82 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama **D16**

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\
 &= 200,96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{200,96 \cdot 1000}{972,82}
 \end{aligned}$$

$$= 206,57 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 100

($A_s = 2009,6 \text{ mm}^2$)

- **Tulangan Bagi**

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 20\% \cdot A_s \\
 &= 20\% \cdot 972,82 \\
 &= 194,56 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D 13

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2$$

$$= 132,665 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan bagi

$$S = \frac{\text{As pasang} \cdot b}{\text{As perlu}}$$

$$= \frac{132,665 \cdot 1000}{194,56}$$

$$= 681,86 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D13 – 200

$$(\text{As} = 663,325 \text{ mm}^2)$$

5.1.9. Wing Wall

5.1.9.1. Analisis Pembebanan Wing Wall

a. Berat Sendiri Wing Wall

Tabel 5. 41 Rekapitulasi Beban Sendiri Wing Wall

Bag	Vol m ³	Berat kN	L m	Fak Beb	Mu kN.m
1	0.732	18.29	1.847	1.3	43.910326
2	0.142	3.543	1.197	1.3	5.5127371
3	0.07	1.74	0.12	1.3	0.2714225
		23.57		Total	49.69

b. Beban Tekanan Tanah Aktif

Berat jenis tanah, γ_t : 18 kN/m³

Tinggi timbunan, H : 1,97 m

sudut geser tanah, ϕ : 4,5 °

Lebar *Wing Wall*, Bx : 3 m

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,7 m, merupakan ekuivalen berat kendaraan.

$$\begin{aligned} q &= 0,7 \text{ m} \times \gamma_t \\ &= 12,6 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \\ &= 0,854 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta 1} &= q \times K_a \times H \times B \\ &= 21,21 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta 2} &= 0.5 \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \times B \\ &= 29,85 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{total} &= P_{Ta 1} + P_{Ta 2} \\ &= 51,06 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Tabel 5. 42 Beban Tanah Aktif Wing Wall

Bagian	Gaya kN	L m	Faktor Beban	Mux kN.m
P _{TA} 1	21.21	0.985	1.25	26.115236
P _{TA} 2	29.85	0.657	1.25	24.498578
	51.06		Total	50.61

c. Beban Gempa

Csm	= 0,8
R bang. Bawah	= 1,5
Beban Sendiri Breast Wall	= 23,57 kN
R bang. Atas	= 0,8
Berat jenis tanah, γ_t	= 18 kN/m ³
Tinggi timbunan, H	= 1,97 m
sudut geser tanah, ϕ	= 4,5 °
Koefisien tekanan tanah aktif (K_a)	= 0,85
Koefisien gempa horizontal (K_h)	= 0,1875
Koef. Tek. Tanah Dinamis (K_{AE})	= 1,146296761

Beban Gempa Akibat Bangunan Atas:

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

$$= \frac{0,8}{0,8} \times 23.5701375$$

$$= 12.57074 \text{ kN}$$

$$q = \frac{E_q}{B_y}$$

$$= \frac{12.57074}{3}$$

$$= 4.19 \text{ kN/m}$$

Beban Gempa Akibat Berat Sendiri Dinding Abutment:

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

$$= \frac{0,8}{1,5} \times 1014.23$$

$$= 540.9228 \text{ kN}$$

$$q = \frac{E_q}{B_y}$$

$$= \frac{540.9228}{19.35}$$

$$= 27.95 \text{ kN/m}$$

d. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

Tinggi Timbunan (H) = 1.197 m
 Berat jenis tanah (γt) = 18 kN/m
 Sudut geser tanah (ϕ) = 4.5°
 Koefisien tekanan tanah aktif (K_a) = 0.85
 Koefisien gempa horizontal (K_h) = 0.1875
 Koef. Tek. Tanah Dinamis (K_{AE}) = 1.146296761

$$E_{AE} = \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE}$$

$$= \frac{18 \times 3,869^2}{2} \times 1 \times 1.14629676$$

$$= 39.91611771 \text{ kN/m}$$

Tabel 5. 43 Rekapitulasi Beban Wing Wall

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	30.64		64.60
2	Tekanan Tanah	1.25		63.82	63.27
3	Gempa statis	1.00		4.19	6.29
4	Gempa tek. Tanah	1.00		39.92	59.87
					194.03

5.1.8.2. Penulangan pada *Wing Wall*

- Tulangan Lentur

Mutu Beton	f_c	: 29,4 Mpa
Mutu Baja Tulangan	f_y	: 390 Mpa
Tinggi yang ditinjau	h	: 1197 mm
Lebar yang ditinjau	b	: 3000 mm
Selimut Beton	d'	: 30 mm
Tebal efektif	d	: 1167 mm
Faktor Reduksi Lentur	ϕ	: 0,8

$$M_u = 194.03 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = 242,5370579 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = 0,178088712 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \left(\frac{600}{600} + f_y \right) \\ &= 0,0326 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,033 = 0,0245 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 29,05} = 15,79$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,79} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,79 \cdot 0,178088712}{390}} \right) = 0,0005 \end{aligned}$$

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

$$0,0036 > 0,0005 < 0,0245$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 4189,230769 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Lentur D = 25

$$\begin{aligned} A_s &= 1/4 \times \pi \times D^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

220

$$S = \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}}$$
$$= 117,12 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan D25 – 100

$$As = 1/4 \pi D^2 b / s$$
$$= 4906.25 \text{ mm}^2$$

- **Tulangan Bagi**

Luas Tulangan Bagi yang diperlukan

$$As' = 50\% \times As$$
$$= 2094.615385 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Bagi D 19

$$As = 1/4 \times \pi \times D^2$$
$$= 283.385 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}}$$
$$= 135.29 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan bagi D19 – 100

$$As = 1/4 \pi D^2 b / s$$
$$= 2833.85 \text{ mm}^2$$

5.2. Perencanaan Abutment 2

Abutment adalah bangunan bawah yang terdapat di jembatan berfungsi menyalurkan beban mati maupun beban hidup dari bangunan atas ke pondasi jembatan dan menahan tekanan tanah serta beban-beban aksi lingkungan lainnya.

5.2.1. Desain Dimensi Abutment 2

Abutment terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, *pile cap* (*poer*), dinding abutment, longitudinal stopper, plat injak, dan wing wall. Analisis pembebanan meliputi beban hidup maupun mati, beban sendiri abutment, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat beban gempa.

Data-data perencanaan abutment :

Elevasi muka tanah asli : $\pm 2,977$ m

5.2.2. Pembebanan

1. Beban Sendiri Bangunan Atas

Tabel 5. 44 Beban Berat Sendiri Struktur Atas

Beban	Parameter Volume (m)			Unit	Berat Jenis	Berat (kN)
	b	h	L		kN/m ³	
Pipa Sandaran	0.00116		2	8	77	1.4
Tiang Sandaran	0.2	0.2	1.25	8	25	10.0
Trotoar	1.65	0.25	7.5	2	25	154.7
Kerb	0.15	0.25	7.5	2	25	14.1
Lapisan Aspal + Overlay	14.3	0.07	7.5	1	22	165.2
Pelat Lantai	19.4	0.25	7.5	1	25	909.4
Balok Gelagar	0.031		7.5	11	77	196.8
Balok Diafragma	0.01198		7.5	11	77	76.1
Total berat sendiri struktur atas (W _{ms})						1527.623

2. Berat Sendiri Abutment

L = Lebar lantai kendaraan + lebar trotoir

Tabel 5. 45 Beban Berat Sendiri Abutment

Bagian		Parameter berat bagian (m)		γ kN/m ³	Berat/W Kn	Lengan Terhadap Alas		W.x kN.m	W.z kN.m
		Luas	L			x (m)	Y (m)		
ABUTMENT	A1	2.1472	19.4	25	1041.39	0.38	0.00	394.69	0.00
	A2	1.18031	19.4	25	572.45	1.30	0.20	746.48	115.63
	A3	0.1475	19.4	25	71.54	1.78	0.45	127.34	32.05
	A4	0.1053	19.4	25	51.07	2.10	0.55	107.45	27.99
	A5	0.0027	19.4	25	1.31	2.29	0.60	2.99	0.78
	A6	0.0048	19.4	25	2.33	0.98	0.97	2.29	2.25
PELAT INJAK	P1	0.9000	18.8	25	423.00	1.21	2.02	511.83	854.46
WINGWALL	W1	2.4383	0.3	25	18.29	1.84	0.825	33.61	15.09
	W2	0.4720	0.3	25	3.54	1.20	1.72	4.24	6.07
	W3	0.2318	0.3	25	1.74	0.88	1.855	1.52	3.23
Berat Abutment Wh =					2186.65			1932.45	1057.55

Letak titik berat terhadap titik O

$$X = \text{Momen X} = 1.13 \text{ m}$$

W total

$$Y = \text{Momen Y} = 2.07 \text{ m}$$

W total

Tabel 5. 46 Rekapitulasi Berat Sendiri

No	Jenis Konstruksi	Pms (kN)
1	Struktur Atas	1527.623
2	Struktur Bawah	2186.65
Pms		3714.2767

3. Beban Hidup

- Beban Terbagi Rata

Berdasarkan SNI 1725 – 2016 Pasal 8.3.1

Panjang bentang yang ditinjau pada abutmen adalah 29,4 meter,

maka digunakan

$$q = 9 \text{ kPa} \\ = 9 \text{ kN/m}^2$$

Data Teknis :

q BTR	:	9 kN/m ²
q BGT	:	49 kN/m ²
Beban Pejalan Kaki (qp)	:	5 kN/m ²
Jumlah lajur lalu lintas rencana (ni)	:	5
Bentang jembatan yang ditinjau (L)	:	7.5 m
Lebar lantai kendaraan (B)	:	14.3 m
Lebar trotoar (L trotoar)	:	1.65 m
Lebar lajur	:	2.75 m

Beban yang terjadi akibat beban merata (BTR) dan pejalan kaki (qp) yang diterima oleh satu abutment

$$P \text{ BTR} = ((ni \times 2,75\text{m}) \times \text{BTR}) + (B - (ni \times 2,75\text{m}) \times (\frac{1}{2}\text{BTR}) + (qp \times 2 \times 1,2 \text{ m})) \times \frac{1}{2} L \\ = 138.05 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 1725 – 2016 Pasal 8.3.1 beban lajur terpusat (BGT) tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan, dengan posisi arah melintang jembatan

$$P = 49 \text{ kN/m}^2 \\ \text{DLA} = 40\% \quad \text{untuk } L = 14.7 \text{ m} \\ P \text{ BGT} = (ni \times 2.75 \text{ m} \times \text{BGT} \times (1+\text{DLA})) + (B - (ni \times 2.75 \text{ m}) \times 0.5\text{BGT} \times (1+\text{DLA})) \\ = 485.925 \text{ kN}$$

Maka, rekapitulasi P total beban mati 4 lajur adalah :

$$P \text{ TD} = P \text{ BTR} + P \text{ BGT} \\ = 138.05 + 485.925 \\ = 623.975 \text{ kN}$$

4. Beban Pejalan Kaki

Berdasarkan SNI 1725-2016 pasal 8.9, beban pejalan kaki direncanakan 5 kN/m². Beban akan disalurkan seluas bidang trotoar dengan rumus:

$$P_{TP} = A \times q \text{ pejalan kaki}$$

Dimana,

$$A = \text{luas trotoar (m}^2\text{)}$$

$$q = \text{beban pejalan kaki (5 kN/m}^2\text{)}$$

Sehingga didapatkan beban pejalan kaki pada trotoar sebesar:

$$\text{Panjang Jembatan (L)} : 7.5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar Trotoar (b)} : 1.65 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah Trotoar (n)} : 2$$

$$\text{Luas Trotoar (A)} : 14.7 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 2$$

$$: 24.75 \text{ m}^2$$

$$P_{TP} = A \times q \text{ pejalan kaki}$$

$$= 24.75 \times 5$$

$$= 123.75 \text{ kN}$$

5. Gaya Rem

Gaya rem berdasarkan SNI-1725-2016 8.7, pada bentang 14,7 m maka,

Gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

c. 25% dari beban gandar truk desain

$$P_{TB} = 25\% \text{ PTT}$$

$$= 28,125 \text{ kN}$$

d. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi merata BTR

$$P^{TB} = 5\% \text{ PTT} + P_{BTR}$$

$$= 143.675 \text{ kN}$$

$$\text{Maka, } M^{TB} = 376.57218 \text{ kN}$$

6. Beban Angin

Terdapat dua beban angin yaitu beban angin melintang jembatan dan beban angin yang meniup kendaraan yang berjalan di atas jembatan. Beban angin dengan arah melintang jembatan dengan rumus:

$$Tew = 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

Tabel 5. 47 Beban Angin (Vw) Abutment

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

Berdasarkan SNI 1725 – 2016 didapat koefisien seret

$$C_w = 1,2$$

Beban angin, V_w (Tabel 5.3)

$$\text{Kondisi layan} = 25 \text{ m/s}$$

$$\text{Kondisi ultimit} = 30 \text{ m/s}$$

Luasan bidang yang terkena gaya akibat angin

$$\begin{aligned} Ab_1 &= \text{tinggi bangunan atas (ha)} \times \text{Panjang bentang (L)} \\ &= 1,25 \times 29,4 \\ &= 36,75 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur atas,

$$\begin{aligned} T_{ew} &= 0.0006 \times 1,25 \times (29,4 \text{ m/s})^2 \times Ab_1 \\ &= 23,823923 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} Y_{ew_1} &= \text{Tinggi pilecap} + \text{tinggi dinding abutment} + ha/2 \\ &= 0,6 + 2,297 + 0,625 \\ &= 3,922 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi

$$\begin{aligned} M_{ew_1} &= T_{ew_1} \times Y_{ew_1} \\ &= 28,823923 \times 3,922 \\ &= 93,437424 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Beban angin yang meniup kendaraan dihitung dengan rumus :

$$\begin{aligned} T_{ew} &= 0,0012 \times C_w \times V_{w_2} \\ &= 0,9 \end{aligned}$$

Tinggi bidang samping kendaraan, h_k : 1,5 m

Jarak antar roda kendaraan, x : 1,75 m

Gaya pada ebutment akibat transfer angin ke lantai jembatan

$$\begin{aligned} T_{ew_2} &= 2 \times (0.5 \times h_k) / x \cdot T_{ew} \cdot L \\ &= 5,787143 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} Y_{ew2} &= \text{Tinggi pilecap} + \text{tinggi dinding abutment} + h_a \\ &= 1 + 2,297 + 1,25 \\ &= 4,547 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} M_{ew2} &= T_{ew2} \times Y_{ew2} \\ &= 26,308 \end{aligned}$$

Tabel 5. 48 Rekapitulasi Beban Angin Total

Total beban angin pada abutment	$T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2}$	=	29,610 Kn
Total momen pada abutment	$M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2}$	=	119.745 kN.m

7. Tekanan Tanah Aktif

Beban akibat tekanan tanah berdasarkan SNI 1725-2016 pasal 7.4

Pada bagian tanah dibelakang dinding abutment yang dibebani lalu lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0.6 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut.

Dari data tanah didapatkan :

$$\begin{aligned} \text{Berat jenis tanah, } \gamma_t &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Tinggi timbunan, H} &= 2,297 \text{ m ; dari long stopper ke pile cap} \\ \text{sudut geser tanah, } \phi &= 4,5^\circ \\ \text{Lebar abutment (perkerasan)} &= 19,4 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,7

$$\begin{aligned} q &= 0.7 \text{ m} \times \gamma_t \\ &= 12,6 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_a &= \text{Tan}^2 (45^\circ - \phi/2) \\ &= 0,854 \end{aligned}$$

$$P_{Ta1} = q \times K_a \times H \times B$$

$$= 479,782 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta 2} &= 0.5 \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \times B \\ &= 787,186 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{total} &= P_{Ta 1} + P_{Ta 2} \\ &= 1266,968 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Ta 1} &= P_{Ta 1} \times H/2 \\ &= 551,030 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Ta 2} &= P_{Ta 2} \times H/3 \\ &= 602,722 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{total} &= M_{Ta 1} + M_{Ta 2} \\ &= 1153,752 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

8. Beban Tekanan Aktif Akibat Gempa

Pada perhitungan tekanan tanah aktif gempa. Diasumsikan tembok penahanan tanah bersifat sesuai dengan RSNI GEMPA JEMBATAN 2833-2013 Pasal 9.6

Perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa

$$\text{Tinggi timbunan (H)} = 0,67 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis tanah } (\gamma_t) = 18 \text{ kN.m}^3$$

$$\text{Sudut geser tanah } (\phi) = 4,5$$

$$\text{Rencana sudut geser tembok } (\delta) = 20^\circ$$

$$\text{Sudut kemiringan timbunan } (\alpha) = 0,00^\circ$$

$$\text{Sudut kemiringan tepi belakang tembok } (\beta) = 0,00^\circ$$

$$\text{koefisien tanah aktif (K}_a) = 0.854$$

$$\begin{aligned} \text{koefisien gempa horizontal (K}_h) &= A_s \times 0,5 \\ &= 0,188 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sudut geser tanah nominal } (\theta) &= \text{Tan}^{-1} \times K_h \\ &= 10,647^\circ \end{aligned}$$

Koefisien Tekanan tanah dinamis (K_{ae})

$$M = \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \delta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\beta - \alpha)}} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,000 + 0,415 \times (-0,107) \\
 &\quad 0,910 \times 1,000 \\
 &= 1,000 + (-0,046) \\
 &= 0,909
 \end{aligned}$$

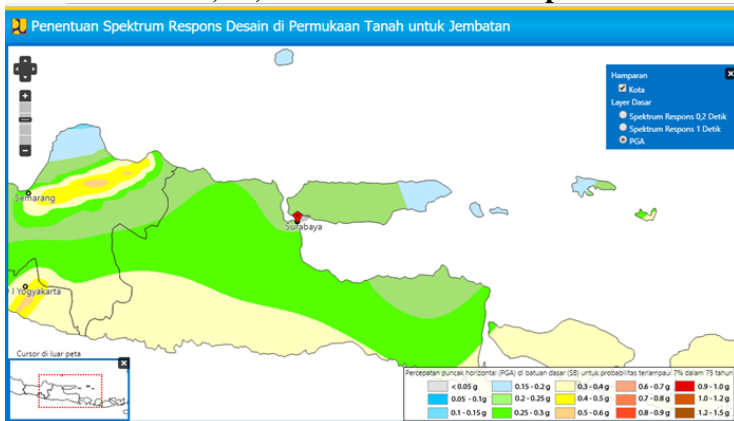
$$\begin{aligned}
 K_{ae} &= \frac{\cos 2(\theta - \theta - \beta)}{\mu \cos \theta \cos 2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \\
 &= \frac{0,989}{0,909 \times 0,983 \times 1,000 \times 0,965} \\
 &= 1,146
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{ae} &= \gamma_t \times H^2 / 2 \times (1 - K_v) \times K_{ae} \\
 &= 54,443
 \end{aligned}$$

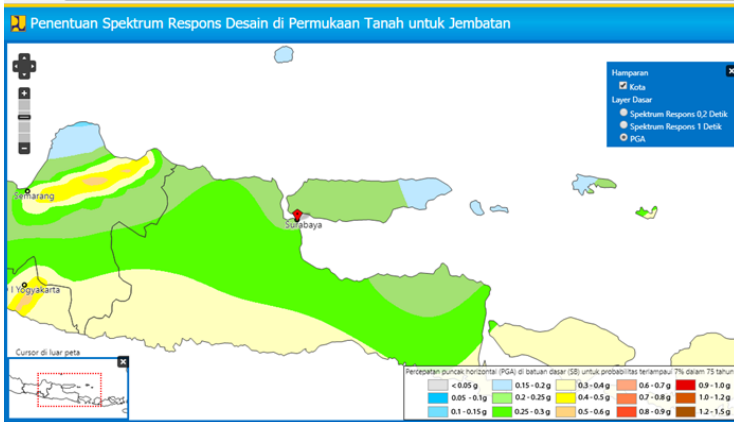
Dari hasil diatas dikalikan dengan lebar abutment sebesar 19,4 m

$$\begin{aligned}
 E_{ae} &= 54,443 \times 19,4 \text{ m} \\
 &= 1055,998
 \end{aligned}$$

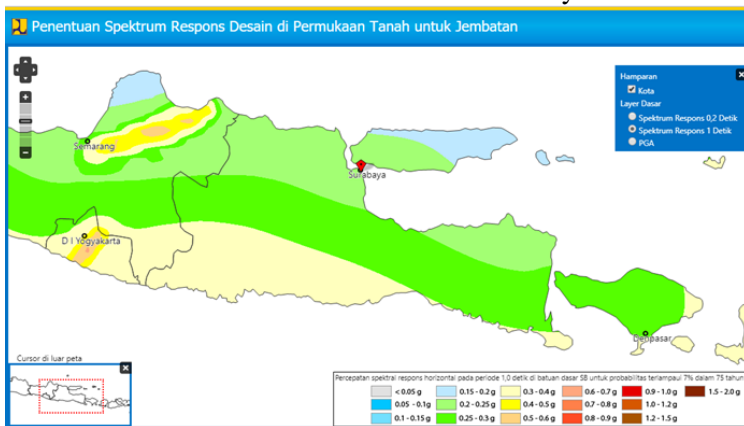
Menentukan PGA, Ss, dan S1 dari Peta Gempa 2010



Gambar 5. 7 Nilai PGA kota Surabaya



Gambar 5. 8 Nilai Ss kota Surabaya



Gambar 5. 9 Nilai di kota Surabaya
Menentukan Kelas Situs Berdasarkan Data Tanah

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{N} \right)}$$

$$N = \frac{\sum ti}{\sum (ti/N)} = \frac{30}{59.579} = 0.5$$

Tabel 5. 49 Kelas Situs Berdasarkan Nilai N-SPT

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3m$) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5m$ dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35m$		

Menentukan faktor situs

Tabel 5. 50 Faktor Amplifikasi untuk Periode 0 dt & 0.2 dt (F_{PGA}/F_a)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0.25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0.5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0.75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1.0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Tabel 5. 51 Nilai PGA, Ss, dan S1 Berdasarkan Pusjatan

PGA	SS 0,2	S1 (1)
0.25	0.5	0.25

Interval Fa	
0.500	1.70
Interval F PGA	
0.2	1.7
0.25	1.45
0.3	1.2

Didapat nilai F PGA = 1.5 dan Fa = 1.6 dengan menggunakan interpolasi.

Tabel 5. 52 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 dt (Fv)

Kelas situs	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Interval Fv	
0.2	3.2
0.25	3.00
0.3	2.8

Didapatkan nilai Fv = 2.6 dengan menggunakan interpolasi.

Tabel 5. 53 Nilai F PGA, Fa, dan Fv

F PGA	Fa	Fv
1.45	1.70	3.00

S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) = 0.5

S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) = 0.25

Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (Fa) = 1.7

Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (Fv) = 3.0

Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek
(S_d)=F_a S_s = 0.85

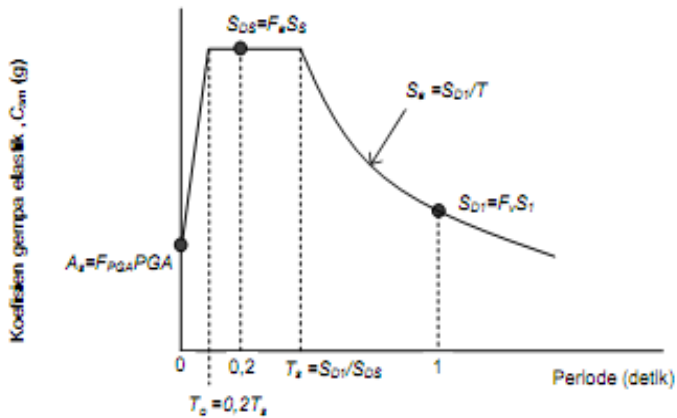
Parameter spektrum respons percepatan pada periode 1 detik
(S_{d1})=F_v S₁ = 0.75

$$\text{PGA} = 0.25$$

$$\text{F PGA} = 1.5$$

$$\text{A}_s = \text{FPGA} \times \text{PGA} = 0.3625$$

Menghitung Respons Spektra



Grafik 5. 3 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1.45 \times 0.25 \\ &= 0.363 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_a \\ &= 1.7 \times 0.5 \\ &= 0.85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 3.0 \times 0.25 \\ &= 0.75 \end{aligned}$$

Menentukan Respon Gempa Elastik

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{D2}} = \frac{0.75}{0.85} = 0.882$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0.2 \times T_s \\ &= 0.2 \times 0.882 \\ &= 0.176 \end{aligned}$$

$$T = 0.2$$

Syarat-syarat penentuan C_{sm} :

- $T < T_0$

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

- $T_0 < T < T_s$
- $$C_{SM} = S_{DS}$$
- $T_s < T$
- $$C_{sm} = \frac{SD1}{T}$$

Maka, digunakan syarat $2 C_{sm} = 0.85$

Tabel 5. 54 Hubungan Elemen Struktur

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

$$R = 0.8$$

Maka, didapat R sebesar 0.8 sehingga beban gempa akibat bangunan atas sebesar :

$$W_t = \text{Berat sendiri bangunan atas} + \text{Beban mati tambahan} = 1527.62 \text{ kN}$$

$$Eq1 = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t = 1623.099 \text{ kN}$$

Tabel 5. 55 Kategori Kepentingan Bangunan

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

$$R = 1.5$$

Maka, didapat R sebesar 1.5 sehingga beban gempa akibat bangunan atas sebesar :

$$\begin{aligned} W_t &= \text{Beban mati tambahan} \\ &= 2186.654 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Eq_2 &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= 1239.104 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sehingga beban gempa total yang terjadi adalah

$$\begin{aligned} \text{Total Eq} &= Eq_1 + Eq_2 \\ &= 2862.203 \text{ kN} \end{aligned}$$

9. Perhitungan Gaya Aksial

Tabel 5. 56 Perhitungan Momen dan Gaya Dipusatkan pada
Center Poer

URAIAN	V	Hx	Hy	Mx	My	x	y	z
	kN.	Kn	Kn	kN.m	kN.m			
Beban Tetap								
Struktur atas	1527.62							
Struktur abutment	2186.65			2186.65		1.13		
Tek. Tanah Aktif 1		479.782		551.030				2.30
Tek. Tanah Aktif 2		787.186		602.722				0.77
Pengaruh beban hidup								
BTR +BGT	623.975							
Pejalan kaki	123.75							
Beban Rem		143.675		376.572				
Beban Angin			29.610		119.745			
Aksi Lingkungan								
Eq Struktur Atas		3714.277	3714.277	8531.694	8531.694			
Eq Struktur Bawah		1166.216	1166.216	2411.344	2411.344			2.07
Eq. Tek.Tanah dinamis		1055.998		2425.629				0.69

Kombinasi Beban

Kombinasi 1 (MS + MA + TP + TD + TA)

Tabel 5. 57 Kombinasi Beban 1 Beban Tegangan Kerja pada Abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN.	kN.	kN.	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.0	3714.28			2186.654208	
2	Pejalan kaki	1.0	123.75				
3	Beban lajur	1.0	623.975				
5	Tek. Tanah	1.0		1266.968		1153.752	
Total			4462.00	1266.968		3340.405977	

Kombinasi 2 (MS + MA + TB + TD + TA)

Tabel 5. 58 Kombinasi Beban 2 Beban Tegangan Kerja pada Abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN.	kN.	kN.	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.0	3714.277			2186.654	
2	Beban Rem	1.0		143.675		376.572	
3	Beban lajur	1.0	623.975				
4	Tek. Tanah	1.0		1266.968		1153.752	
Total			4338.252	1410.643		3716.978	

Kombinasi 3 (MS + MA + TB + TD + TA + EW)

Tabel 5. 59 Kombinasi Beban 3 Beban Tegangan Kerja pada Abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN.	kN.	kN.	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.0	3714.277			2186.654	
2	Beban Rem	1.0		143.675		376.572	
3	Beban lajur	1.0	623.975				
4	Tek. Tanah	1.0		1266.968		1153.752	
5	Beban Angin	1.0			29.610		119.745
Total			4338.252	1410.643	29.610	3716.978	119.745

Kombinasi 4 (D + Ex + 30% Ey + Taq)

Tabel 5. 60 Kombinasi Beban 4 Beban Tegangan Kerja pada Abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN.	kN.	kN.	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.0	3714.277			2186.654	
2	Beban Gempa	1.0		4880.492	1464.148	10943.037	3282.911
3	Tek.Dinamis Axial Gempa	1.0		1055.998		2425.629	
Total			3714.277	5936.491	1464.148	15555.320	3282.911

Kombinasi 5 (D +30% Ex + Ey + Taq)

Tabel 5. 61 Kombinasi Beban 5 Beban Tegangan Kerja pada Abutment

No	Aksi / Beban	Faktor Beban	Vu	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kN.m	kN.m
1	Berat Sendiri	1.0	3714.277			2186.654	
2	Beban Gempa	1.0		1464.148	4880.492	3282.911	10943.037
3	Tek.Dinamis Axial Gempa	1.0		1055.998		2425.629	
Total			3714.277	2520.146	4880.492	7895.194	10943.037

Konfigurasi Tiang Pancang

- X = Jarak tiang pancang terhadap sumbu X (m)
= 1.2 m
- Y = jarak tiang terhadap sumbu Y (m)
= 2.63 m
- N = Jumlah tiang pancang
= 16

Beban maksimum pada kelompok tiang

$$P_{maks} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My_{maks}}{ny \Sigma y^2}$$

Keterangan :

- Pu = Gaya aksial yang terjadi
- My = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu Y
- Mx = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu X
- Xmax = Jarak tiang antar sumbu X terjauh
- Y maks = Jarak tiang arah sumbu Y terjauh
- Σx^2 = Jumlah kuadran X
- Σy^2 = Jumlah kuadran X
- Nx = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x
- Ny = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y
- Np = Jumlah tiang

Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang abutment

Tabel 5. 62 Kemampuan Gaya Aksial per Tiang Abutment

No	x	y	x ²	y ²	Komb.1	Komb.2	Komb.3	Komb.4	Komb.5
1	-0.6	-9.205	0.360	84.732	225.954	212.253	199.780	190.884	-1032.840
2	-0.6	-6.575	0.360	43.231	241.074	229.078	216.605	261.295	-997.102
3	-0.6	-4	0.360	15.563	256.194	245.903	233.430	331.707	-961.364
4	-0.6	-1.315	0.360	1.729	271.315	262.728	250.255	402.118	-925.626
5	-0.6	1.315	0.360	1.729	286.435	279.553	267.080	472.530	-889.889
6	-0.6	3.945	0.360	15.563	301.556	296.378	283.905	542.942	-854.151
7	-0.6	6.575	0.360	43.231	316.676	313.203	300.730	613.353	-818.413
8	-0.6	9.205	0.360	84.732	331.797	330.028	317.555	683.765	-782.675
9	0.6	-9.205	0.360	84.732	225.954	212.253	224.727	190.884	1246.960
10	0.6	-6.575	0.360	43.231	241.074	229.078	241.552	261.295	1282.698
11	0.6	-4	0.360	15.563	256.194	245.903	258.377	331.707	1318.435
12	0.6	-1.315	0.360	1.729	271.315	262.728	275.202	402.118	1354.173
13	0.6	1.315	0.360	1.729	286.435	279.553	292.027	472.530	1389.911
14	0.6	3.945	0.360	15.563	301.556	296.378	308.852	542.942	1425.649
15	0.6	6.575	0.360	43.231	316.676	313.203	325.677	613.353	1461.387
16	0.6	9.205	0.360	84.732	331.797	330.028	342.502	683.765	1497.124
			5.760	581.020					

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi pada 1 pilar tiang pancang didapatkan daya aksial terbesar yang diterima adalah 1497.124. Selanjutnya gaya aksial yang terjadi harus lebih kecil dari daya dukung tanah.

$$P \text{ Cabut} = -1032.840$$

$$P \text{ Sementara} = 1497.124 = 149.7124 \text{ ton}$$

$$P \text{ maks tetap} = 342.502 = 34.250 \text{ ton}$$

5.2.3. Perhitungan Daya Dukung Tanah

Nama lokasi = Jalan Darmo Surabaya

Titik = S1

Luas konus = 10cm^2

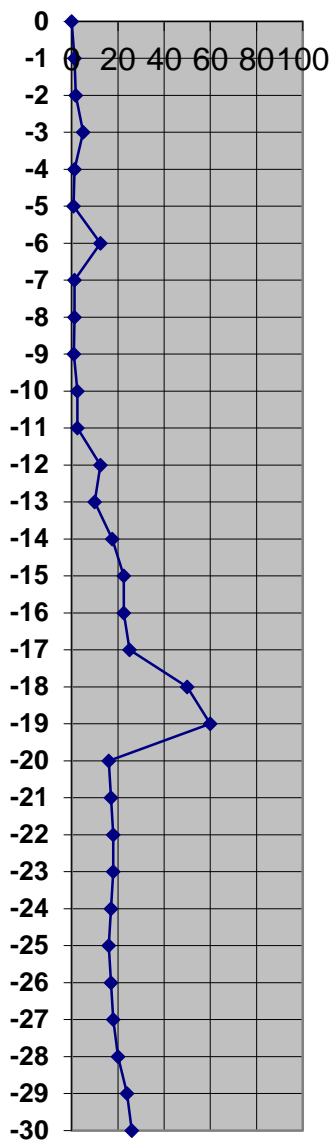
Luas piston = 10cm^2

Luas mantel (selimut) = 100cm^2

Tabel 5. 63 Nilai Konvensi Sondir ke SPT

Kedalaman	Nilai	NILAI
	Konus	N-SPT
(m)	kg/cm^2	(N)
0	0	0
1	5	1
2	7	2
3	10	5
4	5	1
5	3	1
6	25	13
7	5	1
8	5	1
9	4	1
10	10	3
11	10	3
12	25	13
13	20	10

14	35	18
15	45	23
16	45	23
17	50	25
18	100	50
19	250	>60
20	-	15
21	-	15
22	-	16
23	-	17
24	-	18
25	-	18
26	-	18
27	-	18
28	-	20
29	-	24
30	-	26



