



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

PROPOSAL TUGAS AKHIR TERAPAN

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PRANTI STA 14+350 PADA RUAS JALAN TOL KLBM (KRIAN- LEGUNDI-BUNDER-MANYAR) SEKSI I KABUPATEN GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVESIONAL

MUHAMMAD ANAS ASSHIDDIQI
NRP. 1011150000119

IZATI RAUDYA TUZZAHRA
NRP. 1011150000130

DOSEN PEMBIMBING
Ir. CHOMAEDHI, CES. Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

**PROGRAM STUDI DIPLOMA III
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOVEMBER
SURABAYA 2018**



TUGAS AKHIR TERAPAN – RC 145501

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PRANTI
STA. 14+350 PADA RUAS JALAN TOL KLBM (KRIAN-
LEGUNDI-BUNDER-MANYAR) SEKSI 1 KABUPATEN
GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN BETON
KONVENSIONAL

MUHAMMAD ANAS ASSHIDDIQI
NRP. 1011150000119

IZATI RAUDYA TUZZAHRA
NRP. 1011150000130

DOSEN PEMBIMBING
Ir. CHOMAEDHI, CES. Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA III
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOVEMBER
SURABAYA 2018



FINAL APLIED PROJECT – RC 145501

DESIGN MOFICATION STRUCTURE OF PRATI BRIDGE
STA. 14+350 ON KLBM TOLL ROAD (KRIAN-LEBGUNDI-
BUNDER-MANYAR) SECTION 1 GRESIK DISTRICT BY
USING CONVENTIONAL CONCRETE

MUHAMMAD ANAS ASSHIDDIQI
NRP. 10111500000119

IZATI RAUDYA TUZZAHRA
NRP. 10111500000130

FINAL PROJECT SUPERVISOR
Ir. CHOMAEDHI, CES. Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

DIPLOMA III CIVIL ENGINEERING
CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING DEPARTMENT
VOCATIONAL FACULTY
SEPULUH NOVEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY
SURABAYA 2018

LEMBAR PENGESAHAN
MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PRANTI
STA 14+350 PADA RUAS JALAN TOL KLBM (KRIAN-
LEGUNDI-BUNDER-MANYAR) SEKSI I KABUPATEN
GRESIK DENGAN BETON KONVENSIONAL

Diajukan untuk memenuhi salah satu syarat
memperoleh gelar Ahli Madya pada
Program Studi Diploma Tiga Teknik Sipil
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Disusun Oleh :

Mahasiswa I



Muhammad Anas Asshiddiqi

NRP. 10111500000119

Mahasiswa II



Izati Raudya Tuzzahra

NRP.10111500000130



Mengetahui,
Dosen Pembimbing

19 JUL 2018



17/2018
07

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PRANTI STA. 14+350 PADA RUAS JALAN TOL KLBM (KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR) SEKSI 1 KABUPATEN GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL

Nama Mahasiswa 1 : Muhammad Anas Asshiddiqi
NRP Mahasiswa 1 : 10111500000119
Nama Mahasiswa 2 : Izati Raudya Tuzzahra
NRP Mahasiswa 2 : 10111500000130
Dosen Pembimbing : Ir. Chomaedhi, CES. Geo
NIP : 19550319 198403 1 001

ABSTRAK

Jembatan Pranti terletak pada ruas jalan Tol KLBM STA 14+350 di wilayah kecamatan Menganti desa Pranti Gresik dengan bentang 86,75 m dan lebar total jembatan 25,2 m.

Jembatan ini menggunakan gelagar beton pratekan. Disini penulis memodifikasi desain girder jembatan menjadi girder beton konvensional untuk menambah ruang bebas dibawah jembatan dengan menambahkan pilar diantara Abutmen – abutment. Jembatan Pranti digunakan sebagai objek tugas akhir untuk memodifikasi desain struktur jembatan meliputi bangunan atas : dimensi struktur pelat lantai kendaraan beserta pengaman di sisi tepi dan median jembatan menggunakan parapet yang di cor konvensional, girder beton konvensional dan diafragma, dengan acuan SNI T-12 -2004.

Perhitungan bangunan bawah meliputi pilar, abutment, dan pile slab yang mengacu pada Bridge Management System (BMS 1992). Pembebanan pada jembatan menggunakan acuan SNI 1725:2016, dan pembebanan gempa mengacu pada SNI Gempa 2833 2016 (Jembatan)

Kata kunci : Elastomer bearing pad, Gelagar beton konvensional, Jembatan Pranti, Pilar, Pile slab, Pondasi Tiang Pancang Ø60

DESIGN MODIFICATION STRUCTURE OF PRANTI BRIDGE STA. 14+350 ON KLBM TOLL ROAD (KRIAN-LEBGUNDI-BUNDER-MANYAR) SECTION 1 GRESIK DISTRICT BY USING CONVENTIONAL CONCRETE

1ST Student Name : Muhammad Anas Asshiddiqi
Registration Number : 10111500000119
2nd Student Name : Izati Raudya Tuzzahra
Registration Number : 10111500000130
Supervisor : Ir. Chomaedhi, CES. Geo
NIP : 19550319 198403 1 001

ABSTRACT

Pranti Bridge is located on KLBM Toll Road STA 14 + 350 in Menganti village, Pranti Gresik village with span 86.75 m and total bridge width 25.2 m.

This bridge uses prestressed concrete girders. Here the author modifies the girder design of the bridge into a conventional concrete girder to add free space under the bridge by adding a pillar between Abutments - abutments. Pranti Bridge is used as the final project object to modify the design of the bridge structure covering the top building: the dimension of the floor plate structure of the vehicle along with the edge edge and median bridge using the conventional cast parapet, conventional concrete gear and diaphragm, with reference to SNI T-12 -2004 .

The calculations of the lower buildings include pillars, abutments, and pile slabs that refer to the Bridge Management System (BMS 1992). The loading on the bridge uses the reference of SNI 1725: 2016, and earthquake loading refers to the SNI of Quake 2833 2016 (Bridge)

Keywords: Elastomer bearing pad, Conventional concrete gate, Pranti bridge, Pillar, Pile slab, Piling Piling Foundation Ø60

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan syukur kehadiran Allah SWT, atas rahmat dan hidayah-Nya Proposal Proyek Akhir kami yang berjudul “Modifikasi Desain Struktur Jembatan Pranti STA 14 + 350 Pada Ruas Jalan Tol KLBM (Krian-Legundi-Bunder-Manyar) Seksi I Kabupaten Gresik Dengan Menggunakan Beton Konvensional Kabupaten Gresik” dapat tersusun serta terselesaikan dengan baik dan kami dapat mempresentasikan pada Sidang Proyek Akhir.

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

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

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

Surabaya, 5 Juli 2018

Penulis

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK.....	ii
ABSTRACT.....	iii
KATA PENGANTAR.....	iv
DAFTAR ISI.....	v
DAFTAR GAMBAR.....	x
DAFTAR TABEL.....	xiv
BAB I.....	1
PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Data Jembatan.....	6
1.2.1. Data Existing Jembatan.....	6
1.2.2. Data Rencana Jembatan.....	6
1.3 Perumusan Masalah.....	7
1.4 Batasan Masalah.....	7
1.5 Maksud dan Tujuan.....	7
1.6 Manfaat Perencanaan.....	8
BAB II.....	9
TINJAUAN PUSTAKA.....	9
2.1. Umum.....	9
2.1.1. Definisi Jembatan.....	9
2.1.2. Komponen Struktur Jembatan.....	10

2.1.3.	Kriteria Perencanaan Jembatan	10
2.2.	Bagian – Bagian Jembatan.....	11
2.2.1.	Bangunan Atas	12
2.2.2.	Bangunan Bawah	12
2.3.	Pembebanan.....	13
2.3.1.	Bangunan Atas	13
2.3.2.	Bangunan Bawah	18
2.4.	Perencanaan Elemen – Elemen Jembatan	30
2.4.1.	Bangunan Atas	30
2.4.2.	Bangunan Bawah	34
2.5.	Perencanaan Penulangan Jembatan	50
2.5.1.	Penulangan Lentur	50
2.5.2.	Penulangan Geser.....	51
2.5.3.	Penulangan Torsi.....	51
BAB III	55
METODOLOGI	55
3.1.	Studi Literatur	55
3.2.	Pengumpulan Data.....	55
3.3.	Metode Perencanaan Jembatan.....	56
3.4.	Analisis Perencanaan Jembatan	56
3.4.1.	Preliminary Desain.....	56
3.4.2.	Perencanaan Bangunan Atas	56
3.4.3.	Perencanaan Bangunan Bawah dan	

Pelengkap	57
3.4.4. Penggambaran	58
3.4.5. Penyusunan Laporan	59
3.5 Flowchart (Bagan alir perencanaan).....	60
BAB IV	65
PERENCANAAN BANGUNAN ATAS	65
4.1 Perencanaan Bangunan Sekunder.....	65
4.1.1 Perencanaan Parapet.....	65
4.2 Perencanaan Bangunan Utama.....	72
4.2.1 Perencanaan Pelat Lantai Jembatan..	72
4.2.1.4 Perhitungan Penulangan Plat Lantai Kendaraan.....	76
- Tulangan Tumpuan	76
• Tulangan lapangan	79
4.2.2 Perencanaan Plat Kantilever	82
4.2.2.1 Analisa Pembebanan Pada Plat Kantilever	82
4.2.2.3 Perhitungan Penulangan Plat Kantilever 85	
- Tulangan Tumpuan	85
• Tulangan lapangan	88
4.2.3 Perhitungan Penulangan Full Pelat kantilever.....	90
4.2.4 Perencanaan Balok Tengah Bentang 20,8 M.....	96

4.2.4 Perencanaan Balok Tepi Bentang 20,8 M	132
4.2.5. Perencanaan Diafragma	166
4.2.5.2 Analisa Pembebanan Diafragma	166
4.2.5.3 Perhitungan Gaya Dalam	168
4.2.5 Perencanaan Balok Tengah Bentang 25.80 m	174
4.2.5 Perencanaan Balok Tepi Bentang 25.80 m	210
4.2.6. Perencanaan Diafragma	247
4.2.5.4 Analisa Pembebanan Diafragma	247
4.2.5.3 Perhitungan Gaya Dalam	249
BAB V	257
PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH	257
5.1 Perencanaan Pilar 1	257
5.2 Perencanaan Pilar 2	307
5.3 Perencanaan Pile Slab	357
BAB VI	395
PERLETAKAN JEMBATAN	395
6.1 Preliminary Design Perletakan bentang 20.80	395
6.2 Menentukan Beban dan Gerakan Terburuk	395
6.3 Perencanaan Dimensi Elastomer	397
6.4 Kontrol Perlet akan Elastomer	399
6.5 Preliminary Design	

Perletakan bentang 25.80.....	405
6.6 Menentukan Beban dan Gerakan Terburuk	405
6.7 Perencanaan Dimensi Elastomer	407
6.8 Kontrol Perlet akan Elastomer.....	409
BAB VII.....	417
PENUTUP.....	417
7.1 Kesimpulan	417
7.2 Saran	418
DAFTAR PUSTAKA.....	419
BIODATA PENULIS.....	420

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Lokasi Jalan Tol KLBM 1.....	2
Gambar 1.2 Peta Lokasi Jembatan Pranti STA 14 +350.....	2
Gambar 1.3 Layout existing Jembatan Pranti	3
Gambar 1.4 Existing Memanjang Jembatan Pranti	3
Gambar 1.5 Existing Melintang Jembatan Pranti	4
Gambar 1.6 Layout Rencana Jembatan Pranti	4
Gambar 1.7 Rencana Memanjang Jembatan Pranti	5
Gambar 1.8 Rencana Melintang Jembatan Pranti	5
Gambar 2. 1 Beban lajur "D"	15
Gambar 2. 2 Beban "D" : BTR vs panjang dibebani.....	16
Gambar 2. 3 Faktor beban dinamis untuk BGT dan pembebanan lajur "D"	17
Gambar 2.4 Peta percepatan puncak di batuan dasara (PGA)...	20
Gambar 2.5 Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar	21
Gambar 2.6 Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar	22
Gambar 2.7 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah	25
Gambar 2. 8 Tekanan tanah tambahan.....	29
Gambar 2.9 Tekanan tanah akibat gempa.....	30
Gambar 2.10 Pembebanan pada parapet Jembatan	31
Gambar 2.11 Kontrol terhadap geser pons	32
Gambar 2. 12 Jarak minimum ujung Girder dengan tumpuan	41
Gambar 3. 1 Detail Diagram Alir Perencanaan Jembatan.....	64
Gambar 4. 1 Dimensi Ukuran.....	65
Gambar 4. 2 Permodelan Pembebanan Parapet	67
Gambar 4. 3 Pembebanan pada Parapet.....	68

Gambar 4. 4 Penulangan Parapet.....	71
Gambar 4. 5 potongan melintang plat.....	72
Gambar 4. 6 Pelebaran Beban pada Geser Pons	73
Gambar 4. 7 Momen yang terjadi pada program SAP 2000	75
Gambar 4. 8 Penulangan pada Plat Lantai Jembatan (Arah Melintang).....	82
Gambar 4. 9 Penampang Balok Girder Tengah	97
Gambar 4. 10 Beban Lajur Girder Tengah	98
Gambar 4. 11 Faktor Beban Dinamis untuk BGT	99
Gambar 4. 12 Permodelan Beban Mati Girder Tengah.....	100
Gambar 4. 13 Permodelan Beban Hidup Girder Tengah	101
Gambar 4. 14 Penulangan Balok Tengah pada 1/8 Bentang	110
Gambar 4. 15 Penulangan Balok Tengah pada 1/4 Bentang	117
Gambar 4. 16 Penulangan Balok Tengah pada 3/8 Bentang	123
Gambar 4. 17 Penulangan Balok Tengah pada 1/2 Bentang	130
Gambar 4. 18 Penampang Girder Tepi	133
Gambar 4. 19 Faktor Beban Dinamis untuk BGT	135
Gambar 4. 20 Permodelan Beban Mati Girder Tengah.....	135
Gambar 4. 21 Permodelan Beban Hidup Girder	136
Gambar 4. 22 Penulangan Balok Tepi pada 1/8 Bentang	145
Gambar 4. 23 Penulangan Balok Tepi pada 1/4 Bentang	152
Gambar 4. 24 Penulangan Balok Tepi pada 3/8 Bentang	159
Gambar 4. 25 Penulangan Balok Tepi pada 1/2 Bentang	165
Gambar 4. 26 Preliminary desain diafragma	166
Gambar 4. 27 Permodelan beban lendutan akibat girder	167
Gambar 4. 28 Penampang Balok Girder Tengah	175
Gambar 4. 29 Beban Lajur Girder Tengah	176
Gambar 4. 30 Faktor Beban Dinamis untuk BGT	177
Gambar 4. 31 Permodelan Beban Mati Girder Tengah.....	178
Gambar 4. 32 Permodelan Beban Hidup Girder	179
Gambar 4. 33 Penulangan Balok Tengah pada 1/8 Bentang	189
Gambar 4. 34 Penulangan Balok Tengah pada 1/4 Bentang	195
Gambar 4. 35 Penulangan Balok Tengah pada 3/8 Bentang	202
Gambar 4. 36 Penulangan Balok Tengah pada 1/2 Bentang	208
Gambar 4. 37 Penampang Balok Girder Tepi.....	211
Gambar 4. 38 Beban Lajur Girder Tengah	212

Gambar 4. 39 Faktor Beban Dinamis untuk BGT.....	213
Gambar 4. 40 Permodelan Beban Mati Girder Tengah.....	214
Gambar 4. 41 Permodelan Beban Hidup Girder	215
Gambar 4. 42 Penulangan Balok Tengah pada 1/8 Bentang	225
Gambar 4. 43 Penulangan Balok Tengah pada 1/4 Bentang	232
Gambar 4. 44 Penulangan Balok Tengah pada 3/8 Bentang	239
Gambar 4. 45 Penulangan Balok Tengah pada 1/2 Bentang	245
Gambar 4. 46 Preliminary desain diafragma	247
Gambar 4. 47 Permodelan beban lendutan akibat girder	248
Gambar 5. 1 Potongan Memanjang Pilar	258
Gambar 5. 2 Potongan Memanjang Pilar 1	259
Gambar 5. 3 Potongan Melintang Pilar 1	260
Gambar 5. 4 Grafik Gaya Rem perlaajur.....	264
Gambar 5. 5 Peta Percepatan puncak di batuan dasar (PGA) ...	271
Gambar 5. 6 Peta respons spectra percepatan 0,2 detik dibatuan dasar	272
Gambar 5. 7 Peta respons spectra percepatan 1 detik dibatuan dasar	272
Gambar 5. 8 Bentuk tipikal respons spectra di permukaan	273
Gambar 5. 9 Konfigurasi Tiang Pancang Pilar 1	283
Gambar 5. 10 Detail Penulangan Pile Cap.....	295
Gambar 5. 11 Detail Penulangan Kolom	300
Gambar 5. 12 Detail Penulangan Pier Head	306
Gambar 5. 13 Grafik Gaya Rem perlaajur.....	311
Gambar 5. 14 Peta Percepatan puncak di batuan dasar (PGA) .	319
Gambar 5. 15 Peta respons spectra percepatan 0,2 detik dibatuan dasar	320
Gambar 5. 16 Peta respons spectra percepatan 1 detik dibatuan dasar	320
Gambar 5. 17 Bentuk tipikal respons spectra di permukaan	321
Gambar 5. 18 Konfigurasi Tiang Pancang Pilar 1	330
Gambar 5. 19 Detail Penulangan Pile Cap.....	342
Gambar 5. 20 Detail Penulangan Kolom	347
Gambar 5. 21 Detail Penulangan Pier Head	352

Gambar 5. 22 Analisa Pembebanan pada Longitudinal Stopper	353
Gambar 5. 23 Grafik Gaya Rem perlaJur	360
Gambar 5. 24 Peta Percepatan puncak di batuan dasar (PGA) .	367
Gambar 5. 25 Peta respons spectra percepatan 0,2 detik di batuan dasar	368
Gambar 5. 26 Peta respons spectra percepatan 1 detik di batuan dasar	368
Gambar 5. 27 Bentuk tipikal respons spectra di permukaan	369
Gambar 5. 28 Konfigurasi Tiang Pancang Pilar 1	378
Gambar 6. 1 Analisa Beban	395
Gambar 6. 2 Analisa Beban	405

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Berat jenis bahan	13
Tabel 2. 2 Faktor beban untuk beban lajur “D”	14
Tabel 2.3 Faktor beban untuk beban lajur “D”	17
Tabel 2.4 Kelas situs	23
Tabel 2. 5 Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (FPGA / Fa)	24
Tabel 2. 6 Besarnya nilai faktor simplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)	24
Tabel 2. 7 Zona gempa	26
Tabel 2.8 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah	27
Tabel 2.9 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur	27
Tabel 2.10 Jenis tipikal pangkal Jembatan	36
Tabel 2.11 Faktor reduksi	38
Tabel 2.12 faktor beban menurut BMS 1992 pasal 9.2 9-7	38
Tabel 2. 13 Jenis – jenis pilar dalam perencanaan	40
Tabel 2.14 Diameter pondasi Tipikal dan Beban Rencana Keadaan Batas Ultimate	42
Tabel 2.15 Spesifikasi elastomer bearing pad	45
Tabel 2.16 Data perhitungan untuk pemeriksaan elastomer	46
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Pembebanan pada Plat Lantai Kendaraan	75
Tabel 5. 1 Rekapitulasi Berat Sendiri Pilar 1	260
Tabel 5. 2 Beban Sendiri ½ Bentang Bangunan Atas sisi kanan (QMS)	261
Tabel 5. 3 Beban Sendiri ½ Bentang Bangunan Atas sisi kiri(QMS)	262
Tabel 5. 4 Beban Mati tambahan Bangunan Atas (QMA)	262
Tabel 5. 5 Koefisien seret Cw	265
Tabel 5. 6 Kecepatan angin rencana Vw	265
Tabel 5. 7Kelas Situs Tanah	270
Tabel 5. 8 Besarnya nilai amplifikasi untuk periode 1 detik (Fy)	270
Tabel 5. 9 Faktor implifikasi untuk periode 0 detik dan 2 detik	271

