



TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
BONCONG, KABUPATEN TUBAN KM.
SBY. 144+540 DENGAN MENGGUNAKAN
BETON KONVENSIONAL**

**RANDHI ERNANDA ABDILLAH
3113030077**

**RYAN SATRIA SANJAYA PUTRA
3113030099**

**Dosen Pembimbing 1
Ir Ibnu Pudji Raharjo, MS
NIP. 19600105 198603 1 003**

**Dosen Pembimbing 2
Ir. Chomaedi, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016**



FINAL PROJECT APPLIED - RC 145501

**THE REDESIGN OF BONCONG BRIDGE
STRUCTURE IN TUBAN KM. SBY. 144+540
USING REINFORCED CONCRETE
SYSTEM**

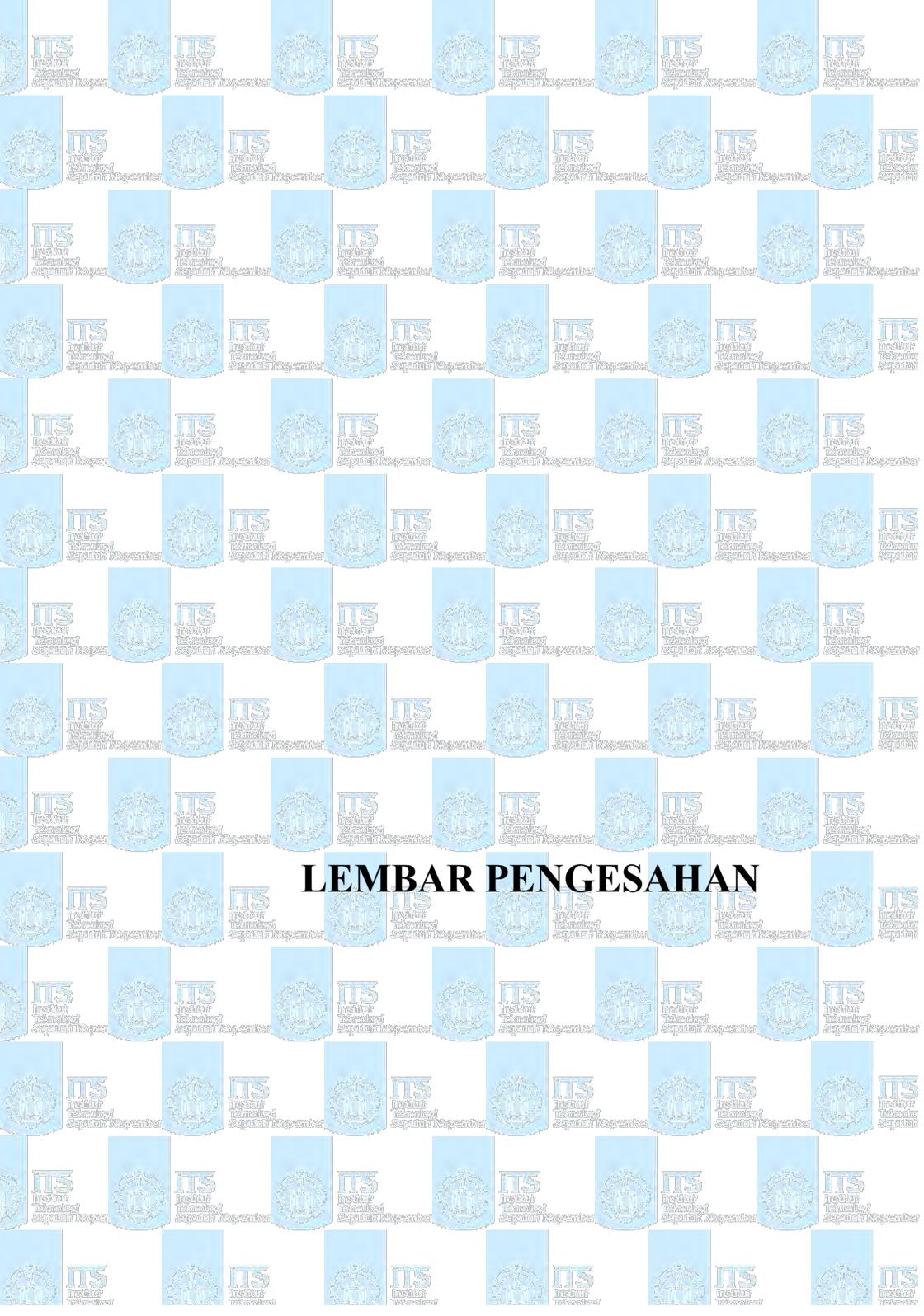
**RANDHI ERNANDA ABDILLAH
3113030077**

**RYAN SATRIA SANJAYA PUTRA
3113030099**

**Counsellor Lecturer 1
Ir Ibnu Pudji Raharjo, MS
NIP. 19600105 198603 1 003**

**Counsellor Lecturer 2
Ir. Chomaedi, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001**

**DIPLOMA III CIVIL ENGINEERING STUDY PROGRAM
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2016**



LEMBAR PENGESAHAN

LEMBAR PENGESAHAN
PROPOSAL TUGAS AKHIR

“Perencanaan Ulang Jembatan Boncong, Kabupaten Tuban Km.
Surabaya 144 + 540 Dengan Menggunakan Beton Konvensional”

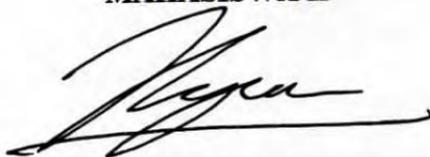
Disusun oleh:

MAHASISWA I



RANDHI ABDILLAH
ERNANDA
3113 030 077

MAHASISWA II



RYAN SATRIA SANJAYA
PUTRA
3113 030 099

Disetujui Oleh:

18 JUL 2016

PEMBIMBING I



PEMBIMBING II



Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, MS
NIP : 196001051986031003

Ir. CHOMAEDHI, CES. Geo
NIP : 195503191984031001



**LEMBAR PERNYATAAN
PERSETUJUAN PUBLIKASI KARYA ILMIAH
UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS**

Sebagai mahasiswa Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya, yang bertanda tangan di bawah ini saya :

Nama : Randhi Abdillah E. / Ryan Satria Sanjaya P.
Nrp. : 3113030077 / 3113030099
Jurusan / Fak. : Diploma III Teknik Sipil / FTSP
Alamat kontak : Gayung Kebonsari VII/10-A, Sby. 7 Kembang Kuning 5 no.17, Sby
a. Email : randhi_dydy @ gmail . com / ryansspog@gmail.com
b. Telp/HP : 08113114566 / 085745625523

Menyatakan bahwa semua data yang saya *upload* di Digital Library ITS merupakan hasil final (revisi terakhir) dari karya ilmiah saya yang sudah disahkan oleh dosen penguji. Apabila dikemudian hari ditemukan ada ketidaksesuaian dengan kenyataan, maka saya bersedia menerima sanksi.

Demi perkembangan ilmu pengetahuan, saya menyetujui untuk memberikan **Hak Bebas Royalti Non-Eksklusif (Non-Exclusive Royalti-Free Right)** kepada Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya atas karya ilmiah saya yang berjudul :

Perencanaan Ulang Jembatan Boncong, Kabupaten Tuban
KM. 537. 194 + 540 Dengan Menggunakan Beban Komersional

Dengan Hak Bebas Royalti Non-Eksklusif ini, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya berhak menyimpan, mengalih-media/format-kan, mengelolanya dalam bentuk pangkalan data (*database*), mendistribusikannya, dan menampilkan/mempublikasikannya di internet atau media lain untuk kepentingan akademis tanpa meminta ijin dari saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta. Saya bersedia menanggung secara pribadi, segala bentuk tuntutan hukum yang timbul atas pelanggaran Hak Cipta dalam karya Ilmiah saya ini tanpa melibatkan pihak Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.


Dosen Pembimbing 1
Ir. Vona Puji Raharjo, MS
NIP. 19600105 198603 1 003

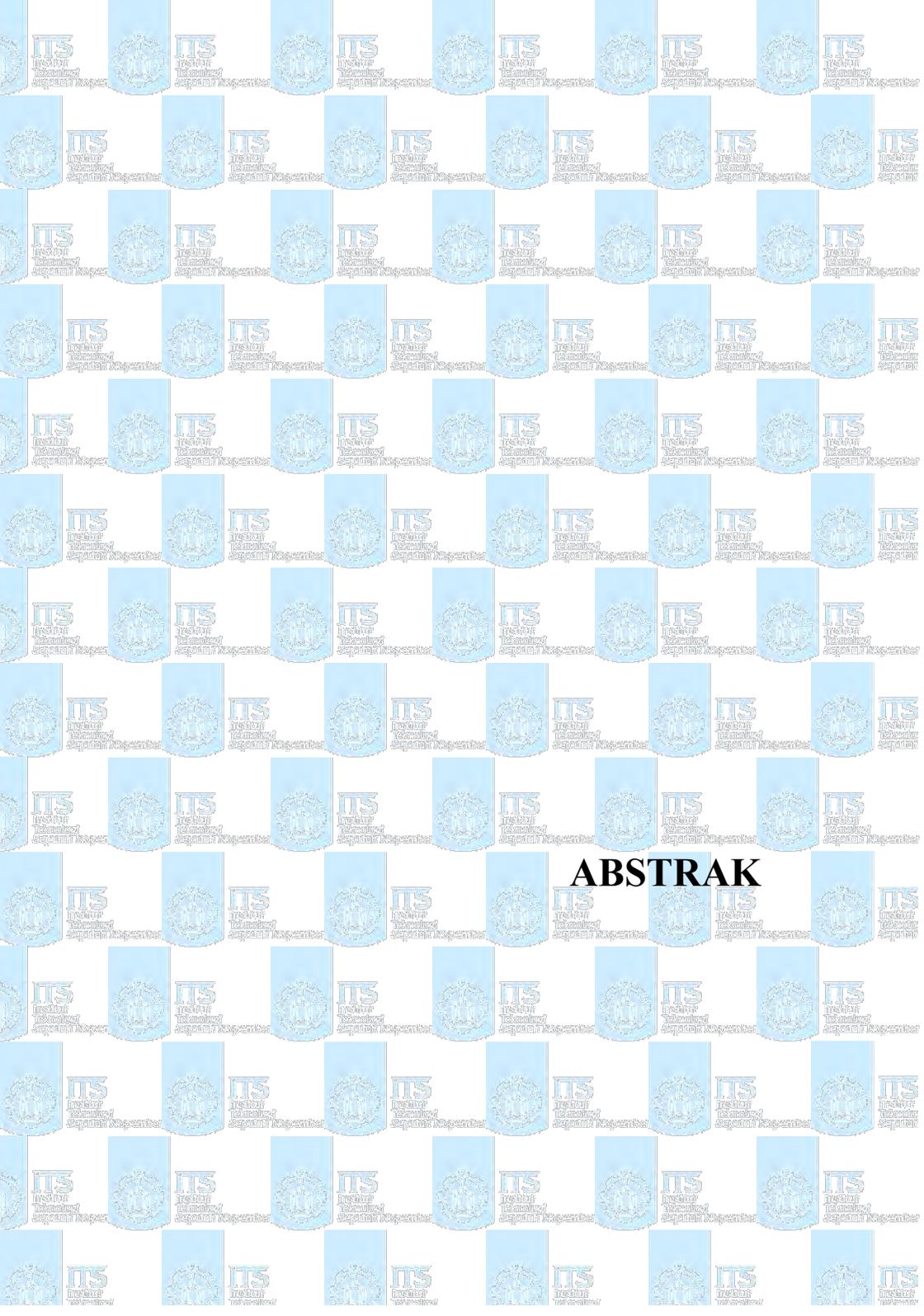
Dibuat di : Surabaya
Pada tanggal : 18, Juli 2016
Yang menyatakan,


RYAN SATRIA SANJAYA P.
Nrp. 3113030099

KETERANGAN :

Tanda tangan pembimbing wajib dibubuhi stempel jurusan.

Form dicetak dan diserahkan di bagian Pengadaan saat mengumpulkan hard copy TA/Tesis/Disertasi.



ABSTRAK

PROYEK AKHIR
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN BONCONG,
KABUPATEN TUBAN DENGAN MENGGUNAKAN
BETON KONVENSIONAL

Nama Mahasiswa :1. Randhi Abdillah Ernanda
2. Ryan Satria Sanjaya Putra
NRP :1. 3113 030 077
2. 3113 030 099
Jurusan : Diploma III Teknik Sipil FTSP –
ITS
Dosen Pembimbing :1. Ir Ibnu Pudji Raharjo, MS
2. Ir. Chomaedi, CES.Geo

ABSTRAK

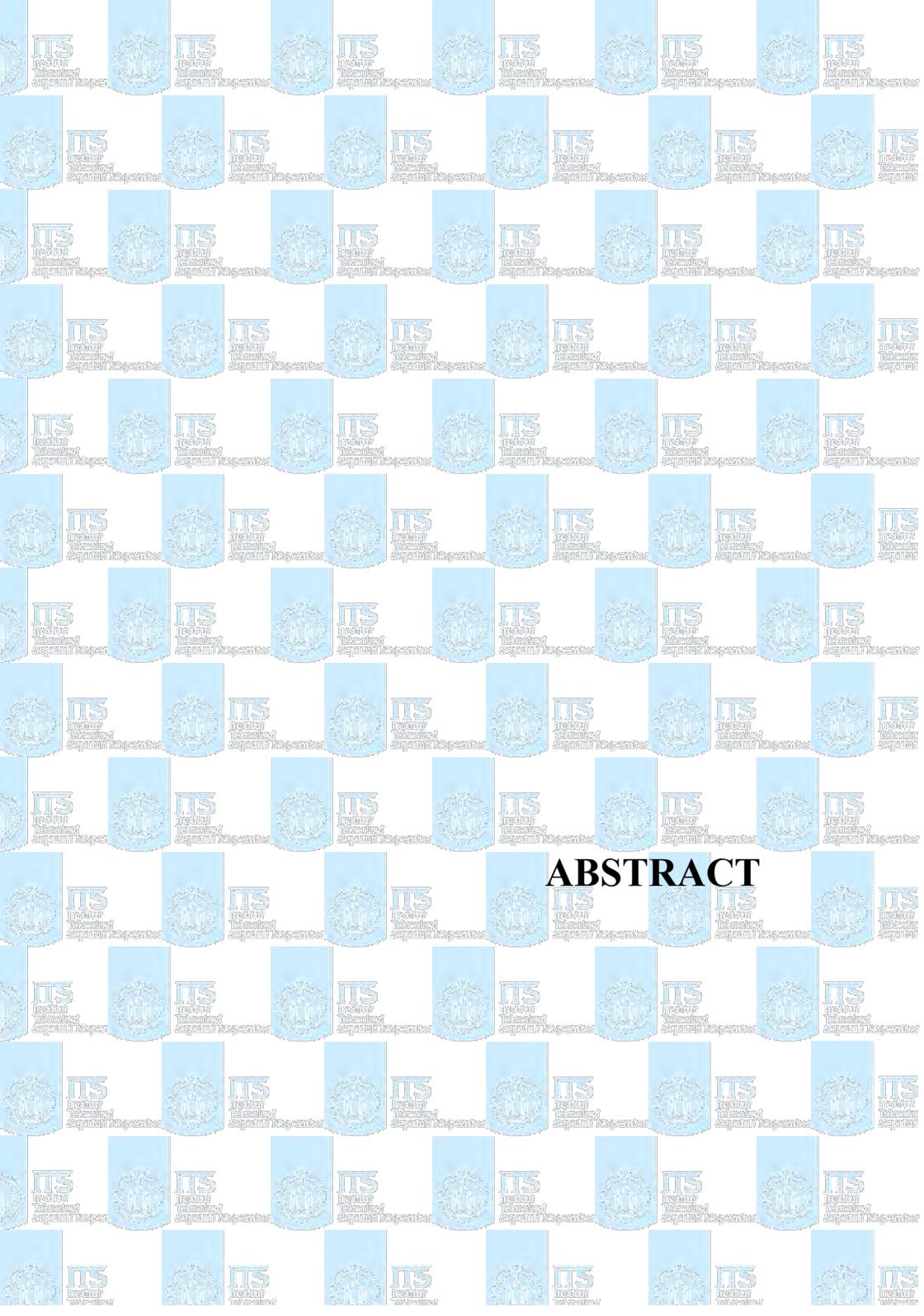
Jembatan Boncong terletak pada ruas jalan Surabaya – Semarang STA 34+913 di wilayah Kabupaten Tuban, Desa Boncong dengan bentang 40 meter dan lebar total jembatan 7 meter. Jembatan ini awalnya menggunakan jembatan rangka baja kemudian karena kondisinya yang rusak maka jembatan ini didesain ulang oleh PU. Disini penulis memodifikasi desain girder jembatan menjadi girder beton konvensional yang digunakan untuk menggantikan jembatan rangka baja yang masih digunakan sampai sekarang.

Jembatan Boncong digunakan sebagai objek tugas akhir untuk memodifikasi desain struktur jembatan meliputi bangunan atas : Dimensi struktur plat lantai kendaraan beserta pengaman disisi tepi dan pelebaran desain jembatan dari sebelumnya dengan acuan SNI T 12 2004. Perhitungan bangunan bawah meliputi : pilar abutment pondasi tiang pancang dan elastomer yang mengacu pada SNI T 12 2005 dan perencanaan perletakan jembatan kementerian PU Pekerjaan

Umum 2015 dan pembebanan gempa mengacu pada SNI Gempa 2833 2013 (Jembatan)

Dari hasil perhitungan modifikasi desain struktur Jembatan Boncong didapatkan hasil berupa tiang sandaran dengan dimensi 200mm x 200mm, plat lantai kendaraan dengan tebal 200mm, girder beton konvensional 600x1800mm, pilar dengan tinggi 4000 mm dengan menggunakan pondasi tiang pancang D 600 mm berjumlah 15 buah dan elastomer bearing pad 480 x 380 x 187 mm.

Kata kunci : Abutment, elastomer, beraing pad, gelagar beton konvensional, Jembatan Boncong, pilar, pondasi tiang pancang D 600 mm



ABSTRACT

THE FINAL PROJECT
THE REDESIGN OF BONCONG BRIDGE STRUCTURE
IN TUBAN USING REINFORCED CONCRETE
SYSTEM

Name :1. Randhi Abdillah Ernanda
2. Ryan Satria Sanjaya Putra
Registration number :1. 3113 030 077
2. 3113 030 099
Departement : Diploma III Teknik Sipil FTSP –
ITS
Advisor :1. Ir Ibnu Pudji Raharjo, MS
2. Ir. Chomaedi, CES.Geo

ABSTRACT

Boncong bridge is located on the road section of Surabaya - Semarang STA 34 + 913 district of Tuban, Boncong Village with long expanse 40 meters and total width of the bridge 7 meters. This bridge use steel truss then because the condition is broken then the bridge was redesigned by PU. The author redesign conventionally concrete girder used to replace steel truss bridges are still in use today.

Boncong bridge is used as the object of final project to modify the design of the bridge structure includes building the bridge structure above: Dimensional structure of the vehicle concrete slab along the edge of the seat side and widening of the bridge design before with reference to ISO 2004. Calculations T12 substructure includes: pillar abutment pile foundation and elastomers refers to the SNI T 12, 2005 and planning of the bridge placement Public Works ministry of Public Works in 2015 and earthquake loading refers to the SNI Earthquake 2833 2013 (bridges)

From the calculation of a modified design of the structure Bridge Boncong is obtained in the form of pole backrest with dimensions of 200mm x 200mm, the floor plate of vehicles with a thickness of 200mm, girder conventional concrete 600x1800mm, pillars with a height of 4000 mm by using a pile foundation D 600 mm total 15 pieces and elastomeric bearing pad 480 x 380 x 187 mm.

Keywords: Abutment, elastomers, bearing pad, conventional concrete girder, Bridge Boncong, pillars, foundation piles D 600 mm



DAFTAR ISI

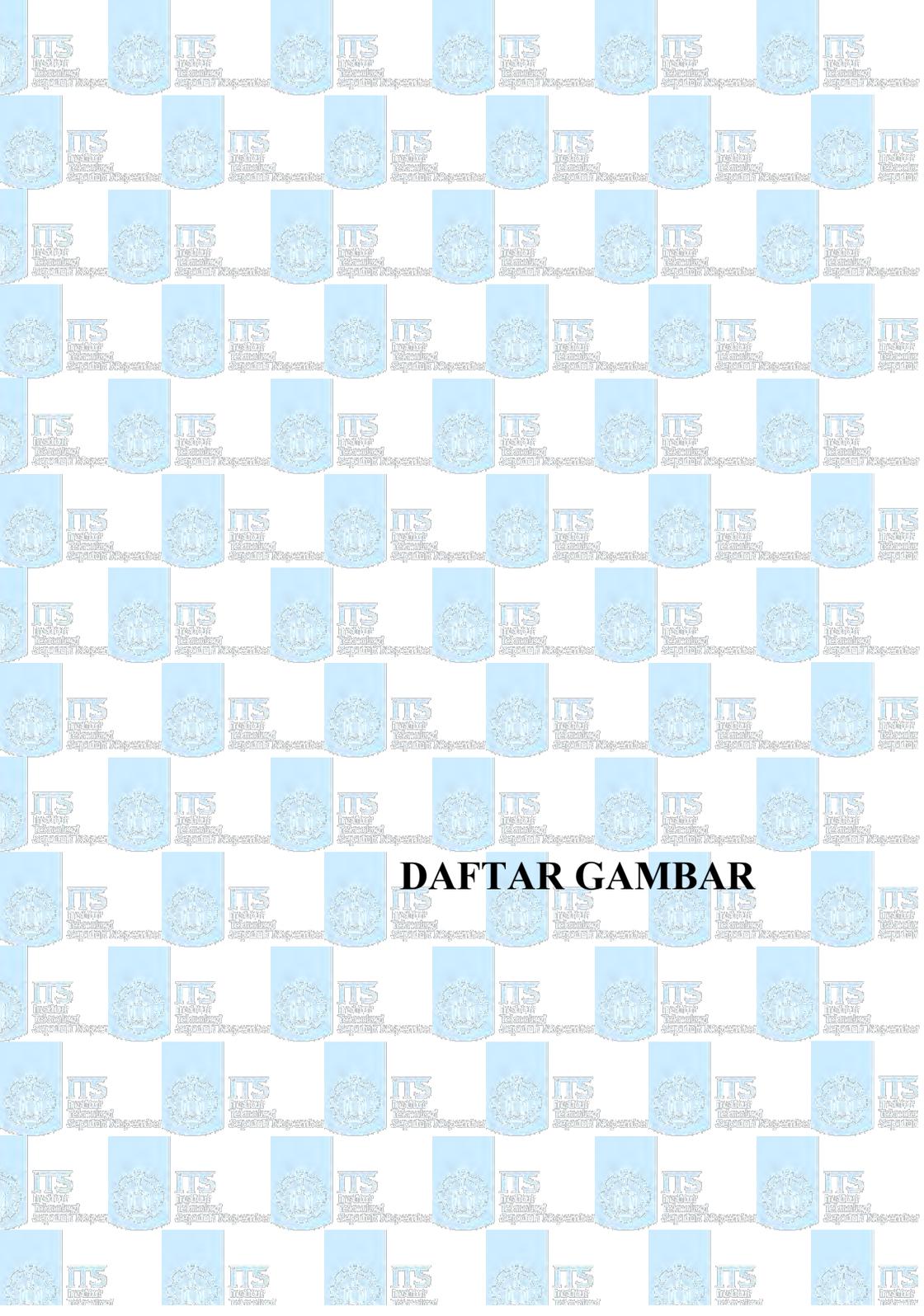
DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
ABSTRACT	iii
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL	xiii
BAB I	1
PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	2
1.3 Batasan Masalah.....	3
1.4 Maksud dan Tujuan.....	3
1.5 Manfaat.....	3
1.6 Peta Lokasi	4
1.7 Eksisting dan Rencana.....	5
BAB II	7
TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Dasar-dasar Perencanaan.....	7
2.2 Data Bahan	7
2.2.1 Beton	7
2.2.2 Baja.....	8
2.3 Dasar-dasar perhitungan.....	9
2.4 Analisis Pembebanan Struktur Jembatan	10
2.4.1 Beban Mati	10

2.4.2	Beban Hidup.....	10
2.4.3	Beban Lateral	14
2.4.4	Kombinasi Beban	22
2.5	Data Tanah	24
2.6	Perencanaan Bangunan Atas	24
2.6.1	Perencanaan Sandaran	25
2.6.2	Perencanaan Kerb.....	32
2.6.3	Perencanaan Pelat Lantai.....	34
2.6.4	Perencanaan Gelagar	43
2.6.5	Perencanaan Diafragma.....	60
2.6.6	Perencanaan Perletakan	60
2.7	Perencanaan Bangunan Bawah	65
2.7.1	Perencanaan Kepala Jembatan	65
2.7.2	Perencanaan Pondasi	70
2.7.3	Pondasi Tiang Pancang Tunggal	70
2.7.4	Pondasi Tiang Pancang Grup	73
2.7.5	Daya Dukung Tiang Miring	74
BAB III	77
METODOLOGI	77
3.1	Pengumpulan Data	77
3.2	Studi Literatur	77
3.3	Pembebanan	77
3.4	Analisa Struktur.....	78
3.5	Kontrol Kestabilan Struktur	79
3.6	Perencanaan Bangunan Bawah	80
3.7	Penggambaran Hasil Rencana	80

3.8 Diagram Alir Metodologi	81
BAB IV	85
PERENCANAAN BANGUNAN ATAS	85
4.1 Perencanaan Awal Struktur	85
4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai.....	85
4.1.2 Perencanaan Dimensi Gelagar.....	85
4.1.3 Perencanaan Dimensi Diafragma	87
4.1.4 Rekapitulasi Data Perencanaan	88
4.2 Perencanaan Struktur Sekunder.....	89
4.2.1 Perencanaan Pipa Sandaran.....	89
4.2.2 Perencanaan Tiang Sandaran.....	92
4.2.3 Perhitungan Kerb.....	98
4.2.4 Perhitungan Pelat Kantilever.....	101
4.2.5 Perhitungan Pelat Lantai	109
4.2.6 Perhitungan Girder Tengah	126
4.2.7 Perhitungan Girder Tepi.....	170
4.2.8 Perhitungan Diafragma.....	212
4.2.9 Perhitungan Full Plat	219
BAB V	237
PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH	237
5.1 Perencanaan Kepala Jembatan (Abutmen)	237
5.1.1 Preliminari Abutmen	237
5.1.2 Perhitungan Abutmen.....	238
5.2 Perencanaan Pilar atau Pier	296
5.2.1 Preliminari Pilar atau Pier	296
5.2.2 Perhitungan Pilar	298

BAB VI	393
PERLETAKAN.....	393
6.1 Data	393
6.2 Perhitungan Elastomer	393
6.2.1 Faktor Bentuk	393
6.2.2 Kontrol.....	394
BAB VII	399
BANGUNAN PELENGKAP	399
7.1 Perhitungan Pelat Injak	399
7.1.1 Preliminary Desain	399
7.1.2 Analisa Pembebanan	399
7.1.3 Penulangan Pelat Injak	400
7.1.4 Hasil	403
7.2 Perhitungan WingWall	404
7.2.1 Analisa Pembebanan	404
7.2.2 Penulangan Wing Wall.....	408
7.2.3 Hasil	411
DAFTAR PUSTAKA.....	417

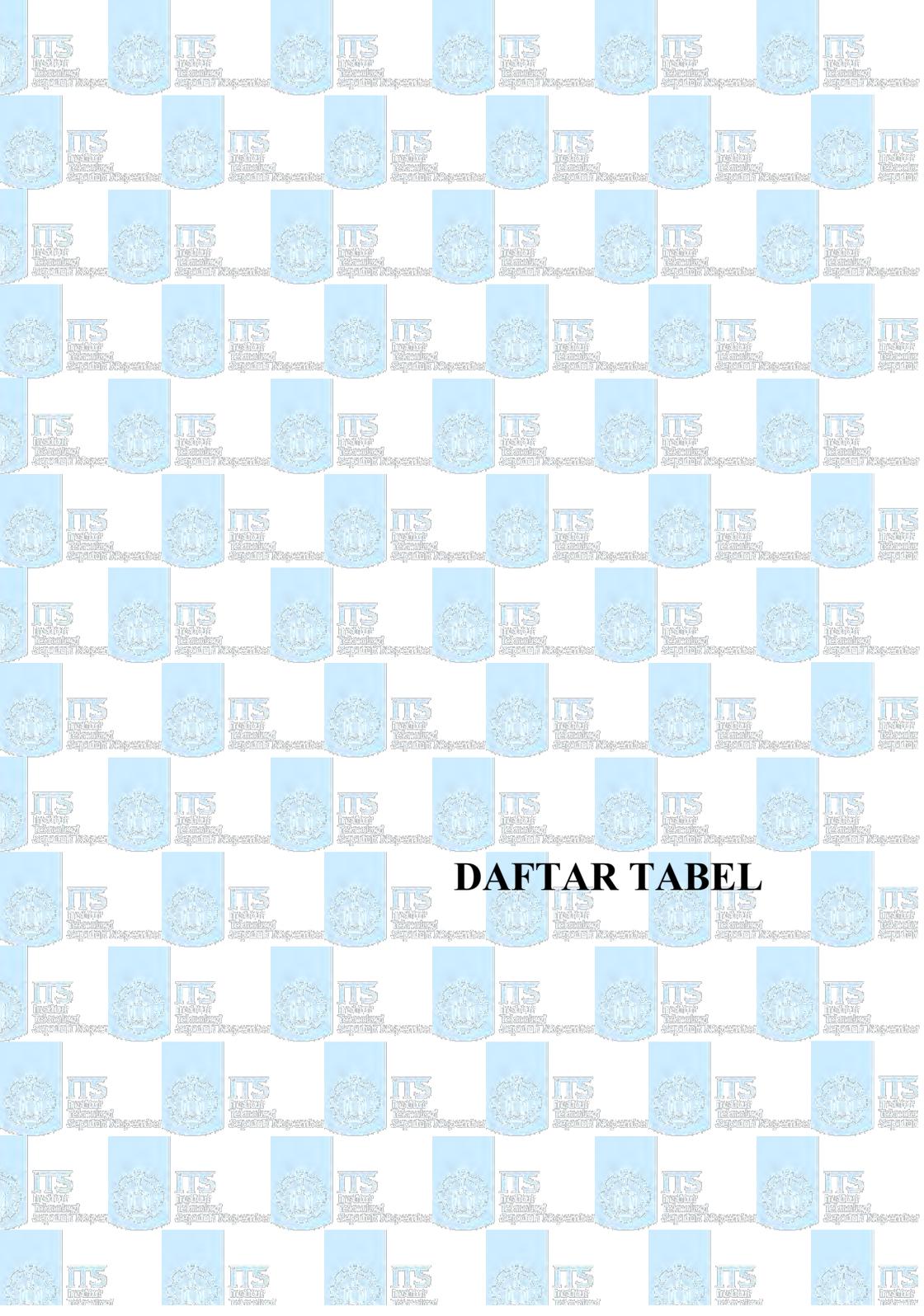


DAFTAR GAMBAR

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Peta lokasi jembatan boncong	4
Gambar 1. 2 Foto lokasi hasil survey jembatan boncong.....	5
Gambar 1. 3 Potongan memanjang eksisting jembatan boncong	5
Gambar 2. 1 Beban garis terpusat	11
Gambar 2. 2 Beban Truk	12
Gambar 2. 3 Beban lajur D.....	13
Gambar 2. 4 Grafik beban rem.....	14
Gambar 2. 5 Spektrum rencana gempa 2013.....	18
Gambar 2. 6 Mekanisme Pembebanan dan asumsi struktur akibat beban vertikal pada Pipa.....	25
Gambar 2. 7 permodelan mekanika teknik Pembebanan dan asumsi struktur akibat beban vertikal pada Pipa	26
Gambar 2. 9 Permodelan pada tiang sandaran	28
Gambar 2. 10 Asumsi Struktur Pada Tiang Sandaran.....	29
Gambar 2. 11 Permodelan beban yang bekerja pada kerb	32
Gambar 2. 12 Distribusi geser pons tipe	35
Gambar 2. 13 Permodelan gelagar tepi	44
Gambar 2. 14 Bidang D dan M girder.....	45
Gambar 2. 15 Bidang D dan M akibat tiang sandaran	46
Gambar 2. 16 Bidang D dan M akibat beban diafragma	46
Gambar 2. 17 Beban hidup gelagar tepi	47
Gambar 2. 18 Bidang D dan M akibat beban hidup merata gelagar tepi.....	48
Gambar 2. 19 Grafik beban rem.....	68
Gambar 2. 20 Daya dukung tiang pancang	70
Gambar 2. 21 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang	71
Gambar 4. 1 Hasil Perhitungan Tiang Sandaran	
Gambar 4. 2 Hasil Perhitungan Kerb	
Gambar 4. 3 Hasil Perhitungan Pelat Kantilever	
Gambar 4. 4 distribusi geser pons posisi A	
Gambar 4. 5 Distribusi geser pons posisi B	

Gambar 4. 6 Hasil Perhitungan Girder Tengah Segmen 1 & 10	
Gambar 4. 7 Hasil Perhitungan Girder Tengah Segmen 2 & 9	
Gambar 4. 8 Hasil Perhitungan Girder Tengah Segmen 3 & 8	
Gambar 4. 9 Hasil Perhitungan Girder Tengah Segmen 4 & 7	
Gambar 4. 10 Hasil Perhitungan Girder Tengah Segmen 5 & 6	
Gambar 4. 11 Hasil Perhitungan Girder Tepi Segmen 1 & 10.....	
Gambar 4. 12 Hasil Perhitungan Girder Tepi Segmen 2 & 9.....	
Gambar 4. 13 Hasil Perhitungan Girder Tepi Segmen 3 & 8.....	
Gambar 4. 14 Hasil Perhitungan Girder Tepi Segmen 4 & 7.....	
Gambar 4. 15 Hasil Perhitungan Girder Tepi Segmen 5 & 6.....	
Gambar 4. 16 Distrbusi beban geser pons posisi A.....	
Gambar 4. 17 Distribusi geser pons posisi B	
Gambar 5. 1 Denah Penulangan PileCap Abutmen	289
Gambar 5. 2 Potongan Memanjang Abutmen	294
Gambar 5. 3 Potongan Melintang Abutmen.....	295
Gambar 5. 4 Tampak Depan Pilar.....	297
Gambar 5. 5 Tampak Samping Pilar	297
Gambar 5. 6 Gaya rem yang diterima pilar	302
Gambar 5. 7 Hasil Perhitungan Kolom Menggunakan PCA COL.....	369
Gambar 5. 8 Potongan Melintang Pilar	392
Gambar 5. 9 Potongan Memanjang Pelat Injak.....	403
Gambar 5. 10 Potongan Memanjang WingWall	411
Gambar 5. 1 Denah Tiang Pancang.....	
Gambar 5. 2 Denah Penulangan PileCap Abutmen	
Gambar 5. 3 Potongan Memanjang Abutmen	
Gambar 5. 4 Potongan Melintang Abutmen.....	
Gambar 5. 5 Tampak Depan Pilar.....	
Gambar 5. 6 Tampak Samping Pilar	
Gambar 5. 7 Gaya rem yang diterima pilar	
Gambar 5. 8 Hasil Perhitungan PileCap Pilar	
Gambar 5. 9 Diagram Tulangan.....	
Gambar 5. 10 Hasil Perhitungan Kolom Menggunakan PCA COL.....	
Gambar 5. 11 Potongan Melintang Pilar	
Gambar 5. 12 Potongan Memanjang Pelat Injak.....	
Gambar 5. 13 Potongan Memanjang WingWall	



DAFTAR TABEL

DAFTAR TABEL

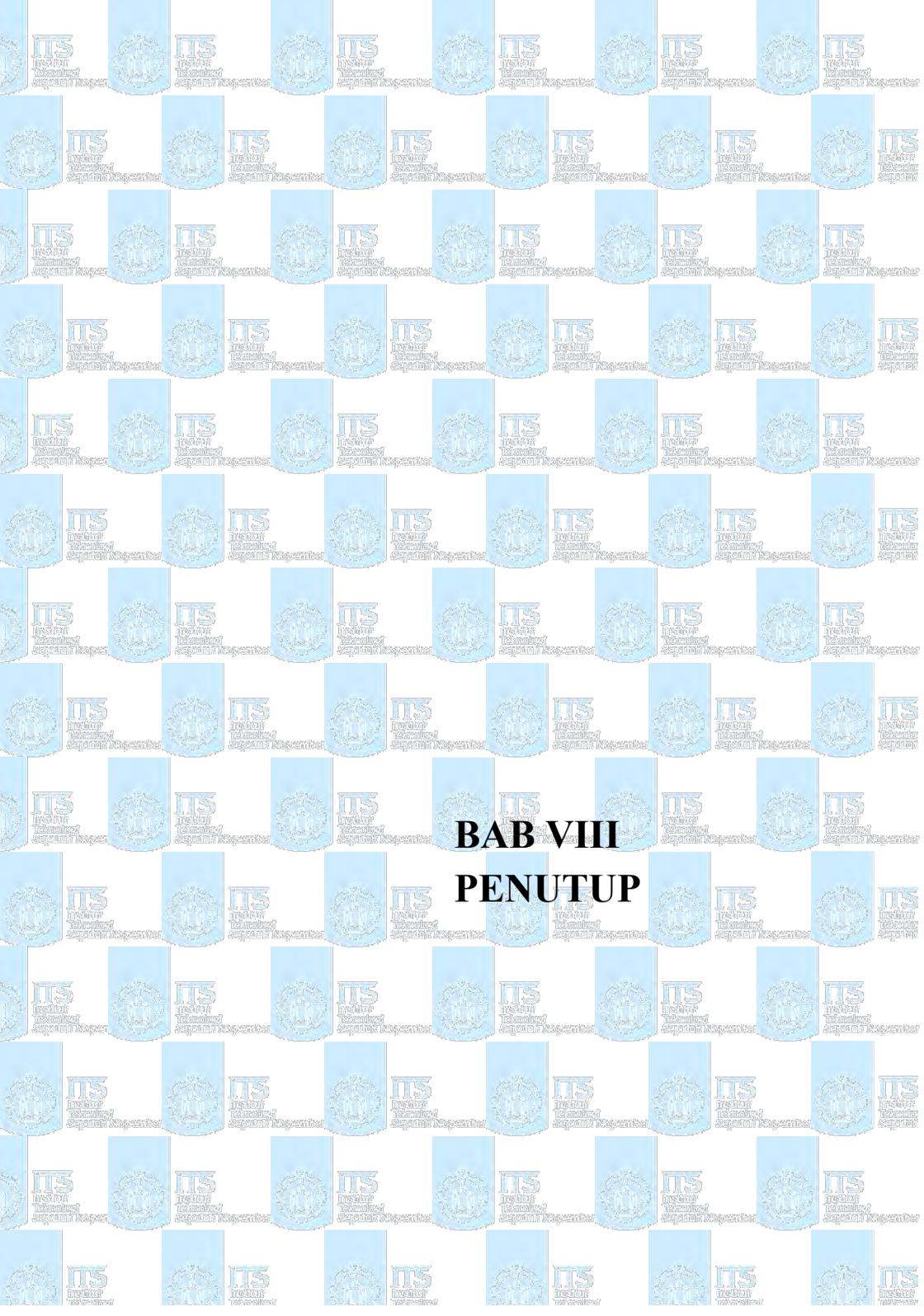
Tabel 2. 2 Tebal selimut beton nominal	8
Tabel 2. 3 Spesifikasi kelas situs.....	15
Tabel 2. 4 Faktor amplifikasi periode 0 detik dan 0,2 detik (FPGA/FA).....	16
Tabel 2. 5 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv).....	17
Tabel 2. 6 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah... 20	
Tabel 2. 7 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur	20
Tabel 2. 8 Kombinasi beban umum untuk keadaan bataskelayanan dan ultimit	22
Tabel 2. 9 Kombinasi beban untuk perencanaan tegangan kerja	23
Tabel 2. 10 Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana.....	24
Tabel 4. 2 Rekapitulasi momen lapangan dan tumpuan pelat lantai	114
Tabel 4. 3 Kombinasi 1 momen lapangan pelat lantai	115
Tabel 4. 4 Kombinasi 1 momen tumpuan pelat lantai.....	115
Tabel 4. 5 Kombinasi 2 momen lapangan pelat lantai	115
Tabel 4. 6 Kombinasi 2 momen tumpuan pelat lantai.....	116
Tabel 4. 7 Berat sendiri merata girder tengah	127
Tabel 4. 8 Berat sendiri terpusat girder tengah.....	127
Tabel 4. 9 Beban mati tambahan merata girder tengah	127
Tabel 4. 10 Rekapitulasi gaya Vertikal segmen 1 girder tengah....	130
Tabel 4. 11 Rekapitulasi gaya momen segemen 1 girder tengah ...	131
Tabel 4. 12 Rekapitulasi gaya vertikal segmen 2 girder tengah.....	135
Tabel 4. 13 Rekapitulasi gaya momen segmen 2 girder tengah	135
Tabel 4. 14 Rekapitulasi gaya vertikal segmen 3 girder tengah.....	139
Tabel 4. 15 Rekapitulasi gaya momen segmen 3 girder tengah	140

Tabel 4. 16 Rekapitulasi gaya vertikal segmen 4 girder tengah	144
Tabel 4. 17 Rekapitulasi gaya momen segmen 4 girder tengah	145
Tabel 4. 18 Rekapitulasi gaya vertikal segmen 5 girder tengah	149
Tabel 4. 19 Rekapitulasi gaya momen segmen 5 girder tengah	150
Tabel 4. 20 Berat sendiri merata girder tepi	170
Tabel 4. 21 Berat sendiri terpusat girder tepi	170
Tabel 4. 22 Beban mati tambahan merata girder tepi.....	171
Tabel 4. 23 Rekapitulasi gaya vertikal segmen 1 girder tepi.....	174
Tabel 4. 24 Rekapitulasi gaya momen segmen 1 girder tepi.....	174
Tabel 4. 25 Rekapitulasi gaya momen segmen 2 girder tepi.....	179
Tabel 4. 26 Rekapitulasi gaya vertikal segmen 3 girder tepi.....	183
Tabel 4. 27 Rekapitulasi gaya momen segmen 3 girder tepi.....	184
Tabel 4. 28 Rekapitulasi gaya vertikal segmen 4 girder tepi.....	188
Tabel 4. 29 Rekapitulasi gaya momen segmen 4 girder tepi.....	188
Tabel 4. 30 Rekapitulasi gaya vertikal segmen 5 girder tepi.....	192
Tabel 4. 31 Rekapitulasi gaya momen segmen 5 girder tepi.....	193
Tabel 4. 32 Rekapitulasi momen lapangan dan tumpuan full plate	225
Tabel 4. 33 Kombinasi 1 momen lapangan full plate.....	225
Tabel 4. 34 Kombinasi 1 momen tumpuan full plate	225
Tabel 4. 35 Kombinasi 2 momen lapangan full plate.....	226
Tabel 4. 36 Kombinasi 2 momen tumpuan full plate	226
Tabel 5. 2 Berat sendiri abutmen.....	238
Tabel 5. 3 Berat sendiri bangunan atas perhitungan abutmen.....	239
Tabel 5. 4 Spesifikasi kelas situs gempa 2013	245
Tabel 5. 5 Beban akibat tekanan tanah pada abutmen.....	250
Tabel 5. 6 Rekapitulasi beban tegangan kerja pada abutmen.....	251
Tabel 5. 7 Kombinasi 1 beban tegangan kerja pada abutmen	251
Tabel 5. 8 Kombinasi 2 beban tegangan kerja pada abutmen	252
Tabel 5. 9 Kombinasi 3 beban tegangan kerja pada abutmen	253
Tabel 5. 10 Kombinasi 4 beban tegangan kerja pada abutmen	253
Tabel 5. 11 Kombinasi 5 beban tegangan kerja pada abutmen	254
Tabel 5. 12 Rekapitulasi beban tegangan kerja pada abutmen	255

Tabel 5. 13 Kombinasi beban 1 Ultimate abutmen	255
Tabel 5. 14 Kombinasi beban 2 Ultimate abutmen	256
Tabel 5. 15 Kombinasi beban 3 Ultimate abutmen	257
Tabel 5. 16 Kombinasi beban 4 Ultimate abutmen	257
Tabel 5. 17 Kombinasi beban 5 Ultimate abutmen	258
Tabel 5. 18 Rekapitulasi kombinasi beban ultimate pada abutmen	259
Tabel 5. 19 Kontrol stabilitas guling abutmen arah x	259
Tabel 5. 20 Kontrol stabilitas guling abutmen arah y	260
Tabel 5. 21 Kontrol stabilitas geser arah X	261
Tabel 5. 22 Kontrol stabilitas geser abutmen arah Y	261
Tabel 5. 23 Kombinasi beban tegangan kerja yang diterima tiang pancang abutmen	268
Tabel 5. 24 Kombinasi beban 1 tegangan kerja yang diterima tiang pancang abutmen	268
Tabel 5. 25 Kombinasi beban 2 tegangan kerja yang diterima tiang pancang abutmen	269
Tabel 5. 26 Kombinasi beban 3 tegangan kerja yang diterima tiang pancang abutmen	270
Tabel 5. 27 Kombinasi beban 4 tegangan kerja yang diterima tiang pancang abutmen	270
Tabel 5. 28 Kombinasi beban 5 tegangan kerja yang diterima tiang pancang abutmen	271
Tabel 5. 29 Rekapitulasi kombinasi beban tegangan kerja yang diterima tiang pancang abutmen	272
Tabel 5. 30 Repetisi beban diatas tiang pancang kelompok abutmen	273
Tabel 5. 31 Beban Ultimate pada pile cap abutmen	275
Tabel 5. 32 Kombinasi 1 ultimate pada pile cap abutmen	276
Tabel 5. 33 Kombinasi 2 beban ultimate pada pile cap abutmen ..	276
Tabel 5. 34 Kombinasi 3 beban ultimate pada pile cap abutmen ..	277
Tabel 5. 35 Kombinasi 4 beban ultimate pada pile cap abutmen ..	278
Tabel 5. 36 Kombinasi 5 beban ultimate pada pile cap abutmen ..	278

Tabel 5. 37 Rekapitulasi kombinasi beban ultimate pada pile cap abutmen	279
Tabel 5. 38 Beban Ultimate yang diterima satu tiang pancang	280
Tabel 5. 39 Tekanan tanah yang diterima stoper abutmen	290
Tabel 5. 40 Momen akibat tekanan tanah pada stopper abutmen...	291
Tabel 5. 41 Momen akibat gempa pada stopper abutmen	292
Tabel 5. 42 Berat sendiri pilar	298
Tabel 5. 43 Berat sendiri struktur atas yang diterima pilar	299
Tabel 5. 44 Beban mati tambahan yang diterima pilar.....	299
Tabel 5. 45 Rekapitulasi beban angin yang diterima pilar	307
Tabel 5. 46 Koefisien seret angin	316
Tabel 5. 47 Beban tegangan kerja pada pilar	318
Tabel 5. 48 Kombinasi 1 beban tegangan kerja pada pilar.....	318
Tabel 5. 49Kombinasi 2 beban tegangan kerja pada pilar.....	319
Tabel 5. 50 Kombinasi 3 beban tegangan kerja pada pilar.....	320
Tabel 5. 51 Kombinasi 4 beban tegangan kerja pada pilar.....	320
Tabel 5. 52 Kombinasi 5 beban tegangan kerja pada pilar.....	321
Tabel 5. 53 Rekapitulasi kombinasi beban tegangan kerja pada pilar	322
Tabel 5. 54 Beban Ultimate pile cap pilar	332
Tabel 5. 55 Kombinasi 1 beban ultimate pada pile cap pilar	333
Tabel 5. 56 Kombinasi 2 beban ultimate pada pile cap pilar	333
Tabel 5. 57 Kombinasi 3 beban ultimate pada pile cap pilar	334
Tabel 5. 58 Kombinasi 4 beban ultimate pada pile cap pilar	335
Tabel 5. 59 Kombinasi 5 beban ultimate pada pile cap pilar	335
Tabel 5. 60 Rekapitulasi kombinasi beban ultimate pada pile cap pilar.....	336
Tabel 5. 61 Beban ultimate yang diterima satu tiang pancang pilar	337
Tabel 5. 62 Beban tegangan kerja yangditerima kolom pilar.....	349
Tabel 5. 63 Beban ultimate pier column	350
Tabel 5. 64 Kombinasi 1 beban ultimate pada kolom pilar.....	350

Tabel 5. 65 Kombinasi 2 beban ultimate pada kolom pilar.....	351
Tabel 5. 66 Kombinasi 3 beban ultimate pada kolom pilar.....	352
Tabel 5. 67 Kombinasi 4 beban ultimate pada kolom pilar.....	352
Tabel 5. 68 Kombinasi 5 beban ultimate pada kolom pilar.....	353
Tabel 5. 69 Rekapitulasi kombinasi beban ultimate pada kolom pilar.....	354
Tabel 5. 70 Pembebanan long stopper pilar	382
Tabel 5. 71 Pembebanan longstopper 2.....	385
Tabel 5. 72 Pembebanan lateral stopper.....	389
Tabel 7. 2 Berat sendiri pelat injak.....	399
Tabel 7. 3 Beban mati tambahan pelat injak	399
Tabel 7. 4 Kombinasi beban pelat injak	400
Tabel 7. 5 Berat sendiri wing wall	404
Tabel 7. 6 tekanan tanah aktif pada wing wall	405
Tabel 7. 7 Momen akibat tekanan tanah aktif wing wall.....	405
Tabel 7. 8 Momen akibat gempa pada wing wall.....	406
Tabel 7. 9 Momen akibat tekanan tanah dinamis wing wall	407
Tabel 7. 10 Kombinasi beban pada wingwall	408
Tabel 7. 11 Kombinasi beban ultimate wing wall.....	408



BAB VIII

PENUTUP

beberapa bagian struktur abutmen meliputi: pilecap dan long stopper.

8. Penulangan pada abutmen untuk pilecap dipasang tulangan lentur arah X sebesar D16-275 dan tulangan lentur arah Y sebesar D16-300. Dan untuk long stopper menggunakan tulangan lentur D19-150.
9. Abutmen menggunakan bangunan pelengkap wing wall dengan menggunakan tulangan utama D16-100 dan tulangan bagi sebesar D13-150. Dengan lebar wing wall 2 meter dan tebal 0,25 meter untuk menahan longsoran pada tanah timbunan dibelakang abutmen dan pelat injak tebal 250 mm dengan tulangan utama D16-150 dan tulangan bagi D13-150.
10. Pada eksisting jembatan Boncong tidak menggunakan pilar lalu dimodifikasi menggunakan beton konvensional menggunakan 2 pilar diambil jarak 25 meter dari tengah jembatan.
11. Pilar direncanakan dengan dimensi tinggi total 4 meter terbagi menjadi beberapa bagian yaitu longstopper 1, longstopper 2, konsol, kolom dan pilecap, yang masing-masing memiliki tulangan tersendiri.
12. Pilecap pada pilar menggunakan tulangan lentur arah X sebesar D22-100 dan tulangan lentur arah Y D22-175. Dengan tinggi pilecap 1 meter, tebal 5 meter dan lebar 9,5 meter.
13. Kolom direncanakan menggunakan tulangan lentur 95D25 dan tulangan gesernya D19-150. Dengan dimensi 800 x 5800 x 2600 mm.
14. Konsol direncanakan menggunakan tulangan lentur 35D22 dan tulangan bagi D19.
15. Longstopper 2 yang digunakan untuk menahan gaya horizontal dari pelat lantai kendaraan direncanakan menggunakan tulangan lentur D22-175 dan tulangan geser D22-200.
16. Lalu untuk longstopper 1 yang berfungsi menahan gaya horizontal dari full plate direncanakan menggunakan tulangan lentur D22-175 dan tulangan geser D16-100.
17. Untuk perletakan menggunakan bearingpad dengan dimensi tinggi 50 mm, panjang 450 mm dan lebar 480 mm. Dan tebal lapisan 12 mm berjumlah 4 lapis dan untuk cover menggunakan tebal 1mm berjumlah 2 lapis.

18. Pancang yang digunakan untuk abutmen sebanyak 2 x 5 buah dengan diameter 400 mm. Dan untuk pilar digunakan sebanyak 3 x 5 buah dengan diameter 600 mm.
19. Direncanakan juga full plate tebal 400 mm dengan tulangan D22-100 dan tulangan bagi D19-150.

7.2 Saran

Pada modifikasi Desain Jembatan Sumberwaru STA 34 + 913 pada ruas jalan tol Surabaya – Mojokerto seksi IV Kabupaten Mojokerto terdapat beberapa saran dari penulis, meliputi :

1. Dengan adanya perencanaan ulang Jembatan Boncong ini seharusnya jalan yang dihubungkan oleh Jembatan Boncong ini diperlebar karena pada jembatan juga diadakan pelebaran. Sehingga jalan masuk dan keluar jembatan tidak terjadi macet akibat penyempitan jalan dari jembatan ke jalan.



DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Litbang PU Departemen Pekerjaan Umum, 2005, *RSNI T – 02 – 2005 (Standar Pembebanan Untuk Jembatan)*
- Badan Standarisasi Nasional (BSN), 2004, *RSNI T – 12- 2004 (Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan)*
- Badan Standarisasi Nasional (BSN), 2013, *SNI 03 – 2833 – 2013 (Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)*
- Badan Standarisasi Nasional (BSN), 2015, *Pedoman Perencanaan Bantalan Elastomer Untuk Perletakan Jembatan*
- Ir. Suyono Sosrodarsono, 2000. *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*

BIODATA PENULIS

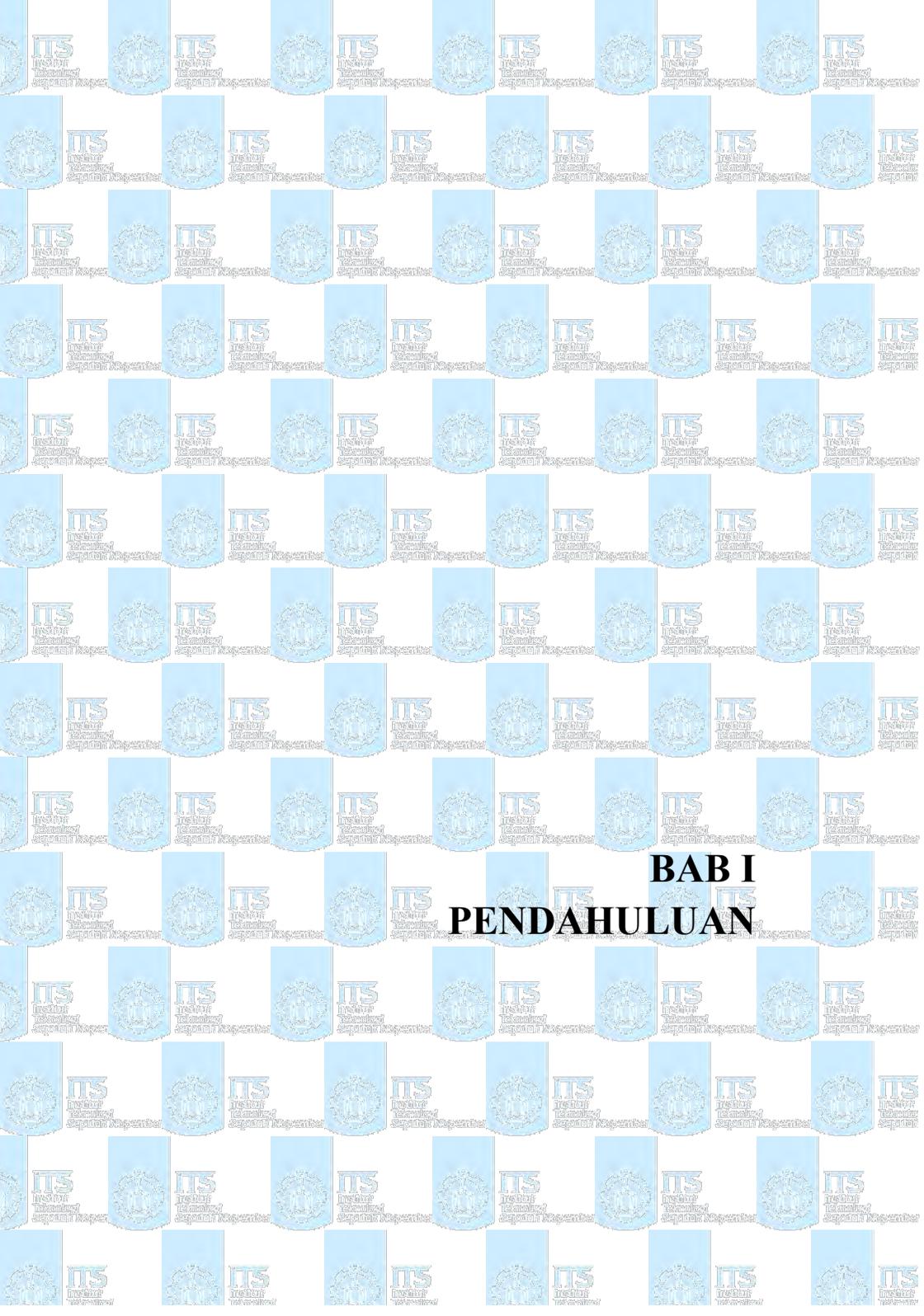


Penulis bernama lengkap Randhi Abdillah Ernanda, lahir di Malang pada tanggal 26 Juni 1995, penulis menempuh pendidikan formal di TK Alhikmah Surabaya, SD Alhikmah Surabaya, SMP Alhikmah Surabaya, SMA Alhikmah Surabaya, dan setelah lulus melanjutkan pendidikan di Diploma III Teknik Sipil FTSP ITS pada tahun 2013 dengan NRP 3113030077. Penulis mengambil konsentrasi studi Bangunan Transportasi. Penulis sempat mengikuti kerja praktek di PU Bina Marga Balai Besar V. Pada Program Studi Diploma III Teknik Sipil FTSP ITS ini, penulis mengambil judul Tugas Akhir “Perencanaan Ulang Jembatan Boncong, Kabupaten Tuban KM. SBY. 144+540 Dengan Menggunakan Beton Konvensional”. Penulis bisa dihubungi via Email, ranran.dydy@gmail.com.

BIODATA PENULIS



Penulis bernama lengkap Ryan Satria Sanajaya, lahir di Bekasi pada tanggal 8 Januari 1995, penulis menempuh pendidikan formal di TK Islam Al Manar Bekasi, SD Mutiara 17 Agustus Bekasi, SMP Negeri 1 Bekasi, SMA Negeri 2 Bekasi tahun ajaran 2010-2011 lalu pindah SMA Negeri 9 Surabaya tahun ajaran 2012-2013, dan setelah lulus melanjutkan pendidikan di Diploma III Teknik Sipil FTSP ITS pada tahun 2013 dengan NRP 3113030099. Penulis mengambil konsentrasi studi Bangunan Transportasi. Penulis sempat mengikuti kerja praktek di PU Bina Marga Balai Besar V. Pada Program Studi Diploma III Teknik Sipil FTSP ITS ini, penulis mengambil judul Tugas Akhir “Perencanaan Ulang Jembatan Boncong, Kabupaten Tuban KM. SBY. 144+540 Dengan Menggunakan Beton Konvensional”. Penulis bisa dihubungi via Email, ryanssp09@gmail.com.



BAB I PENDAHULUAN

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Perencanaan jembatan Boncong, Tuban Jawa Timur, merupakan salah satu akses penting karena Jembatan Boncong ini masuk pada jalur Pantura. Jalur Pantura ini salah satu jalur penting karena jalur ini sering dijadikan akses keluar masuknya kendaraan dari atau menuju Jawa Timur. Lokasi dari Jembatan Boncong ini terletak di tepi pantai, dan sebagian besar kondisi tanahnya yaitu *Soft Soil*, maka diperlukan data Sondir, Borring dan SPT,UDS. Jembatan ini memiliki panjang 40 m lebar 2 x 3.50 m. Dan untuk bangunan atas dari jembatan ini menggunakan beton pratekan (*Prestressed Concrete*).

Untuk mendapatkan suatu desain jembatan yang baik dan memenuhi persyaratan keamanan dan kenyamanan seperti yang sesuai dengan peraturan yang berlaku maka perlu didesain dimensi serta kebutuhan tulangan plat, balok, tiang sandaran, pilar, abutment dan bagian jembatan lainnya yang sesuai dengan prosedur yang ada pada peraturan yang berlaku.

Pada desain awal jembatan, jembatan didesain menggunakan jembatan pratekan dengan bentang 36.30 m dan panjang rencana untuk perencanaan 40.00 m dan dengan lebar 9 m (1+7+1 m). Tapi pada tugas akhir ini didesai ulang menggunakan metode jembatan Beton Konvensional karena lokasi yang dekat dengan pantai sehingga beton lebih efek tif dibandingkan dengan baja, serta biaya pelaksanaan beton konvensional lebih murah dibandingkan dengan beton prestress, jembatan ini nantinya akan didesain juga pilar yang berada di 7 m dari pinggir Jembatan pada sisi kanan dan kiri jembatan. Jembatan yang akan didesain pada tugas akhir ini menggunakan jenis beban BM 100, karena jembatan ini tetletak pada jalur pantura sehingga kendaraan yang melewati jembatan ini merupakan kendaraan dengan muatan yang besar. Jadi beban yang diterima oleh jembatan ini juga besar.

Data perencanaan Jembatan Boncong akan diuraikan sebagai berikut :

1. Nama Proyek : Perencanaan Teknik Jembatan Boncong, Kabupaten Tuban.
2. Pemilik Proyek : Dinas PU Bina Marga Balai Besar V Propinsi Jawa Timur
3. Lokasi Proyek : Desa Boncong, Kecamatan Bancar, Kabupaten Tuban
4. Bangunan Atas : Beton Konvensional
5. Bangunan Bawah : Pondasi Tiang Pancang

1.2 Perumusan Masalah

Dengan melihat uraian latar belakang di atas maka dalam penulisan tugas akhir ini terdapat permasalahan antara lain :

1. Bagaimana merencanakan preliminary desain pada jembatan ?
2. Bagaimana merencanakan Jembatan Boncong ini dengan menggunakan beton konvensional agar dapat menahan beban-beban yang diterimanya baik beban hidup maupun beban mati ?
3. Bagaimana merencanakan dimensi struktur bangunan atas, perletakan dan struktur bangunan bawah serta bangunan pelengkap yang sesuai dengan persyaratan dalam peraturan yang berlaku?
4. Bagaimana merencanakan pilar agar dapat menahan beban-beban yang diterima oleh pilar tersebut ?
5. Bagaimana menggambarkan hasil dari desain struktur jembatan ?

1.3 Batasan Masalah

Batasan masalah yang akan dibahas dalam tugas akhir ini antara lain :

1. Perencanaan struktur bangunan atas jembatan.
2. Perencanaan struktur bangunan bawah jembatan dan pondasi.
3. Perencanaan sistem perletakan jembatan.
4. Perencanaan struktur bangunan pelengkap jembatan.
5. Tidak menghitung biaya konstruksi jembatan.