Grafik 5. 4 Grafik N SPT

- Qu = Rt + Rf (Ton)
- Rt = qd x Ap tiang (Ton)
- Rf = $\Sigma li \cdot fi \times As$ tiang (Ton) qd = (qd/N) x N rata-rata
- qd/N = (diagram qd/N, Mekanika Tanah dan Teknik pondasi, Ir. Suyono Sosrodarsno, Kazuto N)
- I = Nilai penetrasi/ Diameter tiang pancang
- li = Panjang segmen yang ditinjau (m)
- fi = Gaya geser pada selimut tiang
 = N/5 (≤ 10) Tanah Berpasir
 = N (12) Tanah Kohesif

Data Perencanaan Tiang Pancang:

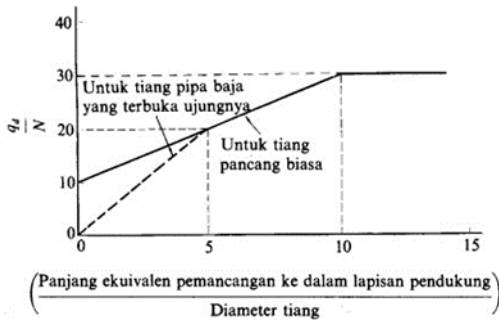
- 5. Mencari panjang ekivalen dari penetrasi tiang:
 - e. Harga N pada ujung tiang N1 = 18
 - f. Harga N rata-rata pada jarak 4D dari ujung tiang

$$N_2 = \frac{17+18+18}{3}$$

$$N_2 = 17,67$$
 - g.
$$N = \frac{N1+N2}{2}$$

$$N = \frac{18+17,67}{2}$$

$$N = 17,83$$
- h. Gambar cara menentukan panjang ekivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung
- 6. Daya dukung pada ujung tiang : karena menggunakan spun pile (tiang pancang piasa) maka dipakai garis lurus penuh pada gambar berikut :



Gambar 5. 10 Diafragma Perhitungan dari Intensitas Daya Dukung Ultimate Tanah pada Pindasi pada Ujung Tiang

$$\frac{I}{D} = \frac{0.89}{0.5}$$

$$\frac{qD}{N} = N$$

$$qd = 13,56 \cdot N$$

$$qd = 13,56 \cdot 17,83 = 241,82 \text{ ton/m}^3$$

Daya dukung ujung tiang :

$$R_t = 241,82 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi D^2 = 47,48 \text{ ton}$$

7. Gaya geser maksimum dinding tiang : Harga rata-rata N bagi lapisan-lapisan tanah didapat dari data gambar hasil SPT tanah dan f_1 yang sesuai dengan harga rata-rata N dapat diperoleh dengan melihat pada tabel berikut :

Tabel 5. 64 Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang
(Satuan: t/m²)

Jenis tiang tanah pondasi	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah kohesif	c atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

Selanjutnya gaya geser maksimum dinding tiang dapat diperkirakan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} R_f &= \text{Keliling penampang} \times \Sigma l_i \cdot f_i \\ &= 3.14 \times 0.5 \times 115.5 \\ &= 199,49 \text{ ton} \end{aligned}$$

8. Daya Dukung Ultimate

$$\begin{aligned} R_u &= R_f + R_t \\ &= 199,49 + 47,48 \\ &= 246,97 \text{ ton} \end{aligned}$$

9. Daya Dukung yang Diijinkan

- c. Untuk Beban Sementara

$$\begin{aligned} (R_y/R_f) - W_p &= 246,97/2 - 9.04 \\ &= 114,45 \text{ ton} \end{aligned}$$

- d. Untuk Beban Tetap

$$\begin{aligned} (R_y/R_f) - W_p &= 246,97/3 - 9.04 \\ &= 73,29 \text{ ton} \end{aligned}$$

Tabel 5. 65 Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiap Meter

Depth (m)	Jenis Tanah	N rata2	fi	li*tebal	Σ (li x fi)	N2 (4D)	N	Nilai Penet rasi	I/D	qd/N
			(t/m2)	(t/m)						
0	Lanau Berlempung Berpasir, Abu-abu	0	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00	10
-1	Lanau Berlempung Berpasir, Abu-abu	1	0,63	0,63	0,63	0,00	0,63	1,00	2,00	14
-2	Lanau Berlempung Berpasir, Abu-abu	2	0,88	0,88	1,50	1,00	1,38	0,00	0,00	10
-3	Lempung Berlanau, Abu-abu	5	2,50	2,50	2,50	2,67	3,83	0,00	0,00	10
-4	Lempung Berlanau, Abu-abu	1	0,63	0,63	3,13	2,67	1,96	0,67	1,34	12,68
-5	Lempung Berlanau, Abu-abu	1	0,38	0,38	3,50	2,33	1,54	0,00	0,00	10
-6	Lempung Berlanau, Abu-abu	13	6,25	6,25	9,75	4,83	8,67	0,00	0,00	10
-7	Lempung Berlanau, Abu-abu	1	0,63	0,63	10,38	4,83	3,04	0,67	1,34	12,68
-8	Lempung Berlanau, Abu-abu	1	0,63	0,63	11,00	5,00	3,13	0,00	0,00	10
-9	Lempung Berlanau, Abu-abu	1	0,50	0,50	11,50	1,17	1,08	0,67	1,34	12,68
-10	Lempung Berlanau, Abu-abu	3	1,25	1,25	12,75	1,58	2,04	0,00	0,00	10

-11	Lempung Berlanau, Abu-abu	3	1,25	1,25	14,00	2,00	2,25	0,67	1,34	12,68
-12	Lempung Berlanau, Abu-abu	13	6,25	6,25	20,25	5,83	9,17	0,66	1,32	12,64
-13	Lempung Berlanau, Abu-abu	10	5,00	5,00	25,25	8,33	9,17	0,67	1,33	12,66
-14	Lempung Berlanau, Abu-abu	18	8,75	8,75	34,00	13,33	15,42	1,20	2,40	14,8
-15	Lempung Berlanau, Abu-abu	23	11,25	11,25	45,25	16,67	19,58	0,67	1,34	12,68
-16	Lempung Berlanau, Abu-abu	23	11,25	11,25	56,50	20,83	21,67	0,17	0,33	10,66
-17	Lempung Berlanau, Abu-abu	25	12,00	12,00	68,50	23,33	24,17	0,34	0,67	11,34
-18	Lempung Berlanau, Abu-abu	50	12,00	12,00	80,50	32,50	41,25	0,74	1,48	12,96
-19	Lempung Berlanau, Abu-abu	>60	12,00	12,00	92,50	45,00	52,50	0,00	0,00	10
-20	Lempung Berlanau, Abu-abu	16	8,00	8,00	100,50	42,00	29,00	0,75	1,50	13
-21	Lempung Berlanau, Abu-abu	17	8,50	8,50	109,00	31,00	24,00	0,60	1,20	12,4
-22	Lempung Berlanau, Abu-abu	18	9,00	9,00	118,00	17,00	17,50	0,00	0,00	10
-23	Lempung Berlanau, Abu-abu	18	9,00	9,00	127,00	17,67	17,83	0,89	1,78	13,56
-24	Lempung Berlanau, Abu-abu	17	8,50	8,50	135,50	17,67	17,33	0,63	1,25	12,5

-25	Lempung Berlanau, Abu-abu	16	8,00	8,00	143,50	17,00	16,50	0,00	0,00	10
-26	Lempung Berlanau, Abu-abu	17	8,50	8,50	152,00	16,67	16,83	0,00	0,00	10
-27	Lempung Berlanau, Abu-abu	18	9,00	9,00	161,00	17,00	17,50	0,00	0,00	10
-28	Lempung Berlanau, Abu-abu	20	10,00	10,00	171,00	18,33	19,17	0,67	1,33	12,66
-29	Lempung Berlanau, Abu-abu	24	12,00	12,00	183,00	20,67	22,33	0,84	1,67	13,34
-30	Lempung Berlanau, Abu-abu	26	12,00	12,00	195,00	23,33	24,67	1,17	2,34	14,68

Tabel 5. 66 Lanjutan Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiap Meter

qd	Rt	Rf	wp	Qu (Ton)	P ijin tiang (Ton)	P ijin tiang (Ton)	P ijin tiang (Ton)	t/N
					2	3	6	
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0
8,75	1,72	0,98	0,00	2,70	1,35	0,90	0,45	0,8
13,75	2,70	2,36	0,79	5,06	1,74	0,90	0,06	1,142857143
38,33	7,53	3,93	1,18	11,45	4,55	2,64	0,73	0,6
24,83	4,88	4,91	1,57	9,78	3,32	1,69	0,06	3,2
15,42	3,03	5,50	1,97	8,52	2,30	0,88	-0,54	6,666666667
86,67	17,02	15,32	2,36	32,33	13,81	8,42	3,03	0,48
38,57	7,57	16,30	2,75	23,87	9,18	5,21	1,23	5,6
31,25	6,14	17,28	3,14	23,41	8,56	4,66	0,76	6,4
13,74	2,70	18,06	3,54	20,76	6,84	3,38	-0,08	9
20,42	4,01	20,03	3,93	24,04	8,09	4,08	0,08	4
28,53	5,60	21,99	4,32	27,59	9,47	4,87	0,28	4,4

115,87	22,75	31,81	4,72	54,56	22,56	13,47	4,38	0,96
116,05	22,79	39,66	5,11	62,45	26,12	15,71	5,30	1,3
228,17	44,80	53,41	5,50	98,21	43,60	27,23	10,87	0,8
248,32	48,76	71,08	5,90	119,84	54,02	34,05	14,08	0,666666667
230,97	45,35	88,75	6,29	134,10	60,76	38,41	16,06	0,711111111
274,05	53,81	107,60	6,68	161,41	74,02	47,12	20,22	0,68
534,60	104,97	126,45	7,07	231,42	108,63	70,07	31,50	0,36
525,00	103,08	145,30	7,47	248,38	116,72	75,33	33,93	0,316666667
377,00	74,02	157,87	7,86	231,89	108,08	69,44	30,79	1,25
297,60	58,43	171,22	8,25	229,65	106,57	68,30	30,02	1,235294118
175,00	34,36	185,35	8,65	219,72	101,21	64,59	27,97	1,222222222
241,82	47,48	199,49	9,04	246,97	114,45	73,29	32,12	1,277777778
216,67	42,54	212,84	9,43	255,39	118,26	75,70	33,13	1,411764706
165,00	32,40	225,41	9,83	257,81	119,08	76,11	33,14	1,5625
168,33	33,05	238,76	10,22	271,81	125,69	80,39	35,08	1,529411765

175,00	34,36	252,90	10,61	287,26	133,02	85,14	37,27	1,5
242,65	47,64	268,61	11,00	316,25	147,12	94,41	41,70	1,4
297,93	58,50	287,46	11,40	345,95	161,58	103,92	46,26	1,208333333
362,11	71,10	306,31	11,79	377,40	176,91	114,01	51,11	1,153846154

Gaya tarik tiang yang diizinkan adalah suatu harga yang diperoleh dengan membagi gaya tarik maksimum sebuah tiang dengan suatu faktor keamanan (*safety factor*) tertentu, di sini faktor keamanan ditetapkan sebesar 6.

P Cabut Maks = 176,91 ton
Kapasitas Cabut = 32,12 ton

Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan koefisien. Perhitungan efisiensi tiang kelompok sebagai berikut :

Perhitungan efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus Seiler Keeney :

$$\begin{aligned}\eta &= \left(1 - \frac{36s(m+n-2)}{(75s^2-7)(m+n-1)} + \frac{0.3}{m+n}\right) \\ &= \left(1 - \frac{36s(m+n-2)}{(75s^2-7)(m+n-1)} + \frac{0.3}{m+n}\right) \\ &= 0,840478\end{aligned}$$

Dimana :

M = Jumlah tiang dalam satu kolom = 2 buah

N = Jumlah tiang dalam satu baris = 16 buah

S = jarak antar tiang = 2,63

Kontrol kekuatan tiang pancang

Daya dukung 1 vertikal kelompok tiang

= η x jumlah pile x daya dukung tiang

= 0,840 x 16 x 246,972

= 3412,566 ton

Daya dukung vertikal kelompok tiang > Pu

3412,566 ton > 1770,428 ton (OK)

Kontrol Kekuatan Tiang Pancang**Kontrol Terhadap Gaya Aksial Vertikal**

Dari tabel Gaya Aksial per tiang dapat diketahui gaya aksial terbesar yang terjadi pada tiang adalah sebagai berikut:

$P_{\text{aksial}} = 195.564 \text{ ton}$

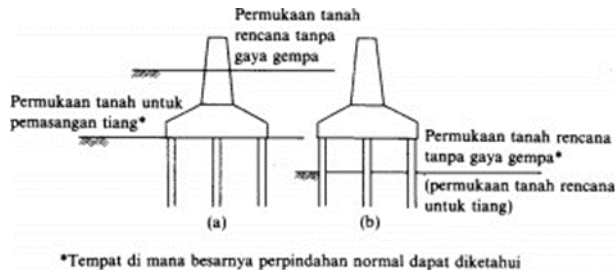
Kontrol: $P_{\text{aksial}} < P_{\text{bahan}}$

$195.564 \text{ ton} < 371 \text{ ton (OK)}$

Kontrol Terhadap Beban Horizontal

Untuk mengamati gaya penahan mendatar pada tiang dipakai suatu cara untuk menentukan daya dukung yang diizinkan berdasarkan tegangan didalam tubuh tiang dan besarnya pergeseran pada kepala tiang. Pada cara ini tiang dihitung sebagai suatu gelagar diatas pondasi yang elastis yang dinyatakan dengan tegangan pada tubuh tiang, besarnya pergeseran pada kepala tiang dan koefisien reaksi lapisan tanah dibawahnya.

Bila besarnya pergeseran yang diizinkan pada kepala tiang adalah besaran yang paling maksimum dari bangunan diatasnya, suatu gaya yang lebih kecil yang berasal dari gaya mendatar yang ditetapkan berdasarkan besarnya pergeseran ini, dan gaya mendatar ketika tegangan dalam tubuh tiang mencapai tegangan yang diizinkan, inilah yang disebut daya dukung (*bearing capacity*). Berikut ini adalah detail perhitungan untuk tiang yang terbenam di dalam tanah:



Gambar 5. 11 Cara Menentukan Permukaan Tanah Rencana Tiang

$$H_a = \frac{k \cdot D}{\beta} \delta_a$$

Keterangan :

H_a = Daya dukung mendatar yang diizinkan (kg)

K = Koefisien reaksi lapisan tanah dibawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m^3)

D = Diameter tiang (cm)

δ_a = Besarnya pergeseran normal (cm)

β = Nilai karakteristik tiang

Mencari Koefisien Reaksi Tanah Dasar (k)

$$K = 0.2 \cdot E_o \cdot D^{-0.75} \cdot \delta a^{-0.5}$$

$$\begin{aligned} E_o &= 28 \text{ N SPT min} \\ &= 28 \cdot 20 \\ &= 557,565 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D^{-0.75} &= 50^{-0.75} \\ &= 0,0532 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta a^{-0.5} &= 1^{-0.5} \\ &= 1 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= 0.2 \cdot E_o \cdot D^{-0.75} \cdot -0.5 \\ &= 0.2 \cdot 557,565 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0,0532 \cdot 1 \\ &= 5,930593616 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

Mencari Nilai Karakteristik Tiang

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}} \\ &= 0,00520 \end{aligned}$$

$$K = 5,930593616 \text{ kg/cm}^3$$

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

$$\begin{aligned} E &= 4700 \cdot f_c^{0.5} \cdot 10 \\ &= 4700 \cdot 49,8^{0.5} \cdot 10 \\ &= 331674.841 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= \pi/64 \cdot D^4 \\ &= \pi/64 \cdot 50^4 \\ &= 306796.158 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_a &= \frac{k \cdot D}{\beta} \delta a \\ &= 570,764 \text{ kN} \end{aligned}$$

Mencari Gaya-gaya Horizontal yang Bekerja

a. Gaya-gaya horizontal (H_x) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya:

Tabel 5. 67 Gaya-gaya Horizontal Searah Sumbu X pada Beban Sementara

Beban (H_x)	Gaya (Kn)
Beban Rem	143.675
Beban 100% akibat Gempa (Struktur Atas + Abutment)	4880.492
Tekanan Tanah Dinamis Gempa	1055.998
Total	5936.491

b. Gaya-gaya horizontal (H_y) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu y, diantaranya:

Tabel 5. 68 Gaya-gaya Horizontal Searah Sumbu Y pada Beban Sementara

Beban (H_y)	Gaya (kN)
30% Beban Gempa struktur atas	1114.283
30% Beban Gempa abutment	349.8646732
Beban Angin	29.610
Total	1493.757328

Kontrol Daya Dukung Horizontal yang bekerja

Total beban horizontal yang bekerja :

$$H = (H_x^2 + H_y^2)^{0.5}$$

$$H = 3961,981418 \text{ kN}$$

Beban horizontal yang diterima per tiang:

$$H \text{ tiang} = \frac{6121.53852}{16}$$

$$H \text{ tiang} = 247,6238386 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} H \text{ per tiang} &< H_a \\ 247,6238386 \text{ kN} &< 570,764 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol Momen

$$\begin{aligned} \text{Momen pada Tiang Pancang} &= 0.2079 \frac{H}{2\beta} \\ &= 49,55 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen yang terjadi} &< \text{Momen Ultimate} \\ 49,55 \text{ kN.m} &< 170 \text{ kN.m} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

5.2.4. Kontrol Stabilitas Abutment

Pada kontrol stabilitas abutment terdiri dari kontrol stabilitas guling.

5.2.4.1. Kontrol Stabilitas Guling

Titik guling berada di ujung *pilecap*.

a. Momen Penahan Guling

Letak titik guling A pada abutment.

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} > 1.1$$

Berat tanah timbunan di atas *pile cap*

Tabel 5. 69 Berat Timbunan Tanah di atas Pile Cap

Segmen	H m	B m	L m	Volume m ³	Berat (kN)	x m	Momen kN.m
1	1.631	1.495	19.35	47.18	849.28	2.947	2502.8151
2	0.169	2.795	19.35	9.14	164.52	2.297	377.9053
3	0.231985		19.35	4.49	80.80	1.089	87.991609
						Total	2968.712

Rekapitulasi Momen Penahan Abutment

Tabel 5. 70 Rekapitulasi Momen Penahan Abutment

Gaya Penahan	V kN	lengan m	Faktor Ultimit	Momen kN.m
Beban Bangunan Atas	1477,339225	3.1	1.3	5953,677078
Beban Abutment	2186.65	3.1	1.3	8812.2165
Beban tanah poer 1	849.28	2.947	1.25	3128.5189
Beban tanah poer 2	164.52	2.297	1.25	472.38163
Beban tanah poer 3	80.80	1.089	1.25	109.98951
Beban tanah poer 4	0.00	0	1.25	0
Total				18476,78353

b. Momen Penyebab Guling

Rekapitulasi Momen Penahan Abutment

Tabel 5. 71 Rekapitulasi Momen Penahan Abutment

Gaya Guling	V kN	lengan m	Faktor Ultimit	Momen kN.m
Tekanan tanah aktif 1	479.7822862	1.149	1.25	688.78744
Tekanan tanah aktif 2	787.185651	0.77	1.25	753.40227
Total				1442.1897

Kontrol Stabilitas,

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} > 1.1$$

$$\frac{18676.78}{1442.19} > 1.1$$

$$12,81161791 > 1.1$$

OK

5.2.5. *Pile Cap*

Perhitungan analisis *pile cap* berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (*ultimate*). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada tiang pancang, berikut ini adalah analisa perencanaan *pile cap*.

5.2.5.1. Analisa Pembebanan *Pile Cap*

Perhitungan Gaya dan Momen pada Center *Pile Cap*

Tabel 5. 72 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center *Pile Cap*

No	URAIAN	V	Hx	Hy	x	y	z	Mx	My
		kN	kN	kN	m	m	m	kN.m	kN.m
I	Beban Tetap								
	Struktur Atas	1527.62252							
	Abutment (Struktur Bawah)	2186.65			1.13			2186.65	
	Tek. Tanah Aktif 1		479.78					551.0299557	
	Tek. Tanah Aktif 2		787.19					602.72	
II	Peng. Beban Hidup								
	BTR + BGT	623.98							
	Pejalan Kaki	123.75							
	Beban Rem		143.68					376.572175	
	Beban Angin			29.61					119.745067

III	Aksi Lain (Gempa)								
	Eq Struktur Atas		3714.28	3714.28				8531.693643	8531.69364
	Eq Abutment (Struktur Bawah)		1166.22	1166.22				2411.343856	2411.34386
	Eq Tek. Tanah Dinamis		1056.00					2425.62852	

Kombinasi 1 (1.3D + 2L + 2Tb + 1.2 Tew + 1.25 Ta)

Tabel 5. 73 Kombinasi 1

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN	Hx kN	Hy kN	Mx kN.m	My kN.m
1	Berat sendiri	1.30	4828.56			2842.65	
2	Tekanan Aktif	1.25		1583.71		1442.19	
3	Beban lajur	2.00	1247.95				
4	Beban rem	2.00		287.35		753.14	
5	Beban angin	1.20			35.53		143.69
	Total		6076.51	1871.06	35.53	5037.98	143.69

Kombinasi 2 (1.3D + 30%Ex + Ey)

Tabel 5. 74 Kombinasi 2

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN	Hx kN	Hy kN	Mx kN.m	My kN.m
1	Berat sendiri	1.30	4828.56			2842.65	
2	Beban gempa	1.00		1464.15	4880.49	3282.91	10943.04
3	Tek. Tanah Dinamis	1.00		1056.00		2425.63	
	Total		4828.56	2520.15	4880.49	8551.2	10943.04

Kombinasi 3 (1.3D + Ex + 30%Ey)

Tabel 5. 75 Kombinasi 3

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN	Hx kN	Hy kN	Mx kN.m	My kN.m
1	Berat sendiri	1.30	4828.56			14225.9	
2	Beban gempa	1.00		4880.49	1464.15	10943.04	3282.91
3	Tek. Tanah Dinamis	1.00		1056.00		2425.63	
	Total		4828.56	5936.49	1464.15	27594.6	3282.91

Konfigurasi tiang pancangyang digunakan adalah sebagai berikut:

Konfigurasi Tiang Pancang Abutment

x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
= 1.2 m

y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)
= 2.63 m

n = Jumlah tiang pancang
= 16

5.2.5.2. Beban Maksimum Pada Kelompok Tiang

$$P \text{ maks} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My.xmaks}{ny.\Sigma x^2} \pm \frac{My.xmaks}{ny.\Sigma y^2}$$

Keterangan:

Pu = Gaya aksial yang terjadi

My = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

Mx = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

Xmax = Jarak tiang arah sumbu X terjauh

Ymax = Jarak tiang arah sumbu Y terjauh

Σx^2 = Jumlah Kuadrat X

Σy^2 = Jumlah Kuadrat Y

Nx = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

Ny = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

Np = Jumlah tiang

Tabel 5. 76 Perhitungan Kemampuan Gaya Aksial per Tiang

No	x m	y m	x ² m	y ² m	Komb. 1 kN	Komb. 2 kN	Komb. 3 kN
1	-0.6	-9.21	0.36	84.732025	285.00	-973.59	-477.36
2	-0.6	-6.58	0.36	43.230625	307.80	-934.88	-352.45
3	-0.6	-3.95	0.36	15.563025	330.61	-896.18	-227.55
4	-0.6	-1.32	0.36	1.729225	353.41	-857.47	-102.64
5	-0.6	1.32	0.36	1.729225	376.22	-818.76	22.27
6	-0.6	3.95	0.36	15.563025	399.02	-780.05	147.18
7	-0.6	6.58	0.36	43.230625	421.83	-741.35	272.08
8	-0.6	9.21	0.36	84.732025	444.63	-702.64	396.99
9	0.6	-9.21	0.36	84.732025	314.93	1306.21	206.58
10	0.6	-6.58	0.36	43.230625	337.74	1344.92	331.49
11	0.6	-3.95	0.36	15.563025	360.54	1383.62	456.39
12	0.6	-1.32	0.36	1.729225	383.35	1422.33	581.30
13	0.6	1.32	0.36	1.729225	406.15	1461.04	706.21
14	0.6	3.95	0.36	15.563025	428.96	1499.75	831.12
15	0.6	6.58	0.36	43.230625	451.76	1538.45	956.02
16	0.6	9.21	0.36	84.732025	474.57	1577.16	1080.93
			5.76	581.0196			

5.2.5.3. Perhitungan Gaya dan Momen pada *Pile Cap*

Tabel 5. 77 Perhitungan Reaksi Tiang Pancang

Tiang Pancang	P komb 1 kN	P komb 2 kN	P komb 3 kN
Σ P1	2918.51	-6704.92	-321.48
Σ P2	3158.00	11533.48	5150.04

Tabel 5. 78 Perhitungan Momen Pile Cap

Reaksi	Jarak terh	Momen		
Akibat	center poer	Komb 1	Komb 2	Komb 3
$\Sigma P1$	0.60	1751.11	-4022.950826	-192.8877012
$\Sigma P2$	0.60	1894.80	6920.086673	3090.023549

Sehingga, untuk perencanaan penulangan poer dipakai hasil reaksi dari kombinasi 2 ($1.3D + 30\%Ex + Ey + PaG$). Momen yang dipakai untuk perhitungan penulangan poer.

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= \frac{\text{Momen Max pada baris pancang}}{\text{Lebar Abutment}} \\ &= \frac{6920.09 \text{ kN.m}}{19.04 \text{ m}} \\ &= 363.4499 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.2.5.4. Penulangan Pile Cap Abutment

Tulangan Lentur Mutu Beton, fc'	= 29.05 MPa
Mutu Baja Tulangan, fy	= 390 Mpa
Tinggi yang ditinjau, h	= 1000 mm
Lebar yang ditinjau, b	= 1000 mm
Selimit Beton, d'	= 50 mm
Tebal Efektif, d	= 950 mm
Faktor Reduksi Lentur, Φ	= 0,8
Mu	= 363.4499 kN.m
Faktor distribusi tegangan beton, β_1	= 0,85 ($fc' < 30 \text{ Mpa}$)

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 363.4499 \text{ kN.m} \\ \text{Mn} &= \frac{363.4499 \text{ kN.m}}{0.8} \\ &= 454.312 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rn} &= \frac{\text{Mn}}{\text{bd}^2} \\ &= \frac{454.312 \times 1000000}{1000 \times 950^2} \\ &= 0.5034 \end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,0323$$

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

$$= 0,000359$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'}$$

$$= 15,79$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$

$$= 0,00130418$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho$$

$$= 0,02421$$

$$\rho_{\min} > \rho < \rho_{\max}$$

$$0,004 > 0,00130418 < 0,02421$$

Maka diambil $\rho = 0,000359$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 3410,25641 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Utama D = 22

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= 379,94 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}}$$

$$= 111,41 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ pasang} = 3799,4 \text{ mm} \quad \text{(OK)}$$

Maka, dipasang tulangan utama D22 – 100

TULANGAN BAGI

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 3410.25641 \\ &= 682.0512821 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D-16

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= 294.64 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_s \text{ pasang} = 1004.8 \text{ mm}$$

Maka, dipasang tulangan utama D22 – 100

TULANGAN TEKAN

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \text{ min} \times b \times d \\ &= 0.003589744 \times 1000 \times 950 \\ &= 3410.25641 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D 22

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 484 \\ &= 379.94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= 111.41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_s \text{ pasang} = 3799.4 \text{ mm}$$

Maka, dipasang tulangan utama D22 – 100

KONTROL GESER PONS POER

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \text{ bd} \\ &= 2461164.711 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= (\pi + \emptyset TP) + h \\ &= 1884 + 1000 \\ &= 2884 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h \text{ pons} - d' \\ &= 1000 - 50 \end{aligned}$$

$$= 950 \text{ mm}$$

$$V_u = \frac{P_{maks}}{\phi}$$

$$= 2138.749032 \text{ kN}$$

Kontrol, $V_c > V_u$

$$2461.164711 \text{ N} > 2138.749032 \text{ kN} \quad (\mathbf{OK})$$

CEK KONDISI GESER

$$1. V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$$

$$112329.2559 < 298685.0377 \quad (\mathbf{OK})$$

$$2. 0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$$

$$298685.0377 > 112329.2559 < 597370.0754$$

NOT OK

$$3. \phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \text{ min})$$

$$597370.0754 > 112329.2559 < 819036.742$$

NOT OK

$$4. \phi (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} \text{ bw d})$$

$$819036.742 > 112329.2559 < 1792110.226$$

NOT OK

$$5. \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} \text{ bw d}) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \text{ bw d})$$

$$1792110.226 > 112329.2559 < 2986850.377$$

NOT OK

Didapatkan dari perhitungan diatas masuk pada kondisi 1
 Direncanakan menggunakan tulangan geser 4 kaki dengan diameter 13

$$A_v = 4 \times A_s$$

$$= 4 \times 0.25 \times \pi \times \emptyset^2$$

$$= 4 \times 0.25 \times 3.14 \times 0^2$$

$$= 0 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_{yx} \times d}{V_s}$$

$$= 0 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser D13 -600 mm

5.2.6. Perhitungan Dinding Abutment

Perhitungan analisis dinding abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (*ultimate*). Berikut adalah analisa perencanaan dinding abutment.