Tabel 5. 10 Data Interval percepatan puncak dan respons spektrum.....	273
Tabel 5. 11 Zona Gempa	274
Tabel 5. 12 Rekapitulasi Kombinasi beban	278
Tabel 5. 13 Kombinasi 1 (MS + MA + TD + EF)	279
Tabel 5. 14 Kombinasi 2 (MS + MA + TD + TB + EF)	279
Tabel 5. 15 Kombinasi 3 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)..	279
Tabel 5. 16 Kombinasi 4 (MA + MS + TD + TB + EF + EW).	280
Tabel 5. 17 Kombinasi 5 (MS + MA + EF + EQ)	280
Tabel 5. 18 Tabel Momen Guling	281
Tabel 5. 19 Tabel Momen Guling	281
Tabel 5. 20 Rekapitulasi beban ultimit pada pier.....	289
Tabel 5. 21 Rekapitulasi Kombinasi Beban ultimit pada pier...	290
Tabel 5. 22 Rekapitulasi Berat Sendiri Pilar 2.....	307
Tabel 5. 23 Beban Sendiri $\frac{1}{2}$ Bentang Bangunan Atas sisi kanan (QMS)	308
Tabel 5. 24 Beban Sendiri $\frac{1}{2}$ Bentang Bangunan Atas sisi kiri (QMS)	309
Tabel 5. 25 Beban Mati tambahan Bangunan Atas (QMA).....	309
5. 26 Koefisien seret Cw	312
Tabel 5. 27 Kecepatan angin rencana Vw.....	313
Tabel 5. 28 Kelas Situs Tanah.....	317
Tabel 5. 29 Besarnya nilai amplifikasi untuk periode 1 detik (Fy)318	
Tabel 5. 30 Faktor implifikasi untuk periode 0 detik dan 2 detik318	
Tabel 5. 31 Data Interval percepatan puncak dan respons spektrum.....	320
Tabel 5. 32 Rekapitulasi Beban Kerja Pada Pier	326
Tabel 5. 33 Kombinasi 1 (MS + MA + TD + TB + EF)	326
Tabel 5. 34 Kombinasi 2 (MS + MA + TB + TD + EF)	326
Tabel 5. 35 Kombinasi 3 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)..	327
Tabel 5. 36 Kombinasi 4 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)..	327
Tabel 5. 37 Kombinasi 5 (MS+ MA + EF + EQ)	327
Tabel 5. 38 Tabel Momen Guling	328
Tabel 5. 39 Tabel Momen Guling	329
Tabel 5. 40 Rekapitulasi beban ultimit pada pier.....	336
Tabel 5. 41 Rekapitulasi Kombinasi Beban ultimit pada pier...	338
Tabel 5. 42 Rekapitulasi Berat Sendiri Pile Slab	357

Tabel 5. 43 Beban Sendiri $\frac{1}{2}$ Bentang Bangunan Atas sisi kanan (QMS)	358
Tabel 5. 44 Beban Sendiri $\frac{1}{2}$ Bentang Bangunan Atas sisi kiri (QMS)	358
Tabel 5. 45 Beban Mati tambahan Bangunan Atas (QMA)	358
Tabel 5. 46 Koefisien seret C_w	361
Tabel 5. 47 Kecepatan angin rencana V_w	361
Tabel 5. 48 Kelas Situs Tanah	366
Tabel 5. 49 Besarnya nilai amplifikasi untuk periode 1 detik ...	366
Tabel 5. 50 Faktor implifikasi untuk periode 0 detik dan 2 detik	367
Tabel 5. 51 Data Interval percepatan puncak dan respons spektrum	369
Tabel 5. 52 Zona Gempa	370
Tabel 5. 53 Rekapitulasi Beban Kerja Pada Pier	374
Tabel 5. 54 Kombinasi 1 (MS + MA + TD + TB + EF)	374
Tabel 5. 55 Kombinasi 2 (MS + MA + TB + TD + EF)	375
Tabel 5. 56 Kombinasi 3 (MS + MA + TD + TB + EF + EW) .	375
Tabel 5. 57 Kombinasi 4 (MS + MA + TD + TB + EF + EW) .	375
Tabel 5. 58 Kombinasi 5 (MS+ MA + EF + EQ)	376
Tabel 5. 59 Tabel Momen Guling.....	377
Tabel 5. 60 Tabel Momen Guling	377
Tabel 5. 61 Rekapitulasi beban ultimit pada pier	384
Tabel 5. 62 Rekapitulasi Kombinasi Beban ultimit pada pier ...	386
Tabel 6. 1 Rekapitulasi Beban pada perletakan	396
Tabel 6. 2 Rekapitulasi Beban Horizontal	397
Tabel 6. 3 Spesifikasi Elastomer	397
Tabel 6. 4 Dimensi Perletakan Elastomer	398
Tabel 6. 5 Data dan Spesifikasi Elastomer	398
Tabel 6. 6 Rekapitulasi Beban pada perletakan	406
Tabel 6. 7 Rekapitulasi Beban Horizontal	407
Tabel 6. 8 Spesifikasi Elastomer	408
Tabel 6. 9 Dimensi Perletakan Elastomer.....	408
Tabel 6. 10 Data dan Spesifikasi Elastomer	409

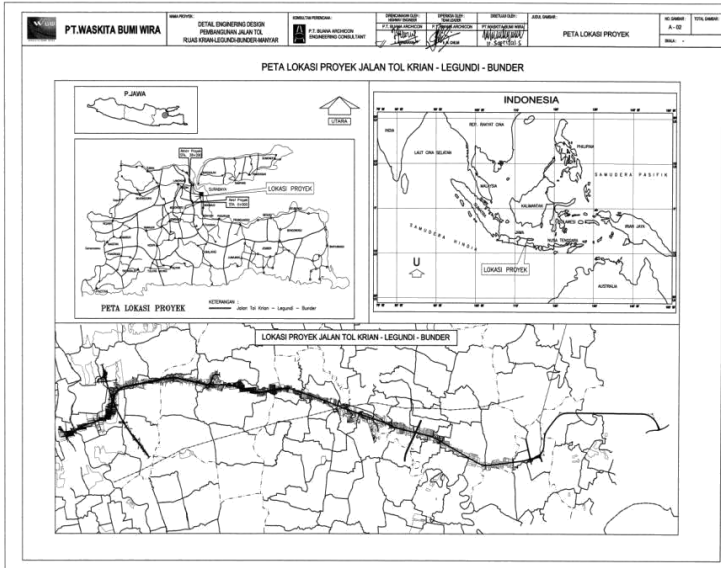
BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jembatan merupakan salah satu unsur pokok atau komponen yang penting dalam dunia transportasi, dimana jembatan berperan untuk menghubungkan antar jalan yang terputus yang disebabkan adanya rintangan seperti sungai, danau, lembah, jurang jalan dan lain lain tanpa menutupnya. Oleh karena itu jembatan merupakan unsur pokok yang sangat vital dalam bidang transportasi, kekacauan akan terjadi dimana – mana, disegala aspek kehidupan jikalau dalam jalur transportasi tidak dilengkapi dengan jembatan karena dinamika transportasi yang sedang berjalan tiba – tiba menjadi terhenti karena tidak adanya jembatan sehingga efeknya akan merambat di segala aspek kehidupan. Dengan melihat kontribusi jembatan yang sangat memegang peranan penting dalam dunia transportasi seperti di atas, maka diperlukan sebuah usaha untuk mempelajari mengenai seluk beluk struktur jembatan.

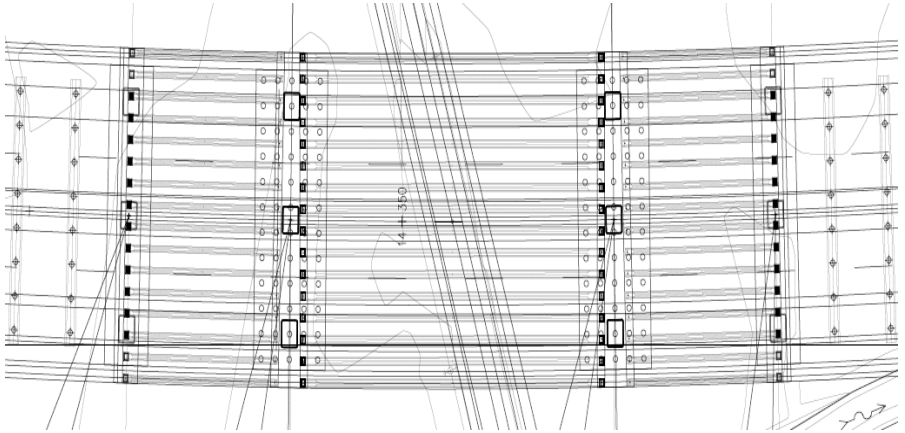
Jembatan Pranti adalah salah satu bagian dari jalan tol KLBM (Krian-Legundi-Bunder-Manyar) tepatnya pada STA 14+350 , yang melintasi sungai dan jalan di Desa Pranti Kecamatan Menganti Kabupaten Gresik. Desain awal (kondisi exsisting) Jembatan Pranti ini memiliki panjang 86,75 m dengan satu span/bentang dengan lebar 25,2 m untuk masing – masing arah. Jembatan Pranti ini digunakan sebagai objek penulisan Tugas Akhir yang dimodifikasi dengan panjang total 72,75 m yang dibagi dengan 3 bentang dengan penambahan pile slab sebelum abutment awal dan setelah abutment akhir dengan masing – masing bentang 20 meter, 25 meter, 20 meter untuk setiap arah mengikuti kondisi exsisting, sehingga jembatan berdiri diatas 2 buah pilar dan 2 buah Abutment. Abutment jembatan ini tidak menggunakan Wingwall dikarenakan tanah exsisting terlalu rendah, jika timbunan terlalu tinggi maka terjadi resiko penurunan tanah, sehingga menggunakan pile slab. Jembatan juga tidak dilengkapi dengan trotoar karena jalan tol direncanakan tidak diperuntukkan bagi pejalan kaki



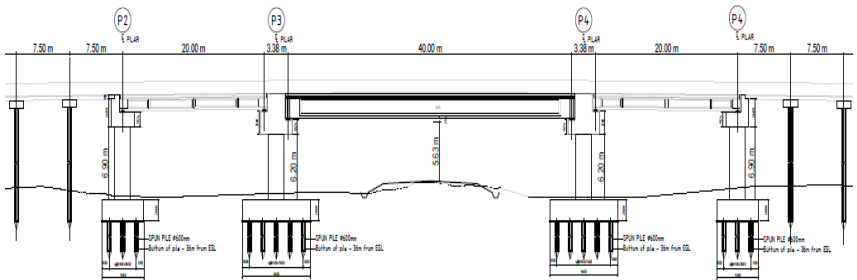
Gambar 1.1 Peta Lokasi Jalan Tol KLBM 1



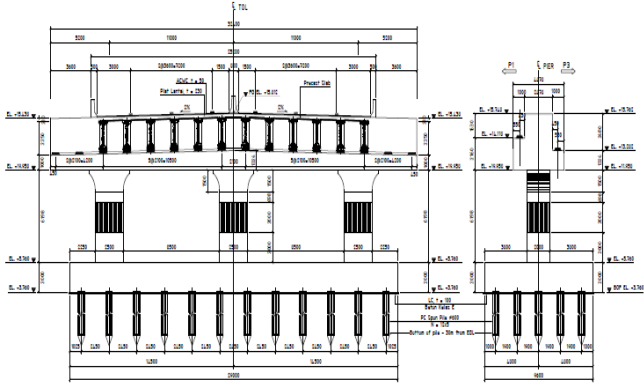
Gambar 1.2 Peta Lokasi Jembatan Pranti STA 14 +350



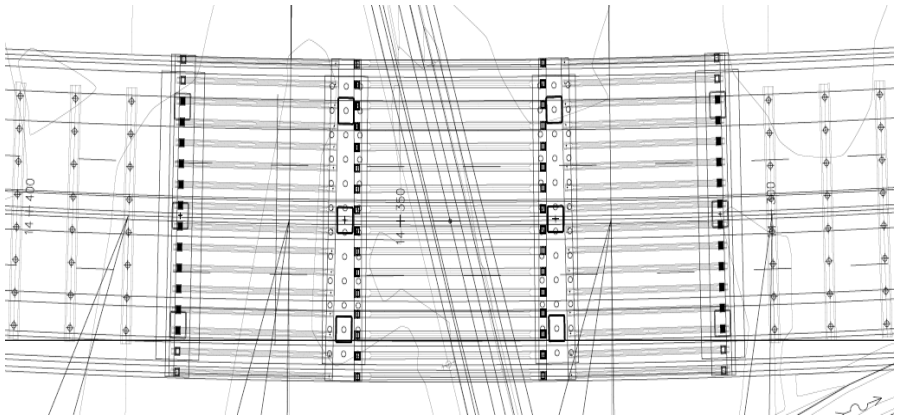
Gambar 1.3 Layout existing Jembatan Pranti



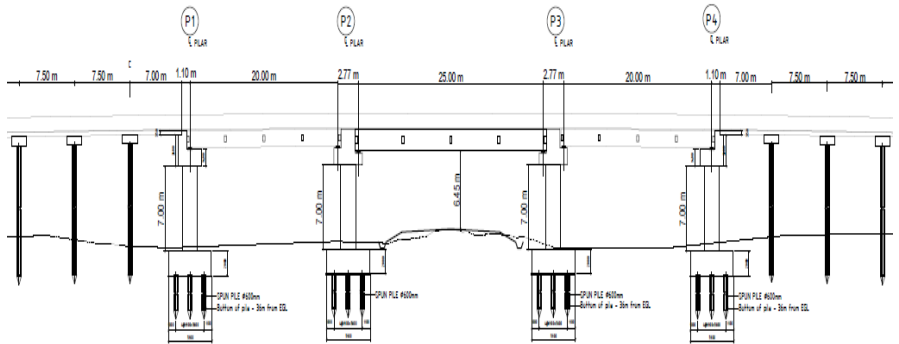
Gambar 1.4 Existing Memanjang Jembatan Pranti



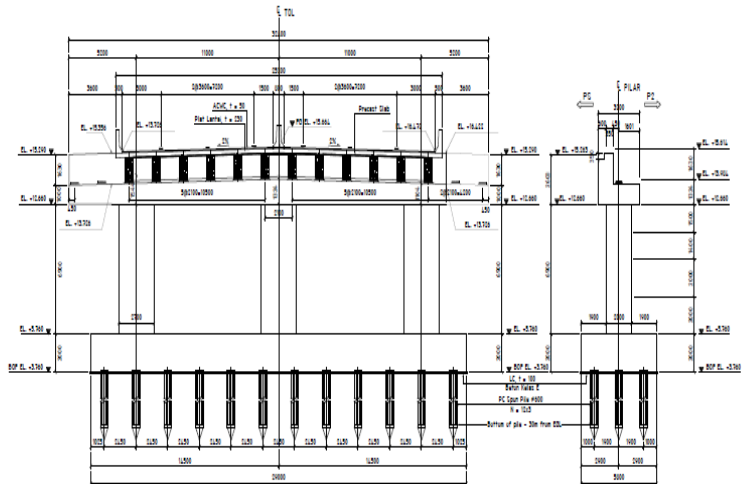
Gambar 1.5 Existing Melintang Jembatan Pranti



Gambar 1.6 Layout Rencana Jembatan Pranti



Gambar 1.7 Rencana Memanjang Jembatan Pranti



Gambar 1.8 Rencana Melintang Jembatan Pranti

1.2 Data Jembatan

1.2.1. Data Existing Jembatan

A. Bentang 20 m

Bentang Jembatan	: L	= 20 m
Spasi Girder	: s	= 2.1 m
Lebar Lantai Kendaraan	: B	= 23.4 m
Lebar median	: m	= 0.8 m
Lebar Parapet @0.5 m x 2 buah	: a	= 1 m
Tebal Lantai kendaraan	: ts	= 23 cm
Girder konvensional	: H	= 140 cm
	: bw	= 65 cm

B. Bentang 40 m

Bentang Jembatan	: L	= 20 m
Spasi Girder	: s	= 2.1 m
Lebar Lantai Kendaraan	: B	= 23.4 m
Lebar median	: m	= 0.8 m
Lebar Parapet @0.5 m x 2 buah	: a	= 1 m
Tebal Lantai kendaraan	: ts	= 23 cm
Girder PC - I	: H	= 210 cm
	: bw	= 80 cm

1.2.2. Data Rencana Jembatan

A. Bentang 20 m

Bentang Jembatan	: L	= 20 m
Spasi Girder	: s	= 2.1 m
Lebar Lantai Kendaraan	: B	= 23.4 m
Lebar median	: m	= 0.8 m
Lebar Parapet @0.5 m x 2 buah	: a	= 1 m
Tebal Lantai kendaraan	: ts	= 23 cm
Girder konvensional	: H	= 140 cm
	: bw	= 70 cm

B. Bentang 25 m

Bentang Jembatan	: L	= 25 m
Spasi Girder	: s	= 2.1 m
Lebar Lantai Kendaraan	: B	= 23.4 m
Lebar median	: m	= 0.8 m
Lebar Parapet @0.5 m x 2 buah	: a	= 1 m
Tebal Lantai kendaraan	: ts	= 23 cm

Girder konvensional : H = 210 cm
 : bw = 80 cm

1.3 Perumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang sudah diuraikan diatas, maka rumusan masalah yang ingin diangkat adalah bagaimana merencanakan ulang struktur Jembatan Pranti Kabupaten Gresik dengan beton konvensional yang sebelumnya sudah didesain dengan satu span dan menggunakan sistem struktur beton precast dan prategang. Untuk itu perlu perincian masalah secara mendetail supaya dapat diketahui skala prioritas dan urutan kerjanya, yang meliputi :

1. Merencanakan struktur bangunan atas jembatan
2. Merencanakan struktur bangunan bawah jembatan
3. Merencanakan bangunan pelengkap pada jembatan
4. Merencanakan peletakan pada jembatan yang sesuai dengan persyaratan dalam peraturan teknik jembatan

1.4 Batasan Masalah

Untuk menghindari penyimpangan pembahasan dari masalah yang telah diuraikan diatas dan karena keterbatasan waktu penyusunan tugas akhir, maka perlu adanya batasan masalah. Dalam penyusunan tugas akhir ini permasalahan akan dibatasi sampai dengan batasan – batasan, antara lain :

1. Tidak membahas metode pelaksanaan jembatan
2. Tidak menghitung RAB jembatan
3. Tidak menghitung turap / sheet pile

1.5 Maksud dan Tujuan

Adapun tujuan tugas akhir ini adalah untuk mendesain kembali Jembatan Pranti Kabupaten Gresik dengan menggunakan konstruksi beton konvensional dan menambahkan konstruksi pilar pada jembatan yang semula hanya tiga span, sesuai dengan permasalahan diatas dengan mengacu kepada syarat dan peraturan perencanaan jembatan. Berikut tujuan dari penulisan tugas akhir , meliputi:

1. Merencanakan dimensi struktur bangunan atas yang meliputi :
 - a. Pelat lantai kendaraan dan menghitung kebutuhan penulangannya.
 - b. Gelagar memanjang dan melintang dan menghitung kebutuhan penulangannya
 - c. Parapet dan menghitung kebutuhan penulangannya
2. Merencanakan dimensi struktur bangunan bawah yang meliputi :
 - a. Kolom
 - b. Pondasi
3. Merencanakan dimensi struktur bangunan pelengkap yang meliputi :
 - a. Pelat injak
 - b. Tembok sayap (Wing Wall)
4. Menggambar detail struktur yang direncanakan meliputi:
 - a. Gambar denah jembatan
 - b. Gambar tampak jembatan
 - c. Gambar potongan jembatan
 - d. Gambar detail jembatan

1.6 Manfaat Perencanaan

Dalam penyusunan proposal tugas akhir ini , mahasiswa diharapkan mampu dan kreatif dalam menyusun tugas akhir. Penyusunan tugas akhir ini sangat bermanfaat bagi mahasiswa, institusi, dan instansi terkait. Dikarenakan tugas akhir ini diharapkan mampu menyajikan karya yang orisinil dalam merencanakan ulang suatu konstruksi jembatan.