1.4 Maksud dan Tujuan

Berdasarkan perumusan masalah diatas, maka tujuang yang akan dicapai pada proyek akhir ini adalah :

1. Untuk mendapatkan preliminary desain pada jembatan.
2. Untuk mendapatkan perhitungan perencanaan jembatan dengan menggunakan beton konvensional
3. Untuk mendapatkan desain dan penulangan struktur bangunan atas
4. Untuk mendapatkan desain dan penulangan struktur bangunan bawah
5. Untuk mendapatkan desain dan penulangan struktur pada bangunan pelengkap.
6. Untuk mendapatkan desain dari pilar yang sesuai dengan perencanaan.
7. untuk mendapatkan hasil gambar dari struktur yang direncanakan

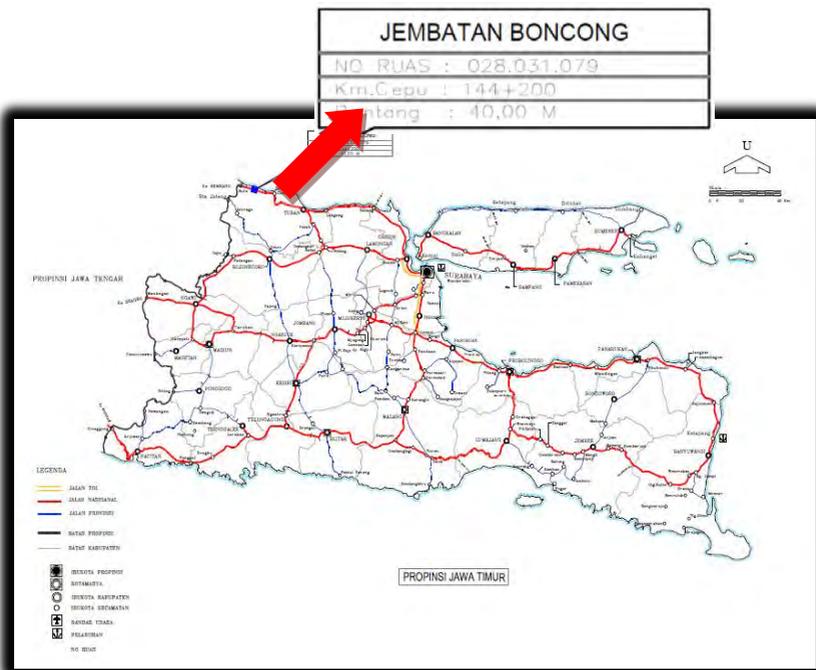
1.5 Manfaat

Dalam penyusunan tugas akhir ini, mahasiswa diharapkan mampu dan kreatif dalam menyusun tugas akhir. Penyusunan tugas akhir ini bermanfaat bagi mahasiswa, intuisi, serta instansi terkait. Dan diharapkan mahasiswa mampu merencanakan jembatan baik dari gambar maupun

perhitungan perencanaan dalam bentuk tugas akhir. Dan dari penyusunan tugas akhir ini manfaat yang dapat diambil :

1. Untuk dijadikan sebagai proyek tugas akhir yang menjadi syarat kelulusan.
2. Mahasiswa mampu mengaplikasikan keseluruhan ilmu yang telah dipelajari selama proses kuliah
3. Mahasiswa mendapat ilmu tambahan, khususnya di bidang teknik sipil
4. Mahasiswa dapat mengetahui proses perencanaan yang terjadi dalam suatu proyek jembatan

1.6 Peta Lokasi



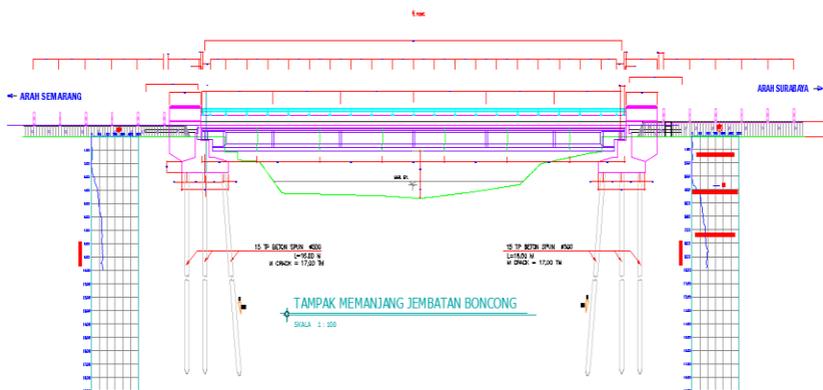
Gambar 1. 1 Peta lokasi jembatan boncong

1.7 Eksisting dan Rencana

- Gambar AutoCad Eksisting Jembatan Boncong

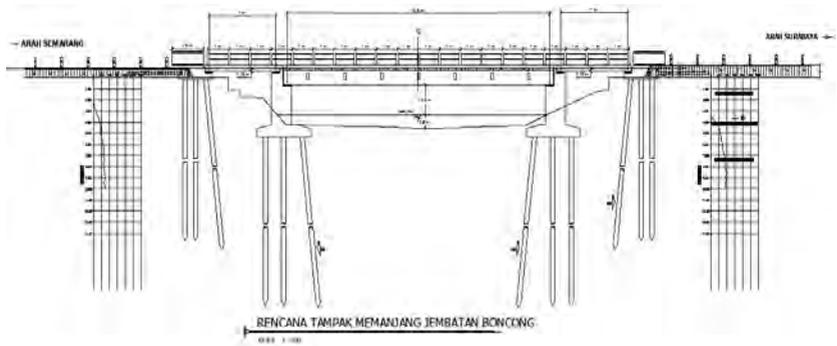


Gambar 1. 2 Foto lokasi hasil survey jembatan boncong



Gambar 1. 3 Potongan memanjang eksisting jembatan boncong

- Gambar AutoCad Rencana Jembatan Boncong



Gambar 1 Rencana Jembatan Boncong

The background of the entire page is a repeating pattern of the ITS (Institut Teknologi Sepuluh Nopember) logo. Each logo consists of a circular emblem with a building and a tree, surrounded by the text 'ITS' and 'Institut Teknologi Sepuluh Nopember'.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Dasar-dasar Perencanaan

Acuan / pedoman yang digunakan untuk perencanaan ulang perhitungan Jembatan Boncong Dengan Beton Konvensional adalah sebagai berikut :

1. SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan
2. SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan
3. SNI 2833-2013 Perancangan Jembatan Terhadap Beban Gempa
4. Pedoman Perancangan Bantalan Elastomer untuk Perletakan Jembatan, Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat

2.2 Data Bahan

2.2.1 Beton

- 1.) Berdasarkan *RSNI T-12-2004* beton dengan kuat tekan (benda uji silinder) yang kurang dari 20 MPa tidak dibenarkan untuk digunakan dalam pekerjaan struktur beton untuk jembatan, kecuali untuk pembetonan yang tidak dituntut persyaratan kekuatan.
- 1.) Modulus elastisitas (E_c) berdasarkan *SNI - 03 - 2847 - 2002* untuk beton normal dapat ditentukan dengan persamaan berikut :

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} \quad \dots \dots \dots (2.2.1.1)$$

Dimana,

f_c' = Kuat tekan silinder beton 28 hari

Tabel 2.1 Berat sendiri beton

Berat sendiri KuMS	
Beton dicor	1.3

Tabel 2.2 Berat jenis beton

γ Beton	25 KN/m ³
----------------	----------------------

2.) Tebal selimut beton

Tebal selimut beton direncanakan menurut keadaan lingkungan jembatan dan mutu beton yang digunakan, berdasarkan *RSNI T-12-2004*

Tabel 2. 1 Tebal selimut beton nominal

Klasifikasi lingkungan	Tebal selimut beton nominal [mm] untuk beton dengan kuat tekan f_c' yang tidak kurang dari				
	20 MPa	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa
A	35	30	25	25	25
B1	(65)	45	40	35	25
B2	-	(75)	55	45	35
C	-	-	(90)	70	60

2.2.2 Baja

Mutu tulangan yang digunakan :

- 1.) Untuk tulangan dengan $D < 13$ mm, maka $f_{sy} = 280$ MPa, Bridge Design Code, tabel 6.12 hal 35.
- 2.) Untuk tulangan dengan $D \geq 13$ mm, maka $f_{sy} = 400$ MPa, Bridge Design Code, tabel 6.12 hal 35.
- 3.) Modulus elastisitas baja adalah 200.000 Mpa. Apabila harga tegangan tidak lebih besar dari f_{sy} . Berdasarkan *RSNI T-12-2004*.

Tabel 2.4 Berat sendiri baja

Berat Sendiri KuMS	
Baja	1.1

2.3 Dasar-dasar perhitungan

Untuk menjamin keamanan struktur jembatan dalam menerima beban yang terjadi terdapat dua pendekatan yaitu :

a. Rencana tegangan kerja

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

Dapat ditulis rumus :

Tegangan Kerja \leq Tegangan ijin =

$$\frac{\text{Tegangan Ultimate}}{SF} \dots\dots(2.3.1)$$

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

b. Rencana keadaan batas

Rencana tegangan batas merupakan istilah yang digunakan untuk menjelaskan pendekatan perencanaan dimana semua fungsi bentuk struktur telah diperhitungkan. Pada rencana keadaan batas, tingkat keamanan digunakan lebih merata pada seluruh struktur dengan menggunakan faktor keamanan parsial. Perbedaan yang ada dari rencana tegangan kerja dengan rencana keadaan batas adalah jika pada rencana tegangan kerja faktor keamanan hanya digunakan untuk bahan, sedangkan pada rencana keadaan

batas faktor keamanan terbagi antara beban dan bahan yang mengijinkan adanya ketidakpastian pada dua bagian tersebut atau dapat ditulis dalam rumus:

$$K^R \times \text{kapasitas nominal} \geq K^U \text{ beban nominal} \quad (2.3.2)$$

Dimana : K^R = Faktor reduksi kekuatan
 K^U = Faktor beban

Untuk daftar lengkap faktor reduksi kekuatan dan faktor beban dapat dilihat pada *SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan*

2.4 Analisis Pembebanan Struktur Jembatan

Pada perencanaan jembatan yang perlu diperhatikan adalah beban – beban yang terjadi pada jembatan. Beban – beban tersebut akan mempengaruhi besarnya dimensi dari struktur jembatan serta banyaknya tuangan yang diperlukan. Pada peraturan teknik jembatan *SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan*

2.4.1 Beban Mati

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

2.4.2 Beban Hidup

Beban hidup pada jembatan meliputi :

1. Beban Lalu Lintas

Beban lalu-lintas untuk perencanaan struktur jembatan terdiri dari beban lajur “ D “ dan beban truk “ T “

a.) Beban Lajur “ D ”

Beban lajur D bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada

girder yang ekuivalen dengan iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Intensitas beban D terdiri dari beban tersebar merata dan beban garis.

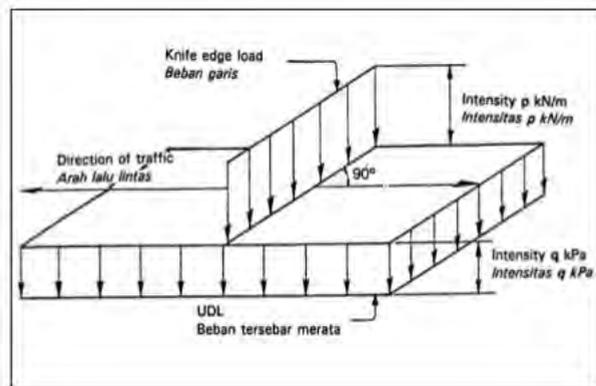
a.1) Beban Terbagi Merata (BTR = q)

Dengan q tergantung pada panjang yang dibebani total (L) sebagai berikut :

- $q = 9,0 \text{ kN/m}^2$ (untuk $L < 30 \text{ m}$), digunakan dalam desain
- $q = 8,0 (0,5 + 15/L) \text{ kN/m}^2$ (untuk $L > 30 \text{ m}$)

a.2) Beban Garis Terpusat (BGT = P)

Beban garis “ P “ ditetapkan sebesar 44 kN/m.

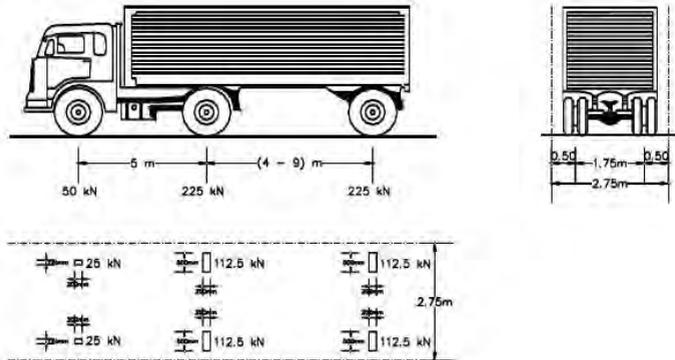


Gambar 2. 1 Beban garis terpusat

b.) Beban Truk “ T ”

Beban truk “T” adalah berat kendaraan tunggal dengan 3 as yang ditempatkan dalam beberapa posisi yang digunakan untuk menganalisis pelat pada lajur lalu lintas rencana. Tiap gandar terdiri dari dua pembebanan bidang kontak yang

dimaksud agar mewakili pengaruh roda terhadap berat kendaraan. Hanya satu truk “T” boleh ditempatkan per lajur lalu lintas rencana. Beban “T” merupakan muatan untuk rantai kendaraan.



Gambar 2. 2 Beban Truk

c.) Faktor Beban Dinamis

Faktor beban dinamis (DLA) berlaku pada “KEL” lajur “D” dan truk “T” sebagai simulasi kejut dari kendaraan bergerak pada struktur jembatan.

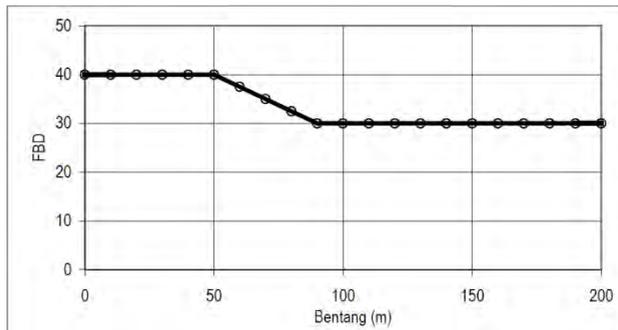
Untuk truk “T” nilai DLA / faktor kejutnya adalah 30% *SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan* digunakan untuk perhitungan beban roda pada hal . Sedangkan untuk “KEL” lajur “D” nilai dapat dilihat pada rumus

$$L_E = \sqrt{L_{av} \times L_{max}} \dots\dots\dots (2.4.2.1)$$

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.



Gambar 2. 3 Beban lajur D

2. Beban Pejalan Kaki

Intensitas beban pejalan kaki dipengaruhi oleh luas total daerah pejalan kaki yang direncanakan. Perencanaan beban diambil dari *SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan* dimana besarnya beban yang bekerja adalah $0,5 \text{ KN/m}^2$ (5 kPa).

Tabel 2.6 KuTP Pejalan Kaki

Faktor beban	
Pejalan Kaki	2

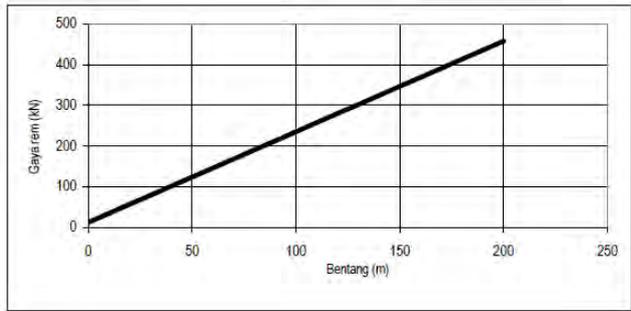
Tabel 2.6 digunakan untuk

menghitung kombinasi beban hidup.

3. Gaya Rem

Pengaruh pengereman kendaraan diperhitungkan dalam analisis jembatan dimana gaya tersebut dianggap bekerja horisontal dalam arah sumbu jembatan dengan titik tangkap setinggi 1,8m diatas permukaan lantai kendaraan. Gaya ini tidak tergantung pada lebar

jembatan dan diberikan dalam grafik untuk panjang struktur yang tertahan.



Gambar 2. 4 Grafik beban rem

2.4.3 Beban Lateral

1.) Beban Gempa

Berdasarkan peraturan **SNI 2833 2013 Perancangan Gempa Terhadap Beban Jembatan**, perencanaan beban rencana akibat gempa minimum diperoleh dari serangkaian rumus berikut :

Penentuan kelas situs tanah

$$\bar{N} = \frac{\sum t_i}{\sum \frac{t}{n}} \quad \dots 2.4.3.1$$

Keterangan :

t_i = tebal lapisan tanah ke – i

N_i = nilai hasil uji penetrasi standar lapisan tanah ke-i

Hasil yang didapat dari perhitungan diatas dapat diplot kedalam tabel situs untuk menentukan kelas situs

Tabel 2. 2 Spesifikasi kelas situs

Kelas Situs	\tilde{v} (m/s)	N	Su
A. Batuan Keras	$\tilde{v} \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$\tilde{v} \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \tilde{v} \leq 750$	$N > 50$	$Su \geq 100$
E. Tanah Lunak	$\tilde{v} < 175$		$50 \leq Su \leq 100$
	<p>Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas $PI > 2$ 2. Kadar air $(w) \geq 40\%$ 3. Kuat geser tak terdrainase $Su < 25$ kPa 		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti :</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah 		

dinamik spesifik	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3\text{m}$) ➤ Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5\text{m}$ dengan $PI > 75$) ➤ Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35\text{m}$
------------------	---

Penentuan faktor situs

Untuk penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi pada periode nol detik (F_{PGA}), periode pendek $/T=0,2$ detik (F_A) dan periode 1 detik (F_v).

Tabel 2. 3 Faktor amplifikasi periode 0 detik dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_A)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$	$PGA=0,2$	$PGA=0,3$	$PGA=0,4$	$PGA > 0,5$
	$S_s \leq 0,25$	$S_s=0,5$	$S_s=0,75$	$S_s=1$	
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1	1	1	1	1
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 2. 4 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Kelas situs	PGA \leq 0, 1 Ss \leq 0,25	PGA=0, 2 Ss=0,5	PGA=0, 3 Ss=0,75	PGA=0, 4 Ss=1	PGA $>$ 0, 5
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1	1	1	1	1
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
----------------------	----	----	----	----	----

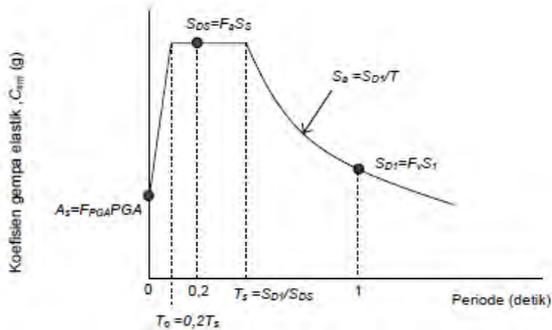
Keterangan :

PGA: percepatan puncak batuan dasar mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010

S_s : parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode pendek ($T=0.2$ detik) mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010.

SS : lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik.

Respons spektrum rencana



Gambar 2. 5 Spektrum rencana gempa 2013

Perumusan respons spektra adalah sebagai berikut :

$$A_s = F_{PGA} \times PGA$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1$$

Koefisien respons gempa elastik

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

$$C_{SM} = \left(S_{DS} - A_S \right) \frac{T}{T_0} + A_S \quad \dots 2.4.3.2$$

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

$$C_{SM} = \frac{S_{D1}}{T} \quad \dots 2.4.3.3$$

Keterangan:

S_{DS}	: nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek ($T=0.2$ detik).
S_{D1}	: nilai spektra permukaan tanah pada periode 1.0 detik
T_0	: $0.2 T_s$
T_s	: $\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

Faktor modifikasi respons

Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai dengan tabel berikut

Tabel 2. 5 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat Penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
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

Tabel 2. 6 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar 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

Gaya gempa yang diperkirakan

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) dengan formulasi sebagai berikut:

$$E_q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad \dots 2.4.4.4$$

Keterangan :

E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respons gempa elastik pada moda getar ke-m

R = faktor modifikasi respons

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

2.) Beban Angin

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

$$T_{EW} = 0,0006 C_w (V_w)^2 A_b \dots \dots \dots (2.4.3.2)$$

Dimana :

V_w = Kecepatan angin rencana (m/dt)

C_w = Koefisien seret

A_b = Luas ekuivalen bagian samping jembatan (m^2)

2.4.4 Kombinasi Beban

Kombinasi pembebanan didasarkan pada ketentuan dalam *SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan* yaitu :

Tabel 2. 7 Kombinasi beban umum untuk keadaan bataskelayanan dan ultimit

Aksi	Kelayanan					Ultimit				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Aksi Permanen										
Berat Sendiri										
Beban Mati tambahan										
Susut rangkak	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Pratekan										
Beban pelaksanaan										
Tekanan tanah										
Penurunan										
Aksi Transien:										
Beban Lajur D atau	x	o	o	o	o	x	o	o	o	o
Beban Truk T										
Gaya Rem	x	o	o	o	o		o	o	o	
BebanPejalan Kaki		x					x			
Gesekan perletakan	o	o	x	o	o	o	o	o	o	

Pengaruh Suhu	o	o	x	o	o	o	o	o	o	
Aliran/hanyutan /Batang kayu	o		o	x	o	o		x	o	
Beban angin			o	o	x	o		o	x	
Aksi Khusus: Gempa									x	
Beban Tumbukan										
Pengaruh getaran	x	x								
Beban pelaksanaan					x					

Tabel 2. 8 Kombinasi beban untuk perencanaan tegangan kerja

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi tetap	x	x	x	x	x	x	x
Beban lalu lintas	x	x	x	x	-	-	x
Pengaruh temperatur	-	x	-	x	-	-	-
Arus/hanyutan/hidro/daya apung	x	x	x	x	x	-	-
Beban angin							
Pengaruh gempa	-	-	x	x	-	-	-
Beban tumbukan	-	-	-	-	x		-
Beban pelaksanaan	-	-	-	-	-	-	x
	-	-	-	-	-	x	-

Tegangan berlebihan yang diperbolehkan	ni 1	25 %	25 %	40 %	50 %	30 %	50 %
--	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------

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

Tabel 2. 9 Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana

Jenis Jembatan	Lebar Jalan Kendaraan Jembatan (m)	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana
Lajur Tunggal	4.0 – 5.0	1
Dua arah, tanpa median	5.5 – 8.25 11.25 – 15.0	2 4
Jalan Kendaraan majemuk	10.0 – 12.9 11.25 – 15.0 151.1 – 18.75 18.8 – 22.5	3 4 5 6

2.5 Data Tanah

Data Tanah untuk pondasi sumuran dapat di desain pada kedalaman tanah tertentu, pada

saat nilai $N > 50$ (tanah keras).

2.6 Perencanaan Bangunan Atas

Seperti telah disebutkan diatas, yang termasuk pada bangunan atas jembatan adalah sandaran, pelat lantai dan trotoar, gelagar

dan diafragma. Bagian – bagian tersebut dijabarkan sebagai berikut :

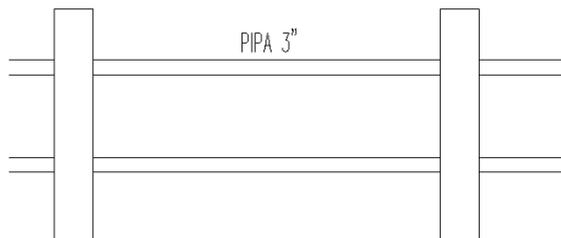
2.6.1 Perencanaan Sandaran

a. Perencanaan Pipa Sandaran

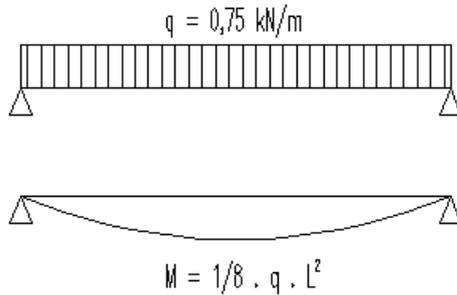
Pipa sandaran pada jembatan berguna sebagai pembatas atau pengaman bagi pejalan kaki yang melintas diatas jembatan agar tidak jatuh ke sisi luar dari jembatan. Perencanaan pipa sandaran sesuai dengan *SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan*, harus direncanakan untuk dua pembebanan yang bekerja secara bersamaan dalam arah vertikal dan horisontal dengan masing – masing beban sebesar $W^* = 0,75 \text{ kN/m}$.

- Beban Yang Bekerja

1. Beban mati (q_D) berasal dari berat sendiri pipa. Data umum pipa yang dipakai, di dapat dari Tabel Baja Ir. Rudy Gunawan.
2. Beban yang direncanakan berdasarkan *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan* “ Sandaran untuk pejalan kaki harus direncanakan untuk dua pembebanan rencana daya layan sebesar $w = 0,75 \text{ KN/m}$. Beban ini bekerja secara bersamaan dalam arah vertikal dan horisontal pada masing – masing sandaran”.



Gambar 2. 6 Mekanisme Pembebanan dan asumsi struktur akibat beban vertikal pada Pipa



Gambar 2. 7 permodelan mekanika teknik Pembebanan dan asumsi struktur akibat beban vertikal pada Pipa

Gambar di atas menjelaskan mekanisme pembebanan pada pipa sandaran akibat beban hidup vertikal. Serta asumsi struktur pada pipa sandaran akibat beban hidup vertikal sehingga didapatkan analisa seperti berikut :

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{8} \times q \times l^2 \\ R_{VA} &= R_{VB} = \frac{1}{2} \times q \dots\dots(2.6.1.1) \end{aligned}$$

Gambar diatas menjelaskan mekanisme pembebanan pada pipa sandaran akibat beban hidup horizontal. Serta pada pipa sandaran akibat beban hidup horizontal. Sehingga didapatkan analisa seperti berikut

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{8} \times q \times l^2 \\ R_{hA} &= R_{hB} \text{ (2.6.1.2)} \end{aligned}$$

Akibat berat sendiri pipa sandaran :

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} \times q \times l$$

$$M_{\max} = 1/8 \times q \times l^2 \dots (2.6.1.3)$$

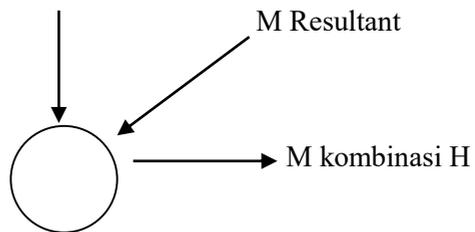
Beban Kombinasi

$$M_{\text{kombinasi } v} = (M_{hv} \times 2) + (M_{mv} \times 1,1) \quad (2.6.1.4)$$

dimana : 2 adalah KuTp (Tabel 2.6)

Resultant momen ada pipa :

M kombinasi V



Gambar 2. 8 Resultant momen pada pipa sandaran

$$M_R = \sqrt{M_{\text{kombinasi } v} + M_{\text{kombinasi } h}}$$

$$\sigma_{\text{yang terjadi}} = \frac{M_r}{\omega} \quad \dots \quad (2.6.1.5)$$

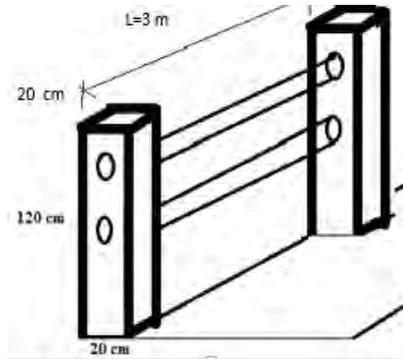
Kontrol :

σ yang terjadi < σ ijin OK

b. Perencanaan Tiang Sandaran

Faktor pembebanan berdasarkan **SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan.**

Berat jenis beton ditentukan berdasarkan 2. **SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan.** Lihat pada data bahan beton. Beban yang terjadi pada tiang sandaran, yaitu :



Gambar 2. 9 Permodelan pada tiang sandaran

Gambar diatas menunjukkan analisa beban yang terjadi pada tiang sandaran. Beban yang terjadi pada tiang sandaran yaitu beban mati dari berat sendiri tiang dan beban dari pipa

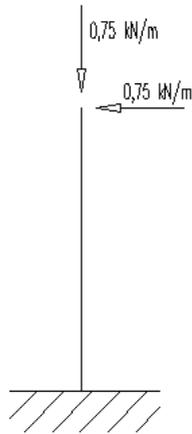
Dari asumsi pembebanan maka dapat disimpulkan analisa struktur sebagai berikut :

- Reaksi yang terjadi pada tiang akibat beban mati pipa :

$$Rv = \frac{1}{2} \times q_{pipa} \times l \dots\dots\dots (2.6.1.6)$$

- Reaksi yang terjadi pada tiang akibat beban hidup pipa:

$$Rv = \frac{1}{2} \times q_{hidup} \times l \dots\dots\dots (2.6.1.7)$$



Gambar 2. 10 Asumsi Struktur Pada Tiang Sandaran

$$R_v \text{ total} = (2 \times K_{uTP} \times LL) + (2 \times K_{uMS} \text{ baja} \times DL_v)$$

$$R_h \text{ total} = (2 \times K_{uTP} \times LL) \quad \mathbf{(2.6.1.8)}$$

Jadi momen lentur hanya diakibatkan oleh beban hidup pada pipa sandaran. Jadi besar momen tersebut sebagai berikut :

Momen yang terjadi pada tiang sandaran :

$$M = (2 \times L \times LL \times s_1) + (2 \times L \times LL \times s_2) \quad \mathbf{(2.6.1.9)}$$

❖ Penulangan pada tiang sandaran

• Data Penulangan lentur :

• Alur Penulangan lentur :

- Menentukan dimensi penampang

- Menentukan nilai momen ultimate (M_u)
- Menentukan nilai momen nominal (M_n)

$$M_n = \frac{M_u}{\text{faktor reduksi } (\phi)} \dots (2.6.1.10)$$

- Menentukan rasio tulangan berdasarkan *SNI T-12-2004*:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots (2.6.1.11)$$

$$\rho_b = \beta_1 \times \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots (2.6.1.12)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots (2.6.1.13)$$

$$d = h - d' - \text{diameter tulangan} \dots (2.6.1.14)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \dots (2.6.1.15)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} \dots (2.6.1.16)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \dots (2.6.1.17)$$

Setelah itu gunakan rasio tulangan yang sesuai,

- Menghitung luas tulangan perlu (A_{st}) dan memilih tulangan yang diperlukan.
Luas tulangan yang diperlukan (A_{st}):

$$A_{st_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \dots (2.6.1.18)$$

dimana ρ_{pakai} diambil dari nilai yang berada di tengah-tengah antara ρ_{\min} , ρ_{maks} , ρ .

Luas tulangan yang dipakai :

$$A_{st_{pakai}} = \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2 \times n. \quad \dots(2.6.1.19)$$

dimana : n = jumlah tulangan

- Lakukan kontrol kekuatan penampang dan bandingkan dengan momen ultimate yang akan dipikul oleh penampang.
- Alur Penulangan geser
 - Menentukan gaya lintang maksimum

Gambar 2.11 Bidang D Tiang Sandaran

V_u = berat pipa 1 + berat pipa 2 + berat tiang + beban hidup vertikal

$$V^* = \frac{V_u}{K_{cr}} \quad \dots(2.6.1.20)$$

- Menghitung batas kehancuran badan

$$V_{u_{maks}} = 0,2 \times f_c' \times b \times d$$
- Menghitung bagian beton terhadap kekuatan geser (V_{uc})

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b_w \text{ balok} \times d \times \left(\frac{A_{st} \times f_c'}{b_w \text{ balok} \times d} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \dots(2.6.1.20)$$

dimana :

$$\beta_1 = 1,4 - \left(\frac{d}{2000} \right) \geq 1,1$$

$$\beta_2 = 1,0$$

$$\beta_3 = 1,0$$

$$d = b - \text{decking} - \phi \text{Tul.pembagi} - \frac{\phi \text{Tul.lentur}}{2}$$

- Kuat geser minimum

$$V_{u_{\min}} = V_{u_c} + (0,6 \times b \times d) \dots \dots (2.6.1.9)$$

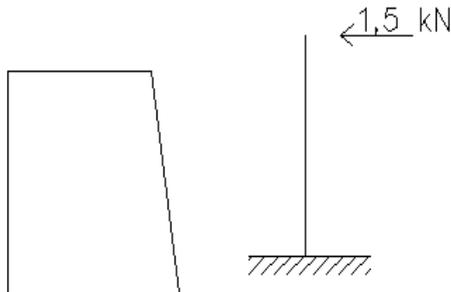
- Lakukan Kontrol

$$V_u \geq K^R_{c,x} V_{u_{\min}}$$

Maka harus dihitung kekuatan geser yang akan dipikul oleh tulanga geser

2.6.2 Perencanaan Kerb

Beban hidup pada kerb diperhitungkan sebesar 15 kN/m sesuai dengan *SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan.* , yang bekerja pada bagian atas kerb sepanjang jembatan dengan arah horizontal.



Gambar 2. 11 Permodelan beban yang bekerja pada kerb

❖ Analisa Bidang M dan D Pada Kerb

a. Penulangan pada kerb :

- Alur penulangan lentur

- Menentukan dimensi penampang
- Menentukan nilai momen nominal (M_u)
- Menentukan nilai momen ultimate (M_n)

$$M_n = \frac{M_u}{\text{faktor reduksi } (\phi)} \dots (2.6.2.1)$$

- Menentukan rasio tulangan berdasarkan *SNI T-12-2004* :

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots (2.6.1.11)$$

$$\rho_b = \beta_1 \times \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots (2.6.1.12)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots (2.6.1.13)$$

$$d = h - d' - \text{diameter tulangan} \dots (2.6.1.14)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \dots (2.6.1.15)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} \dots (2.6.1.16)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \dots (2.6.1.17)$$

Setelah itu gunakan rasio tulangan yang sesuai,

- Menghitung luas tuangan perlu (A_{st}) dan memilih tulangan yang diperlukan.

Luas tulangan yang diperlukan (A_{st}) :

$$A_{st_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d$$

dimana ρ_{pakai} diambil dari nilai yang berada di tengah-tengah antara ρ_{\min} , ρ_{maks} , ρ .

Luas tulangan yang dipakai :

$$A_{st\text{pakai}} = \frac{1}{4} \times \pi \times \varnothing^2 \times n$$

dimana : n = jumlah tulangan

- Lakukan kontrol kekuatan penampang dan bandingkan dengan momen ultimate yang akan dipikul oleh penampang
- Tulangan Pembagi :
Tulangan Pembagi = 20% x Ast tulangan pasang

2.6.3 Perencanaan Pelat Lantai

Pelat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_s sesuai dengan *SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan*.
:

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

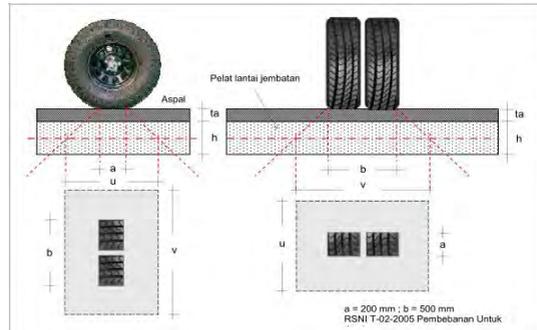
$$t_s \geq (100 + 40l) \text{ mm}$$

keterangan :

l = bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (dalam meter)

Kontrol tebal pelat rencana terhadap geser pons :

Posisi A



Gambar 2. 12 Distribusi geser pons tipe

Geser Pons Tumpuan (gaya geser yang terjadi di atas girder) :

$$P_{\max} = KuTT \times (P \text{ roda} + (1 + DLA))$$

Dimana :

$$\begin{aligned} KuTT &= 2 \\ P \text{ roda} &= 10 \text{ T} \\ DLA &= 0,3 \\ b &= b_{\text{roda}} + 2ta + tp \\ a &= a_{\text{roda}} + 2ta + tp \\ K_c^R &= 0,6 \text{ (untuk geser)} \end{aligned}$$

$$V_{uc} = K_c^R \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \times \left(\frac{Ast \times fc'}{b \times d} \right)^{\frac{1}{3}}$$

dimana :

$$d = b - d - \phi_{tul.geser} - \frac{1}{2} \phi_{tul.lentur}$$

$$K_c^R = 0,75$$

$$\beta_1 = 1,4 - \left(\frac{d}{2000} \right) \leq 1,1$$

$$\beta_2 = 1$$

$$\beta_3 = 1$$

Ast = luas potongan melintang dari tulangan memanjang

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$V_{uc} \text{ (SNI)} = 0,6 \times \frac{1}{6} \times (f_c')^{\frac{1}{2}} \times b \times d$$

Kontrol geser yang terjadi,
 $V_{uc} \text{ (SNI)} > V_{uc} \text{ (BMS)} \dots \dots \text{ OK}$

Perencanaan tulangan pelat lantai :

a. Pelat tipe A

pelat tipe A atau pelat lantai kantilever, sehingga perletakkannya dianggap jepit-bebas pada kedua sisinya

▪ Beban yang terjadi pada pelat kantilever(tepi), yaitu:

1. Beban Mati Merata

Beban yang terjadi pada kantilever adalah sebagai berikut :

- Berat sendiri pelat lantai kendaraan
- Trotoir = (t rabat x l x γ beton)
- Kerb = 2 x (t kerb x l kerb x γ beton)
- Air hujan = (t air hujam x l x γ air)

Dari beban – beban diatas maka akan didapat qD total, maka:

$$qD = (qD1 + qD2 + qD3 + qD4) \text{ T/m}$$

Maka digunakan persamaan momen seperti berikut :

$$M_{maks} = \frac{1}{8} q l^2$$

2. Beban Mati Terpusat

Dari perhitungan diatas maka dapat didapat PD total yaitu :

- Tiang sandaran= (vol. sandaran x γ beton)
- Pipa sandaran = (A pipa x jumlah pipa x l x γ pipa)

$$PD_{total} = PD1 + PD2 \dots \text{Ton}$$

Dari hasil PD_{total} diatas, maka dapat dicari momen PD yang bekerja pada tumpuan dan lapangan. Maka digunakan persamaan momen seperti berikut :

$$M_{maks} = Pl$$

Jadi, M maks total untuk beban mati= M maks beban merata + M maks beban terpusat

3. Beban Hidup Merata

Beban hidup yang bekerja pada pelat lantai kantilever adalah beban pejalan kaki berdasarkan **SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan**

Dari pembebanan diatas dapat dicari qL yang bekerja pada pelat kantilever, sebagai berikut :

- Pejalan kaki (qL) = qL x b trotoir

Dimana : qL = beban pejalan kaki
 b trotoir = lebar trotoir yang terbebani.

Digunakan persamaan momen seperti berikut :

$$M_{maks} = \frac{1}{8} qL^2$$

Kombinasi :

$$M = (M \text{ mati total} \times KuMs) + (M \text{ hidup} \times KuTP)$$

- Penulangan Lentur Pada Pelat Lantai Kendaraan

Mu= dari hasil M kombinasi

$$Mn \text{ perlu} = \frac{Mu}{\phi} \quad Tm$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy}$$

$$\rho b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times fc'}{fy} \left[\frac{600}{600 + fy} \right]$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \times \rho b$$

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

Jika ρ berada diantara $\rho \text{ min}$ dan $\rho \text{ maks}$, maka yang digunakan adalah ρ .

$$d = D \text{ pelat} - \text{decking} - \frac{\phi \text{ tul}}{2}$$

Dimana : d = Tebal efektif pelat

D pelat = tebal pelat lantai

decking = tebal selimut

$\phi \text{ tul}$ = Diameter tulangan yang digunakan

- Luas tulangan yang diperlukan (A_{st}) :

$$A_{st \text{ perlu}} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d$$

$$nt \text{ (jumlah tulangan)} = \frac{A_{st \text{ perlu}}}{\text{luas tul.lentur}}$$

Kontrol: $Mn > Mn \text{ perlu}$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) kNm$$

- Jarak antar tulangan

$$s = \frac{b - (\phi \times nt) - (2 \times \text{decking})}{5}$$

Jadi, tulangan lentur yang dipasang sesuai jarak yang telah dihitung.

• Tulangan Pembagi Pada Pelat Lantai Kendaraan (tepi)

Penulangan Pembagi = 20% x As pasang

Rencanakan tulangan pembagi :

$$A_s \text{ pasang} = \pi \times \frac{1}{4} \times \phi^2 \times \left(\frac{b}{s \text{ tulangan}} \right)$$

b. Pelat tipe B

- Beban mati

Beban yang terjadi pada pelat dalam adalah sebagai berikut :

▪ Beban Mati Merata

- Berat sendiri pelat (qDL1) = $t_s \times 2,5 \text{ t/m}^3 \times 1$
- Berat aspal + overlay (qDL2) = $t_a \times 2,2 \text{ t/m}^3 \times 1$
- Berat air hujan (qDL3) = $t_{\text{air hujan}} \times 1 \text{ t/m}^3 \times 1$

Dari beban – beban diatas maka dapat dicari momen qDL yang bekerja pada tumpuan dan lapangan. Dapat digunakan persamaan momen seperti berikut :

$$M \text{ maks} = \frac{1}{24} qDl^2$$

Dimana : qD = total seluruh beban
 l = jarak antar girder dari as ke as

- Beban Hidup Merata

- Beban roda truk "T" = 100 kN = 10.000 kg
- Dengan faktor kejut (DLA = 0,3)
- $K_{TT}^U = 2$, faktor untuk beban truk

$$\text{Total muatan : } P \text{ truk} = (1+DLA) \times T \times K_{TT}^U$$

Dari hasil P diatas diasumsikan perletakan roda pada pelat dan kemudian diambil hasil momen terbesar.

a. Ada 2 asumsi pembebanan roda truk pada pelat.

1. Pelat dibebani dua truk yang berlawanan arah tapi beban diasumsikan merata. Dapat diasumsikan perletakan strukturnya jepit – jepit. Adapun lebar pelat yang terpengaruhi adalah selebar penyebaran beban roda

Dengan demikian plat diasumsikan sebagai balok dengan panjang= l , dan lebar = $ta + \frac{1}{2} ts + 200$ mm dan tinggi = ts

Kemudian dihitung beban qL, menggunakan persamaan, seperti berikut :

$$q = \frac{P \text{ roda}}{A}$$

Dimana : P roda = total muatan
A = luas penampang yang terbebani

Dalam hal ini A adalah ($2ta + ts + 500$ mm)

Dari hasil qL diatas maka dapat dicari nilai momen pada tumpuan dan lapangan, seperti berikut

$$M_{maks} = \frac{1}{24} qLl^2$$

Dimana : qL = total seluruh beban
 l = jarak antar girder

2. Pelat dibebani satu beban roda ditengah-tengah bentang (diasumsikan jepit-jepit). Adapun lebar pelat yang terpengaruhi adalah selebar penyebaran beban roda.

Dengan demikian, asumsi struktur plat diantara gelagar adalah sebagai balok dengan panjang = l dan lebar = b dan tinggi = t_s

Kemudian dihitung beban qL , menggunakan persamaan seperti berikut :

$$q = \frac{P \text{ roda}}{A}$$

Dimana : $P \text{ roda}$ = total muatan
 A = luas penampang yang menerima beban

Dalam hal ini A adalah $(2t_a + t_s + 200 \text{ mm})$

Dari hasil qL diatas maka dapat dicari nilai momen pada tumpuan dan lapangan, seperti berikut

$$M_{maks} = \frac{1}{24} qL^2$$

Dimana : qL = total seluruh beban
 l = jarak antar girder

Dengan demikian, kombinasi momen :

$$M = (M \text{ mati} \times KuMS) + (M \text{ hidup (maks)} \times KuTP)$$

• Penulangan Lentur Pada Pelat Lantai Kendaraan (tengah)

M_u = dari hasil M kombinasi

$$M_n \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi} \quad T_m$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

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

Jika ρ berada diantara ρ_{min} dan ρ_{maks} , maka yang digunakan adalah ρ

Luas tulangan yang diperlukan (A_{st}) :

$$A_{st \text{ perlu}} : \rho_{\text{pakai}} \times b \times d$$

$$n \text{ (jumlah tulangan)} = \frac{A_{st \text{ perlu}}}{l_{uastul.lentur}}$$

Kontrol : $M_n \text{ ada} > M_n \text{ perlu}$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \text{ mm}$$

$$M_n \text{ perlu} = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ kNm}$$

- Jarak antar tulangan

$$S = \frac{b - (\phi \times nt) - (2 \times decking)}{5}$$

Jadi, tulangan lentur yang dipasang sesuai dengan yang telah dihitung.

- Tulangan Pembagi Pada Pelat Lantai Kendaraan (tengah)
Penulangan Pembagi = 20% x As pasang

2.6.4 Perencanaan Gelagar

Perencanaan awal gelagar sesuai dengan **BMS, BDM halaman 4-5**

Tabel 2. Dimensi Gelagar Beton Bertulang

Jenis Unsur	Tinggi Nominal
Gelagar Beton Bertulang	$D \geq 165 + 0,06L$
Catatan : 1. Tinggi pelat menerus adalah 90% dari tinggi bentang sederhana diatas 1. D dan L dalam mm	

Dimana : L = panjang jembatan tiap bentang

Penentuan dimensi tinggi gelagar rencana yaitu :

$$D \geq 165 + 0,06L \dots\dots\dots 2.6.4.1$$

Untuk penentuan lebar bagian bawah gelagar untuk pelat lantai tidak menerus menggunakan :

$$t \leq 0,5 \times bw \dots\dots\dots 2.6.4.2$$

Dimana :

t = tebal plat lantai

bw = lebar bagian bawah gelagar

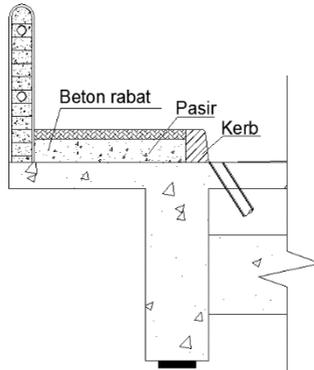
Untuk menentukan lebar efektif pada pelat lantai

tidak menerus menggunakan :

$$b_E \leq 4 b_w$$

Dimana : b_E = lebar efektif (lebar bagian atas gelagar)

b_w = lebar bagian bawah gelagar



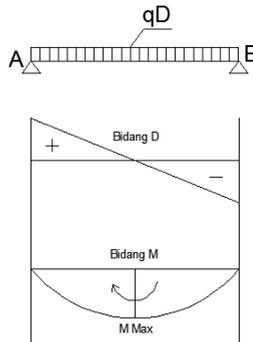
Gambar 2. 13 Permodelan gelagar tepi

- a. Beban yang terjadi pada gelagar tepi, yaitu :
- Beban mati merata berasal dari :
 - berat sendiri gelagar = $b \times h \times \gamma$ beton
 - q mati plat tepi trotoir = $(t \text{ rabat} \times l \times \gamma \text{ beton})$

Dari beban – beban diatas maka akan didapat qD total maka:

$$qDL = (qD_{total}) T/m$$

Dari hasil qDL total diatas, maka dapat dicari momen qDL yang bekerja maksimum. Dandari data tersebut dapat dihitung untuk gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut :



Gambar 2. 14 Bidang D dan M girder

- Bidang D lapangan AB

$$D = R_{VA} - q \cdot x \dots \dots \dots 2.6.4.3$$

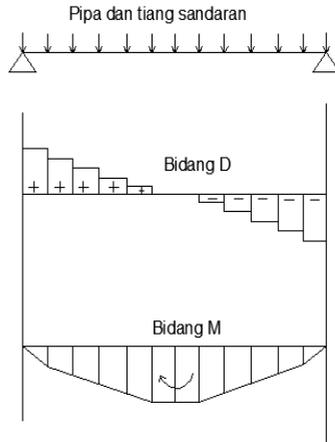
dimana : R_{VA} = gaya vertikal pada titik A
 q = beban mati (qDL)
 x = jarak

- Bidang M lapangan AB

$$M \text{ max} = 1/2 q l^2 \dots \dots \dots 2.6.4.4$$

dimana : q = beban mati (qDL)
 l = jarak

- Beban mati terpusat (pD gelagar tepi)
- pD sandaran
- Diafragma = $\frac{1}{2}$ (s diafragma x t x b x γ beton)



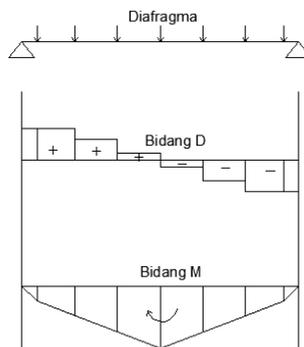
Gambar 2. 15 Bidang D dan M akibat tiang sandaran

$$M \text{ maks akibat tiang sandaran} = \frac{1}{4} Pl$$

$$\text{Kombinasi M beban mati} = M_{\text{maks}} \times 1,3$$

$$M \text{ maks akibat pipa sandaran} = \frac{1}{4} Pl \text{ Kombinasi}$$

$$M \text{ beban mati} = M_{\text{maks pipa}}$$



Gambar 2. 16 Bidang D dan M akibat beban diafragma

$$M \text{ maks akibat diafragma} = \frac{1}{4} Pl \dots \dots 2.6.7$$

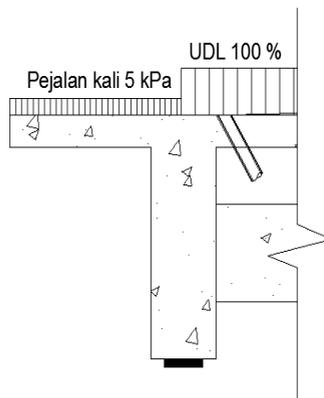
Kombinasi M beban mati = M maks x 1,3 2.6.8

Total M mati = (M maks beban merata x KuMS)
+ (Mmaks beban terpusat)

- Beban Hidup Pada Gelagar Tepi

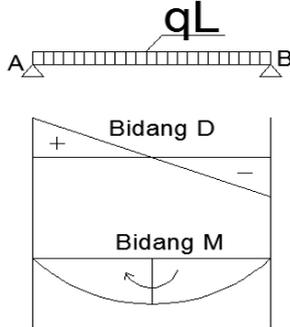
Beban hidup balok memanjang berupa beban D dan T yang bergantung pada lebarnya jalur kendaraan, untuk lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban D harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100%, dan apabila lebih besar dari 5,5 m beban D harus ditempatkan pada jalur lalu-lintas rencana yang berdekatan dengan intensitas yang tercantum pada ***SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan***, sedangkan sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50% seperti tercantum pada ***SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan***

100 % beban UDL, $q = 0,8 \text{ T/m}$ untuk $L < 30 \text{ m}$



Gambar 2. 17 Beban hidup gelagar tepi

- Beban hidup merata :



Gambar 2. 18 Bidang D dan M akibat beban hidup merata gelagar tepi

- Pejalan kaki = (q pejalan kaki x l) .2.6.9
- Beban UDL 100 % = (q UDL x l) .. 2.6.10

$$qL \text{ total} = \text{pejalan kaki} + \text{UDL} \dots 2.6.11$$

Dari hasil beban diatas maka dapat dihitung untuk gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut:

- Bidang D lap AB

$$D = R_{vA} - q x \dots \dots \dots 2.6.12$$

dimana : R_{vA} = gaya vertikal pada titik A

q = beban mati (qDL)

x = jarak

- Bidang M lap AB

$$M \text{ max} = R_{vA} x - q x \left(\frac{1}{2} x \right) \dots 2.6.13$$

dimana : q = beban mati (qDL)

l = jarak

- Beban hidup terpusat

Beban hidup pada gelagar yang bekerja terpusat adalah “BGT”. Beban garis (BGT) sebesar P kN/m, ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas.

(berdasarkan *SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan*).

- Beban BGT, $P = 4,9$ T/m

$$\text{Beban KEL} = (P \text{ KEL} \times l) \dots \dots 2.6.14$$

Dari hasil beban struktur diatas maka dapat dihitung untuk gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut :

$$M \text{ maks akibat KEL} = P \times l \dots \dots 2.6.15$$

$$\text{Total } M \text{ hidup} = M \text{ maks beban merata} + M \text{ maks beban terpusat}$$

$$\text{Kombinasi : } M = M \text{ mati total} + M \text{ hidup}$$

$$KuTP \dots \dots 2.6.16$$

b. Penulangan pada gelagar tepi :

- Alur penulangan lentur

Berdasarkan buku beton bertulang susunan *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, dalam memeriksa penampang balok harus memenuhi kriteria sebagai berikut:

1. $M_n > M_u$
2. $\emptyset M_n > M_u$

Dimana : \emptyset = faktor reduksi akibat

kesalahan dalam perkerasan

M_n = momen nominal dari penampang

M_u = momen batas terfaktor

Berdasarkan buku beton bertulang, *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, faktor ϕ bermacam-macam tergantung pada perilaku maupun jenis elemen strukturnya. Faktor reduksi kekuatan terhadap lentur yaitu 0,9.

$$M_n \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi} \text{ kNm} \dots\dots\dots 2.6.17$$

Berdasarkan buku beton bertulang *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, letak garis netral (x) saat kondisi *balanced*, yaitu :

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \dots\dots\dots 2.6.18$$

Dimana : ρ_b = Kondisi berimbang
 f_y = Mutu baja (MPa)
 β_1 = faktor garis netral (0,85)
 f_c' = mutu beton (MPa)

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots 2.6.19$$

Dimana : ρ_b = dari hasil nilai hitungan diatas

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots 2.6.20$$

Dimana : f_y = mutu baja (MPa)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \dots\dots\dots 2.6.21$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} \dots \dots \dots 2.6.22$$

Dimana :
 R_n = Kuat rencana
 M_n = momen nominal dari penampang
 ϕ = 0,8
 b = Jarak antar girder
 d = tinggi bersih

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \dots 2.6.23$$

kontrol : $\rho \text{ min} < \rho < \rho \text{ max}$

- Luas tulangan yang diperlukan (A_{st}) = $\rho \times b \times d$

Dimana :
 ρ = didapat dari hasil kontrol diatas
 b = jarak antar gelagar as ke as
 d = tebal efektif

$$n_t = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \pi d^2} \dots \dots \dots 2.6.24$$

Dari hasil n_t maka akan didapat jumlah tulangan yang dibutuhkan.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \text{ mm} \dots \dots \dots 2.6.25$$

$$x = \frac{a}{0,8} \dots \dots \dots 2.6.26$$

Dimana dari hasil x dapat menentukan letak garis netral

Kontrol : Mn ada > Mn perlu

$$Mn \text{ ada} = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) kNm \dots\dots 2.6.27$$

- Penentuan gelagar T asli atau T palsu

Dinyatakan gelagar T tersebut palsu apabila garis netral berada dalam flens. Sedangkan gelagar tersebut T asli apabila garis netral berada di luar flens.

• Alur penulangan geser

- Menentukan gaya lintang maksimum

$$V_u = V \text{ beban mati} + V \text{ beban hidup} + V \text{ BGT}$$

$$V^* = \frac{V_u}{K_{CR}} \dots\dots\dots 2.6.28$$

- Menghitung batas kehancuran badan

$$V_{u_{maks}} = 0,2 \times f_c' \times b \times d \dots\dots 2.6.29$$

- Menghitung bagian beton terhadap kekuatan geser (V_{uc})

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b_w \text{ balok} \times d \times$$

$$\left(\frac{A_{st} \cdot f_c'}{b_w \text{ balok} \times d} \right)^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots 2.6.30$$

$$\beta_1 = 1,4 - \left(\frac{d}{2000} \right) \geq 1,1 \dots\dots 2.6.31$$

$$\beta_2 = 1,0$$

$$\beta_3 = 1,0$$

$$d = b - \text{decking} - \text{Ø tul. pembagi} - \frac{\phi \text{ Tul. Lentur}}{2} \dots$$

2.6.32

$$A_v = 2 A_s \dots\dots\dots 2.6.33$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b \times d \dots\dots\dots 2.6.34$$

$$\text{Jarak sengkang, } S = \frac{A_v \times f_y \times d}{\frac{V_u}{\phi} - V_c} \dots\dots\dots 2.6.35$$

- Kuat geser minimum
 $V_{u_{\min}} = V_{uc} + (0,6 \times b \times d) \dots\dots\dots 2.6.36$

- Lakukan Kontrol
 $V_u \leq K_C^R \times V_{u_{\min}} \dots\dots\dots 2.6.37$

Apabila terpenuhi maka tulangan geser tidak diperlukan, akan tetapi apabila :

$$V_u \geq K_C^R \times V_{u_{\min}} \dots\dots\dots 2.6.38$$

Maka harus dihitung kekuatan geser yang akan dipikul

c. Beban yang terjadi pada gelagar tengah yaitu :

-Beban mati merata (qD) berasal dari :

- berat sendiri balok gelagar = $b \times h \times \gamma$ beton
 - q mati pelat tengah =
- $$qD \text{ total} = \frac{\dots\dots\dots}{\dots\dots\dots} \text{t/m}$$

Dari hasil qDL total diatas, maka dapat dicari momen qDL yang bekerja pada tumpuan dan lapangan. maka dari hasil itu dapat dihitung untuk gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut :

- Bidang D Lap AB
 $D = R_{vA} - q \times x \dots\dots\dots 2.6.39$
 dimana: R_{vA} = gaya vertikal pada titik A
 q = beban mati (qD)
 x = jarak

- Bidang M Lap AB
 $M \text{ maks} = \frac{1}{2} q l^2 \dots\dots\dots 2.6.40$
 dimana : q = beban mati (qD)

l = jarak

- Beban mati terpusat

- Diafragma = (s diafragma x t x b x γ beton) 2.6.41

$$M \text{ maks akibat diafragma} = \frac{1}{4} Pl \dots \dots 2.6.42$$

Total Momen mati = M maks beban merata + M maks beban terpusat 2.6.43

- Beban Hidup Pada Gelagar Tengah :

Beban hidup balok memanjang berupa beban D dan T yang bergantung pada lebarnya jalur kendaraan, untuk lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban D harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100%, dan apabila lebih besar dari 5,5 m beban D harus ditempatkan pada jalur lalu-lintas rencana yang berdekatan dengan intensitas yang tercantum pada SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan, sedangkan sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50% seperti tercantum pada **SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan**

100% beban UDL, q = 0,8 T/m² untuk L < 30 m

- Beban UDL 100% = (q UDL x l) 2.6.44

- Beban hidup merata :

Dari hasil beban struktur maka dapat dihitung gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut :

• Bidang D Lap AB

$$D = R_{VA} - q \times \dots \dots \dots 2.6.45$$

dimana: R_{VA} = gaya vertikal pada titik A

q = beban mati (qD)

x = jarak

- Bidang M Lap AB

$$M \text{ maks} = \frac{1}{2} q l^2 \dots \dots \dots 2.6.46$$

dimana : q = beban mati (qD)

l = jarak

- Beban hidup terpusat :

Beban hidup pada gelagar yang bekerja terpusat adalah “BGT”. Beban garis (BGT) sebesar P kN/m, ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas.

(berdasarkan *SNI T-02 -2005*).

- Beban BGT, P = 4,9 T/m

$$\text{Beban BGT} = (P \text{ BGT} \times l) \dots 2.6.47$$

Dari hasil beban struktur maka dapat dihitung gaya dalam (bidang D) dan Momen (bidang M), sebagai berikut :

$$M \text{ maks akibat KEL} = P \times l \dots \dots \dots 2.6.48$$

Total M hidup = M maks beban merata +
M maks beban terpusat
Kombinasi :

$$M = (M \text{ mati total} \times K_uMS) + (M \text{ hidup} \times K_uTP) \dots \dots \dots 2.6.49$$

d. Penulangan pada gelagar tengah

- Alur penulangan lentur

Berdasarkan buku beton bertulang susunan *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, dalam memeriksa penampang balok harus memenuhi kriteria sebagai berikut:

1. $M_n > M_u$
2. $\phi M_n > M_u$

Dimana : ϕ = faktor reduksi akibat kesalahan dalam perkerasan

M_n = momen nominal dari penampang

M_u = momen batas terfaktor

Berdasarkan buku beton bertulang, *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, faktor ϕ bermacam-macam tergantung pada perilaku maupun jenis elemen strukturnya. Faktor reduksi kekuatan terhadap lentur yaitu 0,9.

$$M_n \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi} \text{ kNm} \dots\dots\dots 2.6.50$$

Berdasarkan buku beton bertulang *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, letak garis netral (x) saat kondisi *balanced*, yaitu :

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \dots\dots\dots 2.6.51$$

Dimana : ρ_b = Kondisi berimbang
 f_y = Mutu baja (MPa)
 β_1 = faktor garis netral (0,85)
 f_c' = mutu beton (MPa)

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots 2.6.52$$

Dimana : ρ_b = dari hasil nilai hitungan diatas

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots 2.6.53$$

Dimana : f_y = mutu baja (MPa)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_y} \dots\dots\dots 2.6.54$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} \dots\dots\dots 2.6.55$$

Dimana :

Rn	=	Kuat rencana
Mn	=	Momen nominal dari penampang
Ø	=	0,8
b	=	Jarak antar girder
d	=	tinggi bersih

$$\rho = \frac{K_{cr} \cdot f_y - \sqrt{(K_{cr} \cdot f_y)^2 - 2,4K_{cr} \left(\frac{M^*}{bd^2} \right) \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}}{1,2K_{cr} \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}$$

2.6.56

kontrol : $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$

- Luas tulangan yang diperlukan (A_s) = $\rho \times b \times d$

Dimana :

ρ	=	didapat dari hasil kontrol diatas
b	=	jarak antar gelagar as ke as
d	=	tebal efektif

$$n_t = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \pi d^2} \dots\dots\dots 2.6.57$$

Dari hasil nt maka akan didapat jumlah tulangan yang dibutuhkan.

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \text{ mm} \dots\dots\dots 2.6.58$$

$$x = \frac{a}{0,8}$$

Dimana dari hasil x dapat menentukan letak garis netral

Kontrol : Mn ada > Mn perlu

$$Mn \text{ ada} = As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ kNm} \dots\dots\dots 2.6.59$$

- Penentuan gelagar T asli atau T palsu
Dinyatakan gelagar T tersebut palsu apabila garis netral berada dalam flens. Sedangkan gelagar tersebut T asli apabila garis netral berada di luar flens.

- Alur penulangan geser

- Menentukan gaya lintang maksimum

$$Vu = V \text{ beban mati} + V \text{ beban hidup} + V \text{ BGT}$$

$$V^* = \frac{Vu}{K_{CR}} \dots\dots\dots 2.6.60$$

- Menghitung batas kehancuran badan

$$Vu_{maks} = 0,2 \times fc' \times b \times d \dots\dots\dots 2.6.61$$

- Menghitung bagian beton terhadap kekuatan geser (Vuc)

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b_{wbalok} \times d \times \left(\frac{Ast \cdot f_c'}{b_w \cdot balok \times d} \right)^{\frac{1}{3}} \dots \dots \dots 2.6.62$$

$$\beta_1 = 1,4 - \left(\frac{d}{2000} \right) \geq 1,1$$

$$\beta_2 = 1,0$$

$$\beta_3 = 1,0$$

$$d = b - \text{decking} - \text{Øtul.pembagi} - \frac{\phi Tul.Lentur}{2}$$

$$A_v = 2 AS$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\text{Jarak sengkang, } S = \frac{A_v \times f_y \times d}{\frac{V_u}{\phi} - V_c}$$

- Kuat geser minimum

$$V_{u_{min}} = V_{uc} + (0,6 \times b \times d)$$

- Lakukan Kontrol

$$V_u \leq K_C^R \times V_{u_{min}}$$

Apabila terpenuhi maka tulangan geser tidak diperlukan, akan tetapi apabila :

$$V_u \geq K_C^R \times V_{u_{min}}$$

Maka harus dihitung kekuatan geser yang akan dipikul

2.6.5 Perencanaan Diafragma

Perencanaan dimensi balok diafragma tidak ada pedoman pasti, sehingga digunakan acuan sebagai berikut :

Perletakan balok diafragma dianggap jepit – jepit

- Beban yang terjadi, yaitu :
 - Beban mati merata :
Beban sendiri Diafragma = $b \times h \times \gamma$ beton
- Kombinasi = (Momen mati x KuMS) + (Momen Hidup x KuTP)

2.6.6 Perencanaan Perletakan

2.6.6.1 Dasar Perencanaan

Berdasarkan pedoman yang dikeluarkan oleh Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat yang berjudul *Perancangan Bantalan Elastomer Untuk Perletakan Jembatan* perletakan jembatan merupakan salah satu komponen dalam struktur jembatan yang berfungsi sebagai media penyalur beban antara bangunan atas dan bangunan bawah. Oleh karena itu, perletakan harus dirancang untuk mengakomodasi perputaran dan dapat memberikan perpindahan tertentu. Perletakan yang akan dipakai dalam perencanaan ini adalah perletakan bearing pad.

2.6.6.2 Perhitungan Perencanaan Bantalan Elastomer Berlapis

1. Luas area elastomer yang diperlukan

$$A \text{ perlu} > \frac{(P_{DL} + P_{LL})}{\sigma_s} \dots\dots\dots 2.6.6.2.1$$

Dimana : A = luas keseluruhan (bonded

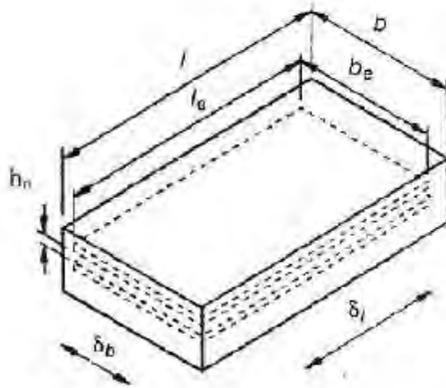
	surface area) (mm ²)
P_{DL}	= beban mati rencana (N)
P_{LL}	= beban hidup rencana (N)
σ_s	= tegangan rata-rata akibat beban total (Mpa)

2. Asumsikan dimensi-dimensi dalam perletakan elastomer berdasarkan perhitungan luas yang telah dihitung di no 1
3. Hitung shape factor / faktor bentuk

$$S = \frac{A}{I_p \cdot h_{ri}} \dots\dots\dots 2.6.6.2.2$$

$$I_p = 2(L + W) \dots\dots\dots 2.6.6.2.3$$

Dimana :	S	= faktor bentuk
	A	= luas keseluruhan (bonded surface area) (mm ²)
	I_p	= keliling elastomer, termasuk lubang (bonded surface perimeter) (mm)
	h_{ri}	= ketebalan efektif karet pada lapisan antara (internal layer) (mm)
	I	= panjang efektif keseluruhan elastomer (mm)



Gambar 2 Bearing pad

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

- Untuk bantalan polos $1 < S < 4$
- Untuk bantalan tipe berlapis $1 < S < 12$

4. Cek tegangan izin

$$\sigma_s = \frac{(P_{DL} + P_{LL})}{A} \dots\dots\dots 2.6.6.3$$

$$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A} \dots\dots\dots 2.6.6.4$$

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

Terlepasnya elastomer dari pelat penguatnya dapat dicegah dengan menggabungkan batasan tekanan yang dipenuhi berdasarkan persamaan berikut:

- $\sigma_s \leq 7 \text{ Mpa}$ 2.6.6.5
- $\sigma_s \leq 1,0 \text{ GS}$ 2.6.6.6

Keterangan : G = modulus geser elastomer
 S = faktor bentuk
 σ_s = tegangan rata-rata akibat beban total (Mpa)

5. Cek deformasi geser

h_{rt} = (jumlah tebal lapisan internal + jumlah tebal cover)

$$h_{rt} = 2 \Delta s \dots\dots\dots 2.6.6.7$$

Dimana : h_{rt} = ketebalan total elastomer
 Δs = deformasi geser rencana

6. Cek rotasi

$$\sigma_s = 0,5 G.S \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n} \dots\dots\dots 2.6.6.8$$

$$\sigma_s = 0,5 G.S \left(\frac{W}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n} \dots\dots\dots 2.6.6.9$$

Keterangan : n = jumlah lapisan internal karet
 G = modulus geser elastomer (Mpa)
 $\theta_{s,x}$ = maksimum perputaran pada setiap sumbu (rad)
 S = faktor bentuk
 h_{ri} = ketebalan lapisan internal (mm)
 W = lebar dari bantalan elastomer

(tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan)
(mm).

L = panjang dari bantalan elastomer (sejajar dengan sumbu) memanjang jembatan) (mm).

7. Cek stabilitas

$$H \leq \frac{L}{3} \dots\dots\dots 2.6.6.10$$

$$H \leq \frac{W}{3} \dots\dots\dots 2.6.6.11$$

$$h_{cover} < 0,7 h_{ri}$$

Keterangan : H = tinggi dari bantalan elastomer
 L = panjang dari bantalan elastomer (sejajar dengan sumbu)
 W = lebar dari bantalan elastomer (tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan) (mm).
 h_{ri} = ketebalan lapisan internal (mm)

8. Menentukan tebal pelat

- Kondisi layan

$$h_s \leq \frac{3 \cdot h_{rmax} \cdot \sigma_s}{f_y} \dots\dots\dots 2.6.6.12$$

- Kondisi fatik

$$h_s \leq \frac{3 \cdot h_{\text{rmax}} \cdot \sigma_L}{f_y} \dots \dots \dots 2.6.6.13$$

Keterangan :

- hrmax = ketebalan maksimum lapisan elastomer pada bantalan elastomer (mm)
- hs = ketebalan lapisan plat pada elastomer berlapis plat (mm)
- fy = batas ulur dari pelat baja yang digunakan (MPa)
- FTH = 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)

2.7 Perencanaan Bangunan Bawah

Yang termasuk bangunan bawah jembatan adalah abutmen, pondasi, dan pilar. Dimana setiap bagian tersebut akan dijelaskan sebagai berikut:

2.7.1 Perencanaan Kepala Jembatan

Kepala jembatan (abutmen) merupakan suatu bangunan / bagian dari konstruksi jembatan yang menerima beban dari bangunan atas dan tekanan tanah yang selanjutnya akan disalurkan ke pondasi. Tekanan tanah dapat berupa tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Tekanan tanah aktif adalah tekanan tanah yang membebani dinding penahan tanah dengan arah horizontal di bagian belakang abutmen dan besar tekanan dapat meningkat perlahan – lahan sampai mencapai harga tetap. Sedangkan tekanan tanah pasif adalah

tekanan tanah yang mempunyai tegangan horizontal yang arahnya berlawanan dengan tekanan tanah aktif.