5.2.6.1. Analisa Pembebanan Dinding Abutment

1. Beban Sendiri Dinding Abutment

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times Wc \\ &= 0.953 \times 2.2 \times 25 \\ &= 52.415 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Beban *Long Stopper*

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times Wc \\ &= 0.30 \times 0.369 \times 25 \\ &= 3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Beban Hidup Lalu Lintas

$$L = 7.5 \text{ m}$$

$$B = 14.3 \text{ m}$$

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

$$DLA = 0.4$$

$$q \text{ BTR} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$By = 19.35 \text{ m}$$

$$n = 5$$

$$\begin{aligned} V_{BTR} &= ((ni \times 2,75\text{m}) \times BTR) + (B - (ni \times 2,75\text{m}) \times (\frac{1}{2}BTR)) + \\ &\quad (qp \times 2 \times 1,2 \text{ m})) \times \frac{1}{2} L \\ &= 138.05 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{BGT} &= (ni \times 2.75 \text{ m} \times BGT \times (1+DLA)) + (B - (ni \times 2.75 \text{ m}) \times \\ &\quad 0.5BGT \times (1+DLA)) \\ &= 485.925 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{BTR} &= \frac{V_{BTR}}{B} \\ &= \frac{138.05}{14.3} \end{aligned}$$

$$= 9.65 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} q_{BGT} &= \frac{V_{BGT}}{B} \\ &= \frac{485.925}{14.3} \end{aligned}$$

$$= 33.98 \text{ kN.m}$$

4. Beban Struktur Atas

$$\begin{aligned}
 Q_{ABT} &= \frac{V_{BGT}}{B_y} \\
 &= \frac{1527.6225}{19.35} \\
 &= 78.9469 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5. Beban Tekanan Tanah Aktif

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi Timbunan (H)} &= 1.197 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis tanah (} \gamma_t \text{)} &= 18 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Sudut geser tanah (} \phi \text{)} &= 4.5^\circ \\
 \text{Koef. Tanah aktif (} K_a \text{)} &= 0.854 \\
 q &= 0.7 \times \gamma_t \\
 &= 12.6 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{Ta_1} &= q \times K_a \times H \times B_y \\
 &= 249.38 \text{ kN/m} \\
 P_{Ta_2} &= 0.5 \times K_a \times \gamma_t \times H_2 \times B_y \\
 &= 213.22 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

6. Beban Gempa

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= 0.8 \\
 W_{\text{set. Bang. Atas}} &= 1527.62252 \text{ kN} \\
 R_{\text{bang. Bawah}} &= 1.5 \\
 \text{Beban Sendiri Breast Wall} &= 1014.23 \text{ kN} \\
 R_{\text{bang. Atas}} &= 0.8 \\
 \text{Berat Korbel} &= 0 \text{ kN} \\
 \text{Berat longitudinal stopper} &= 54 \text{ kN} \\
 \text{Beban Gempa Akibat Bangunan Atas:}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0.8}{0.8} \times 1527.62252 \\
 &= 1527.62252 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{E_q}{B_y} \\
 &= \frac{1527.62}{19.35} \\
 &= 78.95 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Berat Sendiri Dinding Abutment:

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0.8}{1.5} \times 1014.23
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 540.9228 \text{ kN} \\
 q &= \frac{E_q}{B_y} \\
 &= \frac{540.9228}{19.35} \\
 &= 27.95 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Korbel

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0.8}{1.5} \times 0 \\
 &= 0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{E_q}{B_y} \\
 &= \frac{0}{19.35} \\
 &= 0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa *Long Stopper*

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0.8}{1.5} \times 53.55 \\
 &= 28.5606 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{E_q}{B_y} \\
 &= \frac{28.5606}{19.35} \\
 &= 1.48 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

7. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

$$\text{Tinggi Timbunan (H)} = 1.197 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis tanah (} \gamma_t \text{)} = 18 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sudut geser tanah (} \phi \text{)} = 4.5^\circ$$

$$\text{Koefisien tekanan tanah aktif (} K_a \text{)} = 0.85$$

$$\text{Koefisien gempa horizontal (} K_h \text{)} = 0.1875$$

$$\text{Koef. Tek. Tanah Dinamis (} K_{AE} \text{)} = 1.146296761$$

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma_t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\
 &= \frac{18 \times 24.3049}{2} \times 1 \times 1.14629676 \\
 &= 250.7456534 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

8. Beban Rem

$$TB = 143.675 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{TB}{By} \\
 &= \frac{143.675}{19.35} \\
 &= 7.42506459 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.2.6.2. Perhitungan Gaya dan Momen pada Dinding Abutment

Kombinasi 1 (1.3D + 2L + 2Tb + 1.2 Tew + 1.25 Ta)

Tabel 5. 79 Kombinasi 1

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	68.14		0.25	17.03
2	Berat korbek	1.30	0.00			0.00
3	Berat Korbek Dpn	1.30	0.00			0.00
4	Berat long stop	1.30	3.60		0.55	1.98
5	Tek. Aktif 1	1.25		311.72	0.5985	186.57
6	Tek. Aktif 2	1.25		266.52	0.399	106.34
7	BTR + BGT	2.00	87.27		0.0	0.00
8	Beban Rem	2.00		14.85	1.197	17.78
	Total		159.01	593.09		329.70

Kombinasi 2 (1.3 D + 1 Eq + 1 Taq)

Tabel 5. 80 Kombinasi 2

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	68.14		0.25	17.03
2	Gempa Bang. Atas	1.00		78.95	1.20	94.50
3	Gempa Breast Wall	1.00		27.95	1.197	33.46
4	Gempa Korbel	1.00		0.00	0.00	0.00
5	Gempa Kobel Dpn	1.00		0.00	0.00	0.00
6	Gempa Long Stop	1.00		1.48	1.20	1.77
7	Tek. Tanah. Dinamis	1.00		14.78	0.60	8.85
	Total		68.14	123.16		155.61

5.2.6.3. Perhitungan Penulangan Dinding Abutment

Tulangan Utama

Momen Ultimate $M_u = 329.70 \text{ kN.m}$ Lebar yang ditinjau $B = 1000 \text{ mm}$ Mutu Beton $f_c' = 29.05 \text{ Mpa}$ Selimut Beton $d' = 50 \text{ mm}$ Mutu Baja Tulangan $f_y = 390 \text{ Mpa}$ Tebal Efektif $d = 903 \text{ mm}$ Tinggi abutment $H = 953 \text{ mm}$ Faktor Reduksi Lentur $\phi = 0.8$ Diameter Tulangan Utama $D = \text{mm}$ Diameter Tulangan Bagi $D = \text{mm}$ Faktor distribusi tegangan beton $\beta_1 = 0.85$ $M_u = 329.6966965 \text{ kN.m}$

$$M_n = \frac{329.6966965 \text{ kN.m}}{0.8}$$

$$= 412.1208706 \text{ kN.m}$$

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

$$= \frac{412.1208706 \times 1000000}{1000 \times 903^2}$$

$$= 0.505416142$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0.85 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.0326 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} \\
 &= 0.003589744 \\
 m &= \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} \\
 &= 15.79 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) \\
 &= 0.0013 \\
 \rho_{\max} &= 0.75 \rho \\
 &= 0.0245
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lcl}
 \rho_{\min} & > & \rho & < & \rho_{\max} \\
 0.004 & > & 0.0013 & < & 0.0245
 \end{array}$$

Maka diambil $\rho = 0.0013$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 1182.460754 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D = 29

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= 660.185 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= 558.31 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ pasang} = 6601.85 \text{ mm}^2 \quad (\mathbf{OK})$$

Maka, dipasang tulangan utama D29 – 100

TULANGAN BAGI

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 50\% \times A_s \\
 &= 50\% \times 1182.460754 \\
 &= 591.230377 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D-19

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 361 \\
 &= 283.385 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}}$$

$$= 479.31 \text{ mm}$$

$$As \text{ pasang} = 2833.85 \text{ mm}^2$$

Maka, dipasang tulangan utama D19 – 100

TULANGAN TEKAN

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

$$= 0.003589744 \times 1000 \times 903$$

$$= 3241.538462 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan utama D 25

$$As = 0.25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times 625$$

$$= 379.94 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}}$$

$$= 151.36 \text{ mm}$$

$$As \text{ pasang} = 4906.25 \text{ mm}^2$$

Maka, dipasang tulangan utama D25 – 100

TULANGAN BAGI

$$As' = 20\% \times As$$

$$= 20\% \times 1182.460754$$

$$= 236.4921508 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D-19

$$As = 0.25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times 361$$

$$= 283.385 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}}$$

$$= 1198.29 \text{ mm}$$

$$As \text{ pasang} = 1416.925 \text{ mm}^2$$

Maka, dipasang tulangan utama D19 – 200

KONTROL GESER

$$fc' = 29.05 \text{ Mpa}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 159006.5 \text{ N} \\
 f_y &= 390 \text{ Mpa} \\
 d &= 903 \text{ mm} \\
 H &= 953 \text{ mm} \\
 \phi &= 0.7 \\
 B &= 1000 \text{ mm} \\
 D &= 12 \text{ mm} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \\
 &= 811165.6813 \text{ N} \\
 &= \frac{b w \times d}{3} \\
 &= 301000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

CEK KONDISI GESER

$$\begin{aligned}
 V_u &< 0.5 \times \phi \times V_c \\
 159006.5 &< 283907.9885 && \text{OK} \\
 0.5 \times \phi \times V_c &< V_u && \phi \times V_c \\
 283907.9885 &> 159006.4808 && 567815.9769 \\
 &&& \text{NOT OK} \\
 \phi \times V_c &< V_u && \phi (V_c + V_s \text{ min}) \\
 567815.9769 &> 159006.4808 && 778515.9769 \\
 &&& \text{NOT OK} \\
 \phi (V_c + V_s \text{ min}) &< V_u &< \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d) \\
 778515.9769 &> 159006.4808 &< 1703447.931 \\
 &&& \text{NOT OK} \\
 \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d) &< V_u &< \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b w d) \\
 1703447.931 &> 159006.4808 &< 2839079.885 \\
 &&& \text{NOT OK}
 \end{aligned}$$

Didapatkan dari perhitungan diatas masuk pada kondisi 1
 Direncanakan menggunakan tulangan geser 10 kaki dengan diameter 13 mm.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 10 \times A_s \\
 &= 10 \times 0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 10 \times 0.25 \times 3.14 \times 13^2 \\
 &= 1326.65 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= (A_v \times f_y \times d) / V_s \\ &= 1552.1805 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser D13 - 400 mm

5.2.7. Perhitungan *Long Stopper*

$$H = 1,321 \text{ m}$$

$$L = 0,3 \text{ m}$$

$$B = 19,35 \text{ m}$$

5.2.7.1. Analisis Pembebanan *Long Stopper*

Pembebanan pada *Long Stopper*

e. Beban Sendiri Longitudinal *Stopper*

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times Wc \\ &= 0,37\text{m} \times 0,3\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 9,9075 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

f. Beban Rem

$$Tb = 143,7 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{Tb}{By} \\ &= \frac{143,7}{14,3} \\ &= 10,05 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

g. Beban Tekanan Tanah Aktif

$$\text{Tinggi timbunan (H)} = 1,321 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis tanah } (\gamma t) = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sudut geser tanah } (\phi) = 4,5^\circ$$

$$\text{Koefisien tanah aktif (Ka)} = 0,85$$

$$\begin{aligned} q &= 0,7 \times \gamma t \\ &= 0,7 \times 18 \text{ kN/m}^2 \\ &= 12,6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P Ta_1 &= q \times Ka \times H \\ &= 12,6 \text{ kN/m}^2 \times 0,85 \times 0,369 \text{ m} \\ &= 14,22 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P Ta_2 &= 0,5 \times Ka \times \gamma t \times H^2 \\ &= 0,5 \times 0,85 \times 18 \text{ kN/m}^2 \times 0,369^2 \\ &= 13,42 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

h. Beban Gempa

$$\begin{aligned} C_{sm} &= 0,8 \\ R \text{ bangunan bawah} &= 1,5 \\ R \text{ bangunan atas} &= 0,8 \\ W \text{ 1/2 bangunan atas} &= 1527,623 \text{ kN} \\ \text{Beban sendiri stopper} &= 191.71 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Bangunan Atas:

$$\begin{aligned} E_q &= C_{sm}/R \times W_t \\ &= 0,8/0,8 \times 1527,623 \\ &= 1527,6225 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= E_q/B_y \\ &= 1527,62/19,35 \\ &= 78,95 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Gempa Longitudinal Stopper:

$$\begin{aligned} E_q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{0,8}{1,5} \times 191.71 = 102,2454 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{E_q}{B_y} \\ &= \frac{102,25}{19,35} = 5,28 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

$$\begin{aligned} \text{Tinggi timbunan (H)} &= 0,369 \text{ m} \\ \text{Berat jenis tanah (}\gamma_t\text{)} &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Sudut geser tanah (}\phi\text{)} &= 4,5^\circ \\ \text{Koefisien tanah aktif (}K_a\text{)} &= 0,85 \\ \text{Koefisien gempa horizontal (}K_h\text{)} &= 0,188 \\ \text{Koef. Tek. Tanah dinamis (}K_{ae}\text{)} &= 1,146 \end{aligned}$$

$$E_{AE} = \frac{\gamma_t \times H^2}{2} \cdot (1 - K_v) \cdot K_{AE}$$

$$= \frac{18 \times 1,725}{2} \cdot 1.1,146$$

$$= 18.00301362 \text{ kN/m}$$

5.1.5.2 Perhitungan Gaya Dan Momen Pada Long Stopper

1. Kombinasi 1 (1,3D + 2L + 2TB + 1,2Tew + 1,25Ta)

Tabel 5. 81 Kombinasi 1 Long Stopper Abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m
1	Berat sendiri	1.30	12.88		0.55	7.08
2	Berat korbek	1.30	0.00		0	0.00
3	Tek. Aktif 1	1.25		14.22	0.6605	9.39
4	Tek. Aktif 2	1.25		13.42	0.440	5.91
5	Beban rem	2.00		10.05	1.321	13.27
	Total		12.88	37.69		35.66

2. Kombinasi 2 (1,3D + 1Eq + 1Taq)

Tabel 5. 82 Kombinasi 2 Long Stopper Abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m
1	Berat sendiri	1.30	12.88		0.55	7.08
2	Berat korbek	1.30	0.00		0	0.00
3	Beban Gempa	1.25		84.23	1.321	111.27
4	Tek. Tanah. Dinamis	1.25		18.00	0.7	11.89
	Total		12.88	102.23		130.24

Untuk penulangan stopper dipakai hasil reaksi dari kombinasi 2, sebesar 31,91 kN.m

5.2.7.2. Penulangan Long Stopper

- Tulangan Lentur
Mutu Beton

$$f_c' = 29,05 \text{ MPa}$$

Mutu Baja Tulangan	$f_y = 390 \text{ Mpa}$
Tinggi yang ditinjau	$h = 369 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau	$b = 1000 \text{ mm}$
Selimit Beton	$d' = 30 \text{ mm}$
Tebal Efektif	$d = 339 \text{ mm}$
Faktor Reduksi Lentur	$\Phi = 0,8$
Mu	$= 31,91 \text{ kN.m}$
Faktor distribusi tegangan beton, β_1	$= 0,85$
$(f_c' < 30 \text{ Mpa})$	

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{130,24387 \text{ kN m}}{0,8} = 162,80484 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{162,80484 \times 10^6}{1000 \cdot (339)^2} = 1,417 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 29,05}{390} \cdot \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0326 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,0326 = 0,0245 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 29,05} = 15,79$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,79} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,79 \cdot 1,417}{390}} \right)$$

$$= 0,0037$$

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

$$0,0036 > 0,0037 < 0,0245$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0036 \cdot 1000 \cdot 339$$

$$= 1216,9231 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Utama D16

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2$$

$$= 200,96 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}}$$

$$= \frac{132,665 \cdot 1000}{1216,92}$$

$$= 165,14 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 100

$$(A_s = 2009,6 \text{ mm}^2)$$

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \cdot A_s \\ &= 20\% \cdot 1216,923 \\ &= 243,385 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D13

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 \\ &= 132,665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{132,665 \cdot 1000}{243,38} \\ &= 545,08 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D13 –200

($A_s = 663,325 \text{ mm}^2$)

5.2.8. Perhitungan Pelat Injak

5.2.8.1. Analisa Pembebanan Pelat Injak

1. Berat Sendiri Plat Injak

$$\begin{aligned} q_1 &= H \times L \times W_c \\ &= 0,301 \times 2,8 \times 25 \\ &= 21,07 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= H \times L \times W_c \\ &= 0,339 \times 0,2 \times 25 \\ &= 1,695 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_3 &= H \times L \times W_c \\ &= 0,5 \times 0,2 \times 0,012 \\ &= 0,0012 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= q_1 + q_2 \\ &= 22,766 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Berat aspal + Overlay

$$\begin{aligned} q &= t_a \cdot L \cdot W_c \\ &= 0,07 \times 3 \times 22 \\ &= 4,62 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Berat Genangan Air Hujan

$$\begin{aligned} q &= t_h \times L \times W_c \\ &= 0,05 \times 3 \times 9,8 \\ &= 1,47 \end{aligned}$$

2. Beban BTR

$$\begin{aligned}
 q &= 9 \text{ kN/m}^2 \\
 q \text{ BTR} &= q \cdot L \\
 &= 9 \times 3 \\
 &= 27 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

5.2.8.2. Perhitungan Gaya dan Momen Pada Pelat Injak**Asumsi Perletakan Sendi – Roll**

$$Mu = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2$$

Tabel 5. 83 Rekapitulasi Beban pada Plat Injak

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Bentang m	Mu kN.m
1	Berat sendiri	1,30	29,60	3	33,30
2	Beban UDL	1,30	35,10	3	39,49
3	Beban Aspal	2,00	9,24	3	10,40
4	Beban Air Hujan	2,00	2,94	3	3,31
	Total		76,88		86,49

$$\text{Momen yang digunakan } \frac{86,49}{3} = 28,83 \text{ kNm/m'}$$

5.2.8.3. Penulangan Plat Injak

- Tulangan Lentur

Mutu Beton

$fc' = 29,05 \text{ MPa}$

Mutu Baja Tulangan

$fy = 390 \text{ Mpa}$

Tinggi yang ditinjau

$h = 301 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau

$b = 1000 \text{ mm}$

Selimut Beton

$d' = 30 \text{ mm}$

Tebal Efektif

$d = 271 \text{ mm}$

Faktor Reduksi Lentur

$\Phi = 0,8$

Mu

$= 28,83 \text{ kN.m}$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{28,83 \text{ kN m}}{0,8} = 36,036 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{36,04 \times 10^6}{1000 \cdot (271)^2} = 0,49 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 29,05}{390} \cdot \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,0326$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,033 = 0,0245 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 29,05} = 15,79$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,79} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,79 \cdot 0,491}{390}} \right) \\ &= 0,0013 \end{aligned}$$

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

$$0,0036 > 0,0013 < 0,0245$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0036 \cdot 1000 \cdot 271 \\
 &= 972,82 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama **D16**

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \\
 &= 200,96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{200,96 \cdot 1000}{972,82}
 \end{aligned}$$

$$= 206,57 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 100

($A_s = 2009,6 \text{ mm}^2$)

- **Tulangan Bagi**

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 20\% \cdot A_s \\
 &= 20\% \cdot 972,82 \\
 &= 194,56 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D 13

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2$$

$$= 132,665 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan bagi

$$S = \frac{\text{As pasang} \cdot b}{\text{As perlu}}$$

$$= \frac{132,665 \cdot 1000}{194,56}$$

$$= 681,86 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D13 – 200

$$(\text{As} = 663,325 \text{ mm}^2)$$

5.2.9. Wing Wall

5.2.9.1. Analisis Pembebanan Wing Wall

c. Berat Sendiri Wing Wall

Tabel 5. 84 Rekapitulasi Beban Sendiri Wing Wall

Bag	Vol m ³	Berat kN	L m	Fak Beb	Mu kN.m
1	0.732	18.29	1.847	1.3	43.910326
2	0.142	3.543	1.197	1.3	5.5127371
3	0.07	1.74	0.12	1.3	0.2714225
		23.57		Total	49.69

d. Beban Tekanan Tanah Aktif

Berat jenis tanah, γ_t : 18 kN/m³

Tinggi timbunan, H : 1,97 m

sudut geser tanah, ϕ : 4,5 °

Lebar *Wing Wall*, Bx : 3 m

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,7 m, merupakan ekuivalen berat kendaraan.

$$\begin{aligned} q &= 0,7 \text{ m} \times \gamma_t \\ &= 12,6 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \\ &= 0,854 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta 1} &= q \times K_a \times H \times B \\ &= 21,21 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta 2} &= 0.5 \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \times B \\ &= 29,85 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{total} &= P_{Ta 1} + P_{Ta 2} \\ &= 51,06 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Tabel 5. 85 Beban Tanah Aktif Wing Wall

Bagian	Gaya kN	L m	Faktor Beban	Mux kN.m
P _{TA 1}	21.21	0.985	1.25	26.115236
P _{TA 2}	29.85	0.657	1.25	24.498578
	51.06		Total	50.61

d. Beban Gempa

Csm	= 0,8
R bang. Bawah	= 1,5
Beban Sendiri Breast Wall	= 23,57 kN
R bang. Atas	= 0,8
Berat jenis tanah, γ_t	= 18 kN/m ³
Tinggi timbunan, H	= 1,97 m
sudut geser tanah, ϕ	= 4,5 °
Koefisien tekanan tanah aktif (K_a)	= 0,85
Koefisien gempa horizontal (K_h)	= 0,1875
Koef. Tek. Tanah Dinamis (K_{AE})	= 1,146296761

Beban Gempa Akibat Bangunan Atas:

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

$$= \frac{0,8}{0,8} \times 23.5701375$$

$$= 12.57074 \text{ kN}$$

$$q = \frac{E_q}{B_y}$$

$$= \frac{12.57074}{3}$$

$$= 4.19 \text{ kN/m}$$

Beban Gempa Akibat Berat Sendiri Dinding Abutment:

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

$$= \frac{0,8}{1,5} \times 1014.23$$

$$= 540.9228 \text{ kN}$$

$$q = \frac{E_q}{B_y}$$

$$= \frac{540.9228}{19.35}$$

$$= 27.95 \text{ kN/m}$$

e. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

$$\begin{aligned} \text{Tinggi Timbunan (H)} &= 1.197 \text{ m} \\ \text{Berat jenis tanah } (\gamma t) &= 18 \text{ kN/m} \\ \text{Sudut geser tanah } (\phi) &= 4.5^\circ \\ \text{Koefisien tekanan tanah aktif } (K_a) &= 0.85 \\ \text{Koefisien gempa horizontal } (K_h) &= 0.1875 \\ \text{Koef. Tek. Tanah Dinamis } (K_{AE}) &= 1.146296761 \\ E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\ &= \frac{18 \times 3,869^2}{2} \times 1 \times 1.14629676 \\ &= 39.91611771 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Tabel 5. 86 Rekapitulasi Beban Wing Wall

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	30.64		64.60
2	Tekanan Tanah	1.25		63.82	63.27
3	Gempa statis	1.00		4.19	6.29
4	Gempa tek. Tanah	1.00		39.92	59.87
					194.03

5.2.8.2. Penulangan pada *Wing Wall*

- Tulangan Lentur

Mutu Beton	fc	: 29,4 Mpa
Mutu Baja Tulangan	fy	: 390 Mpa
Tinggi yang ditinjau	h	: 1197 mm
Lebar yang ditinjau	b	: 3000 mm
Selimit Beton	d'	: 30 mm
Tebal efektif	d	: 1167 mm
Faktor Reduksi Lentur	φ	: 0,8

$$Mu = 194.03 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = 242,5370579 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = 0,178088712 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \left(\frac{600}{600} + f_y \right) \\ &= 0,0326 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,033 = 0,0245 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 29,05} = 15,79$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,79} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,79 \cdot 0,178088712}{390}} \right) = 0,0005 \end{aligned}$$

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

$$0,0036 > 0,0005 < 0,0245$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 4189,230769 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Lentur D = 25

$$\begin{aligned} A_s &= 1/4 \times \pi \times D^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}}$$

$$= 117,12 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan D25 – 100

$$As = 1/4 \pi D^2 b / s$$

$$= 4906.25 \text{ mm}^2$$

- **Tulangan Bagi**

Luas Tulangan Bagi yang diperlukan

$$As' = 50\% \times As$$

$$= 2094.615385 \text{ mm}^2$$

Direncanakan Tulangan Bagi D 19

$$As = 1/4 \times \pi \times D^2$$

$$= 283.385 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}}$$

$$= 135.29 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan bagi D19 – 100

$$As = 1/4 \pi D^2 b / s$$

$$= 2833.85 \text{ mm}^2$$

5.3. Perencanaan Pilar

Pilar terdiri dari beberapa elemen yaitu pondasi, *pile cap*, dan *longtudinal stopper*. Penulangan pilar direncanakan dari analisis elemen-elemen pilar jembatan. Analisa pembebanan untuk pilar terdiri atas beban dari bangunan atas baik beban hidup maupun mati, beban mati pilar, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat gempa, serta beban gempa.

Pada jembatan Ratna ini direncanakan dengan menggunakan dua buah pilar, karena struktur jembatan ini simetris, maka yang direncanakan hanya satu buah pilar.

5.3.1. Desain Dimensi Pilar

Berikut ini adalah data-data perencanaan pilar:

Tinggi Pilar	: 1,14 m
Tebal Pilar	: 1 m
Panjang Pile Cap	: 2,2 m
Jenis Pondasi	: Tiang Pancang

5.3.2. Analisa Pembebanan pada Pilar

1. Analisa Berat Sendiri dan Titik Berat Pilar

Tabel 5. 87 Analisa Beban Sendiri dan Titik Berat pada Pilar

Bagian	PARAMETER BAGIAN				Wc (kN/m ³)	BERAT (kN)	eq	Lengan Terhadap Alas		Momen X
	b (m)	h (m)	L (m)	Shape			csm/r wt	x	(m)	kNm
Long Stop	1.2	1.351	19.4	1	25	786.282	668.3397	a-h1/2	0.8145	544.3626857
	1.7	0.139	19.4	1	25	114.6055	97.414675	a-h1-h2/2	0.0695	6.770319913
					Wl	=	900.8875	Mh=		551.133
							Yh=	Mh/Wh	=	
							Zh=	Yh+Lc+ht	=	
					Wc	=	0	Mc=		0
Letak Titik berat terhadap alas							yc=	Mc/Wc	=	0

PILE CAP	Letak Titik berat terhadap dasar pondasi						Zc=	Yc+ht	=	0	
	Luas Penampang pier wall							$A = 2 \cdot (B \cdot h + 1/4 \pi h^2)$	=	3.61728	
	Lebar Ekuivalen Pier Wall							Be=	A/h	=	
	2.2	1	19.4	1	25	1067	906.95	hp/2		0.5	453.475
				Wp	=	1067				Mp=	453.475
					Teq	=	1672.704375	Momen Akibat gempa			1004.608

Tabel 5. 88 Rekapitulasi Berat Sendiri Pilar

NO	Jenis Konstruksi		Berat (kN)
1	LongStop	Wl	900.8875
2	Pilecap	Wp	1067
Total Berat Sendiri Struktur Bawah (P ^{MS})			1967.8875

2. Analisa Beban Mati Bangunan Atas Pilar

Tabel 5. 89 Berat Sendiri Struktur Atas untuk Span 7.5 m

NO	JENIS	LEBAR	TEBAL	PJG	n	BERAT	BEBAN
		(m)	(m)	(m)		(kN/m ³)	kN
1	Pelat Lantai	19.4	0.25	7.5	1	25	909.375
2	Berat trotoar	1.65	0.25	7.5	2	25	154.6875
3	Kerb	0.15	0.25	7.5	2	25	14.0625
4	Gelagar	0.031		7.5	11	77	196.9275
5	Diafragma	0.01198		0.933	30	77	25.8196554
6	Berat Pipa	0.00116		2	8	77	1.42912
7	Tiang Sandaran	0.2	0.2	1.25	8	25	10
8	Air Hujan	14.3	0.05	7.5	1	9.8	52.5525
9	Lapisan Aspal + overlay	14.3	0.07	7.5	1	22	165
TOTAL BERAT SENDIRI (Q MS)							1529.85378
Reaksi Akibat DL							764.926888

Tabel 5. 90 Berat Sendiri Struktur Atas untuk Span 12 m

NO	JENIS	LEBAR	TEBAL	PJG	n	BERAT	BEBAN
		(m)	(m)	(m)		(kN/m ³)	kN
1	Pelat Lantai	19.4	0.25	12	1	25	1455
2	Gelagar	0.031		12	11	77	315.08
3	Diafragma	0.01198		0.933	50	77	43.033
4	Berat Trotoar	1.65	0.25	12	2	25	247.5
5	Kerb	0.15	0.25	12	2	25	22.5
6	Berat Pipa	0.00116		2	12	77	2.1437
7	Tiang Sandaran	0.2	0.2	1.25	12	25	15
8	Aspal	14.3	0.07	12	1	22	264.26
9	Air hujan	14.3	0.05	12	1	9.8	84.084
TOTAL BERAT SENDIRI (Q MS)							2448.6
Reaksi Akibat DL							1224.3

Tabel 5. 91 Rekapitulasi Beban Sendiri Pilar

NO	Berat Sendiri	P MS(kN)
1	Struktur atas Span kiri	764.9268877
2	Struktur atas Span kanan	1224.30422
3	Struktur bawah	1967.8875
TOTAL BERAT SENDIRI		3957.118607 kN

3. Beban Lalu Lintas

Sesuai **SNI 1725-2016 Pasal 8.3**. Beban lajur "D" terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis

(BGT). Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Perhitungan beban merata dan beban garis terpusat sebagai berikut :

$$L \text{ rencana} = 19,4 \text{ m (untuk } L_r < L = 30 \text{ m)}$$

$$q_{BTR} = 9 \text{ kPa} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{BGT} = 49 \text{ kPa} = 49 \text{ kN/m}^2$$

$$FBD (1+DLA) = 1.4$$

$$L_{\text{perkerasan}} = 14,3 \text{ m}$$

Beban BTR dan BGT untuk span kiri 7.5 m

$$\begin{aligned} P \text{ BTR} &= ((n_i \times 2,75\text{m}) \times BTR) + (B-(n_i \times 2,75 \text{ m}) \times (\\ &1/2BTR)+(q_p \times 2 \times 1,2 \text{ m})) \times 1/2 L \\ &= 138.05 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P \text{ BGT} &= (n_i \times 2,75 \text{ m} \times BGT \times (1 + DLA)) + (B-(n_i \times \\ &2,75 \text{ m}) \times 0,5 BGT \times (1+DLA)) \\ &= 485.925 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total Beban Lajur TD} &= \frac{BTR}{2} + BGT \\ &= 69.025 + 485.925 \\ &= 554.95 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban BTR dan BGT untuk span kiri 12 m

$$\begin{aligned} P \text{ BTR} &= ((n_i \times 2,75\text{m}) \times BTR) + (B-(n_i \times 2,75 \text{ m}) \times (\\ &1/2BTR)+(q_p \times 2 \times 1,2 \text{ m})) \times 1/2 L \\ &= 175.175 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P \text{ BGT} &= (n_i \times 2,75 \text{ m} \times BGT \times (1 + DLA)) + (B-(n_i \times \\ &2,75 \text{ m}) \times 0,5 BGT \times (1+DLA)) \\ &= 485.925 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total Beban Lajur TD} &= \frac{BTR}{2} + BGT \\ &= 87.5875 + 485.925 \\ &= 573.5125 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Beban Pejalan Kaki

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang didukungnya. Hubungan antara beban merata dan luasan yang dbebani pada trotoar.

300

$$\text{Untuk } A < 10 \text{ m}^2 \quad = q = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Lebar Trotoar, } b_2 \quad = 1.65 \text{ m}$$

$$\text{Panjang Bentang, } L \quad = 19.4 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah Trotoar, } n \quad = 2$$

$$\text{Luas Bidang yang didukung pier, } A \quad = b \times L \times n$$

$$= 64.35 \text{ kN}$$

$$P_{TP} \quad = A \times q$$

$$= 321.75 \text{ kN}$$

5. Beban Rem

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya horizontal yang bekerja pada permukaan lantai jembatan. Beban rem Analisis beban rem berdasarkan SNI T-02 -2005. Standar Pembebanan Jembatan maka gaya rem diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR.

$$\text{Gaya rem pada pier untuk 5 jalur lalu lintas} = 143.675 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi

$$Y_{TB} = a + hp$$

$$= 1.49 + 1$$

$$= 2.49 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat gaya rem

$$M_{TB} = P_{TB} \times Y_{TB}$$

$$= 143.675 \times 2.49$$

$$= 357.75075 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap dasar kolom pier

$$Y'_{TB} = h_1 + h_2$$

$$= 1.351 + 0.139$$

$$= 1.49 \text{ m}$$

Momen pada kolom pier akibat gaya rem

$$\begin{aligned} M_{TB} &= P_{TB} \times Y'_{TB} \\ &= 143.675 \times 1.49 \\ &= 214.07575 \text{ kNm} \end{aligned}$$

6. Beban Angin

Beban angin pada struktur atas

Koefisien seret, $C_w = 1.25$

Tabel 5. 92 Faktor Beban Angin dan Kecepatan Angin Rencana

Keterangan	Notasi	Layan	Ultimit	Satuan
Faktor beban	Kew	1	1.2	
Kec. angin untuk lokasi > 5km dari pantai	V _w	25	30	m/det

Panjang bentang, $L = 29.4 \text{ m}$

Tinggi bidang samping atas, $h_a = 3.8 \text{ m}$

Luas bidang samping jembatan

$$\begin{aligned} A_b &= L \times h_a \\ &= 29.4 \times 2.74 \\ &= 80.556 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur atas

$$\begin{aligned} T_{ew} &= 0.0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\ &= 0.0006 \times 1.25 \times 30^2 \times 80.556 \\ &= 54.3753 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} Y_{ew1} &= a + h_p + h_{\text{tiang}} \\ &= 1.49 + 1 + 1.25 \\ &= 3.74 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pd fondasi akibat angin atas

$$\begin{aligned} M_{ew1} &= T_{ew1} \times Y_{ew1} \\ &= 54.3753 \times 3.74 \end{aligned}$$

$$= 203.363622 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap dasar pier wall akibat angin atas

$$Y'_{ew} = a + \text{Tinggi Tiang}$$

$$= 1.49 + 1.25$$

$$= 2.74 \text{ m}$$

Momen pada pier wall akibat angin atas

$$M'_{ew1} = T_{ew1} \times Y'_{ew1}$$

$$= 54.3753 \times 2.74$$

$$= 148.988322 \text{ kNm}$$

Beban angin pada struktur bawah

Luas bidang samping struktur bawah

$$A_{b2} = h^2 \times h \times 2$$

$$= 1.49 \times 0$$

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

$$T_{ew2} = 0.0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

$$= 0.0006 \times 1.25 \times 30^2 \times 0$$

$$= 0 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi

$$Y_{ew2} = ht + \left(\frac{Lc+a}{2}\right)$$

$$= 1.49 + \left(\frac{1.5+1.49}{2}\right)$$

$$= 2.985 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat angin bawah

$$M_{EW2} = T_{EW2} \times Y_{EW2}$$

$$= 0 \times 2.985$$

$$= 0 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap dasar pier wall

$$Y'_{ew} = \left(\frac{Lc+a}{2}\right)$$

$$= \left(\frac{0+1.49}{2}\right)$$

$$= 0.745 \text{ m}$$

Momen pada dasar pier wall

$$M'_{ew2} = T_{ew2} \times Y'_{ew2}$$

$$= 0 \times 0.745$$

$$= 0 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Total Gaya Akibat Beban Angin} &= T_{EW1} + T_{EW2} \\ &= 54.3753 + 0 \\ &= 54.3753 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Total Momen Pada Pondasi Akibat Beban Angin

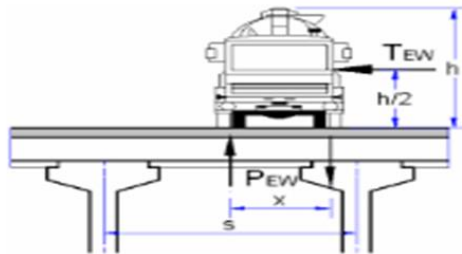
$$\begin{aligned} M_{ew} &= M_{ew1} + M_{ew2} \\ &= 203.363622 + 0 \\ &= 203.363622 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Total Momen Pada Pier Wall Akibat Beban Angin

$$\begin{aligned} M_{ew} &= M'_{ew1} + M'_{ew2} \\ &= 148.988322 + 0 \\ &= 148.988322 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Beban garis merata tambahan arah horisontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus:

$$\begin{aligned} T_{ew} &= 0,0012 \times C_w \times (V_w)^2 \\ &= 1.35 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2 m di atas lantai jembatan

$$h = 1.8 \text{ m}$$

$$x = 1.7 \text{ m} \quad \text{RSNI T-02-2005 PASAL 6.4.1}$$

Gaya pada abutment akibat transfer beban angin ke lantai jembatan

$$\begin{aligned} P_{ew} &= 2 \times ((0,5 \times h)/X \times T_{ew}) \times L \\ &= 17.15294118 \text{ Kn} \end{aligned}$$

B. Beban Angin Arah X (Memnajang Jembatan)

Ukuran bidang pier yang ditiup angin

$$\text{tinggi} = a + hp = 2.49 \text{ m}$$

$$\text{Lebar, B} = 19.4 \text{ m}$$

Luas bidang pier yang di tiup angin

$$\begin{aligned} \text{Ab} &= B \times Lc \times a \\ &= 48.306 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur atas

$$\begin{aligned} \text{Tew} &= 0,0006 \times Cw \times (Vw)^2 \times \text{Ab} \\ &= 32.60655 \text{ Kn} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} \text{Yew} &= a + hp + \text{htiang} \\ &= 3.74 \text{ m} \end{aligned}$$

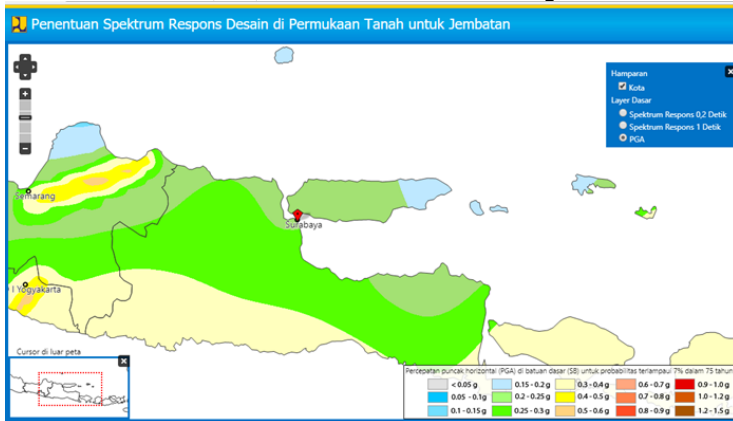
Momen pada pondasi akibat beban angin

$$\begin{aligned} \text{Mew} &= \text{Tew} \times \text{Yew} \\ &= 121.948497 \text{ kNm} \end{aligned}$$

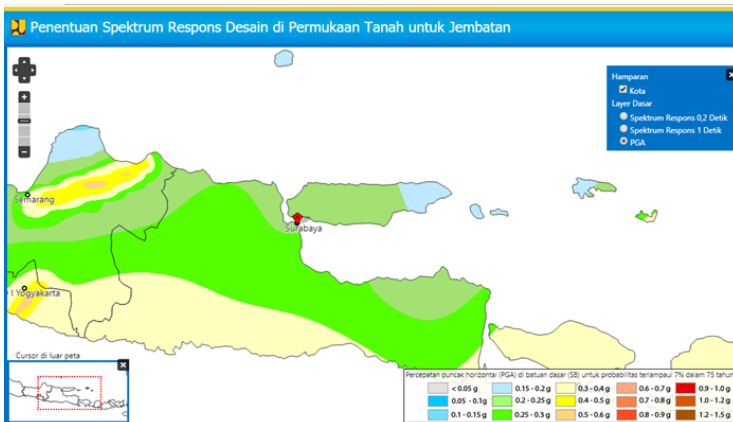
7. Beban Gempa

Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833 – 2013. Beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 50% dari span kiri dan span kanan.