Manfaat yang dapat diambil dari perencanaan jembatan Pranti pada tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Untuk dijadikan sebagai proyek tugas akhir yang menjadi syarat kelulusan
2. Sebagai proses pembelajaran bagi mahasiswa dan suatu aplikasi dari keseluruhan ilmu yang telah dipelajari selama proses kuliah
3. Dapat mengetahui proses perencanaan yang terjadi dalam suatu proyek jembatan

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

2.1.1. Definisi Jembatan

Jembatan merupakan suatu bagian dari jalan raya yang berfungsi untuk menghubungkan atau melintaskan jalan terputus yang disebabkan adanya rintangan seperti sungai, danau, lembah, jurang dan lain – lain tanpa menutupinya. Jembatan yang melewati diatas sungai disebut *aqueduct*, sedangkan jembatan yang melewati jalan disebut *viaduct*.

Jenis jembatan berdasarkan fungsinya, lokasi, bahan konstruksi dan tipe struktur sekarang ini telah mengalami perkembangan pesat sesuai dengan kemajuan zaman dan teknologi, mulai dari yang sederhana sampai pada konstruksi yang mutakhir. Jembatan merupakan suatu system transportasi untuk tiga hal :

1. Merupakan pengontrol kapasitas dari system
2. Mempunyai biaya tertinggi per mil system
3. Jika jembatan runtuh, system akan lumpuh

(Jembatan, Dr.Ir. Bambang Supriyadi, CES., DEA, 2007)

Bedasarkan fungsinya, jembatan dapat dibedakan sebagai berikut : Jembatan jalan raya (*highway bridge*), Jembatan jalan kereta api (*railway bridge*), Jembatan pejalan kaki atau penyebrangan (*pedestrian bridge*). Berdasarkan lokasinya, jembatan dapat dibedakan sebagai berikut : Jembatan di atas sungai atau danau, Jembatan di atas lembah, Jembatan di atas jalan yang ada (*fly over*), Jembatan di atas saluran irigasi/drainase (*culvert*), Jembatan di dermaga (*trestle*). Berdasarkan bahan konstruksinya, jembatan dapat dibedakan menjadi beberapa macam, antara lain : Jembatan kayu (*log bridge*), Jembatan beton (*concrete bridge*), Jembatan baja (*steel bridge*), Jembatan komposit (*composite bridge*). Berdasarkan tipe strukturnya, Jembatan dapat dibedakan menjadi beberapa macam, antara lain : Jembatan plat (*slab bridge*),

Jembatan slab berongga (*voided slab bridge*), Jembatan gelagar (*girder bridge*), Jembatan rangka (*truss bridge*), Jembatan pelengkung (*arch bridge*), Jembatan gantung (*suspension bridge*), Jembatan kabel (*cable stayed bridge*).

2.1.2. Komponen Struktur Jembatan

Jembatan terdiri dari bangunan atas dan bangunan bawah. Bangunan atas pada umumnya terdiri dari gelagar – gelagar induk yang terbentang dari titik tumpu ke titik tumpu serta gelagar melintang yang biasa disebut dengan diafragma yang menahan plat lantai kendaraan. Sedangkan, bangunan bawah jembatan ialah konstruksi yang menahan dan meneruskan beban dari bangunan atas baik beban mati maupun beban hidup ke pondasi. Biasanya bahan yang sering digunakan untuk merancang bangunan bawah berupa beton dan pondasi yang direncanakan untuk menahan konstruksi sesuai dengan kondisi tanah dan peta situasi lahan. Pondasi yang digunakan bisa berupa pondasi langsung, pondasi sumuran atau pondasi dalam (tiang pancang).

2.1.3. Kriteria Perencanaan Jembatan

2.1.3.1. Survei dan Investigasi

Dalam perencanaan teknis jembatan perlu dilakukan survei dan investigasi yang meliputi :

- Survey tata guna lahan
- Survey topografi
- Survey hidrologi
- Penyelidikan tanah
- Penyelidikan geologi
- Survey bahan dan tenaga kerja setempat

Hasil survey dan investigasi digunakan sebagai dasar untuk membuat rancangan teknis yang menyangkut beberapa hal antara lain :

- Kondisi tata guna lahan, baik yang ada pada jalan pendukung maupun lokasi jembatan berkaitan dengan ketersediaan lahan yang ada
- Ketersediaan material, anggaran dan sumberdaya manusia
- Kelas jembatan yang disesuaikan dengan kelas jalan dan volume lalu lintas
- Pemilihan jenis konstruksi jembatan yang sesuai dengan kondisi topografi, striktur tanah, geologi, hidrologi serta kondisi sungai dan perilakunya

2.1.3.2. Analisis Data

Sebelum membuat rancangan teknis perlu dilakukan analisis data survey dan investigasi yang meliputi antara lain :

- Analisis data lalu – lintas
Analisis data lalu – lintas digunakan untuk menentukan kelas jembatan yang erat hubungannya dengan penentuan lebar jembatan dan beban lalu – lintas yang direncanakan.
- Analisis data hidrologi
Analisis ini dimaksudkan untuk mengetahui besarnya debit banjir rancangan, kecepatan aliran, dan gerusan (scouring) pada sungai dimana jembatan akan dibangun.
- Analisis data tanah
Data hasil pengujian tanah di laboratorium maupun di lapangan yang berupa pengujian sondir, SPT, boring, dsb digunakan untuk mengetahui parameter tanah dasar hubungannya dengan pemilihan jenis konstruksi pondasi jembatan.

2.2. Bagian – Bagian Jembatan

Secara umum struktur jembatan dapat dibedakan menjadi dua bagian yaitu struktur atas dan struktur bawah. Sehingga jika diurutkan, komponen struktur jembatan beton akan menjadi sebagai berikut dengan fungsinya masing – masing :

2.2.1. Bangunan Atas

Struktur atas jembatan merupakan bagian yang menerima beban langsung yang meliputi berat sendiri, beban mati tambahan, beban lalu lintas kendaraan, gaya rem, beban pejalan kaki, dan lain – lain. Struktur atas jembatan umumnya meliputi :

- ✓ Plat lantai kendaraan
- ✓ Balok girder
- ✓ Balok diafragma
- ✓ Trotoar
- ✓ Sandaran atau parapet

2.2.2. Bangunan Bawah

Struktur bawah jembatan berfungsi memikul seluruh beban struktur jembatan atas baik beban hidup maupun beban mati dan beban lain yang ditimbulkan oleh tekanan tanah, aliran air dan hanyutan, tumbukan, gaya rem, beban gempa dan lain – lain untuk kemudian disalurkan oleh pondasi ke tanah dasar. Struktur bawah jembatan umumnya meliputi :

- ✓ Abutment
 - Dinding belakang (Back wall)
 - Dinding penahan (Longitudinal stopper)
 - Dinding sayap (Wing wall)
 - Plat injak (Approach slab)
 - Tumpuan (Bearing)
 - Poer (Pile Cap)
 - Pondasi

- ✓ Pilar
 - Kepala pilar (Pier head)
 - Pilar yang berupa dinding , kolom, atau portal
 - Tumpuan (Bearing)
 - Poer (Pile Cap)
 - Pondasi

- ✓ Pile Slab
 - Kepala pilar (Pier Head)

- Poer (Pile Cap)
- Pondasi

2.3. Pembebanan

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 tulangan yang digunakan. Pada peraturan *SNI 1725:2016* tentang standart pembebanan untuk jembatan aksi – aksi (beban) digolongkan berdasarkan bagian bagian jembatan yaitu :

2.3.1. Bangunan Atas

Pada perencanaan bangunan atas beban – beban yang bekerja pada struktur bangunan atas adalah sebagai berikut :

1. Beban mati

Beban mati merupakan kumpulan berat setiap komponen struktural dan non-struktural (*SNI 1725:2016 Pasal 7*). Pada bangunan atas beban mati terdiri dari beban girder, beban difragma, beban plat lantai kendaraan, beban parapet.

Tabel 2. 1 Berat jenis bahan

Bahan	Berat Jenis (kN/m ³)	Kerapatan Massa (kg/m ³)
Lapisan permukaan beraspal	22,00	2245 1755
Timbunan tanah dipadatkan	17,20 22,70	2315 2245
Kerikil dipadatkan	22,00	2320
Aspal beton	25,00	2320
Beton	25,00	2240
Beton bertulang	23,50	
Batu pasangan		

2. Beban mati tambahan

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Jembatan direncanakan mampu memikul beban tambahan seperti lapisan aspal overlay dan genangan air hujan. (*SNI 1725:2016 Pasal 7.3*)

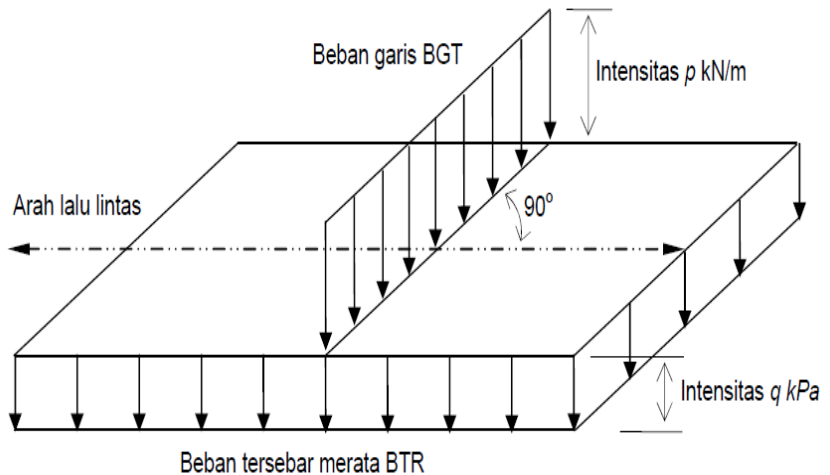
3. Beban hidup lalu lintas

a. Beban lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT) seperti terlihat dalam gambar 2.1. Adapun faktor beban yang digunakan untuk beban lajur “D” seperti pada tabel 2.2 (*SNI 1725:2016 Pasal 8.3*)

Tabel 2. 2 Faktor beban untuk beban lajur “D”

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



Gambar 2. 1 Beban lajur "D"

✓ Beban terbagi rata (BTR)

Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas q kPa dengan besaran q tergantung pada panjang total yang dibebani L yaitu seperti berikut:

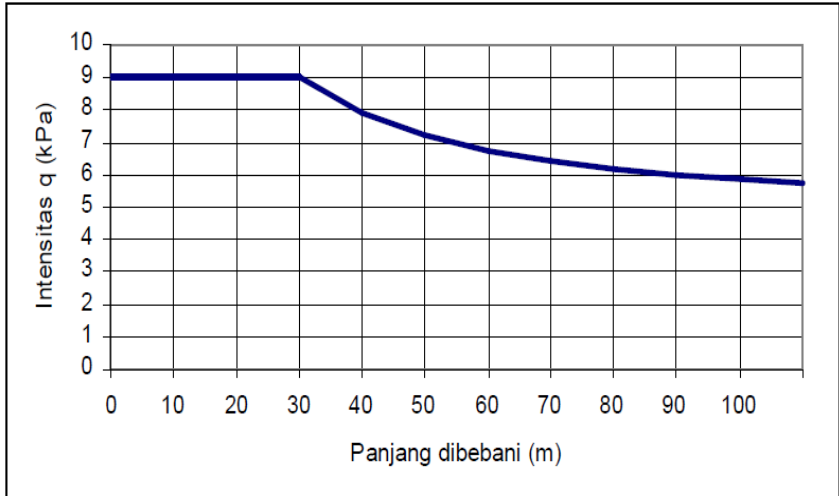
$$q = 9 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \leq 30 \text{ m} \dots\dots\dots 2.1$$

$$q = 9 \times (0.5 + 15/L) \text{ kPa} \quad \text{untuk } L > 30 \text{ m} \dots\dots\dots 2.2$$

Keterangan:

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

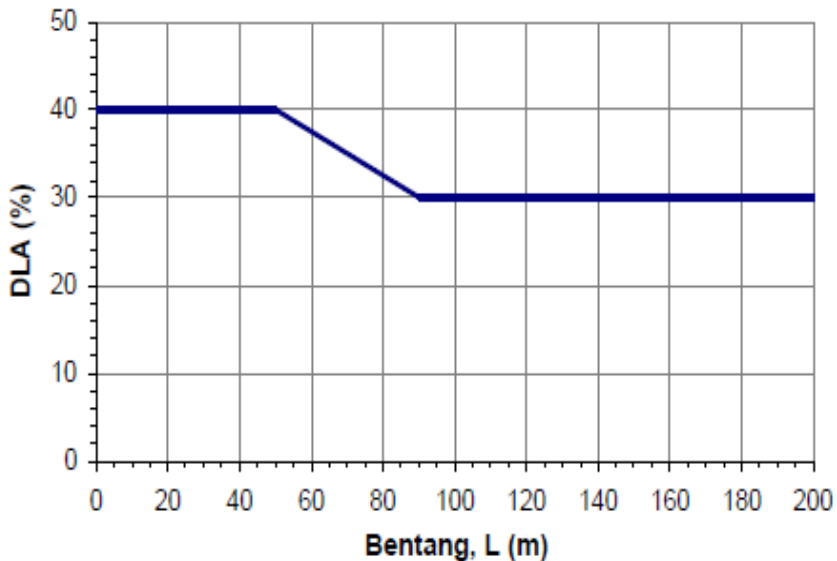
L adalah panjang total jembatan yang dibebani (meter)



Gambar 2. 2 Beban "D" : BTR vs panjang dibebani

✓ ZBeban garis terpusat (BGT)

Beban Garis Terpusat (BGT) dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49,0 kN/m.



Gambar 2. 3 Faktor beban dinamis untuk BGT dan pembebanan lajur "D"

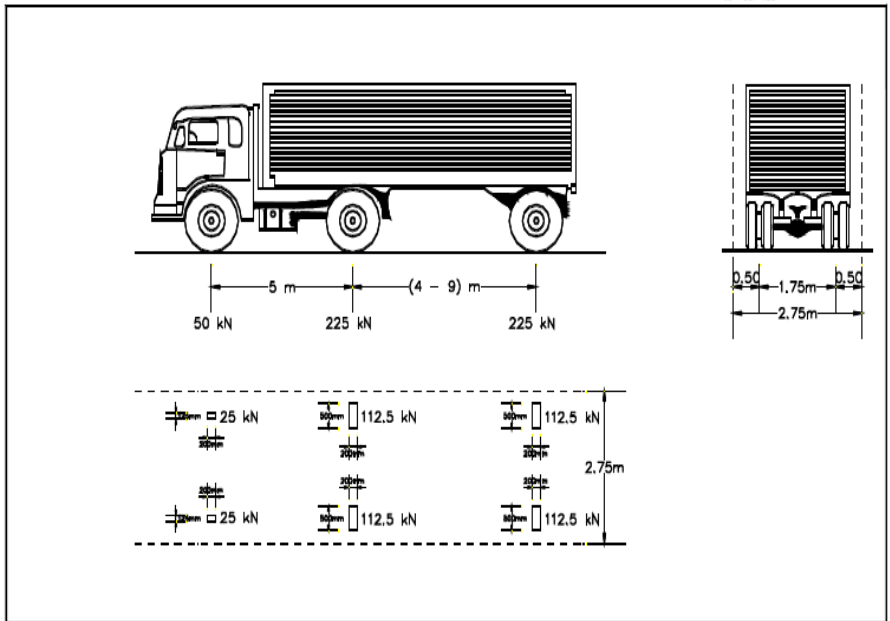
b. Beban Truk "T"

Selain beban "D", terdapat beban lalu lintas lainnya yaitu beban truk "T" tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban "D". Beban truk dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai. Adapun faktor beban untuk beban "T" seperti terlihat pada tabel 2.3 (SNI 1725:2016 Pasal 8.4)

Tabel 2.3 Faktor beban untuk beban lajur "D"

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban (γ_{TD})	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TT}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{TT}^U)

Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00



Gambar 2.5 Pembebanan truck "T" (500 kN)

2.3.2. Bangunan Bawah

Pada perencanaan bangunan bawah struktur harus bisa memikul beban struktur bangunan atas sekaligus beban bangunan bawah sendiri. Adapun beban – beban pada bangunan bawah adalah sebagai berikut :

1. Beban Mati

Pada bangunan bawah beban mati terdiri dari beban struktur bangunan atas, beban abutment sendiri meliputi : Abutmen (Kepala Jembatan) dan bangunan pelengkapya yaitu wing wall dan pelat injak.

2. Beban Lajur “D”

Beban Lajur yang bekerja pada bangunan atas juga akan bekerja pada bangunan bawah. Untuk beban lajur (Beban Terbagi Merata “BTR”) dan (Beban Garis Terpusat “BGT”) menggunakan standar *SNI 1725:2016*, meliputi:

a. (Beban Terbagi Merata “BTR”)

Beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada girder yang ekuivalen dengan suatu iring – iringan kendaraan yang sebenarnya. Intensitas beban ‘D’ terdiri dari beban merata dan beban terpusat. Beban merata mempunyai intensitas q KPa, dimana besarnya q tergantung pada panjang total yang dibebani L seperti berikut :

$$q = 9 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times (0.5 + 15/L) \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

untuk L merupakan bentang girder

b. (Beban Garis Terpusat “BGT”)

Beban BGT adalah beban garis yang merupakan beban berjalan diatas lantai kendaraan. Beban BGT yang diperhitungkan adalah 49 kN/m. Beban BGT ini harus dikalikan dengan faktor kejut (DLA). Faktor beban dinamik (DLA) dimaksudkan sebagai suatu faktor digunakan untuk mewakili faktor kejut beban dinamis.