Beban yang bekerja pada abutmen yaitu:

- Beban Vertikal
 - Beban dari bangunan atas (tercantum pada perhitungan girder)
 - Beban mati merata
 1. Berat sendiri gelagar
 2. Berat trotoar
 3. Berat Kerb
 4. Berat air hujan
 5. Berat pelat kendaraan
 6. Berat aspla+overlay
 - Beban mati terpusat
 1. Berat tiang sandaran
 2. Berat pipa sandaran
 3. Berat diafragma
 - Beban hidup merata
 1. Beban pejalan kaki
 2. Beban UDL
 - Beban hidup terpusat
 1. Beban KEL
 - Berat sendiri abutmen
 - Berat pelat injak
 - Berat tanah
- Beban Horizontal
 - Tekanan tanah
 - Tekanan tanah aktif

Arah gaya dari tekanan tanah aktif adalah horizontal ke arah dalam jembatan, tepatnya tanah aktif berada di belakang abutmen sesuai dengan ***SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan***

Ka	= $\tan^2 (45-\phi/2)$...2.7.1.1
qa	= $\lambda \times h^2 \times Ka$	2.7.1.2
Ta1	= $q \times b$	2.7.1.3

$$Ta_2 = 1/3 \times q \times b \dots \dots \dots 2.7.1.4$$

Dimana:

- Ka = Koefisien tanah aktif
- a = Sudut kemiringan dari urugan
- Δt = berat volume tanah (1,83 t/m³)
- \emptyset = sudut geser tanah
- c = koefisien geser tanah
- δ = rencana sudut geser tembok(2/3 \emptyset)

▪ Tekanan tanah pasif

Tekanan tanah pasif pada kepala jembatan direncanakan setinggi poer . Untuk menghitung tekanan tanah pasif digunakan cara yang sama dengan tekanan tanah aktif

$$Kp = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \dots \dots \dots 2.7.1.5$$

$$qp = \lambda \times h^2 \times Kp \dots \dots \dots 2.7.1.6$$

$$Tp = 0,5 \times q \times b \dots \dots \dots 2.7.1.7$$

▪ Tekanan tanah akibat beban gempa (Tekanan tanah dinamik)

Jika diasumsikan abutmen sebagai tembok flekibel (BMS BDC 1992 Lampiran A-21) maka sudut kemiringan tepi belakang tembok diukur terhadap vertikal (β)

$$\emptyset = \tan^{-1}(Kcr \times \tan \emptyset) \dots \dots \dots 2.7.1.8$$

$$\delta = 2/3 \emptyset \dots \dots \dots 2.7.1.9$$

$$Kag =$$

$$\frac{\cos^2(\phi^\delta - \beta - \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta^\phi + \beta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi^\delta + \delta^\phi) \sin(\phi^\delta - a - \theta)}{\cos(\delta^\phi + \beta + \theta) \cos(\beta - \alpha)}}\right)}$$

2.7.1.10

$$\Delta Kag = KaG - Ka \dots \dots \dots 2.7.1.11$$

$$\Delta PG = \frac{\gamma x H^2}{2} x \Delta Kag x H \dots 2.7.1.12$$

Dimana :

Kag = koefisien tekanan tanah aktif
Dinamik

ΔKag = Tambahan koefisien tekanan
tanah dinamik

ΔPG = Tekanan tanah dinamik

β = sudut geser tepi belakang tembok
(0)

α = sudut kemiringan jurugan (0,83)

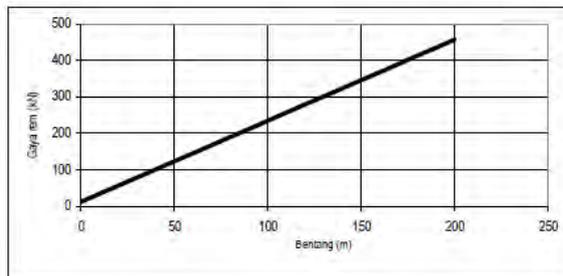
δ = rencana sudut geser tembok

\emptyset = sudut geser tanah nominal

Dari analisis pembebanan diatas, maka selanjutnya akan dilanjutkan dengan analisis momen dan gaya

oBeban rem

Analisis beban rem berdasarkan **SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan** maka gaya rem diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas atau bisa menggunakan tabel berikut



Gambar 2. 19 Grafik beban rem

○Gaya gempa bumi

Analisis beban gempa berdasarkan **SNI 2833-2013 Perancangan Jembatan Terhadap Beban Gempa**, beban gempa direncanakan dengan metode beban horizontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada abutmen direncanakan 50% dari total beban.

○Beban angin

Gaya angin (T_{ew}) = $0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$
(KN)2.7.1.13

$A_b = L \times d$ 2.7.1.14

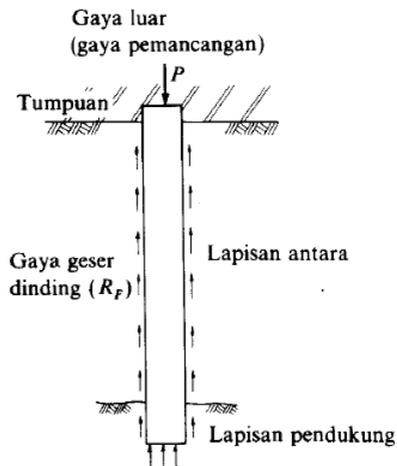
Dimana: A_b = Luas koef bagian
samping jembatan
 L = Panjang jembatan(m)
 d = Tinggi samping
jembatan yang
terkena angin,
dimana hal ini adalah jarak
dari antar gelagar sampai
tinggi truk (m)

Tabel 2. 10 Tabel Kecepatan Angin

Keadaan Batas	Lokasi	
	< 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya Layan	30 m/s	25 m/s
Ultimate	35 m/s	30 m/s

2.7.2 Perencanaan Pondasi

Pemilihan pondasi yang akan digunakan harus bersumber pada data hasil penyelidikan tanah . Untuk mengetahui hasil penyelidikan tanah maka data tanah dapat berupa data SPT maupun data property tanah itu, guna mengetahui letak tanah keras. Setelah mengetahui letak tabah keras tersebut maka bisa dipilih tipe pondasi yang akan digunakan, untuk letak tanah keras yang lebih dari 10 meter maka dipilih jenis pondasi dalam sehingga beban dapat disalurkan ke tanah keras.



Gambar 2. 20 Daya dukung tiang pancang

2.7.3 Pondasi Tiang Pancang Tunggal

Untuk menentukan daya dukung suatu tiang pancang berdasar hasil data SPT maka dapat menggunakan rumus:

2.7.3.1 Gaya Geser Dinding Tiang

Menentukan gaya geser maksimum dinding tiang:

$$R_f = U_p \times \Sigma(l_i \times f_i)$$

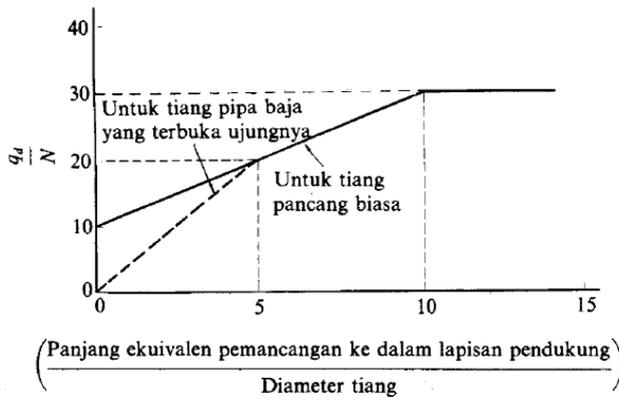
Keterangan:

- U = keliling tiang(m)
 l_i = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang
 f_i = Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m^2)

2.7.3.2 Daya Dukung Ujung Tiang Pancang

Setelah diameter tiang ditentukan dan panjang penetrasi telah didapat maka q_d/N dapat dicari melalui tabel berikut

6.4 Daya Dukung Yang Dijinkan



Gambar 2. 21 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang

Setelah q_d/N dapat diketahui maka besarnya q_d dapat ditentukan dengan rumus:

$$q_d = \frac{q_d}{N} \times N$$

Keterangan:

- q_d = Daya dukung terpusat tiang(ton)
 N = Harga N untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang

Sehingga daya dukung tujung tiang panjang dapat digunakan rumus:

$$R_t = q_d \times A$$

Keterangan :

$$A = \text{Luas ujung tiang (m}^2\text{)}$$

2.7.3.3 Daya Dukung Ultimate Tiang

$$R_u = R_f + R_t$$

Keterangan :

R_u = Daya dukung ultimate tanah pondasi (ton)

R_f = Gaya geser dinding tiang (ton)

R_p = Daya dukung terpusat tiang

2.7.3.4 Daya Dukung Ijin Tiang (R_a)

$$R_a = \frac{R_u}{SF} - W_p$$

Keterangan :

SF = faktor keamanan

W_p = Berat efektif tiang dan tanah didalam tiang(ton)

R_a = daya dukung ijin tiang (R_a)

2.7.3.5 Koefisien Reaksi Tanah Dasar (k)

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-0,75} \times y^{-0,5}$$

2.7.3.6 Daya Dukung Gaya Horizontal Tiang Tegak (H_a)

$$H_a = \left(\frac{k \cdot D \cdot y}{\beta} \right)$$

Keterangan :

- Ha = Daya dukung mendatar yang diijinkan (kg)
 K = koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m^3)
 D = Diameter tiang (cm)
 Y = Besarnya pergeserdan normal (cm)

2.7.4 Pondasi Tiang Pancang Grup

Untuk mendapatkan daya dukung yang lebih besar dari tiang tunggal maka digunakan tiang grup untuk mendapatkan daya dukung yang lebih besar sesuai yang dibutuhkan rumus yang dapat digunakan :

$$Q_L (\text{grup}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times C_e \dots \dots 2.7.2.2.1$$

Dimana :

N = Jumlah Tiang

Ce = Efisiensi dalam tiang grup

Beberapa perumusan untk menghitung nilai efisiensi

$$Q_{kel} = Q \text{ ijin } 1 \text{ tiang} \times \text{Efisiensi} \dots \dots \dots 2.7.2.2.2$$

Untuk menghitung nilai efisiensi dapat menggunakan rumus dari metode Converce – Lebarre

$$\Pi = 1 - [\arct (D/S) \times (m-1) \times n + (n-1) \times n] \dots \dots \dots 2.7.2.2.3$$

Dimana :

S = Jarak antar tiang pancang

M = Jumlah tiang pancang dalam 1 kolom

N = Jumlah tiang pancang dalam 1 baris

Beban yang bekerja dalam 1 tiang pancang

$$P_i = V + \underline{M_x \cdot Y_{max}} \pm \underline{M_y \cdot X_{max}}$$

$$\leq Q \frac{\sum y_i^2}{n} \quad \text{.2.7.2.2.4}$$

Dimana :

N_x = Jumlah tiang pancang pada arah x

N_y = Jumlah tiang pancang pada arah y

X_{max} = Jarak as tiang pancang terhadap sumbu x

Y_{max} = Jarak as tiang pancang terhadap sumbu y

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

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

2.7.5 Daya Dukung Tiang Miring

Bila suatu tiang pancang menerima gaya lateral diatas 1000 bs, maka penggunaan tiang pancang miring lebih ekonomis (Teg, Wayne C. 1980). Untuk menghitung besar daya dukung tiang miring dapat menggunakan rumus dari metode Culman :

1. Menentukan resultan gaya R menjadi komponen gaya vertikal dan horizontal yang terjadi pada abutmen
2. Asumsikan semua tiang dalam kelompok menahan gaya vertikal dengan rumus

$$V_n = \frac{V}{N} + \frac{V_{ex}}{\sum(x^2)}$$

Dimana :

n = Jumlah tiang dalam kelompok

e_x = Eksentisitas antara V terhadap titik berat abutmen

x = Jarak antara tiang terhadap titik berat tiang

3. Setiap tiang diasumsikan sebagai tiang individu yang menahan gaya aksial R dan yang menahan gaya vertikal yang nilainya ditentukan dari 2 langkah diatas,

$$R_n = \frac{V_n}{\dots}$$

$\cos \theta$ 2.7.2.3.2

Dimana : θ = Sudut antara bidang vertikal
terhadap kemiringan tiang .

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III

METODOLOGI

3.1 Pengumpulan Data

Data-data perencanaan yang dibutuhkan antara lain :

- Gambar jembatan eksisting, meliputi :
 1. Potongan memanjang melintang jembatan. Berguna untuk mengetahui panjang dan lebar jembatan.
 2. Gambar penampang sungai.
- Data bahan yang digunakan
- Data tanah lokasi perencanaan

3.2 Studi Literatur

Studi Literatur merupakan kegiatan yang dilakukan untuk mengetahui apa saja yang dibutuhkan untuk merencanakan suatu jembatan, dengan memperoleh dari :

1. Buku-buku yang berkaitan
2. Peraturan-peraturan yang berkaitan

3.3 Pembebanan

Pembebanan pada perencanaan jembatan ini mengacu pada peraturan teknik perencanaan jembatan *RSNI T-02-2005* Beban-beban meliputi:

1. Pada pelat lantai kendaraan:
 - 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
 - Beban tetap meliputi :
 - Berat sendiri
 - Beban pelat lantai kendaraan

- Beban mati tambahan berupa beban aspal
 - Beban lalu lintas, meliputi :
 - Beban Terbagi Rata (BTR)
 - Beban Garis Terpusat (BGT)
 - Beban hidup berupa beban pejalan kaki
3. Pada balok melintang
- Beban tetap meliputi :
 - Berat sendiri balok melintang
 - Berat dari balok memanjang
 - Beban pelat lantai
 - Beban mati tambahan berupa beban aspal
 - Beban trotoar berupa beban kerb, beton rabat, tiang sandarandan pipa railing

 - Beban lalu lintas, meliputi :
 - Beban Terbagi Rata (BTR)
 - Beban Garis Terpusat (BGT)
 - Beban truk "T"
 - Beban hidup berupa beban pejalan kaki

3.4 Analisa Struktur

Setelah mengetahui beban-beban yang bekerja pada struktur, 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.
 - Mutu beton, f_c' = 25 MPa
 - Mutu baja = BJ-55
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:
 - Kombinasi beban tetap (beban mati dan beban hidup)
 - Kombinasi beban sementara akibat angin
 - 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:
 - Momen
 - Geser
 - 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 :
 - Gaya vertikal dari reaksi perletakan
 - Beban sendiri abutment dan poer
 - Beban tekanan tanah aktif

3.5 Kontrol Kestabilan Struktur

Setelah mengetahui gaya-gaya dalam yang terjadi maka perlu diadakan pengecekan terhadap kestabilan struktur dalam menaha beban-beban yang terjadi.

Kontrol-kontrol tersebut meliputi:

1. Pada pelat lantai kendaraan, kontrol pelat antara lain:
 - Kontrol tebal pelat
 - Kontrol geser pons

- Kontrol jarak antar tulangan
2. Pada balok memanjang dan melintang, kontrol kestabilan antara lain :
 - Kontrol lendutan
 - Kontrol geser

3.6 Perencanaan Bangunan Bawah

Perencanaan bangunan bawah meliputi :

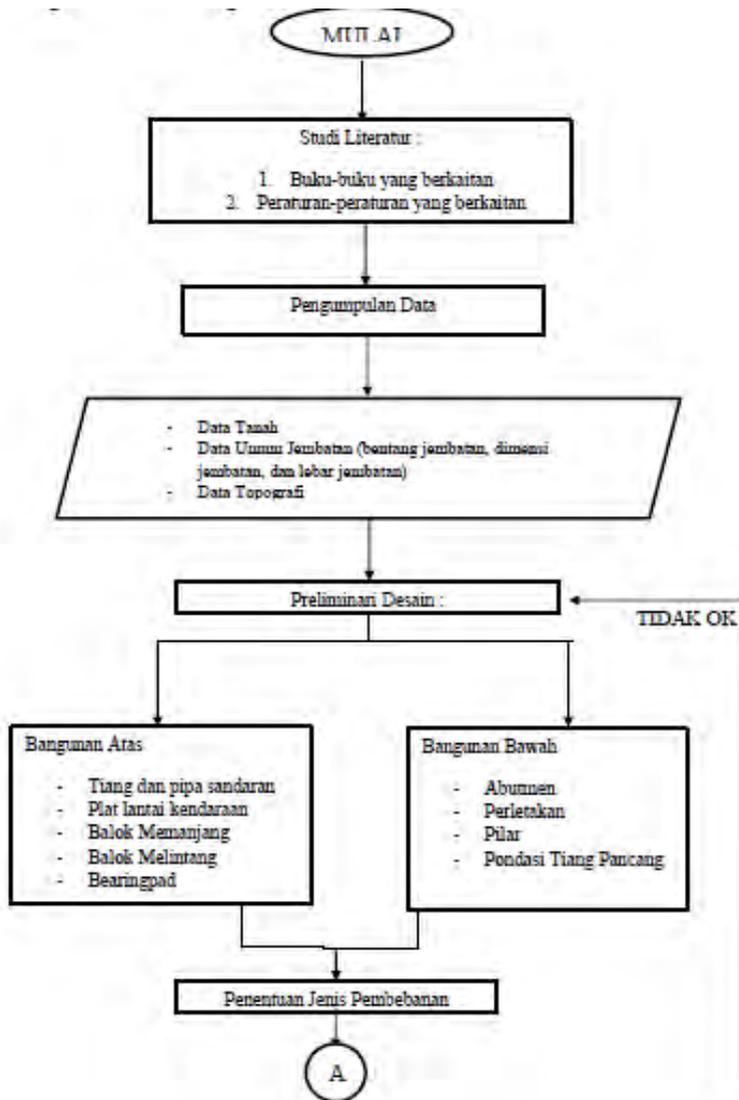
1. Perencanaan abutment, meliputi :
 - Perencanaan dimensi abutment
 - Analisa gaya-gaya dalam yang terjadi akibat beban yang bekerja pada abutment
 - Perencanaan tulangan abutment
2. Perencanaan pondasi tiang pancang meliputi:
 - Perencanaan daya dukung tanah
 - Perencanaan kebutuhan tiang pancang dan konfigurasi tiang pancang
3. Perencanaan poer meliputi :
 - Perencanaan dimensi poer
 - Analisa gaya-gaya dalam yang terjadi akibat beban-beban yang bekerja pada poer
 - Perencanaan tulangan poer
 - Kontrol geser pons.

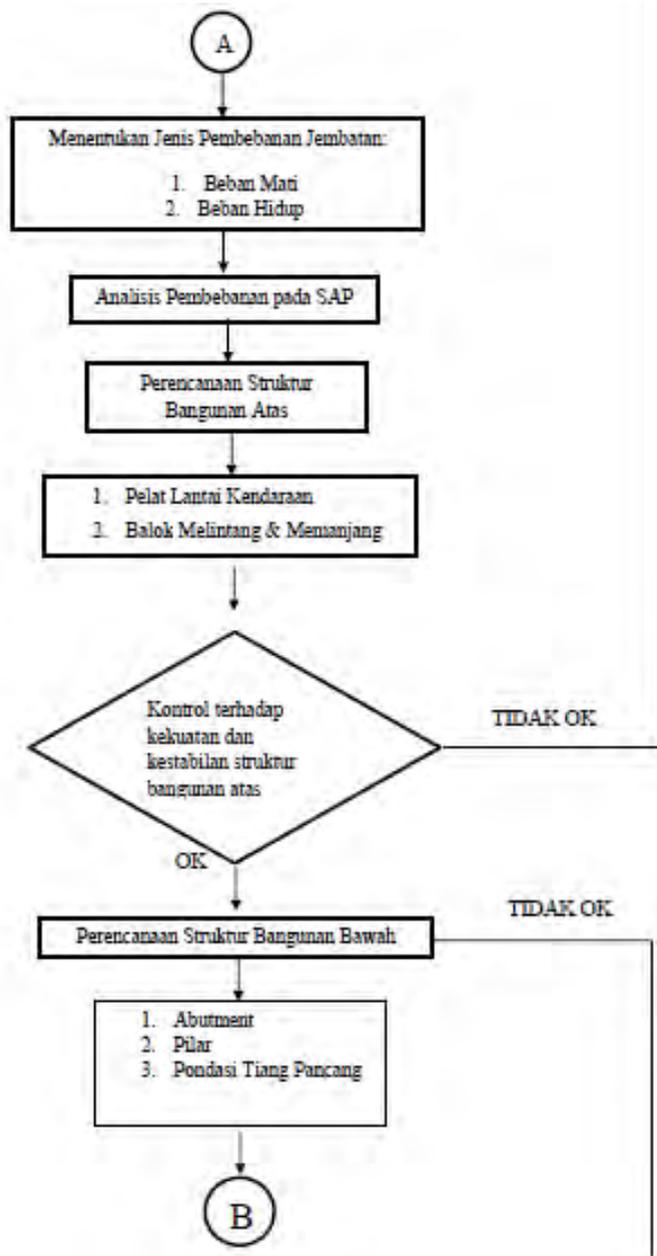
3.7 Penggambaran Hasil Rencana

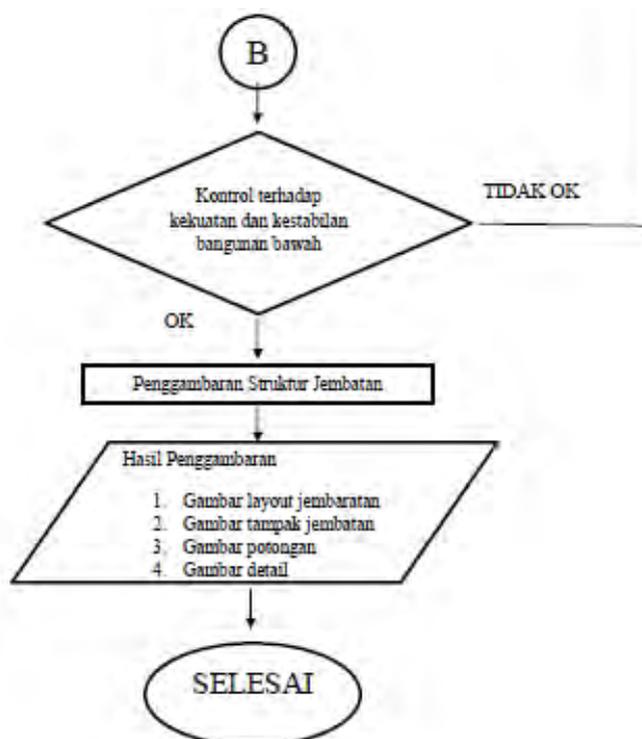
Agar desain yang dibuat lebih dimengerti, maka perlu dituangkan dalam bentuk gambar struktur. Gambar struktur meliputi :

1. Gambar denah jembatan
2. Gambar potongan memanjang dan melintang jembatan
3. Gambar denah balok
4. Gambar penulangan balok memanjang dan melintang
5. Gambar detail dan penulangan abutment
6. Gambar denah pondasi tiang pancang

3.8 Diagram Alir Metodologi







“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

PERENCANAAN BANGUNAN ATAS

4.1 Perencanaan Awal Struktur

4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai

Perencanaan plat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_s , yang memenuhi ketentuan dalam *RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2 & 5.5.3* mengenai tebal minimum pelat. Analisis dimensi yang digunakan pelat pada bentang tepi dan bentang tengah adalah sama karena jarak bentang pelat antara pusat tumpuan sama.

$$\text{Dimensi pelat} = t_s \geq 200 \quad \text{mm (5.5.2)}$$

$$= t_s \geq 100 + 0,04 L \quad \text{mm (5.5.3)}$$

$$= t_s \geq 100 + 0,04 (1,6 \text{ m}) \quad \text{mm}$$

$$= t_s \geq 101 \quad \text{mm}$$

Keterangan :

L = Bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (dalam meter)

Pada perhitungan tebal minimum didapat t_s lebih besar dari 100,1 mm maka pada tebal minimum yang digunakan untuk jembatan ini diambil 200 mm. Sehingga memenuhi persyaratan dari *RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2 & 5.5.3*.

4.1.2 Perencanaan Dimensi Gelagar

Penentuan dimensi tinggi gelagar (h) dan lebar gelagar (bw) yaitu :

$$\text{Tinggi gelagar} = 1/12 L \geq h \geq 1/15 L$$

$$= 1/12 (25000 \text{ mm}) \geq h \geq 1/15 (25000 \text{ mm})$$

$$= 2083,3 \text{ mm} \geq h \geq 1666,6667 \text{ mm}$$

Maka untuk menentukan tinggi gelagar dilakukan pendekatan dengan batas minimal tinggi 1666,67 mm dan tinggi maksimal 2083,3 mm, dari persyaratan diatas diambil tinggi gelagar 1800 mm. Lalu dilakukan kontrol tinggi nominal gelagar.

Kontrol tinggi nominal gelagar :

$$h \geq 165 + 0,06 L \quad \text{mm}$$

$$1800 \geq 165 + 0,06 (25000) \quad \text{mm}$$

$$1800 \geq 1665 \quad \text{mm (OK)}$$

Karena tinggi gelagar yang diambil lebih besar dari syarat maka tinggi yang diambil memenuhi kontrol tinggi nominal gelagar.

$$\text{Lebar gelagar} = 1/3 h \geq bw \geq 2/3 h$$

$$= 1/3 (1800 \text{ mm}) \geq bw \geq 2/3 (1800 \text{ mm})$$

$$= 600 \text{ mm} \geq bw \geq 1200 \text{ mm}$$

Jadi lebar gelagar (bw) yang digunakan adalah 600 mm

Lebar efektif (b ef)

$$1.) b \text{ ef} = 1/5 L$$

$$= 1/5 (25000 \text{ mm})$$

$$= 5000 \text{ mm}$$

$$2.) b \text{ ef} = \text{Jarak antar pusat badan gelagar}$$

$$= 1600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 3.) \ b_{ef} &= 12 \times t_s \\
 &= 12 \times 200 \text{ mm} \\
 &= 2400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Keterangan : b_w = lebar gelagar bagian bawah

b_{ef} = lebar efektif bagian atas gelagar

Lebar gelagar bagian bawah (b_w) yang diambil agar memenuhi syarat adalah 600 mm dan lebar efektif bagian atas gelagar (b_{ef}) diambil lebar minimum dari ketiga syarat lebar efektif diatas adalah 1600 mm.

Perhitungan Jumlah Gelagar (n)

$$\begin{aligned}
 n &= (\text{Lebar Lantai kendaraan} / \text{Jarak antar gelagar}) + 1 \\
 &= (10,5 \text{ m} / 1,8 \text{ m} + 1) \\
 &= 6,8 \\
 &= 7 \quad (\text{dibulatkan})
 \end{aligned}$$

4.1.3 Perencanaan Dimensi Diafragma

Penentuan tinggi diafragma (h_d) dan lebar diafragma (b_d) yaitu:

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi Diafragma} = h_d &\geq 165 + 0,06 S && \text{mm} \\
 &= h_d \geq 165 + 0,06 (1600) && \text{mm} \\
 &= h_d \geq 261 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tinggi diafragma yang diambil agar memenuhi syarat adalah 500 mm.

$$\text{Lebar Diafragma} = h_d/3 \geq 300 \quad \text{mm}$$

$$= 500 / 3 \geq 300 \quad \text{mm}$$

$$= 166,67 \geq 300 \quad \text{mm}$$

Maka untuk lebar diafragma yang diambil agar memenuhi syarat adalah 300 mm

4.1.4 Rekapitulasi Data Perencanaan

Bentang (L)	= 25	m
Bentang Full Plat	= 6,5	m
Lebar Lantai Kendaraan	= 10,5	m
Tebal Pelat Lantai (ts)	= 20	cm

Dimensi Gelagar

Tinggi Gelagar (h)	= 1,6	m
Lebar Gelagar (bw)	= 0,6	m
Jarak Antar Gelagar (S)	= 1,6	m
Jumlah Gelagar (n)	= 8	

Dimensi Diafragma

Tinggi Diafragma (hd)	= 0,5	m
Lebar Diafragma (bd)	= 0,3	m
Jumlah Diafragma (n)	= 9	

Mutu Bahan

Mutu Beton (f_c') = 30 Mpa

Mutu Baja Tulangan f_y

$D \geq 12 \text{ mm}$, maka $f_y = 390$ Mpa

$D \leq 12 \text{ mm}$, maka $f_y = 400$ Mpa

Data berat jenis penyusun elemen struktur

γ beton = 25 kN/m³

γ aspal = 22 kN/m³

γ air = 10 kN/m³

γ timbunan tanah dipadatkan = 17,2 kN/m³

γ air murni = 9,8 kN/m³

4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

4.2.1 Perencanaan Pipa Sandaran

Dasar perhitungan pembebanan pipa sandaran

1. Beban mati (q_{DL}) berasal dari berat sendiri pipa.
Data umum pipa yang dipakai dapat dilihat pada *Tabel Baja Ir. Rudy Gunawan hal 46*.
2. Beban hidup (q_{LL}) direncanakan berdasarkan ***SNI T-02-2005***.

“Sandaran untuk pejalan kaki harus direncanakan untuk dua pembebanan rencana daya layan sebesar 0,75 kN/m. Beban ini bekerja secara bersamaan dalam arah vertikal dan horizontal pada masing-masing sandaran.”

Dari penjelasan dasar pembebanan diatas dapat dilakukan analisa pembebanan untuk pipa sandaran. Beban yang diterima pipa sandaran dari dua arah yaitu horizontal dan vertikal. Dengan asumsi beban vertikal yang diterima oleh pipa sandaran berasal dari berat sendiri pipa sandaran dan beban hidup berupa beban pejalan kaki. Lalu beban horizontal yang diterima oleh pipa sandaran berasal dari beban hidup yaitu beban pejalan kaki dengan asumsi tiang sandaran digunakan bersandar oleh pejalan kaki.

1. Beban Vertikal

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Beban sandaran pejalan kaki} & = & 0,75 \text{ kN/m} \\
 \text{Berat pipa sandaran } \varnothing 3'' & = & 0,0713 \text{ kN/m} \\
 \hline
 \text{Berat Total} & = & 0,8213 \text{ kN/m}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Momen vertikal} = 1/8 \times q \times \text{panjang pipa sandaran}^2 \\
 = 1/8 \times 0,8213 \text{ kN/m} \times (2 \text{ m})^2 \\
 = 0,411 \text{ kNm}
 \end{array}$$

2. Beban Horizontal

$$\begin{array}{l}
 \text{Beban Sandaran} = \text{Berat sandaran pejalan kaki} \\
 = 0,75 \text{ kN/m}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Momen Horizontal} = 1/8 \times q \times \text{panjang pipa sandaran}^2 \\
 = 1/8 \times 0,75 \text{ kN/m} \times (2 \text{ m})^2 \\
 = 0,375 \text{ kNm}
 \end{array}$$

Setelah didapat beban vertikal dan horizontal maka dilakukan kontrol kekuatan pipa.

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0,9 \times f_y \times \text{momen inersia pipa} \\
 &= 0,9 \times 240 \text{ Mpa} \times 15600 \text{ mm}^3 \\
 &= 3369600 \quad \text{Nmm} \\
 &= 3,3696 \quad \text{kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_r &= \sqrt{M_{\text{vertikal}}^2 + M_{\text{horizontal}}^2} \\
 &= \sqrt{(0,411 \text{ kNm})^2 + (0,375 \text{ kNm})^2} \\
 &= 0,5561 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan pipa

$$\begin{array}{rcl}
 M_r/M_n & < & 1 \\
 0,5561 \text{ kNm} / 3,3696 \text{ kNm} & < & 1 \\
 0,165 & < & 1 \text{ (OK)}
 \end{array}$$

Karena kontrol kekuatan pipa memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari 1 maka dapat dilanjutkan dengan perhitungan lendutan yang terjadi pada pipa.

Lendutan yang terjadi pada pipa

$$\begin{aligned}
 \text{Lendutan ijin } (\delta \text{ ijin}) &= L/240 \\
 &= 200 / 240 \quad \text{cm} \\
 &= 0,83333 \quad \text{cm}
 \end{aligned}$$

Lendutan yang terjadi akibat gaya vertikal

$$\begin{aligned}
 \delta_v &= \frac{5 \times q_{\text{vertikal}} \times L^4}{384 \times E \times I_x} \\
 &= \frac{5 \times 0,812 \text{ kN/m} \times (2\text{m})^4}{384 \times 21000000000 \text{ kN/m}^2 \times (59,5 \times 10^8 \text{ m}^4)} \\
 &= 0,00001369 \text{ m} \\
 &= 0,001369 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Lendutan yang terjadi akibat gaya horizontal

$$\begin{aligned}\delta h &= \frac{5 \times q_{\text{horizontal}} \times L^4}{384 \times E \times I_x} \\ &= \frac{5 \times 0,75 \text{ kN/m} \times (2\text{m})^2}{384 \times 21000000000 \text{ kN/m}^2 \times (59,5 \times 10^8 \text{ m}^4)} \\ &= 0,000012505 \text{ m} \\ &= 0,001251 \text{ cm}\end{aligned}$$

Lendutan resultan

$$\begin{aligned}\delta r &= \sqrt{\delta v^2 + \delta h^2} \\ &= \sqrt{(0,001369 \text{ cm})^2 + (0,00125 \text{ cm})^2} \\ &= 0,001854 \text{ cm}\end{aligned}$$

Kontrol Lendutan

$$\begin{array}{rcl}\delta r & < & \delta_{\text{ijin}} \\ 0,001854 \text{ cm} & < & 0,833333 \text{ cm (OK)}\end{array}$$

4.2.2 Perencanaan Tiang Sandaran

Beban yang terjadi pada tiang sandaran dibagi menjadi dua beban yaitu beban hidup (qLL) dan beban mati (qDL). Beban mati yang terjadi pada tiang sandaran akibat berat sendiri tiang sandaran dan berat dari pipa sandaran, satu tiang sandaran menahan 2 pipa sandaran di sisi kiri tiang sandaran dan 2 pipa dari sisi kanan tiang sandaran dengan asumsi jarak pipa yang digunakan setengah dari panjang pipa, Dan beban hidup yang terjadi akibat beban pejalan kaki

4.2.2.1 Analisa Pembebanan

1. Beban Mati

Berat Sendiri Tiang Sandara

$$= b \times h \times L \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= 0,2 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} \times 1,2 \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$= 1,2 \text{ kN}$$

Berat pipa Sandaran

$$= \text{berat pipa sandaran} \times n \times L_{\text{pipa}}$$

$$= 0,713 \text{ kN/m} \times 2 \times 2 \text{ m}$$

$$= 0,29 \text{ kN}$$

Berat Total PDL

$$= \text{Berat sendiri tiang} + \text{berat pipa}$$

$$= 1,2 \text{ kN} + 0,29 \text{ kN}$$

$$= 1,49 \text{ kN}$$

Momen Beban Mati (MDL)

$$= \text{PDL} \times b/2$$

$$= 1,49 \text{ kN} \times (0,2 \text{ m} / 2)$$

$$= 0,149 \text{ kNm}$$

2. Beban Hidup

$$\text{Beban Pejalan Kaki (qL)} = 0,75 \text{ kN/m}$$

Berat Pejalan Kaki (PDL)

$$= qDl \times L$$

$$= 0,75 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m}$$

$$= 1,5 \text{ kN}$$

Momen Beban Hidup (MDL)

$$= \text{PDL} \times t$$

$$= 1,5 \text{ kN} \times 1,2 \text{ m}$$

$$= 1,8 \text{ kN}$$

Dari Perhitungan diatas didapat beban-beban yang diterima oleh tiang sandaran dan momen yang terjadi di tiang sandaran akibat beban hidup dan beban mati. Lalu dihitung penulangan

untuk tiang sandaran dengan mengalikan beban tersebut dengan faktor sehingga didapatkan nilai ultimate untuk perhitungan penulangan.

$$\begin{aligned}
 \text{PU} &= (1,2 \times \text{PDL}) + (1,6 \times \text{PLL}) \\
 &= (1,2 \times 1,49 \text{ kN}) + (1,6 \times 1,5 \text{ kN}) \\
 &= 4,18224 \text{ kN} \\
 &= 4182,24 \text{ N} \\
 \text{Mu} &= (1,2 \times \text{MDL}) + (1,6 \times \text{MLL}) \\
 &= (1,2 \times 1,49 \text{ kNm}) + (1,6 \times 1,8 \text{ kNm}) \\
 &= 3,05822 \text{ kNm} \\
 &= 3058224 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

4.2.2.2 Penulangan Tiang Sandaran

1. Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{240 \text{ Mpa}}{0,85 \times 30 \text{ Mpa}} \\
 &= 9,4118
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mn} &= \frac{\text{Mu}}{\phi} \\
 &= \frac{3085224 \text{ Nmm}}{0,8} \\
 &= 3822780 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{3822780 \text{ Nmm}}{200 \text{ mm} \times (200 \text{ mm})^2} \\
 &= 0,47785 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 240 \text{ Mpa}} \right) \\
 &= 0,064508929
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{240 \text{ Mpa}} \\
 &= 0,005833
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 75\% \times 0,064508929 \\
 &= 0,0484
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{11,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 0,47785}{240}} \right) \\
 &= 0,00201044
 \end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\min} = 0,00583$

$$\begin{aligned} \text{decking (d')} &= 50 \text{ mm} \\ d &= h - d' - \text{\textcircled{O}tul.lentur} - \frac{1}{2} \text{\textcircled{O}tul.bagi} \\ &= 200 \text{ mm} - 45 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - (1/2 \times 8 \text{ mm}) \\ &= 139 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As tulangan} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,00583 \times 200 \text{ mm} \times 139 \text{ mm} \\ &= 162,1667 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka direncanakan tulangan lentur untuk tiang sandaran
4Ø13 As (265 mm²)

2. Penulangan Geser

$$V_u = P_u = 1,125 \text{ kN} = 1125 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d \\ &= \frac{\sqrt{30 \text{ Mpa}}}{6} \times 200 \text{ mm} \times 139 \text{ mm} \\ &= 25377,81 \text{ N} \end{aligned}$$

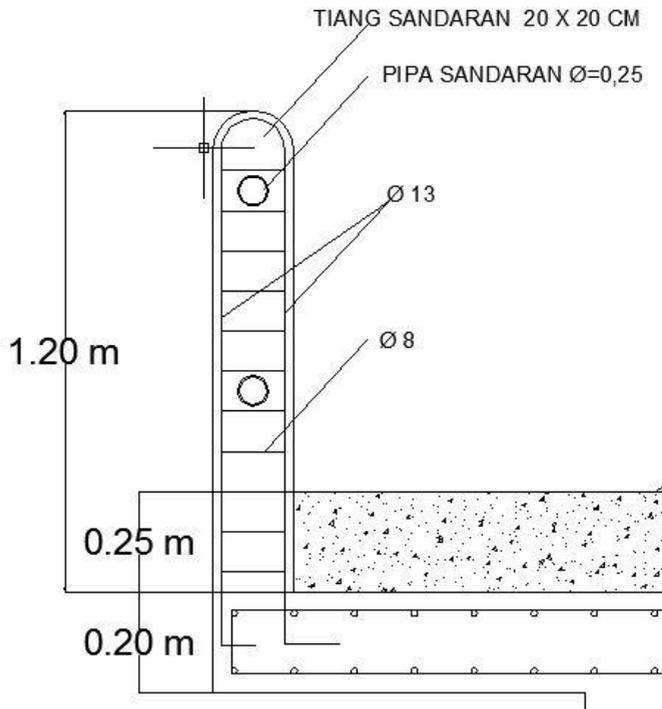
$$\begin{aligned} \text{\textcircled{O}} \times V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 26377,81 \text{ N} \\ &= 19033,36 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol, $V_u \leq \text{\textcircled{O}}V_c \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $V_u = 4182,24 \text{ N} < \text{\textcircled{O}}V_c = 16750 \text{ N}$, maka tidak perlu tulangan geser. Walaupun tidak menggunakan tulangan geser tapi untuk menjaga kestabilan struktur maka dipasang tulangan geser minimum dengan jarak maksimal.

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \times f_y}{1/3 \times \sqrt{1} \times b} \\
 &= \frac{100,53 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ Mpa}}{1/3 \times \sqrt{30 \text{ Mpa}} \times 200} \\
 &= 66,076
 \end{aligned}$$

Maka untuk menjaga kestabilan struktur dipasang tulangan geser $2\text{Ø}8 - 100 \text{ mm}$ ($A_v = 100,53 \text{ mm}^2$)

4.2.2.3 Hasil



Gambar 4. 1 Hasil Perhitungan Tiang Sandaran

4.2.3 Perhitungan Kerb

Beban hidup pada kerb diperhitungkan menggunakan beban tumbukan kerb yaitu 15 kN/m yang bekerja secara horizontal terhadap kerb.

4.2.3.1 Perhitungan Momen

$$\begin{aligned} M_u &= P \times b \times t \times K_u^{TP} \\ &= 15 \text{ kN/m} \times 1 \text{ m} \times 0,2 \times 1,8 \\ &= 5,4 \text{ kNm} \\ &= 5400000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

4.2.3.2 Penulangan Kerb

- Data

M_u	=	5400000	Nmm
f_c'	=	30	Mpa
f_y	=	240	Mpa
$\text{\O}tul.lentur$	=	12	mm
$\text{\O}tul.bagi$	=	8	mm
h	=	200	mm
d'	=	30	mm

- Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} d &= h - d' - \text{\O}tul.lentur - \frac{1}{2} \text{\O}tul.bagi \\ &= 200 - 30 - 12 - (1/2 \times 8) \text{mm} \\ &= 164 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{240 \text{Mpa}}{0,85 \times 30 \text{Mpa}} \\
 &= 9,41
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{5400000 \text{Nmm}}{0,8} \\
 &= 6750000 \text{Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{6750000 \text{ Nmm}}{200 \text{ mm} \times (164 \text{ mm})^2} \\
 &= 1,42309
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{Mpa}}{390 \text{Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{Mpa}} \right) \\
 &= 0,03358
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{3900 \text{Mpa}} \\
 &= 0,003589
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ max} &= 75\% \times \rho \text{ balance} \\
 &= 75\% \times 0,0537574 \\
 &= 0,0403
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{11,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 1,243547785}{240}} \right) \\
 &= 0,0033
 \end{aligned}$$

Kontrol , $\rho \text{ min} > \rho \text{ perlu} > \rho \text{ max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho \text{ perlu} < \rho \text{ min}$ maka digunakan $\rho \text{ min} = 0,00359$

$$\begin{aligned}
 \text{decking (d')} &= 50 \text{ mm} \\
 d &= h - d' - \text{Øtul.lentur} - \frac{1}{2} \text{Øtul.bagi} \\
 &= 200 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 12 \text{ mm} - (1/2 \times 8 \text{ mm}) \\
 &= 164 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As tulangan} &= \rho \text{ min} \times b \times d \\
 &= 0,00359 \times 180 \text{ mm} \times 164 \text{ mm} \\
 &= 105,97 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan D13-200 (**As = 664 mm²**)

Tulangan Bagi

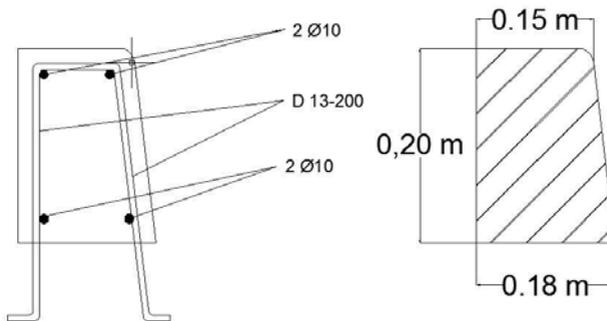
$$\begin{aligned}
 \text{As}' &= 50\% \times \text{As pasang} \\
 &= 50\% \times 565,49 \text{ mm}^2 \\
 &= 287,743 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan untuk tulangan bagi D8

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 8^2 \times \frac{1000\text{mm}}{150\text{mm}} \\
 &= 334,933\text{mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan bagi lapangan digunakan **2Ø10-150**
($A_s = 523,598\text{mm}^2$)

4.2.3.3 Hasil



Gambar 4. 2 Hasil Perhitungan Kerb

4.2.4 Perhitungan Pelat Kantilever

4.2.4.1 Data

Tebal Pelat	t_s	= 200	mm
Kuat Tekan	f_c'	= 30	Mpa
Tegangan Leleh	f_y	= 390	Mpa
Decking	d'	= 50	mm
Tebal Trotoar	t_t	= 200	mm
Tebal Kerb	t_k	= 200	mm

4.2.4.2 Pembebanan Pelat Kantilever

- Beban Mati

- Beban mati merata (qDL)

Beban yang terjadi pada pelat kantilever adalah sebagai berikut :

- a. Berat sendiri pelat lantai kendaraan

$$\begin{aligned} &= ts \times b \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 0,2 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- b. Trotoar

$$\begin{aligned} &= tt \times b \times \gamma_{\text{beton tidak bertulang}} \\ &= 0,22 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\ &= 4,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- c. Kerb

$$\begin{aligned} &= tk \times b \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 0,2 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dari beban-beban diatas maka didapat qDL total:

$$\begin{aligned} \text{qDL total} &= \text{qDL1} + \text{qDL2} + \text{qDL3} \\ &= 6,25 \text{ kN/m} + 5,5 \text{ kN/m} + 5 \text{ kN/m} \\ &= 16,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban mati terpusat akibat tiang sandaran

Dari perhitungan sebelumnya didapat beban mati terpusat yaitu :

Berat Pipa 1	= 0,1426	kN
Berat Pipa 2	= 0,1426	kN
Berat Tiang	= 1,2	kN
PDL total	<hr/>	<hr/>
	= 1,4852	kN

- Beban Hidup

- Beban hidup merata

- a. Pejalan Kaki

$$= q \text{ akibat pejalan kaki} \times b$$

$$\begin{aligned}
 &= 5 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} \\
 &= 5 \text{ kN/m} \\
 \text{b. Air Hujan} \\
 &= t \text{ air hujan} \times \text{yair} \\
 &= 0,05 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 0,49 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Maka didapat Beban hidup merata total (q_{LL} total)

$$\begin{aligned}
 q_{LL} \text{ total} &= q_{LL1} + q_{LL2} \\
 &= 5 \text{ kN/m} + 0,49 \text{ kN/m} \\
 &= 5,49 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4.2.4.3 Perhitungan Momen Pelat Lantai Kantilever

- Akibat beban mati terpusat
Momen yang terjadi akibat beban mati terpusat sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{MD1} &= \text{Pipa 1} \times L \\
 &= \text{Pipa 1} \times (b/2 + \text{jarak tiang terhadap pipa1}) \\
 &= 0,1426 \text{ kN} \times (0,2/2 \text{ m} + 0,85 \text{ m}) \\
 &= 0,13547 \text{ kNm} \\
 \text{MD2} &= \text{Pipa 2} \times L \\
 &= \text{Pipa 2} \times (b/2 + \text{jarak tiang terhadap pipa2}) \\
 &= 0,1426 \text{ kN} \times (0,2/2 \text{ m} + 0,85 \text{ m}) \\
 &= 0,13547 \text{ kNm} \\
 \text{MD3} &= \text{Berat tiang} \times L \\
 &= \text{Berat tiang} \times (b/2 + \text{Jarak tiang}) \\
 &= 1,2 \text{ kN} \times (0,2/2 \text{ m} + 0,85 \text{ m}) \\
 &= 1,14 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen akibat beban mati terpusat ($MPDL$ total) yang terjadi:

$$\begin{aligned}
 MPDL \text{ total} &= MD1 + MD2 + MD3 \\
 &= 0,13547 \text{ kNm} + 0,13547 \text{ kNm} + 1,14 \text{ kNm} \\
 &= 1,41094 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Akibat beban mati merata

Momen tumpuan dan lapangan didapat dari perhitungan:

$$\begin{aligned} M_{qDL} \text{ tumpuan} &= \frac{1}{2} \times q_{DL} \times L^2 \\ &= \frac{1}{2} \times q_{DL} \times (b/2 \times \text{jarak tiang})^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 14,4 \text{ kN/m} \times (0,2/2 \text{ m} + 0,85 \text{ m})^2 \\ &= 6,498 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{qDL} \text{ lapangan} &= \frac{1}{2} \times q_{DL} \times L^2 \\ &= \frac{1}{2} \times q_{DL} \times (b/2 + \text{jarak tiang})^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 14,4 \text{ kN/m} \times (0,2/2 \text{ m} + 0,85 \text{ m})^2 \\ &= 6,498 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Akibat beban hidup merata

Momen tumpuan dan lapangan didapat dari perhitungan:

$$\begin{aligned} M_{qLL} \text{ tumpuan} &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L^2 \\ &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times (b/2 \times \text{jarak tiang})^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 5,49 \text{ kN/m} \times (0,2/2 \text{ m} + 0,85 \text{ m})^2 \\ &= 2,477363 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{qLL} \text{ lapangan} &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L^2 \\ &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times (b/2 + \text{jarak tiang})^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 5,29 \text{ kN/m} \times (0,2/2 \text{ m} + 0,85 \text{ m})^2 \\ &= 2,477363 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kombinasi beban

Kombinasi beban untuk perhitungan penulangan didapat dari kombinasi $1,3M_{qDL} + 1,8M_{qLL}$

$$\begin{aligned} M_u \text{ Tumpuan} &= (1,3 \times MDL) + (1,8 \times MLL) \\ &= (1,3 \times 7,90894 \text{ kNm}) + (1,8 \times 2,47736 \text{ kNm}) \\ &= 14,74087 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u \text{ Lapangan} &= (1,3 \times MDL) + (1,8 \times MLL) \\ &= (1,3 \times 7,90894 \text{ kNm}) + (1,8 \times 2,47736 \text{ kNm}) \\ &= 14,74087 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4.2.4.4 Penulangan Pelat Kantilever

- Dimensi Pelat

Lebar	= 1000 mm
Ts	= 250 mm
Ta(aspal)	= 70 mm
Ta(overlay)	= 50 mm

- Data Bahan

fc'	= 30 Mpa
fy	= 390 Mpa
Øtul.lentur	= 12 mm
Øtul.geser	= 10 mm
Decking (d')	= 45 mm
tebal efektif (d)	= tebal pelat – d'
	= 200 mm – 50 mm
	= 155 mm

- Penulangan Lentur

$$\text{Mu Tumpuan} = 16,11944 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{390 \text{ Mpa}}{0,85 \times 30 \text{ Mpa}} \\ &= 15,2941 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn} &= \frac{\text{Mu}}{\phi} \\ &= \frac{14740874,5 \text{ Nmm}}{0,8} \\ &= 1842609313 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{18426093 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times (155 \text{ mm})^2} \\
 &= 0,76695 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{390 \text{ Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{ Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\
 &= 0,00359
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 75\% \times 0,033683 \\
 &= 0,0253
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 0,7669}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\
 &= 0,002
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= 1,333 \times \rho_{\text{perlu}} \\ &= 1,333 \times 0,002 \\ &= 0,00266\end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$ maka dilanjutkan dengan kontrol ρ_{\min} kedua , dan didapat $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$ maka digunakan ρ_{\min} yang kedua yaitu 0,00266

$$\begin{aligned}\text{As tulangan} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00266 \times 1000 \text{ mm} \times 155 \text{ mm} \\ &= 412,62 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{A_{\text{perlu}}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (12\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{412,6204 \text{ mm}^2} \\ &= 273,956\text{mm}\end{aligned}$$

Maka digunakan jarak sebesar 250 mm

$$\begin{aligned}\text{As pakai} &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{S_{\text{pakai}}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (12\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{250\text{mm}} \\ &= 452,16\text{mm}^2\end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan **D12-350**

Kontrol

As pakai > As Perlu

452,16 mm² > 412,62 mm² (OK)

- Tulangan Bagi

$$\begin{aligned} As' &= 50\% \times As \text{ pasang} \\ &= 50\% \times 452,16 \text{ mm}^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan untuk tulangan bagi $\emptyset 10$

$$\begin{aligned} S &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{As'} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (10\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{226,08\text{mm}^2} \\ &= 347,22\text{mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan jarak sebesar 325 mm

$$\begin{aligned} As \text{ pakai} &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{S \text{ pakai}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (10\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{325\text{mm}} \\ &= 241,661\text{mm}^2 \end{aligned}$$

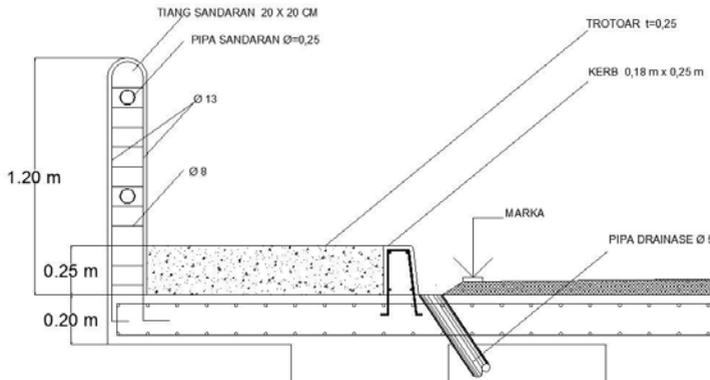
Maka untuk tulangan bagi digunakan **$\emptyset 10-475$**

Kontrol,

As Pakai > As Perlu

$241,661 \text{ mm}^2 > 226,08 \text{ mm}^2$ (OK)

4.2.4.5 Hasil



Gambar 4. 3 Hasil Perhitungan Pelat Kantilever

4.2.5 Perhitungan Pelat Lantai

4.2.5.1 Data

Jarak antar gelagar, S	= 1,6	m
Tebal pelat lantai, ts	= 220	mm
Tebal Aspal	= 70	mm
Tebal Overlay	= 50	mm
f_c'	= 30	Mpa
f_y	= 390	Mpa
Faktor beban sendiri, K_uMS	= 1,3	
Faktor beban hidup, K_uMA	= 2	
Faktor beban truk, K_uTT	= 1,8	
γ_{beton} bertulang	= 25	kN/m^3
γ_{Aspal}	= 22	kN/m^3
γ_{Air}	= 9,8	kN/m^3

4.2.5.2 Analisa Pembebanan (Ditinjau selebar, $b = 1$ meter)

- Analisa Pembebanan
 - a. Beban Mati
 - Berat Sendiri (MS)

$$\begin{aligned}
 \text{Lantai Jembatan} &= ts \times \gamma_{\text{beton}} \times b \\
 &= 0,2 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m} \\
 &= 5 \text{ kN/m} \\
 \text{QMS} &= 5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Berat Mati Tambahan (MA)

$$\begin{aligned}
 \text{Aspal+Overlay} &= (\text{tebal aspal+overlay}) \times \gamma_{\text{Aspal}} \times b \\
 &= 0,12 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m} \\
 &= 2,64 \text{ kN/m} \\
 \text{Air Hujan} &= t \text{ air hujan} \times \gamma_{\text{Air}} \times b \\
 &= 0,05 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m} \\
 &= 0,49 \text{ kN/m} \\
 \text{Beban Mati Total} &= q_{\text{MA1}} + q_{\text{MA2}} \\
 &= 2,64 \text{ kN/m} + 0,49 \text{ kN/m} \\
 \text{QMA} &= 3,13 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

c. Beban Hidup

- Beban Truk

Pelat lantai jembatan akan dilewati oleh kendaraan, oleh karena itu harus diperhitungkan beban kendaraan. Digunakan beban truk sebagai beban kendaraan yang melewati jembatan.

Faktor beban dinamis, DLA = 30%

$$\begin{aligned}
 \text{Beban truk, T} &= 112,5 \text{ kN} \\
 \text{PTT} &= T \times \text{KD} \\
 &= T \times (1 + \text{DLA}) \\
 &= 112,5 \text{ kN} \times (1 + 0,3) \\
 &= 146,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Beban Angin

$$\text{Koefisien seret, Cw} = 1,2$$

Keterangan	Notasi	Layan	Ultimit	Satuan
Faktor Beban	Kew	1	1,2	
Kec. Angin	Vw	30	35	m/det

Keterangan :

Kecepatan angin didapat dari tabel **RSNI T-02-2005 hal 34**, lokasi jembatan < 5 km dari pantai

Kondisi Layan

$$\begin{aligned} T_{ew} &= 0,001 \times C_w \times (V_w)^2 \\ &= 0,001 \times 1,2 \times (30 \text{ m/det})^2 \\ &= 1,296 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{ew} &= \frac{h/2}{1,75} \times T_{ew} \\ &= \frac{2\text{m}/2}{1,75} \times 1,296 \text{ kN/m}^2 \\ &= 0,741 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Kondisi Ultimit

$$\begin{aligned} T_{ew} &= 0,001 \times C_w \times (V_w)^2 \\ &= 0,001 \times 1,2 \times (35 \text{ m/det})^2 \\ &= 1,764 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{ew} &= \frac{h/2}{1,75} \times T_{ew} \\ &= \frac{2\text{m}/2}{1,75} \times 1,764 \text{ kN/m}^2 \\ &= 1,008 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Pengaruh Temperatur

$$\begin{aligned}\text{Faktor Beban Layan} &= 1 \\ \text{Faktor Beban Ultimit} &= 1,2\end{aligned}$$

Dari tabel temperatur rata-rata nominal **RSNI T-02-2005**, dengan kondisi Lantai beton di atas gelagar atau boks beton.

$$\begin{aligned}\text{Temperatur rata-rata minimum} &= 15^\circ\text{C} \\ \text{Temperatur rata-rata maksimum} &= 40^\circ\text{C} \\ \text{Selisih Temperatur} &= (40-15)^\circ\text{C} \\ &= 25^\circ\text{C}\end{aligned}$$

$$\text{Kuat Tekan Beton} = 20,8 \text{ Mpa}$$

Momen Inersia lantai beton

$$\begin{aligned}I &= 1/12 \times b \times h^3 \\ &= 1/12 \times 1000 \text{ mm} \times (200 \text{ mm})^3 \\ &= 66666666,7 \text{ m}^4\end{aligned}$$

$$\text{Modulus Elastisitas, } E_c = 21410 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}EI &= 21410 \times \\ &= 71366666667\end{aligned}$$

$$\text{Koefisien Muai, } \alpha = 0$$

- Momen Pada Lantai Jembatan

- Akibat Berat Sendiri (QMS)

$$\begin{aligned}\text{Momen Tumpuan max} & \\ &= 1/12 \times \text{QMS} \times S^2 \\ &= 1/12 \times 5 \text{ kN/m} \times (1,6 \text{ m})^2 \\ &= 1,067 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Momen Lapangan max

$$\begin{aligned}&= 1/24 \times \text{QMS} \times S^2 \\ &= 1/24 \times 5 \text{ kN/m} \times (1,6 \text{ m})^2 \\ &= 0,533 \text{ kNm}\end{aligned}$$

- Akibat Beban Mati (QMA)

$$\begin{aligned}
 &\text{Momen Tumpuan max} \\
 &= 5/48 \times QMA \times S^2 \\
 &= 5/48 \times 3,13 \text{ kN/m} \times (1,6 \text{ m})^2 \\
 &= 0,835 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{Momen Lapangan max} \\
 &= 5/96 \times QMA \times S^2 \\
 &= 5/96 \times 3,13 \text{ kN/m} \times (1,6 \text{ m})^2 \\
 &= 0,835 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Akibat Beban Truk (PTT)

$$\begin{aligned}
 &\text{Momen Tumpuan max} \\
 &= 5/32 \times PTT \times S \\
 &= 5/32 \times 146,3 \text{ kN} \times 1,6 \text{ m} \\
 &= 36,56 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{Momen Lapangan max} \\
 &= 9/64 \times PTT \times S \\
 &= 9/64 \times 146,3 \text{ kN} \times 1,6 \text{ m} \\
 &= 32,91 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Akibat Beban Angin (Pew)

$$\begin{aligned}
 &\text{Kondisi Layan} \\
 &\text{Momen Tumpuan max} \\
 &= 5/32 \times Pew \times S \\
 &= 5/32 \times 0,741 \text{ kN} \times 1,6 \text{ m} \\
 &= 0,185 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{Momen Lapangan max} \\
 &= 9/64 \times Pew \times S \\
 &= 9/64 \times 0,741 \text{ kN} \times 1,6 \text{ m} \\
 &= 0,167 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{Kondisi Ultimit} \\
 &\text{Momen Tumpuan max}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 5/32 \times P_{ew} \times S \\
 &= 5/32 \times 1,008 \text{ kN} \times 168 \text{ m} \\
 &= 0,252 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{Momen Lapangan max} \\
 &= 9/64 \times P_{ew} \times S \\
 &= 9/64 \times 1,008 \text{ kN} \times 1,6 \text{ m} \\
 &= 0,227 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Akibat Pengaruh Temperatur (T)

$$\begin{aligned}
 &\text{Momen Tumpuan max} \\
 &= \frac{1}{4} \times \Delta T \times \alpha \times EI/h \\
 &= \frac{1}{4} \times 25^\circ\text{C} \times 0 \times 10^{13}/250\text{mm} \\
 &= 69,69401 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{Momen Lapangan max} \\
 &= 7/8 \times \Delta T \times \alpha \times EI/h \\
 &= 7/8 \times 25^\circ\text{C} \times 0,00001 \times (2,78776 \times 10^{13}/250\text{mm}) \\
 &= 243,929 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi Beban

Rekapitulasi momen lapangan dan tumpuan

Tabel 4. 1 Rekapitulasi momen lapangan dan tumpuan pelat lantai

No	Jenis Beban	Faktor	Layan	Ultimit	M.Lap (kNm)	M.Tump kNm
1	Berat Sendiri	Kms	1	1,3	0,533	1,067
2	Beban mati tambahan	Kma	1	2	0,417	0,835
3	Beban Truk	Ktt	1	1,8	32,91	36,56
4	Pengaruh temperatur	Ket	1	1,2		
5a	Beban angin	Kew	1	0	0,167	0,185
5b	Beban angin	Kew	0	1,2	0,227	0,252

Kombinasi 1 Momen Lapangan

Tabel 4. 2 Kombinasi 1 momen lapangan pelat lantai

No	Jenis beban	Faktor Beban		M Lap (kNm)	Aksi	Layan	Aksi	Ultimit
		Layan	Ultimate					
1	Berat Sendiri	1	1,3	0,53	x KBL	0,53	x KBU	0,69
2	Beban mati tambahan	1	2	0,42	x KBL	0,42	x KBU	0,83
3	Beban Truk	1	1,8	32,91	x KBL	32,91	x KBU	59,23
4	Peng. temperatur	1	1,2	0	oKBL	0	o KBU	0
5a	Beban angin	1		0,17				
5b	Beban angin		1,2	0,23				
					Σ	33,86	Σ	60,76

Kombinasi 1 Momen Tumpuan

Tabel 4. 3 Kombinasi 1 momen tumpuan pelat lantai

No	Jenis beban	Faktor Beban		M.Tump (kNm)	Aksi	Layan	Aksi	Ultimit
		Layan	Ultimate					
1	Berat Sendiri	1	1,3	1,07	x KBL	1,07	x KBU	1,39
2	Beban mati tambahan	1	2	0,83	x KBL	0,83	x KBU	1,67
3	Beban Truk	1	1,8	36,56	x KBL	36,56	x KBU	65,81
4	Pengaruh temperatur	1	1,2	0	oKBL	0	o KBU	0
5a	Beban angin	1		0,19				
5b	Beban angin		1,2	0,25				
					Σ	38,46	Σ	68,87

Kombinasi 2 Momen Lapangan

Tabel 4. 4 Kombinasi 2 momen lapangan pelat lantai

No	Jenis beban	Faktor Beban		Aksi	Layan	Aksi	Ultimit
----	-------------	--------------	--	------	-------	------	---------

		Layan	Ultimate	M Lap (kNm)				
1	Beban Sendiri	1	1,3	0,53	x KBL	0,53	x KBU	0,69
2	Beban mati tambahan	1	2	0,42	x KBL	0,42	x KBU	0,83
3	Beban Truk	1	1,8	32,91	o KBL	32,91	o KBL	32,91
4	Peng. temperatur	1	1,2	0	0,7KBL	0		
5a	Beban angin	1		0,17				
5b	Beban angin		1,2	0,23				
					Σ	33,86	Σ	34,43

Kombinasi 2 Momen Tumpuan

Tabel 4. 5 Kombinasi 2 momen tumpuan pelat lantai

No	Jenis beban	Faktor Beban		M.Tump (kNm)	Aksi	Layan	Aksi	Ultimit
		Layan	Ultimate					
1	Beban Sendiri	1	1,3	1,07	x KBL	1,07	x KBU	1,39
2	Beban mati tambahan	1	2	0,83	x KBL	0,83	x KBU	1,67
3	Beban Truk	1	1,8	36,56	o KBL	36,56	o KBL	36,56
4	Pengaruh Temperatur	1	1,2	0	0.7KBL	0		
5a	Beban angin	1		0,19				
5b	Beban angin		1,2	0,25				
					Σ	38,46	Σ	39,62

4.5.2.3 Rencana Penulangan Pelat Lantai Kendaraan

- Tulangan Lapangan

Perencanaan berdasarkan beban dalam kondisi ultimit dari kombinasi diatas.

- Data

Momen rencana, Mu	= 60,76 kNm
Mutu beton, fc	= 30 Mpa
Mutu baja, fy	= 390 Mpa
Tebal lantai kendaraan, h	= 200 mm
Decking, d'	= 40 mm
Tebal Efektif, d = h-d'	= 160 mm
Lebar lantai yang ditinjau, b	= 1000 mm
Diameter tulangan rencana, dt	= 18 mm
Faktor reduksi kekuatan lentur	= 0,8

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390 \text{Mpa}}{0,85 \times 30 \text{Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{60759250 \text{Nmm}}{0,8} \\
 &= 75949062,5 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{75949062,5 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times (160 \text{ mm})^2} \\
 &= 2,967 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{Mpa}}{390 \text{Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{390 \text{Mpa}} \\
 &= 0,00359
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 75\% \times 0,033683 \\
 &= 0,0253
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 2,967}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\
 &= 0,00811
 \end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,0081$

$$\begin{aligned}
 \text{As tulangan} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\
 &= 0,0081 \times 1000 \text{ mm} \times 160 \text{ mm} \\
 &= 1297,6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{As_{perlu}} \\
 &= \frac{1/4 \times \pi \times (18\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{1297,6 \text{ mm}^2} \\
 &= 196\text{mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan **D18-150 (As = 1696,5 mm²)**

- Tulangan Bagi

$$\begin{aligned}
 As' &= 50\% \times As_{pasang} \\
 &= 50\% \times 1297,6 \text{ mm}^2 \\
 &= 648,8 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan untuk tulangan bagi D16

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{As'} \\
 &= \frac{1/4 \times \pi \times (16\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{648,8\text{mm}^2} \\
 &= 309,739\text{mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan bagi lapangan digunakan **D16-150 (As = 1340,4 mm²)**

- Tulangan Tumpuan

Perencanaan berdasarkan beban dan kekuatan terfaktor (PBKT)/ kondisi ultimit dari kombinasi diatas.