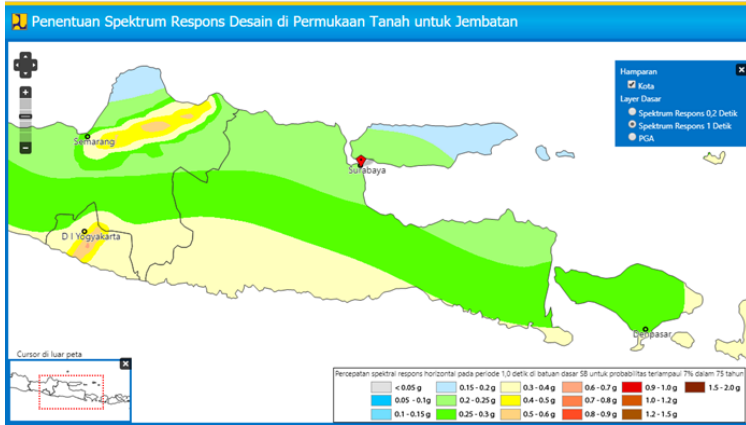
Menentukan PGA, Ss, dan S1 dari Peta Gempa 2010



Gambar 5. 12 Nilai PGA kota Surabaya



Gambar 5. 13 Nilai Ss kota Surabaya



Gambar 5. 14 Nilai di kota Surabaya

Menentukan Kelas Situs Berdasarkan Data Tanah

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{N} \right)}$$

$$N = \frac{\sum ti}{\sum (ti/N)} = \frac{30}{43.96060173} = 0.682429239$$

Tabel 5. 93 Kelas Situs Berdasarkan Nilai N-SPT

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa			
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3 m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Menentukan faktor situs

Tabel 5. 94 Faktor Amplifikasi untuk Periode 0 dt & 0.2 dt
(F_{PGA}/F_a)

Kelas situs	PGA $\leq 0,1$ $S_s \leq 0.25$	PGA = 0,2 $S_s = 0.5$	PGA = 0,3 $S_s = 0.75$	PGA = 0,4 $S_s = 1.0$	PGA > 0,5 $S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Tabel 5. 95 Nilai PGA, S_s , dan S_1 Berdasarkan Pusjatan

PGA	S_s 0,2	S_1 (1)
0.25	0.5	0.25

Interval Fa	
0.500	1.70
Interval F PGA	
0.2	1.7
0.25	1.45
0.3	1.2

Didapat nilai FPGA = 1.5 dan Fa = 1.6 dengan menggunakan interpolasi.

Tabel 5. 96 Faktor Amplifikasi untuk Periode 1 dt (Fv)

Kelas situs	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Interval Fv	
0.2	3.2
0.25	3.00
0.3	2.8

Didapatkan nilai Fv = 2.6 dengan menggunakan interpolasi.

Tabel 5. 97 Nilai FPGA, Fa, dan Fv

F PGA	Fa	Fv
1.45	1.70	3.00

S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) = 0.5

S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) = 0.25

Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (Fa) = 1.7

Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (Fv) = 3.0

Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek
(S_d) = $F_a S_s = 0.85$

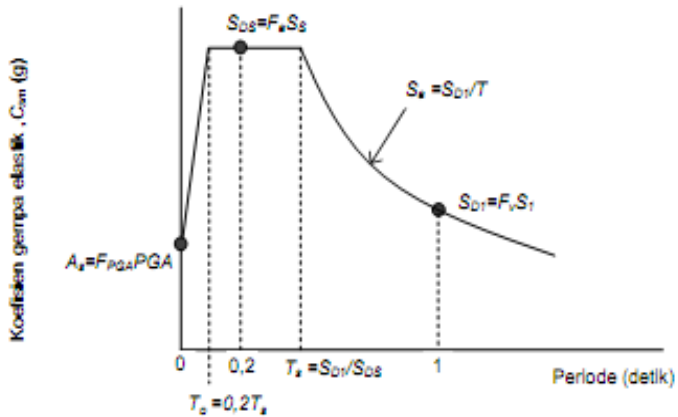
Parameter spektrum respons percepatan pada periode 1 detik
(S_{d1}) = $F_v S_1 = 0.75$

$$PGA = 0.25$$

$$F PGA = 1.5$$

$$A_s = F PGA \times PGA = 0.3625$$

Menghitung Respons Spektra



Grafik 5. 5 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1.45 \times 0.25 \\ &= 0.363 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_a \\ &= 1.7 \times 0.5 \\ &= 0.85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 3.0 \times 0.25 \\ &= 0.75 \end{aligned}$$

Menentukan Respon Gempa Elastik

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{D2}} = \frac{0.75}{0.85} = 0.882$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0.2 \times T_s \\ &= 0.2 \times 0.882 \\ &= 0.176 \end{aligned}$$

$$T = 0.2$$

Syarat-syarat penentuan C_{sm} :

- $T < T_0$

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

- $T_0 < T < T_s$
- $$C_{SM} = S_{DS}$$
- $T_s < T$
- $$C_{sm} = \frac{SD1}{T}$$

Maka, digunakan syarat 2 $C_{sm} = 0.85$

Tabel 5. 98 Hubungan Elemen Struktur

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

$$R = 1$$

Maka, didapat R sebesar 0.8 sehingga beban gempa akibat bangunan atas sebesar :

$$W_t = \text{Berat sendiri bangunan atas} + \text{Beban mati tambahan} \\ = 764.9268877 \text{ kN}$$

$$Eq1 = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ = 650.1878545 \text{ kN}$$

$$Meq = Teq \times Y \\ = 650.1878545 \times 2.49 \\ = 1618.967758 \text{ kN.m}$$

Momen Gempa pada struktur bangunan bawah

$$Meq = 1004.608 \text{ kN}$$

Total Beban Gempa

$$E_{tot} = 3363.550816 \text{ kN}$$

$$\text{Total Momen Gempa} = 5214.816 \text{ kN.m}$$

Beban Gempa Arah Melintang

Beban gempa akibat bangunan atas yaitu ;

a. Beban gempa pada 1/2 span kiri 7,5 m

$$\begin{aligned} E_q &= 30 \% \times E_q \\ &= 30 \% \times 650.189 \text{ kN} \\ &= 195.0567 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Beban gempa pada 1/2 span kanan 12 m

$$\begin{aligned} E_q &= 30 \% \times E_q \\ &= 30 \% \times 1040.659 \text{ kN} \\ &= 312.197576 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Total beban gempa struktur atas

$$\begin{aligned} T_{eq} &= E_q \text{ Span Kiri} + E_q \text{ Span Kanan} \\ &= 195.0576 \text{ kN} + 312.197 \text{ kN} \\ &= 507.254276 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Beban gempa akibat bangunan bawah yaitu ;

$$\begin{aligned} E_q &= 30 \% \times E_q \\ &= 30 \% \times 1672.70 \\ &= 501.8113125 \text{ Kn} \end{aligned}$$

e Total beban akibat gempa

$$\begin{aligned} TEQ &= (EQ1 \text{ SPAN KIRI} + EQ \text{ SPAN KANAN}) + EQ 2 \\ &= 507,254276 \text{ Kn} + 501,8113125 \\ &= 1009.065588 \text{ kN} \end{aligned}$$

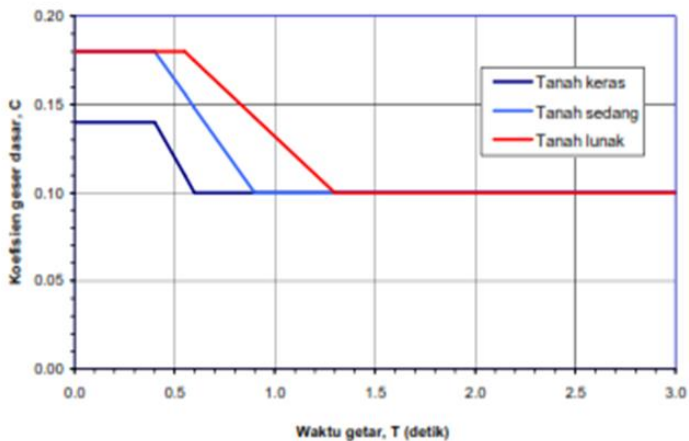
8. Tekanan Air Lateral Akibat Gempa

Tabel 5. 99 Koefisien Geser Dasar untuk Tekanan Tanah Lateral

Daerah Gempa (1)	Koefisien Geser Dasar C		
	Tanah Teguh (2)	Tanah Sedang (2)	Tanah Lunak (2)
1	0,20	0,23	0,23
2	0,17	0,21	0,21
3	0,14	0,18	0,18
4	0,10	0,15	0,15
5	0,07	0,12	0,12
6	0,06	0,06	0,07

CATATAN (1) Daerah gempa bisa dilihat dalam Gambar 14.
 CATATAN (2) Definisi dari teguh, sedang dan lunak dari tanah di bawah permukaan diberikan dalam Tabel 30.

Grafik 5. 6 Koefisien Geser Dasar C



$T_{eq} = 0,58 \times K_h \times I \times w_0 \times b \times h^2$ **RSNI T-02-2005**

b = lebar dinding diambil tegak lurus dari arah gaya
= 0.5 m

h = kedalaman air
= 2.97 m

I = faktor kepentingan
= 1

RSNI T-02-2005

W_0 = berat Volume air
= 9.8 kN/m³

RSNI T-02-2005

K_h = koefisien pembebanan gempa horizontal

Menurut Peta Zona Gempa Indonesia 2010 dan pusjatan.pu.go.id, lokasi jembatan Kalianyar termasuk dalam daerah gempa zona 4. Maka didapat nilai koefisien geser dasar (C) sebesar 0,15.

Tabel 5. 100 Faktor Tipe Bangunan

Tipe Jembatan (1)	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Bertulang atau Baja	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Prategang	
		Prategang Parsial (2)	Prategang Penuh (2)
Tipe A (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe B (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe C	3,0	3,0	3,0
CATATAN (1)	Jembatan mungkin mempunyai tipe bangunan yang berbeda pada arah melintang dan memanjang, dan tipe bangunan yang sesuai harus digunakan untuk masing-masing arah.		
CATATAN (2)	Yang dimaksud dalam tabel ini, beton prategang parsial mempunyai prapenegangan yang cukup untuk kira-kira mengimbangi pengaruh dari beban tetap rencana dan selebihnya dilmbangi oleh tulangan biasa. Beton prategang penuh mempunyai prapenegangan yang cukup untuk mengimbangi pengaruh beban total rencana.		
CATATAN (3)	<p>F = Faktor perangkaan = 1,25 - 0,025 n ; F ≥ 1,00</p> <p>n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral pada masing-masing bagian monolit dari jembatan yang berdiri sendiri-sendiri (misalnya : bagian-bagian yang dipisahkan oleh sambungan siar muat yang memberikan keleluasan untuk bergerak dalam arah lateral secara sendiri-sendiri)</p>		
CATATAN (4)	<p>Tipe A : jembatan daktail (bangunan atas bersatu dengan bangunan bawah)</p> <p>Tipe B : jembatan daktail (bangunan atas terpisah dengan bangunan bawah)</p> <p>Tipe C : jembatan tidak daktail (tanpa sendi plastis)</p>		

Kantilever horisontal harus direncanakan untuk percepatan arah vertikal (ke atas atau ke bawah) sebesar 0,1 g. Beban keatas jangan dikurangi oleh berat sendiri kantilever dan bangunan pelengkapny.

Dengan rumus sesuai pada RSNI T-02-2005 Pasal 7.73 Tabel di atas. Faktor tipe bangunan,yaitu : Jumlah sendi plastis, $n = 1$

$$F \geq 1$$

$$n(1,25 - 0,025) \geq 1$$

$$1.225 \geq 1 \quad \text{OK}$$

$$S = 1 \times F$$

$$= 1.225$$

Maka dapat dicarai nilai Kh

$$Kh = C \times S$$

$$= 0.18375$$

Tabel 5. 101 Faktor Kepentingan

1. Jembatan memuat lebih dari 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan dimana tidak ada rute alternatif.	1,2
2. Seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi.	1,0
3. Jembatan sementara (misal: Bailey) dan jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi sesuai dengan pasal 6.5.	0,8

Didapat nilai K_h sebesar 0.18375 dan dengan jembatan yang memuat kendaraan lebih dari 2000 kendaraan per hari dengan tipe jalan yaitu jalan raya utama atau arteri dan sebagai jalan alternatif, maka diambil faktor kepentingan (I) sebesar 1, dari data di atas dapat dihitung nilai tekanan air lateral akibat gempa : Tekanan air lateral akibat gempa arah memanjang (x), yaitu :

$$\begin{aligned} T_{eq} &= 0.58 \times K_h \times I \times W_w \times B_p \times H_r \\ &= 0.58 \times 0.18375 \times 1 \times 9.8 \times 0.5 \times 2.97 \\ &= 4.606428346 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan Terhadap Pondasi

$$\begin{aligned} Y_{eq} &= H_r/2 \\ &= 1.485 \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat tekanan air

$$\begin{aligned} M_{eq} &= T_{eq} \times Y_{eq} \\ &= 4.606428346 \times 1.485 \\ &= 6.840546093 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tekanan Air Lateral Akibat Gempa Arah Y Melintang

$$\begin{aligned} T_{eq} &= 0.58 \times K_h \times I \times W_w \times B_p \times H_r \\ &= 0.58 \times 0.18375 \times 1 \times 9.8 \times 0.5 \times 2.97 \\ &= 4.606428346 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_{eq} &= H_r/2 + h_t \\ &= 1.485 + 1 \\ &= 2.485 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat tekanan air

$$\begin{aligned} M_{eq} &= T_{eq} \times Y_{eq} \\ &= 4.606428346 \times 2.485 \end{aligned}$$

$$= 11.44697444 \text{ kNm}$$

9. Aliran Air

Perhitungan gaya akibat adanya aliran air berdasarkan, RSNI T-02-2005 Pasal 7.4 dengan gaya akibat aliran air dengan arah memanjang atau arah X

$$TEF = 0,5 \times CD \times Vs^2 \times Ad$$

Dimana,

Vs = kecepatan air rata-rata untuk keadaan batas yang ditinjau.

CD = koefisien seret

Ad = luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran dengan tinggi yang sama dengan kedalaman untuk menghitung dengan rumus diatas dapat dicari : Kecepatan aliran,

$Vs = 1,5 \text{ m/s}$ pada **RSNI T-02-2005 Tabel 23.**

1. Gaya seret arah y (Melintang Jembatan)

$$Va = 1.5 \text{ m/s}$$

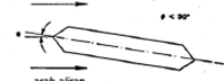
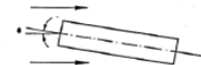
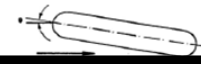
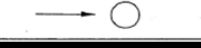
$$Ad = Mab \times b \text{ pancang}$$

$$= 2.97 \times 0.5$$

$$= 1.19253162 \text{ m}^2$$

Koefisien seret, $CD = 0,7$ (dilihat pada gambar)

Tabel 5. 102 Koefisien Seret dan Angkat untuk Pilar

Bentuk Pilar	Koefisien Seret C_D	Koefisien Angkat C_L	
	0.8	θ	C_L
		0°	0
		5°	0.5
		10°	0.8
		20°	0.8
		≥ 30°	1.0
	1.4		
	0.7		
	0.7	Tidak bisa dipakai	

Gaya seret pada pancang akibat aliran air dihitung dengan rumus:

$$T \text{ ef} = 0.5 \times Cd \times Va^2 \times Ad$$

$$= 0.5 \times 0.7 \times 1.5^2 \times 1.19253162$$

$$= 0.939118651 \text{ kN}$$

Lengan gaya aliran terhadap pondasi (YEF)

$$\begin{aligned} Y_{ef} &= H_b/2 + H_t/2 \\ &= 2.97 + 0.5 \\ &= 1.985 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat aliran air (MEF)

$$\begin{aligned} M_{ef} &= T_{ef} \times Y_{ef} \\ &= 0.939118651 \times 1.985 \\ &= 1.864150522 \text{ kNm} \end{aligned}$$

B. Benda Hanyutan dan Tumbukan dengan kayu

1. Benda Hanyutan

$$T_{ef} = 0,5 \times C_d \times V_a^2 \times A_D$$

$$C_d = 0.7 \quad \text{RSNI T-02-2005}$$

A'D = luas proyeksi benda hanyutan tegak lurus arah aliran

Kedalam Benda Hanyutan = 0.5 **RSNI T-02-2005 hal 31**

dibawah muka air banjir

Lebar benda hanyutan

$$\begin{aligned} A_D &= M_{ab} \times b \text{ kolom} \\ &= 1.485 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Gaya akibat benda hanyutan

$$\begin{aligned} T_{ef} &= 0,5 \times C_d \times V_a^2 \times A_D \\ &= 1.1694375 \text{ Kn} \end{aligned}$$

2. Tumbukan dengan Batang Kayu

$$T_{ef} = M \times V_s^2/d$$

$$\begin{aligned} M &= \text{massa batang kayu} \\ &= 2 \text{ ton} \end{aligned}$$

V_s = Kecepatan aliran air permukaan pada saat banjir

$$= 1,4 \times V_a$$

$$= 2.1 \quad \text{RSNI T-02-2005}$$

d = lendutan elastis ekuivalen

$$= 0.075 \quad \text{RSNI T-02-2005}$$

Tabel 5. 103 Lentutan Ekuivalen untuk Tumbukan Batang Kayu

Tipe Pilar	d (m)
Pilar beton masif	0.075
Tiang beton perancah	0.150
Tiang kayu perancah	0.300

Gaya Akibat tumbukan dengan Kayu

$$\begin{aligned} T_{ef} &= M \times V_s^2/d \\ &= 117.6 \text{ Kn} \end{aligned}$$

3. Gaya dan Momen yang digunakan

Untuk analisis kekuatan pier diambil gaya yang terbesar diantara gaya akibat benda hanyutan dan gaya akibat tumbukan dengan batang kayu, sehingga :

$$T_{ef} = 117.6 \text{ Kn}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} Y_{ef} &= H_b - D_h/2 + h_t \\ &= 4.06 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pad pondasi akibat aliran air

$$\begin{aligned} M_{ef} &= T_{ef} \times Y_{ef} \\ &= 477.456 \text{ kNm} \end{aligned}$$

10. Rekapitulasi Beban Kerja

Tabel 5. 104 Rekapitulasi Kombinasi Beban Kerja Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja Pilar

NO	Aksi/beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			Vz(kN)	Hx(kN)	Hy(kN)	Mx(kNm)	My
	Aksi Tetap						
1	Struktur Atas Kiri	D	764.9268877				
2	Struktur atas kanan	D	1224.30422				
3	Bangunan Bawah	D	1967.8875				
	Beban Lalu-lintas						
1	UDL Kiri	TD	69.025				
2	UDL Kanan	TD	87.5875				
3	P Kel Kiri	TD	485.925				
4	P Kel Kanan	TD	485.925				
5	Beban pedestrian TP	TP	321.75				
6	Gaya rem TB	TB		143.675		214.07575	

	Aksi Lingkungan						
1	Aliran air EF	EF		1.20744	0.939118651	2.396764957	1.86415052
2	Hanyutan/Tumbukan EF	EF			117.6		477.456
3	Beban angin EW	EW	17.15294118	32.6066	54.3753	121.948497	203.363622
4	Eq Struktur Atas	EQ		1690.85	507.2539323	4210.207638	1263.06229
5	Eq Pilar	EQ		1672.7	501.8113125	1004.608	301.382402
10	Tekanan air gempa	EQ		4.60643	4.606428346	6.840546093	11.4469744
Ttotal			5424.484048	3545.65	1186.586092	5560.077202	2258.57544

KOMBINASI 1 (D + L (TD + TP))

Tabel 5. 105 Kombinasi 1 Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja Pilar

KOMBINASI 1			Vertikal	Horizontal		Momen	
NO	Aksi/beban	Kode	Vz(kN)	Hx(kN)	Hy(kN)	Mx(kNm)	My
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	3957.118607				
Beban Lalu-lintas							
2	Beban lajur "D" TD	TD	1128.4625				
3	Beban pedestrian TP	TP	321.75				
TOTAL			5407.331107	0	0	0	0

KOMBINASI 2 (D + TD + TB + TP + EF)*Tabel 5. 106 Kombinasi 2 Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja Pilar*

NO	Aksi/beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			Vz (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	3957.119				
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D" TD	TD	1128.463				
4	Beban pedestrian TP	TP	321.75				
5	Gaya rem TB	TB		143.675		214.076	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air EF	EF		1.207	0.939	2.397	1.86415
7	Hanyutan/Tumbukan EF	EF			117.6		477.456
Ttotal			5407.331107	144.8824383	118.539119	216.472515	479.32

KOMBINASI 3 (D+TD+TB+TP+EF+EW)

Tabel 5. 107 Kombinasi 3 Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja Pilar

NO	Aksi/beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			Vz(kN)	Hx(kN)	Hy(kN)	Mx(kNm)	My
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	3957.118607				
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D" TD	TD	1128.4625				
4	Beban pedestrian TP	TP	321.75				
5	Gaya rem TB	TB		143.675		214.07575	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air EF	EF		1.207438265	0.93911865	2.396764957	1.86415
7	Hanyutan/Tumbukan EF	EF			117.6		477.456
8	Beban angin EW	EW	17.15294118	32.60655	54.3753	121.948497	203.364
Ttotal			5424.484048	177.4889883	172.914419	338.421012	682.684

KOMBINASI 4 (D+EF+Ex +30% Ey + Taq)

Tabel 5. 108 Kombinasi 4 Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja Pilar

NO	Aksi/beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			Vz(kN)	Hx(kN)	Hy(kN)	Mx(kNm)	My
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	3957.118607				
Aksi Lingkungan							
1	Aliran air EF	EF		1.207438265	0.93911865	2.396764957	1.86415
2	Hanyutan/Tumbukan EF	EF			117.6		477.456
3	Beban gempa EQ	EQ		1677.310803	503.193241	5214.816	1564.44
4	Tekanan air gempa	EQ		4.606428346	1.3819285	6.840546093	2.05216
Ttotal			3957.118607	1683.12467	623.114288	5224.052955	2045.82

KOMBINASI 5 (D+EF+ 30%Ex + Ey + Taq)

Tabel 5. 109 Kombiansi 5 Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja Pilar

NO	Aksi/beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			Vz(kN)	Hx(kN)	Hy(kN)	Mx(kNm)	My
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	3957.118607				
Aksi Lingkungan							
1	Aliran air EF	EF		1.207438265	0.93911865	2.396764957	1.86415
2	Hanyutan/Tumbukan EF	EF			0		1564.44
3	Beban gempa EQ	EQ		302.7195735	1009.06524	469.333408	1564.44
4	Tekanan air gempa	EQ		1.381928504	4.60642835	3.434092332	11.447
Ttotal			3957.118607	305.3089402	1014.61079	475.1642652	3142.2

5.3.3. Kontrol Stabilitas Guling

Rekap Kombinasi Beban Untuk Perencanaan Tegangan Kerja

Tabel 5. 110 Rekapitulasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja Pilar

NO	Kombinasi beban	P	Hx	Hy	Mx	My
		kN	kN	kN	kNm	kNm
1	KOMBINASI 1 (D + L (TD + TP))	5407.33	0	0	0	0
2	KOMBINASI 2 (D + TD + TB + TP + EF)	5407.33	144.8824383	118.5391187	216.472515	479.3201505
3	KOMBINASI 3 (D+TD+TB+TP+EF+EW)	5424.48	177.4889883	172.9144187	338.421012	682.6837725
4	KOMBINASI 4 (D+EF+Ex +30% Ey + Taq)	3957.12	1683.12467	623.1142882	5224.05296	2045.817008
5	KOMBINASI 5 (D+EF+ 30%Ex + Ey + Taq)	3957.12	305.3089402	1014.610792	475.164265	3142.200511

Stabilitas guling arah memanjang jembatan

Letak titik guling A (ujung pondasi) terhadap pusat pondasi

$$\frac{Bx}{2} = \frac{2.2}{2} = 1.1 \text{ m}$$

Momen penahan guling :

$$M_p = P \frac{Bx}{2} + (1+k)$$

Tabel 5. 111 Kontrol Stabilitas Guling

NO	Kombinasi beban	Tegangan	P	Mx	Mp	SF	Keterangan
		berlebihan					
1	Kombinasi 1	0%	0	0	0		
2	Kombinasi 2	25%	5407.331107	216.473	7435.080272	34.34653251	OK
3	Kombinasi 3	40%	5424.484048	338.421	8353.705434	24.68435806	OK
4	Kombinasi 4	50%	3957.118607	5224.05	6529.245702	1.24984294	OK
5	Kombinasi 5	50%	3957.118607	475.164	3142.200511	6.612872097	OK

5.3.4 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

Dari analisis pembebanan pondasi abutment, langkah selanjutnya adalah analisis momen dan gaya yang dipusatkan pada *center poer*.

Tabel 5. 112 Rekapitulasi Kombinasi Beban Untuk Perencanaan Tegangan Kerja

NO	Kombinasi beban	P	Hx	Hy	Mx	My
		Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
1	KOMBINASI 1 (D + L (TD + TP))	540.733	0	0	0	0
2	KOMBINASI 2 (D + TD + TB + TP + EF)	540.733	0	11.854	21.647	47.932
3	KOMBINASI 3 (D+TD+TB+TP+EF+EW)	542.448	17.749	17.291	33.842	68.268
4	KOMBINASI 4 (D+EF+Ex +30% Ey + Taq)	395.7119	168.313	62.3114	522.405	204.582
5	KOMBINASI 5 (D+EF+ 30%Ex + Ey + Taq)	395.7119	30.531	101.461	47.516	314.220

Dari analisis pembebanan diatas, maka selanjutnya adalah analisis gaya aksial yang terjadi pada tiang pancang. Analisa perhitungan tiang pancang ini berdasarkan Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi,1983, Dr. Ir. Suryono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa.

a. Data Tiang Pancang

Diameter pancang D_p	= 0,5 m
Tebal tiang pancang ,t	= 0,09 m
Keliling tiang, U_p	= 1,57 m
Luas total tiang, A	= 201,1 m
Berat jenis beton, W_p	= 9,432 ton/tiang
Berat tiang, A x W_p	= 0,290 ton/m
Momen inersia, I	= 306796,16 cm ⁴
Modulus elastisitas, E	=331675 kg/cm ²

Kuat tekan beton, f_c'	= 50 Mpa
<i>Allowable axial</i>	= 252,7 ton
Bending momen <i>crack</i>	= 12,5 ton.m
Bending momen <i>ultimate</i>	= 18.8 ton.m
Kelas tiang pancang	= A1

Data tiang pancang di atas menggunakan spesifikasi Pc Spun Pile Adhi Persada Beton.

Konfigurasi Tiang Pancang

Konfigurasi berfungsi untuk menghitung daya dukung per tiang, berikut adalah rumus yang digunakan :

$$P_{maks} = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My_{maks}}{ny \Sigma y^2}$$

Keterangan :

P_u = Gaya aksial yang terjadi

M_y = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu Y

M_x = Momen yang bekerja tegak lurus sumbu X

X_{maks} = Jarak tiang antar sumbu X terjauh

Y_{maks} = Jarak tiang arah sumbu Y terjauh

Σx^2 = Jumlah kuadran X

Σy^2 = Jumlah kuadran X

N_x = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

N_y = Banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

N_p = Jumlah tiang

Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang abutment

X = Jarak tiang pancang terhadap sumbu X (m)

$$= 1.2 \text{ m}$$

Y = jarak tiang terhadap sumbu Y (m)

$$= 2.63 \text{ m}$$

N = Jumlah tiang pancang

$$= 20$$

Tabel 5. 113 Gaya Aksial Tiang Pancang

Tiang No	x	y	x ²	y ²	Komb 1	Komb 2	Komb 3	Komb 4	Komb 5
1	-0,6	-9,18	0,36	84,27	27,04	22,75	20,98	-4,25	-7,03
2	-0,6	-7,14	0,36	50,98	27,04	22,82	21,08	-2,69	-6,89
3	-0,6	-5,1	0,36	26,01	27,04	22,88	21,18	-1,14	-6,75
4	-0,6	-3,06	0,36	9,36	27,04	22,95	21,28	0,41	-6,61
5	-0,6	-1,02	0,36	1,04	27,04	23,01	21,38	1,96	-6,47
6	-0,6	1,02	0,36	1,04	27,04	23,07	21,48	3,51	-6,33
7	-0,6	3,06	0,36	9,36	27,04	23,14	21,58	5,07	-6,19
8	-0,6	5,1	0,36	26,01	27,04	23,20	21,68	6,62	-6,05
9	-0,6	7,14	0,36	50,98	27,04	23,27	21,79	8,17	-5,91
10	-0,6	9,18	0,36	84,27	27,04	23,33	21,89	9,72	-5,76
11	0,6	-9,18	0,36	84,27	27,04	30,74	32,36	29,85	45,34
12	0,6	-7,14	0,36	50,98	27,04	30,81	32,46	31,40	45,48
13	0,6	-5,1	0,36	26,01	27,04	30,87	32,56	32,95	45,62
14	0,6	-3,06	0,36	9,36	27,04	30,93	32,66	34,51	45,76
15	0,6	-1,02	0,36	1,04	27,04	31,00	32,76	36,06	45,90
16	0,6	1,02	0,36	1,04	27,04	31,06	32,86	37,61	46,04
17	0,6	3,06	0,36	9,36	27,04	31,13	32,96	39,16	46,18
18	0,6	5,1	0,36	26,01	27,04	31,19	33,06	40,71	46,32
18	0,6	7,14	0,36	50,98	27,04	31,26	33,16	42,27	46,46
20	0,6	9,18	0,36	84,27	27,04	31,32	33,26	43,82	46,61
Total			7,20	686,66					

5.3.5. Perhitungan Daya Dukung Tanah

Nama lokasi = Jalan Ratna – Darmokali Surabaya

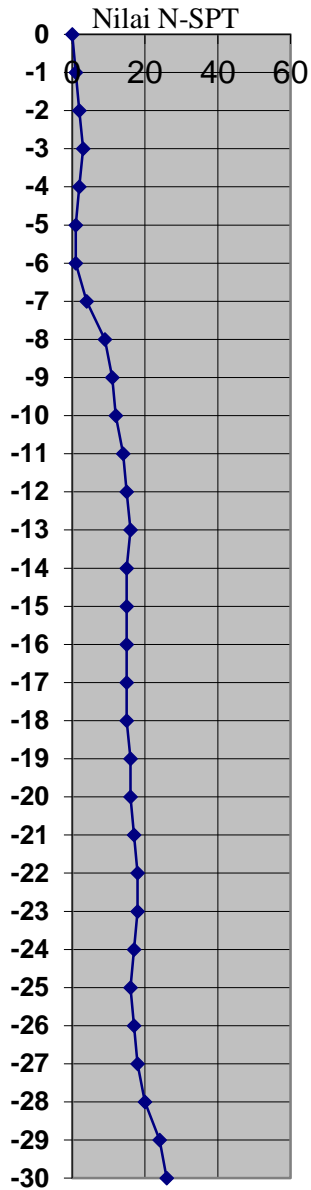
Titik = BH1

Elevasi = $\pm 0,00$ (muka tanah setempat)

Tabel 5. 114 Nilai SPT per meter

Depth (m)	Jenis Tanah	N rata2
0	Lanau Berlempung Berpasir, Abu-abu	0
-1	Lanau Berlempung Berpasir, Abu-abu	1
-2	Lanau Berlempung Berpasir, Abu-abu	2
-3	Lempung Berlanau, Abu-abu	3
-4	Lempung Berlanau, Abu-abu	2
-5	Lempung Berlanau, Abu-abu	1
-6	Lempung Berlanau, Abu-abu	1
-7	Lempung Berlanau, Abu-abu	4
-8	Lempung Berlanau, Abu-abu	9
-9	Lempung Berlanau, Abu-abu	11
-10	Lempung Berlanau, Abu-abu	12
-11	Lempung Berlanau, Abu-abu	14
-12	Lempung Berlanau, Abu-abu	15
-13	Lempung Berlanau, Abu-abu	16
-14	Lempung Berlanau, Abu-abu	15
-15	Lempung Berlanau, Abu-abu	15
-16	Lempung Berlanau, Abu-abu	15
-17	Lempung Berlanau, Abu-abu	15
-18	Lempung Berlanau, Abu-abu	15
-19	Lempung Berlanau, Abu-abu	16
-20	Lempung Berlanau, Abu-abu	16
-21	Lempung Berlanau, Abu-abu	17
-22	Lempung Berlanau, Abu-abu	18