3. Beban rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang. Beban rem yang diperhitungkan berdasarkan *SNI 1725:2016* untuk jembatan dengan panjang bentang ≤ 80 meter adalah 250 kN, untuk bentang – bentang lainnya dapat dilihat pada grafik berikut : (*SNI 1725:2016 Pasal 8.7*)

4. Beban angin

Pembebanan angin pada bangunan bawah merupakan beban angin yang akan mengenai sepanjang sisi samping bangunan atas jembatan. Beban angin yang diperhitungkan berdasarkan *SNI 1725:2016 Pasal 9.6* adalah sebagai berikut :

$$TEW = 0,0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b \dots\dots\dots 2.3$$

dimana ,

Cw = Koefisien serat

Vw = Kecepatan angin rancana (m/det)

Ab = Luas bidang (m²)

5. Beban Gempa

Beban gempa pada jembatan harus diperhitungkan berdasarkan *SNI Gempa 2833 – 2016* adalah sebagai berikut :

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \dots\dots\dots 2.4$$

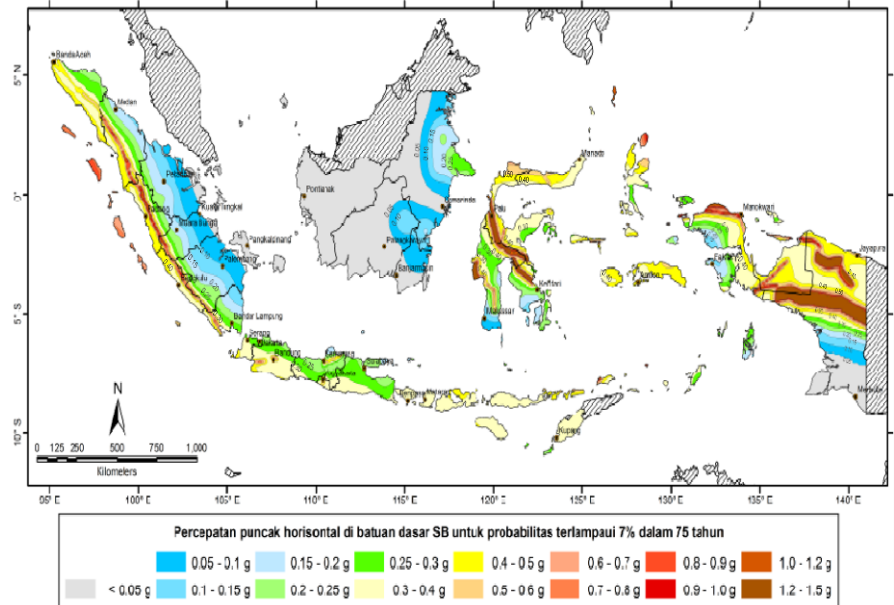
Dimana ,

C_{sm} = Koefisien respons gempa elastik

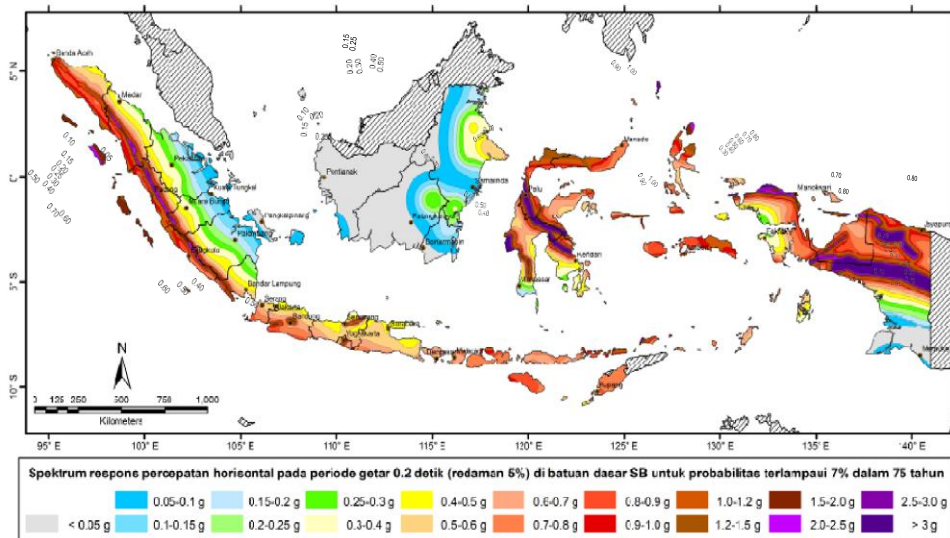
R = Faktor modifikasi respons

Wt = Berat total struktur terdiri dari beban mati dan hidup

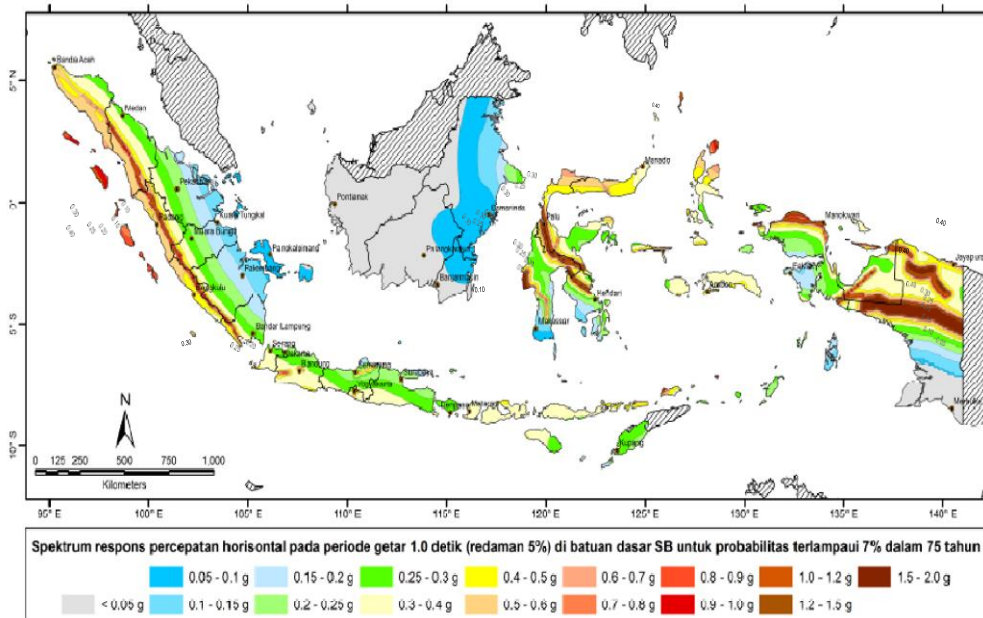
Koefisien respons elastic (C_{sm}) diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spectra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana.



Gambar 2.4 Peta percepatan puncak di batuan dasara (PGA)



Gambar 2.5 Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar



Gambar 2.6 Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar

Klasifikasi situs ditentukan untuk lapisan setebal 30 m sesuai dengan yang didasarkan pada korelasi dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium

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		

Tabel 2.4 Kelas situs

Pada tabel 2.4 \bar{N} adalah hasil uji penetrasi standart dengan lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya dan harus dihitung menurut persamaan berikut ini :

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m (t_i / \bar{N})} \dots \dots \dots 2.5$$

Dimana ,

\bar{N} = Nilai hasil uji penetrasi standart lapisan tanah

t_i = Tebal lapisan tanah ke – i

m = Jumlah lapisan tanah (30 m)

Untuk penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu factor amplifikasi pada periode nol detik, periode pendek ($T = 0,2$ detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan

pada getaran periode nol detik (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Tabel 2.x dan Tabel 2.x memberikan nilai – nilai F_{PGA} , F_a , dan F_v untuk berbagai klasifikasi tanah. (*SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 5.3.2*)

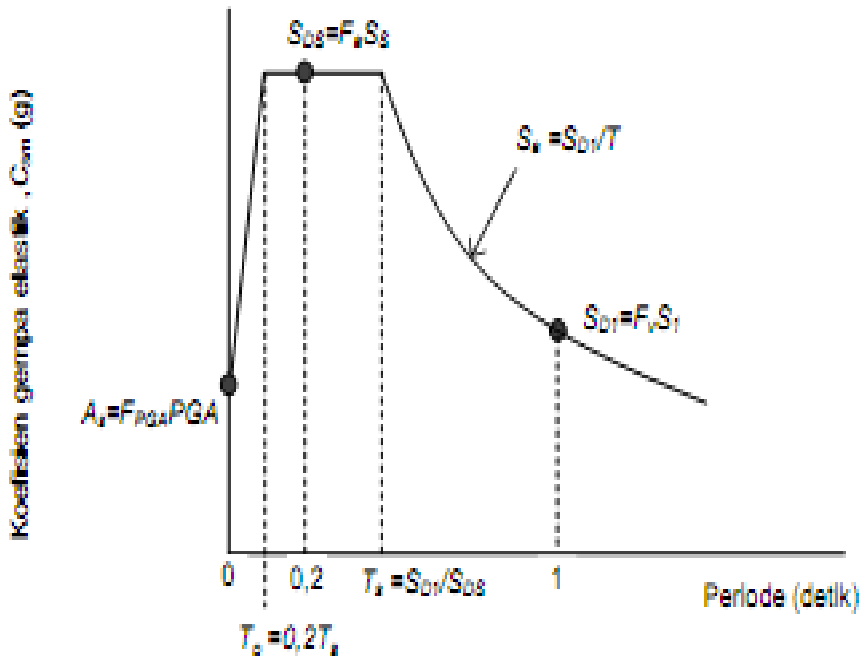
*Tabel 2. 5 Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik
(F_{PGA} / F_a)*

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

*Tabel 2. 6 Besarnya nilai faktor simplifikasi untuk periode 1 detik
(F_v)*

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

Respons spektra adalah nilai yang menggambarkan respons maksimum dari system berderajat – kebebasan – tunggal pada berbagai frekuensi alami (periode alami) terendam akibat suatu goyangan tanah. Untuk kebutuhan praktis, maka respons spektra dibuat dalam bentuk respons spectra yang sudah disederhanakan. (*SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 5.4.1*)



Gambar 2.7 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah

Respons spektra di permukaan tanah ditentukan dari 3 nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa Indonesia 2010 (PGA, S_s dan S_1 , serta nilai faktor amplifikasi FPGA, F_a , dan F_v). Perumusan respons spektra adalah sebagai berikut :

$$A_s = F_{PGA} \times PGA \dots\dots\dots 2.6$$

$$S_{SD} = F_s \times S_s \dots\dots\dots 2.7$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots 2.8$$

Koefisien respons gempa elastik :

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

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \dots\dots\dots 2.9$$

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 :

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad \dots\dots\dots 2.10$$

Keterangan

SDS = Nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek

$SD1$ = Nilai spektra permukaan tanah pada periode 1 detik

T_0 = $0,2 \times T_s$

T_s = $\frac{SD1}{S_{DS}}$

Setiap jembatan harus ditetapkan dalam salah satu empat zona gempa berdasarkan spektra periode 1 detik ($SD1$) sesuai tabel 2.x. Kategori tersebut menggambarkan variasi resiko seismik dan digunakan untuk penentuan metode analisis, panjang tumpuan minimum, detail perencanaan kolom, dan prosedur desain pondasi dan kepala jembatan (***SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 5.6***)

Tabel 2. 7 Zona gempa

Koefisien percepatan (S_{D1})	Zona gempa
$S_{D1} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{D1} \leq 0,30$	2
$0,30 < S_{D1} \leq 0,50$	3
$S_{D1} > 0,50$	4

Untuk penggunaan faktor modifikasi respons pada pasal ini maka detail struktur harus sesuai dengan ketentuan pada ***Pasal 7 dan Pasal 7.5 SNI Gempa 2833 – 2013***

Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastic dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai tabel 2.x dan 2.x. Sebagai alternatif penggunaan faktor R pada tabel 2.x untuk hubungan struktur, sambungan monolit antar elemen

struktur seperti hubungan kolom ke pondasi telapak dapat direncanakan untuk menerima gaya maksimum akibat plastifikasi kolom atau kolom majemuk berhubungan

Apabila digunakan analisis dinamik waktu, maka faktor modifikasi respons (R) diambil sebesar 1 untuk jenis bangunan bawah dan hubungan antar elemen struktur. (*SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 5.7*)

Tabel 2.8 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah

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

Tabel 2.9 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 elastis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasikan, sehingga memiliki 2 tinjauan pembebanan sebagai berikut :

- 100% gaya gempa pada arah x dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah y
- 100% gaya gempa pada arah y dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah x

Sehingga apabila diplikasikan dengan memperhitungkan variasi arah maka kombinasi gaya gempa menjadi sebagai berikut :

1. $DL + \gamma_{EQ}LL \pm EQ_x \pm EQ_y \dots\dots\dots 2.11$
2. $DL + \gamma_{EQ}LL \pm EQ_y \pm EQ_x \dots\dots\dots 2.12$

Keterangan :

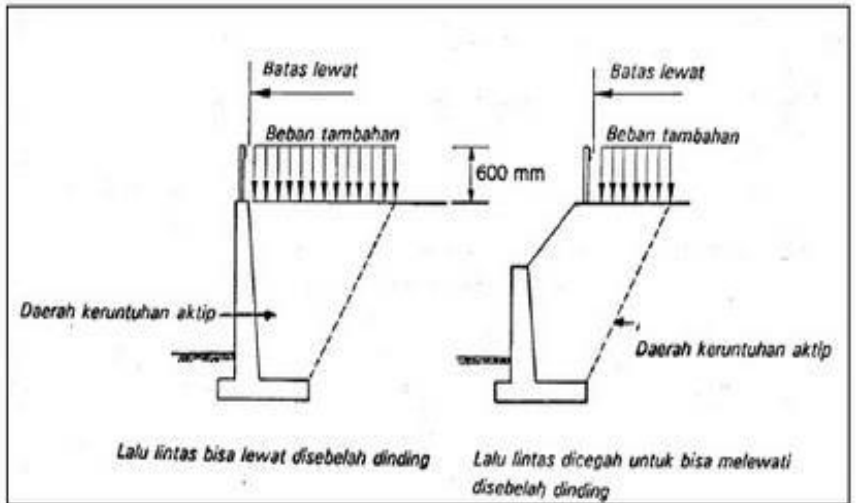
- DL = Beban mati yang bekeraja (kN)
 γ_{EQ} = Faktor beban hidup kondisi gempa (0,5)
 LL = Beban hidup yang bekerja (kN)
 EQ_x = Beban gempa yang bekerja pada arah x
 EQ_y = Beban gempa yang bekerja pada arah y

6. Beban Tekanan Aktif Akibat Gempa

a. Tekanan tanah aktif

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

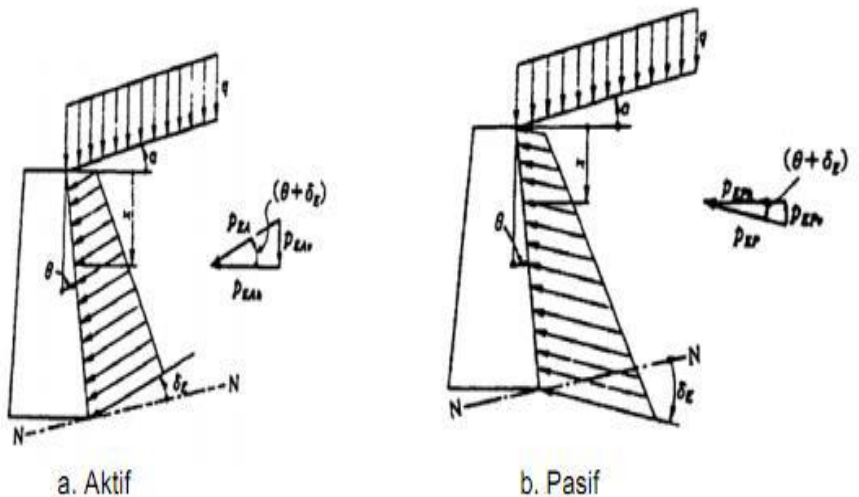
Tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara dengan tanah setebal 0.7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut. (*SNI 1725:2016 Pasal 7.4*)



Gambar 2. 8 Tekanan tanah tambahan

b. Tekanan tanah dinamis akibat gempa

Kepala jembatan harus direncanakan agar mampu menahan beban tekanan tanah dinamis akibat gempa.



Gambar 2.9 Tekanan tanah akibat gempa

$$K_{aG} = \frac{\cos 2(\phi - \theta - \beta)}{\mu \cos \theta \cos 2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \dots\dots\dots 2.13$$

$$\mu = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \phi) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2 \dots\dots\dots 2.14$$

Dimana ,

K_{aG} = Koefisien tekanan tanah aktif akibat gempa

θ = tan-1 Kh (derajat)

Kh = Koefisien gempa horizontal

δ = Sudut geser antara tembok dan tanah

ϕ = Sudut geser dalam

β = Sudut antara permukaan belakang tembok

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a \dots\dots\dots 2.15$$

dimana ,

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

K_{aG} = Koefisien tekanan tanah aktif dinamik

$$\Delta PG = \frac{\gamma H^2}{2} \Delta K_{aG} B \dots\dots\dots 2.16$$

dimana ,

ΔPG = Gaya tekanan tanah dinamik akibat gempa

ΔK_{aG} = Tambahan koefisien tekanan tanah dinamik

γ = Berat jenis tanah (kN/m³)

H = Tinggi tembok penahan (m)

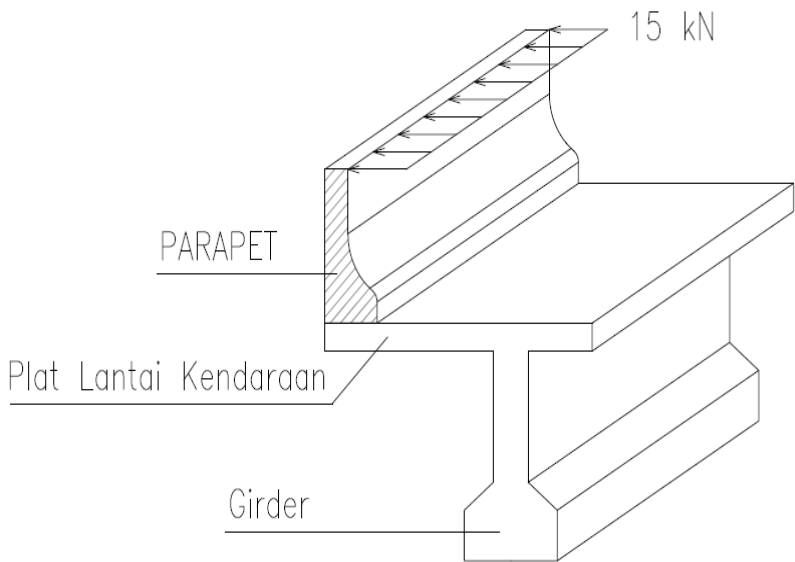
B = Lebar dinding penahan (m)

2.4. Perencanaan Elemen – Elemen Jembatan

2.4.1. Bangunan Atas

2.4.1.1. Bangunan Sekunder

A. Parapet Jembatan



Gambar 2.10 Pembebanan pada parapet Jembatan

Pada proposal tugas akhir ini, sandaran jembatan menggunakan parapet sebagai dinding penahan kendaraan, karena Jembatan Pranti merupakan bagian dari Jalan Tol KLBM (Krian-Legundi-Bunder-Manyar) seksi 1 sehingga tidak terdapat kerb dan trotoar.

Parapet direncanakan untuk menahan benturan dan menjaga kendaraan agar tidak keluar dari jembatan (fungsi kerb) sehingga beban hidup yang digunakan dalam perencanaannya adalah memakai beban hidup kerb, yaitu sebesar 15 kN.m.