- Data

Momen rencana, Mu	= 68,87kNm
Mutu beton, fc	= 30 Mpa
Mutu baja, fy	= 390 Mpa
Tebal lantai kendaraan, h	= 200 Mpa

Decking, d'	= 50	mm
Tebal Efektif, d	= h-d'	= 150 mm
Lebar lantai yang ditinjau, b	= 1000	mm
Diameter tulangan rencana, dt	= 16	mm
Faktor reduksi kekuatan lentur	= 0,8	

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390 \text{Mpa}}{0,85 \times 30 \text{Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{68868500 \text{Nmm}}{0,8} \\
 &= 86085625 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{86085625 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times (150 \text{ mm})^2} \\
 &= 3,826 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{Mpa}}{390 \text{Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{390 \text{Mpa}} \\
 &= 0,00359
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 75\% \times 0,033683 \\
 &= 0,0253
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 3,826}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\
 &= 0,01068
 \end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,01068$

$$\begin{aligned}
 \text{As tulangan} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\
 &= 0,01068 \times 1000 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \\
 &= 1602,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{As_{perlu}} \\
 &= \frac{1/4 \times \pi \times (16\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{1602,5 \text{ mm}^2} \\
 &= 125,4\text{mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan **D16-100** (**As = 2010,6 mm²**)

- Tulangan Bagi

$$\begin{aligned}
 As' &= 50\% \times As_{pasang} \\
 &= 50\% \times 1602,5 \text{ mm}^2 \\
 &= 801,2 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

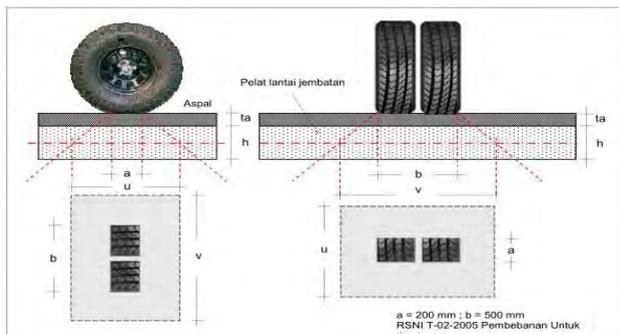
Direncanakan untuk tulangan bagi D14

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{As'} \\
 &= \frac{1/4 \times \pi \times (14\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{801,2\text{mm}^2} \\
 &= 192,03\text{mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan bagi lapangan digunakan **D14-200** (**As = 769,690 mm²**)

4.5.2.4 Pemeriksaan Geser Pons

- Posisi A



Gambar 4. 4 distribusi geser pons posisi A

Data :

Faktor Beban Truk, Ku_{TT}	= 1,8
Mutu beton, f_c'	= 30 Mpa
Beban Truk, PTT	= 146,3kN
(dari perhitungan beban pada plat lantai)	
Faktor reduksi, ϕ	= 0,7
Tebal Aspal, t_a	= 70 mm
Tebal Pelat, t_s	= 200 mm
Lebar Roda, a	= 200 mm
Panjang Roda, b	= 500 mm

Bidang geser pons

$$\begin{aligned}
 u &= a + t_a + t_a + \frac{1}{2} h + \frac{1}{2} h \\
 &= a + 2t_a + h \\
 &= 200 \text{ mm} + (2 \times 70 \text{ mm}) + 200 \text{ mm} \\
 &= 540 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 v &= b + t_a + t_a + \frac{1}{2} h + \frac{1}{2} h \\
 &= b + 2t_a + h \\
 &= 500 \text{ mm} + (2 \times 70 \text{ mm}) + 200 \text{ mm} \\
 &= 840 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b' &= 2u + 2v \\
 &= (2 \times 540 \text{ mm}) + (2 \times 840 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

$$= 2760 \text{ mm}$$

$$d = 200 \text{ mm}$$

Luas bidang geser pons (A_{pons})

$$A_{\text{pons}} = b' \times d$$

$$= 2760 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$$

$$= 552000 \text{ mm}^2$$

Kekuatan nominal lantai terhadap geser tanpa tulangan geser,

$$V_c = 1/6 \times f_c' \times b' \times d$$

$$= 1/6 \times 30 \text{ Mpa} \times 2760 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$$

$$= 503,904 \text{ kN}$$

Kekuatan geser terfaktor

$$V_u = \phi \cdot V_c$$

$$= 0,7 \times 503,904 \text{ kN}$$

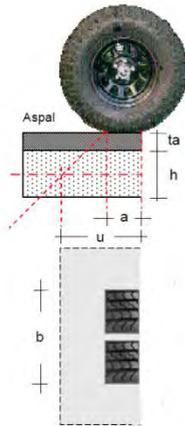
$$= 352,7 \text{ kN}$$

Kontrol

$$V_u > \text{PTT}$$

$$352,7 \text{ kN} > 146,3 \text{ kN (OK)}$$

- Posisi B



Gambar 4. 5 Distribusi geser pons posisi B

Data :

Faktor Beban Truk, $KuTT$	= 1,8
Mutu beton, fc'	= 30 Mpa
Beban Truk, PTT	= 146,3kN
(dari perhitungan beban pada plat lantai)	
Faktor reduksi, ϕ	= 0,7
Tebal Aspal, ta	= 70 mm
Tebal Pelat, ts	= 200 mm
Lebar Roda, a	= 200 mm
Panjang Roda, b	= 500 mm

Bidang geser pons

$$\begin{aligned}
 u &= a + ta + \frac{1}{2} ts \\
 &= 200 \text{ mm} + 70 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 200 \text{ mm}) \\
 &= 370 \text{ mm} \\
 v &= b + 2 (ta + \frac{1}{2} ts) \\
 &= 500 \text{ mm} + 2 (70 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 200 \text{ mm})) \\
 &= 840 \text{ mm} \\
 b' &= 2u + v \\
 &= (2 \times 370 \text{ mm}) + 840 \text{ mm} \\
 &= 1580 \text{ mm} \\
 d &= 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Luas bidang geser pons (A pons)

$$\begin{aligned} A \text{ pons} &= b' \times d \\ &= 1580 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \\ &= 316000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal lantai terhadap geser tanpa tulangan geser,

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times f_c' \times b' \times d \\ &= 1/6 \times 30 \text{ Mpa} \times 1580 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \\ &= 288,467 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kekuatan geser terfaktor

$$\begin{aligned} V_u &= \phi \cdot V_c \\ &= 0,7 \times 288,467 \text{ kN} \\ &= 201,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned} V_u &> \text{PTT} \\ 201,9 \text{ kN} &> 146,3 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

4.2.6 Perhitungan Girder Tengah

4.2.6.1 Data

Tinggi girder, h	= 1800 mm
Lebar girder bawah, bw	= 600 mm
decking, d'	= 50 mm
Lebar efektif, d = h-d'	= 1750 mm
Faktor reduksi kekuatan lentur, ϕ	= 0,8
Mutu beton, f_c'	= 30 Mpa
Mutu baja tul.lentur, f_y	= 390 Mpa
Mutu baja tu. sengkang, f_y	= 240 Mpa

4.2.6.2 Analisa Pembebanan

- Berat Sendiri (MS)

Berat Sendiri Merata

Tabel 4. 6 Berat sendiri merata girder tengah

NO	JENIS	LEBAR	TEBAL	BV	BEBAN
		(m)	(m)	(kN/m ³)	kN/m
1	Pelat Lantai	1,2	0,20	25	5
2	Girder	0,6	1,8	25	27
				Q MS=	32

Berat Sendiri Terpusat

Tabel 4. 7 Berat sendiri terpusat girder tengah

NO	JENIS	LEBAR	TEBAL	PANJANG	BV	BEBAN
		(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	kN
1	Diafragma	0,3	0,5	1	25	3,75
					P MS	3,75

- Beban Mati Tambahan

Beban Mati Tambahan Merata

Tabel 4. 8 Beban mati tambahan merata girder tengah

NO	JENIS	LEBAR	TEBAL	BERAT	BEBAN
		(m)	(m)	(kN/m ³)	kN/m
1	Lap. Aspal + Overlay	1,6	0,12	22	4,224
2	Air Hujan	1,6	0,05	9,8	0,784
				Q MA	5,008

- Beban Lalu Lintas (D)

a. Beban lajur D merata (QTD)

Berdasarkan **RSNI T-02-2005 pasal 6.3.1**

Beban UDL/BTR:

$L = 25 \text{ m} < L = 30 \text{ m}$

maka digunakan

$$q = 9 \text{ Kpa} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} qL &= q \times s \\ &= 9 \text{ kN/m}^2 \times 1,6 \text{ m} \\ &= 14,4 \text{ kN/m} \\ &= 1,44 \text{ t/m} \end{aligned}$$

b. Beban lajur terpusat (PTD)

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

$$\text{DLA} = 40 \% \text{ untuk } L = 25 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P(\text{kel}) &= P \times (1 + \text{DLA}) \times s \\ &= 49 \text{ kN/m} \times (1 + 40\%) \times 1,6 \text{ m} \\ &= 109,76 \text{ kN} \\ &= 10,976 \text{ Ton} \end{aligned}$$

4.2.6.3 Perhitungan Per Segmen

Perhitungan girder dilakukan dengan membagi menjadi beberapa segmen setiap 2,5 meter hingga setengah dari panjang pelat lantai kendaraan yang ditumpu girder.

- Segmen 1 (Jarak, $L_s = 2,5 \text{ m}$)

$$\text{Jumlah diafragma} = 1$$

- Reaksi Perletakan Akibat Berat Sendiri (MS)

R_{va} akibat MS

$$= R_{vs} \text{ akibat } Q_{MS} + R_{va} \text{ akibat } P_{MS}$$

$$= (1/2 \times Q_{MS} \times L) + (1/2 \times P_{MS} \times n)$$

$$= (1/2 \times 32 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}) + (1/2 \times 3,75 \text{ kN} \times 9)$$

$$= 416,875 \text{ kN}$$

$$\text{maka, } R_{Va} = R_{Vb} = 416,875 \text{ kN}$$

- Reaksi Perletakan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

$$\begin{aligned}
& \text{Rva akibat MA} \\
& = \text{Rva akibat QMA} \\
& = \frac{1}{2} \times \text{QMA} \times L \\
& = \frac{1}{2} \times 5,008 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \\
& = 62,6 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\text{maka, } R_{Va} = R_{Vb} = 62,6 \text{ kN}$$

- Reksi Perletakan Akibat TD

$$\begin{aligned}
& \text{RVA akibat TD} \\
& = R_{Va} \text{ qTD} + R_{Va} \text{ PTD} \\
& = \left(\frac{1}{2} \times q_{TD} \times L \right) + \left(P_{TD} \times \left(\frac{L - L_s}{L} \right) \right) \\
& = \left(\frac{1}{2} \times 14,4 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \right) + \left(109,8 \text{ kN} \left(\frac{25 \text{ m} - 2,5 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
& = 278,784 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& R_{Vb} \text{ akibat TD} \\
& = R_{Vb} \text{ qTD} + R_{Vb} \text{ PTD} \\
& = \left(\frac{1}{2} \times q_{TD} \times L \right) + \left(P_{TD} \times \left(\frac{L_s}{L} \right) \right) \\
& = \left(\frac{1}{2} \times 14,4 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \right) + \left(109,8 \text{ kN} \left(\frac{2,5 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
& = 190,976 \text{ kN}
\end{aligned}$$

- Gaya Lintang D

$$\begin{aligned}
& V \text{ akibat MS} \\
& = R_{Va} \text{ MS} - (q_{MS} \times L_s) - (P_{MS} \times n) \\
& = 416,875 \text{ kN} - (32 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m}) - (3,75 \text{ kN} \times 1) \\
& = 333,125 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& V \text{ akibat MA} \\
& = R_{Va} \text{ MA} - (q_{MA} \times L_s)
\end{aligned}$$

$$= 62,6 \text{ kN} - (5,008 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m})$$

$$= 50,08 \text{ kN}$$

V akibat TD

$$= V \text{ maksimal antara RVa dan RVb akibat TD}$$

$$= RVa \text{ akibat TD}$$

$$= 278,784 \text{ kN}$$

Rekapitulasi Pembebanan (Jarak 2,5 meter)

Tabel 4. 9 Rekapitulasi gaya Vertikal segmen 1 girder tengah

NO	Jenis Beban	V	FAKTOR BEBAN		Layan	Ultim.
		kN	Layan	Ultimate	V (kN)	Vu(kN)
1	Berat Sendiri (MS)	333,125	1	1,3	333,1	433,1
2	B. Mati Tambahan (MA)	50,08	1	2	50,08	100,2
3	Beban Lalu lintas (TD)	278,784	1	1,8	278,8	501,8
TOTAL					662	1035

- Gaya Momen

Momen Akibat Berat Sendiri

$$= (RVa \text{ MS} \times Ls) - ((qMS \times Ls) \times (1/2 \times Ls))$$

$$= (416,875 \text{ kN} \times 2,5 \text{ m}) - ((32 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m}) \times (1/2 \times 2,5 \text{ m}))$$

$$= 941,1875 \text{ kNm}$$

Momen Akibat Beban Mati Tambahan

$$= (RVa \text{ MA} \times Ls) - ((qMA \times Ls) \times (1/2 \times Ls))$$

$$= (62,6 \text{ kN} \times 2,5 \text{ m}) - ((5,008 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m}) \times (1/2 \times 2,5 \text{ m}))$$

$$= 140,85 \text{ kNm}$$

Momen Akibat Beban Lajur

$$= (RVa \text{ TD} \times Ls) - ((qTD \times Ls) \times (1/2 \times Ls))$$

$$= (278,784 \text{ kN} \times 2,5 \text{ m}) - ((14,4 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m}) \times (1/2 \times 2,5 \text{ m}))$$

$$= 651,96 \text{ kNm}$$

Rekapitulasi Gaya Momen (Jarak 2,5 meter)

Tabel 4. 10 Rekapitulasi gaya momen segemen 1 girder tengah

NO	Jenis Beban	Momen kNm	Faktor beban		Layan kNm	Ultimit kNm
			Layan	Ultimate		
1	Berat Sendiri (MS)	942,188	1	1,3	942,2	1225
2	B. Mati Tambahan (MA)	140,85	1	2	140,9	281,7
3	Beban Lalu lintas (TD)	651,96	1	1,8	652	1174
	TOTAL				1735	2680

- Penulangan Girder (Jarak, $L_s = 2,5$ meter)

Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390 \text{Mpa}}{0,85 \times 30 \text{Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{2680071750 \text{Nmm}}{0,8} \\
 &= 3350089688 \text{Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{3350089688 \text{Nmm}}{600 \text{ mm} \times (1755 \text{ mm})^2} \\
 &= 1,813 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{Mpa}}{390 \text{Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{Mpa}} \right) \\ &= 0,033683\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{390 \text{Mpa}} \\ &= 0,00359\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{max}} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 75\% \times 0,033683 \\ &= 0,0253\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 1,813}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\ &= 0,00483\end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,00483$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00483 \times 600 \text{ mm} \times 1755 \text{ mm} \\ &= 5082 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 32 mm dengan A_s tulangan = $804,25 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumlah tulangan}(n) = \frac{A_{\text{perlu}}}{A_{\text{tulangan}}} = \frac{5083 \text{ mm}^2}{804,25 \text{ mm}^2} = 7$$

Maka di dapat dari perhitungan diatas untuk tulangan lentur digunakan, **7 D 32 mm ($A_s = 5630 \text{ mm}^2$)**

- Segmen 2 (Jarak 5 m)

$$\text{Jumlah diafragma} = 2$$

- Reaksi Perletakan Akibat Berat Sendiri (MS)

Rva akibat MS

$$= R_{vs} \text{ akibat Q MS} + R_{va} \text{ akibat P MS}$$

$$= (1/2 \times Q_{MS} \times L) + (1/2 \times P_{MS} \times n)$$

$$= (1/2 \times 32 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}) + (1/2 \times 3,75 \text{ kN} \times 9)$$

$$= 416,875 \text{ kN}$$

$$\text{maka, } R_{Va} = R_{Vb} = 416,875 \text{ kN}$$

- Reaksi Perletakan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

Rva akibat MA

$$= R_{va} \text{ akibat QMA}$$

$$= 1/2 \times Q_{MA} \times L$$

$$= 1/2 \times 5,008 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}$$

$$= 62,6 \text{ kN}$$

$$\text{maka, } R_{Va} = R_{Vb} = 62,6 \text{ kN}$$

- Reaksi Perletakan Akibat TD

Rva akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= R_{Va} \text{ qTD} + R_{Va} \text{ PTD} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times \text{qTD} \times L \right) + \left(\text{PTD} \times \left(\frac{L - L_s}{L} \right) \right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 14,4 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \right) + \left(109,8 \text{ kN} \left(\frac{25 \text{ m} - 5 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
 &= 267,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

R_{Vb} akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= R_{Vb} \text{ qTD} + R_{Vb} \text{ PTD} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times \text{qTD} \times L \right) + \left(\text{PTD} \times \left(\frac{L_s}{L} \right) \right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 14,4 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \right) + \left(109,8 \text{ kN} \left(\frac{5 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
 &= 201,95 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Gaya Lintang D

V akibat MS

$$\begin{aligned}
 &= R_{Va} \text{ MS} - (\text{qMS} \times L_s) - (\text{PMS} \times n) \\
 &= 416,875 \text{ kN} - (32 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m}) - (3,75 \text{ kN} \times 2) \\
 &= 37,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

V akibat MA

$$\begin{aligned}
 &= R_{Va} \text{ MA} - (\text{qMA} \times L_s) \\
 &= 62,6 \text{ kN} - (5,008 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m}) \\
 &= 37,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

V akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= \text{gaya lintang maksimal antara } R_{Va} \text{ dan } R_{Vb} \text{ akibat TD} \\
 &= R_{Va} \text{ akibat TD} \\
 &= 267,808 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Pembebanan Vertikal (Jarak 5 meter)

Tabel 4. 11 Rekapitulasi gaya vertikal segmen 2 girder tengah

NO	Jenis Beban	V	FAKTOR BEBAN		Layan	Ultim.
		kN	Layan	Ultimate	V (kN)	Vu(kN)
1	Berat Sendiri (MS)	249,375	1	1,3	249,4	324,2
2	B. Mati Tambahan (MA)	37,56	1	2	37,56	75,12
3	Beban Lalu lintas (TD)	267,808	1	1,8	267,8	482,1
	TOTAL				554,7	881,4

- Gaya Momen

Momen Akibat Berat Sendiri

$$\begin{aligned}
 &= (R_{Va} \text{ MS} \times L_s) - ((q_{MS} \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) - (P_{MS1} \times 1/2L_s) - (P_{MS2} \times L_s) \\
 &= (416,875 \text{ kN} \times 5 \text{ m}) - ((32 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m}) \times (1/2 \times 5 \text{ m})) - \\
 &(3,75 \text{ kN/m} \times 0,5 \text{ m}) - (3,75 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m}) \\
 &= 1663,75 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Mati Tambahan

$$\begin{aligned}
 &= (R_{Va} \text{ MA} \times L_s) - ((q_{MA} \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) \\
 &= (62,6 \text{ kN} \times 5 \text{ m}) - ((5,008 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m}) \times (1/2 \times 5 \text{ m})) \\
 &= 250,4 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Lajur

$$\begin{aligned}
 &= (R_{Va} \text{ TD} \times L_s) - ((q_{TD} \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) \\
 &= (278,784 \text{ kN} \times 5 \text{ m}) - ((14,4 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m}) \times (1/2 \times 5 \text{ m})) \\
 &= 1214 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Gaya Momen (Jarak 5 meter)

Tabel 4. 12 Rekapitulasi gaya momen segmen 2 girder tengah

NO	Jenis Beban	Momen	Faktor beban		Layan	Ultimit
		kNm	Layan	Ultimate	kNm	kNm
1	Berat Sendiri (MS)	1664	1	1,3	1664	2163
2	B. Mati Tambahan (MA)	250,4	1	2	250,4	500,8
3	Beban Lalu lintas (TD)	1214	1	1,8	1214	2185
	TOTAL				3128	4849

- Penulangan Girder (Jarak, $L_s = 5$ meter)

Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390 \text{Mpa}}{0,85 \times 30 \text{Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{4848773100 \text{Nmm}}{0,8} \\
 &= 6060913750 \text{Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{6060913750 \text{Nmm}}{600 \text{ mm} \times (1755 \text{ mm})^2} \\
 &= 3,28 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{Mpa}}{390 \text{Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\ &= 0,00359\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 75\% \times 0,033683 \\ &= 0,0253\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 3,28}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\ &= 0,00903\end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,00903$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00903 \times 600 \text{ mm} \times 1755 \text{ mm} \\ &= 9512 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 32 mm dengan As tulangan = $804,25 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumlah tulangan}(n) = \frac{\text{Asperlu}}{\text{Astulangan}} = \frac{9512 \text{ mm}^2}{804,25 \text{ mm}^2} = 12$$

Maka di dapat dari perhitungan diatas untuk tulangan lentur digunakan, **12 D 32 mm (As = 9651 mm²)**

- Segmen 3 (Jarak 7,5 m)

Jumlah diafragma = 3

- Reaksi Perletakan Akibat Berat Sendiri (MS)

Rva akibat MS

$$\begin{aligned}
 &= Rvs \text{ akibat Q MS} + Rva \text{ akibat P MS} \\
 &= (1/2 \times QMS \times L) + (1/2 \times PMS \times n) \\
 &= (1/2 \times 32 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}) + (1/2 \times 3,75 \text{ kN} \times 9) \\
 &= 416,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

maka, $RVa = RVb = 416,9 \text{ kN}$

- Reaksi Perletakan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

Rva akibat MA

$$\begin{aligned}
 &= Rva \text{ akibat QMA} \\
 &= \frac{1}{2} \times QMA \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 5,008 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \\
 &= 62,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

maka, $RVa = RVb = 62,6 \text{ kN}$

- Reaksi Perletakan Akibat TD

RVa akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= RVa \text{ qTD} + RVa \text{ PTD} \\
 &= (1/2 \times qTD \times L) + \left(PTD \times \left(\frac{L - Ls}{L} \right) \right) \\
 &= (1/2 \times 14,4 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}) + \left(109,8 \text{ kN} \left(\frac{25 \text{ m} - 7,5 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
 &= 256,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

RVb akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= R_{Vb} \text{ qTD} + R_{Vb} \text{ PTD} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times \text{qTD} \times L \right) + \left(\text{PTD} \times \left(\frac{L_s}{L} \right) \right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 14,4 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \right) + \left(109,8 \text{ kN} \left(\frac{7,5 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
 &= 212,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Gaya Lintang D

V akibat MS

$$\begin{aligned}
 &= R_{va} \text{ MS} - (\text{qMS} \times L_s) - (\text{PMS} \times n) \\
 &= 416,9 \text{ kN} - (32 \text{ kN/m} \times 7,5 \text{ m}) - (3,75 \text{ kN} \times 3) \\
 &= 165,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

V akibat MA

$$\begin{aligned}
 &= R_{va} \text{ MA} - (\text{qMA} \times L_s) \\
 &= 62,6 \text{ kN} - (5,008 \text{ kN/m} \times 7,5 \text{ m}) \\
 &= 25,04 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

V akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= \text{gaya lintang maksimal antara } R_{Va} \text{ dan } R_{Vb} \text{ akibat TD} \\
 &= R_{Va} \text{ akibat TD} \\
 &= 256,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Pembebanan (Jarak 7,5 meter)

Tabel 4. 13 Rekapitulasi gaya vertikal segmen 3 girder tengah

NO	Jenis Beban	V	FAKTOR BEBAN		Layan	Ultim.
		kN	Layan	Ultimate	V (kN)	Vu(kN)
1	Berat Sendiri (MS)	165,6	1	1,3	165,6	215,3
2	B. Mati Tambahan (MA)	25,04	1	2	25,04	50,08
3	Beban Lalu lintas (TD)	256,8	1	1,8	256,8	462,3
	TOTAL				447,5	727,7

- Gaya Momen

Momen Akibat Berat Sendiri

$$= (R_{Va} MS \times L_s) - ((q_{MS} \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) - (PMS1 \times 1/2 L_s) - (PMS2 \times L_s) - (PMS3 \times L_s)$$

$$= (416,875 \text{ kN} \times 7,5 \text{ m}) - ((32 \text{ kN/m} \times 7,5 \text{ m}) \times (1/2 \times 7,5 \text{ m})) - (3,74 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m}) - (3,75 \text{ kN/m} \times 5,5 \text{ m}) - (3,75 \text{ kN/m} \times 7,5 \text{ m})$$

$$= 2170,3125 \text{ kNm}$$

Momen Akibat Beban Mati Tambahan

$$= (R_{Va} MA \times L_s) - ((q_{MA} \times L_s) \times (1/2 \times L_s))$$

$$= (62,6 \text{ kN} \times 7,5 \text{ m}) - ((5,008 \text{ kN/m} \times 7,5 \text{ m}) \times (1/2 \times 7,5 \text{ m}))$$

$$= 328,7 \text{ kNm}$$

Momen Akibat Beban Lajur

$$= (R_{Va} TD \times L_s) - ((q_{TD} \times L_s) \times (1/2 \times L_s))$$

$$= (278,78 \text{ kN} \times 7,5 \text{ m}) - ((14,4 \text{ kN/m} \times 7,5 \text{ m}) \times (1/2 \times 7,5 \text{ m}))$$

$$= 1686 \text{ kNm}$$

Rekapitulasi Gaya Momen (Jarak 7,5 meter)

Tabel 4. 14 Rekapitulasi gaya momen segmen 3 girder tengah

NO	Jenis Beban	Faktor beban			Layan kNm	Ultimit kNm
		Momen kNm	Layan	Ultimate		
1	Berat Sendiri (MS)	2170	1	1,3	2170	2821
2	B. Mati Tambahan (MA)	328,7	1	2	328,7	657,3
3	Beban Lalu lintas (TD)	1686	1	1,8	1686	3035
	TOTAL				4185	6513

- Penulangan Girder (Jarak, $L_s = 7,5$ meter)

Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390 \text{Mpa}}{0,85 \times 30 \text{Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{651329025 \text{Nmm}}{0,8} \\
 &= 8141612813 \text{Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{8141612813 \text{Nmm}}{600 \text{ mm} \times (1755 \text{ mm})^2} \\
 &= 4,406 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{Mpa}}{390 \text{Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{390 \text{Mpa}} \\
 &= 0,00359
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 75\% \times 0,033683 \\ &= 0,0253\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 4,4056}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\ &= 0,01249\end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,01249$

$$\begin{aligned}\text{As}_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,01249 \times 600 \text{ mm} \times 1755 \text{ mm} \\ &= 13151 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 32 mm dengan As tulangan = $804,25 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumlah tulangan}(n) = \frac{\text{As}_{\text{perlu}}}{\text{As}_{\text{tulangan}}} = \frac{13151 \text{ mm}^2}{804,25 \text{ mm}^2} = 17$$

Maka di dapat dari perhitungan diatas untuk tulangan lentur digunakan, **17 D 32 mm (As = 13672 mm²)**

- Segmen 4 (Jarak 10 m)

$$\text{Jumlah diafragma} = 4$$

- Reaksi Perletakan Akibat Berat Sendiri (MS)

Rva akibat MS

$$= R_{vs} \text{ akibat Q MS} + R_{va} \text{ akibat P MS}$$

$$\begin{aligned}
 &= (1/2 \times QMS \times L) + (1/2 \times PMS \times n) \\
 &= (1/2 \times 32 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}) + (1/2 \times 3,74 \text{ kN} \times 9) \\
 &= 416,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

maka, $RVa = RVb = 416,9 \text{ kN}$

- Reaksi Perletakan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

$$\begin{aligned}
 &Rva \text{ akibat MA} \\
 &= Rva \text{ akibat QMA} \\
 &= \frac{1}{2} \times QMA \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 5,008 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \\
 &= 62,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

maka, $RVa = RVb = 62,6 \text{ kN}$

- Reaksi Perletakan Akibat TD

$$\begin{aligned}
 &RVa \text{ akibat TD} \\
 &= RVa \text{ qTD} + RVa \text{ PTD} \\
 &= (1/2 \times q_{TD} \times L) + \left(PTD \times \left(\frac{L - Ls}{L} \right) \right) \\
 &= (1/2 \times 14,4 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}) + \left(109,8 \text{ kN} \left(\frac{25 \text{ m} - 10 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
 &= 245,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

RVb akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= RVb \text{ qTD} + RVb \text{ PTD} \\
 &= (1/2 \times q_{TD} \times L) + \left(PTD \times \left(\frac{Ls}{L} \right) \right) \\
 &= (1/2 \times 14,4 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}) + \left(109,8 \text{ kN} \left(\frac{10 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
 &= 223,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Gaya Lintang D

V akibat MS

$$\begin{aligned}
 &= Rva \text{ MS} - (qMS \times Ls) - (PMS \times n) \\
 &= 416,9 \text{ kN} - (32 \text{ kN/m} \times 10 \text{ m}) - (4,5 \text{ kN} \times 4) \\
 &= 81,88 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

V akibat MA

$$\begin{aligned}
 &= Rva \text{ MA} - (qMA \times Ls) \\
 &= 62,6 \text{ kN} - (5,008 \text{ kN/m} \times 10 \text{ m}) \\
 &= 12,52 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

V akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= \text{gaya lintang maksimal antara RVa dan RVb akibat TD} \\
 &= RVa \text{ akibat TD} \\
 &= 245,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Pembebanan (Jarak 10 meter)

Tabel 4. 15 Rekapitulasi gaya vertikal segmen 4 girder tengah

NO	Jenis Beban	V	FAKTOR BEBAN		Layan	Ultim.
		kN	Layan	Ultimate	V (kN)	Vu(kN)
1	Berat Sendiri (MS)	81,88	1	1,3	81,88	106,4
2	B. Mati Tambahan (MA)	12,52	1	2	12,52	25,04
3	Beban Lalu lintas (TD)	245,9	1	1,8	245,9	442,5
	TOTAL				340,3	574

- Gaya Momen

Momen Akibat Berat Sendiri

$$\begin{aligned}
 &= (Rva \text{ MS} \times Ls) - ((qMS \times Ls) \times (1/2 \times Ls)) - (PMS1 \\
 &\times 1/2Ls1) - (PMS2 \times Ls) - (PMS3 \times Ls) - (PMS4 \times \\
 &Ls)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= (416,875 \text{ kN} \times 10 \text{ m}) - ((32 \text{ kN/m} \times 10 \text{ m}) \times (1/2 \times \\
 &10 \text{ m})) - (3,75 \text{ kN/m} \times 1 \text{ m}) - (3,75 \text{ kN/m} \times 4,5 \text{ m}) - \\
 &(3,75 \text{ kN/m} \times 8 \text{ m}) - (3,75 \text{ kN/m} \times 10 \text{ m})
 \end{aligned}$$

$$= 2484,375 \text{ kNm}$$

Momen Akibat Beban Mati Tambahan

$$\begin{aligned} &= (R_{Va} MA \times L_s) - ((q_{MA} \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) \\ &= (70,43 \text{ kN} \times 10 \text{ m}) - ((5,634 \text{ kN/m} \times 10 \text{ m}) \times (1/2 \times 10 \text{ m})) \\ &= 422,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Lajur

$$\begin{aligned} &= (R_{Va} TD \times L_s) - ((q_{MA} \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) \\ &= (278,784 \text{ kN} \times 10 \text{ m}) - ((14,4 \text{ kN/m} \times 10 \text{ m}) \times (1/2 \times 10 \text{ m})) \\ &= 2068 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Rekapitulasi Gaya Momen (Jarak 10 meter)

Tabel 4. 16 Rekapitulasi gaya momen segmen 4 girder tengah

NO	Jenis Beban	Momen kNm	Faktor beban		Layan kNm	Ultimit kNm
			Layan	Ultimate		
1	Berat Sendiri (MS)	2484	1	1,3	2484	3230
2	B. Mati Tambahan (MA)	375,6	1	2	375,6	751,2
3	Beban Lalu lintas (TD)	2068	1	1,8	2068	3722
	TOTAL				4928	7703

- Penulangan Girder (Jarak, $L_s = 10$ meter)

Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{390 \text{ Mpa}}{0,85 \times 30 \text{ Mpa}} \\ &= 15,2941 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{770299950 \text{ Nmm}}{0,8} \\
 &= 9628749375 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{9628749375 \text{ Nmm}}{600 \text{ mm} \times (1755 \text{ mm})^2} \\
 &= 5,21 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{390 \text{ Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{ Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\
 &= 0,00359
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 75\% \times 0,033683 \\
 &= 0,0253
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 5,21}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\ &= 0,0151\end{aligned}$$

Kontrol , $\rho \text{ min} > \rho \text{ perlu} > \rho \text{ max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho \text{ perlu} > \rho \text{ min}$ maka digunakan $\rho \text{ perlu} = 0,0151$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho \text{ perlu} \times b \times d \\ &= 0,0151 \times 600 \text{ mm} \times 1755 \text{ mm} \\ &= 15905 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 32 mm dengan As tulangan = 804,25 mm²

$$\text{Jumlah tulangan}(n) = \frac{\text{Asperlu}}{\text{Astulangan}} = \frac{15905 \text{ mm}^2}{804,25 \text{ mm}^2} = 20$$

Maka di dapat dari perhitungan diatas untuk tulangan lentur digunakan, **20 D 32 mm (As = 16085 mm²)**

- Segmen 5 (Jarak 12,5 m)

$$\text{Jumlah diafragma} = 4$$

- Reaksi Perletakan Akibat Berat Sendiri (MS)

Rva akibat MS

$$= R_{vs} \text{ akibat Q MS} + R_{va} \text{ akibat P MS}$$

$$= (1/2 \times Q_{MS} \times L) + (1/2 \times P_{MS} \times n)$$

$$= (1/2 \times 32 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}) + (1/2 \times 3,75 \text{ kN} \times 9)$$

$$= 416,9 \text{ kN}$$

maka, $R_{Va} = R_{Vb} = 416,9 \text{ kN}$

- Reaksi Perletakan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

$$\begin{aligned}
 & R_{va} \text{ akibat MA} \\
 &= R_{va} \text{ akibat QMA} \\
 &= \frac{1}{2} \times QMA \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 5,008 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \\
 &= 62,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{maka, } R_{Va} = R_{Vb} = 70,43 \text{ kN}$$

- Reaksi Perletakan Akibat TD

$$\begin{aligned}
 & R_{Va} \text{ akibat TD} \\
 &= R_{Va} \text{ qTD} + R_{Va} \text{ PTD} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times q_{TD} \times L \right) + \left(P_{TD} \times \left(\frac{L - L_s}{L} \right) \right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 14,4 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \right) + \left(109,8 \text{ kN} \left(\frac{25 \text{ m} - 12,5 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
 &= 234,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- R_{Vb} akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= R_{Vb} \text{ qTD} + R_{Vb} \text{ PTD} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times q_{TD} \times L \right) + \left(P_{TD} \times \left(\frac{L_s}{L} \right) \right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 14,4 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \right) + \left(109,8 \text{ kN} \left(\frac{12,5 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
 &= 234,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Gaya Lintang D

$$\begin{aligned}
 & V \text{ akibat MS} \\
 &= R_{va} \text{ MS} - (q_{MS} \times L_s) - (P_{MS} \times n) \\
 &= 416,875 \text{ kN} - (32 \text{ kN/m} \times 12,5 \text{ m}) - (3,75 \text{ kN} \times 4)
 \end{aligned}$$

$$= 1,875 \text{ kN}$$

V akibat MA

$$\begin{aligned} &= R_{Va} \text{ MA} - (q_{MA} \times L_s) \\ &= 62,6 \text{ kN} - (5,008 \text{ kN/m} \times 12,5 \text{ m}) \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

V akibat TD

$$\begin{aligned} &= \text{ gaya lintang maksimal antara } R_{Va} \text{ dan } R_{Vb} \text{ akibat TD} \\ &= R_{Va} \text{ akibat TD} \\ &= 234,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

Rekapitulasi Pembebanan (Jarak 12,5 meter)

Tabel 4. 17 Rekapitulasi gaya vertikal segmen 5 girder tengah

NO	Jenis Beban	V	FAKTOR BEBAN		Layan	Ultim.
		kN	Layan	Ultimate	V (kN)	Vu(kN)
1	Berat Sendiri (MS)	1,875	1	1,3	1,875	2,438
2	B. Mati Tambahan (MA)	0	1	2	0	0
3	Beban Lalu lintas (TD)	234,9	1	1,8	234,9	422,8
	TOTAL				236,8	425,2

- Gaya Momen

Momen Akibat Berat Sendiri

$$\begin{aligned} &= (R_{Va} \text{ MS} \times L_s) - ((q_{MS} \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) - \\ &= (PMS1 \times 1/2Ls1) - (PMS2 \times Ls) - (PMS3 \times Ls) - \\ &= (PMS4 \times Ls) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= (416,875 \text{ kN} \times 12,5 \text{ m}) - ((32 \text{ kN/m} \times 12,5 \text{ m}) \times (1/2 \\ &\times 12,5 \text{ m})) - (3,75 \text{ kN/m} \times 3,5 \text{ m}) - (3,75 \text{ kN/m} \times 7 \text{ m}) \\ &- (3,75 \text{ kN/m} \times 10,5 \text{ m}) - (3,75 \text{ kN/m} \times 12,5 \text{ m}) \end{aligned}$$

$$= 2671,5625 \text{ kNm}$$

Momen Akibat Beban Mati Tambahan

$$= (R_{Va} \text{ MA} \times L_s) - ((q_{MA} \times L_s) \times (1/2 \times L_s))$$

$$\begin{aligned}
 &= (62,6\text{kN} \times 12,5\text{m}) - ((5,008\text{kN/m} \times 12,5\text{m}) \times (1/2 \\
 &\times 12,5\text{m})) \\
 &= 391,3 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Lajur

$$\begin{aligned}
 &= (RV_a \text{ TD} \times L_s) - ((q\text{TD} \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) \\
 &= (278,784\text{kN} \times 12,5\text{m}) - ((14,4\text{kN/m} \times 12,5\text{m}) \times \\
 &(1/2 \times 12,5\text{m})) \\
 &= 2360 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Gaya Momen (Jarak 12,5 meter)

Tabel 4. 18 Rekapitulasi gaya momen segmen 5 girder tengah

NO	Jenis Beban	Momen kNm	Faktor beban		Layan kNm	Ultimit kNm
			Layan	Ultimate		
1	Berat Sendiri (MS)	2873,06	1	1,3	2873,06	3735
2	B. Mati Tambahan (MA)	440,2	1	2	440,2	880,3
3	Beban Lalu lintas (TD)	2655	1	1,8	2655	4779
	TOTAL				5968	9394

- Penulangan Girder (Jarak, $L_s = 12,5$ meter)

Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390\text{Mpa}}{0,85 \times 30\text{Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{8503171250 \text{ Nmm}}{0,8} \\
 &= 1068964063 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{1068964063 \text{ Nmm}}{600 \text{ mm} \times (1755 \text{ mm})^2} \\
 &= 5,75 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{390 \text{ Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{ Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\
 &= 0,00359
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 75\% \times 0,033683 \\
 &= 0,0253
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 5,75}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\ &= 0,0194\end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,0192$

$$\begin{aligned}\text{As}_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0194 \times 600 \text{ mm} \times 1755 \text{ mm} \\ &= 17841 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 32 mm dengan $\text{As}_{\text{tulangan}} = 804,25 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumlah tulangan}(n) = \frac{\text{As}_{\text{perlu}}}{\text{As}_{\text{tulangan}}} = \frac{17841 \text{ mm}^2}{804,25 \text{ mm}^2} = 23$$

Maka di dapat dari perhitungan diatas untuk tulangan lentur digunakan, **23 D 32 mm (As = 18498 mm²)**

4.2.6.4 Perhitungan Torsi

- Data

Kuat Tekan Beton, f_c'	= 30	Mpa
Mutu Baja Tul.D>12mm, dt	= 390	Mpa
Mutu Baja Tul.D<12mm, dt	= 240	Mpa
Decking, d'	= 45	mm
Tinggi Girder, h	= 1,8	m
Tebal Girder, bw	= 0,6	m
Spasi Girder, s	= 1,6	m

$$\text{Berat volume beton, } W_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

- Perhitungan Momen
MDL akibat berat sendiri;

- Mu A

Pelat Lantai

$$= t_s \times s \times L \times \gamma_{\text{beton}} \times \frac{1}{2} s$$

$$= 0,2 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,4 \text{ m}$$

$$= 1,6 \text{ kNm}$$

Aspal

$$= t_a \times s \times L \times \gamma_{\text{aspal}} \times \frac{1}{2} s$$

$$= 0,12 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \times 0,4 \text{ m}$$

$$= 0,8448 \text{ kNm}$$

- Mu B

Pelat Lantai Kendaraan

$$= t_s \times s \times L \times \gamma_{\text{beton}} \times \frac{1}{2} s$$

$$= 0,2 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0,4 \text{ m}$$

$$= 1,6 \text{ kNm}$$

MLL akibat Hujan

- Mu A

$$= t_a \times s \times L \times \gamma_{\text{aspal}} \times \frac{1}{2} s$$

$$= 0,05 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \times 0,4 \text{ m}$$

$$= 0,1568 \text{ kNm}$$

- Mu B

$$= 0 \text{ kNm}$$

MLL akibat beban roda T

$$\begin{aligned} - \text{Mu A} \\ &= 0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{Mu B} \\ &= \text{Mroda T plat lantai kendaraan} \\ &= 119,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Perhitungan Momen Puntir

$$\begin{aligned} \text{Mu A} &= \text{Total Mu A} \\ &= 2,6016 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu B} &= \text{Total Mu B} \\ &= 121,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta \text{Mu} = \text{Tu} &= \text{Mu A} - \text{Mu B} \\ &= 2,6016 \text{ kNm} - 121,2 \text{ kNm} \\ &= 118,598 \text{ kNm} \\ &= 118598400 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Perhitungan Torsi

- Data

$$\text{Tu max} = 118598400 \text{ Nmm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$h = 1800 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$c = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu Baja Tul. } D > 12 \text{ mm}$$

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

$$\text{Mutu Baja Tul. } D < 12 \text{ mm}$$

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

- Kebutuhan Tulangan Torsi Memanjang

$$\begin{aligned} \text{Acp} &= \text{Luas penampang solid} = b \times h \\ &= 1090000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Aoh} = \text{luas yang dibatasi tul. sengkang torsi}$$

$$\begin{aligned}
 &= 842326 \text{ mm}^2 \\
 P_{cp} &= \text{keliling luar penampang beton} \\
 &= 4800 \text{ mm}^2 \\
 P_h &= \text{keliling yang dibatasi tul. sengkang} \\
 &= 4384 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Periksa apakah pengaruh puntir diabaikan
 $\phi \times 0,083 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times (A_{cp}^2 / P_{cp}) > T_u \text{ max}$
 $82852622 \text{ Nmm} < 118598400 \text{ Nmm}$
 (TIDAK OK)

p

Karena tidak oke maka pengaruh puntir tidak diabaikan.

maka, dipasang jarak rencana sebesar 100 mm

$$\begin{aligned}
 A_t &= \frac{T_u \times s}{(\phi \times 1,7 \times A_{oh} \times f_{yv} \times \cot \theta)} \\
 &= 46,07336 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_l &= A_t \times \frac{P_h}{s} \times \frac{f_{yv}}{f_{ymem}} \times \cot^2 \theta \\
 &= 1242,988 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{lmin} &= \left(0,42 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{A_{cp}}{f_{ymem}} \right) - \left(A_t \times \frac{P_h}{s} \right) \times \cot \theta \\
 &= 5127,446 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka diambil A_l yang terbesar maka diambil A_l sebesar $5127,446 \text{ mm}^2$, lalu di bagi ke empat sisi balok menjadi $1281,862 \text{ mm}^2$ tiap sisi balok

$$\begin{aligned}
 A_l \text{ Perlu} &= \frac{1}{2} \times A_l \\
 &= \frac{1}{2} \times 5127,446 \text{ mm}^2 \\
 &= 2563,723 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan,

$$D = 29 \text{ mm}$$

$$n = 4$$

$$A_l \text{ Pakai} = 2642,1 \text{ mm}^2$$

Cek

$$A_l \text{ Pakai} \geq A_l \text{ perlu}$$

$$2642,1 \text{ mm}^2 > 2563,723 \text{ mm}^2$$

Maka dapat digunakan tulangan **4D29**

4.2.6.5 Penulangan Geser

- Segmen 1 (2,5 m)
- Pengaruh Geser Lentur

Data

f_c'	= 30	Mpa
b_w	= 600	mm
h	= 1800	mm
d	= 1755	mm
\emptyset	= 0,7	mm
Mutu Baja Tulangan $D > 12 \text{ mm}$, f_y	= 390	Mpa
Mutu Baja Tulangan $D < 12 \text{ mm}$, f_y	= 240	Mpa
$V_u \text{ Max}$	= 1035034	N

Kuat Geser Beton dan Geser Tulangan

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 980478 \text{ N}$$

$$V_s \text{ min} = 1/3 \times b_w \times d$$

$$= 351000 \text{ N}$$

$$V_s \text{ max} = 0,33 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 1922506 \text{ N}$$

$$2 \times V_s \text{ max} = 2 \times 1922506 \text{ N}$$

$$= 3845012 \text{ N}$$

Cek Kondisi Perencanaan Geser

Kondisi 1

$$V_u \leq 0,5\phi V_c \quad = 367679 \text{ N} \quad (\text{NOT OK})$$

Kondisi 2

$$0,5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c = 735359 \text{ N} \quad (\text{NOT OK})$$

Kondisi 3

$$\phi V_c \leq V_u \leq \phi(V_c + V_{smin}) = 998609 \text{ N} \quad (\text{NOT OK})$$

Kondisi 4

$$\phi(V_c + V_{smin}) \leq V_u \leq \phi(V_c + V_{smax}) = 21177238 \text{ N(OK)}$$

Kondisi 5

$$\phi(V_c + V_{smax}) \leq V_u \leq \phi(V_c + 2V_{smax}) = 3619118 \text{ N (OK)}$$

Keterangan :

1. Apabila masuk kondisi 1-3, maka desain perencanaan tulangan geser minimum .
2. Apabila masuk kondisi 4-5, maka desain perencanaan tulangan geser.

Kebutuhan Tulangan Geser

Tulangan geser

Apabila masuk kondisi 4 :

$$d/2 = 877,5 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad (\text{NOT OK})$$

$$s = 100 \text{ mm} \leq 877,5 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$V_s \text{ perlu} = (V_u - \phi V_c) / \phi \\ = 399567 \text{ N}$$

$$A_v \text{ perlu} = (V_s * s) / (f_y * d) \\ = 94,8639 \text{ mm}^2$$

Apabila Kondisi 5

$$d/2 = 877,5 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad (\text{NOT OK})$$

$$s = 150 \text{ mm} \leq 877,5 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$V_s \text{ perlu} = (V_u - \emptyset V_c) / \emptyset$$

$$= 194671 \text{ N}$$

$$A_v \text{ perlu} = (V_s * s) / (f_y * d)$$

$$= 69,3273 \text{ mm}^2$$

- Gabungan Geser Lentur dan Momen Puntir

Kebutuhan Tulangan Sengkang Tertutup

$$A_v + 2A_t = 187,011 \text{ mm}^2$$

$$0,062 * \sqrt{f_c'} * s / f_y t = 52,2443 \text{ mm}^2$$

$$0,35 * b_w * s / f_y t = 53,8462 \text{ mm}^2$$

maka diambil nilai terbesar = 187,011 mm²

Tulangan Sengkang Tertutup Terpasang

$$A_v \text{ perlu} = 187,011 \text{ mm}^2$$

Direncanakan:

$$\emptyset = 13 \text{ mm}$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah kaki} = 2$$

$$A_v \text{ pakai} = 265,265 \text{ mm}^2$$

Cek :

$$A_v \text{ pakai} \geq A_v \text{ perlu}$$

$$265,465 \text{ mm}^2 > 187,011 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

- Tulangan Sengkang

Dipasang tulangan sengkang $\emptyset 13$ -100mm

• Segmen 2 (5 m)

- Pengaruh Geser Lentur

Data

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$b_w = 600 \text{ mm}$$

$$h = 1800 \text{ mm}$$

$$d = 1755 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 0,7 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu Baja Tulangan } D > 12 \text{ mm } f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Mutu Baja Tulangan } D < 12 \text{ mm, } f_y &= 240 \text{ Mpa} \\ V_u \text{ max} &= 881362 \text{ N} \end{aligned}$$

Kuat Geser Beton dan Geser Tulangan

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 980478 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= 1/3 \times b_w \times d \\ &= 351000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ max} &= 0,33 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 1922506 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2 \times V_s \text{ max} &= 2 \times 1922506 \text{ N} \\ &= 3845012 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek Kondisi Perencanaan Geser

Kondisi 1

$$V_u \leq 0,5 \emptyset V_c = 367679 \text{ N} \quad (\text{NOT OK})$$

Kondisi 2

$$0,5 \emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c = 735359 \text{ N} \quad (\text{NOT OK})$$

Kondisi 3

$$\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ min}) = 998609 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 4

$$\emptyset (V_c + V_s \text{ min}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ max}) = 21177238 \text{ N} (\text{OK})$$

Kondisi 5

$$\emptyset (V_c + V_s \text{ max}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 2V_s \text{ max}) = 3619118 \text{ N} (\text{OK})$$

Keterangan :

1. Apabila masuk kondisi 1-3, maka desain perencanaan tulangan geser minimum .
2. Apabila masuk kondisi 4-5, maka desain perencanaan tulangan geser.

Kebutuhan Tulangan Geser

Tulangan geser minimum

$$d/2 = 877,5 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad (\text{NOT OK})$$

$$s \text{ pakai} = 150 \text{ mm} \leq 877,5 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$A_v \text{ min} = 0,35 \times b_w \times (s/f_y)$$

$$= 131,25 \text{ mm}^2$$

- Gabungan Geser Lentur dan Momen Puntir

Kebutuhan Tulangan Sengkang Tertutup

$$A_v + 2A_t = 219,738 \text{ mm}^2$$

$$0,062 \times \sqrt{f_c'} \times s / f_y = 78,3665 \text{ mm}^2$$

$$0,35 \times b_w \times s / f_y = 80,769 \text{ mm}^2$$

$$\text{maka diambil nilai terbesar} = 219,738 \text{ mm}^2$$

Tulangan Sengkang Tertutup Terpasang

$$A_v \text{ perlu} = 219,738 \text{ mm}^2$$

Direncanakan:

$$\emptyset = 13 \text{ mm}$$

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

$$\text{Jumlah kaki} = 2$$

$$A_v \text{ pakai} = 265,265 \text{ mm}^2$$

Cek :

$$A_v \text{ pakai} \geq A_v \text{ perlu}$$

$$265,465 \text{ mm}^2 > 219,738 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

- Tulangan Sengkang

Dipasang tulangan sengkang $\emptyset 13$ -150mm

• Segmen 3 (7,5 m)

- Pengaruh Geser Lentur

Data

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$b_w = 600 \text{ mm}$$

$$h = 1800 \text{ mm}$$

$$d = 1755 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \emptyset &= 0,7 \text{ mm} \\ \text{Mutu Baja Tulangan } D > 12 \text{ mm}, f_y &= 390 \text{ Mpa} \\ \text{Mutu Baja Tulangan } D < 12 \text{ mm}, f_y &= 240 \text{ Mpa} \\ V_u \text{ max} &= 727690 \text{ N} \end{aligned}$$

Kuat Geser Beton dan Geser Tulangan

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 980478 \text{ N} \\ V_s \text{ min} &= 1/3 \times b_w \times d \\ &= 351000 \text{ N} \\ V_s \text{ max} &= 0,33 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 1922506 \text{ N} \\ 2 \times V_s \text{ max} &= 2 \times 1922506 \text{ N} \\ &= 3845012 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek Kondisi Perencanaan Geser

Kondisi 1

$$V_u \leq 0,5 \emptyset V_c = 367679 \text{ N} \quad (\text{NOT OK})$$

Kondisi 2

$$0,5 \emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c = 735359 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 3

$$\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ min}) = 998609 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 4

$$\emptyset (V_c + V_s \text{ min}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ max}) = 21177238 \text{ N} (\text{OK})$$

Kondisi 5

$$\emptyset (V_c + V_s \text{ max}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 2V_s \text{ max}) = 3619118 \text{ N} (\text{OK})$$

Keterangan :

1. Apabila masuk kondisi 1-3, maka desain perencanaan tulangan geser minimum .
2. Apabila masuk kondisi 4-5, maka desain perencanaan tulangan geser.

Kebutuhan Tulangan Geser

Tulangan geser minimum

$$d/2 = 877,5 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad (\text{NOT OK})$$

$$s \text{ pakai} = 200 \text{ mm} \leq 877,5 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$A_v \text{ min} = 0,35 \times b_w \times (s/f_y)$$

$$= 175 \text{ mm}^2$$

- Gabungan Geser Lentur dan Momen Puntir

Kebutuhan Tulangan Sengkang Tertutup

$$A_v + 2A_t = 175 \text{ mm}^2$$

$$0,062 \times \sqrt{f_c'} \times s / f_y t = 104,489 \text{ mm}^2$$

$$0,35 \times b_w \times s / f_y t = 107,692 \text{ mm}^2$$

maka diambil nilai terbesar = 175 mm²

Tulangan Sengkang Tertutup Terpasang

$$A_v \text{ perlu} = 175 \text{ mm}^2$$

Direncanakan:

$$\emptyset = 13 \text{ mm}$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah kaki} = 2$$

$$A_v \text{ pakai} = 265,265 \text{ mm}^2$$

Cek :

$$A_v \text{ pakai} \geq A_v \text{ perlu}$$

$$265,465 \text{ mm}^2 > 107,692 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

- Tulangan Sengkang

Dipasang tulangan sengkang $\emptyset 13$ -200mm

• Segmen 4 (10 m)

- Pengaruh Geser Lentur

Data

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$b_w = 600 \text{ mm}$$

$$h = 1800 \text{ mm}$$

$$d = 1755 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \emptyset &= 0,7 \text{ mm} \\ \text{Mutu Baja Tulangan } D > 12 \text{ mm}, f_y &= 390 \text{ Mpa} \\ \text{Mutu Baja Tulangan } D < 12 \text{ mm}, f_y &= 240 \text{ Mpa} \\ V_u \text{ max} &= 574018 \text{ N} \end{aligned}$$

Kuat Geser Beton dan Geser Tulangan

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 980478 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= 1/3 \times b_w \times d \\ &= 351000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ max} &= 0,33 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 1922506 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2 \times V_s \text{ max} &= 2 \times 1922506 \text{ N} \\ &= 3845012 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek Kondisi Perencanaan Geser

Kondisi 1

$$V_u \leq 0,5 \emptyset V_c = 367679 \text{ N} \quad (\text{NOT OK})$$

Kondisi 2

$$0,5 \emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c = 735359 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 3

$$\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ min}) = 998609 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 4

$$\emptyset (V_c + V_s \text{ min}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ max}) = 21177238 \text{ N} (\text{OK})$$

Kondisi 5

$$\emptyset (V_c + V_s \text{ max}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 2V_s \text{ max}) = 3619118 \text{ N} (\text{OK})$$

Keterangan :

1. Apabila masuk kondisi 1-3, maka desain perencanaan tulangan geser minimum .
2. Apabila masuk kondisi 4-5, maka desain perencanaan tulangan geser.

Kebutuhan Tulangan Geser

Tulangan geser minimum

$$d/2 = 877,5 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad (\text{NOT OK})$$

$$s \text{ pakai} = 250 \text{ mm} \leq 877,5 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$A_v \text{ min} = 0,35 \times b_w \times (s/f_y)$$

$$= 218,75 \text{ mm}^2$$

- Gabungan Geser Lentur dan Momen Puntir

Kebutuhan Tulangan Sengkang Tertutup

$$A_v + 2A_t = 218,75 \text{ mm}^2$$

$$0,062 \times \sqrt{f_c'} \times s / f_y t = 130,611 \text{ mm}^2$$

$$0,35 \times b_w \times s / f_y t = 134,615 \text{ mm}^2$$

$$\text{maka diambil nilai terbesar} = 218,75 \text{ mm}^2$$

Tulangan Sengkang Tertutup Terpasang

$$A_v \text{ perlu} = 218,75 \text{ mm}^2$$

Direncanakan:

$$\emptyset = 13 \text{ mm}$$

$$s = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah kaki} = 2$$

$$A_v \text{ pakai} = 265,265 \text{ mm}^2$$

Cek :

$$A_v \text{ pakai} \geq A_v \text{ perlu}$$

$$265,465 \text{ mm}^2 > 218,75 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

- Tulangan Sengkang

Dipasang tulangan sengkang $\emptyset 13$ -250mm

• Segmen 5 (12,5 m)

- Pengaruh Geser Lentur

Data

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$b_w = 600 \text{ mm}$$

$$h = 1800 \text{ mm}$$

$$d = 1755 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \emptyset &= 0,7 \text{ mm} \\ \text{Mutu Baja Tulangan } D > 12 \text{ mm}, f_y &= 390 \text{ Mpa} \\ \text{Mutu Baja Tulangan } D < 12 \text{ mm}, f_y &= 240 \text{ Mpa} \\ V_u \text{ max} &= 425222 \text{ N} \end{aligned}$$

Kuat Geser Beton dan Geser Tulangan

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 980478 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= 1/3 \times b_w \times d \\ &= 351000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ max} &= 0,33 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 1922506 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2 \times V_s \text{ max} &= 2 \times 1922506 \text{ N} \\ &= 3845012 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek Kondisi Perencanaan Geser

Kondisi 1

$$V_u \leq 0,5 \emptyset V_c = 367679 \text{ N} \quad (\text{NOT OK})$$

Kondisi 2

$$0,5 \emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c = 735359 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 3

$$\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ min}) = 998609 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 4

$$\emptyset (V_c + V_s \text{ min}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ max}) = 21177238 \text{ N} (\text{OK})$$

Kondisi 5

$$\emptyset (V_c + V_s \text{ max}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 2V_s \text{ max}) = 3619118 \text{ N} (\text{OK})$$

Keterangan :

1. Apabila masuk kondisi 1-3, maka desain perencanaan tulangan geser minimum .
2. Apabila masuk kondisi 4-5, maka desain perencanaan tulangan geser.

Kebutuhan Tulangan Geser

Tulangan geser minimum

$$d/2 = 877,5 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad (\text{NOT OK})$$

$$s \text{ pakai} = 300 \text{ mm} \leq 877,5 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$A_v \text{ min} = 0,35x \text{ bw} \times (s/f_y)$$

$$= 262,5 \text{ mm}^2$$

- Gabungan Geser Lentur dan Momen Puntir

Kebutuhan Tulangan Sengkang Tertutup

$$A_v + 2A_t = 262,5 \text{ mm}^2$$

$$0,062 * \sqrt{f_c'} * s / f_y t = 156,733 \text{ mm}^2$$

$$0,35 * \text{bw} * s / f_y t = 161,538 \text{ mm}^2$$

maka diambil nilai terbesar = 262,5 mm²

Tulangan Sengkang Tertutup Terpasang

$$A_v \text{ perlu} = 262,5 \text{ mm}^2$$

Direncanakan:

$$\emptyset = 13 \text{ mm}$$

$$s = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah kaki} = 2$$

$$A_v \text{ pakai} = 265,465 \text{ mm}^2$$

Cek :

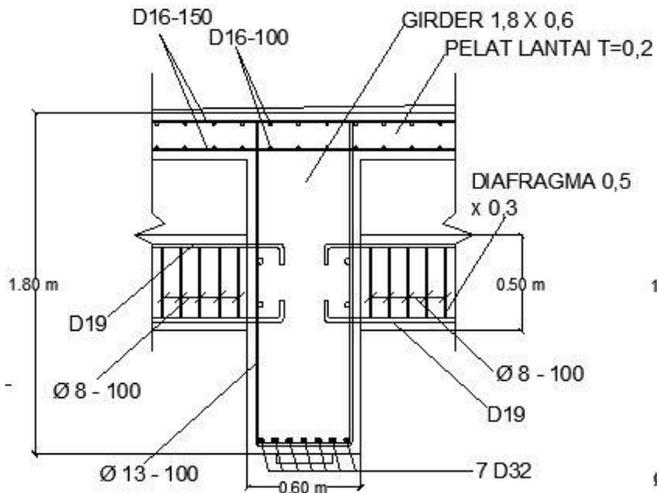
$$A_v \text{ pakai} \geq A_v \text{ perlu}$$

$$265,465 \text{ mm}^2 > 262,5 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

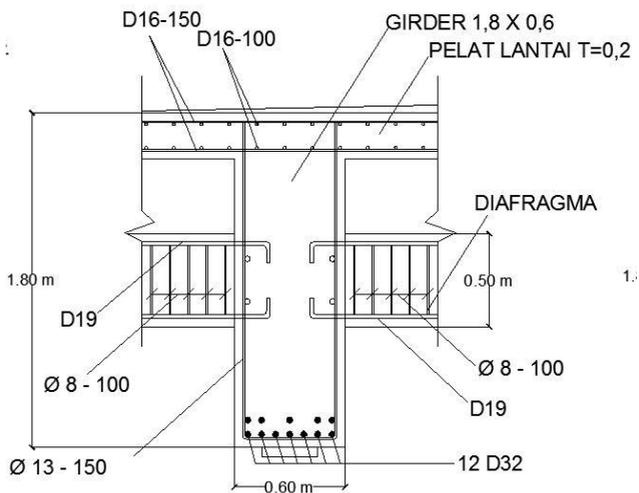
- Tulangan Sengkang

Dipasang tulangan sengkang $\emptyset 13$ -300mm

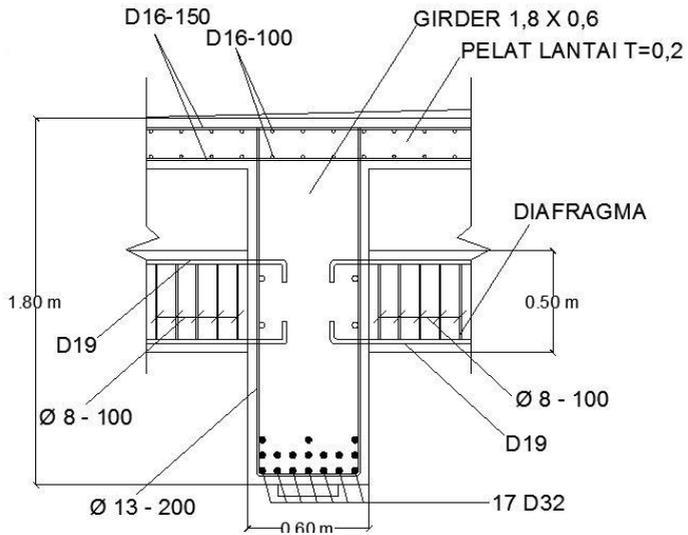
4.2.6.6 Hasil



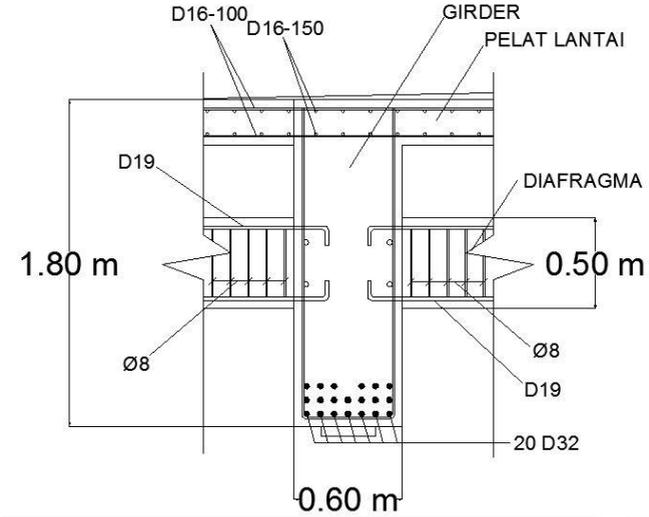
Gambar 4. 6 Hasil Perhitungan Girder Tengah Segmen 1 & 10



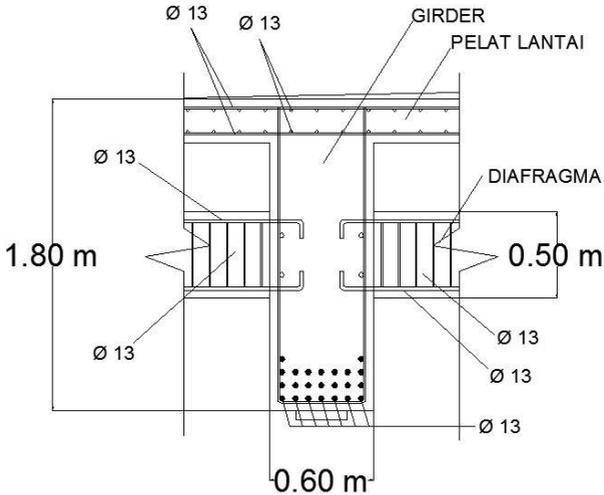
Gambar 4. 7 Hasil Perhitungan Girder Tengah Segmen 2 & 9



Gambar 4. 8 Hasil Perhitungan Girder Tengah Segmen 3 & 8



Gambar 4. 9 Hasil Perhitungan Girder Tengah Segmen 4 & 7



Gambar 4. 10 Hasil Perhitungan Girder Tengah Segmen 5 & 6

4.2.7 Perhitungan Girder Tepi

4.2.7.1 Data

Tinggi girder, h	= 1800 mm
Lebar girder bawah, bw	= 600 mm
decking, d'	= 50 mm
Lebar efektif, d = h-d'	= 1750 mm
Faktor reduksi kekuatan lentur, ϕ	= 0,8
Mutu beton, f_c'	= 30 Mpa
Mutu baja tul.lentur, f_y	= 390 Mpa
Mutu baja tu. sengkang, f_y	= 240 Mpa

4.2.7.2 Analisa Pembebanan

- Berat Sendiri (MS)

Berat Sendiri Merata

Tabel 4. 19 Berat sendiri merata girder tepi

NO	JENIS	LEBAR (m)	TEBAL (m)	BERAT (kN/m ³)	BEBAN kN/m
1	Pelat Lantai	1,2	0,25	25	7,5
2	Berat trotoar	1,2	0,25	24	7,2
3	Kerb	0,18	0,2	25	0,9
4	Girder	0,6	1,8	25	27
Q MS=					42,6

Berat Sendiri Terpusat

Tabel 4. 20 Berat sendiri terpusat girder tepi

NO	JENIS	LEBAR (m)	TEBAL (m)	PANJANG (m)	BERAT (kN/m ³)	BEBAN kN
1	Diafragma	0,3	0,5	1,2	25	4,5
2	Berat Pipa 1			2	0,0713	0,1426
3	Berat Pipa 2			2	0,0713	0,1426
4	Tiang Sandaran	0,2	0,2	1,2	25	1,2
P MS						5,9852

- Beban Mati Tambahan

Beban Mati Tambahan Merata

Tabel 4. 21 Beban mati tambahan merata girder tepi

NO	JENIS	LEBAR (m)	TEBAL (m)	BERAT (kN/m3)	BEBAN kN/m
1	Lap. Aspal + Overlay	1,2	0,12	22	3,168
2	Air Hujan	1,2	0,05	9,8	0,588
Q MA					3,756

- Beban Lalu Lintas (D)

a. Beban lajur D merata (QTD)

Berdasarkan **RSNI T-02-2005 pasal 6.3.1**

Beban UDL/BTR:

$$L = 25 \text{ m} < L = 30 \text{ m}$$

maka digunakan

$$q = 9 \text{ Kpa} = 9 \text{ kN/m}^2$$

50% dari UDL

$$\begin{aligned} qL &= q \times s \times 50\% \\ &= 9 \text{ kN/m}^2 \times 1,8 \text{ m} \times 50\% \\ &= 8,1 \text{ kN/m} \\ &= 0,81 \text{ t/m} \end{aligned}$$

b. Beban lajur terpusat (PTD)

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

$$DLA = 40 \% \text{ untuk } L = 25 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P(\text{kel}) &= P \times (1 + DLA) \times s \times 50\% \\ &= 49 \text{ kN/m} \times (1 + 40\%) \times 1,8 \text{ m} \times 50\% \\ &= 61,74 \text{ kN} \\ &= 6,174 \text{ Ton} \end{aligned}$$

4.2.7.3 Perhitungan Per Segmen

Perhitungan girder tepi sama seperti perhitungan girder tengah yaitu dengan membagi menjadi beberapa segmen setiap 2,5 meter hingga setengah dari panjang pelat lantai kendaraan dan pelat kantilever yang ditumpu girder.