-23	Lempung Berlanau, Abu-abu	18
-24	Lempung Berlanau, Abu-abu	17
-25	Lempung Berlanau, Abu-abu	16
-26	Lempung Berlanau, Abu-abu	17
-27	Lempung Berlanau, Abu-abu	18
-28	Lempung Berlanau, Abu-abu	20
-29	Lempung Berlanau, Abu-abu	24
-30	Lempung Berlanau, Abu-abu	26



Grafik 5. 7 Grafik Nilai N-SPT

Tabel 5. 115 Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiap Meter

Depth (m)	Jenis Tanah	N rata2	fi	li*tebal	$\Sigma (li \times fi)$	N2 (4D)	N	Nilai Penetrasi	I/D	qd/N
			(t/m2)	(t/m)						
0	Lanau Berlempung Berpasir, Abu-abu	0	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00	10
-1	Lanau Berlempung Berpasir, Abu-abu	1	0,50	0,50	0,50	0,00	0,50	1,00	2,00	14
-2	Lanau Berlempung Berpasir, Abu-abu	2	1,00	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00	2,00	14
-3	Lempung Berlanau, Abu-abu	3	1,50	1,50	1,50	2,00	2,50	1,00	2,00	14
-4	Lempung Berlanau, Abu-abu	2	1,00	1,00	2,50	2,33	2,17	0,33	0,67	11,33333
-5	Lempung Berlanau, Abu-abu	1	0,50	0,50	3,00	2,00	1,50	1,00	2,00	14
-6	Lempung Berlanau, Abu-abu	1	0,50	0,50	3,50	1,33	1,17	0,00	0,00	10
-7	Lempung Berlanau, Abu-abu	4	2,00	2,00	5,50	2,00	3,00	0,67	1,33	12,66
-8	Lempung Berlanau, Abu-abu	9	4,50	4,50	10,00	4,67	6,83	0,87	1,73	13,46
-9	Lempung Berlanau, Abu-abu	11	5,50	5,50	15,50	8,00	9,50	1,20	2,40	14,8
-10	Lempung Berlanau, Abu-abu	12	6,00	6,00	21,50	10,67	11,33	1,17	2,33	14,66
-11	Lempung Berlanau, Abu-abu	14	7,00	7,00	28,50	12,33	13,17	0,84	1,67	13,34
-12	Lempung Berlanau, Abu-abu	15	7,50	7,50	36,00	13,67	14,33	1,17	2,33	14,66
-13	Lempung Berlanau, Abu-abu	16	8,00	8,00	44,00	15,00	15,50	1,00	2,00	14

-14	Lempung Berlanau, Abu-abu	15	7,50	7,50	51,50	15,33	15,17	0,33	0,66	11,32
-15	Lempung Berlanau, Abu-abu	15	7,50	7,50	59,00	15,33	15,17	0,00	0,00	10
-16	Lempung Berlanau, Abu-abu	15	7,50	7,50	66,50	15,00	15,00	0,00	0,00	10
-17	Lempung Berlanau, Abu-abu	15	7,50	7,50	74,00	15,00	15,00	0,00	0,00	10
-18	Lempung Berlanau, Abu-abu	15	7,50	7,50	81,50	15,00	15,00	0,00	0,00	10
-19	Lempung Berlanau, Abu-abu	16	8,00	8,00	89,50	15,33	15,67	0,67	1,34	12,68
-20	Lempung Berlanau, Abu-abu	16	8,00	8,00	97,50	15,67	15,83	0,00	0,00	10
-21	Lempung Berlanau, Abu-abu	17	8,50	8,50	106,00	16,33	16,67	0,67	1,34	12,68
-22	Lempung Berlanau, Abu-abu	18	9,00	9,00	115,00	17,00	17,50	1,00	2,00	14
-23	Lempung Berlanau, Abu-abu	18	9,00	9,00	124,00	17,67	17,83	0,00	0,00	10
-24	Lempung Berlanau, Abu-abu	17	8,50	8,50	132,50	17,67	17,33	0,67	1,34	12,68
-25	Lempung Berlanau, Abu-abu	16	8,00	8,00	140,50	17,00	16,50	1,00	2,00	14
-26	Lempung Berlanau, Abu-abu	17	8,50	8,50	149,00	16,67	16,83	0,33	0,66	11,32
-27	Lempung Berlanau, Abu-abu	18	9,00	9,00	158,00	17,00	17,50	1,00	2,00	14
-28	Lempung Berlanau, Abu-abu	20	10,00	10,00	168,00	18,33	19,17	1,66	3,32	16,64
-29	Lempung Berlanau, Abu-abu	24	12,00	12,00	180,00	20,67	22,33	1,68	3,36	16,72
-30	Lempung Berlanau, Abu-abu	26	13,00	13,00	193,00	23,33	24,67	1,17	2,34	14,68

Tabel 5. 116 Lanjutan Rekapitulasi Perhitungan Daya Dukung Tanah Tiap Meter

I/D	qd/N	qd	Rt	Rf	wp	Qu (Ton)	P ijin tiang (Ton)	P ijin tiang (Ton)	P ijin tiang (Ton)	t/N
							2	3	6	
0,00	10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0
2,00	14	7,00	1,98	0,94	0,00	2,92	1,46	0,97	0,49	1
2,00	14	21,00	5,94	2,83	0,79	8,77	3,60	2,14	0,67	1
2,00	14	35,00	9,90	2,83	1,18	12,72	5,18	3,06	0,94	1
0,67	11,333333	24,56	6,94	4,71	1,57	11,66	4,26	2,31	0,37	2
2,00	14	21,00	5,94	5,65	1,97	11,59	3,83	1,90	-0,03	5
0,00	10	11,67	3,30	6,60	2,36	9,90	2,59	0,94	-0,71	6
1,33	12,66	37,98	10,74	10,37	2,75	21,11	7,80	4,28	0,77	1,75
1,73	13,46	91,98	26,01	18,85	3,14	44,86	19,28	11,81	4,33	0,88889
2,40	14,8	140,60	39,75	29,22	3,54	68,97	30,95	19,45	7,96	0,81818

2,33	14,66	166,15	46,98	40,53	3,93	87,50	39,82	25,24	10,65	0,83333
1,67	13,34	175,64	49,66	53,72	4,32	103,38	47,37	30,14	12,91	0,78571
2,33	14,66	210,13	59,41	67,86	4,72	127,27	58,92	37,71	16,50	0,8
2,00	14	217,00	61,36	82,94	5,11	144,29	67,04	42,99	18,94	0,8125
0,66	11,32	171,69	48,54	97,08	5,50	145,62	67,31	43,04	18,77	0,93333
0,00	10	151,67	42,88	111,21	5,90	154,10	71,15	45,47	19,79	1
0,00	10	150,00	42,41	125,35	6,29	167,76	77,59	49,63	21,67	1,06667
0,00	10	150,00	42,41	139,49	6,68	181,90	84,27	53,95	23,64	1,13333
0,00	10	150,00	42,41	153,62	7,07	196,04	90,94	58,27	25,60	1,2
1,34	12,68	198,65	56,17	168,70	7,47	224,87	104,97	67,49	30,01	1,1875
0,00	10	158,33	44,77	183,78	7,86	228,55	106,42	68,32	30,23	1,25
1,34	12,68	211,33	59,75	199,81	8,25	259,56	121,53	78,27	35,01	1,23529
2,00	14	245,00	69,27	216,77	8,65	286,04	134,38	86,70	39,03	1,22222
0,00	10	178,33	50,42	233,73	9,04	284,16	133,04	85,68	38,32	1,27778

1,34	12,68	219,79	62,14	249,76	9,43	311,90	146,52	94,53	42,55	1,41176
2,00	14	231,00	65,31	264,84	9,83	330,15	155,25	100,22	45,20	1,5625
0,66	11,32	190,55	53,88	280,86	10,22	334,74	157,15	101,36	45,57	1,52941
2,00	14	245,00	69,27	297,82	10,61	367,10	172,94	111,75	50,57	1,5
3,32	16,64	318,93	90,18	316,67	11,00	406,85	192,42	124,61	56,80	1,4
3,36	16,72	373,41	105,58	339,29	11,40	444,87	211,04	136,89	62,75	1,20833
2,34	14,68	362,11	102,38	363,80	11,79	466,18	221,30	143,60	65,91	1,15385

Dari tabel 5.113 dapat diketahui nilai maksimum (P_{max}) Gaya aksial tiang pancang akibat beban tetap (Kombinasi 1,2,3) adalah 33,26 kN, sedangkan nilai maksimum (P_{max}) Gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara (Kombinasi 4 dan 5) adalah 46,61 kN. 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 0,50 m dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada Pilar.

l_i = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geser dinding tiang

f_i = besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah (ton/m^3)

q_d = daya dukung tanah terpusat tiang (ton), diperoleh dari hubungan antara L/D dan q_d/N .

L = panjang ekivalen penetarasi pada lapisan pendukung

D = diameter tiang

N^- = harga rata-rata N pada ujung tiang,

$$N^- = (N_1 + N_2) / 2$$

N_2^- = harga rata-rata N pada jarak $4D$ dari ujung tiang

R_u = daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)

R_t = daya dukung terpusat tiang (ton)

R_f = gaya geser dinding tiang (ton)

Dari data SPT yang didapat maka dapat ditentukan kedalaman untuk tiang pancang. Data yang digunakan dari tabel SPT yang sudah diolah diambil data dengan kedalaman yang ditentukan ($N < 15$) maka diambil data pada kedalaman 30 m dengan pengambilan data setiap 1 meter, diperoleh data sebagai berikut :

- Didapat pada tabel diatas pada kedalaman 30 m :

Jenis tanah : Lempung Berlanau

N rata2 : 26

f_i : 13 ton/m^2

$f_i \times l_i$: 13 ton/m

$\sum f_i \times l_i$: 193 ton/m

P. friction, R_f : 363.80 ton

P. bearing, R_t : 102.38 ton

$$L/D : 2.34$$

$$qd/N : 14.68$$

Pall Comp

$$SF = 2 : 221.3 \text{ ton}$$

$$SF = 3 : 46.42 \text{ ton}$$

- Daya dukung aksial pondasi tiang
 - a. Gaya geser maksimum dinding tiang (R_f)
 - $\sum f_i \times l_i : 193 \text{ ton/m}$
 - Maka,
 - $R_f : U_p \times \sum f_i \times l_i$
 - $: 1,571 \text{ m} \times 193 \text{ ton/m}$
 - $: 303.203 \text{ ton}$
 - b. Daya dukung pada ujung tiang pancang (R_t)
 - $I : 1.56 \text{ m}$
 - $D : 0.5 \text{ m}$
 - $L/D : 2.34$
 - $N_1 : 26$
 - $N_2 : 23$
 - $N = (N_1 + N_2) / 2$
 - $= (26 + 23) / 2$
 - $= 25$
 - $qd/N = 14.68$
 - $qd = 14.68 \times 25$
 - $= 350$
 - $R_t = qd \times A$
 - $= 350 \times 0.196$
 - $= 68.6 \text{ ton}$
 - c. Daya dukung ultimate tiang (R_u)
 - $R_u = R_f + R_t$
 - $= 303.203 \text{ ton} + 68.6 \text{ ton}$
 - $= 372 \text{ ton}$
 - d. Kontrol,

- Pu bahan > P ijin Tiang
 371 ton > 303.203/2 + 68.6
 371 > 266 OKE

- P aksial < P sementara
 46.61 ton < 177 ton OKE

- P tetap < P ijin tetap
 33.26 < 372 ton OKE

- P cabut = 20.98 ton

Perhitungan Efisiensi Daya Dukung

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan koefisien. Perhitungan efisiensi tiang kelompok sebagai berikut :

Perhitungan efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus *Seiler Keeney* :

$$\begin{aligned} E_g &= \left(1 - \frac{36s(m+n-2)}{(75s^2-7)(m+n-1)} + \frac{0.3}{m+n} \right) \\ &= \left(1 - \frac{36s(m+n-2)}{(75s^2-7)(m+n-1)} + \frac{0.3}{m+n} \right) \\ &= 0,8061 \end{aligned}$$

Dimana :

E_g = Koefisien kelompok tiang pancang

M = Jumlah tiang dalam satu kolom = 2 buah

N = Jumlah tiang dalam satu baris = 20 buah

S = jarak antar tiang

Kontrol terhadap Beban Horizontal

Gaya – gaya horisontal (H_x) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya : Beban rem + Beban 100% akibat gempa struktur atas + 100% gempa akibat pilar.

$$\begin{aligned} H_x &= 143.675 \text{ kN} + 1690.85 \text{ kN} + 1672.7 \text{ kN} \\ &= 3507.225 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya – gaya horisontal (H_y) diperoleh dari beban searah sumbu y, diantaranya : 30% akibat gempa (Struktur atas + pilar) dan beban angin.

$$\begin{aligned} H_y &= 0.3 \times (507.259 \text{ kN} + 501.811 \text{ kN}) + 54.3753 \text{ kN} \\ &= 357.0957 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= (H_x^2 + H_y^2)^{0.5} \\ &= (3507.225^2 + 357.0957^2)^{0.5} \\ &= 3525.357 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H \text{ per Tiang} &= \frac{H}{\text{Jumlah Tiang}} \\ &= \frac{3525.357}{20} \\ &= 176.26785 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kemampuan tambahan tiang menahan gaya horizontal bila diijinkan pergeseran posisi ujung tiang sebesar d

$$H_a = \frac{k \times D}{\beta} \delta_a$$

$$\beta = \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0.25}$$

$$K = 0,2 E_o D^{-3/4} \gamma^{-1/2}$$

Keterangan,

H_a = Daya Dukung horizontal yang diijinkan

k = Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan

D = Diameter tiang (cm)

EI = Kekakuan lentur tiang (kg/cm^{-1})

δ_a = Besarnya pergeseran tiang normal (cm) = 1 cm

y = Besarnya pergeseran yang akan dicari = 1 cm

E_o = Modulus deformasi tanah

$$= 331674,8408$$

K = $0,2 E_o D^{-3/4} y^{-1/2}$

$$= 3.843 \text{ kg/cm}^3$$

β = $\left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$

$$= 0.00828$$

H_a = $\frac{k \times D}{\beta} \delta a$

$$= 23206.52174$$

H per Tiang < H_a

$$176.26785 \text{ kN} < 23206.52174 \text{ kN}$$

c. Kontrol terhadap

Momen Momen maksimum yang terjadi pada tiang pancang dihitung dengan rumus :

$$M_m = 0,2079 \times \left(\frac{H}{2 \times \beta} \right)$$

$$= 0,2079 \times \left(\frac{176.26785 \text{ kN}}{2 \times 0.00828} \right)$$

$$= 221292.7899 \text{ kg}$$

$$= 22.12 \text{ kN}$$

$M_{\text{crack}} > M_{\text{max}}$

$$170 \text{ kN} > 22.12 \text{ kN}$$

OKE

5.3.6. Perhitungan Penulangan *Pile Cap*

Untuk perhitungan penulangan pile cap di butuhkan beban ultimate dari beban-beban yang telah dihitung diatas.

Kombinasi Beban *Ultimate Pile Cap* Pilar

Tabel 5. 117 Berat Sendiri Struktur Bawah

NO	Berat Sendiri	P^{MS} (kN)
1	Struktur atas Span kiri	764,9268877
2	Struktur atas Span kanan	1224,30422
3	Struktur bawah	1967,8875
TOTAL BERAT SENDIRI		2732,81439 kN

Tabel 5. 118 Beban Mati Tambahan Span Kiri 7.5 m

NO	JENIS	LEBAR	TEBAL	PJG	BERAT	BEBAN
		(m)	(m)	(m)	(kN/m3)	kN/m
1	Lap. Aspal + Overlay	14,3	0,07	7,5	22	165,165
2	Air Hujan	14,3	0,05	7,5	9,8	52,5525
TOTAL BERAT Q MA					Q MA	217,7175

Tabel 5. 119 Beban Mati Tambahan Span Kiri 12 m

NO	JENIS	LEBAR	TEBAL	PJG	BERAT	BEBAN
		(m)	(m)	(m)	(kN/m3)	kN/m
1	Lap. Aspal + Overlay	14,3	0,07	12	22	264,264
2	Air Hujan	14,3	0,05	12	9,8	84,084
TOTAL BERATQ MA					Q MA	348,348

Tabel 5. 120 Beban Layan *Pile Cap*

NO	Aksi/beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			Vz (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My
Aksi Tetap							
1	berat sendiri	MS	2732,81				
2	Beb. mati tambahan	MA	283,033				
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D" TD	TD	1128,46				
4	Beban pedestrian TP	TP	321,75				
5	Gaya rem TB	TB		143,675		214,076	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air EF	EF		1,207	0,939	2,400	1,864
7	Hanyutan/Tumbukan EF	EF		0	117,6	0	477,45
8	Beban angin EW	EW	17,153	32,607	54,3753	121,949	203,364
9	Beban gempa EQ	EQ		1672,704	501,8113	1004,608	301,382
10	Tekanan air gempa	EQ		4,606	4,606428	6,841	11,447
Ttotal			4483,21	1854,800	679,3322	1349,87	995,513

Tabel 5. 121 Beban Ultimate *Pile Cap*

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vertikal	Horizontal	Momen	
				Vuz (kN)	Hxu (kN)	Hyu (kN)	Mxu (kNm)
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	1,3	3552,66			
2	Beb. mati tambahan	MA	2	566,07			
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D" TD	TD	1,8	2031,233			
4	Beban pedestrian TP	TP	1,8	579,150			
5	Gaya rem TB	TB	1,8		258,62		385,34
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air EF	EF	1,3		1,57	1,22	3,116
7	Hanyutan/Tumbukan EF	EF	1,3			152,88	620,693

8	Beban angin EW	EW	1,2	20,584	39,13	65,25	146,338	244,036
9	Beban gempa EQ	EQ	1		1672,70	501,81	1004,608	301,382
10	Tekanan air gempa		1		4,61	4,61	6,841	11,447
Ttotal				6749,69	1976,62	725,77	1546,239	1179,982

Kombinasi yang dipakai dalam perhitungan penulangan *Pier* adalah :

1. Kombinasi 1U (1,3MS + 2MA + 1,8TD + 1,8TB)

Tabel 5. 122 Kombinasi 1U

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
				Vuz (kN)	Hxu (kN)	Hyu (kN)	Mxu (kNm)	Myu (kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	3552,6587				
2	Beb. mati tambahan	MA	2	566,0655				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D" TD	TD	1,8	2031,2325				
4	Gaya rem TB	TB	1,8		258,615		385,33635	
Ttotal				6149,9567	258,615	0	385,33635	0

2. Kombinasi 2U (1,3MS + 2MA)

Tabel 5. 123 Kombinasi 2U

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
				Vuz (kN)	Hxu (kN)	Hyu (kN)	Mxu (kNm)	Myu (kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	3552,6587				
2	Beb. mati tambahan	MA	2	566,0655				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban pedestrian TP	TP	1,8	579,15				
Ttotal				4697,8742	0	0	0	0

3. Kombinasi 3U (1,3MS + 2MA + 1,3EF)

Tabel 5. 124 Kombinasi 3U

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vertikal	Horizontal	Hyu (kN)	Momen	
				Vuz (kN)	Hxu (kN)		Mxu (kNm)	Myu (kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	3552,66				
2	Beb. mati tambahan	MA	2	566,07				
Aksi Lingkungan								
3	Aliran air EF	EF	1,3		1,570	1,221	3,116	2,42
4	Hanyutan/Tumbukan EF	EF	1,3		152,88	0	620,69	0
Ttotal				4118,72	154,45	1,221	623,81	2,42

4. Kombianasi 4U (1,3MS + 2MA + 1,2EW)

Tabel 5. 125 Kombinasi 4U

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vertikal	Horizontal	Hyu (kN)	Momen	
				Vuz (kN)	Hxu (kN)		Mxu (kNm)	Myu (kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	3552,6587				
2	Beb. mati tambahan	MA	2	566,0655				
3	Beban angin EW	EW	1,2	20,584	39,128	65,25	146,338	244,03
Ttotal				4139,308	39,128	65,25	146,338	244,03

5. Kombinasi 5U (1,3MS + 2MA + 1EQ)

Tabel 5. 126 Kombinasi 5U

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vertikal	Horizontal	Momen		
				Vuz (kN)	Hxu (kN)	Hyu (kN)	Mxu (kNm)	Myu (kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	3552,659				
2	Beb. mati tambahan	MA	2	566,066				
3	Beban gempa EQ	EQ	1		1672,704	501,8113	1004,608	301,382
4	Tekanan air gempa	EQ	1		4,606	4,606	6,841	11,447
Total				4118,725	1677,311	506,418	1011,449	312,829

Untuk menghitung tulangan *pile cap* juga memerlukan data dari kekuatan tiap-tiap tiang pancang untuk menahan beban yang bekerja pada *pile cap*.

Tabel 5. 127 Rekapitulasi Kombinasi Momen pada Pilar

NO	Kombinasi beban	Vuz (kN)	Hxu (kN)	Hyu (kN)	Mxu (kNm)	Myu (kNm)
1	KOMBINASI 1U (1,3MS + 2MA+ 1,8TD + 1,8TB)	6149,96	258,62	0,00	385,34	0,00
2	KOMBINASI 2U (1,3MS + 2MA+ 1,8TP)	4697,87	0,00	0,00	0,00	0,00
3	KOMBINASI 3U (1,3MS + 2MA + 1,3EF)	4118,72	154,45	1,22	623,81	2,42
4	KOMBINASI 4U (1,3MS + 2MA + 1,2EW)	4139,31	39,13	65,25	146,34	73,21
5	KOMBINASI 5U (1,3MS + 2MA + 1EQ)	4118,72	1677,31	506,42	1011,45	312,83

Tabel 5. 128 Beban Ultimate Yang Masuk Ke Satu Tiang Pancang

Titik	x	y	x ²	y ²	KOMBINASI 1U (1,3MS + 2MA+ 1,8TD + 1,8TB)	KOMBINASI 2U (1,3MS + 2MA+ 1,8TP)	KOMBINASI 3U (1,3MS + 2MA + 1,3EF)	KOMBINASI 4U (1,3MS + 2MA + 1,2EW)	KOMBINASI 5U (1,3MS + 2MA + 1EQ)
					$V/n+Mx.y/\Sigma y^2$	$V/n+Mx.y/\Sigma y^{131}$	$V/n+Mx.y/\Sigma y^{132}$	$V/n+Mx.y/\Sigma y^{133}$	$V/n+Mx.y/\Sigma y^{134}$
					+ $My.x/\Sigma x^2$	+ $My.x/\Sigma x^{131}$	+ $My.x/\Sigma x^{132}$	+ $My.x/\Sigma x^{133}$	+ $My.x/\Sigma x^{134}$
m	m			kN	kN	kN	kN	kN	
1	-0,6	-9,18	0,36	84,27	302,35	234,89	197,39	198,91	166,35
2	-0,6	-7,14	0,36	50,98	303,49	234,89	199,25	199,34	169,35
3	-0,6	-5,1	0,36	26,01	304,64	234,89	201,10	199,78	172,35
4	-0,6	-3,06	0,36	9,36	305,78	234,89	202,95	200,21	175,36
5	-0,6	-1,02	0,36	1,04	306,93	234,89	204,81	200,65	178,36
6	-0,6	1,02	0,36	1,04	308,07	234,89	206,66	201,08	181,37
7	-0,6	3,06	0,36	9,36	309,22	234,89	208,51	201,52	184,37
8	-0,6	5,1	0,36	26,01	310,36	234,89	210,37	201,95	187,38
9	-0,6	7,14	0,36	50,98	311,50	234,89	212,22	202,39	190,38
10	-0,6	9,18	0,36	84,27	312,65	234,89	214,07	202,82	193,39
11	0,6	-9,18	0,36	84,27	302,35	234,89	197,80	211,11	218,48
12	0,6	-7,14	0,36	50,98	303,49	234,89	199,65	211,54	221,49

13	0,6	-5,1	0,36	26,01	304,64	234,89	201,51	211,98	224,49
14	0,6	-3,06	0,36	9,36	305,78	234,89	203,36	212,41	227,50
15	0,6	-1,02	0,36	1,04	306,93	234,89	205,21	212,85	230,50
16	0,6	1,02	0,36	1,04	308,07	234,89	207,06	213,28	233,51
17	0,6	3,06	0,36	9,36	309,22	234,89	208,92	213,72	236,51
18	0,6	5,1	0,36	26,01	310,36	234,89	210,77	214,15	239,52
19	0,6	7,14	0,36	50,98	311,50	234,89	212,62	214,59	242,52
20	0,6	9,18	0,36	84,27	312,65	234,89	214,48	215,02	245,53
ΣTOTAL			7,20	686,66					
Pmax	312,65								
Pmin	166,35								

Tabel 5. 129 Kombinasi Tiang Pancang pada Pilar

Tiang Pancang	P komb 1	P komb 2	P komb 3	P komb 4	P komb 5
	kN	kN	kN	kN	kN
Σ P1	3074,98	2348,94	2057,34	2008,64	1798,67
Σ P2	3074,98	2348,94	2061,38	2130,66	2320,05

Tabel 5. 130 Momen Kombinasi Tiang Pancang pada Pilar

Reaksi	Jarak terh	Momen				
Akibat	center poer	Komb 1	Komb 2	Komb 3	Komb 4	Komb 5
Σ P1	0,60	1844,99	1409,36	1234,41	1205,19	1079,20
Σ P2	0,60	1844,99	1409,36	1236,83	1278,40	1392,03

Perhitungan Penulangan *Pile Cap*

Data Perencanaan *Pile Cap* :

Diameter tulangan, D = 25 mm

Lebar Yang ditinjau, b = 1000 mm

Tinggi *Pile Cap*, h = 1000 mm

Decking, d' = 50 mm

Tebal Efektif arah X

$D_x = h - d' - 1/2 \phi_{tul.lentur}$ = 950 mm

Kuat tekan beton, f_c' = 29.05 Mpa

Mutu baja tulangan $D > 12$ mm, $f_y = 390$ Mpa

Berat volume beton bertulang, $W_c = 25$ kN/m³

Faktor beban berat sendiri $K_{uMS} = 1,3$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,8$

Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0,7$

- Momen yang terjadi

Momen yang terjadi pada pier adalah :

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 1844,99 && \text{kN.m} \\ \text{Mu per meter} &= \frac{1844,99}{19,4} \\ &= 95,10242326 && \text{kN.m/m}' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn} &= \frac{\text{Mu}}{\phi} \\ &= \frac{95,10242326}{0.8} \\ &= 118,8780291 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rn} &= \frac{\text{Mn}}{bd^2} \\ &= \frac{118,8780291 \times 1000000}{1000 \times 950^2} \\ &= 0,131720808 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_{c'}'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,0326 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= 0,003589744 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}'} \\ &= 15,79 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) \\ &= 0,0003 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks}} &= 0,75 \rho \\ &= 0,0245 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{min}} &> \rho && < \rho_{\text{maks}} \\ 0,0036 &> 0,0003 && < 0,0245 \end{aligned}$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} \text{As} &= \rho \times b \times d \\ &= 3410,25641 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D = 22

$$\text{As} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 379,94 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} \\
 &= 111,41 \text{ mm} \\
 As \text{ pasang} &= 3799,4 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

Maka, dipasang tulangan utama D22 – 100

TULANGAN TEKAN

$$\begin{aligned}
 As &= \rho \text{ min} \times b \times d \\
 &= 0.003589744 \times 1000 \times 950 \\
 &= 3410,25641 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D 22

$$\begin{aligned}
 As &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 484 \\
 &= 379,94 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} \\
 &= 111,41 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$As \text{ pasang} = 3799,4 \text{ mm}^2$$

Maka, dipasang tulangan utama D22 – 100

TULANGAN BAGI

$$\begin{aligned}
 As' &= 20\% \times As \\
 &= 20\% \times 3410,25641 \\
 &= 682,0512821 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D-16

$$\begin{aligned}
 As &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\
 &= 200,96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} \\
 &= 294,64 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$As \text{ pasang} = 1004,8 \text{ mm}^2$$

Maka, dipasang tulangan utama D16 – 200

KONTROL GESER PONS POER

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c'} bd$$

$$= 2193201,562 \text{ N}$$

$$h_{\text{pons}} = hp + (r + a)/Lt \times (ht - hp)$$

$$= 1200 + 0,948717949 \times 300$$

$$= 1484,615385 \text{ mm}$$

$$b_0 = 2 * (1/2x + a) + 2 \times (1/2 y + a)$$

$$= 1570 + 1000$$

$$= 2570 \text{ mm}$$

$$d = h_{\text{pile cap}} - d'$$

$$= 1000 - 50$$

$$= 950 \text{ mm}$$

$$V_u = \frac{P_{\text{maks}}}{\phi}$$

$$= 446,6419867 \text{ kN}$$

Kontrol, $V_c > V_u$
 $2193201,562 \text{ N} > 446,6419867 \text{ kN (OK)}$

CEK KONDISI GESER			
V_u	<	$0.5 \times \phi \times V_c$	
158504,0388	<	320019,6832	OK
$0.5 \times \phi \times V_c$	<	V_u	<
320019,6832	>	158504,0388	<
			$\phi \times V_c$
			640039,3665
			NOT OK
$\phi \times V_c$	<	V_u	<
640039,3665	>	158504,0388	<
			$\phi (V_c + V_{s \text{ min}})$
			877539,3665
			NOT OK
$\phi (V_c + V_{s \text{ min}})$	<	V_u	<
877539,3665	>	158504,0388	<
			$\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f'c'} b_w d)$
			1920118,099
			NOT OK
$\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f'c'} b_w d)$	<	V_u	<
1920118,099	>	158504,0388	<
			$\phi (V_c + 2/3 \sqrt{f'c'} b_w d)$
			3200196,832
			NOT OK

Didapatkan dari perhitungan diatas masuk pada kondisi 1
 Direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter 13 mm.

$$A_v = 2 \times A_s$$

$$= 2 \times 0.25 \times \pi \times \emptyset^2$$

$$= 2 \times 0.25 \times 3.14 \times 13^2$$

$$= 265,33 \text{ mm}^2$$

$$S = (A_v \times f_y \times d) / V_s$$

$$= 222,8772 \text{ mm}$$

5.3.7. Perhitungan Longitudinal Stopper

Data Perencanaan

Selimit beton	d'	= 30 mm
Faktor Beban Ultimate Berat Sendiri	Ku_{MS}	= 1,3
Faktor Beban Ultimate Gaya Rem	Ku_{TB}	= 1,8
Faktor Beban Ultimate Gempa	Ku_{EQ}	= 1
Berat volume beton bertulang	W_c	= 25 kN/m ³
Kuat tekan beton	f_c'	= 29,05 Mpa
Mutu Baja Tulangan D>12mm	f_y	= 390 Mpa
Mutu Baja Tulangan D<12mm	f_y	= 240 Mpa
Faktor reduksi kekuatan Lentur	ϕ	= 0,8
Faktor reduksi kekuatan Geser dan Torsi	ϕ	= 0,7
Diameter tulangan lentur	ϕ	= D 25
Diameter tulangan geser	ϕ	= D 16
Panjang	l	= 1200 mm
Lebar	b	= 19400 mm
Tinggi	h	= 1,49 mm
Lebar yang ditinjau	b	= 1000 mm
Selimit beton	d'	= 20 mm
Tebal efektif	d	= 1180 mm

5.3.8. Analisa Pembebanan Longitudional Stopper

Tabel 5. 131 Analisa Pembebanan Longitudional Stopper

Gaya yang bekerja	Faktor beban	Vu	Hxu	Lengan	Momen
kN		kN	ton	m	tonm
Berat sendiri	1,3	11,25		0,000745	0,01089563
Gempa bang atas	1,25		65,01879	0,00149	0,12109749
Gempa longstop	1,25		66,83397	0,00149	0,12447827
Gaya rem	2		14,3675	0,00149	0,04281515
Jumlah		11,25			0,29928653

5.3.9. Penulangan Longitudional Stopper

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{299286,532}{0.8} \\
 &= 374108,165 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{bd^2} \\
 &= \frac{374108,165 \times 1000000}{1000 \times 1180^2} \\
 &= 0,131720808
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= 0,032616356
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= 0,003589744
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= 15,79
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) \\
 &= 0,00000
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 1 \frac{1}{3} \rho$$

$$= 9,18335E-07$$

Maka diambil $\rho = 0.0036$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= r \times b \times dx = 0,00359 \times 1000 \times 1180 \\ &= 4235,897436 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Syarat spasi antar tulangan $\rightarrow S_{maks} \leq 2h$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 2 \times h \\ &= 2 \times 1180 \\ &= 2360 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25\pi dt^2 b}{\text{As perlu}} \\ &= 115,8255145 \text{ mm} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

Maka, dipasang tulangan $s = 100 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{0,25\pi dt^2 b}{s_{pakai}} \\ &= 4906,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipakai tulangan D 25 - 100

As pakai harus lebih besar dari As perlu

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &> \text{As perlu} \\ 4906,25 &> 4235,897436 \quad \text{OK} \\ \text{D 25 - 100 mm} & \end{aligned}$$

TULANGAN BAGI

$$\begin{aligned}As' &= 20\% \times As \\ &= 20\% \times 4906,25 \\ &= 981,25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D-16

$$\begin{aligned}S &= \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= 204,800 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$As \text{ pasang} = 1005,309649 \text{ mm}^2$$

Maka, dipasang tulangan utama D16 – 200

BAB VI

PERLETAKAN

6.1. Preliminary Desain Perletakan

Perletakan yang direncanakan menggunakan perletakan elastomer laminasi, dengan menggunakan karet IHRD dengan kekerasan 53 ± 5 , mempunyai sisi elastomer minimum sebesar 6 mm, dan bawah sebesar 4 mm. (Mengacu pada BMS BDM 1992 pasal 7.2.1).