2.4.1.2 Bangunan Utama

A. Plat Lantai Kendaraan

Perencanaan awal lantai kendaraan direncanakan sesuai dengan **RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2** adalah sebagai berikut :

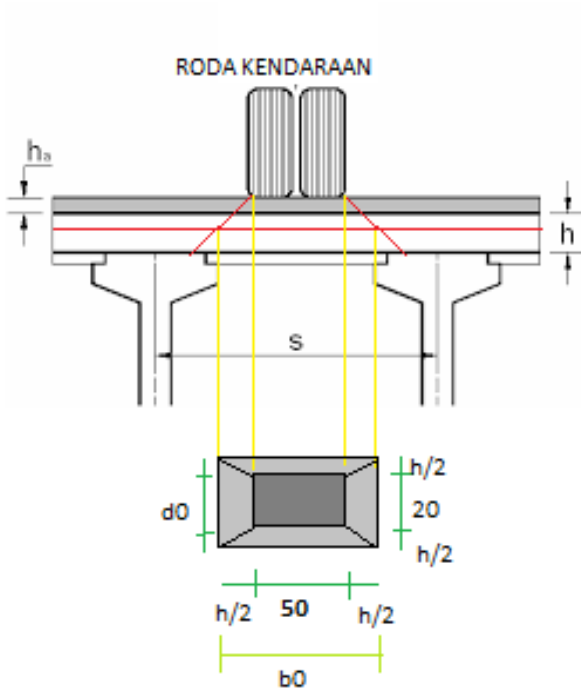
$$T_s \geq 200 \text{ mm} \dots\dots\dots 2.17$$

$$T_s \geq (100 + 0,40 \cdot L) \text{ mm} \dots\dots\dots 2.18$$

dimana ,

- ts = Tebal plat lantai kendaraan (mm)
- L = Jarak antar girder (mm)

Perencanaan pelat lantai kendaraan harus di kontrol dengan geser pons, seperti berikut :



Gambar 2.11 Kontrol terhadap geser pons

$$V_u > P_u \text{ truck} \dots\dots\dots 2.19$$

$$\begin{aligned}
 b_0 &= a + (2 \times t_a) + h \\
 d_0 &= b + (2 \times t_a) + h \\
 b' &= (2 \times u) + (2 \times v) \\
 A_{\text{pons}} &= b' \times d \\
 P_{\text{truck}} &= (1 + \text{DLA}) \times T_u \times K_{\text{uTT}} \\
 V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times b' \times d \\
 V_u &= \phi \times V_c
 \end{aligned}$$

Dimana ,

$$\begin{aligned}
 b_0 &= \text{Panjang efektif dari keliling kritis} && (\text{ mm }) \\
 d_0 &= \text{Lebar efektif dari keliling kritis} && (\text{ mm }) \\
 h &= \text{Tebal plat lantai kendaraan} && (\text{ mm }) \\
 t_a &= \text{Tebal lapisan aspal dan overlay} && (\text{ mm }) \\
 A_{\text{pons}} &= \text{Luas penampang kritis} && (\text{ mm })
 \end{aligned}$$

B. Balok Girder

Perencanaan awal dimensi dari balok girder direncanakan sesuai dengan *RSNI T-12-2004 Pasal 9.2.1* adalah sebagai berikut :

$$H \geq 165 + 0,06 \cdot L \quad \dots\dots\dots 2.20$$

$$B = H / 3 \quad \dots\dots\dots 2.21$$

dimana ,

$$H = \text{Tinggi girder (m)}$$

$$B = \text{Lebar girder (m)}$$

$$L = \text{Bentang jembatan (m)}$$

Kontrol lendutan pada balok girder :

- Lendutan ijin

$$\Delta = \frac{L}{800} \text{ (cm)} \quad \dots\dots\dots 2.22$$

- Lendutan dikontrol akibat beban hidup

$$\Delta (UDL + KEL) = \frac{5 \cdot q (UDL) \cdot \gamma^4}{384 \cdot E \cdot I_x} + \frac{1 \cdot P (KEL) \cdot \gamma^3}{48 \cdot E \cdot I_x} \quad \dots\dots\dots 2.23$$

C. Balok Diafragma

Perencanaan awal dimensi dari balok girder direncanakan sesuai dengan *RSNI T-12-2004 Pasal 9.2.1* adalah sebagai berikut :

$$H \geq 165 + 0,06 \cdot S \quad \dots\dots\dots$$

2.24

$$B = H / 3 \quad \dots\dots\dots 2.25$$

Dimana ,

H = Tinggi diafragma (m)

B = Lebar lebar diafragma (m)

S = Jarak antar girder (m)

Momen pada diafragma

$$M = \left(\frac{1}{12} \times qu \times L^2 \right) + \left(\frac{6 \times E \times I \times \Delta}{L^2} \right) \dots\dots\dots 2.26$$

Dimana ,

qu = Beban sendiri diafragma (kN)

L = Panjang diafragma (m)

E = Modulus elastisitas (MPa)

I = Momen inersia (mm⁴)

Δ = Lendutan pada girder (mm)

L = Panjang girder (m)

2.4.2. Bangunan Bawah

2.4.2.1. Abutment


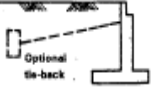

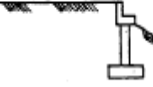

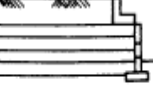
Desain awal kepala jembatan secara umum harus disesuaikan dengan jenis pondasi yang digunakan dan ketinggian dari jembatan yang direncanakan. Jika pemilihan telah dilakukan maka dapat dilihat cara pendesainan pada *BMS BDM 1992 hal 3-28 sampai 3-41*. Seperti yang telah disebutkan beban yang diterima kepala jembatan antara lain beban bangunan atas dan tekanan tanah. Tekanan tanah aktif merupakan tekanan tanah yang membebani dinding penahan tanah dengan arah horizontal apabila dinding penahan tanah digerakkan kearah tanah timbunan di bagian belakang maka tekanan tanah akan meningkat perlahan – lahan sampai mencapai suatu harga tetap. Tekanan tanah pasif

mempunyai tegangan horizontal yang arahnya berlawanan dengan tekanan tanah aktif

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

Untuk perencanaan awal bentuk dan dimensi pangkal / kepala jembatan menggunakan acuan **BMS BDM 1992 3.1.2 (vol I)** yaitu pangkal tembok penahan karena timbunan jalan tertahan dalam batas – batas pangkal dengan tembok penahan yang didukung oleh pondasi

Tabel 2.10 Jenis tipikal pangkal Jembatan

JENIS PANGKAL	TINGGI PANGKAL (m)			
	0	10	20	30
PANGKAL TEMBOK PENAHAN GRAVITAS 	3	4		
PANGKAL TEMBOK PENAHAN KANTILEVER 	8			
PANGKAL TEMBOK PENAHAN KONTRAFORT 	6	8		
PANGKAL KOLOM 'SPILL-THROUGH' 				
PANGKAL BALOK CAP TIANG SEDERHANA 				
PANGKAL TANAH BERTULANG 	5	15		

Abutmen atau pangkal jembatan tentunya harus dilengkapi dengan bangunan pelengkap, meliputi :

- Wing wall

Wing wall berfungsi untuk menjaga agar tanah timbunan yang berada di belakang abutment tidak longsor jika terdapat beban lalu lintas. Dimensi permulaan untuk wing wall sesuai dengan *BMS BDM 1992 hal 3-31* adalah untuk lebar tembok sayap diambil sebesar $1/20$ tinggi tembok sayap atau minimal 200 mm. Untuk pembebanan tembok sayap diasumsikan bahwa tembok sayap dibebani oleh gaya horizontal tegak lurus terdapat dinding. (*BMS BDC, Pasal 6.9 hal 6-69*)

- Plat Injak

Sesuai dengan *BMS BDM 1992 hal 3-31* untuk dimensi permulaan plat injak dapat diambil sebesar 3000 mm dan setebal 200 mm. Lebar plat injak disesuaikan dengan kelas jembatan tetapi umumnya digunakan lebar jalan kendaraan dengan kebebasan 600 mm terdapat tembok – tembok sayap.

e. Kontrol stabilitas abutment

Kontrol geser abutment

Menurut BMS pasal 9.2 tahanan lateral total adalah akibat kombinasi ketahanan geser dibawah pondasi dan ketahanan pasif pada sisi pondasi dan bangunan bawah.

Faktor keamanan terhadap gerakan lateral dikontrol terhadap

$$SF = \frac{\Sigma \text{Tahanan lateral ultimit}}{\Sigma \text{Gaya lateral ultimit}} \geq 1.10$$

Tahanan geser pada dasar pondasi (BMS 1992 ps. 9.2.1)

- Tahanan lateral ultimit tanah tidak kohesif

$$R_s = P_o \times \tan \delta_o$$

$$R_s = \text{Tahanan tanah}$$

P_o = Beban vertical tegak lurus terhadap dasar pondasi dikurangi untuk memperhitungkan daya angkat

(\emptyset) = Sudut geser tanah

Δo = nilai rencana dari geser antara dasar pondasi dan tanah

;

= \emptyset untuk beton cor ditempat

= $2/3 \emptyset$ untuk pondasi beton pracetak yang halus

- Tahanan lateral ultimit tanah kohesif

$$R_s = 0.4 \times A_{\text{eff}} \times C_u'$$

$$R_s = \text{Tahanan lateral ultimit}$$

(\emptyset) = Sudut geser tanah

(C_u) = Nilai kohesi tanah

(C_u') = Nilai kohesi tanah yang direduksi = $K_{rc} \times C_u$

$$(A_{ef}) = \text{Luas bidang kontak efektif} = B_{\text{eff}} \times L_{\text{eff}}$$

$$C_u' = K_{rc} \times C_u$$

Tabel 2.11 Faktor reduksi

Parameter	Notasi	Faktor Reduksi
Faktor reduksi kohesi	K_{rc}	0.70
Faktor reduksi sudut geser	$K_{r\phi}$	0.80

- Gaya lateral ultimit

H = tinggi tanah timbunan

(ϕ) = Sudut geser tanah

$h(\phi')$ = Sudut geser tanah yang direduksi

$$= \text{arc.tan } k_{r\phi} \times \tan \phi$$

K_a = koefisien tekanan tanah

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$$

Tabel 2.12 faktor beban menurut BMS 1992 pasal 9.2 9-7

	Faktor Beban	
	Mengurangi	Biasa
Berat bangunan atas (baja)	0.9	1.1
Bang.bawah (beton cor tempat)	0.75	1.3
Beban tanah	0.8	1.25
Tekanan tanah aktif	0.8	1.2
Tekanan tanah pasif	0.8	1.25

f. Kontrol guling abutmen

Menurut BMS pasal 9.3 tahanan guling di kontrol dengan $SF \geq 1.10$ dengan membandingkan gaya yang menyebabkan guling terhadap gaya yang menahan guling.

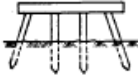


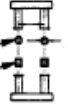


Faktor keamanan terhadap guling dikontrol terhadap :

$$SF = \frac{\Sigma \text{Momen penahan ultimit}}{\Sigma \text{Momen penyebab guling ultimit}} \geq 1.10$$

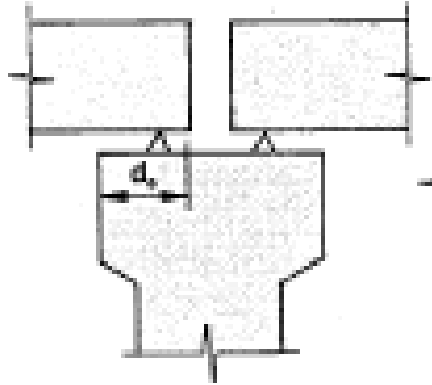
2.4.2.2. Pilar

Secara umum fungsi pilar adalah sama dengan kepala jembatan. Perencanaan awal untuk pilar dalam aliran sungai harus dipancang kecuali bila pondasi dapat ditanam ke dalam batuan utuh dan diusahakan balok cap ditempatkan dibawah kedalaman gerusan yang diharapkan atau seluruhnya diatas muka air banjir dengan tebal balok cap tidak kurang dangan 1000 mm dengan posisi deragam sepanjang pilar. Bila berada dalam aliran sungai maka terdapat beban akibat aliran suangi dimana besar beban tersebut tergantung pada kecepatan rencana aliran sungai yang ada pada lokasi (*BMS BDM hal 2-23*), selain itu beban akibat hanyutan dan tumbukan batang kayu harus diperhitungkan (*BMS BDM hal 2-24*)

Tabel 2. 13 Jenis – jenis pilar dalam perencanaan

JENIS PILAR	TINGGI TIPIKAL (m)			
	0	10	20	30
PILAR BALOK CAP TIANG SEDERHANA Dua baris tiang adalah umumnya minimal 				
PILAR KOLOM TUNGGAL Dianjurkan kolom sirkular pada aliran arus. 		<u>5</u>	<u>15</u>	
PILAR TEMBOK Ujung bundar dan alinemen tembok sesuai arah aliran membantu mengurangi gaya aliran dan gerusan lokal. 		<u>5</u>		<u>25</u>
PILAR PORTAL SATU TINGKAT (KOLOM GANDA ATAU MAJEMUK) Dianjurkan kolom sirkular pada aliran arus. Pemisahan kolom dengan 2D atau lebih membantu kelancaran aliran arus. 		<u>5</u>	<u>15</u>	
PILAR PORTAL DUA TINGKAT 			<u>15</u>	<u>25</u>
PILAR TEMBOK - PENAMPANG I Penampang ini mempunyai karakteristik tidak baik terhadap aliran arus dan dianjurkan untuk penggunaan didarat. 				<u>25</u>

Pada pilar jembatan bangunan atas tidak direncanakan agar menerus atau dihubungkan, peraturan memberi persyaratan jarak lebih minimum antara ujung gelagar dan tepi perletakan yang harus diadakan seperti gambar berikut : (**BMS BDM 1992 4.2.6**) (*Vol I*)



Gambar 2. 12 Jarak minimum ujung Girder dengan tumpuan

$$d_0 = 0,7 + 0,005 S ; \text{ untuk } S < 100 \text{ m} \dots\dots\dots 2.27$$

$$d_0 = 0,8 + 0,004 S ; \text{ untuk } S > 100 \text{ m} \dots\dots\dots 2.28$$

Keterangan :

d_0 = Jarak lebih minimum antara ujung gelagar dan tepi perletakan (m)

S = Panjang bentang (m)

2.4.2.3. Pondasi

Menurut **BMS BDM 1992 hal 3-13** pondasi menyalurkan beban – beban terpusat dari bangunan bawah kedalam tanah pendukung dengan cara demikian sehingga hasil tegangan dan gerakan tanah dapat dipikul oleh struktur keseluruhan, jenis – jenis pondasi dalam meliputi :

- Tiang pancang Kayu
- Tiang pancang Baja (Tiang H, Tiang Pipa)
- Tiang pancang Beton (Bertulang, Pratekan)
- Tiang Bor
- Sumuran

Tabel 2.14 Diameter pondasi Tipikal dan Beban Rencana
Keadaan Batas Ultimate

Butir	Pondasi langsung	Sumuran	Tiang Pancang			
			Baja Tiang H	Baja Tiang Pipa	Tiang Beton bertulang pra cetak	Tiang beton pracetak pratekan
Diameter Nominal (mm)	-	3000	100 x 100 sampai 400 x 400	300 sampai 600	300 sampai 600	400 sampai 600
Kedalaman Maksimum (m)	5	15	tidak terbatas	tidak terbatas	30	60
Kedalaman Optimum (m)	0,3 sampai 3	7 sampai 9	7 sampai 40	7 sampai 40	12 sampai 15	18 sampai 30
Beban maksimum ULS (kN) untuk keadaan biasa	20000 +	20000 +	3750	3000	1300	13000
Variasi optimum beban ULS (kN)	-		500 sampai 1500	600 sampai 1500	500 sampai 1000	500 sampai 5000

1. Daya Dukung Tanah

Dari hasil penyelidikan tanah dengan *Standard Penetration Test (SPT)*, diperoleh data – data yang diperlukan untuk perhitungan daya dukung tiang pancang. Perhitungan daya dukung tanah menggunakan perumusan *meyerhoff* seperti berikut ini :

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots 2.29$$

$$= (q_c + A_p) + (\sum l_i \cdot f_i + A_{st}) \dots\dots\dots 2.30$$

Q_p = Daya Dukung dari unsur bearing (Ton)

Q_s = Daya Dukung dari unsure lekatan / skin friction (Ton)

q_c = 20 N , untuk clay / silt (ton/m)

q_c = 40 N , untuk sand (ton/m)

A_p = Luas penampang tiang (m²)

l_i = Panjang segmen yang ditinjau (m)

f_i = Gaya geser pad selimut tiang

= N maksimum 12 ton/m² , untuk clay / silt

= N/5 maksimum 10 ton/m² , untuk sand

A_{st} = Keliling penampang tiang (m)

2 Gaya Tiang Pancang

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan koefisiensi. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus *Converse – Labbare* :

$$\eta = 1 - \arctan(Dk) \times (n - 1) m + (m - 1) n 90 . m . n \dots\dots\dots 2.31$$

dimana ,

η = Koefisien efisiensi kelompok tiang pancang

D = Diameter tiang pancang (m)

k = Jarak antar tiang tegak lurus sumbu x

m = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

Dari kombinasi dan konfigurasi tersebut diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{Mx \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{My \cdot x}{\sum x^2} \dots\dots\dots 2.32$$

dimana ,

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang pancang (kN)

V = Total gaya aksial (kN)

n = Jumlah tiang pancang (buah)

Mx = Momen sumbu x (kN.m)

My = Momen sumbu y (kN.m)

y = Jarak tiang terdapat sumbu x (m)

x = Jarak tiang terdapat sumbu y (m)

3. Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Kemampuan tambahan tiang menahan gaya horizontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang sebesar d

$$H \text{ ijin} = \frac{k x D x d}{\beta} \dots\dots\dots 2.33$$

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

- E_o = Modulus deformasi tanah pondasi (28N, nilai N diambil NSPT rata – rata sampai pada kedalaman tiang pancang yang masuk kedalam tanah)
 d = Pergeseran posisi ujung tiang (m)
 D = Diameter tiang pancang

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \times D}{4 E I}} \quad \dots\dots\dots 2.34$$

- E = Modulus elastisitas beton tiang
 I = Inersia beton tiang

2.4.2.4. Elastomer Bearing Pad

Perletakan yang direncanakan menggunakan perletakan elastomer laminasi, dengan menggunakan karet IHRD dengan kekerasan 53 +/- 5, mempunyai sisi elastomer minimum sebesar 6 mm dan atas dan bawah sebesar 4 mm. mengacu pada BMS BDM 1992 pasal 7.2.1

a. Tahap perencanaan dimensi

Penentuan dimensi rencana elastomer meninjau pada jenis – jenis elastomer sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.4 (g).

Tabel 2.15 Spesifikasi elastomer bearing pad

Ukuran denah 480 mm x 380 mm		Tebal selimut sisi 10				Tebal selimut atas dan bawah 6			
Tebal pelat baja 5									
Jumlah lapis karet dalam	Tinggi keseluruhan mm	Kekakuan tekan pada geser nol 10^3 kN/m	Kekakuan geser rata-rata 10^3 kN/m	Kekakuan perputaran terhitung kNm/rad	Kapasitas lendutan geser mm	Beban ternilai pada perputaran nol		Beban ternilai pada perputaran maksimum	
						pada geser maksimum kN	pada geser nol maksimum kN	pada geser maksimum kN	pada geser nol maksimum kN
Tebal karet dalam 9									
4	73	1358	2.62	5371	33.6	2484	2484	1166	1562
6	101	1005	1.91	3967	42.5	2484	2484	1192	1578
8	129	798	1.50	3145	48.2	2484	2484	1223	1588
10	157	661	1.23	2605	51.3	2484	2484	1255	1594
Tebal karet dalam 12									
3	68	976	2.62	3620	33.6	2133	2484	1004	1353
5	102	641	1.75	2358	44.6	2129	2484	1012	1341
7	136	477	1.31	1748	50.6	2066	2404	1036	1335
10	187	344	0.95	1260	66.0	1428	1748	1018	1331
Tebal karet dalam 15									
3	77	593	2.21	2113	38.7	1702	2434	857	1157
5	117	376	1.45	1329	48.9	1726	2122	869	1136
7	157	275	1.08	969	58.5	1321	1578	868	1126
9	197	217	0.86	763	72.0	1005	1256	848	1120

Sebelum melakukan kontrol perletakan maka data perhitungan elastomer yang dipilih pada pilihan desain dan dimensi elastomer pada BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 2.16 (g).