- Segmen 1 (Jarak, $L_s = 2,5$ m)
Jumlah diafragma = 1

- Reaksi Perletakan Akibat Berat Sendiri (MS)

Rva akibat MS

$$= R_{vs} \text{ akibat } Q_{MS} + R_{va} \text{ akibat } P_{MS}$$

$$= (1/2 \times Q_{MS} \times L) + (1/2 \times P_{MS} \times n)$$

$$= (1/2 \times 42,6 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}) + (1/2 \times 5,98 \text{ kN} \times 8)$$

$$= 556,44 \text{ kN}$$

maka, $R_{Va} = R_{Vb} = 556,44 \text{ kN}$

- Reaksi Perletakan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

Rva akibat MA

$$= R_{va} \text{ akibat } Q_{MA}$$

$$= 1/2 \times Q_{MA} \times L$$

$$= 1/2 \times 3,756 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}$$

$$= 47 \text{ kN}$$

maka, $R_{Va} = R_{Vb} = 47 \text{ kN}$

- Reaksi Perletakan Akibat TD

Rva akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= R_{Va} \text{ qTD} + R_{Va} \text{ PTD} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times \text{qTD} \times L \right) + \left(\text{PTD} \times \left(\frac{L - L_s}{L} \right) \right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 8,1 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \right) + \left(61,74 \text{ kN} \left(\frac{25 \text{ m} - 2,5 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
 &= 156,82 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &R_{Vb} \text{ akibat TD} \\
 &= R_{Vb} \text{ qTD} + R_{Vb} \text{ PTD} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times \text{qTD} \times L \right) + \left(\text{PTD} \times \left(\frac{L_s}{L} \right) \right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 8,1 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \right) + \left(123,5 \text{ kN} \left(\frac{2,5 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
 &= 107,42 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Gaya Lintang D

$$\begin{aligned}
 &V \text{ akibat MS} \\
 &= R_{Va} \text{ MS} - (\text{qMS} \times L_s) - (\text{PMS} \times n) \\
 &= 556,44 \text{ kN} - (42,6 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m}) - (5,985 \text{ kN} \times 1) \\
 &= 443,96 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &V \text{ akibat MA} \\
 &= R_{Va} \text{ MA} - (\text{qMA} \times L_s) \\
 &= 47 \text{ kN} - (3,756 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m}) \\
 &= 37,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &V \text{ akibat TD} \\
 &= \text{gaya lintang maksimal antara } R_{Va} \text{ dan } R_{Vb} \text{ akibat TD} \\
 &= R_{Va} \text{ akibat TD} \\
 &= 156,82 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Pembebanan (Jarak 2,5 meter)

Tabel 4. 22 Rekapitulasi gaya vertikal segmen 1 girder tepi

NO	Jenis Beban	V	FAKTOR BEBAN		Layan	Ultim.
		kN	Layan	Ultimate	V (kN)	Vu(kN)
1	Berat Sendiri (MS)	443,96	1	1,3	443,96	577,1
2	B. Mati Tambahan (MA)	37,56	1	2	37,56	75,12
3	Beban Lalu lintas (TD)	156,816	1	1,8	156,8	282,3
	TOTAL				638,3	934,5

- Gaya Momen

Momen Akibat Berat Sendiri

$$\begin{aligned}
 &= (RV_a \text{ MS} \times L_s) - ((q\text{MS} \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) \\
 &= (556,44\text{kN} \times 2,5\text{m}) - ((42,6\text{kN/m} \times 2,5\text{m}) \times (1/2 \times 2,5\text{m})) \\
 &= 1257,977 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Mati Tambahan

$$\begin{aligned}
 &= (RV_a \text{ MA} \times L_s) - ((q\text{MA} \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) \\
 &= (47\text{kN} \times 2,5\text{m}) - ((3,756 \text{ kN/m} \times 2,5\text{m}) \times (1/2 \times 2,5\text{m})) \\
 &= 105,64 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Lajur

$$\begin{aligned}
 &= (RV_a \text{ TD} \times L_s) - ((q\text{TD} \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) \\
 &= (156,82\text{kN} \times 2,5\text{m}) - ((8,1\text{kN/m} \times 2,5\text{m}) \times (1/2 \times 2,5\text{m})) \\
 &= 366,73 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Gaya Momen (Jarak 2,5 meter)

Tabel 4. 23 Rekapitulasi gaya momen segmen 1 girder tepi

NO	Jenis Beban	Momen kNm	Faktor beban		Layan	Ultimit
			Layan	Ultimate	kNm	kNm
1	Berat Sendiri (MS)	1257,97	1	1,3	1257,97	1635,4
2	B. Mati Tambahan (MA)	105,64	1	2	105,64	211,3
3	Beban Lalu lintas (TD)	366,73	1	1,8	366,73	660,1
	TOTAL				1730,2	2506,8

- Penulangan Girder (Jarak, $L_s = 2,5$ meter)

Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{390 \text{Mpa}}{0,85 \times 30 \text{Mpa}} \\ &= 15,2941 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{2506754600 \text{Nmm}}{0,8} \\ &= 3133443250 \text{Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{3133443250 \text{Nmm}}{600 \text{ mm} \times (1750 \text{ mm})^2} \\ &= 1,705 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{Mpa}}{390 \text{Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{Mpa}} \right) \\ &= 0,033683 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\ &= 0,00359\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 75\% \times 0,033683 \\ &= 0,0253\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 1,70528}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\ &= 0,00453\end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,00453$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00453 \times 600 \text{ mm} \times 1750 \text{ mm} \\ &= 4755,9 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 32 mm dengan As tulangan = 804,25 mm²

$$\text{Jumlah tulangan}(n) = \frac{\text{Asperlu}}{\text{Astulangan}} = \frac{4755,9 \text{ mm}^2}{804,25 \text{ mm}^2} = 6$$

Maka di dapat dari perhitungan diatas untuk tulangan lentur digunakan, **6 D 32 mm (As = 4825,5 mm²)**

- Segmen 2 (Jarak 5 m)

Jumlah diafragma = 2

- Reaksi Perletakan Akibat Berat Sendiri (MS)

Rva akibat MS

= Rvs akibat Q MS + Rva akibat P MS

= $(1/2 \times QMS \times L) + (1/2 \times PMS \times n)$

= $(1/2 \times 42,6 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}) + (1/2 \times 5,985 \text{ kN} \times 8)$

= 556,4 kN

maka, $RVa = RVb = 556,4 \text{ kN}$

- Reaksi Perletakan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

Rva akibat MA

= Rva akibat QMA

= $1/2 \times QMA \times L$

= $1/2 \times 3,756 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}$

= 47 kN

maka, $RVa = RVb = 47 \text{ kN}$

- Reaksi Perletakan Akibat TD

RVa akibat TD

= $RVa_{qTD} + RVa_{PTD}$

= $(1/2 \times q_{TD} \times L) + \left(P_{TD} \times \left(\frac{L - L_s}{L} \right) \right)$

= $(1/2 \times 8,1 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}) + \left(61,74 \text{ kN} \left(\frac{25 \text{ m} - 5 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right)$

= 150,6 kN

RVb akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= R_{Vb} \text{ qTD} + R_{Vb} \text{ PTD} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times \text{qTD} \times L \right) + \left(\text{PTD} \times \left(\frac{L_s}{L} \right) \right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 8,1 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \right) + \left(61,74 \text{ kN} \left(\frac{5 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
 &= 113,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Gaya Lintang D

V akibat MS

$$\begin{aligned}
 &= R_{va} \text{ MS} - (\text{qMS} \times L_s) - (\text{PMS} \times n) \\
 &= 556,44 \text{ kN} - (42,6 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m}) - (5,985 \text{ kN} \times 2) \\
 &= 331,47 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

V akibat MA

$$\begin{aligned}
 &= R_{va} \text{ MA} - (\text{qMA} \times L_s) \\
 &= 47 \text{ kN} - (3,756 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m}) \\
 &= 28,17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

V akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= \text{gaya lintang maksimal antara } R_{Va} \text{ dan } R_{Vb} \text{ akibat TD} \\
 &= R_{Va} \text{ akibat TD} \\
 &= 150,64 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Pembebanan (Jarak 5 meter)

Tabel 4. 24 Tabel Rekapitulasi Pembebanan Girder Tepi Segmen 2

NO	Jenis Beban	V	FAKTOR BEBAN		Layan	Ultim.
		kN	Layan	Ultimate	V (kN)	Vu(kN)
1	Berat Sendiri (MS)	331,47	1	1,3	331,47	430,9
2	B. Mati Tambahan (MA)	28,17	1	2	28,17	56,34
3	Beban Lalu lintas (TD)	150,64	1	1,8	150,64	271,2
	TOTAL				510,3	758,4

- Gaya Momen

Momen Akibat Berat Sendiri

$$\begin{aligned}
 &= (RV_a MS \times L_s) - ((q_{MS} \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) - (PMS1 \\
 &\times 1/2L_s1) - (PMS2 \times L_s) \\
 &= (556,44\text{kN} \times 5\text{m}) - ((42,6\text{kN/m} \times 5\text{m}) \times (1/2 \times 5\text{m})) \\
 &- (5,985\text{kN/m} \times 0,5\text{ m}) - (5,985\text{ kN/m} \times 5\text{ m}) \\
 &= 2216,79\text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Mati Tambahan

$$\begin{aligned}
 &= (RV_a MA \times L_s) - ((q_{MA} \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) \\
 &= (47\text{kN} \times 5\text{m}) - ((3,756\text{kN/m} \times 5\text{m}) \times (1/2 \times 5\text{m})) \\
 &= 187,8\text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Lajur

$$\begin{aligned}
 &= (RV_a TD \times L_s) - ((q_{TD} \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) \\
 &= (156,82\text{ kN} \times 5\text{m}) - ((8,1\text{kN/m} \times 5\text{m}) \times (1/2 \times 5\text{m})) \\
 &= 682,8\text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Gaya Momen (Jarak 5 meter)

Tabel 4. 25 Rekapitulasi gaya momen segmen 2 girder tepi

NO	Jenis Beban	Momen kNm	Faktor beban		Layan kNm	Ultimit kNm
			Layan	Ultimate		
1	Berat Sendiri (MS)	2216,79	1	1,3	2216,79	2881,8
2	B. Mati Tambahan (MA)	187,8	1	2	187,8	375,6
3	Beban Lalu lintas (TD)	682,8	1	1,8	682,8	1229,1
	TOTAL				3087,5	4486,5

- Penulangan Girder (Jarak, $L_s = 5$ meter)

Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390\text{Mpa}}{0,85 \times 30\text{Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{4486515020 \text{ Nmm}}{0,8} \\
 &= 5608143775 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{5608143775 \text{ Nmm}}{600 \text{ mm} \times (1750 \text{ mm})^2} \\
 &= 3,0,52 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{390 \text{ Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{ Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\
 &= 0,00359
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 75\% \times 0,033683 \\
 &= 0,0253
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 3,0,52}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\ &= 0,00836\end{aligned}$$

Kontrol , $\rho \text{ min} > \rho \text{ perlu} > \rho \text{ max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho \text{ perlu} > \rho \text{ min}$ maka digunakan $\rho \text{ perlu} = 0,00836$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho \text{ perlu} \times b \times d \\ &= 0,00836 \times 600 \text{ mm} \times 1750 \text{ mm} \\ &= 8778,3 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 32 mm dengan As tulangan = 804,25 mm²

$$\text{Jumlah tulangan}(n) = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{tulangan}}} = \frac{8778,3 \text{ mm}^2}{804,25 \text{ mm}^2} = 11$$

Maka di dapat dari perhitungan diatas untuk tulangan lentur digunakan, **11 D 32 mm (As = 8846,7 mm²)**

- Segmen 3 (Jarak 7,5 m)
Jumlah diafragma = 3

- Reaksi Perletakan Akibat Berat Sendiri (MS)

Rva akibat MS

$$= Rvs \text{ akibat Q MS} + Rva \text{ akibat P MS}$$

$$= (1/2 \times QMS \times L) + (1/2 \times PMS \times n)$$

$$= (1/2 \times 42,6 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}) + (1/2 \times 5,985 \text{ kN} \times 8)$$

$$= 556,4 \text{ kN}$$

maka, $RVa = RVb = 556,4 \text{ kN}$

- Reaksi Perletakan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

$$\begin{aligned}
 & R_{va} \text{ akibat MA} \\
 & = R_{va} \text{ akibat QMA} \\
 & = \frac{1}{2} \times QMA \times L \\
 & = \frac{1}{2} \times 3,756 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \\
 & = 47 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{maka, } R_{Va} = R_{Vb} = 47 \text{ kN}$$

- Reaksi Perletakan Akibat TD

$$\begin{aligned}
 & R_{Va} \text{ akibat TD} \\
 & = R_{Va} \text{ qTD} + R_{Va} \text{ PTD} \\
 & = \left(\frac{1}{2} \times q_{TD} \times L \right) + \left(P_{TD} \times \left(\frac{L - L_s}{L} \right) \right) \\
 & = \left(\frac{1}{2} \times 8,1 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \right) + \left(61,74 \text{ kN} \left(\frac{25 \text{ m} - 7,5 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
 & = 144,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

R_{Vb} akibat TD

$$\begin{aligned}
 & = R_{Vb} \text{ qTD} + R_{Vb} \text{ PTD} \\
 & = \left(\frac{1}{2} \times q_{TD} \times L \right) + \left(P_{TD} \times \left(\frac{L_s}{L} \right) \right) \\
 & = \left(\frac{1}{2} \times 8,1 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \right) + \left(61,74 \text{ kN} \left(\frac{7,5 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
 & = 119,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Gaya Lintang D

$$\begin{aligned}
 & V \text{ akibat MS} \\
 & = R_{va} \text{ MS} - (q_{MS} \times L_s) - (P_{MS} \times n) \\
 & = 556,4 \text{ kN} - (42,6 \text{ kN/m} \times 7,5 \text{ m}) - (5,985 \text{ kN} \times 3) \\
 & = 219 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

V akibat MA

$$\begin{aligned}
 &= R_{va} MA - (qMA \times L_s) \\
 &= 47 \text{ kN} - (3,756 \text{ kN/m} \times 7,5 \text{ m}) \\
 &= 18,78 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

V akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= \text{ gaya lintang maksimal antara } R_{Va} \text{ dan } R_{Vb} \text{ akibat TD} \\
 &= R_{Va} \text{ akibat TD} \\
 &= 144,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Pembebanan (Jarak 7,5 meter)

Tabel 4. 26 Rekapitulasi gaya vertikal segmen 3 girder tepi

NO	Jenis Beban	V	FAKTOR BEBAN		Layan	Ultim.
		kN	Layan	Ultimate	V (kN)	Vu(kN)
1	Berat Sendiri (MS)	218,9	1	1,3	219	284,7
2	B. Mati Tambahan (MA)	18,78	1	2	18,78	37,56
3	Beban Lalu lintas (TD)	144,468	1	1,8	144,5	260,04
	TOTAL				382,2	582,3

- Gaya Momen

Momen Akibat Berat Sendiri

$$\begin{aligned}
 &= (R_{Va} MS \times L_s) - ((qMS \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) - (PMS1 \times 1/2Ls1) - (PMS2 \times L_s) \\
 &= (556,44\text{kN} \times 7,5\text{m}) - ((42,6\text{kN/m} \times 7,5\text{m}) \times (1/2 \times 7,5\text{m})) - (5,985\text{kN/m} \times 2,5 \text{ m}) - (5,985 \text{ kN/m} \times 7,5 \text{ m}) \\
 &= 2915,329 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Mati Tambahan

$$\begin{aligned}
 &= (R_{Va} MA \times L_s) - ((qMA \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) \\
 &= (47\text{kN} \times 7,5\text{m}) - ((3,756\text{kN/m} \times 7,5\text{m}) \times (1/2 \times 7,5\text{m})) \\
 &= 246,5 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Lajur

$$\begin{aligned}
 &= (R_{Va} TD \times L_s) - ((qTD \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) \\
 &= (156,82\text{kN} \times 7,5\text{m}) - ((8,1\text{kN/m} \times 7,5\text{m}) \times (1/2 \times 7,5\text{m})) \\
 &= 948,3 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Gaya Momen (Jarak 7,5 meter)

Tabel 4. 27 Rekapitulasi gaya momen segmen 3 girder tepi

NO	Jenis Beban	Momen kNm	Faktor beban		Layan kNm	Ultimit kNm
			Layan	Ultimate		
1	Berat Sendiri (MS)	2915,3	1	1,3	2915,3	3789,9
2	B. Mati Tambahan (MA)	246,5	1	2	246,5	429,9
3	Beban Lalu lintas (TD)	948,3	1	1,8	948,3	1706,9
	TOTAL				4110,1	5989,9

- Penulangan Girder (Jarak, $L_s = 7,5$ meter)

Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390 \text{ Mpa}}{0,85 \times 30 \text{ Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{5989856200 \text{ Nmm}}{0,8} \\
 &= 7487320250 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{7487320250 \text{ Nmm}}{600 \text{ mm} \times (1750 \text{ mm})^2} \\
 &= 4,075 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30\text{Mpa}}{390\text{Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390\text{Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{390\text{Mpa}} \\
 &= 0,00359
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 75\% \times 0,033683 \\
 &= 0,0253
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 4,07473}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\
 &= 0,0114
 \end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,0114$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\
 &= 0,0114 \times 600 \text{ mm} \times 1750 \text{ mm} \\
 &= 12023 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 32 mm dengan As tulangan = 804,25 mm²

$$\text{Jumlah tulangan}(n) = \frac{A_{\text{perlu}}}{A_{\text{tulangan}}} = \frac{12023\text{mm}^2}{804,25\text{mm}^2} = 15$$

Maka di dapat dari perhitungan diatas untuk tulangan lentur digunakan, **15 D 32 mm (As = 12063,7158 mm²)**

- Segmen 4 (Jarak 10 m)

$$\text{Jumlah diafragma} = 4$$

- Reaksi Perletakan Akibat Berat Sendiri (MS)

Rva akibat MS

$$= R_{vs} \text{ akibat Q MS} + R_{va} \text{ akibat P MS}$$

$$= (1/2 \times Q_{MS} \times L) + (1/2 \times P_{MS} \times n)$$

$$= (1/2 \times 42,6 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}) + (1/2 \times 5,985 \text{ kN} \times 8)$$

$$= 556,4 \text{ kN}$$

$$\text{maka, } R_{Va} = R_{Vb} = 556,4 \text{ kN}$$

- Reaksi Perletakan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

Rva akibat MA

$$= R_{va} \text{ akibat QMA}$$

$$= 1/2 \times Q_{MA} \times L$$

$$= 1/2 \times 3,756 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}$$

$$= 47 \text{ kN}$$

$$\text{maka, } R_{Va} = R_{Vb} = 47 \text{ kN}$$

- Reaksi Perletakan Akibat TD

Rva akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= R_{Va} \ q_{TD} + R_{Va} \ P_{TD} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times q_{TD} \times L \right) + \left(P_{TD} \times \left(\frac{L - L_s}{L} \right) \right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 8,1 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \right) + \left(61,74 \text{ kN} \left(\frac{25 \text{ m} - 10 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
 &= 138,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

RVb akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= R_{Vb} \ q_{TD} + R_{Vb} \ P_{TD} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times q_{TD} \times L \right) + \left(P_{TD} \times \left(\frac{L_s}{L} \right) \right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 8,1 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \right) + \left(61,74 \text{ kN} \left(\frac{10 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
 &= 125,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Gaya Lintang D

V akibat MS

$$\begin{aligned}
 &= R_{Va} \ MS - (q_{MS} \times L_s) - (P_{MS} \times n) \\
 &= 556,4 \text{ kN} - (42,6 \text{ kN/m} \times 10 \text{ m}) - (5,985 \text{ kN} \times 4) \\
 &= 106,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

V akibat MA

$$\begin{aligned}
 &= R_{Va} \ MA - (q_{MA} \times L_s) \\
 &= 47 \text{ kN} - (3,756 \text{ kN/m} \times 10 \text{ m}) \\
 &= 9,39 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

V akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= \text{gaya lintang maksimal antara } R_{Va} \text{ dan } R_{Vb} \text{ akibat TD} \\
 &= R_{Va} \text{ akibat TD} \\
 &= 138,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Pembebanan (Jarak 10 meter)

Tabel 4. 28 Rekapitulasi gaya vertikal segmen 4 girder tepi

NO	Jenis Beban	V	FAKTOR BEBAN		Layan	Ultim.
		kN	Layan	Ultimate	V (kN)	Vu(kN)
1	Berat Sendiri (MS)	106,5	1	1,3	106,5	138,5
2	B. Mati Tambahan (MA)	9,39	1	2	9,39	18,78
3	Beban Lalu lintas (TD)	138,3	1	1,8	138,3	248,9
	TOTAL				254,2	406,2

- Gaya Momen

Momen Akibat Berat Sendiri

$$\begin{aligned}
 &= (RV_a MS \times L_s) - ((qMS \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) - (PMS1 \times 1/2Ls1) - (PMS2 \times L_s) \\
 &= (556,4\text{kN} \times 10\text{m}) - ((42,6\text{kN/m} \times 10\text{m}) \times (1/2 \times 10\text{m})) \\
 &\quad - (6,5\text{kN/m} \times 4,5 \text{ m}) - (6,5 \text{ kN/m} \times 4,5 \text{ m}) - (5,985 \text{ kN/m} \times 10 \text{ m}) \\
 &= 3345,3 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Mati Tambahan

$$\begin{aligned}
 &= (RV_a MA \times L_s) - ((qMA \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) \\
 &= (47\text{kN} \times 10\text{m}) - ((3,756\text{kN/m} \times 10\text{m}) \times (1/2 \times 10\text{m})) \\
 &= 281,7 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Lajur

$$\begin{aligned}
 &= (RV_a TD \times L_s) - ((qTD \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) \\
 &= (47\text{kN} \times 10\text{m}) - ((8,1\text{kN/m} \times 10\text{m}) \times (1/2 \times 10\text{m})) \\
 &= 1163 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Gaya Momen (Jarak 10 meter)

Tabel 4. 29 Rekapitulasi gaya momen segmen 4 girder tepi

NO	Jenis Beban	Momen kNm	Faktor beban		Layan	Ultimit
			Layan	Ultimate	kNm	kNm
1	Berat Sendiri (MS)	3345,3	1	1,3	3345,3	4348,9
2	B. Mati Tambahan (MA)	281,7	1	2	281,7	563,4
3	Beban Lalu lintas (TD)	1163	1	1,8	1163	2093,7
	TOTAL				4790	7005,9

- Penulangan Girder (Jarak, $L_s = 10$ meter)

Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{390 \text{Mpa}}{0,85 \times 30 \text{Mpa}} \\ &= 15,2941 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{700598580 \text{Nmm}}{0,8} \\ &= 8757482250 \text{Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{8757482250 \text{Nmm}}{600 \text{ mm} \times (1750 \text{ mm})^2} \\ &= 4,766 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{Mpa}}{390 \text{Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{Mpa}} \right) \\ &= 0,033683 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\ &= 0,00359\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 75\% \times 0,033683 \\ &= 0,0253\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 4,766}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\ &= 0,0136\end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,0136$

$$\begin{aligned}\text{As}_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0136 \times 600 \text{ mm} \times 1750 \text{ mm} \\ &= 14326 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 32 mm dengan $\text{As}_{\text{tulangan}} = 804,25 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumlah tulangan}(n) = \frac{\text{As}_{\text{perlu}}}{\text{As}_{\text{tulangan}}} = \frac{14326 \text{ mm}^2}{804,25 \text{ mm}^2} = 18$$

Maka di dapat dari perhitungan diatas untuk tulangan lentur digunakan, **18 D 32 mm (As = 14476,46 mm²)**

- Segmen 5 (Jarak 12,5 m)

Jumlah diafragma = 4

- Reaksi Perletakan Akibat Berat Sendiri (MS)

Rva akibat MS

$$= Rvs \text{ akibat Q MS} + Rva \text{ akibat P MS}$$

$$= (1/2 \times QMS \times L) + (1/2 \times PMS \times n)$$

$$= (1/2 \times 42,6 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}) + (1/2 \times 5,985 \text{ kN} \times 8)$$

$$= 556,4 \text{ kN}$$

maka, $RVa = RVb = 556,4 \text{ kN}$

- Reaksi Perletakan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

Rva akibat MA

$$= Rva \text{ akibat QMA}$$

$$= 1/2 \times QMA \times L$$

$$= 1/2 \times 3,756 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}$$

$$= 47 \text{ kN}$$

maka, $RVa = RVb = 47 \text{ kN}$

- Reaksi Perletakan Akibat TD

RVa akibat TD

$$= RVa \text{ qTD} + RVa \text{ PTD}$$

$$= (1/2 \times qTD \times L) + \left(PTD \times \left(\frac{L - Ls}{L} \right) \right)$$

$$= (1/2 \times 8,1 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}) + \left(61,74 \text{ kN} \left(\frac{25 \text{ m} - 12,5 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right)$$

$$= 132,1 \text{ kN}$$

RVb akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= R_{Vb} \text{ qTD} + R_{Vb} \text{ PTD} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times \text{qTD} \times L \right) + \left(\text{PTD} \times \left(\frac{L_s}{L} \right) \right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 8,1,74 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m} \right) + \left(6 \text{ kN} \left(\frac{12,5 \text{ m}}{25 \text{ m}} \right) \right) \\
 &= 132,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Gaya Lintang D

V akibat MS

$$\begin{aligned}
 &= R_{Va} \text{ MS} - (\text{qMS} \times L_s) - (\text{PMS} \times n) \\
 &= 556,4 \text{ kN} - (42,6 \text{ kN/m} \times 12,5 \text{ m}) - (5,985 \text{ kN} \times 4) \\
 &= 0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

V akibat MA

$$\begin{aligned}
 &= R_{Va} \text{ MA} - (\text{qMA} \times L_s) \\
 &= 47 \text{ kN} - (3,756 \text{ kN/m} \times 12,5 \text{ m}) \\
 &= 0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

V akibat TD

$$\begin{aligned}
 &= \text{gaya lintang maksimal antara } R_{Va} \text{ dan } R_{Vb} \text{ akibat TD} \\
 &= R_{Va} \text{ akibat TD} \\
 &= 132,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Pembebanan (Jarak 12,5 meter)

Tabel 4. 30 Rekapitulasi gaya vertikal segmen 5 girder tepi

NO	Jenis Beban	V	FAKTOR BEBAN		Layan	Ultim.
		kN	Layan	Ultimate	V (kN)	Vu(kN)
1	Berat Sendiri (MS)	0	1	1,3	0	0
2	B. Mati Tambahan (MA)	0	1	2	0	0
3	Beban Lalu lintas (TD)	132,1	1	1,8	132,1	237,8
	TOTAL				132,1	237,8

- Gaya Momen

Momen Akibat Berat Sendiri

$$\begin{aligned}
 &= (RV_a MS \times L_s) - ((qMS \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) - (PMS1 \times 1/2Ls1) - (PMS2 \times L_s) \\
 &= (556,4\text{kN} \times 12,5\text{m}) - ((42,6\text{kN/m} \times 12,5\text{m}) \times (1/2 \times 12,5\text{m})) - (6,5\text{kN/m} \times 4,5\text{m}) - (5,985 \text{ kN/m} \times 12,5 \text{ m}) \\
 &= 3523,32 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Mati Tambahan

$$\begin{aligned}
 &= (RV_a MA \times L_s) - ((qMA \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) \\
 &= (47 \text{ kN} \times 12,5\text{m}) - ((3,756\text{kN/m} \times 12,5\text{m}) \times (1/2 \times 12,5\text{m})) \\
 &= 293,4 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Lajur

$$\begin{aligned}
 &= (RV_a TD \times L_s) - ((qTD \times L_s) \times (1/2 \times L_s)) \\
 &= (156,82\text{kN} \times 12,5\text{m}) - ((8,1\text{kN/m} \times 12,5\text{m}) \times (1/2 \times 12,5\text{m})) \\
 &= 1327,4 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Gaya Momen (Jarak 12,5 meter)

Tabel 4. 31 Rekapitulasi gaya momen segmen 5 girder tepi

NO	Jenis Beban	Momen	Faktor beban		Layan	Ultimit
		kNm	Layan	Ultimate	kNm	kNm
1	Berat Sendiri (MS)	3523,32	1	1,3	3523,32	4580,3
2	B. Mati Tambahan (MA)	293,4	1	2	293,4	586,8
3	Beban Lalu lintas (TD)	1327	1	1,8	1327,4	2389,3
	TOTAL				5144,1	7556,4

- Penulangan Girder (Jarak, $L_s = 12,5$ meter)

Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390\text{Mpa}}{0,85 \times 30\text{Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{755648850 \text{ Nmm}}{0,8} \\ &= 9445610625 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{9445610625 \text{ Nmm}}{600 \text{ mm} \times (1750 \text{ mm})^2} \\ &= 5,14 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{390 \text{ Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{ Mpa}} \right) \\ &= 0,033683 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\ &= 0,00359 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 75\% \times 0,033683 \\ &= 0,0253 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 5,14}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\ &= 0,0148\end{aligned}$$

Kontrol , $\rho \text{ min} > \rho \text{ perlu} > \rho \text{ max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho \text{ perlu} > \rho \text{ min}$ maka digunakan $\rho \text{ perlu} = 0,0145$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho \text{ perlu} \times b \times d \\ &= 0,0148 \times 600 \text{ mm} \times 1750 \text{ mm} \\ &= 15615,7 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 32 mm dengan $\text{As tulangan} = 804,25 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumlah tulangan}(n) = \frac{\text{Asperlu}}{\text{Astulangan}} = \frac{15615,7 \text{ mm}^2}{804,25 \text{ mm}^2} = 20$$

Maka di dapat dari perhitungan diatas untuk tulangan lentur digunakan, **20 D 32 mm (As = 16085 mm²)**

4.2.7.4 Perhitungan Torsi

- Data

Kuat Tekan Beton, f_c'	= 30	Mpa
Mutu Baja Tul.D>12mm, dt	= 390	Mpa
Mutu Baja Tul.D<12mm, dt	= 240	Mpa
Decking, d'	= 45	mm
Tinggi Girder, h	= 1,8	m
Tebal Girder, bw	= 0,6	m
Spasi Girder, s	= 1,6	m
Berat volume beton, W_c	= 25	kN/m ³
- Perhitungan Momen

MDL akibat berat sendiri;

- Mu A

Tiang Sandaran

$$= \text{tiang sandaran} \times s$$

$$= 1,2 \text{ kN} \times 1,03 \text{ m}$$

$$= 1,236 \text{ kNm}$$

Trotoar

$$= q \text{ trotoar} \times s$$

$$= 5,28 \text{ kN} \times 0,83 \text{ m}$$

$$= 4,3824 \text{ kNm}$$

Pelat Kantilever

$$= q \text{ Pelat Kantilever} \times s$$

$$= 5,15 \text{ kN} \times 1,03 \text{ m}$$

$$= 5,3045$$

Maka Mu A total adalah

Mu A total = Mu A (tiang sandaran + trotoar +
pelat kantilever)

$$= 1,236 \text{ kNm} + 4,3824 \text{ kN} + 5,3045 \text{ kNm}$$

$$= 10,9229 \text{ kNm}$$

- Mu B

Pelat Lantai Kendaraan

$$= q \text{ pelat lantai} \times s$$

$$= 4 \text{ kN} \times 0,8 \text{ m}$$

$$= 3,2 \text{ kNm}$$

Aspal

$$= q \text{ aspal} \times s$$

$$= 2,4 \text{ kN} \times 0,8 \text{ m}$$

$$= 3,2 \text{ kNm}$$

Mu B total

$$= \text{Mu B (Pelat lantai kendaraan + Aspal)}$$

$$= 3,2 \text{ kNm} + 3,2 \text{ kNm}$$

$$= 6,4 \text{ kNm}$$

MLL akibat beban hidup

- Mu A

Hujan

$$= q_{LL} \text{ hujan} \times s$$

$$= 0,588 \text{ kNm} \times 1,03 \text{ m}$$

$$= 0,60564 \text{ kNm}$$

Pejalan Kaki

$$= q_{LL} \text{ Pejalan Kaki} \times s$$

$$= 0,565 \text{ kN} \times 1,03 \text{ m}$$

$$= 0,58195$$

Mu A total

$$= \text{Mu A (Hujan + Pejalan kaki)}$$

$$= 0,60564 \text{ kNm} + 0,58195 \text{ kNm}$$

$$= 1,18759 \text{ kNm}$$

- Mu B

$$= \text{M roda pada plat lantai kendaraan}$$

$$= 119,6 \text{ kNm}$$

Maka,

$$\Delta \text{Mu} = \text{Mu A} - \text{Mu B}$$

$$= 12,1105 \text{ kNm} - 126 \text{ kNm}$$

$$= 113,89 \text{ kNm}$$

- Perhitungan Torsi

- Data

Tu max	= 113889510	Nmm
b	= 600	mm
h	= 1800	mm
fc'	= 30	Mpa
c	= 40	mm
Mutu Baja Tul.D> 12mm		
fy	= 390	Mpa
Mutu Baja Tul.D<12mm		
fy	= 240	Mpa

- Kebutuhan Tulangan Torsi Memanjang

Acp	= Luas penampang solid = b x h
	= 1090000 mm ²
Aoh	= luas yang dibatasi tul.senggang tosrsi
	= 841216 mm ²
Pcp	= keliling luar penampang beton
	= 4800 mm ²
Ph	= keliling yang dibatasi tul. senggang
	= 4384 mm ²

Periksa apakah pengaruh puntir diabaikan

$$\phi \times 0,083 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times (A_{cp}^2 / P_{cp}) > T_u \text{ max}$$

$$82852622 \text{ Nmm} < 118598400 \text{ Nmm}$$

(TIDAK OK)

Karena tidak oke maka pengaruh puntir tidak diabaikan.

maka, dipasang jarak rencana sebesar 100 mm

$$A_t = \frac{T_u \times s}{(\phi \times 1,7 \times A_{oh} \times f_{yv} \times \cot \theta)}$$

$$= 44,24404 \text{ mm}^2$$

$$A_l = A_t \times \frac{P_h}{s} \times \frac{f_{yv}}{f_{ymem}} \times \cot^2 \theta$$

$$= 1193,6361 \text{ mm}^2$$

$$A_{lmin} = \left(0,42 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{A_{cp}}{f_{ymem}} \right) - \left(A_t \times \frac{P_h}{s} \right) \times \cot \theta$$

$$= 51767985 \text{ mm}^2$$

Maka diambil A_l yang terbesar maka diambil A_l sebesar $5176,7985 \text{ mm}^2$, lalu di bagi ke empat sisi balok menjadi $1294,1996 \text{ mm}^2$ tiap sisi balok

$$A_l \text{ Perlu} = \frac{1}{2} \times A_l$$

$$= \frac{1}{2} \times 5127,446 \text{ mm}^2$$

$$= 2588,3993 \text{ mm}^2$$

Direncanakan,

$$D = 32 \text{ mm}$$

$$n = 4$$

$$A_l \text{ Pakai} = 3217 \text{ mm}^2$$

Cek

$$A_l \text{ Pakai} \geq A_l \text{ perlu}$$

$$3217 \text{ mm}^2 > 2588,399 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Maka dapat digunakan tulangan **4D32**

4.2.7.5 Penulangan Geser

- Segmen 1 (2,5 m)
- Pengaruh Geser Lentur

Data

f_c'	= 30	Mpa
b_w	= 600	mm
h	= 1800	mm
d	= 1755	mm
\emptyset	= 0,7	mm
Mutu Baja Tulangan $D > 12$ mm	$f_y = 390$	Mpa
Mutu Baja Tulangan $D < 12$ mm	$f_y = 240$	Mpa
$V_u \text{ Max}$	= 858626	N

Kuat Geser Beton dan Geser Tulangan

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 980478 \text{ N}$$

$$V_s \text{ min} = 1/3 \times b_w \times d$$

$$= 351000 \text{ N}$$

$$V_s \text{ max} = 0,33 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 1922506 \text{ N}$$

$$2 \times V_s \text{ max} = 2 \times 1922506 \text{ N}$$

$$= 3845012 \text{ N}$$

Cek Kondisi Perencanaan Geser

Kondisi 1

$$V_u \leq 0,5 \emptyset V_c = 367679 \text{ N} \quad (\text{NOT OK})$$

Kondisi 2

$$0,5 \emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c = 735359 \text{ N} \quad (\text{NOT OK})$$

Kondisi 3

$$\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ min}) = 998609 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 4

$$\emptyset (V_c + V_s \text{ min}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ max}) = 21177238 \text{ N} (\text{OK})$$

Kondisi 5

$$\emptyset(V_c + V_{smax}) \leq V_u \leq \emptyset(V_c + 2V_{smax}) = 3619118N \text{ (OK)}$$

Keterangan :

1. Apabila masuk kondisi 1-3, maka desain perencanaan tulangan geser minimum .
2. Apabila masuk kondisi 4-5, maka desain perencanaan tulangan geser.

Kebutuhan Tulangan Geser

Tulangan geser minimum

$$d/2 = 877,5 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad (\text{NOT OK})$$

$$s \text{ pakai} = 100 \text{ mm} \leq 877,5 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$A_v \text{ min} = 0,35x b_w x (s/f_y)$$

$$= 87,5 \text{ mm}^2$$

- Gabungan Geser Lentur dan Momen Puntir

Kebutuhan Tulangan Sengkang Tertutup

$$A_v + 2A_t = 179,647 \text{ mm}^2$$

$$0,062 * \sqrt{f_c}' * s / f_y t = 52,2443 \text{ mm}^2$$

$$0,35 * b_w * s / f_y t = 53,8462 \text{ mm}^2$$

$$\text{maka diambil nilai terbesar} = 179,647 \text{ mm}^2$$

Tulangan Sengkang Tertutup Terpasang

$$A_v \text{ perlu} = 179,647 \text{ mm}^2$$

Direncanakan:

$$\emptyset = 13 \text{ mm}$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah kaki} = 2$$

$$A_v \text{ pakai} = 265,265 \text{ mm}^2$$

Cek :

$$A_v \text{ pakai} \geq A_v \text{ perlu}$$

$$265,465 \text{ mm}^2 > 179,647 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- Tulangan Sengkang

Dipasang tulangan sengkang $\emptyset 13$ -100mm

- Segmen 2 (5 m)
- Pengaruh Geser Lentur

Data

f_c'	= 30	Mpa
b_w	= 600	mm
h	= 1800	mm
d	= 1755	mm
\emptyset	= 0,7	mm
Mutu Baja Tulangan $D > 12$ mm	$f_y = 390$	Mpa
Mutu Baja Tulangan $D < 12$ mm	$f_y = 240$	Mpa
$V_u \text{ max}$	= 695967	N

Kuat Geser Beton dan Geser Tulangan

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 980478 \text{ N}$$

$$V_s \text{ min} = 1/3 \times b_w \times d$$

$$= 351000 \text{ N}$$

$$V_s \text{ max} = 0,33 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 1922506 \text{ N}$$

$$2 \times V_s \text{ max} = 2 \times 1922506 \text{ N}$$

$$= 3845012 \text{ N}$$

Cek Kondisi Perencanaan Geser

Kondisi 1

$$V_u \leq 0,5 \emptyset V_c = 367679 \text{ N} \quad (\text{NOT OK})$$

Kondisi 2

$$0,5 \emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c = 735359 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 3

$$\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ min}) = 998609 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 4

$$\emptyset (V_c + V_s \text{ min}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ max}) = 21177238 \text{ N} (\text{OK})$$

Kondisi 5

$$\phi(V_c + V_{smax}) \leq V_u \leq \phi(V_c + 2V_{smax}) = 3619118N \text{ (OK)}$$

Keterangan :

1. Apabila masuk kondisi 1-3, maka desain perencanaan tulangan geser minimum .
2. Apabila masuk kondisi 4-5, maka desain perencanaan tulangan geser.

Kebutuhan Tulangan Geser

Tulangan geser minimum

$$d/2 = 877,5 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad (\text{NOT OK})$$

$$s \text{ pakai} = 150 \text{ mm} \leq 877,5 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$A_v \text{ min} = 0,35x b_w x (s/f_y)$$

$$= 131,25 \text{ mm}^2$$

- Gabungan Geser Lentur dan Momen Puntir

Kebutuhan Tulangan Sengkang Tertutup

$$A_v + 2A_t = 219,738 \text{ mm}^2$$

$$0,062 * \sqrt{f_c}' * s / f_y t = 78,3665 \text{ mm}^2$$

$$0,35 * b_w * s / f_y t = 80,769 \text{ mm}^2$$

$$\text{maka diambil nilai terbesar} = 219,738 \text{ mm}^2$$

Tulangan Sengkang Tertutup Terpasang

$$A_v \text{ perlu} = 219,738 \text{ mm}^2$$

Direncanakan:

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

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

$$\text{Jumlah kaki} = 2$$

$$A_v \text{ pakai} = 265,265 \text{ mm}^2$$

Cek :

$$A_v \text{ pakai} \geq A_v \text{ perlu}$$

$$265,465 \text{ mm}^2 > 219,738 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- Tulangan Sengkang
Dipasang tulangan sengkang $\emptyset 13-150\text{mm}$
- Segmen 3 (7,5 m)
- Pengaruh Geser Lentur

Data

f_c'	= 30	Mpa
b_w	= 600	mm
h	= 1800	mm
d	= 1755	mm
\emptyset	= 0,7	mm
Mutu Baja Tulangan $D > 12\text{mm}$, f_y	= 390	Mpa
Mutu Baja Tulangan $D < 12\text{mm}$, f_y	= 240	Mpa
$V_u \text{ max}$	= 540113	N

Kuat Geser Beton dan Geser Tulangan

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 980478 \text{ N}$$

$$V_s \text{ min} = 1/3 \times b_w \times d$$

$$= 351000 \text{ N}$$

$$V_s \text{ max} = 0,33 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 1922506 \text{ N}$$

$$2 \times V_s \text{ max} = 2 \times 1922506 \text{ N}$$

$$= 3845012 \text{ N}$$

Cek Kondisi Perencanaan Geser

Kondisi 1

$$V_u \leq 0,5 \emptyset V_c = 367679 \text{ N} \quad (\text{NOT OK})$$

Kondisi 2

$$0,5 \emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c = 735359 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 3

$$\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ min}) = 998609 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 4

$$\phi(V_c + V_{smin}) \leq V_u \leq \phi(V_c + V_{smax}) = 21177238 \text{ N (OK)}$$

Kondisi 5

$$\phi(V_c + V_{smax}) \leq V_u \leq \phi(V_c + 2V_{smax}) = 3619118 \text{ N (OK)}$$

Keterangan :

1. Apabila masuk kondisi 1-3, maka desain perencanaan tulangan geser minimum .
2. Apabila masuk kondisi 4-5, maka desain perencanaan tulangan geser.

Kebutuhan Tulangan Geser

Tulangan geser minimum

$$d/2 = 877,5 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad (\text{NOT OK})$$

$$s \text{ pakai} = 200 \text{ mm} \leq 877,5 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$A_v \text{ min} = 0,35 \times b_w \times (s/f_y) \\ = 175 \text{ mm}^2$$

- Gabungan Geser Lentur dan Momen Puntir

Kebutuhan Tulangan Sengkang Tertutup

$$A_v + 2A_t = 175 \text{ mm}^2$$

$$0,062 \times \sqrt{f_c} \times s / f_y = 104,489 \text{ mm}^2$$

$$0,35 \times b_w \times s / f_y = 107,692 \text{ mm}^2$$

$$\text{maka diambil nilai terbesar} = 175 \text{ mm}^2$$

Tulangan Sengkang Tertutup Terpasang

$$A_v \text{ perlu} = 175 \text{ mm}^2$$

Direncanakan:

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

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah kaki} = 2$$

$$A_v \text{ pakai} = 265,265 \text{ mm}^2$$

Cek :

$$A_v \text{ pakai} \geq A_v \text{ perlu}$$

$$265,465 \text{ mm}^2 > 107,692 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

- Tulangan Sengkang
Dipasang tulangan sengkang $\emptyset 13$ -200mm
- Segmen 4 (10 m)
- Pengaruh Geser Lentur

Data

f_c'	= 30	Mpa
b_w	= 600	mm
h	= 1800	mm
d	= 1755	mm
\emptyset	= 0,7	mm
Mutu Baja Tulangan $D > 12$ mm.fy	= 390	Mpa
Mutu Baja Tulangan $D < 12$ mm.fy	= 240	Mpa
$V_u \max$	= 377454	N

Kuat Geser Beton dan Geser Tulangan

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 980478 \text{ N}$$

$$V_s \min = 1/3 \times b_w \times d$$

$$= 351000 \text{ N}$$

$$V_s \max = 0,33 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 1922506 \text{ N}$$

$$2 \times V_s \max = 2 \times 1922506 \text{ N}$$

$$= 3845012 \text{ N}$$

Cek Kondisi Perencanaan Geser

Kondisi 1

$$V_u \leq 0,5 \emptyset V_c = 367679 \text{ N} \quad (\text{NOT OK})$$

Kondisi 2

$$0,5 \emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c = 735359 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 3

$$\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \min) = 998609 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 4

$$\emptyset (V_c + V_s \min) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \max) = 21177238 \text{ N} (\text{OK})$$

Kondisi 5

$$\phi(V_c + V_{smax}) \leq V_u \leq \phi(V_c + 2V_{smax}) = 3619118 \text{ N (OK)}$$

Keterangan :

1. Apabila masuk kondisi 1-3, maka desain perencanaan tulangan geser minimum .
2. Apabila masuk kondisi 4-5, maka desain perencanaan tulangan geser.

Kebutuhan Tulangan Geser

Tulangan geser minimum

$$d/2 = 877,5 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad (\text{NOT OK})$$

$$s \text{ pakai} = 250 \text{ mm} \leq 877,5 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$A_v \text{ min} = 0,35x b_w x (s/f_y) \\ = 218,75 \text{ mm}^2$$

- Gabungan Geser Lentur dan Momen Puntir

Kebutuhan Tulangan Sengkang Tertutup

$$A_v + 2A_t = 218,75 \text{ mm}^2$$

$$0,062 * \sqrt{f_c}' * s / f_y t = 130,611 \text{ mm}^2$$

$$0,35 * b_w * s / f_y t = 134,615 \text{ mm}^2$$

$$\text{maka diambil nilai terbesar} = 218,75 \text{ mm}^2$$

Tulangan Sengkang Tertutup Terpasang

$$A_v \text{ perlu} = 218,75 \text{ mm}^2$$

Direncanakan:

$$\emptyset = 13 \text{ mm}$$

$$s = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah kaki} = 2$$

$$A_v \text{ pakai} = 265,265 \text{ mm}^2$$

Cek :

$$A_v \text{ pakai} \geq A_v \text{ perlu}$$

$$265,465 \text{ mm}^2 > 218,75 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

- Tulangan Sengkang

Dipasang tulangan sengkang $\emptyset 13$ -250mm

- Segmen 5 (12,5 m)
- Pengaruh Geser Lentur

Data

f_c'	= 30	Mpa
b_w	= 600	mm
h	= 1800	mm
d	= 1755	mm
\emptyset	= 0,7	mm
Mutu Baja Tulangan $D > 12\text{mm}$, f_y	= 390	Mpa
Mutu Baja Tulangan $D < 12\text{mm}$, f_y	= 240	Mpa
$V_u \text{ max}$	= 221601N	

Kuat Geser Beton dan Geser Tulangan

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 980478 \text{ N}$$

$$V_s \text{ min} = 1/3 \times b_w \times d$$

$$= 351000 \text{ N}$$

$$V_s \text{ max} = 0,33 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 1922506 \text{ N}$$

$$2 \times V_s \text{ max} = 2 \times 1922506 \text{ N}$$

$$= 3845012 \text{ N}$$

Cek Kondisi Perencanaan Geser

Kondisi 1

$$V_u \leq 0,5 \emptyset V_c = 367679 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 2

$$0,5 \emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c = 735359 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 3

$$\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ min}) = 998609 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Kondisi 4

$$\emptyset (V_c + V_s \text{ min}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_s \text{ max}) = 21177238 \text{ N} (\text{OK})$$

Kondisi 5

$$\phi(V_c + V_{smax}) \leq V_u \leq \phi(V_c + 2V_{smax}) = 3619118N \text{ (OK)}$$

Keterangan :

1. Apabila masuk kondisi 1-3, maka desain perencanaan tulangan geser minimum .
2. Apabila masuk kondisi 4-5, maka desain perencanaan tulangan geser.

Kebutuhan Tulangan Geser

Tulangan geser minimum

$$d/2 = 877,5 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \quad (\text{NOT OK})$$

$$s \text{ pakai} = 300 \text{ mm} \leq 877,5 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$A_v \text{ min} = 0,35x b_w x (s/f_y) \\ = 262,5 \text{ mm}^2$$

- Gabungan Geser Lentur dan Momen Puntir

Kebutuhan Tulangan Sengkang Tertutup

$$A_v + 2A_t = 262,5 \text{ mm}^2$$

$$0,062 * \sqrt{f_c} * s / f_y = 156,733 \text{ mm}^2$$

$$0,35 * b_w * s / f_y = 161,538 \text{ mm}^2$$

$$\text{maka diambil nilai terbesar} = 262,5 \text{ mm}^2$$

Tulangan Sengkang Tertutup Terpasang

$$A_v \text{ perlu} = 262,5 \text{ mm}^2$$

Direncanakan:

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

$$s = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah kaki} = 2$$

$$A_v \text{ pakai} = 265,465 \text{ mm}^2$$

Cek :

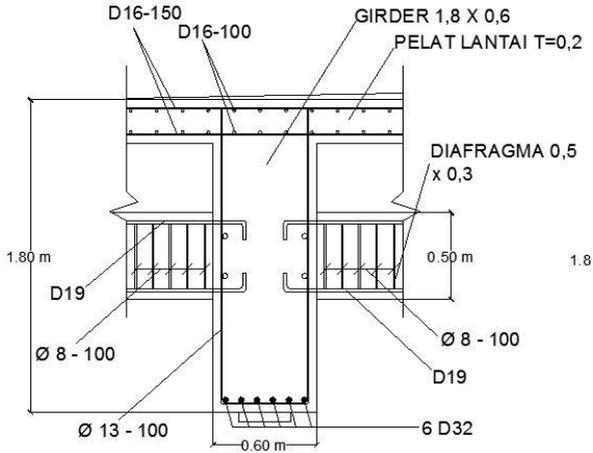
$$A_v \text{ pakai} \geq A_v \text{ perlu}$$

$$265,465 \text{ mm}^2 > 262,5 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

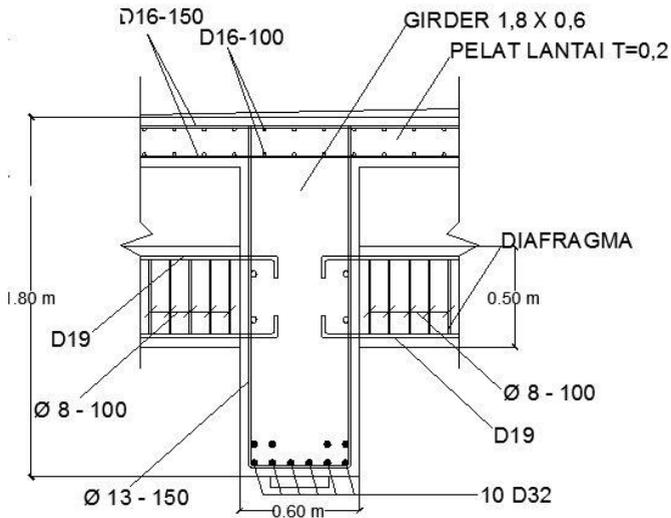
- Tulangan Sengkang

Dipasang tulangan sengkang $\phi 13$ -300mm

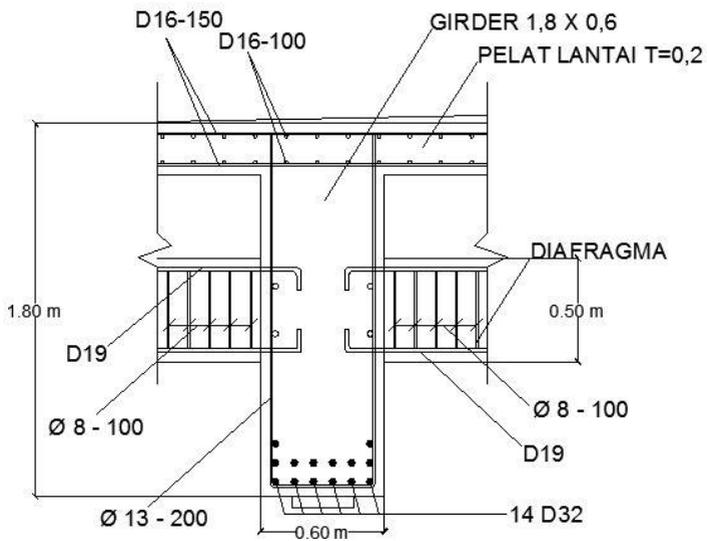
4.2.7.6 Hasil



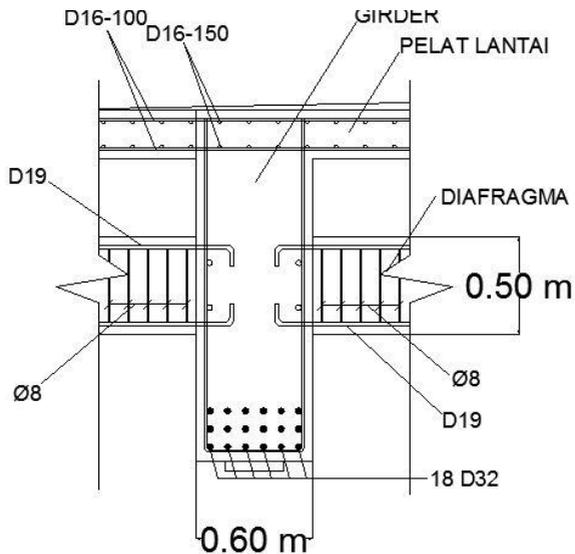
Gambar 4. 11 Hasil Perhitungan Girder Tepi Segmen 1 & 10



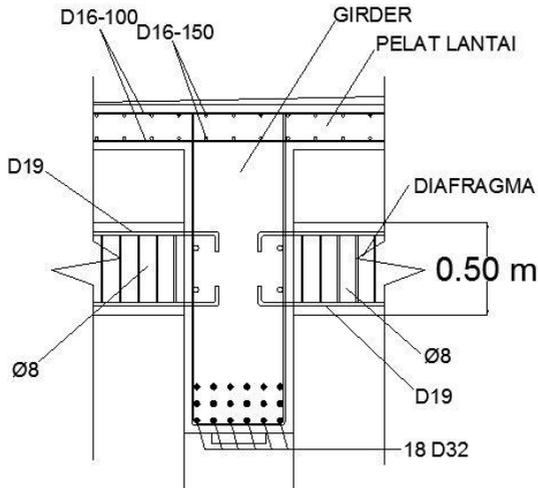
Gambar 4. 12 Hasil Perhitungan Girder Tepi Segmen 2 & 9



Gambar 4. 13 Hasil Perhitungan Girder Tepi Segmen 3 & 8



Gambar 4. 14 Hasil Perhitungan Girder Tepi Segmen 4 & 7



Gambar 4. 15 Hasil Perhitungan Girder Tepi Segmen 5 & 6

4.2.8 Perhitungan Diafragma

4.2.8.1 Data

Bentang Jembatan, L	= 25	m
Jarak Girder, S	= 1,8	m
Panjang Diafragma, Pd	= 1,2	m
Tinggi Diafragma, hd	= 0,5	m
Lebar Diafragma, ld = 0,3	m	
Decking, d'	= 50	mm
Øtul.lentur	= 19	mm
Øtul.geser	= 8	mm
Tebal Efektif, d = hd - d' - Øtul.lentur - (1/2Øtul.geser)	= 432,5	mm
Mutu Baja, fy	= 390	Mpa
Mutu Beton, fc'	= 30	Mpa
Modulus Elastisitas, E	= 4700√fc'	

$$\begin{aligned}
 &= 4700\sqrt{30}\text{Mpa} \\
 &= 25742,96 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 25742960 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Momen Inersia, I} &= \frac{1}{2} \times l_d \times h d^3 \\
 &= \frac{1}{2} \times 0,3 \text{ m} \times (0,5\text{m})^3 \\
 &= 0,003125 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

4.2.8.2 Pembebanan Diafragma

- Pembebanan akibat lendutan girder

Dari data diatas dapat dicari lendutan dari jembatan yang hasilnya sebagai Δ (deformasi pada diafragma akibat lendutan dari girder). Perletakan diafragma dianggap jepit-jepit.

Deformasi diafragma,

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{25\text{m}}{800} = 0,03125\text{m}$$

Jadi, akibat adanya deformasi sebesar Δ diujung-ujung batang maka terjadi momen rotasi (Θ).

$$\theta = \frac{\Delta}{L} = \frac{0,031\text{m}}{25\text{m}} = 0,00125$$

- Pembebanan akibat berat sendiri diafragma

$$\begin{aligned}
 q_{DL} &= h d \times l_d \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= 0,5 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 3,75 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{uDL} &= q_{DL} \times 1,3 \\
 &= 3,75 \text{ kN/m} \times 1,3 \\
 &= 4,875 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Sehingga didapat berat mati sendiri ultimate sebesar 4,875kN/m

4.2.8.3 Perhitungan Momen

- Momen akibat lendutan
Momen dihitung dari data lendutan diatas,

$$M = \frac{4EI}{L} \times \theta \text{ maka,}$$

$$M = \frac{4EI}{L} \times \frac{\Delta}{L}$$

Karena permodelan perletakan adalah jepit-jepit, maka ada faktor keamanan = $\frac{1}{2}$

$$\text{Jadi, } M_{BA} = \frac{4EI}{L} \times \frac{\Delta}{L}$$

$$M_{AB} = \frac{1}{2} M_{BA}$$

$$M_{AB} = \frac{2EI}{L} \times \frac{\Delta}{L}$$

Maka dari rumus diatas dapat dicari rumus Momen Total

$$\text{Momen Total Lendutan} = M_{BA} + M_{AB}$$

$$\begin{aligned} \text{Mlendutan} &= \left(\frac{4EI\Delta}{L^2} \right) + \left(\frac{2EI\Delta}{L^2} \right) \\ &= \frac{6EI\Delta}{L^2} \end{aligned}$$

Lalu dimasukan data dari perhitungan lendutan agar didapat momen diafragma akibat lendutan girder

$$\begin{aligned} \text{Mlendutan} &= \frac{6 \times 25742960 \text{ kNm}^2 \times 0,003125 \text{ m}^4 \times 0,03125 \text{ m}}{(25 \text{ m})^2} \\ &= 24,13403 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mlendutan ultimit} &= \text{Mlendutan} \times 1,8 \\ &= 24,13403 \text{ kNm} \times 1,8 \\ &= 43,44125 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen akibat berat sendiri diafragma

$$\begin{aligned} \text{quDL} &= 4,875 \text{ kN/m} \\ \text{MquDL} &= 1/12 \times \text{quDL} \times \text{Pd}^2 \\ &= 1/12 \times 4,875 \text{ kN/m} \times (1,2 \text{ m})^2 \\ &= 0,585 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen Total

$$\begin{aligned} \text{Mtot} &= \text{Mu lendutan} + \text{MquDL} \\ &= 43,44125 \text{ kNm} + 0,585 \text{ kNm} \\ &= 44,02625 \text{ kNm} \\ &= 44026245,34 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

4.2.8.4 Penulangan Diafragma

- Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{390 \text{ Mpa}}{0,85 \times 30 \text{ Mpa}} \\ &= 15,294 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{44026245,34 \text{ Nmm}}{0,8} \\
 &= 55032806,68 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{55032806,68 \text{ Nmm}}{300 \text{ mm} \times (432,5 \text{ mm})^2} \\
 &= 0,9806
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{390 \text{ Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{ Mpa}} \right) \\
 &= 0,0336833
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\
 &= 0,003589
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 75\% \times 0,0336833 \\
 &= 0,025262
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 0,9806}{390}} \right) \\
 &= 0,002565
 \end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$ maka digunakan $\rho_{\text{min}} = 0,003589$

$$\begin{aligned}
 \text{As tulangan} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\
 &= 0,003589 \times 300 \text{ mm} \times 432,5 \text{ mm} \\
 &= 465,769 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 19 mm dengan $\text{As tulangan} = 283,5287 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumlah tulangan}(n) = \frac{\text{As}_{\text{perlu}}}{\text{As}_{\text{tulangan}}} = \frac{465,769 \text{ mm}^2}{283,5287 \text{ mm}^2} = 2$$

Maka direncanakan tulangan lentur untuk Diafragma 2 D19

- Penulangan Geser

$$\begin{aligned}
 P_u &= q_u \text{DL} \times P_d \\
 &= 4,875 \text{ kN/m} \times 1,2 \text{ m} \\
 &= 5,85 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_u = 5,85 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d \\
 &= \frac{\sqrt{25 \text{ Mpa}}}{6} \times 200 \text{ mm} \times 134 \text{ mm} \\
 &= 108125 \text{ N} \\
 &= 108,125 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \emptyset \times V_c &= 0,75 \times V_c \\
 &= 0,75 \times 108,125 \text{ kN} \\
 &= 81,094 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

$$V_u \geq \emptyset V_c$$

$$5,85 \text{ kN} < 81,094 \text{ kN} \text{ (TIDAK OK)}$$

Maka tidak perlu tulangan geser. Walaupun tidak menggunakan tulangan geser tapi untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap dipasang tulangan geser **2Ø8 – 100 mm**.

Kontrol,

$$\begin{aligned}
 \emptyset V_s \text{ perlu} &= V_u - \emptyset V_c \\
 &= 5,85 \text{ kN} - 81,093 \\
 &= 75,24375 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{ØVs Pasang} &= \frac{A_v \times f_y \times d}{S} \\
 &= \frac{100,531 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ Mpa} \times 432,5 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} \\
 &= 104351,14 \text{ N} \\
 &= 104,35 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka,

ØVs pasang > ØVs perlu

104,35 kN > 74,24 kN (OK)

4.2.9 Perhitungan Full Plat

4.2.9.1 Data

Panjang bentang full plat, L	= 7	m
Jarak antar perletakan, S	= 2	m
Tebal pelat lantai, t_s	= 200	mm
Tebal Aspal	= 70	mm
Tebal Overlay	= 50	mm
f_c'	= 30	Mpa
f_y	= 390	Mpa
Faktor beban sendiri, K_uMS	= 1,3	
Faktor beban hidup, K_uMA	= 2	
Faktor beban truk, K_uTT	= 1,8	
$\gamma_{\text{beton bertulang}}$	= 25	kN/m ³
γ_{Aspal}	= 22	kN/m ³
γ_{Air}	= 9,8	kN/m ³

- Perhitungan Tebal Pelat Lantai

$$\text{Dimensi pelat} = ts \geq 200 \quad \text{mm} \\ \text{(5.5.2)}$$

$$= ts \geq 100 + 0,04 L \quad \text{mm (5.5.3)}$$

$$= ts \geq 100 + 0,04 (2 \text{ m}) \quad \text{mm}$$

$$= ts \geq 180 \quad \text{mm}$$

Keterangan :

L = Bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (dalam meter)

Pada perhitungan tebal minimum didapat ts lebih besar dari 100 mm maka pada tebal minimum yang digunakan untuk jembatan ini diambil 200 mm. Sehingga memenuhi persyaratan dari *RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2 & 5.5.3*.