6.2. Menentukan Beban dan Gerakan Terburuk

Beban tegak lurus pada tumpuan Untuk beban tegak lurus diambil gaya paling kritis yaitu pada girder tepi pada bentang 7.5 m yang menumpu pelat kantilever dan tiang sandaran.

Berikut ini analisa pembebanan :

1. $1/2$ (Pipa Sandaran, $L = 7,5$ m)
 $= 0,002 \text{ m}^3 \times 77 \text{ kN/m}^3 \times 3,8 \text{ m}$
 $= 0,6699 \text{ kN}$
2. $1/2$ (Tiang Sandaran, $L = 7,5$ m)
 $= 0,050 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 3,8 \text{ m}$
 $= 4,6875 \text{ kN}$
3. $1/2$ (Trotoar, $L = 7,5$ m)
 $= 0,413 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 3,8 \text{ m}$
 $= 38,671875 \text{ kN}$
4. $1/2$ (Beban plat lantai)
 $= 0,25 \text{ m} \times 9,70 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 3,8 \text{ m}$
 $= 227,34375 \text{ kN}$
5. $1/2$ (Beban aspal pada plat lantai)
 $= 0,05 \text{ m} \times 7,15 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \times 3,8 \text{ m}$
 $= 29,49375 \text{ kN}$
6. $1/2$ (Beban genangan hujan pada plat lantai)
 $= 0,02 \text{ m} \times 7,15 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 \times 3,8 \text{ m}$
 $= 5,3625 \text{ kN}$

7. $1/2$ (Beban hidup lalu lintas)
= 61,88 kN
8. Beban akibat diafragma
= $0,1797 \times 3,75 \text{ m} \times 77 \text{ kN/m}^3$
= 345,9225 kN
9. $1/2$ (Berat sendiri girder jembatan)
= $0,34078 \times 77 \text{ kN/m}^3 \times 3,8 \text{ m}$
= 98,400225 kN

Tabel 6. 1 Rekapitulasi Beban Vertikal pada Jembatan

No.	Beban vertikal	Gaya (kN)
1	$1/2$ (Pipa Sandaran)	0,6699
2	$1/2$ (Tiang Sandaran)	4,6875
3	$1/2$ (Trotoar)	38,6719
4	$1/2$ (Beban plat lantai)	227,344
5	$1/2$ (Beban aspal pada plat lantai)	29,4938
6	$1/2$ (Beban genangan hujan pada plat lantai)	5,3625
7	$1/2$ (Beban hidup lalu lintas)	61,88
8	Beban akibat diafragma	51,8884
9	$1/2$ (Berat sendiri girder jembatan)	98,4002
Total V. Elastomer'		518,393

Beban Horizontal terhadap perletakan

1. Gaya Rem

$$\begin{aligned} T \text{ rem} &= 376,572175 \text{ kN} / 11 \\ &= 34,23383409 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} E_q &= 2537,583193 \text{ kN} / 11 \\ &= 634,3957982 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 6. 2 Rekapitulasi Beban Vertikal pada Perletakan

No.	Beban vertikal	Gaya (kN)
1.	Gaya Rem	34,2338
2.	Beban gempa akibat bangunan atas	230,689
Total H. Elastomer'		264,923

Tahap Perencanaan Dimensi Elastomer

Dimensi 300 x 500 x 73

Tabel 6. 3 Tabel Dimensi Elastomer

Jumlah Lapis karet dalam	Tebal karet dalam	Tinggi Keseluruhan	Tebal selimut sisi	Tebal selimut atas & bawah	Tebal Pelat baja
(n)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
4	12	73	4	4	5

6.3. Kontrol Perletakan Elastomer

Sesuai dengan peraturan yang ada di BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.6 terdapat 9 tahap pemeriksaan pada perletakan elastomer.

1. Pemeriksaan terhadap luas efektif minimum

Data pemeriksaan tahap 1 :

δa = gerakan tangential arah dimensi memanjang (a)

δb = gerakan tangential arah dimensi melintang (b)

H = Gaya horisontal pada perletakan (kN)

A eff = Luas efektif minimum

Menghitung gerakan tangential :

$\delta a = \delta b$ (Perletakan persegi) = $H \times t / (1000 \times A_t \times G)$

$\delta a = \delta b = (264923,2153 \times 73) / (1000 \times 150000 \times 0,69)$

= 0,186854055

Menghitung luas efektif minimum :

$$\begin{aligned} A. \text{ eff} &= A_t \times (1 - \delta a/450 - \delta b/600) \\ A. \text{ eff} &= 150000 \times (1 - 0,10/300 - 0,10/500) \\ &= 149962,6292 \end{aligned}$$

Kontrol tahap 1 :

$$\begin{aligned} A. \text{ eff}/0,80 \times A_t &\geq 1,0 \\ 149962,6292/120000 &\geq 1,0 \\ 1,249688577 &\geq 1,0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Kontrol faktor bentuk : $4 \leq S \leq 12$

$$\begin{aligned} S &= \frac{axb}{2 \times (a+b)t} \\ S &= \frac{300 \times 500}{2 \times (800)4} \\ &= 23,4375 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

2. Pemeriksaan tahap 2 (Pemeriksaan terhadap regangan total maksimum)

$$\begin{aligned} \alpha a &= \alpha b = 0,174532925 \text{ radian} \\ \varepsilon_r &= (\alpha a \times a^2 + \alpha b \times b^2)/(2 \times t_i \times t) \\ &= 7,13064102 \\ \varepsilon_c &= (6 \times SV \times 10^3)/(3 \times A. \text{ Eff} \times G \times (1 + 2S^2)) \\ &= 0,21 \\ \varepsilon_{sh} &= \delta s/t \\ &= 0,005119289 \\ \varepsilon_T &= \varepsilon_r + \varepsilon_c + \varepsilon_{sh} \\ &= 7,13064102 + 0,21 + 0,005119289 \\ &= 7,35 \end{aligned}$$

Kontrol pemeriksaan terhadap regangan maksimum :

$$\begin{aligned} \varepsilon_T &\leq 2,6/\sqrt{G} \\ \varepsilon_T &\leq 2,6/0,830662386 \\ 7,17 &\leq 3,13003218 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

3. Pemeriksaan tahap 3 (Pemeriksaan terhadap regangan maksimum). Untuk nilai $A. \text{ eff} > 0,9 A$, maka diambil data pemeriksaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sh} \text{ maks} &= 0,7 \\ \varepsilon_{sh} &= 0,005119289\end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sh} \text{ maks}/\varepsilon_{sh} &> 1,0 \\ 0,7/0,0051193 &> 1,0 \\ 136,7377335 &> 1,0 \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

4. Pemeriksaan tahap 4 (Pemeriksaan batas leleh)

Data perhitungan :

$$\begin{aligned}V &= 518,392875 \\ V \cdot LL &= 61,88\end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}(1,4 \times V)/(\varepsilon_{sc} \times V \cdot LL) \times \sqrt{0,69/G} &\geq 1,0 \\ 54,92263566 &\geq 1,0 \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

5. Pemeriksaan 5 (Pemeriksaan terhadap tegangan maksimum rata - rata)

Kontrol :

$$\begin{aligned}(15 \times At)/V &\geq 1,0 \\ (15 \times 150000)/518392,875 &\geq 1,0 \\ 4,340337432 &\geq 1,0 \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

6. Pemeriksaan terhadap perputaran maksimum

$$\begin{aligned}EH &= A \times G \times 1 - 1/a+b \\ &= 103499,5588\end{aligned}$$

$$C = 4 + a/b \times (6 \times 3,3 \times a)/b$$

$$C = 11,128$$

$$E = EH + (C \times G \times S^2)/((1 + C \times G \times S^2)/(0,75 \times B))$$

$$E = 103499,5588 + 344,3816041$$

$$E = 186731,506$$

$$dc = te \times (V \times 10^3)/(E \times A)$$

$$dc = 0,001896974$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}(a \times a + a \times b)/(4 \times dc) &\geq 1,0 \\ (52,35987756 + 87,2664626)/(4 \times 0,001896974) &\geq 1,0 \\ 11553,10343 &\geq 1,0 \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

7. Pemeriksaan 7 (Pemeriksaan terhadap stabilitas tekan

Kontrol :

$$(2 \times b \times G \times S \times A.\text{eff}) / (1000 \times V) \geq 1,0$$

$$(1200 \times 0,69 \times 32,14285714 \times 269984,4288) / (1000 \times 18,392875) \geq 1,0$$

$$13860,99824 \geq 1,0 \quad \mathbf{OK}$$

8. Pemeriksaan 8 (Pemeriksaan tebal baja minimum)

Ts = 5 mm

$$Ts/3 \geq 1,0$$

$$1,666666667 \geq 1,0 \quad \mathbf{OK}$$

$$(Ts \times A \times fsy) / (3000 \times V \times ti) \geq 1,0$$

$$(5 \times 150000 \times 950) / (3000 \times 518,392875 \times 57) \geq 1,0$$

$$8,037661912 \geq 1,0 \quad \mathbf{OK}$$

9. Pemeriksaan 9 (Pemeriksaan tahanan gesek terhadap geseran)

Kontrol :

$$(0,1 \times V + (3000 \times A.\text{eff})) / H \geq 1,0$$

$$(51839,2875 + 449887887,6) / 264923,2153 \geq 1,0$$

$$1698,377873 \geq 1,0 \quad \mathbf{OK}$$

BAB VII PENUTUP

7.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisis data dan kondisi eksisting Jembatan Ketonggo, maka pada Modifikasi Desain Struktur Jembatan Ratna dapat disimpulkan beberapa poin sebagai berikut :

Desain modifikasi struktur bangunan atas jembatan sebagai berikut:

1. Bentang Jembatan Ratna dengan eksisting sebesar 29.4 m menggunakan beton *precast*, direncanakan kembali menggunakan struktur baja komposit dengan membagi bentang jembatan menjadi 7.5 m dari titik Abt 1 , kemudian menggeser pilar 1 dan 2 eksisting sejauh 1.5 m , dan titik antar pilar menjadi 12 m dari eksistingnya.
2. Pengaman pada tepi jembatan tetap menggunakan tiang sandaran tinggi 1,25 m, lebar atas 0,2 m, dan lebar bawah 0,2 m. Tulangan utama menggunakan 4 Ø 10 mm, dan tulangan bagi Ø8 – 100 mm. Menggunakan pipa sandaran dengan diameter 76,3 mm. Menggunakan trotoar sepanjang 1,65 m, setinggi 0,25 m dengan tulangan utama D 13 – 150 mm dan tulangan bagi D 10 - 250 mm. Penulangan kerb dipasang sebanyak 4 buah dengan D 8 – 200 mm.
3. Pada plat lantai jembatan didesain dengan tebal 250 mm dengan mutu $f_c' 29,05$ Mpa dengan tulangan utama D16-100 mm dan tulangan bagi D13-100 mm. Pada perencanaan tebal aspal menggunakan tebal 50 mm dengan tebal lapis *overlay* 20 mm.
4. Pada girder Jembatan Ratna eksisting menggunakan beton *precast* kemudian direncanakan ulang menggunakan struktur baja komposit. Gelagar Memanjang menggunakan profil WF 900 300 16 28 sebanyak 33 buah, untuk diafragma menggunakan profil WF 300 300 10 15.

5. Sambungan antar gelagar memanjang menggunakan baut M16 tipe A325 dengan diameter baut 16 mm. Dipasang sebanyak 4 buah dengan jarak 25 mm antar baut. Menggunakan jenis *ekspansion joint asphaltic plug*.

Desain modifikasi struktur bangunan bawah jembatan sebagai berikut :

1. Abutment pada Jembatan Ratna ini memiliki tinggi total keseluruhan 2,1 m dengan lebar 3,695 meter. Bangunan abutment ini terdiri dari beberapa bagian yaitu : *pilecap*, *longstopper*, *wing wall*, dan plat injak.

a. Abutment

Dimensi breast wall	= 0,953 m x 2,2 m x 19,35 m
Tulangan utama	= D29-100
Tulangan bagi	= D19 – 100
Tulangan tekan	= D25 – 100
Tulangan bagi	= D19 - 200

b. Pilecap

Dimensi	= 3,695 m x 1 m x 19,35 m
Tulangan pokok	= D22 – 100
Tulangan bagi	= D22 - 100
Tulangan geser	= D22 - 100

c. *Longitudinal Stopper*

Dimensi	= 1,321 m x 0,9 m x 19,35 m
Tulangan pokok	= D16 – 200
Tulangan bagi	= D13 – 100

d. Pelat Injak

Dimensi	= 2,8 m x 0,3 m x 3 m
Tulangan pokok	= D16 – 100
Tulangan bagi	= D13 – 200

e. *Wing Wall*

Dimensi	= 1,8 m x 2,795 m x 3 m
Tulangan pokok	= D25 – 100
Tulangan bagi	= D19 - 100

2. Pilar pada Jembatan Ratna ini memiliki tinggi total keseluruhan 1,140 meter dengan lebar 2,2 meter. Pilar sebanyak 2 dengan jarak antar pilar 12 meter. Bangunan pilar ini terdiri dari beberapa bagian yaitu : *pilecap*, *longstopper*, *wing wall*.
 - a. Pilecap pilar

Dimensi	= 2,2 m x 1 m x 14,3 m
Tulangan pokok	= D22 - 100
Tulangan bagi	= D22 - 100
Tulangan geser	= D16 - 200
 - b. *Longitudional Stopper*

Dimensi	= 1,2 m x 1,49 mm x 19,4 m
Tulangan pokok	= D25 - 100
Tulangan bagi	= D16 - 100
3. Perletakan jembatan menggunakan elastomer spesifikasi tinggi 73 mm, panjang 300 mm dan lebar 500 mm. Serta tebal lapisan 5 mm berjumlah 4 lapis dan untuk cover menggunakan tebal 4 mm berjumlah 4 lapis.
4. Tiang pancang yang digunakan untuk abutment sebanyak 16 buah dengan diameter 500 mm. Sedangkan untuk pilar sebanyak 20 buah dengan diameter 500 mm. Kelebihan dari material baja sendiri adalah sebagai berikut:
 - a. Kemudahan penyambungan antar elemen satu dengan menggunakan alat sambung las atau baut. Pembautan baja melalui proses gilas panas mengakibatkan baja menjadi mudah dibentuk menjadi penampang yang diinginkan. Kecepatan pelaksanaan konstruksi baja menjadi keunggulan material baja.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Litbang PU Departemen Pekerjaan Umum, 2016, SNI 1725-2016 (Standar Pembebanan Untuk Jembatan)
- Badan Standarisasi Nasional (BSN), 2004, RSNI T-03-2005 (Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan)
- Badan Standarisasi Nasional (BSN), 2013, SNI 03 – 2833 – 2013 (Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)
- Badan Standarisasi Nasional (BSN), 2013, SNI 28477-2013 (Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)
- Badan Standarisasi Nasional (BSN), 2015, Pedoman Perencanaan Bantalan Elastomer Untuk Perletakan Jembatan
- Bayuaji, Ridho, dkk. 2016. *Mekanika Teknik Statis Tak Tentu*. Surabaya. Galia Indonesia.
- Nasution, Thamrin. *Struktur Baja I*, Jakarta.
- Nasution, Thamrin. *Struktur Baja II*, Jakarta.
- Sosrodarsono, Ir. Suyono. 1983. *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*. Jakarta. PT Pradnya Paramita.

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Bojonegoro, 6 November 1996, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Pertiwi Bojonegoro, SDN Kadipaten 1 Bojonegoro, SMPN 1 Bojonegoro, dan SMAN 1 Bojonegoro. Setelah lulus dari SMAN 1 Bojonegoro tahun 2015, Penulis melanjutkan pendidikan kuliah dan diterima di Diploma III Departemen Teknik Infrastruktur Sipil FV-ITS pada tahun 2015 dengan NRP 1011150000020.

Di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil, penulis mengambil bidang studi Bangunan Transportasi. Penulis sempat aktif di beberapa kegiatan seminar yang diadakan di Jurusan dan aktif sebagai fungsionaris dalam Himpunan Mahasiswa Diploma Sipil. Penulis juga mengikuti beberapa pelatihan pengembangan diri baik yang diadakan di Jurusan, Fakultas maupun Institut. Selain itu penulis juga aktif mengikuti kegiatan kepanitian dalam beberapa *event* Jurusan maupun Institut serta aktif dalam kegiatan kontribusi lainnya. Penulis dapat dihubungi melalui *e-mail* jayanegarahabibie@gmail.com

Dalam kesempatan ini saya mengucapkan terimakasih kepada :

1. Allah SWT yang telah memberikan karunia-Nya, sehingga tugas akhir terapan ini dapat terselesaikan, walaupun selama penyelesaian tugas akhir terapan mengalami berbagai hambatan dan rintangan yang menghadang.
2. Orang tua dan keluarga yang telah memberikan do'a dan dukungan sepanjang perjalanan selama menempuh pendidikan Diploma, sehingga bisa menyelesaikan tugas akhir terapan ini.
3. Dosen Pembimbing bapak Ir. Sungkono, CES. selaku dosen pembimbing kami yang telah membimbing untuk dapat menyelesaikan tugas akhir terapan dengan sebaik-baiknya.
4. Seluruh dosen dan karyawan di kampus ITS Manyar yang telah memberikan pendidikan dan bimbingan serta memotivasi selama saya belajar di kampus ini.
5. Oni Dalis Arumnia Ariska sebagai partner TA yang begitu sabar. Dan juga telah bekerja sama dalam menyelesaikan tugas akhir terapan ini.
6. Teman-teman angkatan 2015 dan kelas Bangunan Transportasi 2015 yang telah memberikan semangat, perhatian dan dukungan selama penyusunan tugas akhir terapan ini.
7. Teman-teman di luar kampus ITS yang telah memberikan semangat, motivasi dan do'a selama penyusunan tugas akhir terapan ini.

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Tuban, 17 Juli 1996, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Ngudi Utomo Tuban, SDN Ngadipuro I Tuban, SMPN 1 Babat Lamongan, dan SMAN 1 Babat. Setelah lulus dari SMAN 1 Babat Lamongan tahun 2014, Penulis melanjutkan pendidikan kuliah dan diterima di Diploma III

Departemen Teknik Infrastruktur Sipil FV-ITS pada tahun 2015 dengan NRP 1011150000149.

Di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil, penulis mengambil bidang studi Bangunan Transportasi. Penulis sempat aktif di beberapa kegiatan seminar yang diadakan di Jurusan. Penulis juga mengikuti beberapa pelatihan pengembangan diri baik yang diadakan di Jurusan, Fakultas maupun Institut. Selain itu penulis juga aktif mengikuti kegiatan kepanitian dalam beberapa *event* Jurusan maupun Institut serta aktif dalam kegiatan kontribusi lainnya. Penulis dapat dihubungi melalui *e-mail* arumniaariska@gmail.com

Dalam kesempatan ini saya mengucapkan terimakasih kepada :

1. Allah SWT yang telah memberikan karunia-Nya, sehingga tugas akhir terapan ini dapat terselesaikan, walaupun selama penyelesaian tugas akhir terapan mengalami berbagai hambatan dan rintangan yang menghadang.
2. Orang tua dan keluarga yang telah memberikan do'a dan dukungan sepanjang perjalanan selama menempuh pendidikan Diploma, sehingga bisa menyelesaikan tugas akhir terapan ini.
3. Dosen Pembimbing bapak Ir. Sungkono, CES. selaku dosen pembimbing kami yang telah membimbing untuk dapat menyelesaikan tugas akhir terapan dengan sebaik-baiknya.
4. Seluruh dosen dan karyawan di kampus ITS Manyar yang telah memberikan pendidikan dan bimbingan serta memotivasi selama saya belajar di kampus ini.
5. Habibie Hadiputra Jayanegara sebagai partner TA yang begitu sabar serta telah bekerja sama dalam menyelesaikan tugas akhir terapan ini.
6. Teman-teman angkatan 2015 dan kelas Bangunan Transportasi 2015 yang telah memberikan semangat, perhatian dan dukungan selama penyusunan tugas akhir terapan ini.
7. Teman-teman di luar kampus ITS yang telah memberikan semangat, motivasi dan do'a selama penyusunan tugas akhir terapan ini.



LAMPIRAN GAMBAR TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN RATNA DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT JALAN RATNA-DARMOKALI KOTA SURABAYA, JAWA TIMUR

HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
NRP. 1011150000020

ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
NRP.10111500000149

DOSEN PEMBIMBING
Ir. Sungkono, CES
NIP.19591130 198601 1 001

PROGRAM STUDI DIII TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2018



LAMPIRAN GAMBAR TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN RATNA DENGAN MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT JALAN RATNA-DARMOKALI KOTA SURABAYA, JAWA TIMUR

HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
NRP. 1011150000020

ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
NRP.10111500000149

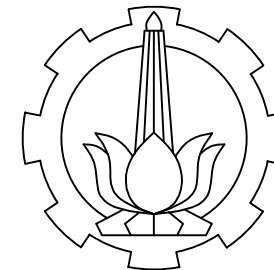
DOSEN PEMBIMBING
Ir. Sungkono, CES.
NIP.19591130 198601 1 001

PROGRAM STUDI III TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2018

DAFTAR GAMBAR

NO.	NAMA GAMBAR	HALAMAN
1.	SITE PLAN PERENCANAAN JEMBATAN	1
2.	POTONGAN MEMANJANG RENCANA 1-1	2
3.	POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN	3
4.	TAMPAK ATAS JEMBATAN	
5.	DENAH GELAGAR RENCANA	4
6.	POTONGAN MEMANJANG RENCANA STRUKTUR 1-1	5
7.	POTONGAN MELINTANG RENCANA 2-2	6
8.	POTONGAN MELINTANG RENCANA 3-3	7
9.	TULANGAN KERB	
10.	TULANGAN TIANG SANDARAN	8
11.	TULANGAN TROTOAR	
12.	POTONGAN MELINTANG	
13.	DETAIL PENULANGA ATAS PLAT LANTAI	9
14.	DETAIL PENULANGAN BAWAH PLAT LANTAI	

NO.	NAMA GAMBAR	HALAMAN
15.	POTONGAN MELINTANG	10
16.	SAMBUNGAN GELAGAR dan DIAFRAGMA	
17.	DENAH TIANG PANCANG	11
18.	DIMENSI PANJANG PENYALURAN	
19.	DIMENSI SPUN PILE	
20.	POTONGAN A-A	12
21.	POTONGAN B-B	
22.	TAMPAK ATAS ABUTMENT	
23.	DETAIL TULANGAN WINGWALL	13
24.	DETAIL TULANGAN PLATI INJAK	
25.	DETAIL TULANGAN ABUTMENT	
26.	DETAIL PENULANGAN PILAR	14
27.	DIMENSI PANJANG PENYALURAN	
28.	DIMENSI SPUN PILE	
29.	POTONGAN MELINTANG	15.
30.	DETAIL ELASTOMER 300 500 73	



Program Studi Diploma III Teknik Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL PROYEK AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN RATNA DENGAN
MENGUNAKAN STRUKTUR BAJA
KOMPOSIT JALAN
RATNA-DARMOKALI KOTA
SURABAYA, JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

SITE PLAN PERENCANAAN
JEMBATAN

SKALA GAMBAR

1 : 500

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES.

MAHASISWA

HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
1011150000020

ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
10111500000149

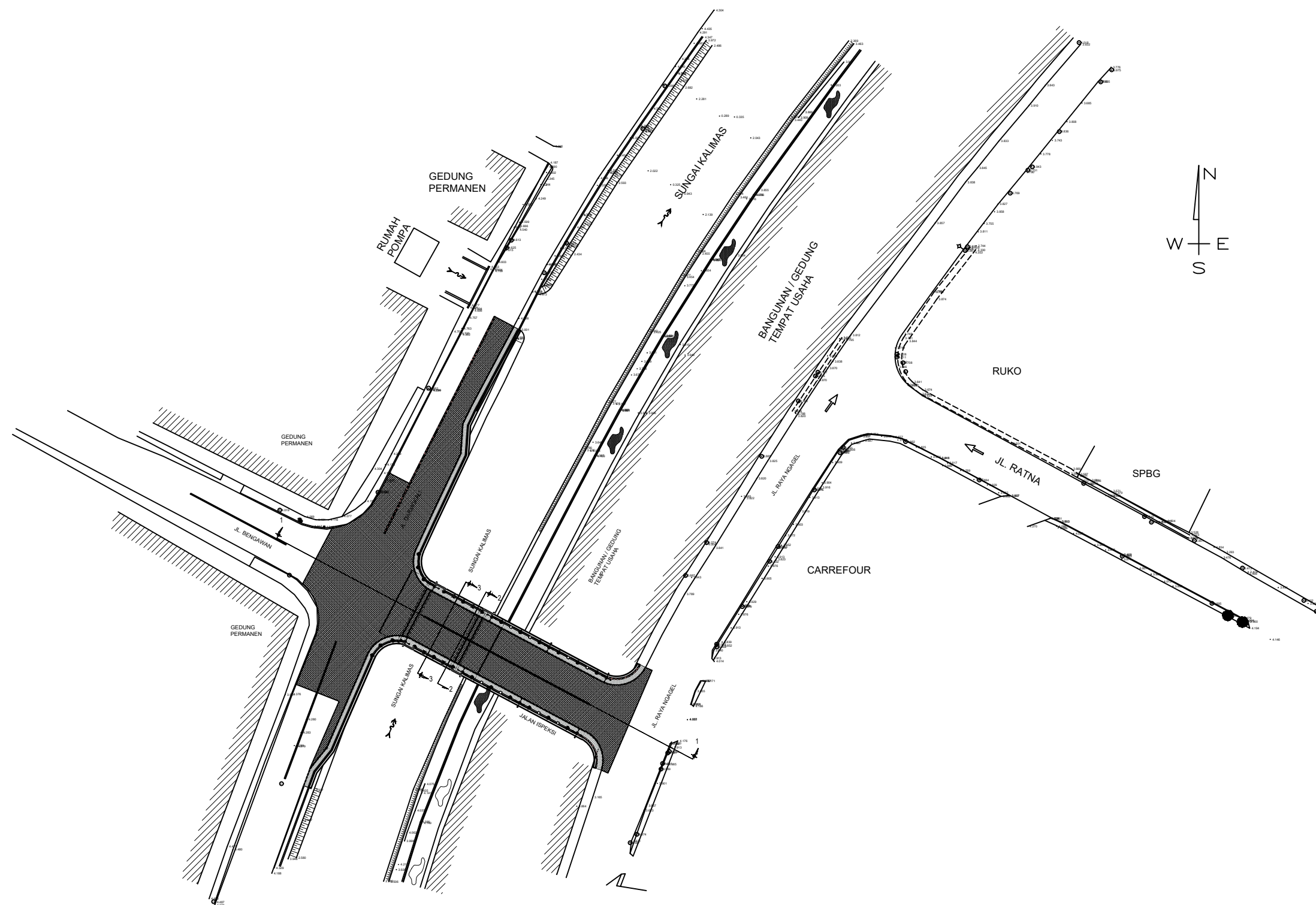
KETERANGAN

NOMOR LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

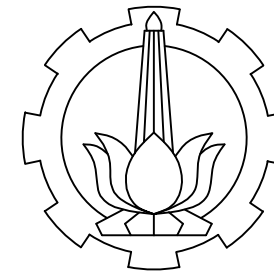
1

15



SITE PLAN PERENCANAAN JEMBATAN

Skala 1 : 500



Program Studi Diploma III Teknik Sipil
 Fakultas Vokasi
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL PROYEK AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
 JEMBATAN RATNA DENGAN
 MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
 KOMPOSIT JALAN
 RATNA-DARMOKALI KOTA
 SURABAYA, JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG
 RENCANA 1-1

SKALA GAMBAR

1 : 200

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES.

MAHASISWA

HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
 1011150000020

ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
 10111500000149

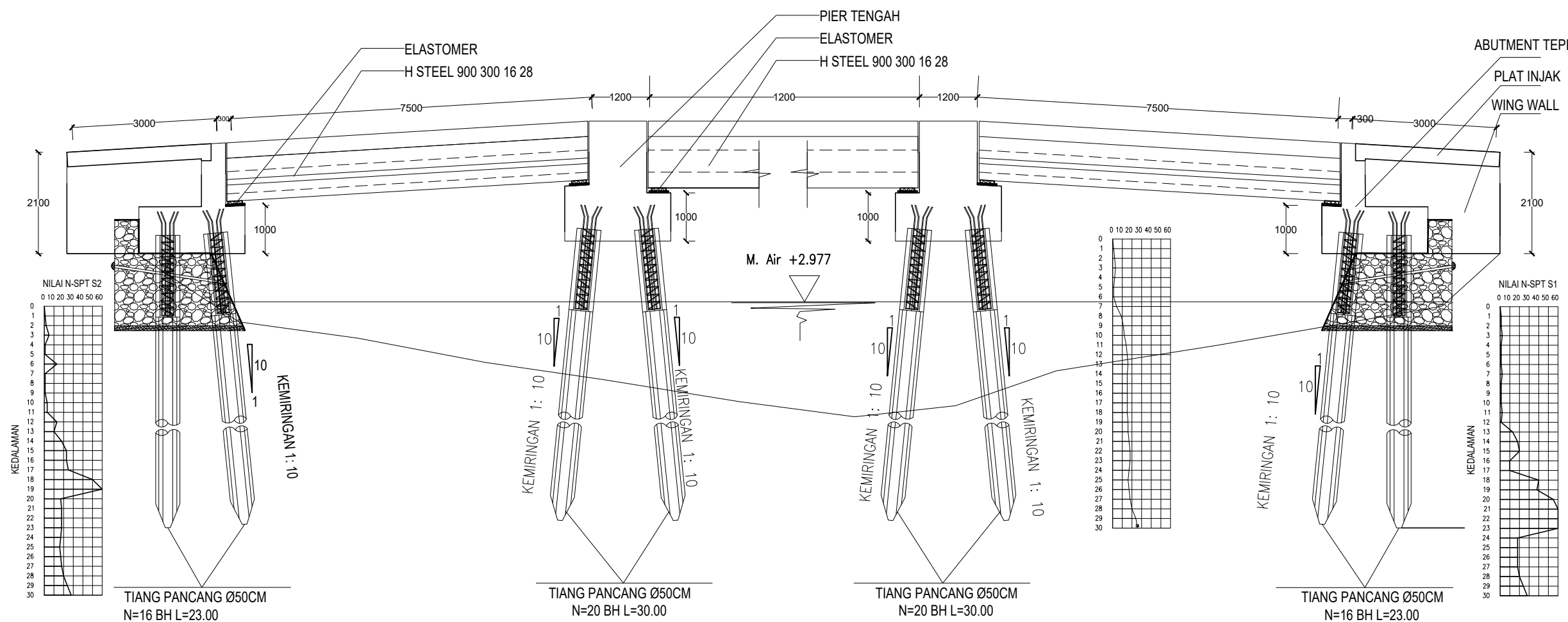
KETERANGAN

NOMOR LEMBAR

2

JUMLAH LEMBAR

15



Potongan Memanjang Rencana 1-1
 Skala 1 : 200



Program Studi Diploma III Teknik Sipil
 Fakultas Vokasi
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL PROYEK AKHIR

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
 JEMBATAN RATNA DENGAN
 MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
 KOMPOSIT JALAN
 RATNA-DARMOKALI KOTA
 SURABAYA, JAWA TIMUR**

JUDUL GAMBAR

DENAH GELAGAR RENCANA

SKALA GAMBAR

1 : 150

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES.

MAHASISWA

**HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
 1011150000020**

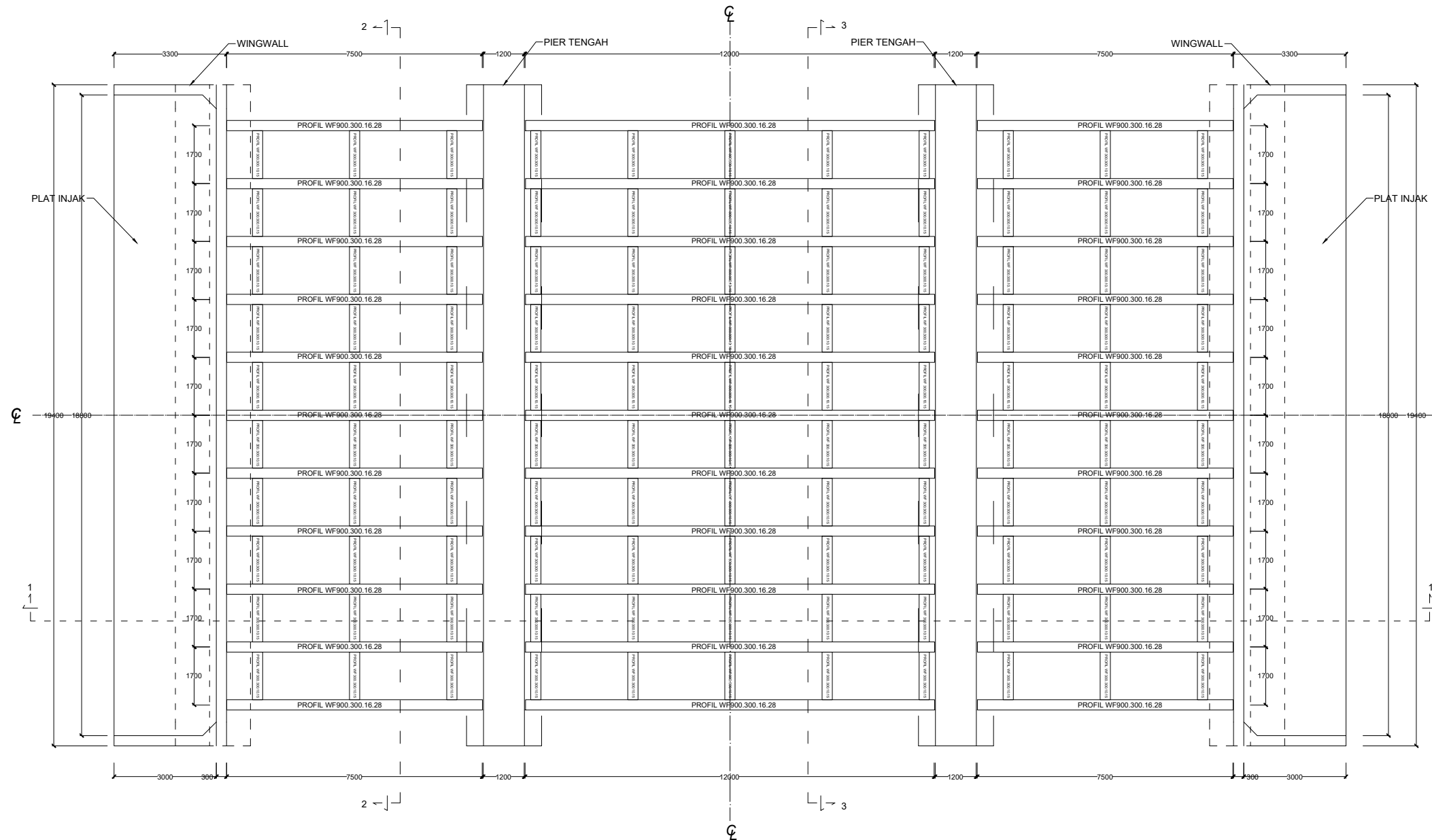
**ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
 10111500000149**

KETERANGAN

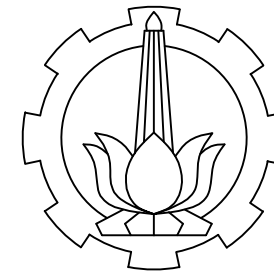
NOMOR LEMBAR JUMLAH LEMBAR

4

15



DENAH GELAGAR RENCANA
 Skala 1 : 150



Program Studi Diploma III Teknik Sipil
 Fakultas Vokasi
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL PROYEK AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
 JEMBATAN RATNA DENGAN
 MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
 KOMPOSIT JALAN
 RATNA-DARMOKALI KOTA
 SURABAYA, JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG
 RENCANA STRUKTUR 1-1

SKALA GAMBAR

1 : 200

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES.