Tabel 2.16 Data perhitungan untuk pemeriksaan elastomer

No	Deskripsi besaran	Simbol	Nilai	Satuan
1	Kekerasan karet	IHRD	53	
2	Modulus geser	G	0.69	Mpa
3	Modulus total	B	2000	Mpa
4	Panjang perletakan	a		mm
5	Lebar perletakan	b		mm
6	Tebal selimut	tc		mm
7	Tebal lapis dalam	ti		mm
8	Tebal lapis efektif selimut	te		mm
9	Tebal lapis efektif dalam	te		mm
10	Tebal pelat baja	ts		mm
11	Tebal total elastomer	t		mm
12	Jumlah lubang baut	N	-	-
13	Diameter lubang baut	D	-	-
14	Luas denah total karet	At		mm ²
15	Luas denah dari permukaan terikat	A	-	-

b. Kontrol perletakan

1. (Pemeriksaan terhadap luas efektif minimum)

Data pemeriksaan tahap 1 :

δa = gerakan tangential arah dimensi memanjang (a)

δb = gerakan tangential arah dimensi melintang (b)

H = Gaya horizontal pada perletakan (kN)

A_{eff} = Luas efektif minimum

Menghitung gerakan tangential :

$$\delta a = \delta b \text{ (Perletakan persegi)} = \frac{H \times t}{1000 \times A \times G}$$

Menghitung luas efektif minimum :

$$A_{eff} = A \times (1 - \delta a - \delta b)$$

Kontrol tahap 1 :

$$\frac{A_{eff}}{0,8 A} \geq 1,0$$

Kontrol faktor bentuk : $4 \leq S \leq 12$

$$S = \frac{a \times b}{2 \times (a+b) \times t}$$

2. (Pemeriksaan terhadap regangan total maksimum)

$\alpha a = \alpha b$ = Perputaran relative dari permukaan atas dan bawah perletakan.

$$\alpha a = \alpha b = 0,035 \text{ radian}$$

$$\epsilon_{sr} = \frac{\alpha a \times a^2 + \alpha b \times b^2}{2 \times t \times t}$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{6 \times SV \times 10^3}{3 \times A_{eff} \times G \times (1 + 2S^2)}$$

$$\epsilon_{sh} = \frac{\delta s}{t}$$

$$\epsilon_T = \epsilon_{sr} + \epsilon_{sc} + \epsilon_{sh}$$

Kontrol pemeriksaan terhadap regangan maksimum:

$$\epsilon_T \leq \frac{2,60}{\sqrt{G}}$$

3. (Pemeriksaan terhadap regangan maksimum)

Untuk nilai $A_{eff} > 0.9 A$, maka diambil data pemeriksaan sebagai berikut :

$$\varepsilon_{sh \text{ maks}} = 0.7$$

$$\varepsilon_{sh} = 0,012$$

Kontrol :

$$\frac{\varepsilon_{sh.maks}}{\varepsilon_{sh}} > 1.0$$

4. (Pemeriksaan terhadap batas leleh)

Data perhitungan :

V = Gaya vertical terhadap perletakan kN

V_{LL} = Gaya vertical akibat beban hidup kN

Kontrol :

$$1.5 \frac{xV}{\varepsilon_{sc} x V_{LL}} x \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1.0$$

5. (Pemeriksaan terhadap tegangan maksimum rata -rata)

Kontrol :

$$\frac{15 x At}{v} \geq 1.0$$

6. (Pemeriksaan terhadap perputaran maksimum)

$$EH = A x G x 1 - \frac{1}{\frac{a}{b} + \frac{b}{a}}$$

$$C = 4 + \frac{a}{b} x 6 \frac{3,3 a}{b}$$

$$E = EH + \frac{C \times G \times S^2}{1 + \frac{C \times G \times S^2}{b}}$$

$$dc = te \times \frac{V \times 10^3}{E \times A}$$

Kontrol :

$$\frac{\alpha a \times a + \alpha b \times b}{4 \times dc} \geq 1.0$$

7. (Pemeriksaan terhadap stabilitas tekan)

Kontrol :

$$\frac{2 \times b.e \times G \times S \times A.eff}{1000 \times V} \geq 1.0$$

8. (Pemeriksaan tebal baja minimum)

ts (tebal plat baja) = 5,0 mm

Kontrol :

$$\frac{ts}{3} \geq 1.0$$

$$\frac{ts \times A \times f_{sy}}{3000 \times V \times t_i} \geq 1.0$$

9. (Pemeriksaan tahanan gesek terhadap geseran)

Kontrol :

$$\frac{0.1 \times V + (3000 \times A.eff)}{H} \geq 1.0$$

2.5. Perencanaan Penulangan Jembatan

2.5.1. Penulangan Lentur

Perencanaan tulangan lentur disesuaikan dengan menggunakan *SNI 03 – 2847 – 2002 “ Tata cara perhitungan struktur beton ”* sebagai berikut

$$M_u \leq \phi \times M_n \quad \dots\dots\dots 2.44$$

$$\rho_b = \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \dots\dots\dots 2.45$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad \dots\dots\dots 2.46$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b \quad \dots\dots\dots 2.47$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \quad \dots\dots\dots 2.48$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} \quad \dots\dots\dots 2.49$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \quad \dots\dots\dots 2.50$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad \dots\dots\dots 2.51$$

Keterangan :

M_u = Momen Ultimit (kN.m)

M_n = Momen Nominal (kN.m)

ρ_b = Rasio tulangan balance

R_n = Tahanan momen nominal

ρ = Rasio tulangan yang diperlukan

ρ_{maks} = Rasio tulangan maksimum

ρ_{min} = Rasio tulangan minimum

A_s = Luas penampang yang dibutuhkan (mm²)

b = Lebar penampang (mm)

d	= Selimut beton (mm)
f_y	= Tegangan leleh baja (MPa)
f_c'	= Kuat tekan beton (MPa)

2.5.2. Penulangan Geser

Perencanaan tulangan geser disesuaikan dengan menggunakan *SNI 03 – 2847 – 2002 “ Tata cara perhitungan struktur beton ”* sebagai berikut

$$V_u \leq \phi \times V_n \quad \dots\dots\dots 2.52$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \dots\dots\dots 2.53$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \quad \dots\dots\dots 2.54$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \dots\dots\dots 2.55$$

$$V_{s_{\min}} = \frac{b_w \times d}{3} \quad \dots\dots\dots 2.56$$

Keterangan :

V_u	= Beban geser ultimit (kN)
V_n	= Beban geser nominal (kN)
V_c	= Kuat geser beton (kN)
V_s	= Kuat geser tulangan (kN)

2.5.3. Penulangan Torsi

Tahap penulangan untuk tulangan puntir seperti terdapat pada **BMS BDM hal 5 – 104** sebagai berikut :

1. Masukkan rencana momen puntir (T_n)
2. Hitung modulus penampang , J_t

$$J_t = 0,4 \cdot x^2 \cdot y \quad \dots\dots\dots 2.57$$

Dimana , x = Lebar penampang (mm)
 y =Tinggi penampang (mm)

3. Hitung batas kehancuran badan

$$V_{u \max} = 0,2 \times f_c' \times b_v \times d_o \dots\dots\dots 2.58$$

$$T_u \max = 0,2 \times f_c' \times J_t \dots\dots\dots 2.59$$

4. Persyaratan tulangan puntir

$$\frac{T_n}{\phi \times T_u \max} + \frac{V_n}{\phi \times V_u \max} \leq 1 \dots\dots\dots 2.60$$

$$C_t = \frac{b \times d}{\sum x^2 \cdot y} \dots\dots\dots 2.61$$

$$T_{uc} = \left[\frac{\sqrt{\frac{f_c'}{15}} \cdot \sum x^2 \cdot y}{\sqrt{1 + \frac{0,4 \cdot V_u}{C_t \cdot T_u}}} \right]^2 \dots\dots\dots 2.62$$

Kontrol :

$$T_n \geq 0,25 \times \phi \times T_{uc} \dots\dots\dots 2.63$$

Kontrol :

$$\frac{T_n}{\phi \cdot T_u \max} + \frac{V_n}{\phi \cdot V_u \max} \leq 0,5 \dots\dots\dots 2.64$$

Periksa $T_n \leq \phi \cdot T_u \max$

T_{uc} = Kekuatan puntir murni

$$T_{uc} = J_t \cdot (0,3 \cdot \sqrt{f_c'}) \dots\dots\dots 2.65$$

5. Tentukan keperluan tulangan

$$T_n \geq 0,25 \cdot \phi \cdot T_{uc} \quad \dots\dots\dots 2.66$$

6. Hitung luas sangkar tulangan (A_t) dan keliling tulangan (U_t)

$$A_t = x_1 \cdot y_1 \quad \dots\dots\dots 2.67$$

$$U_t = 2 \cdot (x_1 + y_1) \quad \dots\dots\dots 2.68$$

7. Kontrol apakah : (A_{sw}/s) minimum $<$ (A_{sw}/s)

$$\frac{A_{sw}}{s} \min = 0,2 \cdot x \cdot \frac{y_1}{f_{sy}} \quad \dots\dots\dots 2.69$$

$$T_{us} = \frac{T_u}{K_{cr} - T_{uc}} \quad \dots\dots\dots 2.70$$

Mengingat

$$T_{us} = f_{sy} \cdot (A_{sw}/s) \cdot 2 \cdot A_t \cdot \cot \theta_t \quad \dots\dots\dots 2.71$$

Dan θ_t secara konservatif diambil 45° , dan $T_{us} \geq T_n$
/ ϕ

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{us}}{2 \cdot f_y \cdot A_t \cdot 1} \quad \dots\dots\dots 2.72$$

8. Periksa agar $s <$ Jarak antara maksimum S maks

$$S \text{ maks} < 0,12 U_t \text{ atau } 300$$

9. Hitung tulangan puntir memanjang

$$A_{sw} \min = (0,2 \cdot y_1 \cdot U_t) / f_{sy} \quad \dots\dots\dots 2.73$$

10. Hitung tulangan memanjang dalam daerah tarik

$$A_s = 0,5 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot U_t \cdot \cot^2 \theta_t \quad \dots\dots\dots 2.74$$

11. Dalam daerah tekan

$$A_s = 0,5 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot U_t \cdot \cot^2 \theta_t - f_c' \quad \dots\dots\dots 2.75$$

BAB III

METODOLOGI

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

3.1. Studi Literatur

Dalam modifikasi perencanaan Jembatan Pranti, literatur yang digunakan adalah sebagai berikut :

1. SNI – 03 – 2847 – 2002 (Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung)
2. RSNI T – 12 – 2004 (Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan)
3. SNI 1725:2016 (Standart Pembebanan untuk Jembatan)
4. BMS (Bridge Management System) 1992
5. Metode, Spesifikasi dan Tata Cara ; bagian 12 tentang Jembatan (Dinas Pekerjaan Umum)
6. SNI – 2833 – 2013 (Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)

3.2. Pengumpulan Data

1. Data gambar

Dari data gambar dapat diketahui bahwa jembatan Pranti mempunyai kondisi eksisting jembatan yang terdiri atas 3 bentang dengan panjang total 86,75 meter. Jembatan Pranti ini dimodifikasi dengan menggunakan balok girder beton konvensional dengan penambahan pile slab sebelum pada titik abutment awal dan setelah pada titik abutment akhir. Pada bangunan bawah jembatan Pranti terdiri atas 2 buah pilar yang

berada pada masing – masing pangkal jembatan dan tiga buah pilar yang berada di antara bentang jembatan.

2. Data penyelidikan tanah

Pada data penyelidikan tanah didapatkan data tanah yang berupa hasil test SPT di beberapa titik sekitar lokasi jembatan

3. Data survey pendahuluan

Dari data survey pendahuluan didapatkan data – data tentang daerah gempa dari lokasi jembatan Pranti, kecepatan angin, dan keadaan eksisting disekitar lokasi jembatan .

3.3. Metode Perencanaan Jembatan

Perencanaan struktur jembatan Pranti seperti yang telah disebutkan diatas tersusun untuk gelagar sepanjang 20 meter, 25 meter, dan 20 meter dengan menggunakan system balok beton konvensional dengan total jembatan 72,75 meter. Jembatan Pranti direncanakan memiliki lebar lantai kendaraan 25,2 meter. Pembebanan menggunakan rencana keadaan batas yaitu mengalikan beban dengan faktor beban untuk keadaan ultimit. Hal ini berlaku untuk setiap menghitung bangunan jembatan kecuali pada saat menghitung pondasi

3.4. Analisis Perencanaan Jembatan

3.4.1. Preliminary Desain

Desain pendahuluan yang harus ditentukan dalam perencanaan jembatan adalah perencanaan dan penentuan dimensi, meliputi :

- a. Penentuan Tipe dan faktor kepentingan Jembatan
- b. Layout Rencana Modifikasi
- c. Penyesuaian Beban Angin dan Gempa Sesuai Letak Geografis Jembatan

3.4.2. Perencanaan Bangunan Atas

Pada perencanaan bangunan atas haruslah runtut agar perhitungan struktur pada bangunan atas Jembatan lebih mudah,

berikut urutan perhitungan dan perencanaan bangunan atas jembatan :

a. Perencanaan dimensi struktur atas

Perencanaan dimensi struktur bangunan bawah jembatan disesuaikan dengan peraturan yang berlaku yaitu RSNI T – 12 – 2004, berikut bagian – bagian struktur bangunan atas jembatan yang harus ditentukan dimensi awal perencanaannya :

- Perencanaan plat lantai kendaraan
- Perencanaan parapet
- Perencanaan balok girder
- Perencanaan diafragma

b. Pembebanan struktur bangunan atas

Menganalisa seluruh beban yang masuk ke struktur yang direncanakan untuk bangunan bawah dan pelengkap,nya, adapun diantaranya :

- Beban Akibat Lalu Lintas (BGT dan BTR)
- Beban Mati (Berat sendiri)
- Beban Rem
- Beban Angin pada bagian tepi Jembatan

c. Kontrol

Perencanaan struktur bangunan atas jembatan perlu di kontrol agar desain yang direncanakan kuat menahan beban – beban yang bekerja pada bangunan atas jembatan, kontrol meliputi : kontrol lendutan, kontrol crack (retak), kontrol geser pons.

d. Penulangan

Perhitungan penulangan struktur bangunan atas jembatan menggunakan faktor beban ultimit. Perhitungan tulangan meliputi : Tulangan lentur, tulangan geser, tulangan puntir (torsi)

3.4.3. Perencanaan Bangunan Bawah dan Pelengkap

a. Perencanaan dimensi struktur

Perencanaan dimensi struktur bangunan bawah jembatan disesuaikan dengan peraturan yang berlaku yaitu BMS 1992,

berikut bagian – bagian struktur bangunan bawah jembatan yang harus ditentukan dimensi awal perencanaannya :

- Kepala Jembatan (Abutment)
- Pilar Jembatan
- Pile Slab

b. Pembebanan struktur

Menganalisa seluruh beban yang masuk ke struktur yang direncanakan untuk bangunan bawah dan pelengkap,nya, adapun diantaranya :

- Beban mati
- Beban akibat gaya rem
- Beban akibat tekanan tanah
- Beban gempa (pengaruh koefisien tanah akibat gempa)

c. Kontrol stabilitas

Pada perencanaan bangunan pelengkap jembatan perlu dilakukan kontrol terhadap kekuatan menahan beban dari dimensi yang sudah direncanakan. Kontrol dilakukan meliputi kontrol retak (geser) dan kontrol guling

d. Penulangan

Perhitungan tulangan untuk struktur bangunan bawah jembatan sama seperti perhitungan untuk struktur bangunan bawah dan pelengkap,nya, menggunakan faktor beban ultimit. Penulangan yang diperhitungkan meliputi : Tulangan lentur, tulangan geser (sengkang), tulangan torsi pada pilar jembatan

3.4.4. Penggambaran

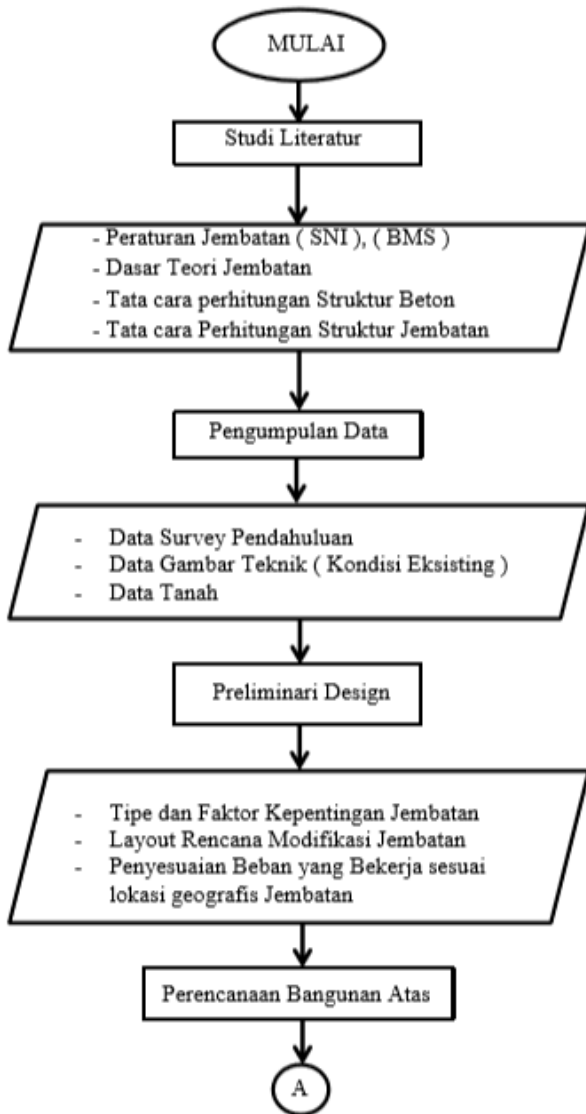
Pada modifikasi perencanaan Jembatan Pranti ini juga dilengkapi dengan penggambaran sesuai dengan perhitungan dan perencanaan, meliputi :

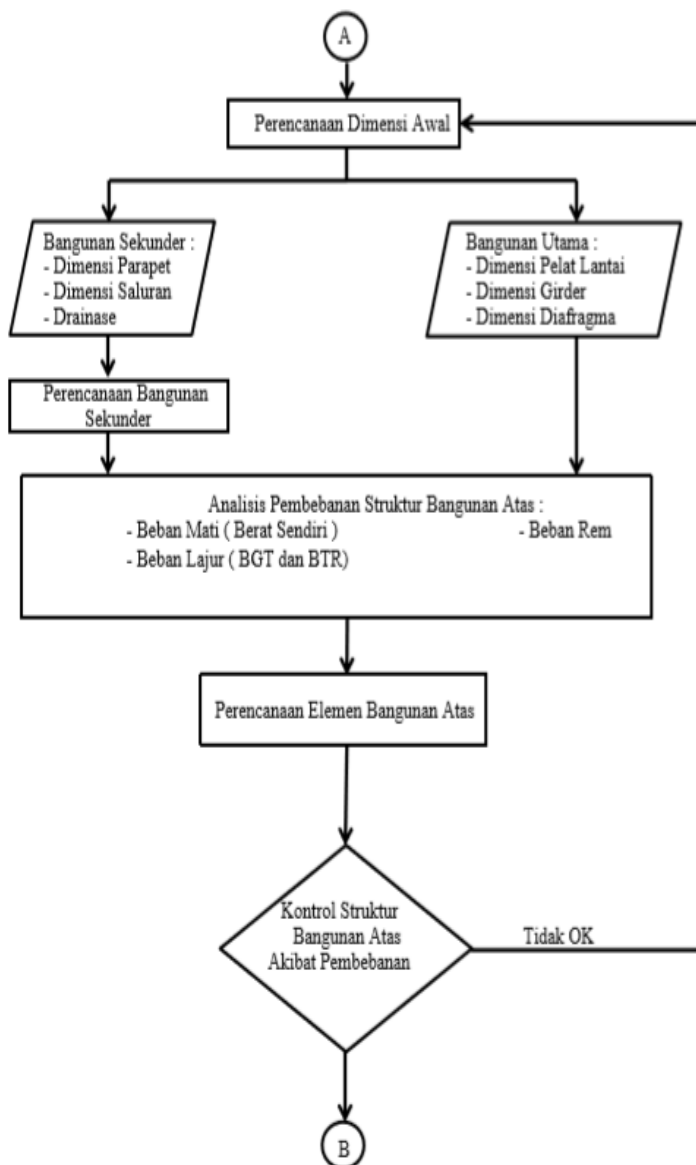
- Gambar denah dan layout jembatan
- Gambar tampak jembatan
- Gambar potongan jembatan
- Gambar detail (meliputi penulangan)