4.2.9.2 Analisa Pembebanan

- Analisa Pembebanan (Ditinjau selebar, b = 1 meter)

a. Beban Mati

Berat Sendiri (MS)

$$\begin{aligned} \text{Lantai Jembatan} &= ts \times \gamma_{\text{beton}} \times b \\ &= 0,2 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m} \\ &= 5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

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

Berat Mati Tambahan (MA)

$$\begin{aligned} \text{Aspal+Overlay} &= (\text{tebal aspal+overlay}) \times \gamma_{\text{Aspal}} \times b \\ &= 0,12 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m} \\ &= 2,64 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Air Hujan} &= t_{\text{air hujan}} \times \gamma_{\text{Air}} \times b \\ &= 0,05 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m} \\ &= 0,49 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban Mati Total} &= q_{MA1} + q_{MA2} \\ &= 2,64 \text{ kN/m} + 0,49 \text{ kN/m} \\ Q_{MA} &= 3,13 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

b. Beban Hidup

- Beban Truk

Pelat lantai jembatan akan dilewati oleh kendaraan, oleh karena itu harus diperhitungkan beban kendaraan. Digunakan beban truk sebagai beban kendaraan yang melewati jembatan.

$$\begin{aligned}\text{Faktor beban dinamis, DLA} &= 30\% \\ \text{Beban truk, T} &= 112,5 \text{ kN} \\ \text{PTT} &= T \times KD \\ &= T \times (1 + \text{DLA}) \\ &= 112,5 \text{ kN} \times (1 + 0,3) \\ &= 146,3 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Beban Angin

Koefisien seret, $C_w = 1,2$

Keterangan	Notasi	Layan	Ultimit	Satuan
Faktor Beban	Kew	1	1,2	
Kec. Angin	Vw	30	35	m/det

Keterangan :

Kecepatan angin didapat dari tabel **RSNI T-02-2005 hal 34**, lokasi jembatan < 5 km dari pantai

Kondisi Layan

$$\begin{aligned}T_{ew} &= 0,001 \times C_w \times (V_w)^2 \\ &= 0,001 \times 1,2 \times (30 \text{ m/det})^2 \\ &= 1,296 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{ew} &= \frac{h/2}{1,75} \times T_{ew} \\
 &= \frac{2m/2}{1,75} \times 1,296 \text{ kN} / m^2 \\
 &= 0,741 \text{ kN} / m
 \end{aligned}$$

Kondisi Ultimit

$$\begin{aligned}
 T_{ew} &= 0,001 \times C_w \times (V_w)^2 \\
 &= 0,001 \times 1,2 \times (35 \text{ m/det})^2 \\
 &= 1,764 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{ew} &= \frac{h/2}{1,75} \times T_{ew} \\
 &= \frac{2m/2}{1,75} \times 1,764 \text{ kN} / m^2 \\
 &= 1,008 \text{ kN} / m
 \end{aligned}$$

- Pengaruh Temperatur

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor Beban Layan} &= 1 \\
 \text{Faktor Beban Ultimit} &= 1,2
 \end{aligned}$$

Dari tabel temperatur rata-rata nominal **RSNI T-02-2005**, dengan kondisi Lantai beton di atas gelagar atau boks beton.

$$\begin{aligned}
 \text{Temperatur rata-rata minimum} &= 15^\circ \text{C} \\
 \text{Temperatur rata-rata maksimum} &= 40^\circ \text{C} \\
 \text{Selisih Temperatur} &= (40-15)^\circ \text{C} \\
 &= 25^\circ \text{C}
 \end{aligned}$$

Momen Inersia lantai beton

$$\begin{aligned}
 I &= 1/12 \times b \times h^3 \\
 &= 1/12 \times 1000 \text{ mm} \times (200 \text{ mm})^3 \\
 &= 66666666,7 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus Elastisitas, } E_c &= 21410 \text{ Mpa} \\ EI &= 21410 \times 666666666,7 \\ &= 1,427 \times 10^{13} \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien Muai, } \alpha = 0,00001 \text{ Mpa}$$

- Momen Pada Lantai Jembatan

- Akibat Berat Sendiri (QMS)

$$\begin{aligned} \text{Momen Tumpuan max} \\ &= 1/12 \times QMS \times S^2 \\ &= 1/12 \times 5 \text{ kN/m} \times (2 \text{ m})^2 \\ &= 1,667 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Lapangan max} \\ &= 1/24 \times QMS \times S^2 \\ &= 1/24 \times 5 \text{ kN/m} \times (2 \text{ m})^2 \\ &= 0,833 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Akibat Beban Mati (QMA)

$$\begin{aligned} \text{Momen Tumpuan max} \\ &= 5/48 \times QMA \times S^2 \\ &= 5/48 \times 3,13 \text{ kN/m} \times (2 \text{ m})^2 \\ &= 1,304 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Lapangan max} \\ &= 5/96 \times QMA \times S^2 \\ &= 5/96 \times 3,13 \text{ kN/m} \times (2 \text{ m})^2 \\ &= 0,652 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Akibat Beban Truk (PTT)

$$\begin{aligned} \text{Momen Tumpuan max} \\ &= 5/32 \times PTT \times S \\ &= 5/32 \times 146,3 \text{ kN} \times 2 \text{ m} \\ &= 41,703 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Lapangan max} \\ &= 9/64 \times PTT \times S \\ &= 9/64 \times 146,3 \text{ kN} \times 2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$= 41,133 \text{ kNm}$$

- Akibat Beban Angin (Pew)

Kondisi Layan

Momen Tumpuan max

$$= 5/32 \times \text{Pew} \times S$$

$$= 5/32 \times 0,741 \text{ kN} \times 2 \text{ m}$$

$$= 0,2314 \text{ kNm}$$

Momen Lapangan max

$$= 9/64 \times \text{Pew} \times S$$

$$= 9/64 \times 0,741 \text{ kN} \times 2 \text{ m}$$

$$= 0,2083 \text{ kNm}$$

Kondisi Ultimit

Momen Tumpuan max

$$= 5/32 \times \text{Pew} \times S$$

$$= 5/32 \times 1,008 \text{ kN} \times 2 \text{ m}$$

$$= 0,315 \text{ kNm}$$

Momen Lapangan max

$$= 9/64 \times \text{Pew} \times S$$

$$= 9/64 \times 1,008 \text{ kN} \times 2 \text{ m}$$

$$= 0,2835 \text{ kNm}$$

- Akibat Pengaruh Temperatur (T)

Momen Tumpuan max

$$= \frac{1}{4} \times \Delta T \times \alpha \times EI/h$$

$$= \frac{1}{4} \times 25^\circ\text{C} \times 0,00001 \times (1,427 \times 10^{13} / 200\text{mm})$$

$$= 44,6 \text{ kNm}$$

Momen Lapangan max

$$= \frac{7}{8} \times \Delta T \times \alpha \times EI/h$$

$$= \frac{7}{8} \times 25^\circ\text{C} \times 0,00001 \times (1,427 \times 10^{13} / 200\text{mm})$$

$$= 156,1 \text{ kNm}$$

• Kombinasi Beban

Rekapitulasi momen lapangan dan tumpuan

Tabel 4. 32 Rekapitulasi momen lapangan dan tumpuan full plate

NO	Jenis Beban	Faktor	Layan	Ultimit	M.Lap (kNm)	M.Tump kNm
1	Berat Sendiri	Kms	1	1,3	0,833	1,667
2	Beban mati tambahan	Kma	1	2	0,652	1,304
3	Beban Truk	Ktt	1	1,8	41,133	45,703
4	Pengaruh temperatur	Ket	1	1,2	0	0
5a	Beban angin	Kew	1	0	0,2083	0,2314
5b	Beban angin	Kew	0	1,2	0,2835	0,315

Kombinasi 1 Momen Lapangan

Tabel 4. 33 Kombinasi 1 momen lapangan full plate

No	Jenis beban	Faktor Beban		M Lap (kNm)	Aksi	Layan	Aksi	Ultimit
		Layan	Ultimate					
1	Berat Sendiri	1	1,3	0,83	x KBL	0,83	x KBU	1,083
2	Beban mati tambahan	1	2	0,65	x KBL	0,65	x KBU	1,304
3	Beban Truk	1	1,8	41,13	x KBL	41,13	x KBU	74,04
4	Pengaruh Temperatur	1	1,2	156,1	oKBL	0	o KBU	0
5a	Beban angin	1		0,208				
5b	Beban angin		1,2	0,284				
					Σ	42,62	Σ	76,43

Kombinasi 1 Momen Tumpuan

Tabel 4. 34 Kombinasi 1 momen tumpuan full plate

No	Jenis beban	Faktor Beban		M.Tump (kNm)	Aksi	Layan	Aksi	Ultimit
		Layan	Ultimate					
1	Berat Sendiri	1	1,3	1,667	x KBL	1,667	x KBU	2,167
2	Beban mati tambahan	1	2	1,304	x KBL	1,304	x KBU	2,608

3	Beban Truk	1	1,8	45,7	x KBL	45,8	x KBU	82,27
4	Pengaruh temperatur	1	1,2	0	oKBL	0	o KBU	0
5a	Beban angin	1		0,231				
5b	Beban angin		1,2	0,315				
					Σ	48,67	Σ	87,04

Kombinasi 2 Momen Lapangan

Tabel 4. 35 Kombinasi 2 momen lapangan full plate

No	Jenis beban	Faktor Beban		M Lap (kNm)	Aksi	Layan	Aksi	Ultimit
		Layan	Ultimate					
1	Beban Sendiri	1	1,3	0,833	x KBL	0,833	x KBU	1,083
2	Beban mati tambahan	1	2	0,652	x KBL	0,652	x KBU	1,304
3	Beban Truk	1	1,8	41,13	o KBL	41,13	o KBL	41,13
4	Peng. temperatur	1	1,2	0	0,7KBL	0		
5a	Beban angin	1		0,208				
5b	Beban angin		1,2	0,284				
					Σ	42,62	Σ	43,52

Kombinasi 2 Momen Tumpuan

Tabel 4. 36 Kombinasi 2 momen tumpuan full plate

No	Jenis beban	Faktor Beban		M.Tump (kNm)	Aksi	Layan	Aksi	Ultimit
		Layan	Ultimate					
1	Beban Sendiri	1	1,3	1,667	x KBL	1,667	x KBU	2,167
2	Beban mati tambahan	1	2	1,304	x KBL	1,304	x KBU	2,608
3	Beban Truk	1	1,8	45,7	o KBL	45,7	o KBL	45,7
4	Pengaruh Temperatur	1	1,2	0	0.7KBL	0		
5a	Beban angin	1		0,231				
5b	Beban angin		1,2	0,315				
					Σ	48,67	Σ	50,48

4.2.9.3 Rencana Penulangan Pelat Lantai Kendaraan

- Tulangan Lapangan

Perencanaan berdasarkan beban dalam kondisi ultimit dari kombinasi diatas.

- Data

Momen rencana, M_u	= 76,43kNm
Mutu beton, f_c	= 30 Mpa
Mutu baja, f_y	= 390 Mpa
Tebal lantai kendaraan, h	= 200 Mpa
Decking, d'	= 50 mm
Tebal Efektif, $d = h-d'$	= 150 mm
Lebar lantai yang ditinjau, b	= 1000 mm
Diameter tulangan rencana, d_t	= 16 mm
Faktor reduksi kekuatan lentur	= 0,8

- Tulangan Lentur

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'}$$

$$= \frac{390 \text{Mpa}}{0,85 \times 30 \text{Mpa}}$$

$$= 15,2941$$

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

$$= \frac{76426562,5 \text{Nmm}}{0,8}$$

$$= 95533203,13 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{95533203,13 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times (150 \text{ mm})^2} \\
 &= 4,246 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{390 \text{ Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{ Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\
 &= 0,00359
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 75\% \times 0,033683 \\
 &= 0,0253
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 4,246}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\
 &= 0,0119
 \end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,0119$

$$\begin{aligned} \text{As tulangan} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0119 \times 1000 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \\ &= 1797,82 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{\text{Asperlu}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (16\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{1797,82 \text{ mm}^2} \\ &= 111,8\text{mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan **D16-100 (As = 2010,6 mm²)**

- Tulangan Bagi

$$\begin{aligned} \text{As}' &= 50\% \times \text{As pasang} \\ &= 50\% \times 1797,8 \text{ mm}^2 \\ &= 898,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan untuk tulangan bagi D14

$$\begin{aligned} S &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{\text{As}' } \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (14\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{898,9\text{mm}^2} \\ &= 171,163\text{mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan bagi lapangan digunakan **D14-150 (As = 1026,3 mm²)**

- Tulangan Tumpuan

Perencanaan berdasarkan beban dan kekuatan terfaktor (PBKT)/ kondisi ultimit dari kombinasi diatas.

- Data

Momen rencana, Mu	= 87,04kNm
Mutu beton, fc	= 30 Mpa
Mutu baja, fy	= 390 Mpa
Tebal lantai kendaraan, h	= 200 Mpa
Decking, d'	= 50 mm
Tebal Efektif, d	= h-d' = 150 mm
Lebar lantai yang ditinjau, b	= 1000 mm
Diameter tulangan rencana, dt	= 16 mm
Faktor reduksi kekuatan lentur	= 0,8

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390 \text{Mpa}}{0,85 \times 30 \text{Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{87040625 \text{Nmm}}{0,8} \\
 &= 108800781,3 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{1088007813 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times (150 \text{ mm})^2} \\
 &= 4,836 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{390 \text{ Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{ Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\
 &= 0,00359
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 75\% \times 0,033683 \\
 &= 0,0253
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 4,836}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\
 &= 0,0138
 \end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,0138$

$$\begin{aligned} \text{As tulangan} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0138 \times 1000 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \\ &= 2080,513 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{\text{Asperlu}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (16\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{2080,513 \text{ mm}^2} \\ &= 125,4\text{mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan **D16-100 (As = 2010,6 mm²)**

- Tulangan Bagi

$$\begin{aligned} \text{As}' &= 50\% \times \text{As pasang} \\ &= 50\% \times 1602,5 \text{ mm}^2 \\ &= 801,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

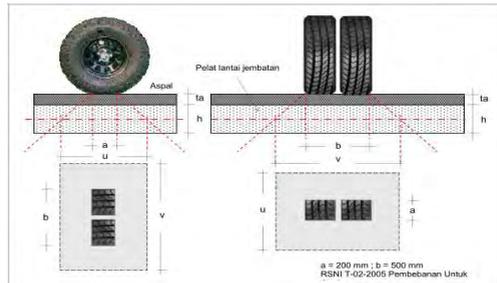
Direncanakan untuk tulangan bagi D14

$$\begin{aligned} S &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{\text{As}'} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (14\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{801,2\text{mm}^2} \\ &= 192,03\text{mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan bagi lapangan digunakan **D14-100 (As = 1026,3 mm²)**

4.2.9.4 Pemeriksaan Geser Pons

- Posisi A



Gambar 4. 16 Distrbusi beban geser pons posisi A

Data :

Faktor Beban Truk, $KuTT$	= 1,8
Mutu beton, fc'	= 30 Mpa
Beban Truk, PTT	= 146,3kN
(dari perhitungan beban pada plat lantai)	
Faktor reduksi, ϕ	= 0,7
Tebal Aspal, ta	= 120 mm
Tebal Pelat, ts	= 200 mm
Lebar Roda, a	= 200 mm
Panjang Roda, b	= 500 mm

Bidang geser pons

$$\begin{aligned}
 u &= a + ta + ta + \frac{1}{2} h + \frac{1}{2} h \\
 &= a + 2ta + h \\
 &= 200 \text{ mm} + (2 \times 120\text{mm}) + 200 \text{ mm} \\
 &= 640 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 v &= b + ta + ta + \frac{1}{2} h + \frac{1}{2} h \\
 &= b + 2ta + h \\
 &= 500 \text{ mm} + (2 \times 120\text{mm}) + 200 \text{ mm} \\
 &= 940 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b' &= 2u + 2v \\
 &= (2 \times 640 \text{ mm}) + (2 \times 940 \text{ mm}) \\
 &= 3160 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$d = 200 \text{ mm}$$

Luas bidang geser pons (A pons)

$$\begin{aligned} A_{\text{pons}} &= b' \times d \\ &= 3160 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \\ &= 632000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal lantai terhadap geser tanpa tulangan geser,

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times f_c' \times b' \times d \\ &= 1/6 \times 30 \text{ Mpa} \times 3160 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \\ &= 576,934 \text{ kN} \end{aligned}$$

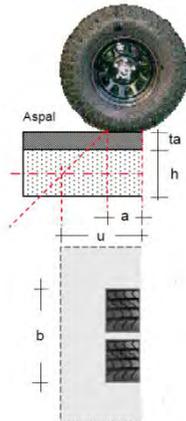
Kekuatan geser terfaktor

$$\begin{aligned} V_u &= \phi \cdot V_c \\ &= 0,7 \times 576,934 \text{ kN} \\ &= 403,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned} V_u &> \text{PTT} \\ 403,9 \text{ kN} &> 146,3 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

- Posisi B



Gambar 4. 17 Distribusi geser pons posisi B

Data :

Faktor Beban Truk, $KuTT$	= 1,8	
Mutu beton, fc'	= 30	Mpa
Beban Truk, PTT	= 146,3kN	
(dari perhitungan beban pada plat lantai)		
Faktor reduksi, \emptyset	= 0,7	
Tebal Aspal, ta	= 120	mm
Tebal Pelat, ts	= 200	mm
Lebar Roda, a	= 200	mm
Panjang Roda, b	= 500	mm

Bidang geser pons

$$\begin{aligned}
 u &= a + ta + \frac{1}{2} ts \\
 &= 200 \text{ mm} + 120 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 250 \text{ mm}) \\
 &= 445 \text{ mm} \\
 v &= b + 2 (ta + \frac{1}{2} ts) \\
 &= 500 \text{ mm} + 2 (120 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 250 \text{ mm})) \\
 &= 990 \text{ mm} \\
 b' &= 2u + v \\
 &= (2 \times 445 \text{ mm}) + 990 \text{ mm} \\
 &= 1880 \text{ mm} \\
 d &= 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Luas bidang geser pons (A_{pons})

$$\begin{aligned}
 A_{\text{pons}} &= b' \times d \\
 &= 1880 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \\
 &= 376000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal lantai terhadap geser tanpa tulangan geser,

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times fc' \times b' \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times 30 \text{ Mpa} \times 1880 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \\
 &= 343,249 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kekuatan geser terfaktor

$$V_u = \emptyset \cdot V_c$$

$$= 0,7 \times 343,24 \text{ kN}$$

$$= 240,3 \text{ kN}$$

Kontrol

$$V_u > PTT$$

$$240,3 \text{ kN} > 146,3 \text{ kN (OK)}$$

BAB V

PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

5.1 Perencanaan Kepala Jembatan (Abutmen)

Abutmen merupakan bangunan bawah jembatan yang terletak pada kedua ujung jembatan, yang berfungsi sebagai pemikul beban yang disalurkan dari bangunan atas.

5.1.1 Preliminari Abutmen

Pada Jembatan Boncong ini direncanakan dengan menggunakan dua buah abutmen yang mampu menahan beban bangunan atas full plat, bentang 7,5 meter . Masing-masing abutmen menahan beban dari setengah bentang dari full plat.

Untuk pondasi yang digunakan pada Jembatan Boncong ini menggunakan pondasi tiang pancang karena berdasarkan hasil dari penyelidikan tanah setempat didapatkan nilai SPT yang tinggi ($N > 50$) pada kedalaman 18 – 30 meter, maka direncanakan kedalaman tiang pancang nantinya sedalam 16 meter karena pada data SPT tanah keras berada pada kedalaman 18 meter. Dengan dimensi yang digunakan untuk tiang pancang berdiameter 600 mm dengan tebal dinding 120 mm. Jumlah tiang pancang yang digunakan sebanyak 15 tiang pancang masing-masing pilar dengan taksiran 3 baris dan tiap berisnya berisi 5 tiang pancang dengan jarak memanjang sebesar 1750 mm dan melintang sejarak 2000 mm.

5.1.2 Perhitungan Abutmen

5.1.2.1 Pembebanan Pada Abutmen

- Beban Vertikal
Berat Sendiri Abutmen

Tabel 5. 1 Berat sendiri abutmen

No Segmen	h (m)	B (m)	L (m)	Y Beton (kN/m ³)	W = Vol x γ beton	Z (m)	W . Z (kNm)	X (m)	W.X (kNm)
Abutmen									
1	0,4	0,4	13,6	25	54,4	1,1	59,84	-0,4	-21,76
2	0,9	2	13,6	25	612	0,45	275,4	-1	-612
3	0,4	0,663	0,25	25	1,6575	1,16667	1,93375	-2,713	-4,4968
WingWall									
4	0,4	1,992	0,25	25	4,98	1,1	5,478	-1,496	-7,45008
5	0,9	1,492	0,25	25	8,3925	0,6	5,0355	-1,497333	-12,5664
Plat Injak									
6	0,2	1,5	13,1	25	98,25	1,05	103,163	-1,750	-171,938
7	0,25	0,5	13,1	25	40,9375	1,025	41,9609	-0,750	-30,7031
W total (P MS)					681,43	Wz Total	492,811	Wx Total	-860,914

Letak Titik Berat terhadap titik O

$$X = \frac{\text{Momen Y}}{W \text{ Total}}$$

$$= \frac{492,811 \text{ kNm}}{681,43 \text{ kN}}$$

$$= 0,72 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\text{Momen X}}{W \text{ Total}}$$

$$= \frac{-860,914 \text{ kNm}}{681,43 \text{ kN}}$$

$$= -1,26 \text{ m}$$

Berat Sendiri Bangunan Atas

Tabel 5. 2 Berat sendiri bangunan atas perhitungan abutmen

No	Jenis	b (m)	h (m)	L (m)	Jumlah n	γ Bahan (kN/m ³)	W = Vol. γ Bahan (kN)
1	Pelat Lantai	10,5	0,4	7,5	1	25	787,5
2	Beban Trotoar	1,2	0,2	7,5	2	25	90
3	Kerb	0,012	0,2	7,5	2	25	0,9
4	Berat Pipa			2	12	0,0713	1,7112
5	Tiang Sandaran	0,2	0,2	1,2	8	25	9,6
Total Berat Sendiri Bangunan Atas (Q MS)							889,7112

Beban Mati Tambahan

Tabel 5. 3 Tabel Beban Mati Tambahan

No	Jenis	b (m)	h (m)	L (m)	γ Bahan (kN/m ³)	W = Vol. γ Bahan (kN)
1	Lap. Aspal + Overlay	10,5	0,12	7,5	22	207,9
2	Air Hujan	10,5	0,05	7,5	9,8	38,5875
3	Berat Tanah	0,25	0,2	2	21	2,1
Total Beban Mati Tambahan (Q MA)						124,29375

Rekapitulasi

Tabel 5. 4 Tabel Rekapitulasi Berat Sendiri

No	Berat Sendiri	P MS (kN)
1	Berat Sendiri (Q MS)	1571,1412
2	Beban Mati Tambahan (Q MA)	124,29375

Beban Lajur “D”

- Beban lajur D merata (QTD)

Berdasarkan **SNI T-02-2005 Pasal 63.1** untuk beban merata atau beban UDL/BTR dengan bentang 25 meter sebagai berikut:

Untuk L rencana = 25 meter $< L = 30$ meter maka digunakan $q = 9$ Kpa atau 9 kN/m^2 , sehingga

Beban UDL/BTR:

$$L = 7,5 \text{ m} < L = 30 \text{ m}$$

maka digunakan

$$q = 9 \text{ Kpa} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q \text{ BTR} &= q \times s \times L \\ &= 9 \text{ kN/m}^2 \times 10,5 \text{ m} \times 7,5 \text{ m} \\ &= 708,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Beban lajur terpusat (PTD)

Sedangkan untuk beban terpusat berdasarkan **SNI T-02-2005 Pasal 6. 3.1** didapat

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

$$\text{DLA} = 40 \% \text{ untuk } L = 7,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P_{BGT} &= P \times (1 + DLA) \times s \\
 &= 49 \text{ kN/m} \times (1 + 40\%) \times 10,5 \text{ m} \\
 &= 720,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban lajur TD} &= BTR + BGT \\
 &= 708,75 \text{ kN} + 720,3 \text{ kN} \\
 &= 1429,05 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Beban Horizontal

- Beban Pedestrian (Pejalan Kaki)

Menurut **RSNI T-02-2005 Pasal.6.9**, beban pejalan kaki bekerja pada lantai trotoar sehingga beban pejalan kaki di salurkan seluas trotoar sehingga didapatkan rumus :

$$P_{TP} = A \times q \text{ pejalan kaki}$$

dengan,

A = Luas trotoar

q = beban pejalan kaki

sehingga untuk menggunakan rumus diatas dapat dicari :

Panjang jembatan, L = 7,5 m

Lebar Trotoar, b = 1,2 m

Luas trotoar, A = 7,5 m x 1,2 m
= 9 m²

Jumlah trotar, n = 2

Beban Pejalan kaki = 5 kPa = 5 kN/m²

$$\begin{aligned}
 P_{TP} &= A \times q \times n \\
 &= 9 \text{ m}^2 \times 5 \text{ kN/m}^2 \times 2 \\
 &= 90 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Gaya Rem

Analisis beban rem berdasarkan **SNI T-02-2005**. Maka gaya rem pada abutmen terhadap bentang 7,5 meter dengan 2 lajur lalu lintas dari tabel sebesar 5% dari Total beban lajur “D” yaitu sebesar 71,45 kN.

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap pondasi (Y tb)} &= h \text{ pelat lantai} + h \text{ abutmen} + 1,8 \\ &= 0,4 \text{ m} + 1,3 \text{ m} + 1,8 \text{ m} \\ &= 3,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada pondasi akibat gaya rem (M TB)} &= P \text{ TB} \times Y \text{ TB} \\ &= 71,45 \text{ kN} \times 3,5 \text{ m} \\ &= 250,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Beban Angin

Gaya angin yang terjadi melintang terhadap jembatan sehingga luas bagian yang terkena angin adalah luas bagian samping jembatan. Dan gaya angin tegak lurus terhadap bidang yang terkena angin. $T_{ew} = 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$

Beban Angin (V_w)

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 T-02-2005** didapat nilai Koefisien Seret, $C_w = 1,2$

Beban Angin, V_w (dapat dilihat pada tabel diatas)
 kondisi ultimit $= 35 \text{ m/s}$
 kondisi layan $= 30 \text{ m/s}$
 tinggi bangunan yang terkena angin
 $h_a = \text{tebal pelat} + \text{tinggi tiang sandaran} = 1,6 \text{ m}$

1. Beban angin pada struktur atas

Luas bidang samping jembatan (A_b)
 $= L \times h_a$
 $= L \times (\text{tebal pelat} + h \text{ tiang sandaran})$
 $= 7,5 \text{ m} \times (0,4 \text{ m} + 1,2 \text{ m})$
 $= 12 \text{ m}^2$

Beban angin pada struktur atas (T_{ew1})

keadaan layan
 $= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$
 $= 0,0006 \times 1,2 \times (30 \text{ m/s})^2 \times 12 \text{ m}^2$
 $= 7,776 \text{ kN}$

keadaan ultimit

$= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$
 $= 0,0006 \times 1,2 \times (35 \text{ m/s})^2 \times 12 \text{ m}^2$
 $= 10,58 \text{ kN}$

Lengan terhadap pondasi (Y_{ew1})

$= \frac{1}{2} h_a + h \text{ pilecap}$
 $= 0,8 \text{ m} + 0,9 \text{ m}$
 $= 1,7 \text{ m}$

Momen pada pondasi akibat beban angin pada
 bangunan atas (M_{ew1})

kondisi layan

$$\begin{aligned}
 &= T_{ew1} \times Y_{ew1} \\
 &= 7,776 \text{ kN} \times 1,7 \text{ m} \\
 &= 13,22 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{kondisi ultimit} \\
 &= T_{ew1} \times Y_{ew1} \\
 &= 10,58 \text{ kN} \times 1,7 \text{ m} \\
 &= 17,99 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Beban Gempa

Analisis gempa berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN-2013**, beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R).

Penentuan kelas situs tanah

$$\bar{N} = \frac{\sum t_i}{\sum \frac{t}{n}}$$

dimana data diatas didapat dari data tanah dengan menggunakan SPT pada halaman....., maka :

$$\begin{aligned}
 \bar{N} &= \frac{\sum t_i}{\sum \frac{t}{n}} \\
 &= \frac{30m}{1,453m} \\
 &= 20,64
 \end{aligned}$$

dengan nilai $N = 20,64$ maka dari tabel dibawah didapatkan kelas situs, Tanah Sedang.

Tabel 5. 5 Spesifikasi kelas situs gempa 2013

Tabel 2 - Kelas situs

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		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

Penentuan faktor amplikasi periode pendek

Untuk menentukan faktor amplikasi periode pendek didapatkan dari **Peta Zona Gempa Indonesia 2010**, sesuai daerah lokasi jembatan.

Didapat nilai PGA sebesar 0,1 , sehingga untuk menentukan FPGa/Fa dan Ss dapat melihat tabel dengan kelas situs Tanah Sedang.

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

Maka didapat nilai F_{PGA} sebesar 1,6 dan nilai S_s dengan syarat $\leq 0,25$ maka diambil nilai S_s sebesar 0,2.

Penentuan faktor amplikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Nilai F_v didapat dari tabel dengan menentukan S_1 (parameter respon spektral percepatan gempa untuk periode 1 detik), dengan melihat **Peta Zona Gempa Indonesia 2010** didapat nilai S_1 sebesar 0,2 sesuai lokasi jembatan.

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

Maka didapat nilai F_v sebesar 2,0

Respon spektrum rencana

Dengan didapatkan nilai dari PGA , S_s , dan S_1 serta nilai faktor amplikasi F_{PGA} , F_a , dan F_v . Maka dapat dihitung :

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,6 \times 0,1 \\ &= 0,16 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,6 \times 0,2 \\ &= 0,32 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 2,0 \times 0,2 \\ &= 0,4 \end{aligned}$$

Dari data diatas dapat digunakan untuk menghitung Periode (T)

$$T = 0,2 \text{ (periode pendek)}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,4}{0,32} = 1,25$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_S \\ &= 0,2 \times 1,25 \\ &= 0,25 \end{aligned}$$

Sehingga didapat $T = 0,2 < T_0 = 0,25$, maka berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN-2013 Pasal 5.4.2**, memenuhi syarat pertama sehingga nilai C_{SM} dapat dicari menggunakan rumus :

$$\begin{aligned} C_{SM} &= \left(S_{DS} - A_S \right) \frac{T}{T_0} + A_S \\ &= (0,32 - 0,16) \frac{0,2}{0,25} + 0,16 \\ &= 0,288 \end{aligned}$$

didapat nilai C_{SM} sebesar 0,288

Perhitungan Beban Gempa

Rumus untuk perhitungan beban gempa, berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN-2013 Pasal 5.1** :

$$E_Q = \frac{C_{SM}}{R} \times W_T$$

dimana, W_T adalah berat total struktur yang terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai. Maka dapat dibagi :

Beban gempa struktur bangunan atas

R didapatkan dari tabel , sesuai ketentuan

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

maka didapat R sebesar 0,8, sehingga dapat dihitung :

W_T = Beban mati tambahan + Berat sendiri bangunan atas

$$W_T = 889,7 \text{ kN} + 124,294 \text{ kN}$$

$$= 1014 \text{ kN}$$

$$E_{Q1} = \frac{C_{SM}}{R} \times W_T$$

$$= \frac{0,288}{0,8} \times 1014 \text{ kN}$$

$$= 365,042 \text{ kN}$$

Beban gempa struktur bangunan bawah

R didapat dari tabel , sesuai ketentuan

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

Maka didapat R sebesar 1,5, sehingga dapat dihitung:

$$\begin{aligned} E_{Q2} &= \frac{C_{SM}}{R} \times W_T \\ &= \frac{0,288}{1,5} \times 681,4 \text{ kN} \\ &= 326,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total Beban Gempa yang terjadi

$$\begin{aligned} \text{Total } E_Q &= E_{Q1} + E_{Q2} \\ &= 365,042 \text{ kN} + 326,5 \text{ kN} \\ &= 691,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sehingga T_{EQ} sebesar 691,6 kN

Momen akibat gaya gempa arah memanjang
Lengan gaya gempa terhadap pondasi (Y_{EQ})
= h pile cap
= 0,9 m

Momen gempa arah memanjang atau arah X (M_{EQ})
= $T_{EQ} \times Y_{EQ}$
= 691,6 kN x 0,9 m
= 622,404 kNm

Momen akibat gaya gempa arah melintang
Gaya gempa arah melintang (T_{EQy})
= 30% T_{EQ}
= 30% x 691,6 kN
= 207,5 kN

Lengan gaya gempa terhadap pondasi (Y_{EQ})
= h pile cap

$$= 0,9 \text{ m}$$

Momen gempa arah melintang atau arah Y (M_{EQ})

$$= T_{EQY} \times Y_{EQ}$$

$$= 207,5 \text{ kN} \times 0,9 \text{ m}$$

$$= 186,721 \text{ kNm}$$

- Beban akibat tekanan tanah

$$\text{Berat Volume tanah timbunan, } W_s = 1,654 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Sudut gesek tanah timbunan, } \phi = 36,5$$

$$\text{Tinggi tanah timbunan, } H = 4,825 \text{ m}$$

$$\text{Panjang, } L = 10 \text{ m}$$

$$0,6 \times W_s = 0,6 \times 1,654 \text{ t/m}^3$$

$$= 0,9924$$

Koefisien Tanah Aktif (K_a)

$$K_a = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= \text{tg}^2 \left(45 - \frac{36,5}{2} \right)$$

$$= 0,254$$

Tabel 5. 6 Beban akibat tekanan tanah pada abutmen

Tekanan Tanah	K_a	q	W_s	H	L	Nilai	Lengan	Momen
		t/m ²	t/m ³	m	m	Ton	m	TM
TEA1	0,254	0,9924	1,654	4,825	10	12,165	2,413	29,348
TEA2	0,254	0,9924	1,654	4,825	10	47,883	1,608	77,012
V Total						60,048	M Total	106,361

- Kombinasi Beban

- Kombinasi Tegangan Kerja

Beban Tegangan Kerja Pada Abutmen

Tabel 5. 7 Rekapitulasi beban tegangan kerja pada abutmen

NO	Aksi/beban	Kode	Vz(kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	785,571				
2	Beban mati tambahan	MA	124,294				
3	Tekanan Tanah	TA		60,048		106,361	
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	1429,05				
4	Beban pedestrian	TP	90				
5	Gaya rem	TB		71,453		250,084	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW			10,584		17,993
9	Beban gempa	EQ		1237,539	1237,539	1563,498	894,989
10	Tekanan air gempa						
Ttotal			2428,914	1369,040	1248,123	1919,942	912,982

Kombinasi 1 (MS+MA+TD+TP+TB+EF)

Tabel 5. 8 Kombinasi 1 beban tegangan kerja pada abutmen

NO	Aksi/beban	Kode	Vz(kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	785,571				
2	Beban mati tambahan	MA	124,294				
3	Tekanan Tanah	TA		60,048		106,361	
Beban Lalu-lintas							

3	Beban lajur "D"	TD	1429,05				
4	Beban pedestrian	TP	90				
5	Gaya rem	TB		71,453		250,084	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan air gempa						
Ttotal			2428,914	131,501	0	356,444	0

Kombinasi 2 (MS+MA+TD+TB+TP+EF+ET)

Tabel 5. 9 Kombinasi 2 beban tegangan kerja pada abutmen

NO	Aksi/beban	Kode	Vz(kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	785,571				
2	Beban mati tambahan	MA	124,294				
3	Tekanan Tanah	TA		60,048		106,361	
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	1429,05				
4	Beban pedestrian	TP	90				
5	Gaya rem	TB		71,453		250,084	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					

10	Tekanan air gempa						
Ttotal			2428,914	131,501	0	356,444	0

Kombinasi 3 (MS+MA+TD+TB+TP+EF+EW)

Tabel 5. 10 Kombinasi 3 beban tegangan kerja pada abutmen

NO	Aksi/beban	Kode	Vz(kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	785,571				
2	Beban mati tambahan	MA	124,294				
3	Tekanan Tanah	TA		60,048		106,361	
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	1429,05				
4	Beban pedestrian	TP	90				
5	Gaya rem	TB		71,453		250,084	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW			10,584		17,993
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan air gempa						
Ttotal			2428,914	131,501	10,584	356,444	17,993

Kombinasi 4 (MS+MA+TD+TB+TP+ET+EF+EW)

Tabel 5. 11 Kombinasi 4 beban tegangan kerja pada abutmen

NO	Aksi/beban	Kode	Vz(kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Aksi Tetap							
1	Berat	MS	785,571				

	sendiri						
2	Beban mati tambahan	MA	124,294				
3	Tekanan Tanah	TA		60,048		106,361	
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	1429,05				
4	Beban pedestrian	TP	90				
5	Gaya rem	TB		71,453		250,084	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW			10,584		17,993
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan air gempa						
Ttotal			2428,914	131,501	10,584	356,444	17,993

Kombinasi 5 (MS+MA+EF+EQ)

Tabel 5. 12 Kombinasi 5 beban tegangan kerja pada abutmen

N O	Aksi/beban	Kode	Vz(kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	785,57 1				
2	Beban mati tambahan	MA	124,29 4				
3	Tekanan Tanah	TA		60,048		106,361	
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD					
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya rem	TB					
Aksi Lingkungan							

6	Aliran air	EF					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ		1237,53 9	1237,53 9	1563,49 8	894,98 9
10	Tekanan air gempa						
Ttotal			909,86 5	1297,58 7	1237,53 8	1669,85 8	894,98 8

Rekap Kombinasi Tegangan Kerja

Tabel 5. 13 Rekap kombinasi bebani tegangan kerja pada abutmen

NO	Kombinasi beban	Tegangan	P	Hx	Hy	Mx	My
1	Kombinasi 1	0%	2428,914	131,501	0	356,444	0
2	Kombinasi 2	25%	2428,914	131,501	0	356,444	0
3	Kombinasi 3	40%	2428,914	131,501	10,584	356,444	17,993
4	Kombinasi 4	50%	2428,914	131,501	10,584	356,444	17,993
5	Kombinasi 5		909,864	1297,587	1237,539	1669,858	894,989

- Kombinasi Beban Ultimate

Kombinasi 1U (1,3MS+2MA+1,8TD+1,8TB)

Tabel 5. 14 Kombinasi beban 1 Ultimate abutmen

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hx	Hy	Mx	My
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	1021,242				
2	Beban mati tambahan	MA	2	248,588				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	2	2858,1				
4	Beban pedestrian	TP	2					

5	Gaya rem	TB	2		142,905		500,168		
Aksi Lingkungan									
6	Aliran air	EF	1						
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1						
8	Beban angin	EW							
9	Beban gempa	EQ							
10	Tekanan air gempa								
Total					4127,929	142,905	0	500,168	0

Kombinasi 2U (1,3MS+2MA+1,8TP)

Tabel 5. 15 Kombinasi beban 2 Ultimate abutmen

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hx	Hy	Mx	My	
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	
Aksi Tetap									
1	Berat sendiri	MS	1,3	1021,24					
2	Beban mati tambahan	MA	2	248,58					
Beban Lalu-lintas									
3	Beban lajur "D"	TD	2	2858,1					
4	Beban pedestrian	TP	2						
5	Gaya rem	TB	2		142,91		500,16		
Aksi Lingkungan									
6	Aliran air	EF	1						
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1						
8	Beban angin	EW	1,2			12,7		21,59	
9	Beban gempa	EQ							
10	Tekanan air gempa								
Total					4127,929	142,905	12,7	500,168	21,59

Kombinasi 3U (1,3MA+2MA+1,3EF)

Tabel 5. 16 Kombinasi beban 3 Ultimate abutmen

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hx	Hy	Mx	My
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	1021,24				
2	Beban mati tambahan	MA	2	248,58				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	2	2858,1				
4	Beban pedestrian	TP	2					
5	Gaya rem	TB	2					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1					
8	Beban angin	EW	1,2			12,7		21,59
9	Beban gempa	EQ						
10	Tekanan air gempa							
Total				4127,929	0	12,7	0	21,59

Kombinasi 4U (1,3MS+2MA+1,2EW)

Tabel 5. 17 Kombinasi beban 4 Ultimate abutmen

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hx	Hy	Mx	My
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	1021,24				
2	Beban mati tambahan	MA	2	248,58				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban	TD	2	2858,1				

	lajur "D"							
4	Beban pedestrian	TP	2					
5	Gaya rem	TB	2		142,91		500,17	
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1					
8	Beban angin	EW	1,2			12,7		21,59
9	Beban gempa	EQ						
10	Tekanan air gempa							
Total				4127,929	142,91	12,7	500,17	21,59

Kombinasi 5U (1,3MS+2MA+1EQ)

Tabel 5. 18 Kombinasi beban 5 Ultimate abutmen

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hx	Hy	Mx	My
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	1021,24				
2	Beban mati tambahan	MA	2	248,58				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	2					
4	Beban pedestrian	TP	2					
5	Gaya rem	TB	2					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1					
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1		1237,5	1237,5	1563,5	894,9
10	Tekanan air gempa							
Total				1269,83	1237,5	1237,5	1563,5	894,9

Rekap Kombinasi Beban Ultimate

Tabel 5. 19 Rekapitulasi kombinasi beban ultimate pada abutmen

NO	Kombinasi beban	P	T _x	T _y	M _x	M _y
		kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Kombinasi 1U	4127,93	142,91	0	500,17	0
2	Kombinasi 2U	4127,93	142,91	12,70	500,17	21,59
3	Kombinasi 3U	4127,93	0	12,70	0	21,59
4	Kombinasi 4U	4127,93	142,91	12,70	500,17	21,59
5	Kombinasi 5U	1269,83	1237,54	1237,54	1563,50	894,99

- Kontrol Stabilitas Guling

- Arah X

Stabilitas guling arah memanjang jembatan (arah x)

Letak titik guling A berada pada ujung pondasi terhadap pusat pondasi .

$$\frac{B_x}{2} = \frac{2m}{2} = 1m$$

Momen penahan guling :

Abutmen dapat menahan guling jika memenuhi syarat

$$SF \geq 2,2$$

$$SF = M_p/M_x$$

$$M_p = P \times \frac{B_x}{2} \times (1 + k)$$

Tabel 5. 20 Kontrol stabilitas guling abutmen arah x

NO	Kombinasi beban	k	P	M _x	M _p	SF	Keterangan
1	Kombinasi 1	0%	2428,914	356,444	1214,457		
2	Kombinasi 2	25%	2428,914	356,444	1518,071	4,259	OK
3	Kombinasi 3	40%	2428,914	356,444	1700,240	4,770	OK

4	Kombinasi 4	50%	2428,914	356,444	1821,686	5,111	OK
---	-------------	-----	----------	---------	----------	-------	----

- Arah Y

Stabilitas guling arah melintang jembatan (arah y)

Letak titik guling A berada pada ujung pondasi terhadap pusat pondasi .

$$\frac{Bx}{2} = \frac{13,6m}{2} = 6,8m$$

Momen penahan guling :

Abutmen dapat menahan guling jika memenuhi syarat

$$SF \geq 2,2$$

$$SF = Mp/Mx$$

$$Mp = P \times \frac{Bx}{2} \times (1 + k)$$

Tabel 5. 21 Kontrol stabilitas guling abutmen arah y

NO	Kombinasi beban	k	P	MY	Mp	SF	Keterangan
1	Kombinasi 1	0%	2428,914	0	1214,457		
2	Kombinasi 2	25%	2428,914	0	1518,071	#DIV/0!	#DIV/0!
3	Kombinasi 3	40%	2428,914	10,584	1700,240	160,642	OK
4	Kombinasi 4	50%	2428,914	10,584	1821,686	172,117	OK

- Kontrol Stabilitas Geser

- Kontrol stabilitas geser arah X

Parameter tanah dasar PileCap :

$$\text{Sudut Gesek, } \Phi = 28^\circ$$

$$\text{Kohesi, } C = 15 \text{ kPa}$$

Ukuran Dasar PileCap

$$Bx = 2 \text{ m}$$

$$By = 13,6 \text{ m}$$

GayA Penahan Geser

$$H = (C * Bx * By + (P * \tan \Phi)) * (1 + k)$$

$$\text{Kontrol,}$$

$$\text{SF} > 1,1$$

$$\text{SF} = H/H_x$$

Tabel 5. 22 Kontrol stabilitas geser arah X

NO	Kombinasi Beban	k	H _x kN	P kN	H kN	SF	Ket
1	Kombinasi 1	0%	131,50093	2428,914	1699,477	12,924	OK
2	Kombinasi 2	25%	131,50093	2428,914	2124,346	16,155	OK
3	Kombinasi 3	40%	131,50093	2428,914	2379,267	18,093	OK
4	Kombinasi 4	50%	131,50093	2428,914	2549,215	19,386	OK

- Kontrol stabilitas geser arah Y

Parameter tanah dasar PileCap :

$$\text{Sudut Gesek, } \Phi = 28^\circ$$

$$\text{Koehesi, } C = 15 \text{ kPa}$$

Ukuran Dasar PileCap

$$B_x = 2 \text{ m}$$

$$B_y = 13,6 \text{ m}$$

GayA Penahan Geser

$$H = (C \cdot B_x \cdot B_y + (P \cdot \tan \Phi)) \cdot (1+k)$$

Kontrol,

$$\text{SF} > 1,1$$

$$\text{SF} = H/H_x$$

Tabel 5. 23Kontrol stabilitas geser abutmen arah Y

NO	Kombinasi Beban	k	H _x kN	P kN	H kN	SF	Ket
1	Kombinasi 1	0%	0,00	2428,91	1699,48	#DIV/0!	#DIV/0!
2	Kombinasi 2	25%	0,00	2428,91	2124,35	#DIV/0!	#DIV/0!
3	Kombinasi 3	40%	10,58	2428,91	2379,27	224,80	OK
4	Kombinasi 4	50%	10,58	2428,91	2549,22	240,86	OK

5.1.2.2 Pancang Abutmen

Analisa perhitungan tiang pancan berdasarkan **Mekanika Teknik & Teknik Pondasi – 1990, Judul Asli *Soil Mechanics And Foundation Engineering***.

- Data Tiang Pancang

Diameter Tiang Pancang, D_p	= 0,4	m
Tebal Tiang Pancang, b_p	= 0,06	m
Keliling Tiang, $U_p = \pi \times D_p$	= 1,256	m
Luas Total Tiang, $A = \frac{1}{4} \times \pi \times D_p^2$	= 0,116	m ²
Berat Jenis Beton	= 2400	kg/m ³
Berat Tiang, $A \times$ Berat jenis beton	= 153,8123	Kg/m
Momen Inersia, $I = (p \times D^4)/64$	= 95491,85	cm ⁴

$$\text{Modulus Elastisitas, } E = Wc^{1.5} \times 0,043 \times \sqrt{600} \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 123840$$

$$\text{Kuat tekan beton, } f_c' = 600 \text{ kg/cm}^2 = 8533,64 \text{ psi}$$

$$\text{Allowable Axial} = 178,2 \text{ Ton}$$

$$\text{Bending Momen Crack} = 70,6 \text{ Tm}$$

$$\text{Bending Momen Ultimate} = 129,8 \text{ Tm}$$

$$\text{Kelas} = C$$

Untuk menghitung kekuatan tiang pancang dibutuhkan kan data tanah dengan menggunakan SPT. 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 ($N > 50$) maka diambil data pada kedalaman 16 meter dengan pengambilan data setiap 2 meter, diperoleh data sebagai berikut :

Data Kedalaman 16 meter

$$\text{Jenis Tanah} = \text{Clay (Lempung)}$$

$$N \text{ rata}^2 = 36$$

f_i	= 12	t/m ²
$f_i \times l_i$	= 24	t/m
$S(f_i \times l_i)$	= 162,4	t/m
P. friction, R_f	= 306,12	ton
P. bearing, R_t	= 75,10	ton
P. Total, R_u	= 381,22	ton
Pall Comp		
SF = 2	= 190,61	ton
SF = 3	= 127,073	ton
SF = 5	= 76,244	ton
Jenis Tanah, t/N	= 0,55556	ton

- Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang

- a. Gaya Geser Maksimum Dinding Tiang (R_f)

$$S(f_i \times l_i) = 162 \text{ t/m}$$

maka,

$$\begin{aligned} R_f &= U_p \times (S(f_i \times l_i)) \\ &= 1,256 \text{ m} \times 162 \text{ t/m} \\ &= 204,077 \text{ Ton} \end{aligned}$$

- b. Daya Dukung Pada Ujung Tiang Pancang (R_t)

$$I = 1,6 \text{ m}$$

(Panjang penetrasi tiang sampai lapisan pendukung)

$$D = 0,4 \text{ m (Diameter ujung tiang)}$$

$$I/D = 4$$

$$N_1 = 36 \text{ (Nilai N-SPT Ujung Tiang)}$$

$$N_2 = 50 \text{ (Nilai N-SPT rata-rata 4D dr ujung tiang)}$$

$$\begin{aligned} N &= \frac{N_1 + N_2}{2} \\ &= \frac{36 + 50}{2} \\ &= 43 \end{aligned}$$

$$q_d/N = 18$$

$$\begin{aligned}
 qd &= \frac{qd}{N} \times N \\
 &= 18 \times 43 \\
 &= 774 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_t &= qd \times A \\
 &= 774 \text{ t/m}^2 \times 0,1159 \text{ m}^2 \\
 &= 89,71 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

c. Daya Dukung Ultimate Tiang (R_u)

$$\begin{aligned}
 R_u &= R_f + R_t \\
 &= 306,12 \text{ Ton} + 89,71 \text{ Ton} \\
 &= 395,82 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Kontrol ,

$$\begin{aligned}
 R_t &< 2 \times \text{Allowable axial} \\
 395,82 \text{ Ton} &< 356,4 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

d. Daya Dukung Ijin Tiang (R_a)

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{R_u}{SF} - W_p \\
 &= \frac{293,78}{3} - 1,768623 \\
 &= 96 \text{ Ton/tiang}
 \end{aligned}$$

Keterangan:

$$SF = 3$$

$$W_p = 2,77 \text{ Ton/tiang} \quad (\text{berat per titik tiang})$$

$$L(\text{netto}) = 18,00 \text{ m} \quad (\text{panjang total tiang})$$

$$W_t = 0,1538 \text{ ton/m} \quad (\text{berat tiang/m})$$

Daya dukung tiang beban sementara ($R_{a(s)}$) :

$$R_{a(s)} = R_a \times 150\%$$

$$R_{a(s)} = 96 \times 150\%$$

$$= 144 \text{ Ton/tiang}$$

- Kapasitas Daya Dukung Horizontal Pondasi Tiang Pancang

- a. Ketentuan

Tiang menonjol diatas tanah dasar (h)	= 9	m
Nilai N-SPT -2,0m dibawah muka tanah dasar diambil nilai N-SPT minimal	= 11	m
Diameter tiang, diperhitungkan	= 40	cm
Mutu Baja, fy	= 370	Mpa
Modulus Elastisitas Beton (E)	= 2100000	kg/cm ²
Momen Inersia Tiang (I) = p/64 D ⁴	= 95492	cm ⁴

- b. Koefisien Reaksi Tanah Dasar (k)

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-0,75} \times Y^{-0,5}$$

- c. Modulus Elastisitas Tanah

E _o	= 28 x N	= 308
N	= 11	

- d. Deformasi Tiang di Dasar PileCap (y)

y	= 1	c, (Deformasi horizontal ijin)
k	= 3,872894963	kg/cm ³
b	= (kD/(4EI)) ^{0,25}	= 0,0037

- e. Virtual Fixity Point (l_m)

$$l_m = 1/b \tan^{-1} 1/b.h = 421,36 \text{ cm} = 4,21 \text{ m}$$

- f. Daya Dukung Gaya Horizontal Tiang Tegak (H_a), untuk Pergeseran sebesar "Y"

H _a	= (k.D.y)/b	= 41,55595	Ton/tiang
SF	= 3		

$$\text{Jadi gaya horizontal ijin tiang (H}_a\text{)} = 13,86 \text{ Ton/tiang}$$

- g. Daya Dukung Momen Lentur pada Kepala Tiang (M_a)

$$M_a = H_a/2b = 18,59 \text{ Ton-m/tiang}$$

- Kapasitas Cabut Tiang Pancang Kelompok

$$R_f = U_p \times S (f_i \times t) = 204,08 \text{ Ton}$$

$$S(l_i \times f_i) = 162,40 \quad t/m$$

$$U_p = 1,256637061 \text{ m}$$

$$SF = 3$$

$$W_p = 2,769 \quad \text{ton/tiang}$$

$$R_c = R_f / SF + W_p = 71 \text{ Ton/tiang}$$

Jadi Kapasitas cabut tiang (R_c) = 71 Ton/tiang

Kapasitas Cabut Tiang untuk beban sementara ($R_{a(s)}$) :

$$R_{a(s)} = R_c \times 150\%$$

$$R_{a(s)} = 106.5 \text{ Ton/tiang}$$

- Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan $D = 40 \text{ cm}$

Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti perhitungan dibawah ini :

Untuk jarak antar tiang pancang :

$$3 D \leq S \leq 8 D$$

dimana,

S = jarak antar tiang pancang

S_1 = jarak tiang pancang ke tepi

Sehingga didapat,

$$3 (40 \text{ cm}) \leq S \leq 8 (40 \text{ cm})$$

$$120 \text{ cm} \leq S \leq 320 \text{ cm}$$

Untuk jarak pancang ke tepi :

$$1 D \leq S_1 \leq 1,5 D$$

$$1 (40 \text{ cm}) \leq S_1 \leq 1,5 (40 \text{ cm})$$

$$40 \text{ cm} \leq S_1 \leq 60 \text{ cm}$$

Maka dipakai , $S = 200 \text{ cm}$

$S_1 = 75 \text{ cm}$

- Efisiensi Tiang Pancang
(Converse Labarre)

$$\eta = 1 - \left(\frac{\arctan(D/S)}{90^\circ} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

dimana,

S = Jarak Tiang Pancang =

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris = 5

n = Jumlah baris tiang pancang = 2

Maka,

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \left(\frac{\arctan(D/S)}{90^\circ} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \\ &= 1 - \left(\frac{\arctan(0,2)}{90^\circ} \right) (1,300) \\ &= 0,68511 \end{aligned}$$

Maka, DD tiang pancang kelompok adalah:

$$\begin{aligned} Q_{L(\text{group})} &= Q_{L(1\text{Tiang})} \times n \times \eta \\ &= 96,0 \times 10 \times 0,68511 \\ &= 657,7066667 \text{ Ton} \\ &= 6577,067 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan beban aksial maksimum pada pondasi kelompok

$$\text{Raksi kombinasi (Vu)} = 2428,91435 \text{ kN}$$

kontrol,

$$\begin{aligned} Q_{L(\text{GROUP})} &> P \\ 6577,0677 \text{ kN} &> 2428,91435 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

- Kombinasi Beban Tiang Pancang
Kombinasi Beban Tegangan Kerja

Tabel 5. 24 Kombinasi beban tegangan kerja yang diterima tiang pancang abutmen

NO	Beban	Kode	Vz	Hx	Hy	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	785,57				
2	Beb. mati tambahan	MA	124,2938				
3	Tekanan Tanah	TA		60,048		106,4	
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	1429,05				
4	Beban pedestrian	TP	90				
5	Gaya rem	TB		71,453		250,1	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW			10,584		17,993
9	Beban gempa	EQ		1237,5	1237,5	1564	894,98
Total			2428,9	1369	1248,1	1919	912,98

Kombinasi 1 (MS+MA+TD+TP+TB+EF)

Tabel 5. 25 Kombinasi beban 1 tegangan kerja yang diterima tiang pancang abutmen

NO	Beban	Kode	Vz	Hx	Hy	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	785,57				
2	Beb. mati tambahan	MA	124,2938				
3	Tekanan Tanah	TA		60,048		106,4	
Beban Lalu-lintas							

3	Beban lajur "D"	TD	1429,05				
4	Beban pedestrian	TP	90				
5	Gaya rem	TB					
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
Ttotal			2428,9	60,05		106,4	0

Kombinasi 2 (MS+MA+TD+TB+TP+ET+EF)

Tabel 5. 26 Kombinasi beban 2 tegangan kerja yang diterima tiang pancang abutmen

NO	Beban	Kode	Vz	Hx	Hy	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	785,57				
2	Beb. mati tambahan	MA	124,2938				
3	Tekanan Tanah	TA		60,048		106,4	
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	1429,05				
4	Beban pedestrian	TP	90				
5	Gaya rem	TB		71,453		250,1	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
Ttotal			2428,9	131,5	0	356,4	0

Kombinasi 3 (MS+MA+TD+TB+TP+EF+EW)

Tabel 5. 27 Kombinasi beban 3 tegangan kerja yang diterima tiang pancang abutmen

NO	Beban	Kode	Vz	Hx	Hy	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	785,57				
2	Beb. mati tambahan	MA	124,2938				
3	Tekanan Tanah	TA		60,048		106,4	
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	1429,05				
4	Beban pedestrian	TP	90				
5	Gaya rem	TB		71,453		250,1	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW			10,584		17,993
9	Beban gempa	EQ					
Total			2428,9	131,5	10,6	356,4	17,9

Kombinasi 4 (MS+MA+TD+TB+TP+ET+EF+EW)

Tabel 5. 28 Kombinasi beban 4 tegangan kerja yang diterima tiang pancang abutmen

NO	Beban	Kode	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
			(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	785,57				
2	Beb. mati tambahan	MA	124,2938				
3	Tekanan Tanah	TA		60,048		106,4	
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	1429,05				

4	Beban pedestrian	TP	90				
5	Gaya rem	TB		71,453		250,1	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW			10,584		17,993
9	Beban gempa	EQ					
Ttotal			2428,9	131,5	10,584	356,4	17,99

Kombinasi 5 (MS+MA+EF+EQ)

Tabel 5. 29 Kombinasi beban 5 tegangan kerja yang diterima tiang pancang abutmen

NO	Beban	Kode	Vz	Hx	Hy	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	785,57				
2	Beb. mati tambahan	MA	124,2938				
3	Tekanan Tanah	TA		60,048		106,4	
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD					
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya rem	TB					
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ		1237,5	1237,5	1564	894,98
Ttotal			909,86	1297,6	1237,5	1669	894,9

Rekapitulasi Kombinasi Tegangan kerja

Tabel 5. 30 Rekapitulasi kombinasi beban tegangan kerja yang diterima tiang pancang abutmen

NO	Kombinasi Beban	Vz (kN)	Hux (kN)	Huy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi 1	2428,9	60,1	0	106,36	0
2	Kombinasi 2	2428,9	131,501	0	356,443	0
3	Kombinasi 3	2428,9	131,501	10,584	356,443	17,99
4	Kombinasi 4	2428,9	131,501	10,584	356,443	17,99
5	Kombinasi 5	909,86	1297,6	1237,6	1669,8	894,9

- Repetisi Beban-beban Diatas Tiang Kelompok

Bila daiatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekuivalen (Pv) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P_{\max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{\sum X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{\sum Y^2}$$

dimana,

V = beban vertikal dari kolom

n = banyak tiang dalam 1 group

Mx = Momen terhadap sumbu X

My = Momen terhadap sumbu Y

Xmax = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Ymax = koordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum X$ = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

$\sum Y$ = Jumlah dari kuadrat koordinat tiap tiang terhadap garis netral group

Taksiran jumlah tiang pancang = 9

Jumlah tiang pancang yang dipakai = 10

Repetisi Beban-beban diatas tiang kelompok

Tabel 5. 31 Repetisi beban diatas tiang pancang kelompok abutmen

Beban tegangan kerja yang diterima tiang					KOMBINASI 1	KOMBINASI 2	KOMBINASI 3	KOMBINASI 4	KOMBINASI 5
Titik	x	y	x2	y2	$V/n+Mx.y/\Sigma y^2$	$V/n+Mx.y/\Sigma y1$	$V/n+Mx.y/\Sigma y13$	$V/n+Mx.y/\Sigma y13$	$V/n+Mx.y/\Sigma y13$
					$+ My.x/\Sigma x^2$	$+ My.x/\Sigma x131$	$+ My.x/\Sigma x132$	$+ My.x/\Sigma x133$	$+ My.x/\Sigma x134$
1	-0,75	4	0,5625	16	248,21	260,71	258,31	258,31	55,15
2	0,75	4	0,5625	16	248,21	260,71	263,11	263,11	293,81
3	-0,75	2	0,5625	4	245,55	251,80	249,40	249,40	13,40
4	0,75	2	0,5625	4	245,55	251,80	254,20	254,20	252,06
5	-0,75	0	0,5625	0	242,89	242,89	240,49	240,49	-28,35
6	0,75	0	0,5625	0	242,89	242,89	245,29	245,29	210,32
7	-0,75	-2	0,5625	4	240,23	233,98	231,58	231,58	-70,09
8	0,75	-2	0,5625	4	240,23	233,98	236,38	236,38	168,57
9	-0,75	-4	0,5625	16	237,57	225,07	222,67	222,67	-111,84
10	0,75	-4	0,5625	16	237,57	225,07	227,47	227,47	126,83
Σ TOTAL			5,625	80					
Pmax					293,81				
Pmin					237,57				

Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max})

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang

Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

Beban Tetap

$$P_{max} \leq Q_{ijin} \text{ 1 tiang}$$

$$293,81 \text{ kN} < 960 \text{ kN (OK)}$$

Beban Sementara

$$P_{max} \leq Q_{ijin} \text{ 1 Tiang}$$

$$293,81 < 960 \text{ kN (OK)}$$

5.1.2.3 Penulangan Abutmen

5.1.2.3.1 Penulangan PileCap Abutmen

- Kombinasi Beban

Beban Ultimate pada pile cap abutmen

Tabel 5. 32 Beban Ultimate pada pile cap abutmen

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	1021,2				
2	Beban mati tambahan	MA	2	248,587				
3	Tekanan Tanah	TA	1		60,04		106,3	
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8	2572,3				
4	Beban pedestrian	TP	1,8	162				
5	Gaya rem	TB	1,8		128,6		450	
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan /Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2			12,7		21,5
9	Beban gempa	EQ	1		1237	1237	1563	894,9
Ttotal				404,1	1426	1250	2120	916,5

Kombinasi 1U (1,3MS+2MA+1,8TD+1,8TB)

Tabel 5. 33 Kombinasi 1 ultimate pada pile cap abutmen

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	1021,2				
2	Beban mati tambahan	MA	2	248,587				
3	Tekanan Tanah	TA	1		60,04		106,3	
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8	2572,3				
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8		128,6		450	
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan /Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
Ttotal				3842	188,6	0	556,5	0

Kombinasi 2U (1,3MS+2MA+1,8TP)

Tabel 5. 34 Kombinasi 2 beban ultimate pada pile cap abutmen

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	1021,2				
2	Beban mati tambahan	MA	2	248,587				
3	Tekanan Tanah	TA	1		60,04		106,3	
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					

4	Beban pedestrian	TP	1,8	162				
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan /Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
Ttotal				1431,8	60,04	0	106,4	0

Kombinasi 3U (1,3MS+2MA+1,8TP)

Tabel 5. 35 Kombinasi 3 beban ultimate pada pile cap abutmen

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	1021,2				
2	Beban mati tambahan	MA	2	248,587				
3	Tekanan Tanah	TA	1		60,04		106,3	
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan /Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
Ttotal				1269,8	60,04	0	106,4	0

Kombinasi 4U (1,3MS+2MA+1,2EW)

Tabel 5. 36 Kombinasi 4 beban ultimate pada pile cap abutmen

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	1021,2				
2	Beban mati tambahan	MA	2	248,587				
3	Tekanan Tanah	TA	1		60,04		106,3	
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan /Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2			12,7		21,6
9	Beban gempa	EQ	1					
Total				1269	60,04	12,7	106,4	21,6

Kombinasi 5U (1,3MS+2MA+1EQ)

Tabel 5. 37 Kombinasi 5 beban ultimate pada pile cap abutmen

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	1021,2				
2	Beban mati tambahan	MA	2	248,587				
3	Tekanan Tanah	TA	1		60,04		106,3	
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					

4	Beban pedestrian	TP	1,8						
5	Gaya rem	TB	1,8						
Aksi Lingkungan									
6	Aliran air	EF	1,3						
7	Hanyutan /Tumbukan	EF	1,3						
8	Beban angin	EW	1,2						
9	Beban gempa	EQ	1		1237	1237	1563	894,9	
Ttotal					1269,8	1297	1237	1669	894,9

Rekap Kombinasi Ultimate Untuk Pile Cap

Tabel 5. 38 Rekapitulasi kombinasi beban ultimate pada pile cap abutmen

NO	Kombinasi Beban	Vz (kN)	Hux (kN)	Huy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi 1U	3842,1	188,66	0	556,5	0
2	Kombinasi 2U	1431,8	60,04	0	106,4	0
3	Kombinasi 3U	1269,8	60,04	0	106,4	0
4	Kombinasi 4U	1269,8	60,04	12,7	106,4	21,4
5	Kombinasi 5U	1269,8	1297,5	1237,5	1669,8	894,9

Beban Ultimate yang masuk ke satu tiang pancang (Jumlah tiang pancang = 10)

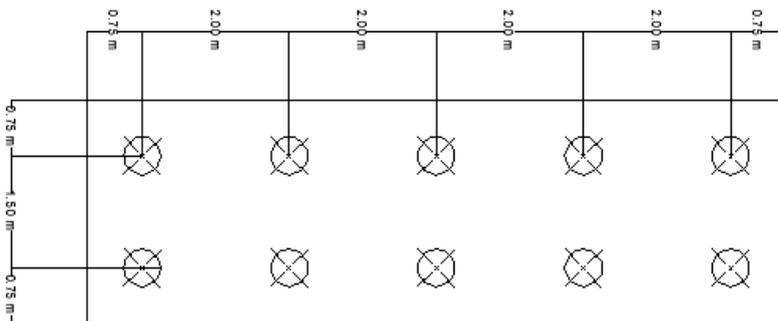
Tabel 5. 39 Beban Ultimate yang diterima satu tiang pancang

BEBAN ULTIMATE SATU TIANG PANCANG					KOMBINASI 1	KOMBINASI 2	KOMBINASI 3	KOMBINASI 4	KOMBINASI 5
Titik	x	y	x ²	y ²	$V/n+Mx.y/\Sigma y^2$				
					+ $My.x/\Sigma x^2$				
1	-0,75	4	0,5625	16	412,04	148,50	132,30	129,42	91,14
2	0,75	4	0,5625	16	412,04	148,50	132,30	135,18	329,81
3	-0,75	2	0,5625	4	398,12	145,84	129,64	126,76	49,40
4	0,75	2	0,5625	4	398,12	145,84	129,64	132,52	288,06
5	-0,75	0	0,5625	0	384,21	143,18	126,98	124,10	7,65
6	0,75	0	0,5625	0	384,21	143,18	126,98	129,86	246,31
7	-0,75	-2	0,5625	4	370,30	140,52	124,32	121,45	-34,10
8	0,75	-2	0,5625	4	370,30	140,52	124,32	127,20	204,57
9	-0,75	-4	0,5625	16	356,39	137,86	121,66	118,79	-75,84
10	0,75	-4	0,5625	16	356,39	137,86	121,66	124,54	162,82
ΣTOTAL			5,625	80					
Pmax					412,04				
Pmin					356,39				

- Perhitungan Penulangan pile cap abutmen

- Data

Diameter Tulangan, d_t	= 16	mm
Lebar yang ditinjau arah X	= 2000	mm
Lebar yang ditinjau arah Y	= 1500	mm
Tinggi PileCap, h	= 900	mm
Decking, d'	= 45	mm
Tebal efektif arah X, d_x	= 847	mm
Tebal efektif arah Y, d_y	= 831	mm
Kuat tekan beton, f_c'	= 30	Mpa
Mutu Baja Tul. $D > 12$ mm, f_y	= 390	Mpa
Mutu Baja Tul. $D < 12$ mm, f_y	= 240	Mpa
Berat Volume Beton	= 25	kN/m ³
Faktor reduksi Lentur	= 0,8	
Faktor reduksi Geser	= 0,7	



Gambar 5. 1 Denah Tiang Pancang

- Tulangan Lentur Arah X

$$\begin{aligned}\text{Berat pilecap} &= p \times l \times t \text{ BV} \times \text{KuMS} \\ &= 1,5\text{m} \times 2\text{m} \times 0,9\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 \times 1,3 \\ &= 87,75 \text{ kN}\end{aligned}$$

Reaksi ultimate tiang

$$\text{Pu tiang} = 412,04 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}\text{Mu} &= \text{Mq} + \text{Mp} \\ &= (-\text{qu} \times \frac{1}{2} \times \text{b1}) + (\text{Pu tiang} \times \text{L}) \\ &= (-87,75 \text{ kN} \times \frac{1}{2} \times 1,5 \text{ m}) + (412,03 \text{ kN} \times 0,75 \text{ m}) \\ &= 243,21 \text{ kNm tiap 2m}\end{aligned}$$

Maka untuk mencari momen tiap satu meternya didapat:

$$\text{Mu} = 121,6 \text{ kNm tiap 1m}$$

Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{390\text{Mpa}}{0,85 \times 30\text{Mpa}} \\ &= 15,2941\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mn} &= \frac{\text{Mu}}{\phi} \\ &= \frac{121607812,3\text{Nmm}}{0,8} \\ &= 152009765,3 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{1520097653 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times (847 \text{ mm})^2} \\
 &= 0,2118 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{390 \text{ Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{ Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 0,2118}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\
 &= 0,00055
 \end{aligned}$$

Untuk ρ_{min} digunakan 2 rumus :

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\
 &= 0,00359
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= 1,333 \times \rho_{\text{perlu}} \\ &= 1,333 \times 0,00055 \\ &= 0,000727\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 75\% \times 0,033683 \\ &= 0,0253\end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ maka dilanjutkan dengan pengecekan kontrol ρ_{\min} kedua , didapat $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\min} = 0,00073$

$$\begin{aligned}\text{As}_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00073 \times 100 \text{ mm} \times 847 \text{ mm} \\ &= 615,98 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 25 mm dengan Jarak tulangan

Syarat,

$$S \leq S_{\max}$$

$$\begin{aligned}S_{\max} &= 2h \\ &= 2 \times 900 \text{ mm} \\ &= 1800 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{\text{As}_{\text{perlu}}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (16\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{615,98\text{mm}^2} \\ &= 326,24\text{mm}\end{aligned}$$

Digunakan jarak, $S = 325 \text{ mm} < S_{\max} = 1800 \text{ mm}$ (OK)

Kontrol,
As pakai > As perlu

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{S \text{ pakai}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (16\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{325\text{m}} \\ &= 618,3\text{mm}^2 \end{aligned}$$

As pakai > As perlu
618,3 mm² > 615,9 mm² (OK)

Sehingga untuk tulangan lentur arah X pilecap digunakan tulangan D16 – 275

- Penulangan PileCap Arah melintang Y

Momen Yang Terjadi

$$\begin{aligned} &\text{Berat Sendiri PileCap Ultimate yang ditumpu 1 tiang (qu)} \\ &= p \times l \times t \times Wc \times \text{Faktor beban} \\ &= 4,75 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 0,9 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,3 \\ &= 208,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Reaksi Ultimate tiang diambil dari tabel yaitu Pmax dari seluruh tiang.