MAHASISWA

HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
 1011150000020

ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
 10111500000149

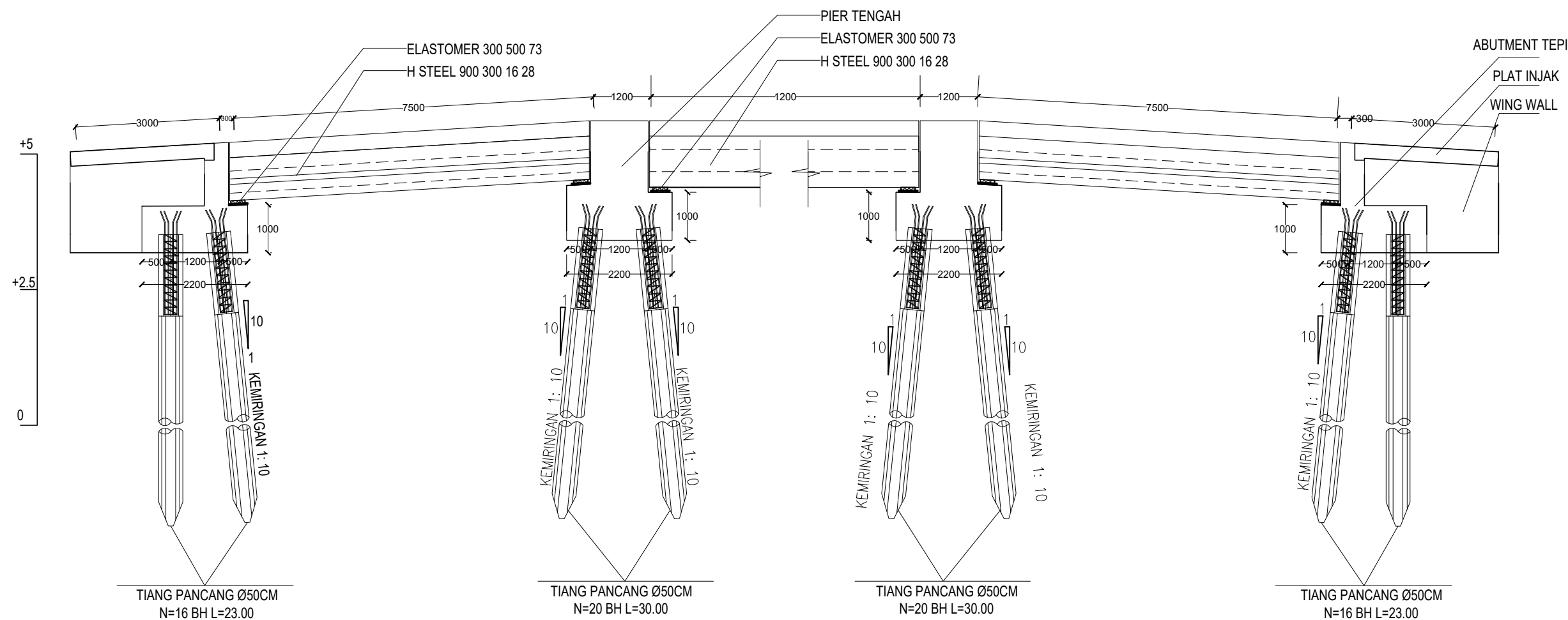
KETERANGAN

NOMOR LEMBAR

5

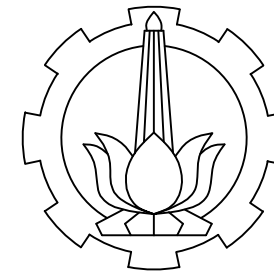
JUMLAH LEMBAR

15



Potongan Memanjang Rencana Struktur 1-1

Skala 1 : 200



Program Studi Diploma III Teknik Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL PROYEK AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN RATNA DENGAN
MENGUNAKAN STRUKTUR BAJA
KOMPOSIT JALAN
RATNA-DARMOKALI KOTA
SURABAYA, JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG
RENCANA 2-2

SKALA GAMBAR

1 : 100

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES.

MAHASISWA

HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
1011150000020

ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
10111500000149

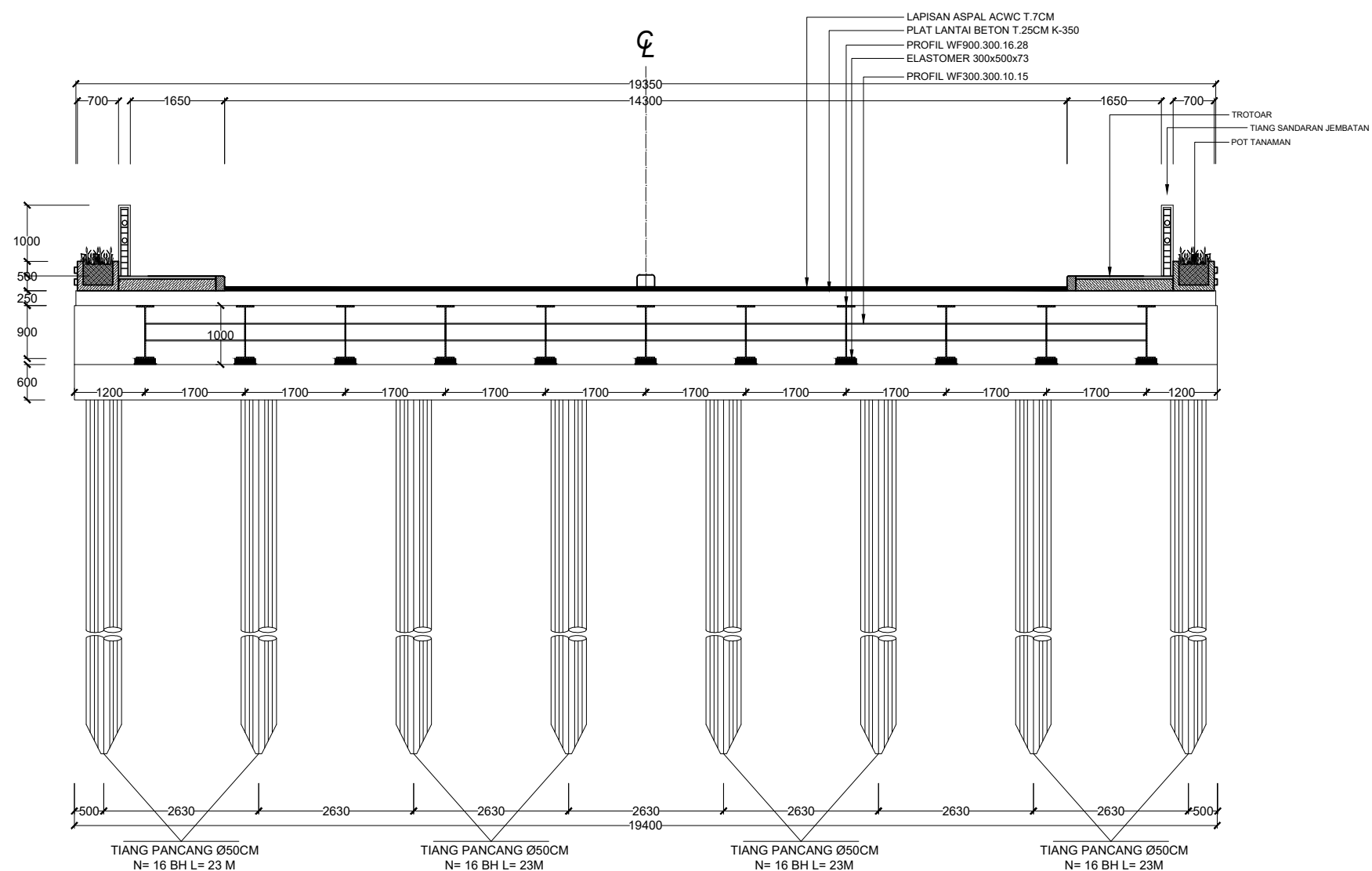
KETERANGAN

NOMOR LEMBAR

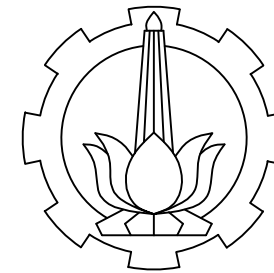
6

JUMLAH LEMBAR

15



Potongan Melintang Rencana 2-2
Skala 1 : 100



Program Studi Diploma III Teknik Sipil
 Fakultas Vokasi
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL PROYEK AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
 JEMBATAN RATNA DENGAN
 MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
 KOMPOSIT JALAN
 RATNA-DARMOKALI KOTA
 SURABAYA, JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG
 RENCANA 3-3

SKALA GAMBAR

1 : 100

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES.

MAHASISWA

HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
 1011150000020

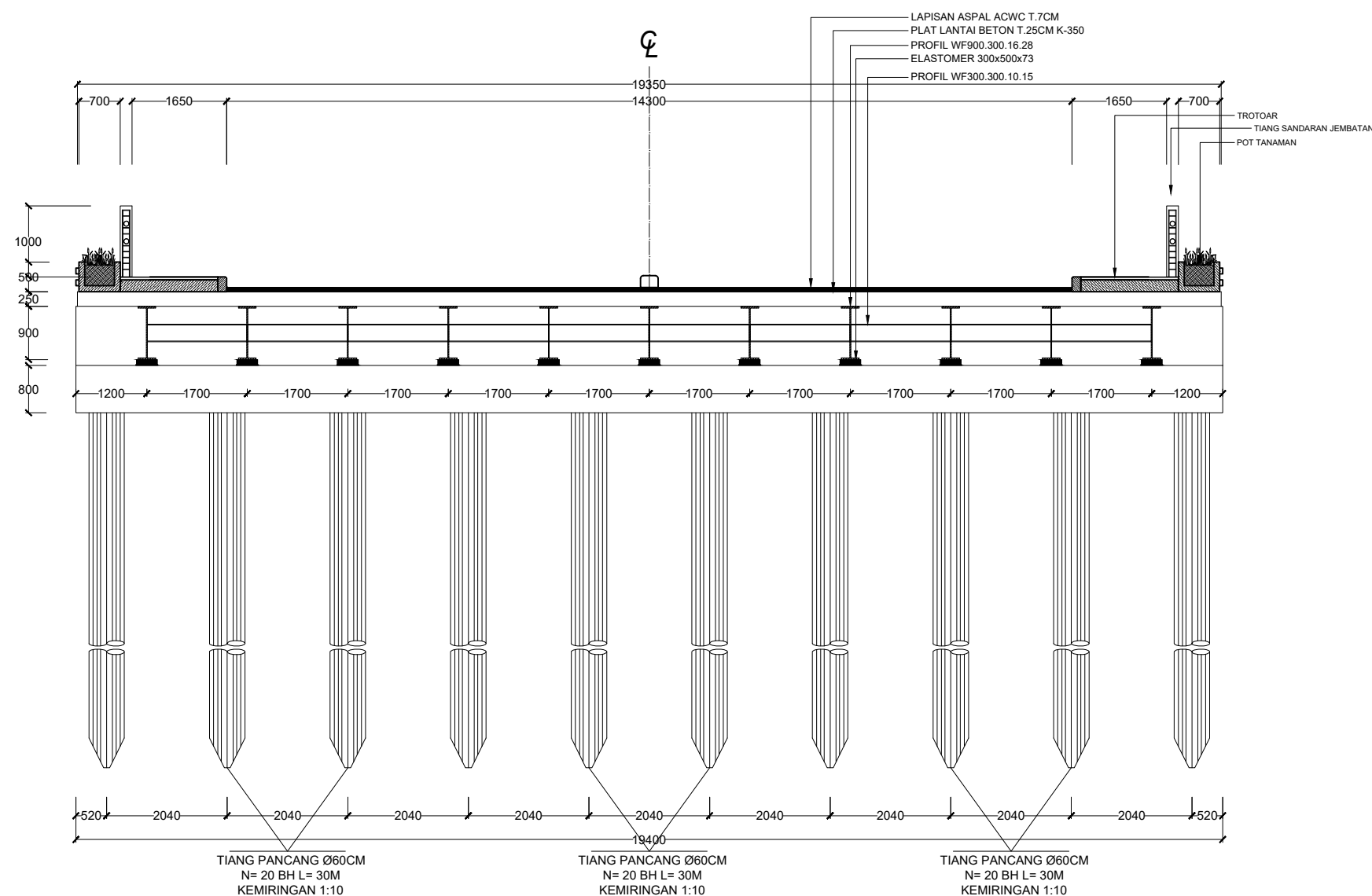
ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
 10111500000149

KETERANGAN

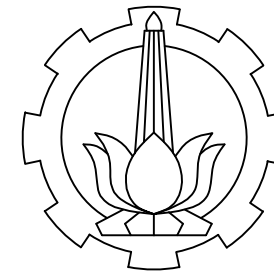
NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
--------------	---------------

7

15



Potongan Melintang Rencana 3-3
 Skala 1 : 100



Program Studi Diploma III Teknik Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL PROYEK AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN RATNA DENGAN
MENGUNAKAN STRUKTUR BAJA
KOMPOSIT JALAN
RATNA-DARMOKALI KOTA
SURABAYA, JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

- TULANGAN KERB
- TULANGAN TIANG SANDARAN
- TULANGAN TROTOAR

SKALA GAMBAR

1 : 10

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES.

MAHASISWA

HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
1011150000020

ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
10111500000149

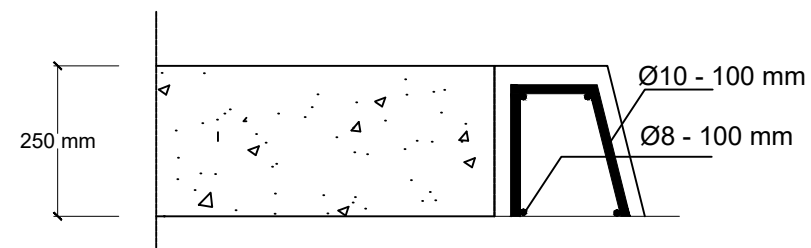
KETERANGAN

NOMOR LEMBAR

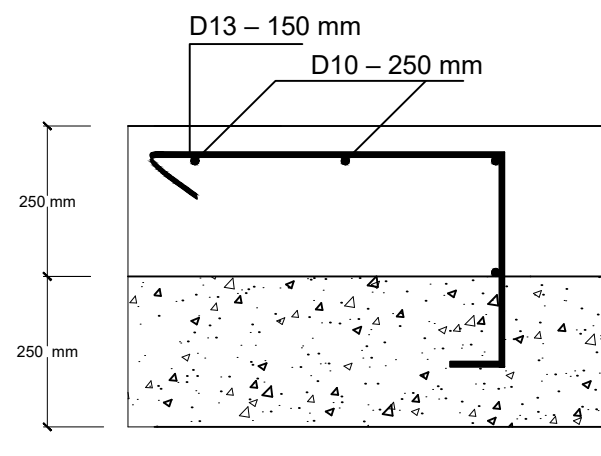
JUMLAH LEMBAR

8

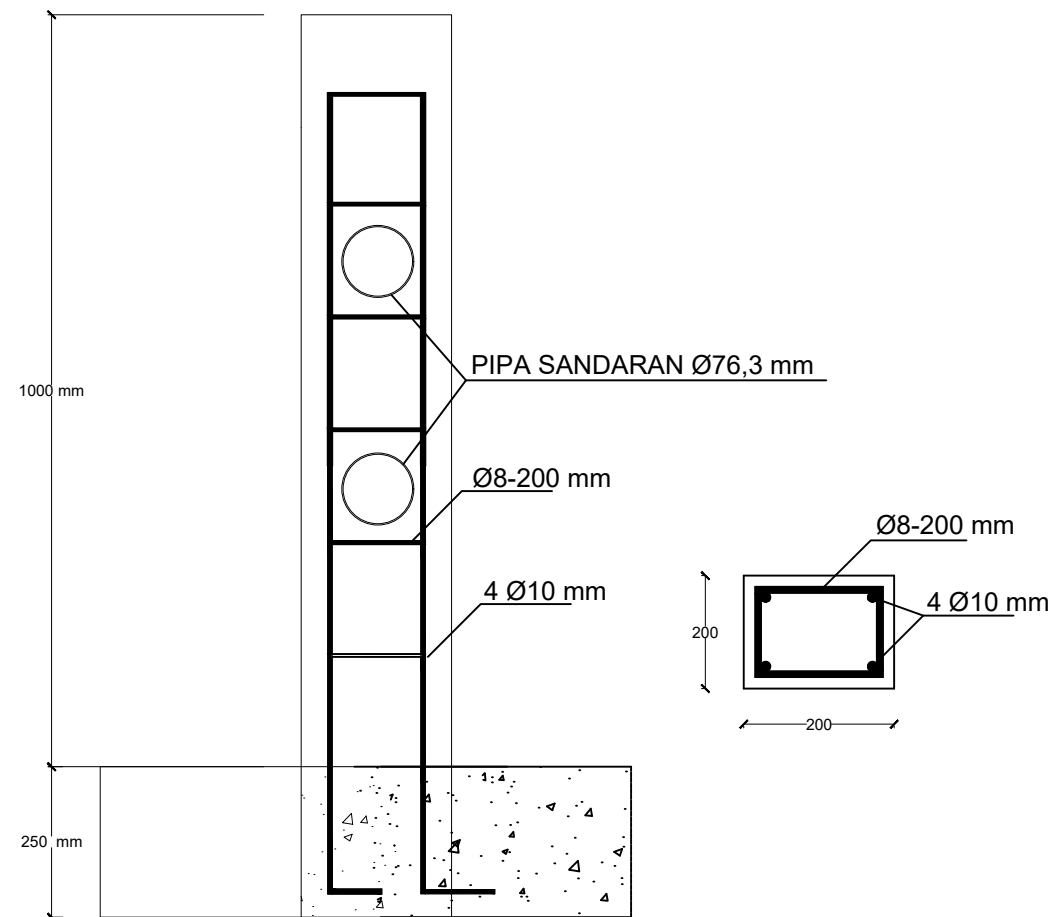
15



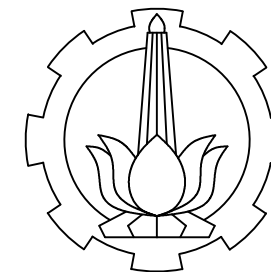
Tulangan Kerb
Skala 1 : 10



Tulangan Trotoar
Skala 1 : 10



Tulangan Tiang Sandaran
Skala 1 : 10



Program Studi Diploma III Teknik Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL PROYEK AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN RATNA DENGAN
MENGUNAKAN STRUKTUR BAJA
KOMPOSIT JALAN
RATNA-DARMOKALI KOTA
SURABAYA, JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

- POTONGAN MELINTANG
- DENAH PENULANGAN ATAS PLAT LANTAI
- DENAH PENULANGAN BAWAH PLAT LANTAI

SKALA GAMBAR

- 1 : 100
- 1 : 100
- 1 : 100

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES.

MAHASISWA

HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
1011150000020

ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
10111500000149

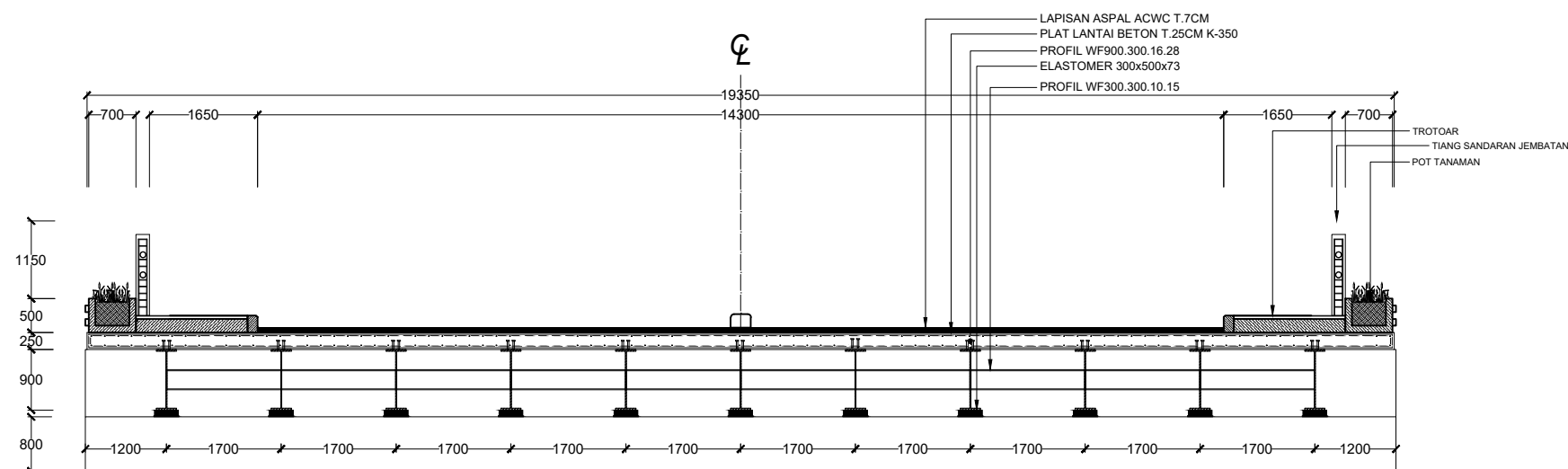
KETERANGAN


NOMOR LEMBAR

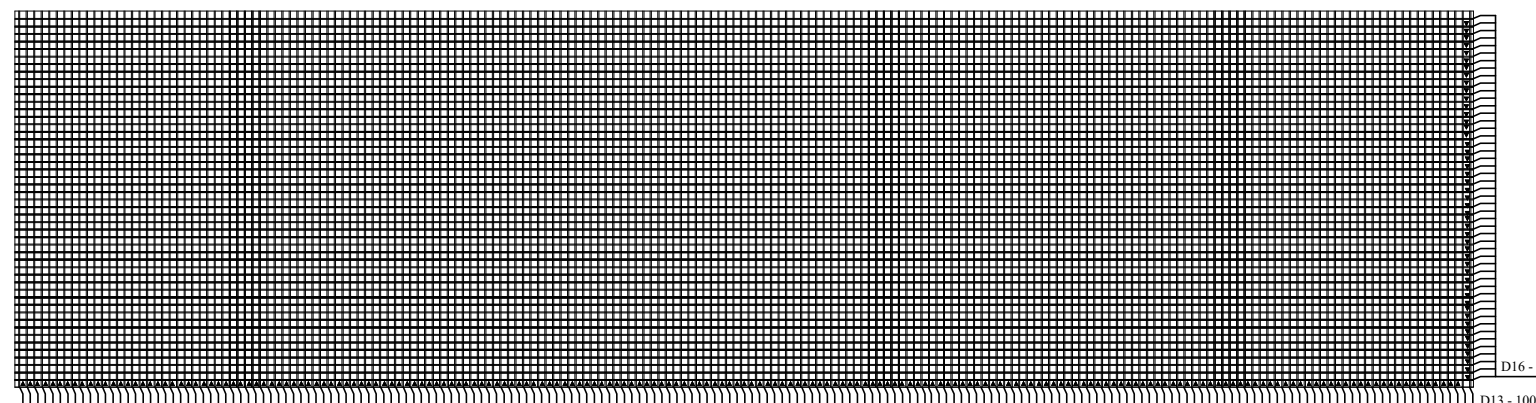
JUMLAH LEMBAR

9

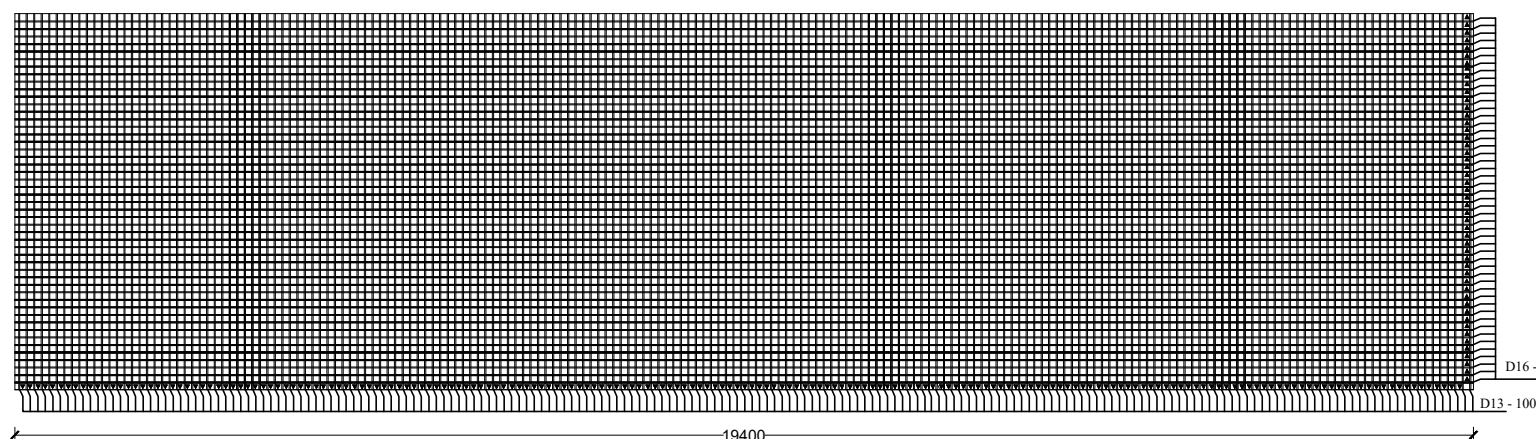
15




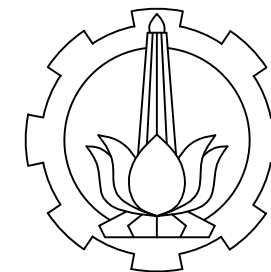
 **Potongan Melintang**
Skala 1 : 100



 **DETAIL PENULANGAN ATAS PLAT LANTAI**
Skala 1 : 100



 **Denah Penulangan Bawah Pelat Lantai**
Skala 1 : 100



Program Studi Diploma III Teknik Sipil
 Fakultas Vokasi
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL PROYEK AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
 JEMBRAN RATNA DENGAN
 MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
 KOMPOSIT JALAN
 RATNA-DARMOKALI KOTA
 SURABAYA, JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

- POTONGAN MELINTANG
- SAMBUNGAN GELAGAR DAN DIAFRAGMA

SKALA GAMBAR

- 1 : 100
- 1 : 10

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES.

MAHASISWA

HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
 1011150000020

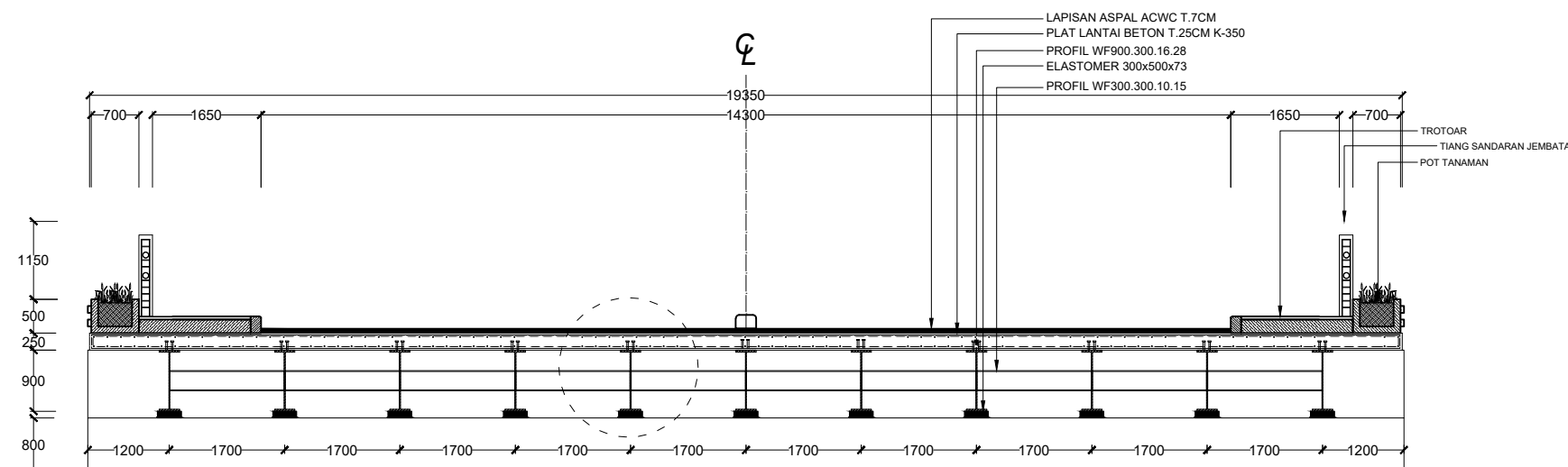
ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
 10111500000149

KETERANGAN

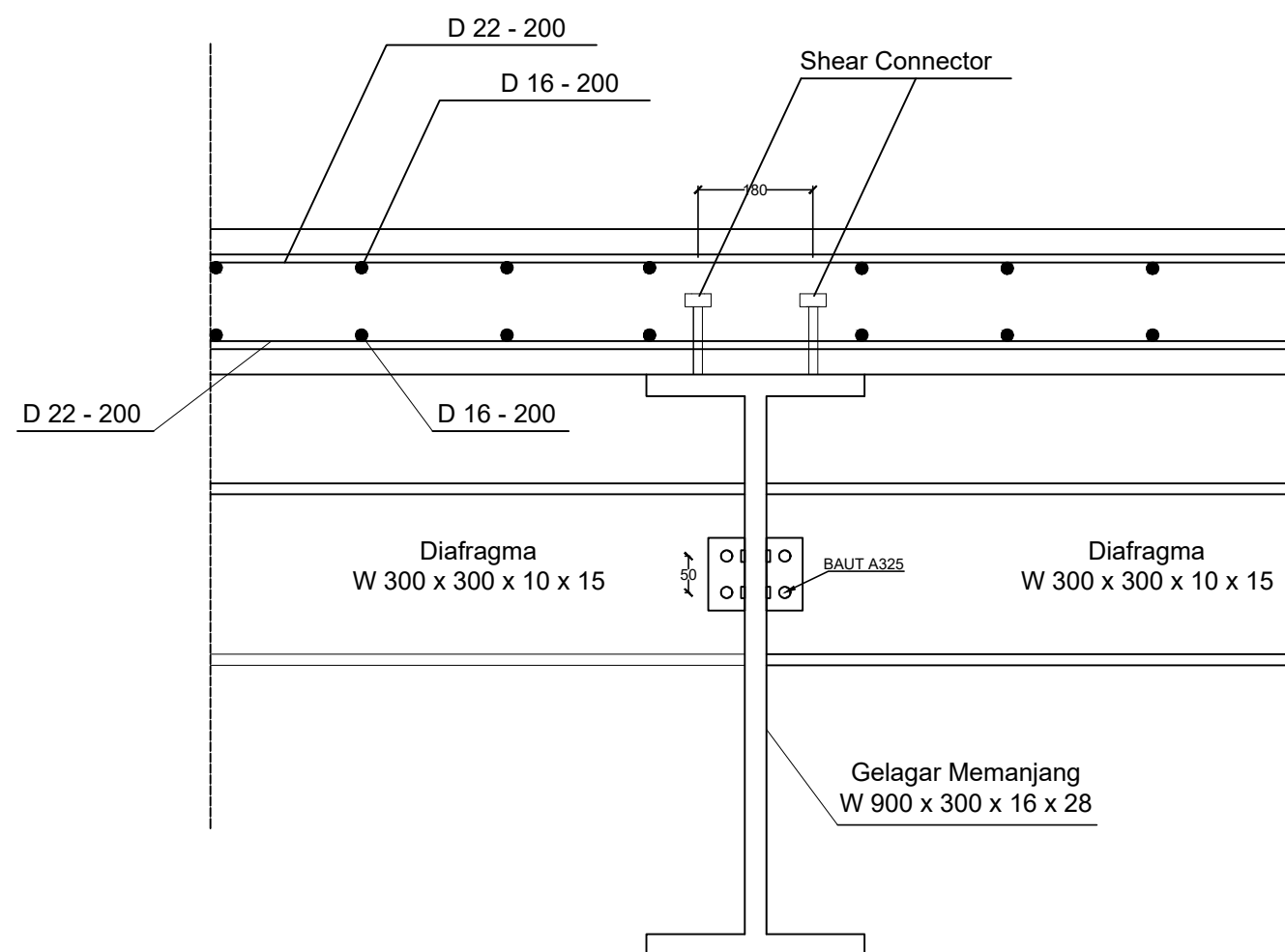
NOMOR LEMBAR JUMLAH LEMBAR

10

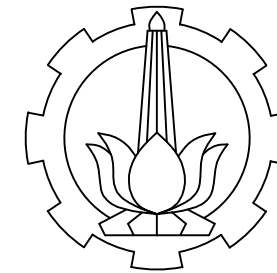
15



Potongan Melintang
 Skala 1 : 100



Sambungan Gelagar dan Diafragma
 Skala 1 : 10



Program Studi Diploma III Teknik Sipil
 Fakultas Vokasi
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL PROYEK AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
 JEMBATAN RATNA DENGAN
 MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
 KOMPOSIT JALAN
 RATNA-DARMOKALI KOTA
 SURABAYA, JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

- DENAH TIANG PANCANG
- DIMENSI PANJANG PENYALURAN
- DIMENSI SPIN PILE

SKALA GAMBAR

- 1 : 150
- 1 : 50
- 1 : 25

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES.