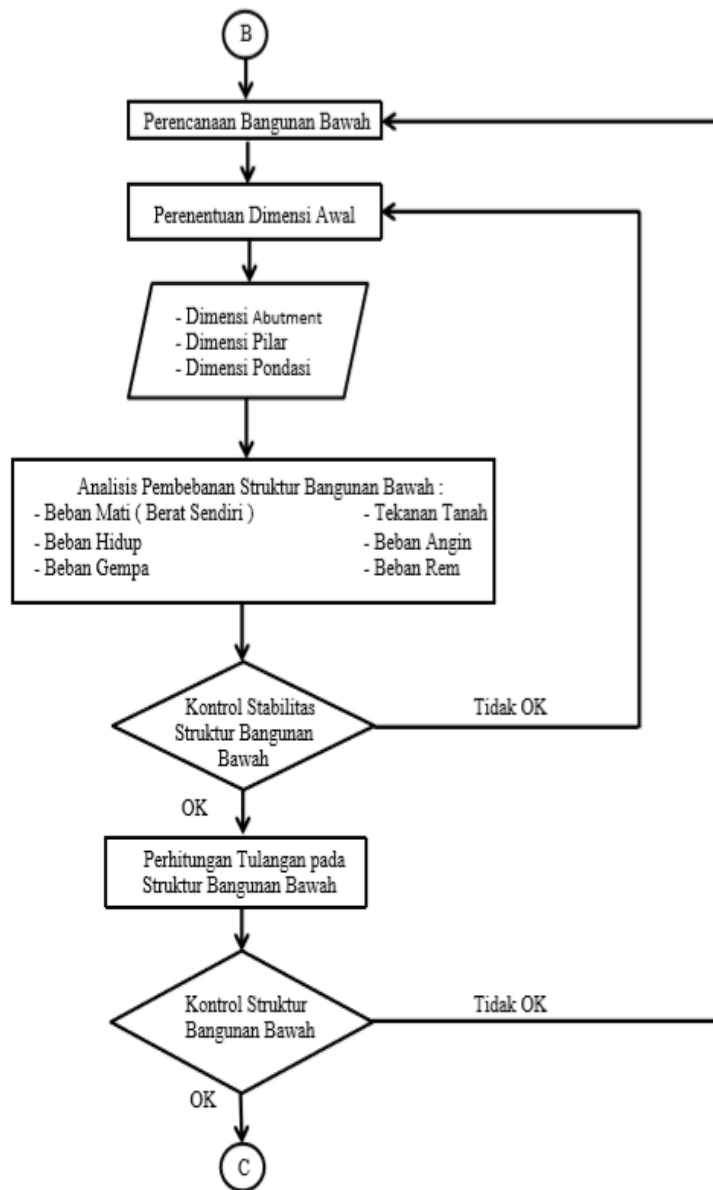
3.4.5. Penyusunan Laporan

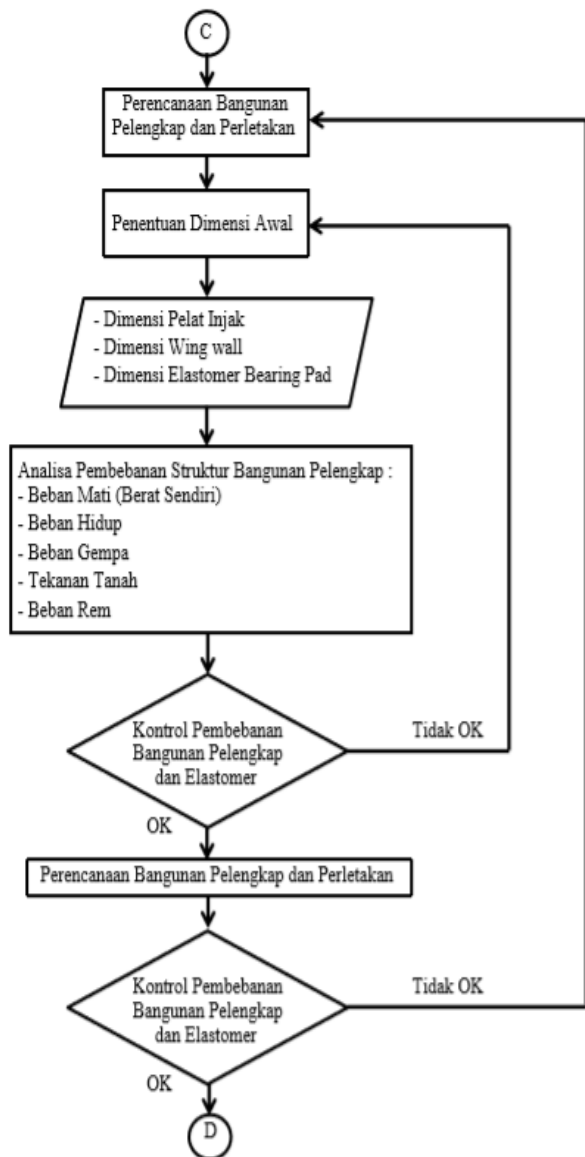
Dalam proposal tugas akhir ini perhitungan dan perencanaan dari modifikasi perencanaan jembatan Pranti akan disusun menjadi sebuah laporan yang tersusun secara sistematis dan terperinci yang berjudul “ Modifikasi Desain Struktur Jembatan Pranti STA 14 + 350 pada ruas Tol KLBM (Krian-Legundi-Bunder-Manyar) Seksi I Kabupaten Gresik”

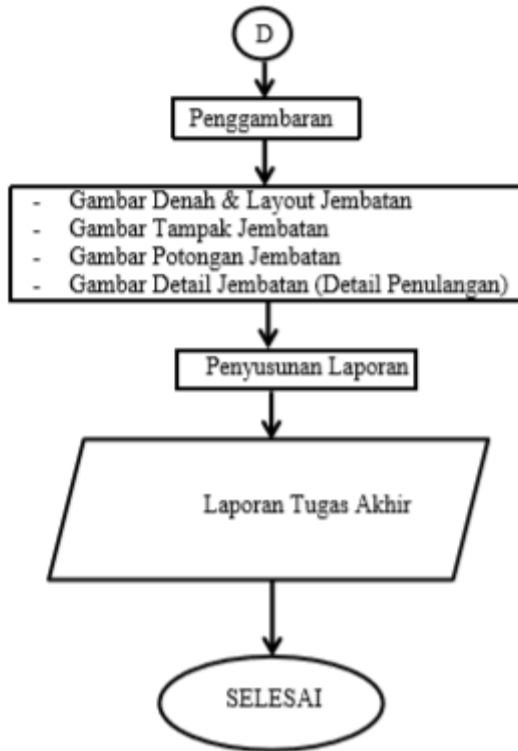
3.5 Flowchart (Bagan alir perencanaan)











Gambar 3. 1 Detail Diagram Alir Perencanaan Jembatan

BAB IV

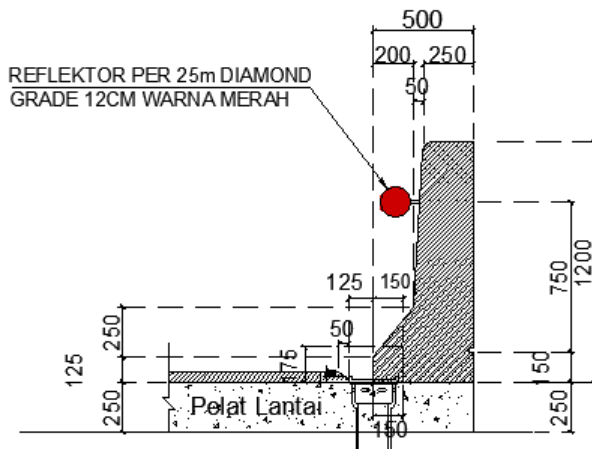
PERENCANAAN BANGUNAN ATAS

4.1 Perencanaan Bangunan Sekunder

4.1.1 Perencanaan Parapet

4.1.1.1 Preliminary Desain Dimensi Parapet

Sandaran jembatan menggunakan parapet sebagai dinding penahan kendaraan, karena Jembatan Pranti berada pada Tol Krian – Legundi – Bunder - Manyar Seksi I sehingga tidak terdapat kerb dan trotoar.



Gambar 4. 1 Dimensi Ukuran

Berikut adalah dimensi parapet yang direncanakan:

$$h = 1,2 \text{ m}$$

$$b1 = 0,5 \text{ m } b2 = 0,25 \text{ m}$$

4.1.1.2 Analisis Pembebanan Parapet

Pada perencanaan parapet pembebanan yang bekerja yaitu beban mati (berat sendiri parapet) dan beban hidup parapet.

□ Beban Mati

Volume parapet per meter (

$b \times h \times l$)

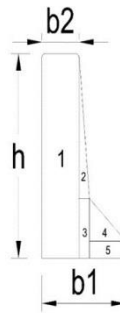
$$V1 = 0,25 \times 1,2 \times 1 \\ = 0,3 \text{ m}^3$$

$$V2 = (0,05 \times 0,825) / 2 \times 1 \\ = 0,04125 \text{ m}^3$$

$$V3 = 0,05 \times 0,375 \times 1 \\ = 0,01875 \text{ m}^3$$

$$V4 = (0,2 \times 0,25) / 2 \times 1 \\ = 0,05 \text{ m}^3$$

$$V5 = (0,5 \times 0,125) \times 1 \\ = 0,0625 \text{ m}^3$$



$$\text{Total volume parapet} = 0,3 + 0,0425 + 0,01875 + 0,05 + 0,0625 \\ = 0,4269 \text{ m}^3$$

Beban mati parapet (Volume x Berat jenis x KuMS)

$$V1 = 0,3 \times 25 \times 1,3 \\ = 9,75 \text{ kN/m}$$

$$V2 = 0,04125 \times 25 \times 1,3 \\ = 1,34 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} V3 &= 0,01875 \times 25 \times 1,3 \\ &= 0,61 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V4 &= 0,05 \times 25 \times 1,3 \\ &= 1,63 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

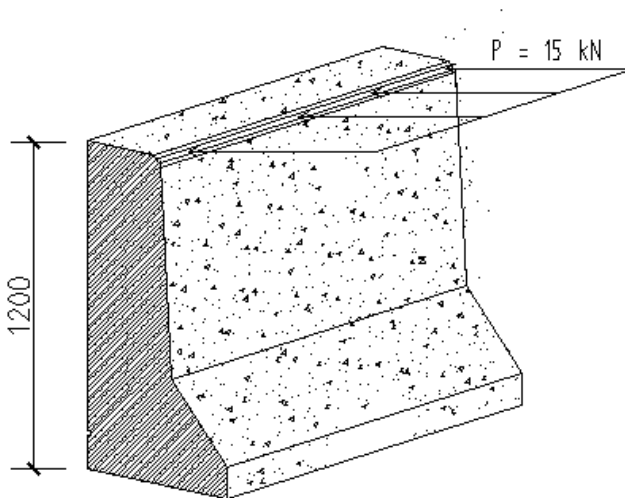
$$\begin{aligned} V5 &= 0,0625 \times 25 \times 1,3 \\ &= 2,03 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total volume parapet} &= 9,75 + 1,34 + 0,61 + 1,63 + 2,03 \\ &= 15,356 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

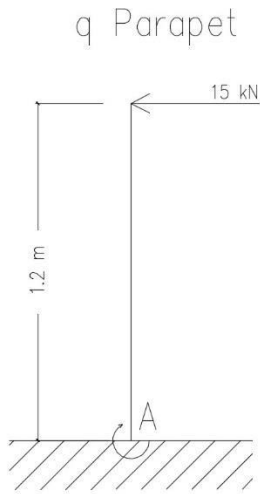
□ Beban Hidup

Parapet direncanakan untuk menahan benturan dan menjaga kendaraan agar tidak keluar dari jembatan, sebagaimana fungsi kerb, sehingga beban hidup yang digunakan dalam perencanaannya menggunakan beban hidup kerb sebesar 15 kN/m.

4.1.1.3 Perhitungan Gaya Dalam



Gambar 4. 2 Permodelan Pembebanan Parapet



Gambar 4. 3 Pembebanan pada Parapet

$$\sum M_A = 0$$

$$+M_A - 15 \text{ kN} \cdot 1,2 = 0$$

$$M_A = 15 \text{ kN}$$

$$\cdot 1,2\text{m}$$

$$M_A = 18 \text{ kN m}$$

$$V_A = 15 \text{ kN}$$

$$M_u = M_A \cdot K_u\text{TP}$$

$$= 18 \cdot 1,8$$

$$= 32,4 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= V_A \cdot K_uTP \\
 &= 15 \cdot 1,8 \\
 &= 27 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

4.1.1.4 Perhitungan Penulangan Parapet

Mutu Beton $f_c = 25 \text{ MPa}$ Mutu

Baja Tulangan $f_y = 390 \text{ MPa}$

Selimut Beton $d' = 30 \text{ mm}$

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

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

Faktor Reduksi Lentur $\Phi = 0,8$

Diameter Tulangan Lentur $\emptyset = 16 \text{ mm}$

Diameter Tulangan Bagi $D = 16 \text{ mm}$

- Tulangan Lentur

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{32,4 \text{ kNm}}{0,8} = 40,5 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{40500000}{1000 \cdot (200)^2} = 1,0125 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{0,85 f_y + 0,85} \times \frac{600}{600 + 390} \\
 &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390}
 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0028 = 0,0021$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{390}{0,85 \times 25}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{18.353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.353 \times 1,013}{390}} \right)$$

$$= 0,0027$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,0027 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$As = \rho \times b \times d = 0,0036 \times 1000 \times 200 = 717,949 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan utama D16

$$As' = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2$$

$$= 200,96 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} = \frac{200,96 \times 10000}{717,949} = 279,909 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 250 ($As = 803,84 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang diperlukan

$$As' = 50\% \times As$$

$$= 50\% \times 931,78$$

$$= 358,974 \text{ mm}^2$$

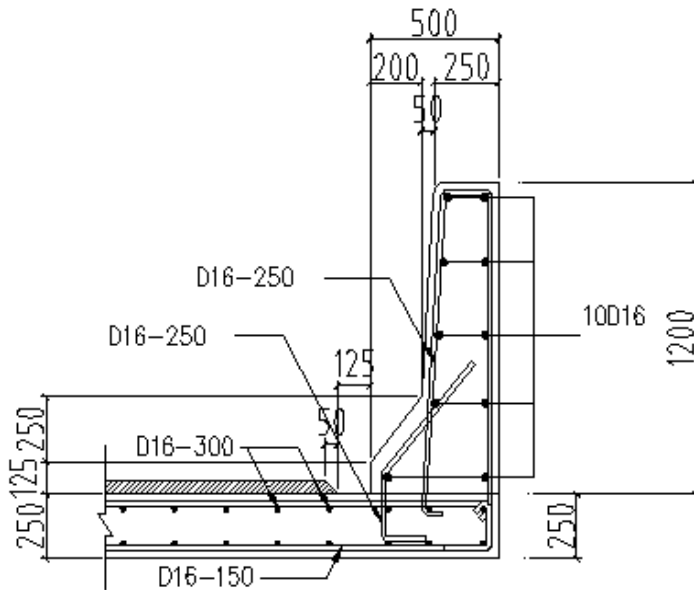
Direncanakan Tulangan Bagi D16

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah Tulangan Bagi yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{358,874}{200,96} = 1,78$$

Maka dipasang Tulangan Bagi 8D16

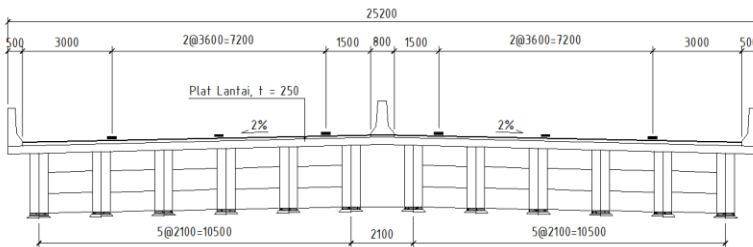


Gambar 4. 4 Penulangan Parapet

4.2 Perencanaan Bangunan Utama

4.2.1 Perencanaan Pelat Lantai Jembatan

Perencanaan pelat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_{\min} yang memenuhi ketentuan pada RSNI T-12-2004 pasal 5.5.2 mengenai tebal minimum pelat. Dalam menentukan tebal pelat yang dipakai maka harus dilakukan control geser pons terhadap ketebalan pelat akibat pembebanan roda truck (P_{TT}).



Gambar 4. 5 potongan melintang plat

4.2.1.1 Preliminary Desain Dimensi Pelat Lantai Jembatan

Pelat lantai yang berfungsi sebagai lantai kendaraan pada

jembatan harus mempunyai tebal minimum t_s memenuhi kedua syarat yang berlaku:

$$t_s \geq 200 \text{ mm (SNI T-12-2004 pasal 5.5-2)}$$

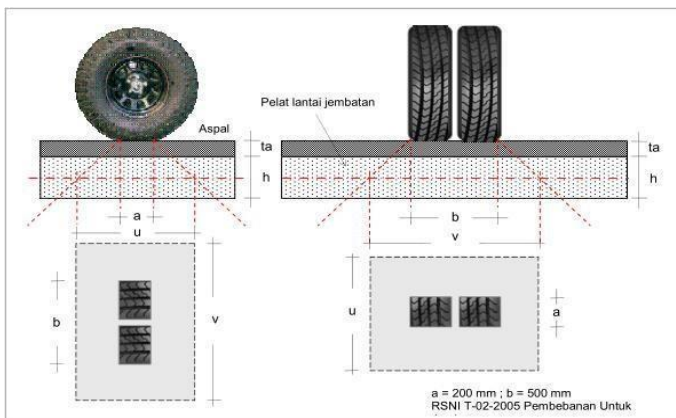
$$t_s \geq (100 + 40 l) \text{ mm (SNI T-12-2004 pasal 5.5-3)}$$

$$t_s \geq (100 + 40 l) \text{ mm } t_s \geq 100 + 0,04 l$$

$$t_s \geq 100 + 0,04 \cdot 2100$$

$$t_s \geq 184 \text{ mm}$$

Sehingga, direncanakan tebal plat lantai jembatan $t = 250 \text{ mm}$



Gambar 4. 6 Pelebaran Beban pada Geser Pons

Kontrol Geser Pons

$$t_s = 250 \text{ mm RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2 \& 5.5.3}$$

$$t_a = 100 \text{ mm}$$

a	= 200 mm
b	= 600 mm
f_c'	= 25 MPa RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 2 (beton untuk lalulintas berat menengah)
P_{TT}	= 112,5 kN RSNI T – 02 – 2005 Pasal 6.4.1
Ku_{TT}	= 1,8 RSNI T – 02 – 2005 Tabel 12
DLA	= 0,3 RSNI T – 02 – 2005 Pasal 6.6

Dimana,

$$\begin{aligned} u &= a + (2 \cdot t_a) + t_s \\ &= 200 + (2 \cdot 100) + 250 \\ &= 650 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= b + (2 \cdot t_a) + t_s \\ &= 600 + (2 \cdot 100) + 250 \\ &= 1050 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b' &= (2 \cdot u) + (2 \cdot v) \\ &= (2 \cdot 650 \text{ mm}) + (2 \cdot 1050 \text{ mm}) \\ &= 3400 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{pons} &= b' \cdot d \\ &= 3400 \text{ mm} \cdot 200 \\ &= 680000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{truck} &= (1 + DLA) \cdot P_{TT} \cdot Ku_{TT} \\ &= (1 + 0,3) \cdot 112,5 \text{ kN} \cdot 1,8 \\ &= 263,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kekuatan nominal pelat lantai terhadap geser tanpa tulangan:

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b' \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 3400 \times 200 \\ &= 566666,7 \text{ N} \\ &= 566,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \phi \times V_c \\ &= 0,7 \times 566,7 \\ &= 396,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &> P_{Truck} \\ 396,67 &> 263,25 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

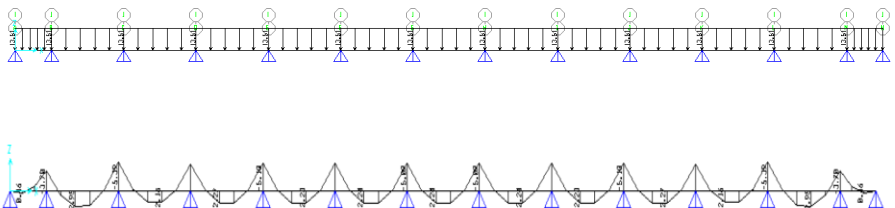
4.2.1.2 Analisis Pembebanan

□ Pelat Lantai Kendaraan

Pada Plat lantai kendaraan pembebanan yang bekerja yaitu beban mati (berat sendiri plat, berat lapisan aspal, dan berat genangan air hujan), serta beban hidup roda truck “T”

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Pembebanan pada Plat Lantai Kendaraan

Jenis Beban	Tebal (m)	Lebar (m)	Wc kN/m ³	Faktor Beban	Hasil kN/m
Beban sendiri plat	0.25	1	25	1.3	8,125
Beban aspal + lapisan aspal beton	0.1	1	22	1.8	3.96
Genangan air hujan	0.05	1	9.8	1.8	0.882
				q ult	12.967