$$P_u \text{ tiang} = 824,07 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi pada Pile Cap :

$$\begin{aligned} M_u &= M_q + M_p \\ &= (-qu \times \frac{1}{2} \times b_1) + (P_u \text{ tiang} \times L) \\ &= (-208,4 \text{ kN} \times \frac{1}{2} \times 4,75 \text{ m}) + (824,1 \text{ kN} \times 0,75 \text{ m}) \\ &= 123,091 \text{ kNm tiap } 1,5\text{m} \end{aligned}$$

Maka untuk mencari momen tiap satu meternya didapat:

$$Mu = 82,061 \text{ kNm tiap 1m}$$

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{390 \text{Mpa}}{0,85 \times 30 \text{Mpa}} \\ &= 15,2941 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{82060936,84 \text{Nmm}}{0,8} \\ &= 102576171,1 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times dx^2} \\ &= \frac{102576171,1 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times (831 \text{ mm})^2} \\ &= 0,148 \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{Mpa}}{390 \text{Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{Mpa}} \right) \\ &= 0,033683 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 0148}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\
 &= 0,00038
 \end{aligned}$$

Untuk ρ_{\min} digunakan 2 rumus :

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\
 &= 0,00359
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= 1,333 \times \rho \text{ perlu} \\
 &= 1,333 \times 0,00038 \\
 &= 0,0005091
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ max} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 75\% \times 0,033683 \\
 &= 0,0253
 \end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\min} > \rho \text{ perlu} > \rho_{\text{max}} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho \text{ perlu} > \rho_{\min}$ maka dilanjutkan dengan pengecekan kontrol ρ_{\min} kedua , didapat $\rho \text{ perlu} < \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\min} = 0,00051$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \text{ perlu} \times b \times d \\
 &= 0,00051 \times 100 \text{ mm} \times 831 \text{ mm} \\
 &= 423,13 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 25 mm dengan

Jarak tulangan

Syarat,

$$S \leq S_{maks}$$

$$S_{maks} = 2h$$

$$= 2 \times 900 \text{ mm}$$

$$= 1800 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{A_{s\text{perlu}}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (16\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{450\text{mm}^2} \\ &= 446,5778\text{mm} \end{aligned}$$

Digunakan jarak, $S = 450 \text{ mm} < S_{maks} = 1800 \text{ mm}$ (OK)

Kontrol,

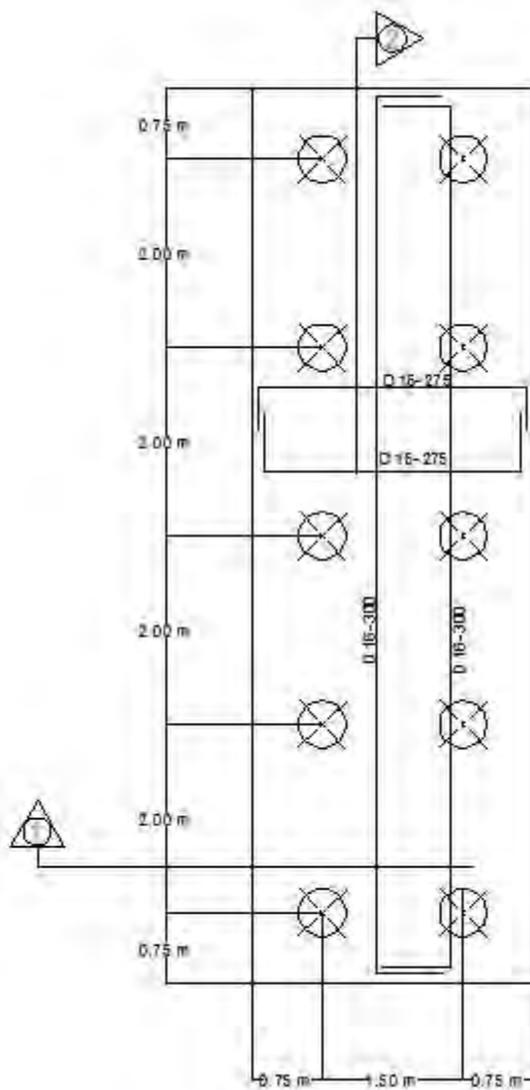
As pakai $>$ As perlu

$$\begin{aligned} A_{s\text{pakai}} &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{S\text{pakai}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (16\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{450\text{mm}} \\ &= 446,5778\text{mm}^2 \end{aligned}$$

As pakai $>$ As perlu

$446,5778 \text{ mm}^2 > 423,1375 \text{ mm}^2$ (OK)

Sehingga untuk tulangan lentur arah Y pilecap digunakan tulangan D16 – 300



Gambar 5. 2 Denah Penulangan PileCap Abutmen

5.1.2.3.2 Penulangan Long Stoper Abutmen

- Data
 - Panjang = 0,4 m
 - Tinggi = 0,4 m
 - Lebar = 13,6 m
- Tekanan Tanah Aktif
 - Sudut Gesek Tanah , Φ = 35°
 - Berat Tanah, W_s = 17,2 kN/m³
 - Faktor Reduksi Kekuatan Bahan, K_{Φ^R} = 0,8

dari data diatas dapat dihitung

$$\begin{aligned}\Phi' &= \tan^{-1} (K_{\Phi^R} \cdot \tan \Phi) \\ &= \tan^{-1} (0,8 \cdot \tan 35^\circ) \\ &= 1,594\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K_a &= \tan^2(45^\circ - \Phi'/2) \\ &= \tan^2(45^\circ - (1,594/2)) \\ &= 0,945\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_y &= \text{tinggi wing wall} \\ &= 1,3 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_x &= \text{panjang segmen satu} + \text{panjang segmen 2} \\ &= 0,663 \text{ m} + 1,992 \text{ m} \\ &= 2,655 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}0,6 \cdot W_s &= 0,6 \times 17,2 \text{ kN/m}^3 \\ &= 10,32 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

maka tekanan tanah yang didapat :

Tabel 5. 40 Tekanan tanah yang diterima stoper abutmen

No	Tekanan Tanah	Beban (kN)
1	$TTA1 = (0,6 \cdot w_s) \cdot H_x \cdot H_y \cdot K_a$	53,10119
2	$TTA2 = 1/2 \cdot (H_y)^2 \cdot H_x \cdot w_s \cdot K_a$	17,7

Momen akibat tekanan tanah

Tabel 5. 41 Momen akibat tekanan tanah pada stopper abutmen

No	Jenis Beban	Beban (kN)	Lengan				My (kNm)	Mx (kNm)
			Y	m	x	m		
1	TTA1	53,1	$y= Hy/2$	0,2	$x= Hx/2$	6,8	10,62	361,08
2	TTA2	17,7	$y= Hy/3$	0,13	$x= Hx/2$	4,53	2,36	80,24
Berat Total		70,8	Momen Total				12,98	441,34

- Beban Gempa
 - Data Gempa
 CSM = 0,288 (dari perhitungan gempa pada bangunan sebelumnya)
 Wt = Berat Sendiri + Berat Akibat Tekanan Tanah
 = 54,4kN + 441,329 kN
 = 459,73 kN

- Beban Gempa

$$\begin{aligned}
 T_{EQ} &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \\
 &= \frac{0,288}{1,5} \times 495,729 \text{ kN} \\
 &= 95,18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen Akibat Gempa

Tabel 5. 42 Momen akibat gempa pada stopper abutmen

Jenis Beban	Beban (kN)	Lengan				My (kNm)	Mx (kNm)
		y	m	x	m		
TEQ	95,18	$y= Hy/2$	0,2	$x= Hx/2$	6,8	6,345	215,742
Momen Total						6,345	215,742

• Tekanan Tanah Dinamis Pada long stoper

- Data

$$H_y = 13,6 \quad \text{m}$$

$$H_x = 0,4 \quad \text{m}$$

$$W_s = 17,2 \quad \text{kN/m}^3$$

$$\Phi = 35^\circ$$

$$FPGA = 1,6 \quad (\text{dari perhitungan gempa sebelumnya})$$

$$PGA = 0,1 \quad (\text{dari perhitungan gempa sebelumnya})$$

$$A_s = FPGA \times PGA \\ = 0,16$$

$$K_h = \text{Koefisien percepatan Horizontal} \\ = 0,5 \times A_s \\ = 0,08$$

$$K_v = \text{Koefisien percepatan vertikal (umum diambil 0)}$$

$$\Theta = \arctan(kh/(1-K_v))^\circ = 0,07889^\circ$$

$$\beta = \text{Kemiringan dinding kepala jembatan terhadap} \\ \text{bidang vertikal} \\ = 0^\circ$$

$$i = \text{Kemiringan Timbunan} \\ = 0^\circ$$

$$\delta = \text{Sudut geser diantara tanah dan kepala jembatan} \\ = 0^\circ$$

$$H_t = \text{Tinggi Tanah} \\ = 0,4 \quad \text{m}$$

- Perhitungan Tanah Dinamis

K_{AE} = Koefisien Tekanan Aktif Seismik

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

$$= \frac{0,672319}{0,99998} \times \left(1 + \sqrt{\frac{0,328335}{0,99999}} \right)$$

$$= 0,2717$$

maka tekanan tanah yang terjadi

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \times \gamma_{tanah} \times Ht^2 \times (1 - Kv) \times K_{AE}$$

$$= \frac{1}{2} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times (0,4\text{m})^2 \times (1 - 0) \times 0,2717$$

$$= 0,373881 \text{ kN}$$

- Momen

Tabel 5. 43 Tabel Momen Tekanan Tanah

Jenis Beban	Beban (kN)	Lengan				My (kNm)	Mx (kNm)
		Y	m	x	m		
EAE	0,3738	2/3*Hy	0,267	Hx/2	6,8	0,033	1,747
Momen Total						0,033	1,747

• Kombinasi

Tabel 5. 44 Tabel Kombinasi

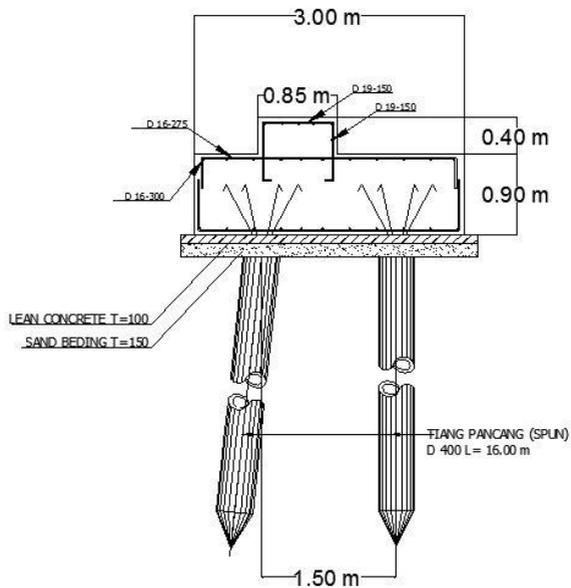
No	Jenis Beban	T (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)	Faktor beban	
					Simbol	Faktor
1	Tekanan tanah	70,189	37,715	68,449	KUTA	1,25
2	Gempa statik ekuivalen	15,397	3,3360901	6,81332	KUEQ	1
3	Gempa tek.tanah dinamis	3,949	1,1408579	1,747	KUTA	1,25

Kombinasi Beban Ultimit

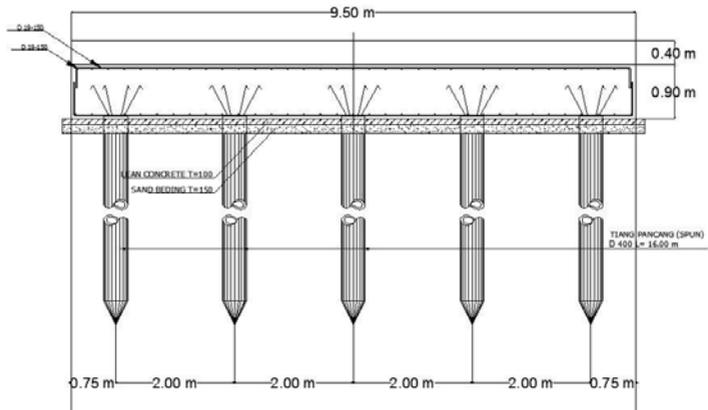
Tabel 5. 45 Tabel Kombinasi Beban Ultimit

No	Jenis Beban	Vu (kN)	Muy (kNm)	Mux (kNm)
1	Tekanan tanah	87,737	47,14	85,56
2	Gempa statik ekivalen	15,39733876	3,3360901	6,81332
3	Gempa tek.tanah dinamis	4,936	1,426	2,184
		108,071	51,91	94,56

5.1.2.3.3 Hasil



Gambar 5. 3 Potongan Memanjang Abutmen



Gambar 5. 4 Potongan Melintang Abutmen

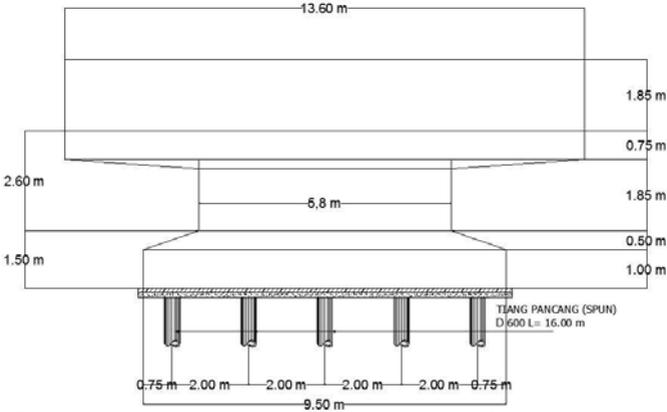
5.2 Perencanaan Pilar atau Pier

Pilar atau pier berfungsi sebagai pendukung bagi bangunan atas apabila terletak diantara dua abutmen. Pilar menahan beban, beban hidup maupun beban mati yang terjadi akibat beban bangunan atas dan didukung oleh pondasi. Dalam hal ini pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang.

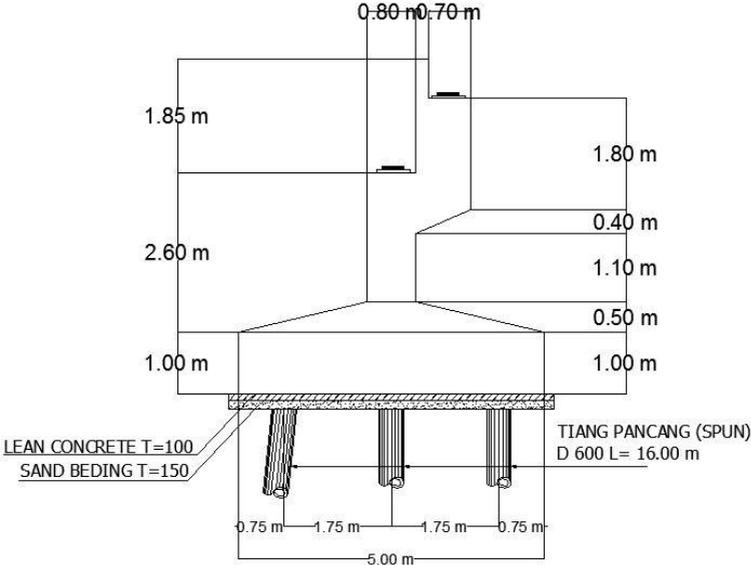
5.2.1 Preliminari Pilar atau Pier

Pada Jembatan Boncong ini direncanakan dengan menggunakan dua buah pilar yang mampu menahan beban bangunan atas (pelatantai, girder, dan diafragma) bentang 25 meter dan juga menahan beban dari full plat. Masing-masing pilar menahan beban dari setengah bentang dari 25 m dan setengah bentang dari full plat.

Untuk pondasi yang digunakan pada Jembatan Boncong ini menggunakan pondasi tiang pancang karena berdasarkan hasil dari penyelidikan tanah setempat didapatkan nilai SPT yang tinggi ($N > 50$) pada kedalaman 18 – 30 meter, maka direncanakan kedalaman tiang pancang nantinya sedalam 16 meter karena pada data SPT tanah keras berada pada kedalaman 18 meter. Dengan dimensi yang digunakan untuk tiang pancang berdiameter 600 mm dengan tebal dinding 120 mm. Jumlah tiang pancang yang digunakan sebanyak 15 tiang pancang masing-masing pilar dengan taksiran 3 baris dan tiap barisnya berisi 5 tiang pancang dengan jarak memanjang sebesar 1750 mm dan melintang sejarak 2000 mm.



Gambar 5. 5 Tampak Depan Pilar



Gambar 5. 6 Tampak Samping Pilar

5.2.2 Perhitungan Pilar

Perhitungan Berat Pilar dan Penentuan Titik Berat

Tabel 5. 46 Berat sendiri pilar

No. Segmen	b (m)	h (m)	L (m)	Shape	γ beton kN/m ³	W (kN)= Vol x γ beton	X (m)	W.X (kNm)	Z (m)	W.Z (kNm)
Head Stock										
1	0,2	0,4	13,6	1	25	27,2	0,65	17,68	6	163,2
2	0,9	1,22	13,6	1	25	373,32	0,9	335,988	5,2	1941,264
3	0,9	0,58	13,6	1/2	25	88,74	0,333	29,55042	4,2	372,708
4	0,9	0,4	13,6	1/2	25	2,448	0	0	0,41	1,00368
Pier Wall										
1	2	0,8	2,6	1	25	4,16	0,65	2,704	2,4	9,984
2		0,8	2,6	$1/4\pi h^2$	25	1,63362818	0,9	1,470265	0,52	0,849487
Pile Cap										
1	5	0,5	11,8	1	25	737,5	0	0	0,75	553,125
2	5	0,5	11,8	1	25	737,5	0	0	0,25	184,375
					W total	1972,501628	Wx total	387,3927	Wz total	3226,509

Letak Titik Berat terhadap titik O

Berat sendiri struktur atas

Tabel 5. 47 Berat sendiri struktur atas yang diterima pilar

NO	JENIS	LEBAR	TEBAL	PJG	n	BERAT	BEBAN	
		(m)	(m)	(m)		(kN/m ³)	kN	
1	Pelat Lantai	10,5	0,2	25	1	25	1312,5	
2	Berat trotoar	1,2	0,2	25	2	25	300	
3	Kerb	0,012	0,2	25	2	25	3	
4	Girder	0,6	1,8	25	8	25	5400	
5	Diafragma	0,5	0,3	1,6	49	25	294	
6	Berat Pipa			2	52	0,0713	7,4152	
7	Tiang Sandaran	0,2	0,2	1,2	26	25	780	
8	Berat sendiri full plat							941,208
TOTAL BERAT SENDIRI (Q MS)							4519,06	

Beban Mati Tambahan (QMA)

Tabel 5. 48 Beban mati tambahan yang diterima pilar

NO	JENIS	LEBAR	TEBAL	PJG	BERAT	BEBAN
		(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	kN/m
1	Lap. Aspal + Overlay	10,5	0,12	25	22	693
2	Air Hujan	10,5	0,05	25	9,8	128,625
3	Beban Mati Tambahan Full Plate					230,055
TOTAL BERATQ MA					Q MA	525,84

5.2.2.1 Pembebanan Pilar atau Pier

Beban –beban yang terjadi pada pier atau pilar

- Beban Lajur
Beban Merata Lajur D

Berdasarkan **SNI T-02-2005 Pasal 6.3.1** untuk beban merata atau beban UDL/BTR dengan bentang 25 meter sebagai berikut:

Untuk L rencana = 25 meter $< L = 30$ meter maka digunakan $q = 9$ Kpa atau 9 kN/m^2 , sehingga

$$\begin{aligned} q_{\text{BTR}} &= q \times s \times L \\ &= 9 \text{ kN/m}^2 \times 1,6 \text{ m} \times 25 \text{ m} \\ &= 360 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Lajur Terpusat (P TD)

Sedangkan untuk beban terpusat berdasarkan **SNI T-02-2005 Pasal 6.3.1** didapat

$$\begin{aligned} P &= 49 \text{ kN/m} \\ \text{DLA} &= 40\% \text{ untuk } L = 25 \text{ meter, maka dapat dihitung} \\ P_{\text{BGT}} &= P \times (1 + \text{DLA}) \times s \\ &= 49 \text{ kN/m} \times (1 + 40\%) \times 1,6 \text{ m} \\ &= 109,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka dari perhitungan diatas dapat menentukan nilai dari beban lajur yang terjadi (QTD).

$$\begin{aligned} \text{Total beban lajur} &= q_{\text{BTR}} + P_{\text{BGT}} \\ &= 360 \text{ kN} + 109,76 \text{ kN} \\ &= 468,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan QTD = 468,76 kN pada bentang 25 meter

- **Beban Pedestrian (Pejalan Kaki)**

Menurut **RSNI T-02-2005 Pasal.6.9**, beban pejalan kaki bekerja pada lantai trotoar sehingga beban pejalan kaki di salurkan seluas trotoar sehingga didapatkan rumus :

$$P_{TP} = A \times q \text{ pejalan kaki}$$

dengan,

A = Luas trotoar

q = beban pejalan kaki

sehingga untuk menggunakan rumus diatas dapat dicari :

Panjang jembatan, L = 25 m

Lebar Trotoar, b= 1,2 m

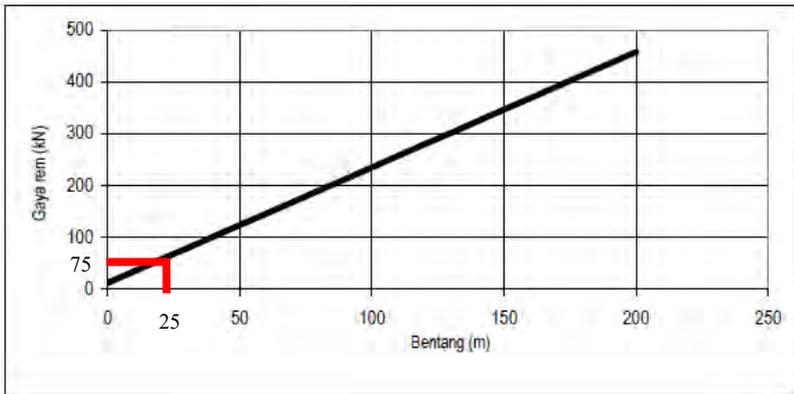
Luas trotoar, A = 25 m x 1,2 m
= 30 m²

Beban Pejalan kaki = 5 kPa = 5 kN/m²

$$\begin{aligned} P_{TP} &= A \times q \\ &= 30 \text{ m}^2 \times 5 \text{ kN/m}^2 \\ &= 150 \text{ kN} \end{aligned}$$

- **Beban Rem**

Analisis beban rem berdasarkan **SNI T-02-2005**. Maka gaya rem pada pilar terhadap bentang 25 meter dengan 2 lajur lalu lintas dari tabel sebesar 75 kN.



Gambar 5. 7 Gaya rem yang diterima pilar

Lengan terhadap pondasi (Y tb)

$$\begin{aligned}
 &= h \text{ girder} + h \text{ head stock} + h \text{ pier wall} + h \text{ pile cap} + \\
 &= 1,8 \text{ m} + 2,2 \text{ m} + 2,6 \text{ m} + 1 \text{ m} \\
 &= 9,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat gaya rem (M TB)

$$\begin{aligned}
 &= P \text{ TB} \times Y \text{ TB} \\
 &= 75 \text{ kN} \times 9,4 \text{ m} \\
 &= 705 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap dasar kolom pier (Y' TB)

$$\begin{aligned}
 &= Y \text{ TB} - h \text{ pile cap} \\
 &= 9,4 \text{ m} - 1 \text{ m} \\
 &= 8,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada dasar kolom pier akibat gaya rem (M' TB)

$$= P \text{ TB} \times Y' \text{ TB}$$

$$= 75 \text{ kN} \times 8,4 \text{ m}$$

$$= 630 \text{ kNm}$$

- **Beban Angin**

Gaya angin yang terjadi melintang terhadap jembatan sehingga luas bagian yang terkena angin adalah luas bagian samping jembatan. Dan gaya angin tegak lurus terhadap bidang yang terkena angin. $Tew = 0,0006 \times Cw \times Vw^2 \times Ab$

Beban Angin (Vw)

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 T-02-2005** didapat nilai

Koefisien Seret, $Cw = 1,2$

Beban Angin, Vw (dapat dilihat pada tabel diatas)

kondisi ultimit = 35 m/s

kondisi layan = 30 m/s

1. Beban angin pada struktur atas

Luas bidang samping jembatan (Ab)

$$= L \times ha$$

$$= L \times (\text{tinggi girder} + \text{tinggi tiang sandaran})$$

$$= 25 \text{ m} \times (1,8 \text{ m} + 1 \text{ m})$$

$$= 70 \text{ m}^2$$

Beban angin pada struktur atas ($Tew1$)

keadaan layan

$$= 0,0006 \times Cw \times Vw^2 \times Ab$$

$$= 0,0006 \times 1,2 \times (30 \text{ m/s})^2 \times 70 \text{ m}^2$$

$$= 45,36 \text{ kN}$$

keadaan ultimit

$$= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

$$= 0,0006 \times 1,2 \times (35 \text{ m/s})^2 \times 70 \text{ m}^2$$

$$= 61,74 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi (Yew1)

$$= h \text{ pile cap} + h \text{ coloum} + h \text{ pier had} + 1/2h_a$$

$$= 1 \text{ m} + 2,6 \text{ m} + 2,2 \text{ m} + 1,4 \text{ m}$$

$$= 7,2 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat beban angin pada bangunan atas (Mew1)

kondisi layan

$$= T_{ew1} \times Y_{ew1}$$

$$= 45,36 \text{ kN} \times 7,2 \text{ m}$$

$$= 326,592 \text{ kNm}$$

kondisi ultimit

$$= T_{ew1} \times Y_{ew1}$$

$$= 61,74 \text{ kN} \times 7,2 \text{ m}$$

$$= 444,528 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap dasar pier wall (Y'ew)

$$= h \text{ kolom} + h \text{ pier had} + 1/2h_a$$

$$= 2,6 \text{ m} + 2,2 \text{ m} + 1,4 \text{ m}$$

$$= 6,2 \text{ m}$$

Momen pada pier wall akibat beban angin pada bangunan atas (M'ew)

$$\begin{aligned}
 &\text{kondisi layan} \\
 &= T_{ew1} \times Y'_{ew} \\
 &= 45,36 \text{ kN} \times 6,2 \text{ m} \\
 &= 281,232 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{keadaan ultimit} \\
 &= T_{ew1} \times Y'_{ew} \\
 &= 61,74 \text{ kN} \times 6,2 \text{ m} \\
 &= 382,788 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2. Beban angin pada struktur bawah
- Luas bidang samping jembatan (A_b)
- $$\begin{aligned}
 &= (h \text{ kolom} + h \text{ pier had}) \times \text{lebar} \\
 &= (2,6 \text{ m} + 2,2 \text{ m}) \times 0,8 \text{ m} \\
 &= 3,84 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur bawah (T_{ew2})

keadaan layan

$$\begin{aligned}
 &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\
 &= 0,0006 \times 1,2 \times (30 \text{ m/s})^2 \times 3,84 \text{ m}^2 \\
 &= 2,488 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

keadaan ultimit

$$\begin{aligned}
 &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\
 &= 0,0006 \times 1,2 \times (35 \text{ m/s})^2 \times 3,84 \text{ m}^2 \\
 &= 3,387 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi (Y_{ew2})

$$\begin{aligned}
 &= h \text{ pile cap} + 1/2(h \text{ kolom} + h \text{ pier had}) \\
 &= 1 \text{ m} + 1/2(2,6 \text{ m} + 2,2 \text{ m}) \\
 &= 3,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat beban angin pada bangunan bawah (M_{ew2})

$$\begin{aligned} & \text{kondisi layan} \\ & = T_{ew2} \times Y_{ew2} \\ & = 2,488 \text{ kN} \times 3,4 \text{ m} \\ & = 8,46 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{kondisi ultimit} \\ & = T_{ew2} \times Y_{ew2} \\ & = 3,387 \text{ kN} \times 3,4 \text{ m} \\ & = 11,515 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{Lengan terhadap dasar pier wall (} Y'_{ew} \text{)} \\ & = 1/2(h \text{ kolom} + h \text{ pierhad}) \\ & = 1/2(2,6 \text{ m} + 2,2 \text{ m}) \\ & = 2,4 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada pier wall akibat beban angin pada bangunan bawah (M'_{ew2})

$$\begin{aligned} & \text{kondisi layan} \\ & = T_{ew1} \times Y'_{ew} \\ & = 2,488 \text{ kN} \times 2,4 \text{ m} \\ & = 5,972 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{keadaan ultimit} \\ & = T_{ew1} \times Y'_{ew} \\ & = 3,387 \text{ kN} \times 2,4 \text{ m} \\ & = 8,129 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Rekapitulasi Beban Angin

Tabel 5. 49 Rekapitulasi beban angin yang diterima pilar

No	Gaya Angin	Tew (kN)		Mew (kNm)		M'ew (kNm)	
		Layan	Ultimit	Layan	Ultimit	Layan	Ultimit
1	Bangunan Atas	45,36	61,74	326,59	444,52	281,23	382,78
2	Bangunan Bawah	2,488	3,387	8,46	11,515	5,972	8,129
Total		47,84	65,127	335,05	456,04	287,20	390,91

- **Beban Gempa**

Analisis gempa berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN-2013**, beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastik (Csm) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R).

Penentuan kelas situs tanah

$$\bar{N} = \frac{\sum t_i}{\sum \frac{t}{n}}$$

dimana data diatas didapat dari data tanah dengan menggunakan SPT pada halaman....., maka :

$$\begin{aligned} \bar{N} &= \frac{\sum t_i}{\sum \frac{t}{n}} \\ &= \frac{30m}{1,453m} \\ &= 20,64 \end{aligned}$$

dengan nilai $N= 20,64$ maka dari tabel dibawah didapatkan kelas situs, Tanah Sedang.

Tabel 2 - Kelas situs

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 $H > 35m$		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

Penentuan faktor amplikasi periode pendek

Untuk menentukan faktor amplikasi periode pendek didapatkan dari **Peta Zona Gempa Indonesia 2010**, sesuai daerah lokasi jembatan.

Didapat nilai PGA sebesar 0,1 , sehingga untuk menentukan FPGa/Fa dan Ss dapat melihat tabel dengan kelas situs Tanah Sedang.

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

Maka didapat nilai F_{PGA} sebesar 1,6 dan nilai S_S dengan syarat $\leq 0,25$ maka diambil nilai S_S sebesar 0,2.

Penentuan faktor amplikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Nilai F_v didapat dari tabel dengan menentukan S_1 (parameter respon spektral percepatan gempa untuk periode 1 detik), dengan melihat **Peta Zona Gempa Indonesia 2010** didapat nilai S_1 sebesar 0,2 sesuai lokasi jembatan.

Kelas situs	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
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

Maka didapat nilai F_v sebesar 2,0

Respon spektrum rencana

Dengan didapatkan nilai dari PGA , S_S , dan S_1 serta nilai faktor amplikasi F_{PGA} , F_a , dan F_v . Maka dapat dihitung :

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,6 \times 0,1 \\ &= 0,16 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_S \\ &= 1,6 \times 0,2 \\ &= 0,32 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 2,0 \times 0,2 \\ &= 0,4 \end{aligned}$$

Dari data diatas dapat digunakan untuk menghitung Periode (T)

$T = 0,2$ (periode pendek)

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,4}{0,32} = 1,25$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_S \\ &= 0,2 \times 1,25 \\ &= 0,25 \end{aligned}$$

Sehingga didapat $T = 0,2 < T_0 = 0,25$, maka berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN-2013 Pasal 5.4.2**, memenuhi syarat pertama sehingga nilai C_{SM} dapat dicari menggunakan rumus :

$$\begin{aligned} C_{SM} &= (S_{DS} - A_S) \frac{T}{T_0} + A_S \\ &= (0,32 - 0,16) \frac{0,2}{0,25} + 0,16 \\ &= 0,288 \end{aligned}$$

didapat nilai C_{SM} sebesar 0,288

Perhitungan Beban Gempa

Rumus untuk perhitungan beban gempa, berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN-2013 Pasal 5.1** :

$$E_Q = \frac{C}{R} \times W_T$$

dimana, W_T adalah berat total struktur yang terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai. Maka dapat dibagi :

Beban gempa struktur bangunan atas

R didapatkan dari tabel , sesuai ketentuan

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

maka didapat R sebesar 0,8, sehingga dapat dihitung :

$$\begin{aligned}
 E_{Q1} &= \frac{C_{SM}}{R} \times W_T \\
 &= \frac{0,288}{0,8} \times 4696,061 \text{ kN} \\
 &= 1788,862 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban gempa struktur bangunan bawah R didapat dari tabel , sesuai ketentuan

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

Maka didapat R sebesar 1,5, sehingga dapat dihitung:

$$\begin{aligned} E_{Q2} &= \frac{C_{SM}}{R} \times W_T \\ &= \frac{0,288}{1,5} \times 1972,502 \text{ kN} \\ &= 378,720 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total Beban Gempa yang terjadi

$$\begin{aligned} \text{Total } E_Q &= E_{Q1} + E_{Q2} \\ &= 1788,862 \text{ kN} + 378,720 \text{ kN} \\ &= 2167,582 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sehingga T_{EQ} sebesar 2167,582 kN

Momen akibat gaya gempa arah memanjang
Lengan gaya gempa terhadap pondasi (Y_{EQ})

$$\begin{aligned} &= h \text{ pier head} + h \text{ kolom} + h \text{ pile cap} \\ &= 2,2 \text{ m} + 1,1 \text{ m} + 1,5 \text{ m} \\ &= 4,8 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen gempa arah memanjang atau arah X (M_{EQ})

$$\begin{aligned} &= T_{EQ} \times Y_{EQ} \\ &= 2167,582 \text{ kN} \times 4,8 \text{ m} \\ &= 104043,956 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen akibat gaya gempa arah melintang
Gaya gempa arah melintang (T_{EQy})

$$\begin{aligned} &= 30\% T_{EQ} \\ &= 30\% \times 2167,582 \text{ kN} \\ &= 650,275 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan gaya gempa terhadap pondasi (Y_{EQ})

$$\begin{aligned} &= h \text{ pier head} + h \text{ kolom} + h \text{ pile cap} \\ &= 2,2 \text{ m} + 1,1 \text{ m} + 1,5 \text{ m} \\ &= 4,8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{Momen gempa arah melintang atau arah Y (M}_{EQ}) \\
 & = T_{EQY} \times Y_{EQ} \\
 & = 650,275 \text{ kN} \times 4,8 \text{ m} \\
 & = 31213,187 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Tekanan Air Lateral Akibat Gempa
Perhitungan tekanan air lateral akibat gempa berdasarkan **RSNI T-02-2005 Pasal 7.7.6**, didapat rumus :

$$T_{EQ} = 0,58 \times Kh \times I \times w_o \times b \times h^2$$

Keterangan :

- b = lebar dinding diambil tegak lurus dari arah gaya
- h = kedalaman air
- I = faktor kepentingan
- w_o = berat isi air, bisa diambil 9,8 kN/m³
- Kh = koefisien pembebanan gempa horizontal

Menurut **Peta Zona Gempa Indonesia 2010**, dari lokasi jembatan boncong ini termasuk gempa zona 4 sehingga didapat nilai koefisien geser dasar (C) sebesar 0,18. Untuk mencari nilai Kh harus mencari nilai sebagai berikut :

$$C = 0,18$$

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton bertulang maka faktor jenis struktur dihitung dengan rumus:

$$\begin{aligned}
 & \text{Jumlah sendi plasti, } n = 1 \\
 & \text{maka, } F = 1,25 - 0,025n \\
 & \quad = 1,25 - (0,025 \times 1) \\
 & \quad = 1,225
 \end{aligned}$$

dengan syarat

$$\begin{aligned}
 F & > 1 \\
 1,225 & > 1 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Faktor tipe struktur

$$\begin{aligned}
 S & = 1 \times F \\
 & = 1 \times 1,225
 \end{aligned}$$

$$= 1,225$$

Dari data diatas maka dapat dihitung nilai Kh,

$$\begin{aligned} Kh &= C \times S \\ &= 0,18 \times 1,225 \\ &= 0,2205 \end{aligned}$$

Didapat nilai Kh sebesar 0,2205 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 diatas dapat dihitung nilai tekanan air lateral akibat gempa :

Tekanan air lateral akibat gempa arah memanjang (X)

Nilai tekanan air lateral akibat gempa arah memanjang

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= 0,58 \times Kh \times I \times w_o \times b \times h^2 \\ &= 0,58 \times 0,2205 \times 1 \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \times 5,8 \text{ m} \times (1,2 \text{ m})^2 \\ &= 10,468 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan gaya air terhadap pondasi

$$\begin{aligned} Y_{EQ} &= h + h \text{ pilecap} \\ &= 1,2 \text{ m} + 1 \text{ m} \\ &= 2,2 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat tekanan tanah lateral

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= T_{EQ} \times Y_{EQ} \\ &= 10,468 \text{ kN} \times 2,2 \text{ m} \\ &= 23,029 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tekanan air lateral akibat gempa arah melintang (Y)

Nilai tekanan air lateral akibat gempa arah memanjang

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= 0,58 \times Kh \times I \times w_o \times b \times h^2 \\ &= 0,58 \times 0,2205 \times 1 \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \times 0,8 \text{ m} \times (1,2 \text{ m})^2 \\ &= 1,444 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan gaya air terhadap pondasi

$$\begin{aligned} Y_{EQ} &= h + h \text{ pilecap} \\ &= 1,2 \text{ m} + 1 \text{ m} \\ &= 2,2 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat tekanan tanah lateral

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= T_{EQ} \times Y_{EQ} \\ &= 1,444 \text{ kN} \times 2,2 \text{ m} \\ &= 3,176 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- 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

$$T_{EF} = 0,5 \times C_D \times V_s^2 \times Ad$$

dimana,

V_s = kecepatan air rata-rata untuk keadaan batas yang ditinjau.

C_D = koefisien seret

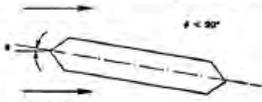
Ad = luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran dengan tinggi yang sama dengan kedalaman

untuk menghitung dengan rumus diatas dapat dicari :

Kecepatan aliran, $V_s = 3 \text{ m/s}$

Luas proyeksi pilar, $Ad = Mab \times b \text{ kolom}$
 $= 1,2 \text{ m} \times 0,8 \text{ m}$
 $= 0,96 \text{ m}^2$

Tabel 5. 50 Koefisien seret angin

Bentuk Pilar	Koefisien Seret C_D	Koefisien Angkat C_L	
	0,8	θ	C_L
	1,4	0°	0
	0,7	5°	0,5
	0,7	10°	0,9
		20°	0,9
		≥30°	1,0
		Tidak bisa dipakai	

Koefisien seret, $C_D = 0,7$ (dilihat pada gambar)

Gaya seret yang terjadi pada pier akibat aliran air :

$$\begin{aligned}
 T_{EF} &= 0,5 \times C_D \times V_s^2 \times A_d \\
 &= 0,5 \times 0,7 \times (3\text{m/s})^2 \times 0,96 \text{ m} \\
 &= 3,024 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan gaya aliran terhadap pondasi (Y_{EF})

$$\begin{aligned}
 &= \text{tinggi MAB} + h \text{ pilecap} \\
 &= 1,2 \text{ m} + 1 \text{ m} \\
 &= 2,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat aliran air (M_{EF})

$$\begin{aligned}
 &= T_{EF} \times Y_{EF} \\
 &= 3,024 \text{ kN} \times 2,2 \text{ m} \\
 &= 6,6528 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Gaya Akibat Tumbukan Dengan Batang Kayu

Menurut **RSNI T-02-2005 Pasal 7.4**, dianggap bahwa batang kayu 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 :

$$T_{EF} = M \times \frac{Va^2}{d}$$

dimana,

M = massa batang kayu sebesar 2 ton

Va = Kecepatan air permukaan pada keadaan batas yang ditinjau, dalam hal ini tidak ada penyelidikan yang terperinci mengenai bentuk diagram kecepatan dilokasi jembatan, maka Va bisa diambil 1,4 kali kecepatan rata-rata (Vs)

d = lendutan elastis ekuivalen, dapat dilihat pada tabel

Tipe Pilar	d (m)
Pilar beton masif	0.075
Tiang beton perancah	0.150
Tiang kayu perancah	0.300

maka dapat dihitung gaya akibat tumbukan batang kayu :

$$Vs = 3 \text{ m/s}$$

$$Va = 1,4 \times 3 \text{ m/s}$$

$$= 4,2 \text{ m/s}$$

$$M = 2 \text{ ton} = 0,2 \text{ kN}$$

$$d = 0,075 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} T_{EF} &= M \times \frac{Va^2}{d} \\ &= 0,2\text{kN} \times \frac{(4,2\text{m/s})^2}{0,075\text{m}} \\ &= 47,04\text{kN} \end{aligned}$$

- Kombinasi Beban Tegangan Kerja

Rekapitulasi Beban

Tabel 5. 51 Beban tegangan kerja pada pilar

NO	Aksi/beban	Kode	Vz	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	6941,56				
2	Beb. mati tambahan	MA	1051,68				
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	469,76				
4	Beban pedestrian	TP	150				
5	Gaya rem	TB		75		630	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF			3,024		6,6528
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF			47,04		
8	Beban angin	EW		0	65,126	0	456,04
9	Beban gempa	EQ		217,582	650,27	10404	31213,
10	Tekanan air gempa	EQ		10,467	1,4438	23,029	3,1764
Total			8613	2253,1	766,9	10469	31679

Kombinasi 1 (MS+MA+TD+TP+TB+EF)

Tabel 5. 52 Kombinasi 1 beban tegangan kerja pada pilar

NO	Aksi/beban	Kode	Vz	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	6941,563				
2	Beb. mati tambahan	MA	1051,68				
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	469,76				

4	Beban pedestrian	TP	150				
5	Gaya rem			75		630	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF			3,024		6,6528
7	Hanyutan/Tumbukan	EF			47,04		
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan air gempa	EQ					
Ttotal			8613,003	75	50,064	630	6,6528

Kombinasi 2 (MS+MA+TD+TB+TP+TB+EF)

Tabel 5. 53 Kombinasi 2 beban tegangan kerja pada pilar

NO	Aksi/beban	Kode	Vz	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	6941,563				
2	Beb. mati tambahan	MA	1051,68				
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	469,76				
4	Beban pedestrian	TP	150				
5	Gaya rem	TB		75		630	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF			3,024		6,6528
7	Hanyutan/Tumbukan	EF			47,04		
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan air gempa	EQ					
Ttotal			8613	75	50,064	630	6,653

Kombinasi 3 (MS+MA+TD+TP+TB+EF+EW)

Tabel 5. 54 Kombinasi 3 beban tegangan kerja pada pilar

NO	Aksi/beban	Kode	Vz	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	6941,563				
2	Beb. mati tambahan	MA	1051,68				
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	469,76				
4	Beban pedestrian	TP	150				
5	Gaya rem	TB		75		630	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF			3,024		6,6528
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF			47,04		
8	Beban angin	EW			65,1269		456,043
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan air gempa	EQ					
Ttotal			8613	75	115,2	630	462,7

Kombinasi 4 (MS+MA+TD+TP+TB+EF+EW)

Tabel 5. 55 Kombinasi 4 beban tegangan kerja pada pilar

NO	Aksi/beban	Kode	Vz	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	6941,563				
2	Beb. mati tambahan	MA	1051,68				
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	469,76				
4	Beban pedestrian	TP	150				

5	Gaya rem	TB		75		630	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF			3,024		6,6528
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF			47,04		
8	Beban angin	EW			65,1269		456,043
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan air gempa	EQ					
Ttotal			8613,003	75	115,191	630	462,696

Kombinasi 5 (MS+MA+EF+EQ)

Tabel 5. 56 Kombinasi 5 beban tegangan kerja pada pilar

NO	Aksi/beban	Kode	Vz	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	6941,563				
2	Beb. mati tambahan	MA	1051,68				
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD					
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya rem	TB					
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF			3,024		
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF			47,04		
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ		2167,58	650,27	104044	31213,2
10	Tekanan air gempa	EQ		10,4677	1,4438	23,029	3,17642
Ttotal			7993,24	2178,1	701,8	104067	31216,4

Rekapitulasi Kombinasi Beban Tegangan Kerja Pilar
Tabel 5. 57 Rekapitulasi kombinasi beban tegangan kerja pada pilar

NO	KOMBINASI BEBAN	P kN	Hx kN	Hy kN	Mx kNm	My kNm
1	KOMBINASI 1	8613	75	50,064	630	6,6528
2	KOMBINASI 2	8613	75	50,064	630	6,6528
3	KOMBINASI 3	8613	75	115,191	630	462,6962
4	KOMBINASI 4	8613	75	115,191	630	462,6962
5	KOMBINASI 5	7993,24	2178,05	701,783	104067	31216,36

- Kontrol Stabilitas Guling

Stabilitas guling arah memanjang jembatan.

Letak titik guling berada di ujung pondasi terhadap pusat pondasi (Titik A) dengan jarak :

$$\frac{Bx}{2} = \frac{2,1m}{2} = 1,05m$$

Momen Penahan Guling

$$M_p = P \times \frac{BX}{2} \times (1 + K)$$

Kontrol,

$$SF > 2,2$$

dengan,

$$SF = M_x \times M_p$$

Maka langsung dimasukkan kedalam tabel kombinasi untuk kontrol stabilitas guling, sebagai berikut :

Tabel 5. 58 Tabel Momen Guling

NO	Kombinasi beban	K	P (kN)	Mx (kNm)	Mp (kNm)	SF	KET
1	Kombinasi 1	0%	0	630	0		
2	Kombinasi 2	25%	8613	630	5652,28	8,972	OK
3	Kombinasi 3	40%	8613	630	6330,56	10,05	OK
4	Kombinasi 4	50%	8613	630	6782,74	10,77	OK

5.2.2.2 Perhitungan Tiang Pancang Pilar

Analisa perhitungan tiang pancan berdasarkan **Mekanika Teknik & Teknik Pondasi – 1990, Judul Asli *Soil Mechanics And Foundation Engineering.***

- Data Tiang Pancang

Diameter Tiang Pancang, Dp	= 0,6	m
Tebal Tiang Pancang, bp	= 0,12	m
Keliling Tiang , Up = $\pi \times Dp$	= 1,885	m
Luas Total Tiang, A= $\frac{1}{4} \times \pi \times Dp^2$	= 0,116	m ²
Berat Jenis Beton	= 2400	kg/m ³
Berat Tiang, A x Berat jenis beton	= 434,2937	Kg/m
Momen Inersia, I = $(p \times D^4)/64$	= 553724,55	cm ⁴

$$\text{Modulus Elastisitas, } E = Wc^{1,5} \times 0,043 \times \sqrt{600} \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 123840$$

$$\text{Kuat tekan beton, } fc' = 600 \text{ kg/cm}^2 = 8533,64 \text{ psi}$$

$$\text{Allowable Axial} = 178,2 \text{ Ton}$$

$$\text{Bending Momen Crack} = 70,6 \text{ Tm}$$

$$\text{Bending Momen Ultimate} = 129,8 \text{ Tm}$$

$$\text{Kelas} = C$$

Untuk menghitung kekuatan tiang pancang dibutuhkan data tanah dengan menggunakan SPT. 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 ($N > 50$) maka diambil data pada kedalaman 16 meter dengan pengambilan data setiap 2 meter, diperoleh data sebagai berikut :

Data Kedalaman 16 meter

Jenis Tanah	= Clay (Lempung)	
N rata ²	= 36	
f _i	= 12	t/m ²
f _i x l _i	= 24	t/m
S(f _i x l _i)	= 162,4	t/m
P. friction, R _f	= 306,12	ton
P. bearing, R _t	= 75,10	ton
P. Total, R _u	= 381,22	ton
Pall Comp		
SF = 2	= 190,61	ton
SF = 3	= 127,073	ton
SF = 5	= 76,244	ton
Jenis Tanah, t/N	= 0,55556	ton

- Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang
 - e. Gaya Geser Maksimum Dinding Tiang (R_f)
 - S(f_i x l_i) = 164 t/m
 - maka,
 - R_f = U_p x (S(f_i x l_i))
 - = 1,8849 m x 164 t/m
 - = 306,118 Ton
 - f. Daya Dukung Pada Ujung Tiang Pancang (R_t)
 - I = 2,4 m
(Panjang penetrasi tiang sampai lapisan pendukung)
 - D = 0,6 m (Diameter ujung tiang)
 - I/D = 4

$$\begin{aligned} N1 &= 36 \text{ (Nilai N-SPT Ujung Tiang)} \\ N2 &= 50 \text{ (Nilai N-SPT rata-rata 4D dr ujung tiang)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= \frac{N1 + N2}{2} \\ &= \frac{36 + 50}{2} \\ &= 43 \end{aligned}$$

$$qd/N = 18$$

$$\begin{aligned} qd &= \frac{qd}{N} \times N \\ &= 18 \times 43 \\ &= 774 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_t &= qd \times A \\ &= 774 \text{ t/m}^2 \times 0,1159 \text{ m}^2 \\ &= 89,71 \text{ ton} \end{aligned}$$

g. Daya Dukung Ultimate Tiang (R_u)

$$\begin{aligned} R_u &= R_f + R_t \\ &= 306,12 \text{ Ton} + 89,71 \text{ Ton} \\ &= 395,82 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Kontrol ,

$$\begin{aligned} R_t &< 2 \times \text{Allowable axial} \\ 395,82 \text{ Ton} &< 356,4 \text{ Ton} \end{aligned}$$

h. Daya Dukung Ijin Tiang (R_a)

- Kapasitas Daya Dukung Horizontal Pondasi Tiang Pancang
- Kapasitas Cabut Tiang Pancang Kelompok

- Efisiensi Tiang Pancang
- Kombinasi Beban Tiang Pancang

Kombinasi Beban Ultimate Pilar

Tabel 5. 59 Tabel Kombinasi Beban Ultimate Pilar

NO	Beban	Kode	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
			(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	6941,56				
2	Beb. mati tambahan	MA	1051,68				
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	469,76				
4	Beban pedestrian	TP	150				
5	Gaya rem	TB		75		630	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF		3,024		6,652	
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF		47,04			
8	Beban angin	EW		0	65,127	0	456,04
9	Beban gempa	EQ		2167,582	650,27	10404 3	31213
10	Tekanan air gempa	EQ		10,4677	1,4438	23,02	3,176
Ttotal			8613,003	2303,114	716,84	10470	31672

Kombinasi 1U (1,3MS+2MA+1,8TD+1,8TB)

Tabel 5. 60 Tabel Kombinasi Beban 1 Ultimate

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	9024,03 19				

2	Beban mati tambahan	MA	2	2103,36				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8	845,568				
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8		135		1134	
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan /Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Total				11972,9	135	0	1134	0

Kombinasi 2U (1,3MS+2MA+1,8TP)

Tabel 5. 61 Tabel Kombinasi 2 Ultimate

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	9024,03				
2	Beban mati tambahan	MA	2	2103,36				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8	270				
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								

6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Ttotal				11397,4	0	0	0	0

Kombinasi 3U (1,3MS+2MA+1,3EF)

Tabel 5. 62 Tabel Kombinasi 3 Ultimate

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	9024,03 19				
2	Beban mati tambahan	MA	2	2103,36				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3		3,931 2		8,6486 4	
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3		61,15 2			
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Ttotal				11127,3 92	65,08 32	0	8,6486 4	0

Kombinasi 4U (1,3MS+2MA+1,2EW)

Tabel 5. 63 Tabel Kombinasi 4 Ultimate

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	9024,03				
2	Beban mati tambahan	MA	2	2103,36				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2		0	78,15	0	547,3
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Ttotal				11127,4	0	78,15	0	547,3

Kombinasi 5U (1,3MS+2MA+1EQ)

Tabel 5. 64 Tabel Kombinasi 5 Ultimate

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	9024,03				
2	Beban mati tambahan	MA	2	2103,36				

Beban Lalu-lintas									
3	Beban lajur "D"	TD	1,8						
4	Beban pedestrian	TP	1,8						
5	Gaya rem	TB	1,8						
Aksi Lingkungan									
6	Aliran air	EF	1,3						
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3						
8	Beban angin	EW	1,2						
9	Beban gempa	EQ	1		2168	650,28	104044	31213	
10	Tekanan air gempa	EQ	1		10,47	1,4438	23,029	3,1764	
Ttotal					11127,4	2178	651,73	104067	31216

Rekapitulasi Kombinasi Ultimate

Tabel 5. 65 Tabel Rekapitulasi Kombinasi Ultimate

NO	Kombinasi Beban	Vz (kN)	Hux (kN)	Huy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi 1U	11972,96	135	0	1134	0
2	Kombinasi 2U	11397,392	0	0	0	0
3	Kombinasi 3U	11127,392	65,083	0	8,649	0
4	Kombinasi 4U	11127,392	0	78,152	0	547,252
5	Kombinasi 5U	11127,392	2178,050	651,719	104066,98	31216,36

- Repetisi Beban-beban Diatas Tiang Kelompok
Repetisi Beban-beban Diatas Tiang Kelompok

Tabel 5. 66 Repetisi Beban Diatas Tiang Kelompok

Beban tegangan kerja yang diterima tiang					KOMBINASI 1	KOMBINASI 2	KOMBINASI 3	KOMBINASI 4	KOMBINASI 5
Titik	x	y	x ²	y ²	$V/n+Mx.y/\Sigma y^2$	$V/n+Mx.y/\Sigma y^{131}$	$V/n+Mx.y/\Sigma y^{132}$	$V/n+Mx.y/\Sigma y^{133}$	$V/n+Mx.y/\Sigma y^{134}$
					$+ My.x/\Sigma x^2$	$+ My.x/\Sigma x^{131}$	$+ My.x/\Sigma x^{132}$	$+ My.x/\Sigma x^{133}$	$+ My.x/\Sigma x^{134}$
1	-1,75	4	3,0625	16	692,97	713,97	685,71	685,71	692,10
2	0	4	0	16	693,35	714,35	714,35	714,35	929,14
3	1,75	4	3,0625	16	693,73	714,73	742,98	742,98	1166,17
4	-1,75	2	3,0625	4	692,97	703,47	675,21	675,21	461,45
5	0	2	0	4	693,35	703,85	703,85	703,85	698,48
6	1,75	2	3,0625	4	693,73	704,23	732,48	732,48	935,51
7	-1,75	0	3,0625	0	692,97	692,97	664,71	664,71	230,80
8	0	0	0	0	693,35	693,35	693,35	693,35	467,83
9	1,75	0	3,0625	0	693,73	693,73	721,98	721,98	704,86
10	-1,75	-2	3,0625	4	692,97	682,47	654,21	654,21	0,14
11	0	-2	0	4	693,35	682,85	682,85	682,85	237,17
12	1,75	-2	3,0625	4	693,73	683,23	711,48	711,48	474,20
13	-1,75	-4	3,0625	16	692,97	671,97	643,71	643,71	-230,51
14	0	-4	0	16	693,35	672,35	672,35	672,35	6,52
15	1,75	-4	3,0625	16	693,73	672,73	700,98	700,98	243,55
ΣTOTAL			30,625	120					
Pmax					1166,17				
Pmin					692,97				

5.2.2.3 Penulangan Pilar

5.2.2.3.1 Penulangan Pile Cap Pilar

Untuk perhitungan penulangan pilecap dibutuhkan beban ultimate dari beban-beban yang telah dihitung diatas:

Kombinasi Beban Ultimate Pile Cap pilar

Tabel 5. 67 Beban Ultimate pile cap pilar

NO	Beban	Kode	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
			(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	6941,56				
2	Beb. mati tambahan	MA	1051,68				
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	469,76				
4	Beban pedestrian	TP	150				
5	Gaya rem	TB		75		630	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF		3,024		6,652	
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF		47,04			
8	Beban angin	EW		0	65,127	0	456,04
9	Beban gempa	EQ		2167,582	650,27	104043	31213
10	Tekanan air gempa	EQ		10,4677	1,4438	23,02	3,176
Ttotal			8613,003	2303,114	716,84	10470	31672

Kombinasi 1U (1,3MS+2MA+1,8TD+1,8TB)

Tabel 5. 68 Kombinasi 1 beban ultimate pada pile cap pilar

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	9024,0319				
2	Beban mati tambahan	MA	2	2103,36				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8	845,568				
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8		135		1134	
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan /Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Ttotal				11972,9	135	0	1134	0

Kombinasi 2U (1,3MS+2MA+1,8TP)

Tabel 5. 69 Kombinasi 2 beban ultimate pada pile cap pilar

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat Sendiri	MS	1,3	9024,03				
2	Beban mati tambahan	MA	2	2103,36				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					

4	Beban pedestrian	TP	1,8	270				
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Ttotal				11397,4	0	0	0	0

Kombinasi 3U (1,3MS+2MA+1,3EF)

Tabel 5. 70 Kombinasi 3 beban ultimate pada pile cap pilar

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	9024,03				
2	Beban mati tambahan	MA	2	2103,36				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3		3,931		8,648	
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3		61,152			
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Ttotal				11127,39	65,0832	0	8,6486	0

Kombinasi 4U (1,3MS+2MA+1,2EW)

Tabel 5. 71 Kombinasi 4 beban ultimate pada pile cap pilar

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	9024,03				
2	Beban mati tambahan	MA	2	2103,36				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2		0	78,15	0	547,3
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Ttotal				11127,4	0	78,15	0	547,3

Kombinasi 5U (1,3MS+2MA+1EQ)

Tabel 5. 72 Kombinasi 5 beban ultimate pada pile cap pilar

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	9024,03				
2	Beban mati tambahan	MA	2	2103,36				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					

4	Beban pedestrian	TP	1,8						
5	Gaya rem	TB	1,8						
Aksi Lingkungan									
6	Aliran air	EF	1,3						
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3						
8	Beban angin	EW	1,2						
9	Beban gempa	EQ	1		2168	650,28	104044	31213	
10	Tekanan air gempa	EQ	1		10,47	1,4438	23,029	3,1764	
Ttotal					11127,4	2178	651,73	104067	31216

Rekapitulasi Kombinasi Ultimate pada pilar

Tabel 5. 73 Rekapitulasi kombinasi beban ultimate pada pile cap pilar

NO	Kombinasi Beban	Vz (kN)	Hux (kN)	Huy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi 1U	11972,96	135	0	1134	0
2	Kombinasi 2U	11397,39	0	0	0	0
3	Kombinasi 3U	11127,39	65,083	0	8,649	0
4	Kombinasi 4U	11127,39	0	78,152	0	547,252
5	Kombinasi 5U	11127,39	2178,05	651,72	104066,98	31216,36

Beban ultimate satu pancang

Tabel 5. 74 Beban ultimate yang diterima satu tiang pancang pilar

BEBAN ULTIMATE YANG MASUK KE SATU TIANG PANCANG					KOMBIN ASI 1U (1,3MS + 2MA+ 1,8TD + 1,8TB)	KOMBINAS I 2U (1,3MS + 2MA+ 1,8TP)	KOMBINAS I 3U (1,3MS + 2MA + 1,3EF)	KOMBINAS I 4U (1,3MS + 2MA + 1,2EW)	KOMBINAS I 5U (1,3MS + 2MA + 1EQ)
Titik	x	y	x ²	y ²	V/n+Mx.y/ Σy ² + My.x/Σx ²	V/n+Mx.y/Σ y ² 131 + My.x/Σx ² 131	V/n+Mx.y/Σ y ² 132 + My.x/Σx ² 132	V/n+Mx.y/Σ y ² 133 + My.x/Σx ² 133	V/n+Mx.y/Σ y ² 134 + My.x/Σx ² 134
	m	m			kN	kN	kN	kN	kN
1	1,75	4	3,0625	16	1040,45	668,71	633,00	666,62	1331,05
2	1,75	2	3,0625	4	1021,55	668,71	632,86	666,62	1100,40
3	1,75	0	3,0625	0	1002,65	668,71	632,71	666,62	869,75
4	1,75	-2	3,0625	4	983,75	668,71	632,57	666,62	639,09
5	1,75	-4	3,0625	16	964,85	668,71	632,43	666,62	408,44
6	0	4	0	16	1040,45	668,71	633,00	632,71	1094,02
7	0	2	0	4	1021,55	668,71	632,86	632,71	863,37
8	0	0	0	0	1002,65	668,71	632,71	632,71	632,71
9	0	-2	0	4	983,75	668,71	632,57	632,71	402,06
10	0	-4	0	16	964,85	668,71	632,43	632,71	171,41

11	-1,75	4	3,0625	16	1040,45	668,71	633,00	598,81	856,99
12	-1,75	2	3,0625	4	1021,55	668,71	632,86	598,81	626,34
13	-1,75	0	3,0625	0	1002,65	668,71	632,71	598,81	395,68
14	-1,75	-2	3,0625	4	983,75	668,71	632,57	598,81	165,03
15	-1,75	-4	3,0625	16	964,85	668,71	632,43	598,81	-65,63
ΣTOTAL			30,625	120					
Pmax					1331,05				
Pmin					-65,63				

Untuk menghitung tulangan pile cap juga diperlukan data dari kekuatan tiap-tiap tiang pancang untuk menahan beban yang bekerja pada pilecap, dapat dilihat tabel perhitungan di halaman selanjutnya

- Penulangan PileCap Arah memanjang X

- Data

Diameter Tulangan, dt	= 25 mm
Lebar yang ditinjau (arah X)	= 2000 mm
Lebar yang ditinjau (arah Y)	= 1750 mm
Panjang Pile Cap, p	= 2100 mm
Lebar Pile Cap, l	= 2000 mm
Tinggi Pile Cap, h	= 1000 mm
Decking, d'	= 45 mm
Tebal Efektif arah X	
$dx = h - d' - 1/2 \phi_{tul.lentur}$	= 942,5 mm
Tebal Efektif arah Y	
$dy = h - d' - \phi_{tul.lentur} - 1/2 \phi_{tul.lentur}$	= 917,5 mm
Kuat Tekan Beton, f_c'	= 30 Mpa
Mutu Baja Tulangan $D > 12\text{mm}$, f_y	= 390 Mpa
Mutu Baja Tulangan $D < 12\text{mm}$, f_y	= 240 Mpa
Berat Volume Beton Bertulang, W_c	= 25 kN/m ³

- Momen Yang Terjadi

$$\begin{aligned} &\text{Berat Sendiri PileCap Ultimate yang ditumpu 1 tiang (qu)} \\ &= p \times l \times t \times W_c \times \text{Faktor beban} \\ &= 2,1 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,3 \\ &= 136,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Reaksi Ultimate tiang diambil dari tabel yaitu P_{max} dari seluruh tiang.

$$P_u \text{ tiang} = 5994,52 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi pada Pile Cap :

$$\begin{aligned}
 M_u &= M_q + M_p \\
 &= (-q_u \times \frac{1}{2} \times b_1) + (P_u \text{ tiang} \times L) \\
 &= (-136,5 \text{ kN} \times \frac{1}{2} \times 2,1 \text{ m}) + (5994,52 \text{ kN} \times 1,351 \text{ m}) \\
 &= 7955,3 \text{ kNm tiap 2m}
 \end{aligned}$$

Maka untuk mencari momen tiap satu meternya didapat:

$$M_u = 3977,6 \text{ kNm tiap 1m}$$

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390 \text{ Mpa}}{0,85 \times 30 \text{ Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{7955268567 \text{ Nmm}}{0,8} \\
 &= 10607024756 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d_x^2} \\
 &= \frac{10607024756 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times (942,5 \text{ mm})^2} \\
 &= 11,941 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{Mpa}}{390 \text{Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{Mpa}} \right) \\ &= 0,033683\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 11,941}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\ &= 0,0489\end{aligned}$$

Untuk ρ_{min} digunakan 2 rumus :

$$\begin{aligned}\rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{390 \text{Mpa}} \\ &= 0,00359\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{min}} &= 1,333 \times \rho_{\text{perlu}} \\ &= 1,333 \times 0,0489 \\ &= 0,0652\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{max}} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 75\% \times 0,033683 \\ &= 0,0253\end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,0489$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \text{ perlu} \times b \times d \\
 &= 0,0489 \times 100 \text{ mm} \times 943,2 \text{ mm} \\
 &= 46099,4 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 25 mm dengan Jarak tulangan

Syarat,

$$S \leq S_{\text{maks}}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\text{maks}} &= 2h \\
 &= 2 \times 1000 \text{ mm} \\
 &= 2000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{\text{Asperlu}} \\
 &= \frac{1/4 \times \pi \times (25\text{mm})^2 \times 2000\text{mm}}{46099,4\text{mm}^2} \\
 &= 21,285\text{mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan jarak, $S = 20 \text{ mm} < S_{\text{maks}} = 2000 \text{ mm}$ (OK)

Kontrol,

As pakai $>$ As perlu

$$\begin{aligned}
 \text{As pakai} &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{S \text{ pakai}} \\
 &= \frac{1/4 \times \pi \times (25\text{mm})^2 \times 2000\text{mm}}{20\text{m}} \\
 &= 49062,5\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

As pakai $>$ As perlu

$49062,5 \text{ mm}^2 > 46099,39 \text{ mm}^2$ (OK)

Sehingga untuk tulangan lentur arah X pilecap digunakan tulangan **D22-100**

- Penulangan PileCap Arah melintang Y

- Momen Yang Terjadi

$$\begin{aligned} & \text{Berat Sendiri PileCap Ultimate yang ditumpu 1 tiang (qu)} \\ & = p \times l \times t \times Wc \times \text{Faktor beban} \\ & = 1,45 \text{ m} \times 1,75 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,3 \\ & = 82,469 \text{ kN} \end{aligned}$$

Reaksi Ultimate tiang diambil dari tabel yaitu Pmax dari seluruh tiang.

$$Pu \text{ tiang} = 5994,52 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi pada Pile Cap :

$$\begin{aligned} Mu & = Mq + Mp \\ & = (qu \times \frac{1}{2} \times b1) - (Pu \text{ tiang} \times L) \\ & = (82,469 \text{ kN} \times \frac{1}{2} \times 1,45 \text{ m}) - (5994,52 \text{ kN} \times 0,7 \text{ m}) \\ & = 4136,373 \text{ kNm tiap } 1,75\text{m} \end{aligned}$$

Maka untuk mencari momen tiap satu meternya didapat:

$$Mu = 2363,642 \text{ kNm tiap } 1\text{m}$$

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned} m & = \frac{fy}{0,85 \times fc'} \\ & = \frac{390\text{Mpa}}{0,85 \times 30\text{Mpa}} \\ & = 15,2941 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{236364150 \text{ Nmm}}{0,8} \\ &= 3151522001 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times dx^2} \\ &= \frac{3151522001 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times (917,5 \text{ mm})^2} \\ &= 3,7438 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{390 \text{ Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{ Mpa}} \right) \\ &= 0,033683 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 3,743}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\ &= 0,01043 \end{aligned}$$

Untuk ρ_{min} digunakan 2 rumus :

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\ &= 0,00359\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= 1,333 \times \rho_{\text{perlu}} \\ &= 1,333 \times 0,01043 \\ &= 0,0139\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 75\% \times 0,033683 \\ &= 0,0253\end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,01043$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,01043 \times 100 \text{ mm} \times 917,5 \text{ mm} \\ &= 9570,9 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 25 mm dengan Jarak tulangan