MAHASISWA

HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
 1011150000020

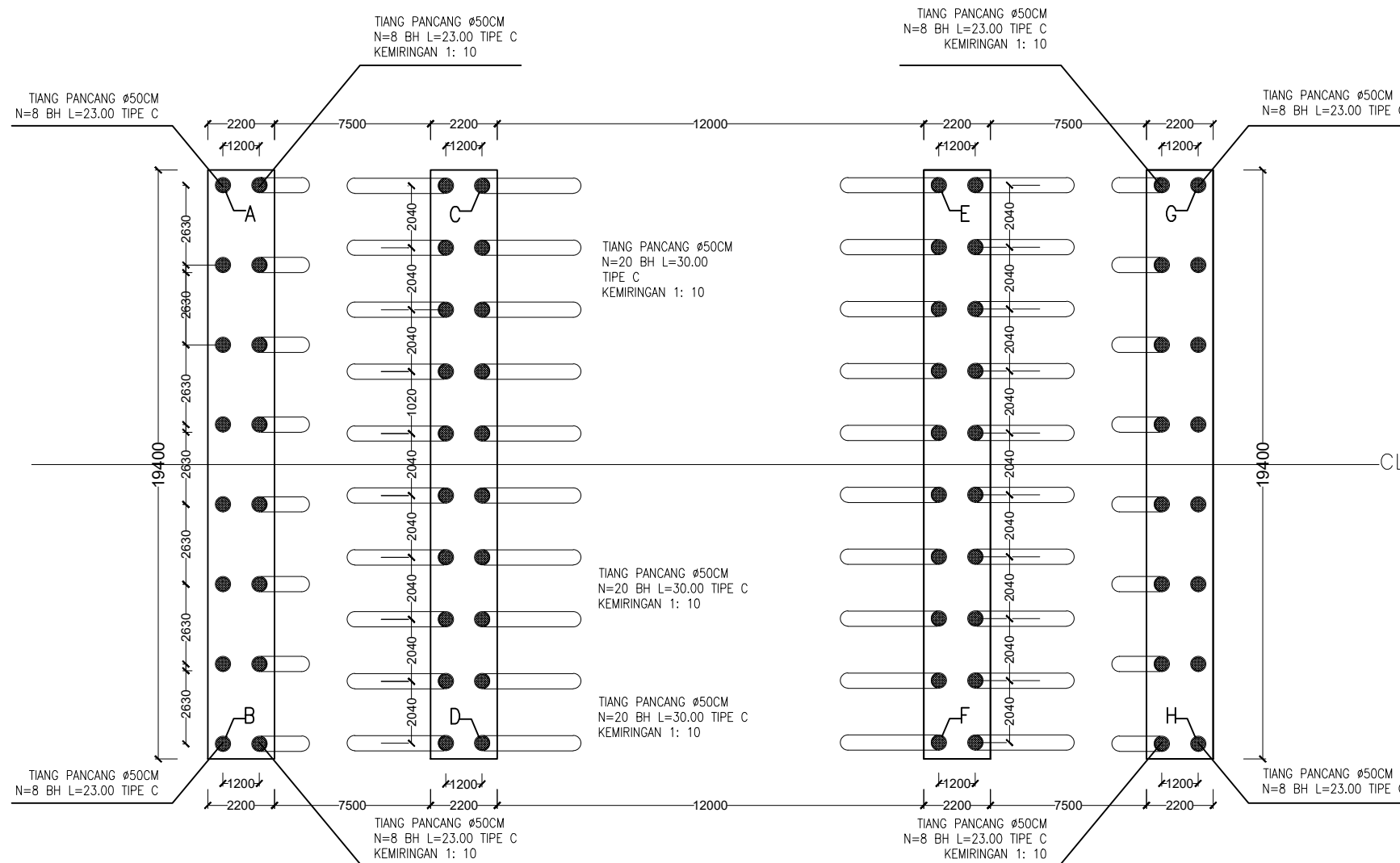
ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
 10111500000149

KETERANGAN

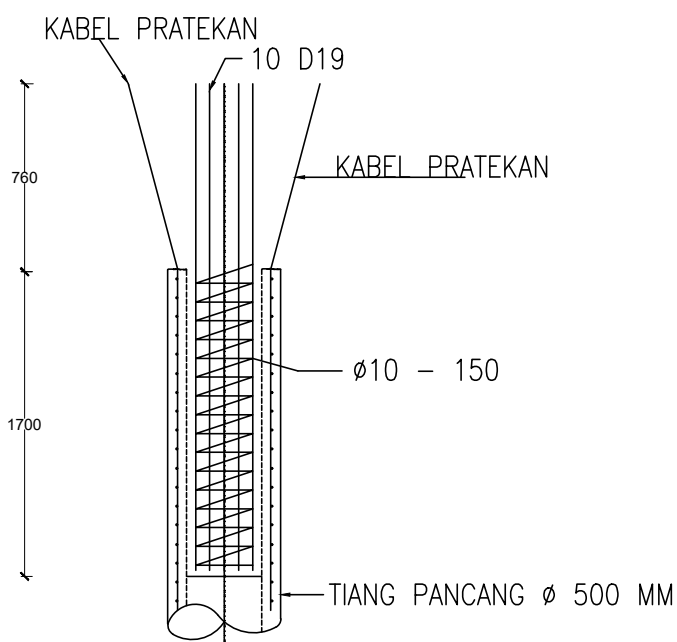
NOMOR LEMBAR JUMLAH LEMBAR

11

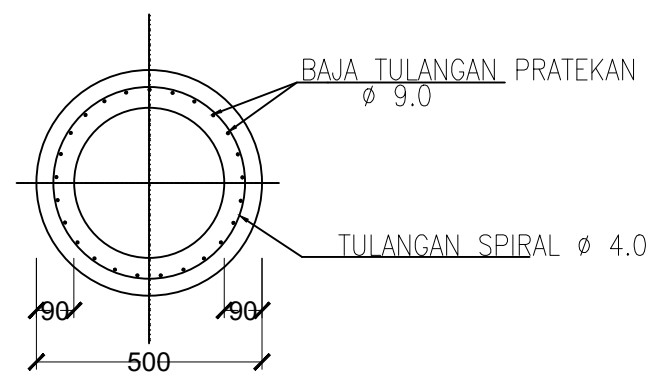
15



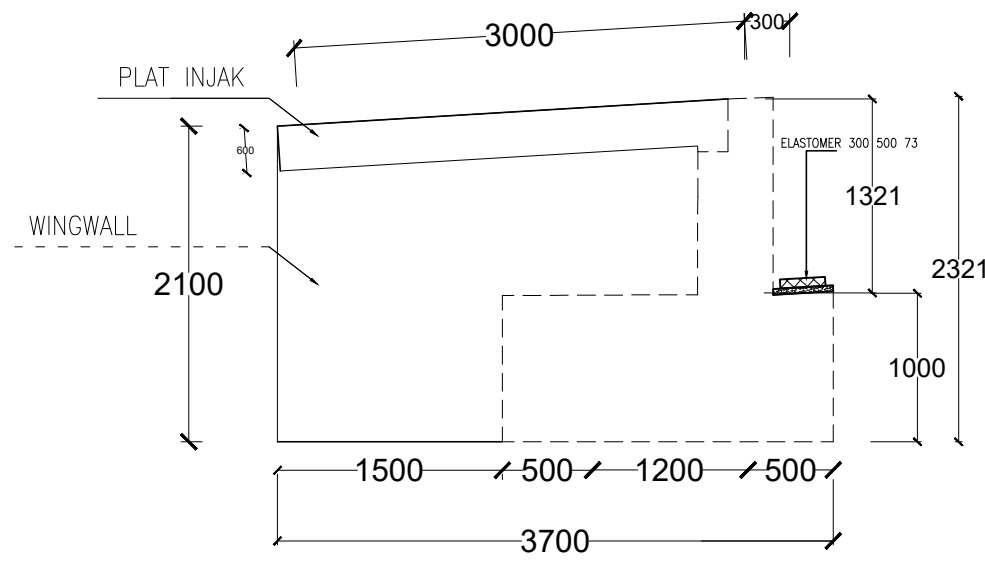
Denah Tiang Pancang
 Skala 1 : 150



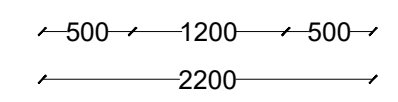
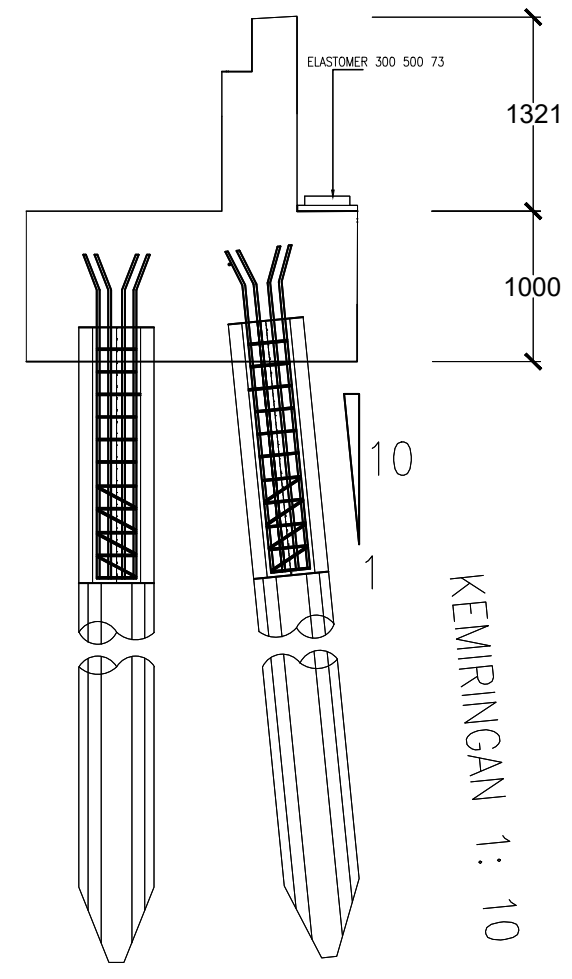
Dimensi Panjang Penyaluran
 Skala 1 : 50



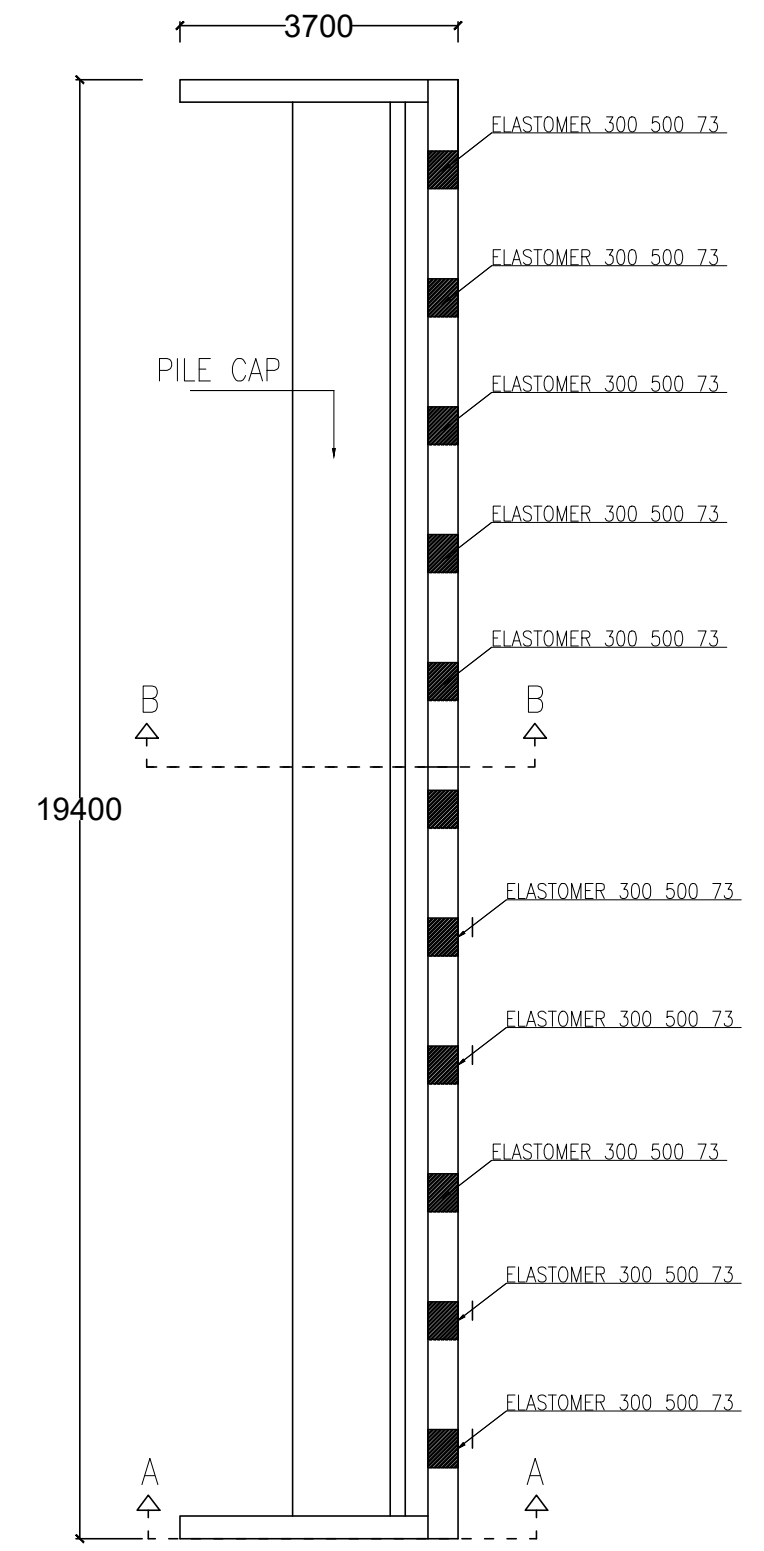
Dimensi Spin Pile
 Skala 1 : 25



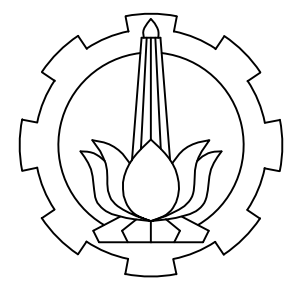
Potongan A-A
Skala 1 : 50



Potongan B-B
Skala 1 : 50



Tampak Atas Abutment
Skala 1 : 100



Program Studi Diploma III Teknik Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL PROYEK AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN RATNA DENGAN
MENGUNAKAN STRUKTUR BAJA
KOMPOSIT JALAN
RATNA-DARMOKALI KOTA
SURABAYA, JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

- Potongan A-A
- Potongan B-B
- Tampak Atas Abutment

SKALA GAMBAR

- 1:50
- 1:50
- 1:100

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES.

MAHASISWA

HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
1011150000020

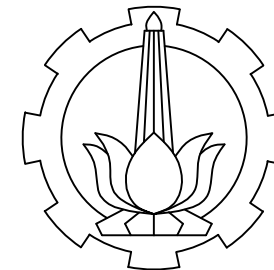
ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
10111500000149

KETERANGAN

NOMOR LEMBAR JUMLAH LEMBAR

12

15



Program Studi Diploma III Teknik Sipil
 Fakultas Vokasi
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL PROYEK AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
 JEMBATAN RATNA DENGAN
 MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA
 KOMPOSIT JALAN
 RATNA-DARMOKALI KOTA
 SURABAYA, JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

-DETAIL TULANGAN WINGWALL
 -DETAIL TULANGAN ABUTMENT
 -DETAIL TULANGAN PLAT INJAK

SKALA GAMBAR

-1:50
 -1:50
 -1:50

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES.

MAHASISWA

HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
 1011150000020

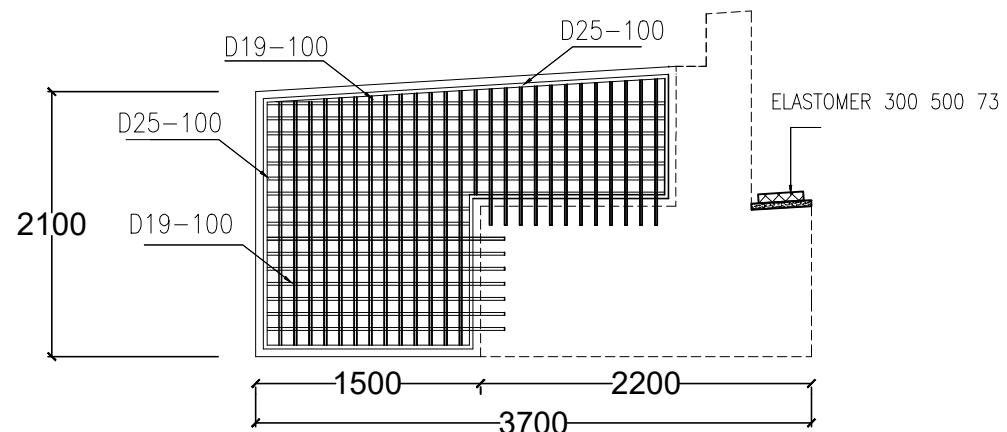
ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
 10111500000149

KETERANGAN

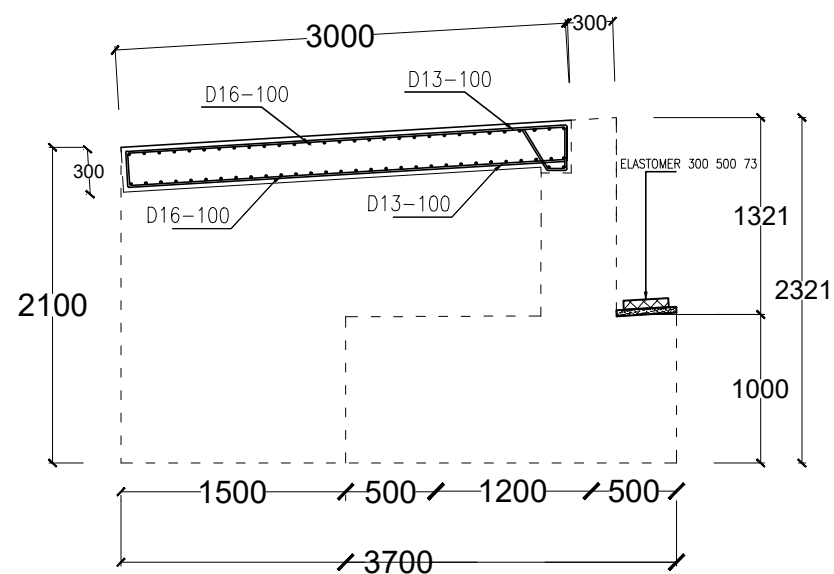
NOMOR LEMBAR JUMLAH LEMBAR

13

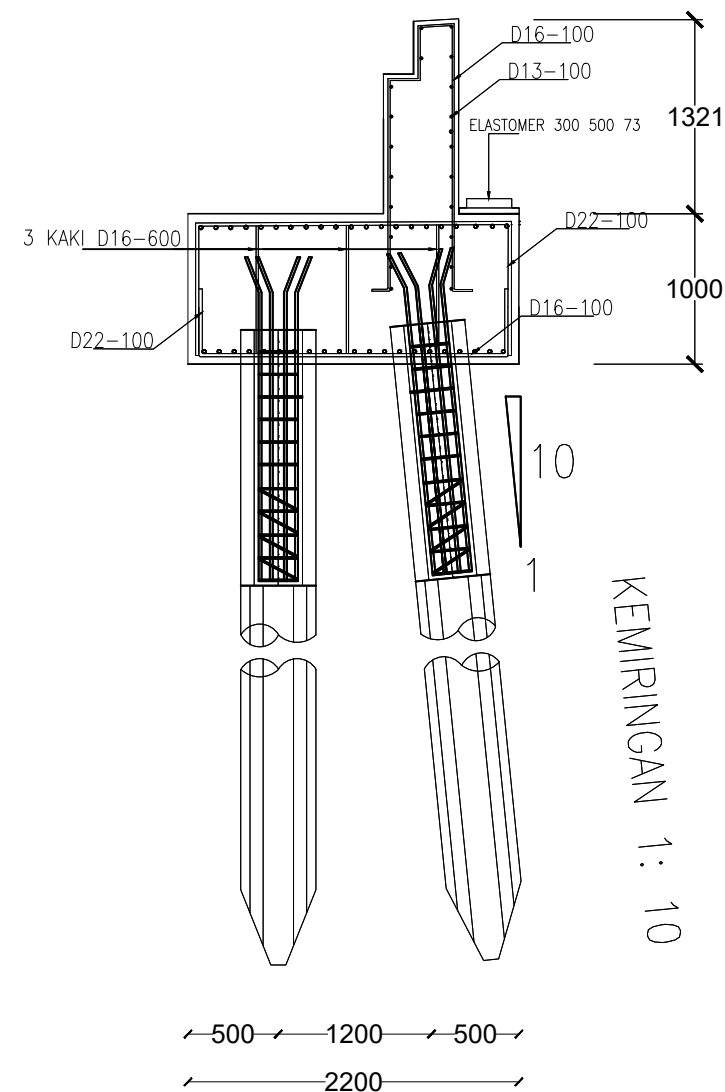
15



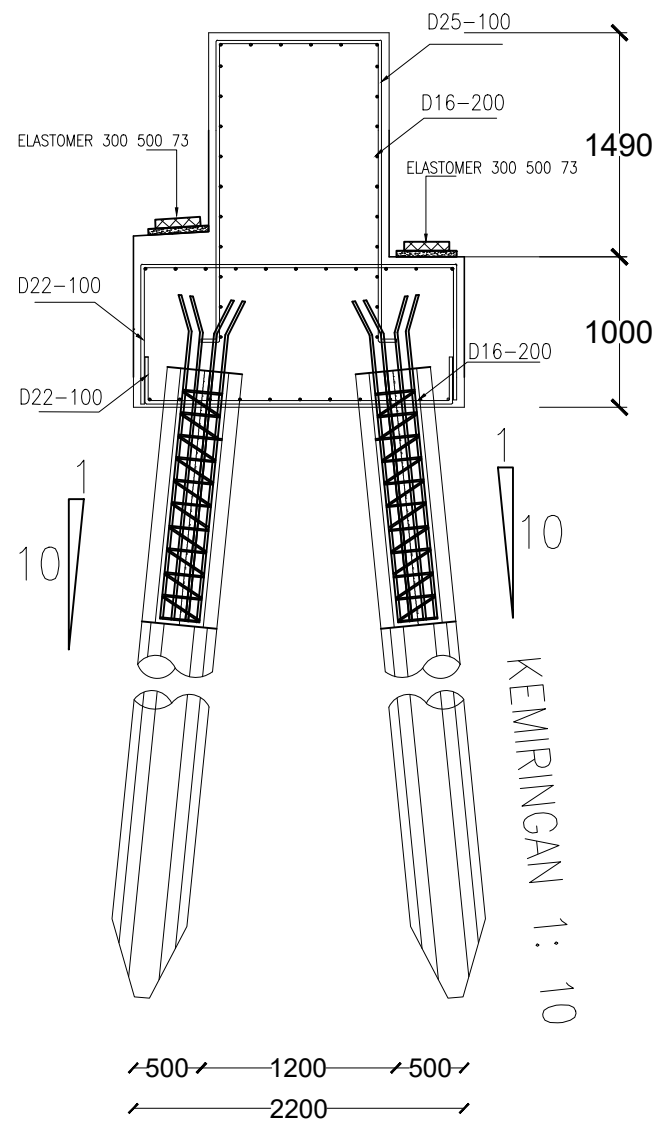
Detail Tulangan Wingwall
 Skala 1 : 50



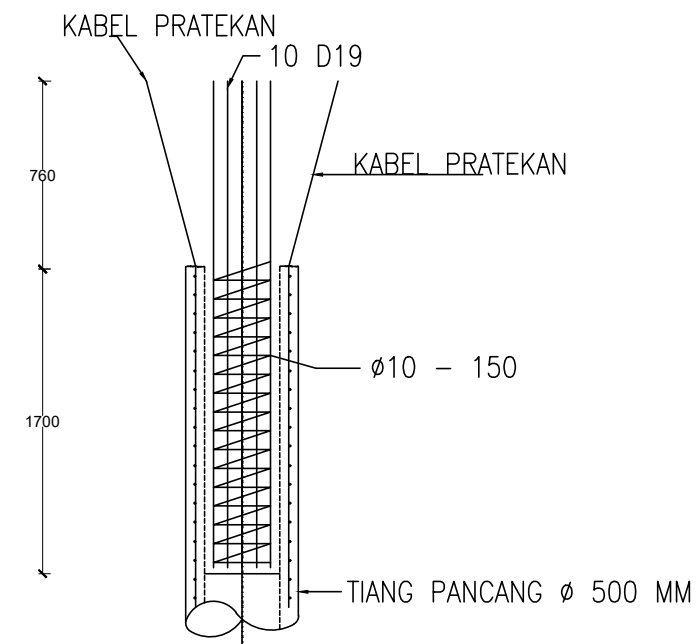
Detail Tulangan Plat Injak
 Skala 1 : 50



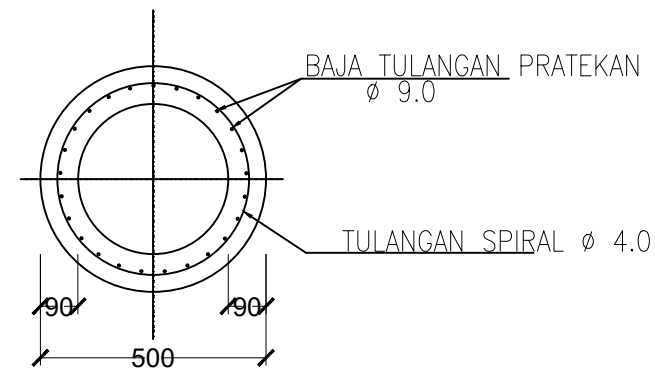
Detail Tulangan Abutment
 Skala 1 : 50



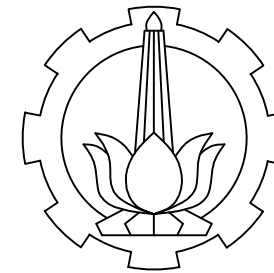
Detail Penulangan Pilar
Skala 1 : 50



Dimensi Panjang Penyaluran
Skala 1 : 50



Dimensi Spun Pile
Skala 1 : 25



Program Studi Diploma III Teknik Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL PROYEK AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN RATNA DENGAN
MENGUNAKAN STRUKTUR BAJA
KOMPOSIT JALAN
RATNA-DARMOKALI KOTA
SURABAYA, JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

-Detail Penulangan Pilar
-Detail Spun Pile dan Panjang
Penyaluran

SKALA GAMBAR

-1 : 50
-1 : 25

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES.

MAHASISWA

HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
1011150000020

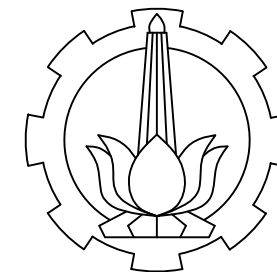
ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
10111500000149

KETERANGAN

NOMOR LEMBAR JUMLAH LEMBAR

14

15



Program Studi Diploma III Teknik Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL PROYEK AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR
JEMBATAN RATNA DENGAN
MENGUNAKAN STRUKTUR BAJA
KOMPOSIT JALAN
RATNA-DARMOKALI KOTA
SURABAYA, JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

-Potongan Melintang
-Detail Elastomer 300 500 73

SKALA GAMBAR

-1 : 100
-1 : 25

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Sungkono, CES.

MAHASISWA

HABIBIE HADIPUTRA JAYANEGARA
1011150000020

ONI DALIS ARUMNIA ARISKA
10111500000149

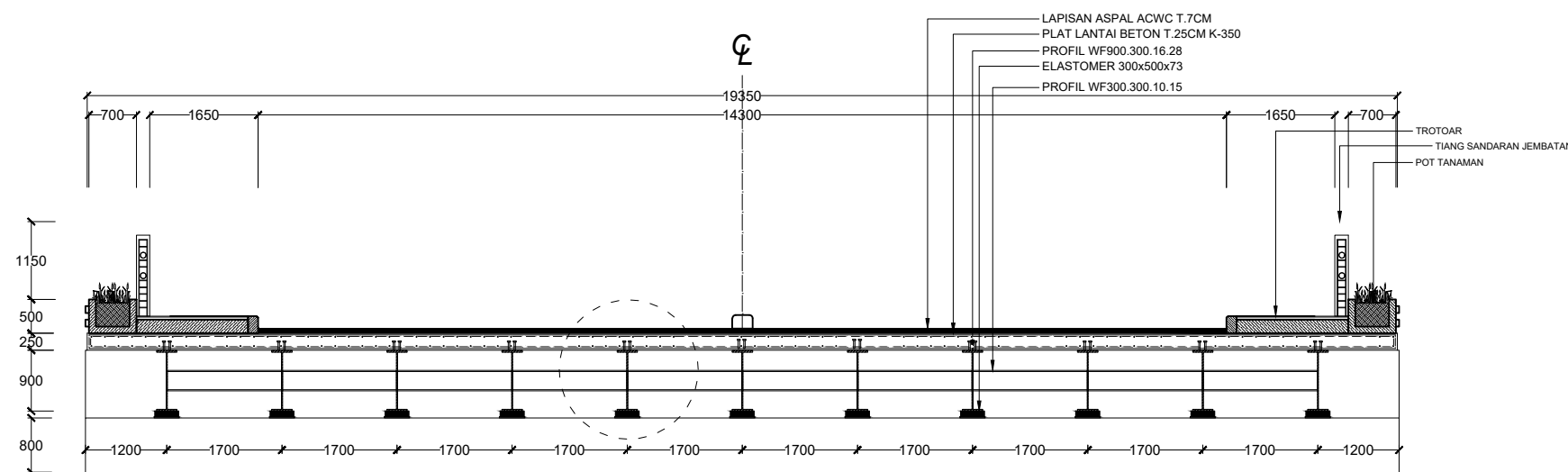
KETERANGAN


NOMOR LEMBAR

15

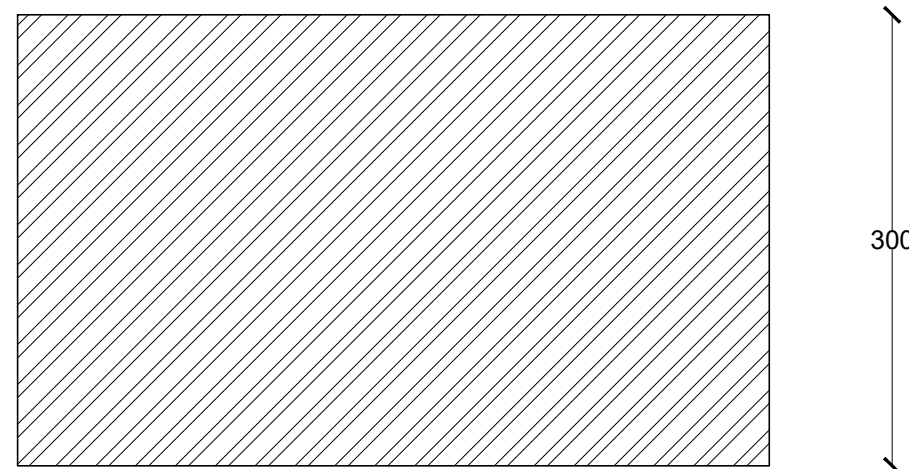
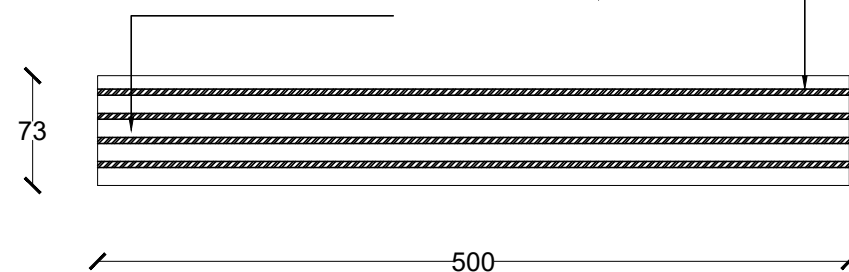
JUMLAH LEMBAR


15



 Potongan Melintang
Skala 1 : 100

KARET ELASTOMER $t = 12 \text{ mm}$, $n = 5$ PELAT BAJA $t = 4 \text{ mm}$, $n = 4$



 Detail Elastomer 300 500 73
Skala 1 : 25