Syarat,

$$S \leq S_{\max}$$

$$\begin{aligned}S_{\max} &= 2h \\ &= 2 \times 1000 \text{ mm} \\ &= 2000 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{1/4 \times \pi \times d^2 \times b}{A_{\text{perlu}}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (25 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{9570,9 \text{ mm}^2} \\ &= 51,262 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan jarak, $S = 50 \text{ mm} < S_{\text{maks}} = 2000 \text{ mm}$ (OK)

Kontrol,
As pakai $>$ As perlu

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{S \text{ pakai}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (25\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{50\text{m}} \\ &= 9812,5\text{mm}^2 \end{aligned}$$

As pakai $>$ As perlu
 $9812,5 \text{ mm}^2 > 9570,915 \text{ mm}^2$ (OK)

Sehingga untuk tulangan lentur arah Y pilecap digunakan tulangan **D22-175**

- Tinjauan Geser Pons

-Geser pons PileCap terhadap kolom

Lebar Kolom, b_y	= 6,6	m
Panjang Kolom, b_x	= 0,8	m
Tinggi PileCap, h	= 1	m
decking, d'	= 0,4	m
Tebal Efektif PileCap, $d = h - d'$	= 0,6	m
Lebar bidang geser pons arah x		
$B_x = b_x + d$	= 1,4	m
Lebar bidang geser pons arah y		
$B_y = b_y + d$	= 7,2	m

Gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom
 $P_{UK} = 8613,003 \text{ kN}$ (lihat tabel kombinasi)

Keliling bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned} b_0 &= 2(B_x + B_y) \\ &= 2(1,4 \text{ m} + 7,2 \text{ m}) \\ &= 17,2 \text{ m} \end{aligned}$$

Kuat geser pons

$$\begin{aligned} \Phi * V_c \text{ pons} &= 0,6 \times 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b_0 \times d \\ &= 0,6 \times 1/3 \times \sqrt{30 \text{ Mpa}} \times 17200 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \\ &= 11304,99 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned} V_u \text{ pons} &< \Phi V_c \text{ pons} \\ 8613,003 \text{ kN} &< 11304,99 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

- Geser pons PileCap terhadap tiang pancang

$$\begin{aligned} \text{Jarak antara tiang arah x} &= 1750 \text{ mm} \\ \text{Jarak antara tiang arah y} &= 2000 \text{ mm} \\ \text{Jarak tiang arah tepi, a} &= 750 \text{ mm} \\ \text{Tinggi PileCap, h} &= 1000 \text{ mm} \\ \text{decking, d'} &= 400 \text{ mm} \\ \text{Tebal Efektif PileCap, d = h - d'} &= 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gaya geser pons akibat tiang pancang

$$P_1 = 5785,575 \text{ kN (lihat tabel kombinasi)}$$

Keliling bidang kritis geser pons

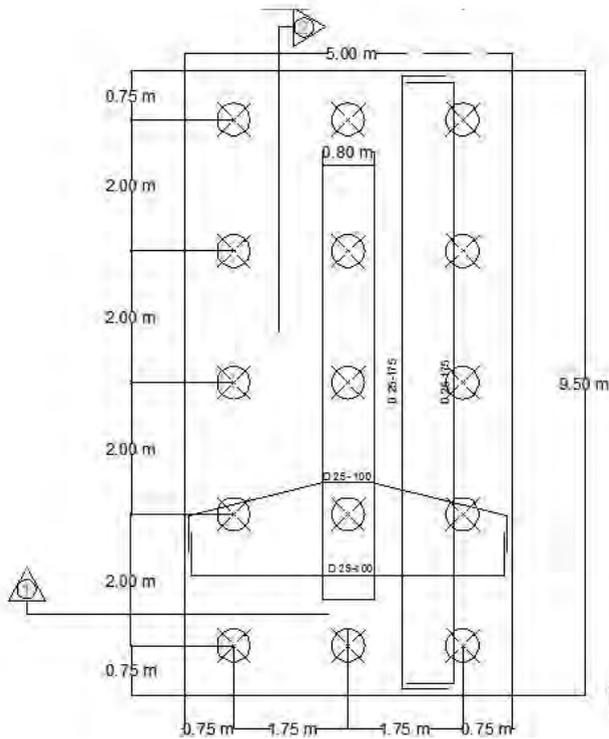
$$\begin{aligned} b_0 &= (2 \times a) + (2 \times (1/4 \times \pi \times r)) \\ &= (2 \times 0,75 \text{ m}) + (2 \times (1/4 \times \pi \times r)) \\ &= 3,071 \text{ m} \\ &= 3070,79 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kuat geser pons

$$\begin{aligned}
 \Phi * V_c \text{ pons} &= 0,6 \times 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \\
 &= 0,6 \times 1/3 \times \sqrt{30\text{Mpa}} \times 3071 \text{ mm} \times 600\text{mm} \\
 &= 2018,33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}
 V_u \text{ pons} &< \Phi V_c \text{ pons} \\
 5785,575 \text{ kN} &< 11304,99 \text{ kN (OK)}
 \end{aligned}$$



Gambar 5. 8 Hasil Perhitungan PileCap Pilar

5.2.2.3.2 Penulangan Kolom

- Kombinasi Beban

Beban tegangan kerja pier kolom

Tabel 5. 75 Beban tegangan kerja yang diterima kolom pilar

NO	Beban	Kode	Vz	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Tetap							
1	Berat Sendiri	MS	5016,56				
2	Beb. mati tambahan	MA	525,84				
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	3082,8				
4	Beban pedestrian	TP	300				
5	Gaya rem	TB		75		630	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF			3,024	6,6528	
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF			47,04		
8	Beban angin	EW		0	65,126	0	456,04
9	Beban gempa	EQ		2228,42	668,53	13816,2	4144,8
10	Tekanan air gempa	EQ		10,467	1,4438	23,029	3,176
Total			8925,9	2313,89	785,16	14475,9	4604,1

Kombinasi Ultimate Pier Kolom

Tabel 5. 76 Beban ultimate pier column

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	6521,5				
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,68				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8	5549,04				
4	Beban pedestrian	TP	1,8	540				
5	Gaya rem	TB	1,8		135		1134	
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3		3,93		8,65	
7	Hanyutan /Tumbukan	EF	1,3		61,15			547,3
8	Beban angin	EW	1,2			78,2		4145
9	Beban gempa	EQ	1		2228	668,5	13816	4144
10	Tekanan air gempa		1		10,5	1,44	23,02	3,176
Ttotal				13662,3	2438	748,1	14981	4695

Kombinasi 1U (1,3MS+2MA+1,8TD+1,8TB)

Tabel 5. 77 Kombinasi 1 beban ultimate pada kolom pilar

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	6521,5				
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,7				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8	5549,1				
4	Beban pedestrian	TP	1,8					

5	Gaya rem	TB	1,8		135		1134		
Aksi Lingkungan									
6	Aliran air	EF	1,3						
7	Hanyutan /Tumbukan	EF	1,3						
8	Beban angin	EW	1,2						
9	Beban gempa	EQ	1						
10	Tekanan air gempa		1						
Ttotal					13122,3	135	0	1134	0

Kombinasi 2U (1,3MS+2MA+1,8TP)

Tabel 5. 78 Kombinasi 2 beban ultimate pada kolom pilar

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	6521,5				
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,7				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8	540				
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Ttotal				8113,2	0	0	0	0

Kombinasi 3U (1,3MS+2MA+1,3EF)

Tabel 5. 79 Kombinasi 3 beban ultimate pada kolom pilar

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	6521,5				
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,7				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3		3,931		8,6486	
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3		61,15			
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Ttotal				7573,2	65,08	0	8,6486	0

Kombinasi 4U (1,3MS+2MA+1,2EW)

Tabel 5. 80 Kombinasi 4 beban ultimate pada kolom pilar

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	6521,5				
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,7				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8					

5	Gaya rem	TB	1,8						
Aksi Lingkungan									
6	Aliran air	EF	1,3						
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3						
8	Beban angin	EW	1,2		0	78,15	0	547,3	
9	Beban gempa	EQ	1						
10	Tekanan air gempa		1						
Ttotal					7573,2	0	78,15	0	547,3

Kombinasi 5U (1,3MS+2MA+1EQ)

Tabel 5. 81 Kombinasi 5 beban ultimate pada kolom pilar

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	6521,5				
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,6				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1		2228	668,5	13816	4144,8
10	Tekanan air gempa	EQ	1		10,47	1,4438	23,029	3,1764
Ttotal				7573,2	2239	669,9	13839	4148

Rekapitulasi Kombinasi Ultimate

Tabel 5. 82 Rekapitulasi kombinasi beban ultimate pada kolom pilar

NO	Kombinasi Beban	Vz (kN)	Hux (kN)	Huy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi 1U	13122,25	135	0	1134	0
2	Kombinasi 2U	8113,21	0	0	0	0
3	Kombinasi 3U	7573,21	65,083	0	8,649	0
4	Kombinasi 4U	7573,21	0	78,152	0	547,252
5	Kombinasi 5U	7573,21	2238,9	669,9	13839	4148,1

• Perhitungan Penulangan kolom

- Data

Kuat tekan beton, f_c'	= 30 Mpa
Mutu Baja Tulangan $D > 12\text{mm}$, f_y	= 400 Mpa
Mutu Baja Tulangan $D < 12\text{mm}$, f_y	= 240 Mpa
Faktor Distribusi Tegangan Beton, β_1	= 0,85
Faktor reduksi kekuatan lentur, ϕ	= 0,8
Faktor reduksi kekuatan Geser dan Torsi, ϕ	= 0,7
Bentang Kolom, l	= 3120 mm
Lebar Kolom, b	= 800 mm
Tinggi Kolom, h	= 5800 mm
Tebal Selimut, d'	= 45 mm
Diameter Tul.Lentur, dt	= 25 mm
Diameter Tul.Geser, dt	= 13 mm
Tinggi Efektif Balok	
d_1	$= b - d' - \frac{1}{2} dt.lentur - dt.geser = 729,5 \text{ mm}$
d_2	$= d' + \frac{1}{2} dt.lentur + dt.geser = 70,5 \text{ mm}$
d_3	$= b - d_1 = 329,5 \text{ mm}$

- Gaya yang terjadi

P_{u1} (V maksimal dari tabel kombinasi ultimate)

P_{u2} (V diambil dari beban sendiri dan beban mati tambahan)

M_1 Sway (Momen diambil dari beban Kombinasi)

M_1 Non Sway (Momen diambil dari beban Kombinasi)

$$\begin{aligned}
 P_{u1} &= 13122,252 \text{ kN} = 13122252 \text{ N} \\
 P_{u2} &= 7573,212 \text{ kN} = 7573212 \text{ N} \\
 M_1 \text{ Sway} &= 13839,263 \text{ kNm} = 13839263465 \text{ Nmm} \\
 M_1 \text{ NonSway} &= 1134 \text{ kNm} = 1134000000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan

Perhitungan Kekakuan Kolom

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 5800 \text{ mm} \times (800 \text{ mm})^3 \\
 &= 2,474 \times 10^{11} \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_c &= 4700 \sqrt{f_{c'}} \\
 &= 4700 \sqrt{30 \text{ Mpa}} \\
 &= 25742,96
 \end{aligned}$$

$$E_i = \frac{(0,4 \times E_c \times I)}{(1 + \beta)}$$

Perhitungan kekangan ujung kolom

Kontrol Kelangsingan

Kolom dalam kondisi un braced

$$\begin{aligned}
 r &= \frac{\sqrt{I}}{A} \\
 &= \frac{\sqrt{2,747 \times 10^{11} \text{mm}^4}}{800 \text{mm} \times 5800 \text{mm}} \\
 &= 230,94 \\
 \frac{(k.Lu)}{r} &= \frac{(2 \times 3120 \text{mm})}{230,94} = 27,02
 \end{aligned}$$

27,02 > 22 maka Kolom Langsing

Perhitungan Pembesaran Momen

$$\begin{aligned}
 P_c &= \frac{(\pi^2 \times E)}{(k \times Lu)^2} \\
 &= \frac{(\pi^2 \times 2,548 \cdot 10^{15})}{(2 \times 3120 \text{mm})^2} \\
 &= 645900693,9 \text{N}
 \end{aligned}$$

$n = 1$ (jumlah kolom 1 lantai)

$$\begin{aligned}
 \Sigma P_c &= n \times p_c \\
 &= 1 \times 645900693,9 \text{N} \\
 &= 645900693,9 \text{N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_u = P_1 &= 13122251,94 \text{ N} &= 13122,252 \text{ kN} \\
 \Sigma P_u &= 13122251,94 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol,
 $\delta_s \geq 1$

$$\begin{aligned}\delta_s &= \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{\sum P_u}{0,75 \times \sum P_c}\right)\right)} \\ &= \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{13122251,94\text{N}}{0,75 \times 6450000693,9\text{N}}\right)\right)} \\ &= 1,03\end{aligned}$$

$$\delta_s = 1,03 > 1 \text{ (OK)}$$

$$\begin{aligned}M1 &= M1 \text{ Non Sway} + (\delta_s \times M1 \text{ Sway}) \\ &= 13839,263 \text{ kNm} + (1,03 \times 1134 \text{ kNm}) \\ &= 15358,5829 \text{ kNm} \\ M2 &= M2 \text{ Non Sway} + (\delta_s \times M2 \text{ Sway}) \\ &= 0\end{aligned}$$

dari momen diatas digunakan momen yang paling besar yaitu M1, maka $M_u = M1 = 15358582885 \text{ Nmm}$

- Tulangan Lentur Kolom

$$\begin{aligned}e &= \frac{M_u}{P} \\ &= \frac{15358582885 \text{ Nmm}}{13122251,94\text{N}} \\ &= 1170,4228\text{m m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_h &= h_{\text{kolom}} - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \text{dt.geser}) - \text{dt.lentur} \\ &= 5800\text{mm} - (2 \times 45\text{mm}) - (2 \times 13\text{mm}) - 25\text{mm} \\ &= 5467\text{mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu &= \frac{\mu h}{h_{\text{kolom}}} \\ &= \frac{5467\text{mm}}{5800\text{mm}} \\ &= 0,97\end{aligned}$$

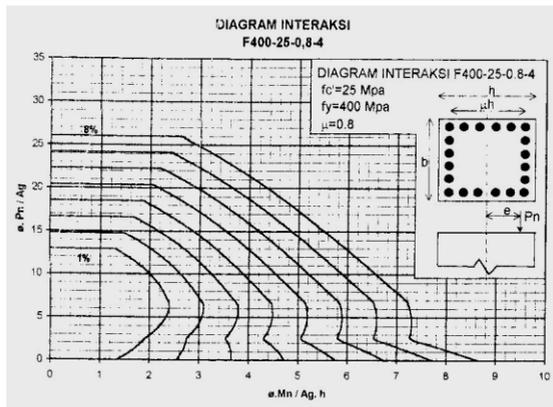
Sumbu Horizontal

$$\begin{aligned}\frac{M_u}{b \times h^2} &= \frac{1383926346 \text{ Nmm}}{800\text{mm} \times (5800\text{mm})^2} \\ &= 0,51424\text{N/mm}^2\end{aligned}$$

Sumbu Vertikal

$$\begin{aligned}\frac{P_u}{b \times h} &= \frac{13122251,94\text{N}}{800\text{mm} \times 5800\text{mm}} \\ &= 2,828\text{N/mm}^2\end{aligned}$$

Maka didapatkan ρ perlu = 1 % dari gambar



Gambar 5. 9 Diagram Tulangan

$$\begin{aligned}
 A_{st} &= \rho \times A_g \\
 &= 0,01 \times 800 \text{ mm} \times 5800 \text{ mm} \\
 &= 46400 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan dengan diameter 25 mm ($A_s = 490,874 \text{ mm}^2$)

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ pakai}} = \frac{46400 \text{ mm}^2}{490,874 \text{ mm}^2} = 94,5 \approx 95$$

Maka dipakai tulangan 95 D25

Kontrol,

$A_s \text{ pasang} > A_{st}$

$$46633,016 \text{ mm}^2 > 46400 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Presentase tulangan pasang

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{spasang}}{b \times h} &= \frac{46633,016 \text{ mm}^2}{800 \text{ mm} \times 5800 \text{ mm}} \\
 &= 0,01 \approx 1,005\%
 \end{aligned}$$

- Tulangan Geser Kolom

Gaya Geser terjadi

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{M_{nx}}{L_n} \\
 &= \frac{61237000 \text{ Nm}}{3120 \text{ mm}} \\
 &= 19627 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$N_u = 2238892,7 \text{ N}$ (diambil dari tabel kombinasi ultimate)

Syarat kuat tekan beton

$$\sqrt{f_c'} \leq 25/3$$

$$\sqrt{30 \text{ Mpa}} \leq 8,333$$

$$5,477 < 8,333 \text{ (OK)}$$

Kuat geser beton

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{N_u}{14 \times A} \right) \times \lambda \times (\sqrt{f_c'}) \times b \times d \\
 &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2238892,7\text{N}}{14 \times 464000\text{mm}} \right) \times 1 \times \sqrt{30\text{Mpa}} \times 800\text{mm} \times 729,5\text{mm} \\
 &= 562135,4\text{N}
 \end{aligned}$$

Kuat geser tulangan geser

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= 1/3 \times b \times d \\
 &= 1/3 \times 800\text{mm} \times 729,5 \text{ mm} \\
 &= 194533,33 \text{ N} \\
 V_s \text{ max} &= 0,33 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= 0,33 \times \sqrt{30\text{Mpa}} \times 800 \text{ mm} \times 729,5 \text{ mm} \\
 &= 1054847,9 \text{ N} \\
 2V_s \text{ max} &= 2 \times V_s \text{ max} \\
 &= 2109695,8 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

Gaya geser yang terjadi < Tul. geser kondisi

Tabel 5. 83 Tabel Kondisi Penulangan Kolom

No	Tul. Geser Kondisi	Rumus	Vu kondisi (N)	Vu (N)	Keterangan
1	Kondisi 1	$0,5 \phi V_c$	196747,3885	19627	Memenuhi
2	Kondisi 2	ϕV_c	393494,7771	19627	Memenuhi
3	Kondisi 3	$\phi(V_c + V_{s\text{min}})$	529668,1104	19627	Memenuhi
4	Kondisi 4	$\phi(V_c + V_{s \text{ max}})$	1139346,841	19627	Memenuhi
5	Kondisi 5	$\phi(V_c + 2V_{s \text{ max}})$	1885198,905	19627	Memenuhi
6	Kondisi 6	Tidak Perlu Perbesar Penampang			

- Penulangan Kolom

Beban tegangan kerja pier kolom

Tabel 5. 84 Tabel Beban Tegangan Kerja Pier Kolom

NO	Beban	Kode	Vz	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	5016,56				
2	Beb. mati tambahan	MA	525,84				
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	3082,8				
4	Beban pedestrian	TP	300				
5	Gaya rem	TB		75		630	
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF			3,024	6,6528	
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF			47,04		
8	Beban angin	EW		0	65,126	0	456,04
9	Beban gempa	EQ		2228,42	668,53	13816,2	4144,8
10	Tekanan air gempa	EQ		10,467	1,4438	23,029	3,176
Total			8925,9	2313,89	785,16	14475,9	4604,1

Kombinasi Ultimate Pier Kolom

Tabel 5. 85 Tabel Kombinasi Ultimate Pier Kolom

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat	MS	1,3	6521,5				

	sendiri								
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,68					
Beban Lalu-lintas									
3	Beban lajur "D"	TD	1,8	5549,04					
4	Beban pedestrian	TP	1,8	540					
5	Gaya rem	TB	1,8		135		1134		
Aksi Lingkungan									
6	Aliran air	EF	1,3		3,93		8,65		
7	Hanyutan /Tumbukan	EF	1,3		61,15			547,3	
8	Beban angin	EW	1,2			78,2		4145	
9	Beban gempa	EQ	1		2228	668,5	13816	4144	
10	Tekanan air gempa		1		10,5	1,44	23,02	3,176	
Ttotal					13662,3	2438	748,1	14981	4695

Kombinasi 1U (1,3MS+2MA+1,8TD+1,8TB)

Tabel 5. 86 Tabel Kombinasi 1 Ultimate

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	6521,5				
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,7				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8	5549,1				
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8		135		1134	
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan /Tumbukan	EF	1,3					

8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Ttotal				13122,3	135	0	1134	0

Kombinasi 2U (1,3MS+2MA+1,8TP)

Tabel 5. 87 Tabel Kombinasi 2 Ultimate

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	6521,5				
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,7				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8	540				
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Ttotal				8113,2	0	0	0	0

Kombinasi 3U (1,3MS+2MA+1,3EF)

Tabel 5. 88 Tabel Kombinasi 3 Ultimate

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	6521,5				
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,7				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3		3,931		8,6486	
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3		61,15			
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Ttotal				7573,2	65,08	0	8,6486	0

Kombinasi 4U (1,3MS+2MA+1,2EW)

Tabel 5. 89 Tabel Kombinasi 4 Ultimate

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	6521,5				
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,7				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8					

5	Gaya rem	TB	1,8						
Aksi Lingkungan									
6	Aliran air	EF	1,3						
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3						
8	Beban angin	EW	1,2		0	78,15	0	547,3	
9	Beban gempa	EQ	1						
10	Tekanan air gempa		1						
Ttotal					7573,2	0	78,15	0	547,3

Kombinasi 5U (1,3MS+2MA+1EQ)

Tabel 5. 90 Tabel Kombinasi 5 Ultimate

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	6521,5				
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,6				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1		2228	668,5	13816	4144,8
10	Tekanan air gempa	EQ	1		10,47	1,4438	23,029	3,1764
Ttotal				7573,2	2239	669,9	13839	4148

Rekapitulasi Kombinasi Ultimate

Tabel 5. 91 Tabel Rekapitulasi Kombinasi Ultimate

NO	Kombinasi Beban	Vz (kN)	Hux (kN)	Huy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi 1U	13122,25	135	0	1134	0
2	Kombinasi 2U	8113,21	0	0	0	0
3	Kombinasi 3U	7573,21	65,083	0	8,649	0
4	Kombinasi 4U	7573,21	0	78,152	0	547,252
5	Kombinasi 5U	7573,21	2238,9	669,9	13839	4148,1

- Data

Momen Ultimate, $M_u = 13839,26$ kNm

(diambil yang maksimum dari tabel kombinasi ultimate)

Kuat Tekan Beton, $f_c' = 30$ Mpa

Mutu Baja Tulangan $D > 12$ mm = 390 Mpa

Decking, $d' = 45$ mm

Tinggi Kolom, $d = 800$ mm

Lebar Kolom, $b = 2600$ mm

- Perhitungan tulangan

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390 \text{ Mpa}}{0,85 \times 30 \text{ Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{13839,26 \text{ kNm}}{0,8} \\
 &= 17299,079375 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{17299079332 \text{ Nmm}}{800 \text{ mm} \times (2600 \text{ mm})^2} \\
 &= 3,198 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{390 \text{ Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{ Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\
 &= 0,00359
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 75\% \times 0,033683 \\
 &= 0,0253
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 3,198}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\ &= 0,00879\end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,00879$

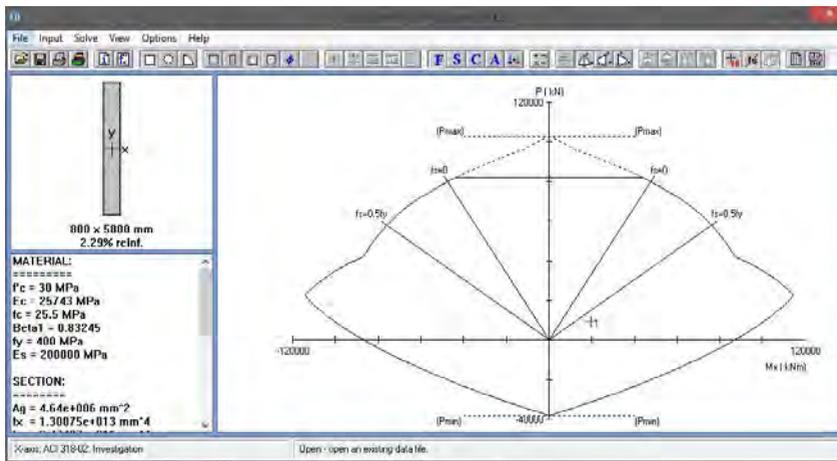
$$\begin{aligned}\text{As}_{\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00879 \times 800 \text{ mm} \times 2600 \text{ mm} \\ &= 18290,12 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan
D 25 ($\text{As} = 201,0619 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah Tulangan, } n = \frac{\text{As}_{\text{perlu}}}{\text{As}_{\text{pakai}}} = \frac{18290,12 \text{ mm}^2}{201,0619 \text{ mm}^2} = 91$$

Maka digunakan tulangan 95 D25 ($\text{As} = 36593,27 \text{ mm}^2$)

- Cek Kontrol dengan PCA COL



Gambar 5. 10 Hasil Perhitungan Kolom Menggunakan PCA COL

5.2.2.3.3 Penulangan Konsol Pier

- Analisa Pembebanan
 - Beban Mati Sendiri

Beban mati sendiri struktur bawah

Tabel 5. 92 Tabel Beban Mati Struktur Bawah

Bagian	NO	PARAMETER BAGIAN				Wc (kN/m ³)	BERAT (kN)
		b (m)	h (m)	L (m)	Shape		
HEAD STOCK	1	0,2	0,4	13,6	1	25	27,2
	2	0,9	1,22	13,6	1	25	373,32
	3	0,9	0,58	13,6	0,5	25	88,74
	4	0,9	0,4	13,6	0,5	25	2,448
TOTAL							491,708

Beban mati sendiri struktur atas

Tabel 5. 93 Tabel Beban Mati Sendiri Struktur Atas

NO	JENIS	Lebar	Tebal	Panjang	n	BERAT	BEBAN
		(m)	(m)	(m)		(kN/m ³)	kN
1	Berat sendiri full pelat	13,8	0,4	7	1	25	966
2	Berat trotoar	1,2	0,2	7	2	25	84
3	Kerb	0,18	0,2	25	2	25	45
4	Berat Pipa Sandaran			2	52	0,0713	7,4152
5	Tiang Sandaran	0,2	0,2	1,2	26	25	780
TOTAL BERAT SENDIRI (Q MS)							941,208

Beban mati tambahan

Tabel 5. 94 Tabel Beban Mati Tambahan

NO	JENIS	LEBAR	TEBAL	PJG	BERAT	BEBAN
		(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	kN/m
1	Lap. Aspal + Overlay	10,5	0,12	7	22	194,04
2	Air Hujan	10,5	0,05	7	9,8	36,015
TOTAL BERATQ MA					Q MA	230,055

- Beban Lajur "D"

Beban lajur D merata (QTD)

Berdasarkan **RSNI T-02-2005 pasal 6.3.1**

Beban UDL/BTR:

$$L = 7 \text{ m} < L = 30 \text{ m}$$

maka digunakan

$$q = 9 \text{ Kpa} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} qL &= q \times s \times L \\ &= 9 \text{ kN/m}^2 \times 10,5 \text{ m} \times 7 \text{ m} \\ &= 661,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban lajur terpusat (PTD)

$$\begin{aligned}
 P &= 49 \text{ kN/m} \\
 \text{DLA} &= 40 \% \text{ untuk } L = 7 \text{ m} \\
 \\
 P(\text{kel}) &= P \times (1 + \text{DLA}) \times s \\
 &= 49 \text{ kN/m} \times (1 + 40\%) \times 10,5 \text{ m} \\
 &= 720,3 \text{ kN} \\
 \\
 \text{Total beban lajur TD} &= \text{BTR} + \text{BGT} \\
 &= 661,5 \text{ kN} + 720,3 \text{ kN} \\
 &= 1381,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Penulangan

- Data

Beban Vertikal, V_u (berat sendiri bangunan atas, bawah, beban mati tambahan, dan beban lajur "D")

V_u	= 3044770,6	N
Beban Horizontal, $N_u = 20\% V_u$	= 608954	N
Jarak dari kolom, a	= 420	mm
Lebar Konsol, b	= 13600	mm
Tinggi total konsol, h	= 600	mm
Tinggi efektif, h'	= 599,6	mm
Kuat Tekan Beton, f_c'	= 30	Mpa
Mutu Baja Tulangan $D > 12 \text{ mm}$	= 400	Mpa
Faktor reduksi, ϕ	= 0,75	

- Perhitungan tulangan

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{3044770,6 \text{ N}}{0,75} = 4059694,13 \text{ N}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned}
 V_n &\leq 0,2 \times f_c' \times b_w \times d \\
 &\leq 0,2 \times 30 \text{ Mpa} \times 13600 \text{ mm} \times 599,6 \text{ mm} \\
 &\leq 48927360 \text{ N} \\
 4059694,13 \text{ N} &< 48927360 \text{ N (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_n & \leq 5,5 \times b_w \times d \\
 & \leq 5,5 \times 13600 \text{ mm} \times 599,6 \text{ mm} \\
 & \leq 44850080 \text{ N} \\
 4059694,13 \text{ N} & < 44850080 \text{ N (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= (V_u \times a) + (N_u \times (h-d)) \\
 &= (3044770,6 \text{ N} \times 420 \text{ mm}) + (608954 \text{ N} \times (600- \\
 & \quad 599,6)\text{mm}) \\
 &= 1279047234 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Menentukan Tulangan Geser Friksi (A_{vf})

$$\begin{aligned}
 A_{vf} &= \frac{V_n}{\phi \times \mu \times f_y} \\
 &= \frac{4059694,13 \text{ N}}{0,75 \times 1,4 \times 400 \text{ Mpa}} \\
 &= 9666 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menghitung Tulangan Untuk Momen (A_f)

$$\begin{aligned}
 A_f &= \frac{M_u}{0,85 \times \phi \times f_y \times d} \\
 &= \frac{1279047234 \text{ Nmm}}{0,85 \times 0,75 \times 400 \text{ Mpa} \times 599,6 \text{ mm}} \\
 &= 8635 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menghitung Tulangan Tarik Langsung (A_n)

$$\begin{aligned}
 A_n &= \frac{N_u}{\phi \times f_y} \\
 &= \frac{608954,12\text{N}}{0,75 \times 400\text{Mpa}} \\
 &= 2030\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Menghitung Tulangan Tarik Utama (Asc)

$$\begin{aligned}
 A_{s1} &= \frac{2}{3} \times (A_{vf} + A_n) \\
 &= \frac{2}{3} \times (9665,94\text{mm}^2 + 2029,8\text{mm}^2) \\
 &= 7797,19\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s2} &= A_f + A_n \\
 &= 8365,4\text{mm}^2 + 2030,84\text{mm}^2 \\
 &= 10395,2\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Menghitung Tulangan Geser (Ah)

$$\begin{aligned}
 A_h &= \frac{1}{2} \times (A_{s2} - A_n) \\
 &= \frac{1}{2} \times (10395,2\text{mm}^2 - 2029,8\text{mm}^2) \\
 &= 4182,68\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_h &= \frac{1}{3} \times A_{vf} \\
 &= \frac{1}{3} \times 9665,94\text{mm}^2 \\
 &= 3222\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga dari data diatas dapat ditentukan menggunakan tulangan:

- Tulangan Tarik Utama

As pakai (diambil maksimal) < As Pasang Direncanakan menggunakan 52 D16 mm ($A_s = 10455 \text{ mm}^2$)

maka,

As pakai = $10395 \text{ mm}^2 < A_s \text{ pasang} = 10455 \text{ mm}^2$ (OK)

- Tulangan Geser

Ah pakai (diambil maksimal) < As Pasang

Direncanakan menggunakan 22D16mm ($A_s = 4423 \text{ mm}^2$)

maka,

Ah pakai = $4183 \text{ mm}^2 < A_s \text{ Pasang} = 4423 \text{ mm}^2$ (OK)

5.2.2.3.4 Penulangan Pier Head

- Kombinasi

Beban tegangan kerja pier head

Tabel 5. 95 Tabel Beban Tegangan Kerja Pier Head

NO	Beban	Kode	Vz	Hx	Hy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	5999,9				
2	Beb. mati tambahan	MA	525,84				
Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D"	TD	3082,8				
4	Beban pedestrian	TP	300				
5	Gaya rem	TB		75		630	
Aksi Lingkungan							

6	Aliran air	EF		3,024		6,6528		
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF		47,04				
8	Beban angin	EW		0	65,126	0	456,04	
9	Beban gempa	EQ		2228,42	668,53	13816,2	4144,8	
10	Tekanan air gempa	EQ		10,467	1,4438	23,029	3,176	
Total				9908,5	2363,9	735,09	14475,9	4604,1

Kombinasi Ultimate Pier Kolom

Tabel 5. 96 Tabel Kombinasi Ultimate Pier Kolom

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy	
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)	
Aksi Tetap									
1	Berat sendiri	MS	1,3	7799,81					
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,68					
Beban Lalu-lintas									
3	Beban lajur "D"	TD	1,8	5549,04					
4	Beban pedestrian	TP	1,8	540					
5	Gaya rem	TB	1,8		135		1134		
Aksi Lingkungan									
6	Aliran air	EF	1,3		3,93		8,65		
7	Hanyutan /Tumbukan	EF	1,3		61,15			547,3	
8	Beban angin	EW	1,2			78,2		4145	
9	Beban gempa	EQ	1		2228	668,5	13816	4144	
10	Tekanan air gempa		1		10,5	1,44	23,02	3,176	
Ttotal					14940,5	2438	748,1	14981	4695

Kombinasi 1U (1,3MS+2MA+1,8TD+1,8TB)

Tabel 5. 97 Tabel Kombinasi 1 Ultimate

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	7799,8				
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,7				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8	5549,1				
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8		135		1134	
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan /Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Ttotal				14400,5	135	0	1134	0

Kombinasi 2U (1,3MS+2MA+1,8TP)

Tabel 5. 98 Tabel Kombinasi 2 Ultimate

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	7799,8				
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,7				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					

4	Beban pedestrian	TP	1,8	540				
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Ttotal				9391,5	0	0	0	0

Kombinasi 3U (1,3MS+2MA+1,3EF)

Tabel 5. 99 Tabel 3 Ultimate

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	7799,8				
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,7				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3		3,931		8,6486	
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3		61,15			
8	Beban angin	EW	1,2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Ttotal				8851,5	65,08	0	8,6486	0

Kombinasi 4U (1,3MS+2MA+1,2EW)

Tabel 5. 100 Tabel Kombinasi 4 Ultimate

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	7799,8				
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,7				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					
4	Beban pedestrian	TP	1,8					
5	Gaya rem	TB	1,8					
Aksi Lingkungan								
6	Aliran air	EF	1,3					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3					
8	Beban angin	EW	1,2		0	78,15	0	547,3
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa		1					
Ttotal				8851,5	0	78,15	0	547,3

Kombinasi 5U (1,3MS+2MA+1EQ)

Tabel 5. 101 Tabel Kombinasi 5 Ultimate

NO	Beban	Kode	Faktor beban	Vz	Hux	Huy	Mux	Muy
				(kN)	(kN)	(kn)	(kNm)	(kNm)
Aksi Tetap								
1	Berat sendiri	MS	1,3	7799,8				
2	Beban mati tambahan	MA	2	1051,6				
Beban Lalu-lintas								
3	Beban lajur "D"	TD	1,8					

4	Beban pedestrian	TP	1,8				
5	Gaya rem	TB	1,8				
Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1,3				
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF	1,3				
8	Beban angin	EW	1,2				
9	Beban gempa	EQ	1		2228	668,5	13816
10	Tekanan air gempa	EQ	1		10,47	1,4438	23,029
Ttotal					8851,5	2239	669,9
						13839	4148

Rekapitulasi Kombinasi Ultimate

Tabel 5. 102 Tabel Rekapitulasi Kombinasi Ultimtae

NO	Kombinasi Beban	Vz (kN)	Hux (kN)	Huy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi 1U	14400,5	135	0	1134	0
2	Kombinasi 2U	9391,5	0	0	0	0
3	Kombinasi 3U	8851,5	65,083	0	8,649	0
4	Kombinasi 4U	8851,5	0	78,152	0	547,252
5	Kombinasi 5U	8851,5	2238,9	669,9	13839	4148,1

- Pehitungan Tulangan

Momen Ultimate, M_u = 2238,89 kNm

Kuat Tekan Beton, f_c = 30 Mpa

Mutu Baja Tulangan $D > 12\text{mm}$ = 390 Mpa

Lebar PierHead, b = 1000 mm

Tinggi PierHead, h = 2600 mm

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390 \text{ Mpa}}{0,85 \times 30 \text{ Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{2238892653 \text{ Nmm}}{0,8} \\
 &= 2798615816 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{2798615816 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times (2600 \text{ mm})^2} \\
 &= 0,41 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{390 \text{ Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{ Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\ &= 0,00359\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 75\% \times 0,033683 \\ &= 0,0253\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 0,4139}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\ &= 0,00107\end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\min} = 0,00359$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00359 \times 1000 \text{ mm} \times 2600 \text{ mm} \\ &= 9333,33 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan

D 16 ($A_s = 201,0619 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah Tulangan, } n = \frac{A_{\text{perlu}}}{A_{\text{pakai}}} = \frac{9333,33 \text{ mm}^2}{201,0619 \text{ mm}^2} = 47$$

Maka digunakan tulangan 47 D16 ($A_s = 18899,82 \text{ mm}^2$)

5.2.2.3.5 Penulangan Long Stoper Pier

- Longitudinal Stoper 1

- Data

Panjang, l	= 200	mm
Lebar, b	= 13600	mm
Tinggi, h	= 400	mm
Lebar yang ditinjau, b	= 1000	mm
Decking, d'	= 45	mm
Tebal efektif, d = h-d'	= 355	mm

- Analisa Pembebanan

Tabel Analisa Pembebanan

Tabel 5. 103 Pembebanan long stopper pilar

Gaya yang bekerja kN	Vu kN	Hxu kN	Lengan m	Momen kNm	Momen/m kNm/m
Berat sendiri	27,2		0	0	0
Gempa		1626,8621	0,4	650,74484	47,84888541
Gaya rem		75	2,2	165	12,13235294
Total	27,2			815,74484	59,98123835

- Perhitungan Tulangan

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390 \text{Mpa}}{0,85 \times 30 \text{Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{236364150 \text{ Nmm}}{0,8} \\
 &= 3151522001 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{5998123835 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times (200 \text{ mm})^2} \\
 &= 2,142 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{390 \text{ Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{ Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 2,142}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\
 &= 0,00575
 \end{aligned}$$

Untuk ρ_{min} digunakan 2 rumus :

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{390\text{Mpa}} \\ &= 0,00359 \\ \rho_{\min} &= 1,333 \times \rho_{\text{perlu}} \\ &= 1,333 \times 0,00575 \\ &= 0,007658\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 75\% \times 0,033683 \\ &= 0,0253\end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,00575$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00575 \times 100 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \\ &= 1149,039 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 22 mm dengan

Jarak tulangan

Syarat,

$$S \leq S_{\text{maks}}$$

$$\begin{aligned}S_{\text{maks}} &= 2h \\ &= 2 \times 200 \text{ mm} \\ &= 400 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{1/4 \times \pi \times d^2 \times b}{\text{Asperlu}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (22\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{1149,39\text{mm}^2} \\ &= 330,6589\text{mm}\end{aligned}$$

Digunakan jarak, $S = 325 \text{ mm} < S_{maks} = 400 \text{ mm}$ (OK)

Kontrol,
As pakai $>$ As perlu

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{S \text{ pakai}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (22\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{325\text{m}} \\ &= 1169,046\text{mm}^2 \end{aligned}$$

As pakai $>$ As perlu
 $1169,046 \text{ mm}^2 > 1149,039 \text{ mm}^2$ (OK)

• Longitudinal Stoper 2

- Data

Panjang, l	= 900	mm
Lebar, b	= 13600	mm
Tinggi, h	= 12200	mm
Lebar yang ditinjau, b	= 1000	mm
Decking, d'	= 45	mm
Tebal efektif, $d = h - d'$	= 1175	mm

- Analisa Pembebanan

Tabel Analisa Pembebanan

Tabel 5. 104 Pembebanan longstopper 2

Gaya yang bekerja kN	Vu kN	Hxu kN	Lengan m	Momen kNm	Momen/m kNm/m
Berat sendiri	373,32		0	0	0
Gempa		1626,8621	1,22	1984,7718	145,9391005
Gaya rem		75	3,02	226,5	16,65441176
Jumlah	373,32			2211,2718	162,5935123

- Perhitungan Tulangan

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{390 \text{Mpa}}{0,85 \times 30 \text{Mpa}} \\ &= 15,2941 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{1625935123 \text{Nmm}}{0,8} \\ &= 2032418903 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d_x^2} \\ &= \frac{2032418903 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times (900 \text{ mm})^2} \\ &= 0,251 \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{Mpa}}{390 \text{Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{Mpa}} \right) \\ &= 0,033683 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 0,251}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\
 &= 0,00065
 \end{aligned}$$

Untuk ρ_{\min} digunakan 2 rumus :

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\
 &= 0,00359 \\
 \rho_{\min} &= 1,333 \times \rho \text{ perlu} \\
 &= 1,333 \times 0,00065 \\
 &= 0,000862
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ max} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 75\% \times 0,033683 \\
 &= 0,0253
 \end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\min} > \rho \text{ perlu} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho \text{ perlu} > \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\min} = 0,00359$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \text{ perlu} \times b \times d \\
 &= 0,00359 \times 1000 \text{ mm} \times 900 \text{ mm} \\
 &= 3230,769 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 22 mm
dengan
Jarak tulangan

Syarat,

$$S \leq S_{maks}$$

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 2h \\ &= 2 \times 900 \text{ mm} \\ &= 1800 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{A_{perlu}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (22\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{3230,769\text{mm}^2} \\ &= 117,601\text{mm} \end{aligned}$$

Digunakan jarak, $S = 100 \text{ mm} < S_{maks} = 1800 \text{ mm}$
(OK)

Kontrol,

As pakai $>$ As perlu

$$\begin{aligned} A_{pakai} &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{S_{pakai}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (22\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{100\text{m}} \\ &= 3799,4\text{mm}^2 \end{aligned}$$

As pakai $>$ As perlu

$3799,4 \text{ mm}^2 > 3230,769 \text{ mm}^2$ (OK)

5.2.2.3.6 Perhitungan Lateral Stoper

- Data

Panjang, l	= 800 mm
Lebar, b	= 400 mm
Tinggi, h	= 400 mm

Decking, d'	= 50	mm
Tebal Efektif, d = h-d'-1/2dt.lentur	= 335,5	mm
Diameter Tul. Lentur, dt.lentur	= 29	mm
Diameter Tul,Geser, dt.geser	= 16	mm
Mutu Baja Tulangan D>12mm, fy	= 390	Mpa
Mutu Baja Tulangan D<12mm, fy	= 240	Mpa
Kuat tekan beton, fc'	= 30	Mpa
Faktor reduksi kekuatan lentur, Ø	= 0,8	Mpa
Faktor reduksi kekuatan geser, Ø	= 0,7	Mpa
γ Timbunan Tanah	= 10,8	kN/m ²
γ Volume Tanah	= 18	kN/m ²

- Analisa Pembebanan

Tabel 5. 105 Pembebanan lateral stopper

Gaya Yang Bekerja (kN)	Vu kN	Lengan m	Mu kNm
Beban Gempa Struktur atas	1626,8621	0,4	650,74484
Total			650,74484

- Perhitungan Tulangan

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390 \text{Mpa}}{0,85 \times 30 \text{Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{6507448416 \text{ Nmm}}{0,8} \\ &= 813431052 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{813431052 \text{ Nmm}}{800 \text{ mm} \times (335,5 \text{ mm})^2} \\ &= 9,033 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{390 \text{ Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{ Mpa}} \right) \\ &= 0,033683 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\ &= 0,00359 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 9,033}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\ &= 0,03008 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 75\% \times 0,033683 \\ &= 0,0253\end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,03008$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,03008 \times 800 \text{ mm} \times 335,5 \text{ mm} \\ &= 8074,156 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 29 mm

$$\text{Jumlah, } n = \frac{\text{Asperlu}}{\text{Aspakai}} = \frac{8074,156 \text{ mm}^2}{660,519 \text{ mm}^2} = 13$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{\text{Asperlu}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (29 \text{ mm})^2 \times 800 \text{ mm}}{8074,156 \text{ mm}^2} \\ &= 65,412 \text{ mm}\end{aligned}$$

Untuk penulangan lentur lateral stoper digunakan tulangan 13D29 mm (8586,758 mm²)

- Tulangan Geser

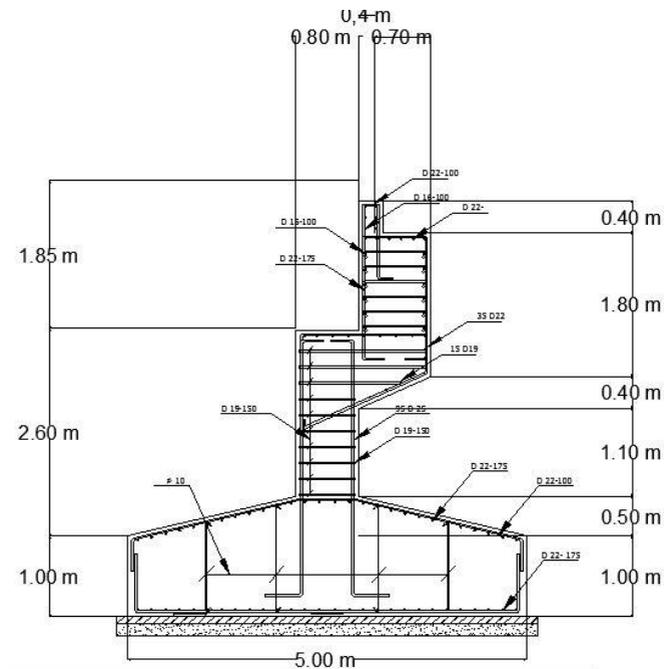
$$\begin{aligned}\text{As}' &= 20\% \text{ As pasang} \\ &= 20\% \times 8586,758 \text{ mm}^2 \\ &= 1717,4\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan D 16 mm

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{As'}{As_{pakai}} \\
 &= \frac{1717,4 \text{ mm}^2}{201,6 \text{ mm}^2} \\
 &= 9
 \end{aligned}$$

Maka untuk penulangan geser lateral stoper digunakan 9D16 mm ($As = 1809,557 \text{ mm}^2$)

5.2.2.4 Hasil



Gambar 5. 11 Potongan Melintang Pilar

BAB VI

PERLETAKAN

6.1 Data

Beban Mati, DL	= 667,138	kN
Beban Hidup, LL	= 521,568	kN
Lebar Elastomer, W	= 480	kN
Tinggi Elastomer, H	= 50	kN
Panjang Elastomer, L	= 450	kN
Tebal Lapisan, hri	= 12	mm
Tebal Lapisan penutup, hc	= 1	mm
Jumlah Lapisan, n	= 4	
Fy	= 390	Mpa
Modulu Geser, G	= 0,6 Mpa – 1,3 Mpa	
	= 0,6 Mpa	

6.2 Perhitungan Elastomer

6.2.1 Faktor Bentuk

$$S = \frac{A}{I_p \times h_{ri}}$$

$$I_p = 2(L + W)$$

$$A = L \times W$$

dimana,

S = faktor bentuk

A = luas keseluruhan

I_p = keliling elastomer

h_{ri} = ketebalan efektif karet pada lapisan antara

l = panjang efektif keseluruhan elastomer

b = lebar efektif keseluruhan elastomer

Maka,

$$\begin{aligned} I_p &= 2(L + W) \\ &= 2(450\text{mm} + 480\text{mm}) \\ &= 1860\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= L \times W \\ &= 480\text{mm} \times 450\text{mm} \\ &= 216000\text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A}{I_p \times h_{ri}} \\ &= \frac{216000\text{mm}^2}{1860\text{mm} \times 12\text{mm}} \\ &= 9,68 \end{aligned}$$

Kontrol S untuk bantalan tipe berlapis

$$4 \leq S \leq 12$$

$$4 < 9,68 < 12 \text{ (OK)}$$

6.2.2 Kontrol

- Cek Tegangan Izin

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{PDL + PLL}{A} \\ &= \frac{667138N + 521568N}{216000\text{mm}^2} \\ &= 5,50\text{Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_L &= \frac{P_{LL}}{A} \\ &= \frac{521568N}{216000\text{mm}^2} \\ &= 2,41\text{Mpa}\end{aligned}$$

Kontrol Bantalan dengan deformasi geser yang tidak dikendalikan

- $\sigma_s \leq 7,0 \text{ Mpa}$
5,50 Mpa < 7,0 Mpa (OK)
- $\sigma_s \leq 1,0 \text{ GS}$
5,50 Mpa < 5,81 Mpa (OK)

Kontrol Bantalan dengan deformasi geser yang dikendalikan

- $\sigma_s \leq 7,7 \text{ Mpa}$
5,50 Mpa < 7,7 Mpa (OK)
- $\sigma_s \leq 1,1 \text{ GS}$
5,50 Mpa < 6,39 Mpa (OK)

- Cek Deformasi Geser
Direncanakan H elastomer = 50 mm
Regangan

$$\begin{aligned}\varepsilon &= \frac{P}{A \times E} \\ &= \frac{1188,705 \text{ kN}}{216000 \text{ mm} \times 0,5 \text{ kN/mm}^2} \\ &= 0,0110065\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta s &= \varepsilon \times H \\ &= 0,0110065 \times 50 \text{ mm} \\ &= 0,5503266 \text{ m m}\end{aligned}$$

Total Deformasi geser rencana, ΔS	= 0,55 mm
Deformasi ijin, $2 \times \Delta S$	= 1,1 mm

Ketebalan total elastomer, hrt

tebal lapisan internal	= 12 mm x 4 (lapisan)
	= 48 mm

tebal cover	= 1 mm x 2 (lapisan)
	= 2 mm

hrt	= 48 mm + 2 mm
	= 50 mm

Kontrol deformasi

$$\text{hrt} \geq 2\Delta S$$

$$50 \text{ mm} \geq 1,1 \text{ mm (OK)}$$

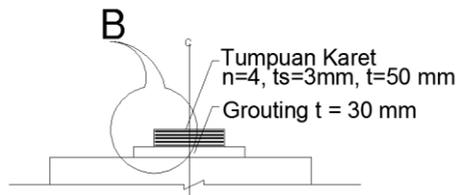
- Cel Rotasi

$$\sigma_s \geq 0,5GS \left(\frac{L}{hri} \right)^2 \frac{\theta_{s.x}}{n} \quad 5,50 \text{ Mpa} > 5,10 \text{ Mpa (OK)}$$

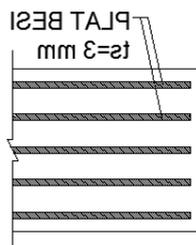
$$\sigma_s = 0,5GS \left(\frac{W}{hri} \right)^2 \frac{\theta_{s.x}}{n} \quad 5,50 \text{ Mpa} > 4,65 \text{ Mpa (OK)}$$

- Cek Stabilitas
 - $H \leq L/3$
 $50 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}/3 = 150 \text{ mm (OK)}$
 - $H \leq W/3$
 $50 \text{ mm} \leq 480 \text{ mm}/3 = 160 \text{ mm (OK)}$
 - $h_{\text{cover}} \leq 0,7h_{\text{ri}}$
 $1 \text{ mm} \leq 0,7 \times 12 \text{ mm} = 8,4 \text{ mm (OK)}$

6.3 Hasil



Gambar 6. 1 Tampak samping perletakan bearing pad



Gambar 6. 2 Detail B perletakan

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII

BANGUNAN PELENGKAP

7.1 Perhitungan Pelat Injak

7.1.1 Preliminary Desain

7.1.2 Analisa Pembebanan

- Berat Sendiri Pelat Injak

Tabel 7. 1 Berat sendiri pelat injak

Segmen	Parameter Bagian (m)				WC (kN/m ³)	Berat (kN)
	h	l	b			
1	0,2	2	13,1		25	131
2	0,05	0,6	0,5	13,1	25	0,6875
Total Berat Sendiri Pelat Injak						131,6875

- Beban Mati Tambahan

Tabel 7. 2 Beban mati tambahan pelat injak

NO	JENIS	b (m)	h (m)	L (m)	Wc (kN/m ³)	BEBAN (kN)
1	Lap. Aspal + Overlay	13,1	0,12	2	22	69,168
2	Air Hujan	13,1	0,05	2	10	12,838
3	Berat Tanah	13,1	0,15	2	17,2	67,596
TOTAL BERAT Q MA						149,864

- Beban UDL
Berdasarkan **RSNI T-02-2005 pasal 6.3.1**

Beban UDL/BTR:

$$L = 2 \text{ m} < L = 30 \text{ m}$$

maka digunakan

$$q = 9 \text{ Kpa} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} qL &= q \times l \times b \\ &= 9 \text{ kN/m}^2 \times 2 \text{ m} \times 13,1 \text{ m} \\ &= 235 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kombinasi

Tabel 7. 3 Kombinasi beban pelat injak

No	Beban	Beban (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)	Faktor Beban	Mu (kNm)
1	Berat Sendiri Pelat Injak	131,6875	1	131,6875	1,3	171,1938
2	Beban Mati Tambahan	69,168	1	69,168	2	138,336
3	Berat Tanah	67,596	1	67,596	1,25	84,495
4	Beban UDL/BTR:	235,8	1	235,8	1,8	424,44
Momen Total Ultimate						818,4648

7.1.3 Penulangan Pelat Injak

- Data

Momen Ultimate	= 818,4648	kNm
Mutu Beton, f_c'	= 30	Mpa
Mutu Baja $D > 12 \text{ mm}$, f_y	= 390	Mpa
Tebal Pelat Injak, h	= 250	mm
Decking, d'	= 45	mm
Tebal Efektif, d	= $h - d'$ = 205	mm
Diameter Tul.Lentur Rencana, d_t	= 16	mm
Faktor Reduksi Lentur, ϕ	= 0,8	

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390 \text{Mpa}}{0,85 \times 30 \text{Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{818464750 \text{Nmm}}{0,8} \\
 &= 1023080938 \text{Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{1023080938 \text{Nmm}}{13100 \text{ mm} \times (205 \text{ mm})^2} \\
 &= 1,85836 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{Mpa}}{390 \text{Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\ &= 0,00359\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 75\% \times 0,033683 \\ &= 0,0253\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 1,858}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\ &= 0,00495\end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,00495$

Lebar yang ditinjau As per 1 meter

$$\begin{aligned}\text{As tulangan} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00495 \times 1000 \text{ mm} \times 205 \text{ mm} \\ &= 1015,28 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{1/4 \times \pi \times d_t^2 \times b}{A_{\text{perlu}}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (16 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{1015,285 \text{ mm}^2} \\ &= 197 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan **D16-150** ($A_s = 1340,41 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi

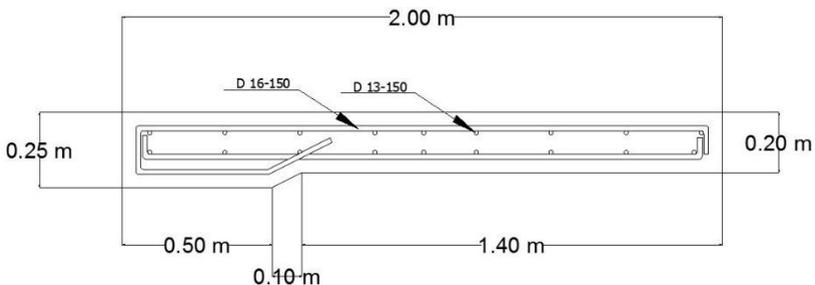
$$\begin{aligned} A_{s'} &= 50\% \times A_s \text{ pasang} \\ &= 50\% \times 1015,285 \text{ mm}^2 \\ &= 507,642 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan untuk tulangan bagi D16

$$\begin{aligned} S &= \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{A_{s'}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (16\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{507,642\text{mm}^2} \\ &= 395,869\text{mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan bagi lapangan digunakan **D16-250** ($A_s = 804,284 \text{ mm}^2$)

7.1.4 Hasil



Gambar 5. 12 Potongan Memanjang Pelat Injak

7.2 Perhitungan WingWall

7.2.1 Analisa Pembebanan

- Berat Akibat Berat Sendiri

Tabel 7. 4 Berat sendiri wing wall

Segmen	Parameter Bagian (m)			WC (kN/m ³)	Berat (kN)
	h	l	b		
1	0,4	0,663	0,25	25	0,82875
2	0,4	1,992	0,25	25	4,98
3	0,9	1,492	0,25	25	4,19625
Total Berat Sendiri WingWall					10,005

$$\begin{aligned} \text{Total Berat Sendiri WingWall} &= 10,005 \text{ kN} \\ \text{Lengan Gaya Terhadap Tumpuan} &= 1,32 \text{ m} \\ \text{Momen Akibat Berat Sendiri (qMS)} &= 13,281 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Tekanan Tanah Aktif
 - Sudut Gesek Tanah , Φ = 35°
 - Berat Tanah, Ws = 17,2 kN/m³
 - Faktor Reduksi Kekuatan Bahan, K_{Φ}^R = 0,8

dari data diatas dapat dihitung

$$\begin{aligned} \Phi' &= \tan^{-1} (K_{\Phi}^R \cdot \tan \Phi) \\ &= \tan^{-1} (0,8 \cdot \tan 35^\circ) \\ &= 1,594 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2(45^\circ - \Phi'/2) \\ &= \tan^2(45^\circ - (1,594/2)) \\ &= 0,945 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_y &= \text{tinggi wing wall} \\ &= 1,3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$H_x = \text{panjang segmen satu} + \text{panjang segmen 2}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,663 \text{ m} + 1,992 \text{ m} \\
 &= 2,655 \text{ m} \\
 0,6 * W_s &= 0,6 \times 17,2 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 10,32 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

maka tekanan tanah yang didapat :

Tabel 7. 5 tekanan tanah aktif pada wing wall

No	Tekanan Tanah	Beban (kN)
1	$TTA1 = (0,6 * w_s) * H_x * H_y * K_a$	33,6909469
2	$TTA2 = 1/2 * (H_y)^2 * H_x * w_s * K_a$	36,49852581

Momen akibat tekanan tanah

Tabel 7. 6 Momen akibat tekanan tanah aktif wing wall

No	Jenis Beban	Beban (kN)	Lengan				My (kNm)	Mx (kNm)
			y	m	x	m		
1	TTA1	33,691	$y = H_y/2$	0,65	$x = H_x/2$	1,33	21,899	44,725
2	TTA2	36,499	$y = H_y/3$	0,43	$x = H_x/2$	0,65	15,816	23,724
Berat Total		70,189473	Momen Total				37,715	68,449

- Beban Gempa
- Data Gempa
 CSM = 0,288 (dari perhitungan gempa pada bangunan sebelumnya)
 Wt = Berat Sendiri + Berat Akibat Tekanan Tanah
 = 10,005 kN + 70,189 kN
 = 80,194 kN

- Beban Gempa

$$\begin{aligned}
 T_{EQ} &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,288}{1,5} \times 80,194 \text{ kN} \\
 &= 15,397 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen Akibat Gempa

Tabel 7. 7 Momen akibat gempa pada wing wall

Jenis Beban	Beban (kN)	Lengan				My (kNm)	Mx (kNm)
		y	m	x	m		
TEQ	15,397	y= Hy/2	0,65	x= Hx/2	1,33	3,336	6,813
Momen Total						3,336	6,813

- Tekanan Tanah Dinamis Pada WingWall

- Data

$$H_y = 1,3 \quad \text{m}$$

$$H_x = 2,655 \quad \text{m}$$

$$W_s = 17,2 \quad \text{kN/m}^3$$

$$\Phi = 35^\circ$$

$$FPGA = 1,6 \quad (\text{dari perhitungan gempa sebelumnya})$$

$$PGA = 0,1 \quad (\text{dari perhitungan gempa sebelumnya})$$

$$A_s = FPGA \times PGA$$

$$= 0,16$$

$$K_h = \text{Koefisien percepatan Horizontal}$$

$$= 0,5 \times A_s$$

$$= 0,08$$

$$K_v = \text{Koefisien percepatan vertikal (umum diambil 0)}$$

$$\Theta = \text{arc tan } (k_h / (1 - K_v))^\circ = 0,07889^\circ$$

- β = Kemiringan dinding kepala jembatan terhadap bidang vertikal
 = 0°
 i = Kemiringan Timbunan
 = 0°
 δ = Sudut geser diantara tanah dan kepala jembatan
 = 0°
 H_t = Tinggi Tanah
 = 1,3 m

- Perhitungan Tanah Dinamis

K_{AE} = Koefisien Tekanan Aktig Seismik

$$\begin{aligned}
 K_{AE} &= \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta + \theta + \beta)} \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) * \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta) * \cos(i - \beta)}} \right)^{-2} \\
 &= \frac{0,672319}{0,99998} \times \left(1 + \sqrt{\frac{0,328335}{0,99999}} \right) \\
 &= 0,2717
 \end{aligned}$$

maka tekanan tanah yang terjadi

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{1}{2} \times \gamma_{\text{tanah}} \times H_t^2 \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\
 &= \frac{1}{2} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times (1,3\text{m})^2 \times (1 - 0) \times 0,2717 \\
 &= 3,949 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen

Tabel 7. 8 Momen akibat tekanan tanah dinamis wing wall

Jenis Beban	Beban (kN)	Lengan				My (kNm)	Mx (kNm)
		y	m	x	m		
EAE	3,949	2/3*Hy	0,87	Hx/2	1,33	1,141	1,747
Momen Total						1,141	1,747

- Kombinasi

Tabel 7. 9 Kombinasi beban pada wingwall

No	Jenis Beban	T (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)	Faktor beban	
					Simbol	Faktor
1	Tekanan tanah	70,189	37,715	68,449	KUTA	1,25
2	Gempa statik ekuivalen	15,397	3,3360901	6,81332	KUEQ	1
3	Gempa tek.tanah dinamis	3,949	1,1408579	1,747	KUTA	1,25

Kombinasi Beban Ultimit

Tabel 7. 10 Kombinasi beban ultimate wing wall

No	Jenis Beban	Vu (kN)	Muy (kNm)	Mux (kNm)
1	Tekanan tanah	87,737	47,14	85,56
2	Gempa statik ekuivalen	15,3973387	3,336090	6,8133
3	Gempa tek.tanah dinamis	4,936	1,426	2,184
		108,071	51,91	94,56

7.2.2 Penulangan Wing Wall

- Data

Momen Ultimat, Mu (diambil momen maksimum)	= 94,56	kNm
Mutu Beton, f_c'	= 30	Mpa
Mutu Baja, f_y	= 390	Mpa
Tebal wingwall, h	= 250	mm
Decking, d'	= 50	mm
Tebal efektif, $d = h - d'$	= 200	mm
Lebar Wing Wall, b	= 1300	mm
Diameter Tul.Lentur, d_t .lentur	= 16	mm
Faktor reduksi kekuatan lentur	= 0,8	

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390 \text{Mpa}}{0,85 \times 30 \text{Mpa}} \\
 &= 15,2941
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{86485945 \text{Nmm}}{0,8} \\
 &= 1181983106 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{1181983106 \text{ Nmm}}{1300 \text{ mm} \times (200 \text{ mm})^2} \\
 &= 2,273 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{Mpa}}{390 \text{Mpa}} \times \left(\frac{600}{600 + 390 \text{Mpa}} \right) \\
 &= 0,033683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{390 \text{ Mpa}} \\ &= 0,00359\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 75\% \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 75\% \times 0,033683 \\ &= 0,0253\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,2941} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,2941 \times 2,273}{390 \text{ Mpa}}} \right) \\ &= 0,00611\end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,00611$

Lebar yang ditinjau As per 1 meter

$$\begin{aligned}\text{As tulangan} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00611 \times 1000 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \\ &= 1015,28 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{1/4 \times \pi \times d^2 \times b}{A_{\text{perlu}}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times (16 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{1222,838 \text{ mm}^2} \\ &= 164 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan **D16-150** ($A_s = 1340,41 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi
 $A_{s'}$ = 50% x A_s pasang
 = 50% x 1222,838 mm^2
 = 611,419 mm^2

Direncanakan untuk tulangan bagi D13

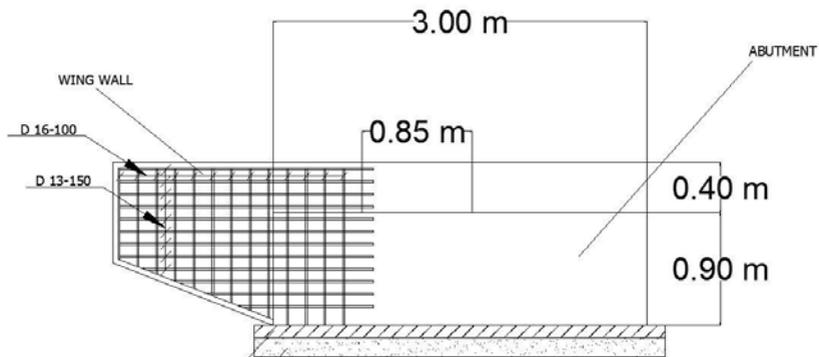
$$S = \frac{1/4 \times \pi \times dt^2 \times b}{A_{s'}}$$

$$= \frac{1/4 \times \pi \times (13\text{mm})^2 \times 1000\text{mm}}{611,42\text{mm}^2}$$

$$= 216,979\text{mm}$$

Maka untuk tulangan bagi lapangan digunakan **D13-200** ($A_s = 663,661 \text{ mm}^2$)

7.2.3 Hasil



Gambar 5. 13 Potongan Memanjang WingWall

BAB VII

PENUTUP

7.1 Kesimpulan

Sesuai dengan analisa data dan kondisi eksisting jembatan Boncong, maka pada perencanaan ulang jembatan Boncong pada KM. SBY. 144 + 540 didapat beberapa poin kesimpulan, meliputi :

1. Bentang jembatan Boncong eksisting sebesar 40 m dengan menggunakan beton prestressed lalu direncanakan menggunakan beton konvensional dengan menggunakan 2 pilar dengan jarak 25 meter dari tengah jembatan dan sisanya menggunakan full plate dengan bentang 7,5 meter pada masing-masing sisi jembatan.
2. Pengaman pada sisi pinggir jembatan menggunakan tiang sandaran beton dengan ukuran tiang sandaran 20 x 20 cm dengan tinggi 1,2 meter. Dan menggunakan pipa sandaran dengan diameter 7 inch.
3. Dari perhitungan pelat lantai didapat tebal untuk pelat lantai sebesar 200 mm, dengan tulangan utama D16-150 dan tulangan bagi sebesar D16-200.
4. Girder jembatan Boncong eksisting menggunakan beton precast kemudiang direncanakan ulang dengan menggunakan beton konvensional, dengan dimensi 1800 x 600 mm dan jarak antar girder 1600 mm sejumlah 8 buah. Dengan tulangan lentur D32 dan tulangan geser D13. Jarak tulangan berbeda tergantung segmen yang ditinjau.
5. Pada Jembatan Boncong eksisting diafragma yang digunakan menggunakan beton precast dan direncanakan ulang dengan beton konvensional dengan ukuran 500 x 300 mm dan jarak antar diafragma 3100 mm dengan jumlah diafragma sebanyak 9 buah. Dengan tulangan lentur 4D19 dan tulangan gesernya Ø8-100.
6. Sistem drainase untuk mengalirkan genangan air hujan pada jembatan Sumberwaru menggunakan pipa PVC Ø 4 “ yang dipasang dibawah pelat kantilever jembatan.
7. Abutmen pada jembatan Boncong ini memiliki tinggi total keseluruhan 1,3 meter dengan lebar 9,5 meter. Terbagi atas