Gambar 4. 7 Momen yang terjadi pada program SAP 2000

4.2.1.3 Perhitungan Gaya Dalam

Dari program SAP 2000 diperoleh hasil momen akibat beban mati yaitu:

$$M \text{ Tumpuan} = 4,65 \text{ kN m}$$

$$M \text{ Lapangan} = 2,05 \text{ kN m}$$

Momen akibat beban hidup dari roda truck “T” dapat dihitung dengan persamaan :

$$\begin{aligned} P_u \text{ akibat T} &= (1 + DLA) \times P_{TT} \times K_{uTT} \\ &= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8 \\ &= 263,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M \text{ tumpuan} &= \frac{5}{32} \times P_{TT} \times S \\ &= \frac{5}{32} \times 263,25 \times 1,8 \\ &= 74,039 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M \text{ lapangan} &= \frac{9}{64} \times P_{TT} \times S \\ &= \frac{9}{64} \times 263,25 \times 1,8 \\ &= 66,635 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

4.2.1.4 Perhitungan Penulangan Plat Lantai Kendaraan

- Tulangan Tumpuan

Mutu beton,	f_c'	=	25	MPa
Mutu baja tulangan,	f_y	=	390	MPa
Tebal plat,	t_s	=	250	mm
Selimut beton,	d'	=	30	mm
Tebal efektif,	d	=	200	mm
Lebar yang ditinjau,	b	=	1000	mm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	=	0.8	
Diameter tulangan,	D	=	16	mm

$$\begin{aligned} M_u &= MD + ML \\ &= 4,65 + 74,039 \\ &= 78,689 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Faktor distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,85$ ($f_c' < 30 \text{ MPa}$)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{78,689 \text{ kNm}}{0,8} = 98,4 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{98400000}{1000.(200)^2} = 2,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{0.85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,028 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,028 = 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 2,46}{390}} \right) = 0,0067$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,0067 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0067$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0067 \times 1000 \times 200$$

$$= 1340 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan utama D16

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2$$

$$= 200,96 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{200,96 \times 1000}{1340} = 149,97 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 150 ($A_s = 1339,73 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 1340 \\ &= 670 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D16

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 132,665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{200,96 \times 1000}{670} = 299,94 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan bagi D16 –300 ($A_s = 669,87 \text{ mm}^2$)

• Tulangan lapangan

Mutu beton,	f_c'	=	25	MPa
Mutu baja tulangan,	f_y	=	390	MPa
Tebal plat,	t_s	=	250	mm
Selimit beton,	d'	=	30	mm
Tebal efektif,	d	=	220	mm
Lebar yang ditinjau,	b	=	1000	mm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	=	0.8	
Diameter tulangan,	D	=	16	mm

$$\begin{aligned} M_u &= M_D + M_L \\ &= 2,05 + 66,635 \end{aligned}$$

$$= 68,685 \text{ kN.m}$$

Faktor distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,85$ ($f_c' < 30 \text{ MPa}$)

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{68,685 \text{ kNm}}{0,8} = 85,9 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{85900000}{1000.(200)^2} = 2,15 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,028 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,028 = 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 2,15}{390}} \right) \\ &= 0,006 \end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,006 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,006$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d = 0.006 \times 1000 \times 200 \\ &= 1200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D16

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{200,96 \times 10000}{1200} = 167,47 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 150 ($A_s = 1339,73 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 1200 \\ &= 600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

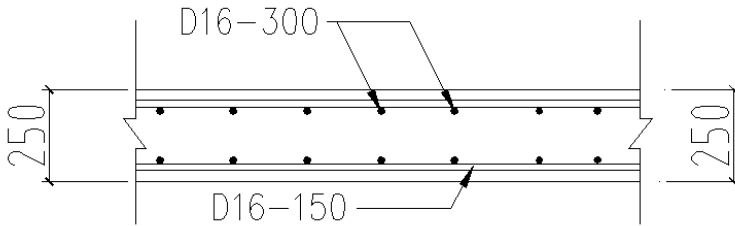
Direncanakan Tulangan Bagi D16

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{200,96 \times 1000}{600} = 334,93 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan bagi D16 – 300 ($A_s = 669,87 \text{ mm}^2$)



Gambar 4. 8 Penulangan pada Plat Lantai Jembatan (Arah Melintang)

4.2.2 Perencanaan Plat Kantilever

Perencanaan plat kantilever harus mempunyai tebal minimum t_{\min} yang memenuhi ketentuan dalam *RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2* mengenai tebal minimum pelat lantai kendaraan.

4.2.2.1 Analisa Pembebanan Pada Plat Kantilever

Pada Plat Kantilever pembebanan yang bekerja yaitu beban mati (berat sendiri plat, berat aspal + overlay, berat genangan air

hujan dan beban sendiri parapet)

- Dimensi plat kantilever :

Tebal plat kantilever	= 0,25 m
Panjang plat kantilever	= 0,75 m
Tebal aspal	= 0,10 m

- Beban mati merata
Berat sendiri plat kantilever

$$\begin{aligned}
 q_s &= L_{\text{kantilever}} \times t_s \times W_c \\
 &= 0,75 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 4,6875 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Berat genangan air hujan

$$\begin{aligned}
 q_{\text{air}} &= L_{\text{kantilever}} \times t_h \times W_h \\
 &= 0,75 \text{ m} \times 0,05 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 0,3675 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Berat aspal

$$\begin{aligned}
 q_{\text{aspal}} &= L_{\text{kantilever}} \times t_a \times W_a \\
 &= 0,75 \text{ m} \times 0,10 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 1,65 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Total beban mati merata

$$q_{\text{total}} = q_s + q_{\text{air}} + q_{\text{aspal}}$$

$$= 4,6875 \text{ kN/m} + 0,3675 \text{ kN/m} + 1,65 \text{ kN/m}$$

$$= 6,705 \text{ kN/m}$$

- **Beban mati terpusat**

Sesuai dengan perhitungan volume dan berat parapet pada bab 4.1.1.2, maka didapat berat volume parapet = $0,4269 \text{ m}^3$.

$$\text{Volume parapet per m} = 0,4269 \text{ m}^3$$

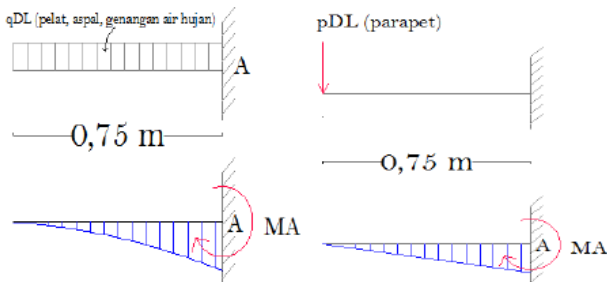
$$\text{Berat parapet} = 0,4269 \text{ m}^3 \times Wc$$

$$= 0,4269 \text{ m}^3 \times 25 \text{ N/m}^3$$

$$= 10,673 \text{ kN}$$

4.2.2.2 Perhitungan Gaya Dalam Plat Kantilever

- **Analisa gaya dalam plat kantilever**



- **Momen akibat beban mati merata :**

$$MA = q_{DL} \times L_{\text{kantilever}} \times 0,5 L$$

$$= 6,705 \text{ kN/m} \times 0,75 \text{ m} \times 0,375 \text{ m}$$

$$= 1,8858 \text{ kN.m}$$

$$MA_{\text{ultimit}} = MA \times Ku$$

$$= 1,8858 \text{ kN.m} \times 1,3$$

$$= 2,4515 \text{ kN.m}$$

- Momen akibat beban mati terpusat :

$$\begin{aligned} MA &= P_{DL} \times L_{\text{kantilever}} \\ &= 10,673 \text{ kN} \times 0,75 \text{ m} \\ &= 8,005 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MA_{\text{ultimit}} &= MA \times K_u \\ &= 8,005 \text{ kN.m} \times 1,3 \\ &= 10,4065 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Total momen ultimit pada plat kantilever :

$$\begin{aligned} q_{\text{total}} &= MA_{\text{ultimit}} (P_{DL}) + MA_{\text{ultimit}} (q_{DL}) \\ &= 10,4065 \text{ kN.m} + 2,4515 \text{ kN.m} \\ &= 12,858 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

4.2.2.3 Perhitungan Penulangan Plat Kantilever

- Tulangan Tumpuan

Mutu beton,	f_c'	=	25	MPa
Mutu baja tulangan,	f_y	=	390	MPa
Tebal plat,	t_s	=	250	mm
Selimut beton,	d'	=	30	mm
Tebal efektif,	d	=	200	mm
Lebar yang ditinjau,	b	=	1000	mm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	=	0.8	
Diameter tulangan,	D	=	16	Mm

Faktor distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,85$ ($f_c' < 30$ MPa)

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{12,858 \text{ kNm}}{0,8} = 16,0725 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{16072500}{1000 \cdot (200)^2} = 0,402 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028 \\ \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,021 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 0,402}{390}} \right) = 0,003 \end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0036 < 0,001 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d = 0,0036 \times 1000 \times 200 \\ &= 720 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D16

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{200,96 \times 1000}{720} = 279,11 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 150 ($A_s = 1339,73 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 720 \\ &= 360 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D16

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{200,96 \times 1000}{360} = 558,22 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan bagi D16 – 300 ($A_s = 669,87 \text{ mm}^2$)

- Tulangan lapangan

Mutu beton,	f_c'	=	25	MPa
Mutu baja tulangan,	f_y	=	390	MPa
Tebal plat,	t_s	=	230	mm
Selimit beton,	d'	=	30	mm
Tebal efektif,	d	=	200	mm
Lebar yang ditinjau,	b	=	1000	mm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	=	0.8	
Diameter tulangan,	D	=	19	mm

$$\begin{aligned} M_u &= M_D + M_L \\ &= 2,08 + 27,716 \\ &= 29,796 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Faktor distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,85$ ($f_c' < 30$ MPa)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{29,796 \text{ kNm}}{0,8} = 37,25 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{37250000}{1000 \cdot (200)^2} = 0,93 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,028 = 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{18.353} x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 18.353 x 0,93}{390}} \right) = 0,002$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,002 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s = \rho x b x d = 0,0036 x 1000 x 200 = 720 \text{ mm}$$

Direncanakan tulangan utama D19

$$A_s = \frac{1}{4} x \pi x d^2 = \frac{1}{4} x 3,14 x 19^2$$

$$= 283,385 \text{ mm}$$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} x b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{283,385 x 10000}{720} = 393,59$$

Maka dipasang tulangan utama D19 – 400 ($A_s = 708,46 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang diperlukan

$$A_s' = 50\% x A_s$$

$$= 50\% x 720$$

$$= 360$$

Direncanakan Tulangan Bagi D16

$$A_s = \frac{1}{4} x \pi x d^2$$

$$= \frac{1}{4} x \pi x 16^2$$

$$= 200,96$$

Jarak antar tulangan bagi

$$S = \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} = \frac{200,96 \times 1000}{360} = 558,22 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan bagi D16 –300 (As = 669,87 mm

4.2.3 Perhitungan Penulangan Full Pelat kantilever

4.2.3.1 Data Perencanaan

Panjang Full Plat	Lx	: 2580 mm
Lebar Full Plat	Ly	: 6500 mm
Jarak antar perletakan	S	: 2580 mm
Tebal Plat	ts	: 200 mm
Tebal Aspal	ta	: 100 mm
Mutu Beton	fc'	: 25 MPa
Mutu Tulangan	fy	: 390 MPa
Faktor beban sendiri	KuMs	: 1,3
Faktor beban hidup	KuMa	: 2
Faktor beban truk	KuTT	: 1,8
γBeton Bertulang		: 25 kN/m ³
γAspal		: 22 kN/m ³
γAir		: 9,8 kN/m ³

Preliminary desain plat lantai kendaraan

$$200 \leq ts \leq 100 + 0,04L$$

$$ts \geq 100 + 0,04 \cdot 2580$$

$$ts \geq 203,2 \text{ mm}$$

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

Sehingga direncanakan tebal plat lantai jembatan ts = 350 mm

Keterangan:

L = bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan 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 dan 5.5.3

4.2.3.2 Analisa Pembebanan

1. Analisa Pembebanan (Ditinjau selebar , $b = 1 \text{ m}$)

a. Beban Mati

Lantai jembatan	$= t_s \times \gamma_{\text{Beton}} \times b$
	$= 0,2 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m}$
	$= 5 \text{ kN/m}$
Beban Aspal+Lap. Aspal Beton x b	$= t (\text{aspal+lapisan}) \times \gamma_{\text{Aspal}}$
	$= 0,1 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m}$
	$= 2,2 \text{ kN/m}$
Genangan Air Hujan	$= t \text{ air hujan} \times \gamma_{\text{Air}} \times b$
	$= 0,05 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m}$
	$= 0,49 \text{ kN/m}$
Total Beban Mati	$= 5 \text{ kN/m} + 2,2 \text{ kN/m} + 0,49 \text{ kN/m}$
	$= 7,69 \text{ kN/m}$
Parapet	$= 15,356 \text{ kN/m}$
QuDL	$= 7,69 \text{ kN/m} \times 1,3$
	$= 9,997 \text{ kN/m}$

b. Beban roda truck "T"

$$\begin{aligned}
 P_u &= (1+DLA) \times PTT \times K_uTT \\
 &= (1+0,3) \times 112,5 \times 1,8 \\
 &= 263,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4.2.3.3 Perhitungan Gaya Dalam

- Momen beban hidup (MD)

Berdasarkan perhitungan momen plat menurut PBI'71 hal 202 tabel 13.3.2 IV B terjepit elastis sebagian).

$$\begin{aligned}
 L_y/L_x &= 6500/2580 \\
 &= 2,51938
 \end{aligned}$$

Didapat nilai X (0,396) , sehingga didapatkan nilai koefisien X untuk perhitungan momen pada tabel sebesar :

$$M_{Lx} = -MT_x \\ = 63$$

$$M_{Ly} = 13$$

Sehingga,

$$M_{Lx} = 0,001 \times q_u \times Lx^2 \times X \\ = 0,001 \times 7,69 \text{ kN/m} \times 2,58^2 \times 63 \\ = 3,224 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ly} = 0,001 \times q_u \times Lx^2 \times X \\ = 0,001 \times 7,69 \text{ kN/m} \times 2,58^2 \times 13 \\ = 0,665 \text{ kN/m}$$

$$M_{ty} = -M_{Ly} \\ = -3,224 \text{ kN/m (Tekan)}$$

- Momen beban terpusat (ML)

$$ML = 1/8 \times P_u \times L \\ = 1/8 \times 263,25 \text{ kN} \times 2,58 \text{ m} \\ = 84,89813 \text{ kNm}$$

$$MT = 1/8 \times P_u \times L \\ = 1/8 \times 263,25 \text{ kN} \times 2,58 \text{ m} \\ = 84,89813 \text{ kNm}$$

4.2.3.4 Perhitungan Penulangan Full Plat

Mutu Beton,	f_c'	= 25 MPa
Mutu Baja tulangan,	f_y	= 390 MPa
Tebal Plat,	t_s	= 200 mm
Selimut Beton,	d'	= 30 mm
Tebal efektif,	d	= 170 mm
Lebar yang ditinjau,	b	= 1000 mm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	= 0,8

- Perhitungan Penulangan Plat Lantai Kendaraan Arah X

$$M_u = M_{Lx} + ML \\ = 3,224 \text{ kNm} + 84,89813 \\ = 88,12295 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{88,12295 \text{ kNm}}{0,8} = 110,15368 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{1101536800}{1000 \cdot (170)^2} = 3,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \end{aligned}$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,028 = 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 3,81}{390}} \right) \end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,011 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,011$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,011 \cdot 1000 \cdot 320 \\ &= 1845,237 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D16

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 19^2 \\ &= 283,385 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \cdot b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{283,385 \cdot 1000}{1845,237} \\
 &= 153,5765 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D19 – 150 (As = 1889,23 mm²)

- Perhitungan Penulangan Plat Lantai kendaraan Arah Y

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= \text{Mly} + \text{ML} \\
 &= 0,665 + 84,89813 \\
 &= 85,56357 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{85,56357 \text{ kNm}}{0,8} = 106,9544 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Rn = \frac{\text{Mn}}{b \cdot d^2} = \frac{106954400}{1000 \cdot (170)^2} = 3,70 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho b &= \frac{0,85 f'c' \beta 1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,028 \\
 &= 0,021
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18.353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.353 \times 3,70}{390}} \right)$$

$$= 0,011$$

Kontrol, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0036 < 0,011 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,011$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,011 \cdot 1000 \cdot 320 \\ &= 1785,22 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D16

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 19^2 \\ &= 283,385 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,385 \cdot 1000}{1785,22} \\ &= 158,7393 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D19 – 150 ($A_s = 1889,23 \text{ mm}^2$)

4.2.4 Perencanaan Balok Tengah Bentang 20,8 M

4.2.4.1 Preliminary Design Girder Tengah

Perencanaan dimensi awal untuk balok tengah disesuaikan berdasarkan *RSNI T-12-2004 pasal 9.2.1*

a. Menentukan dimensi balok

➤ Tinggi Balok (h) dihitung melalui pendekatan

$$\left(\frac{1}{12} L \geq h \geq \frac{1}{15} L\right)$$

$$\text{a. } \frac{1}{12} L = \frac{1}{12} \times 20800 \text{ mm} = 1666.67 \text{ mm}$$

$$\text{b. } \frac{1}{15} L = \frac{1}{15} \times 20800 \text{ mm} = 1333.33 \text{ mm}$$

Jadi tinggi girder (h) yang digunakan = 2000 mm (**OK**)

➤ Lebar Girder (bw) dihitung melalui pendekatan

$$\left(\frac{2}{3} h \geq bw \geq \frac{1}{3} h\right)$$

$$\text{a. } \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 2000 \text{ mm} = 1133.33 \text{ mm}$$

$$\text{b. } \frac{1}{3} h = \frac{1}{3} \times 2000 \text{ mm} = 666,67 \text{ mm}$$

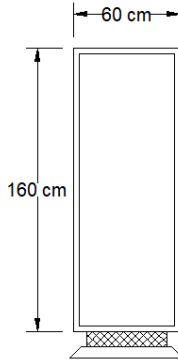
Jadi lebar girder (bw) yang digunakan = 800 mm (**OK**)

4.2.4.2 Analisis Pembebanan Girder Tengah

Beban Mati

- Beban Mati Merata

i. Berat Balok Girder



Gambar 4. 9 Penampang Balok Girder Tengah

$$\begin{aligned}
 q \text{ girder} &= h \times b \times Wc \\
 &= 1,6 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 24 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ii. Beban Pelat Lantai

$$\begin{aligned}
 q \text{ pelat} &= 0,25 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 9,375 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

iii. Beban Aspal

$$\begin{aligned}
 q \text{ aspal} &= 0,1 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 3,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban} &= 24 \text{ kN} + 9,375 \text{ kN} + 3,3 \text{ kN} \\
 &= 36,675 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Beban Mati Terpusat

a. Berat sendiri diafragma

$$\begin{aligned}
 q \text{ dia} &= 0,5 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 5,625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Total beban} = 5,625 \text{ kN}$$

Beban Hidup

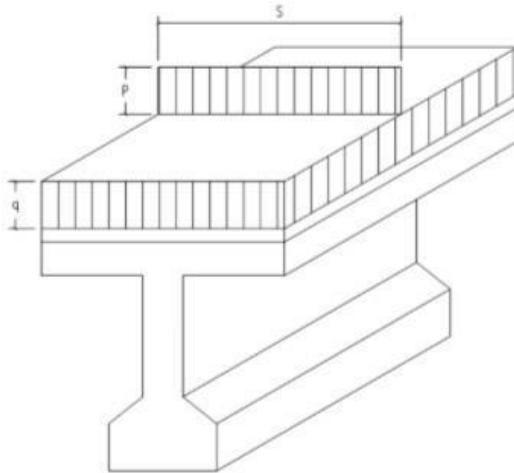
Beban Hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti pada gambar 4.11. Dan sesuai dengan *RSNI T-02-2005 Pasal 6.3.1*, BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$q = 9 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times (1 \times 15/L) \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT mempunyai intensitas :

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



Gambar 4. 10 Beban Lajur Girder Tengah

- Beban Hidup Merata

c. Beban Air Hujan

$$\begin{aligned} q \text{ hujan} &= 0,05 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \\ &= 0,735 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Beban BTR

BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dinyatakan dalam rumus sebagai berikut:

$$q = 9 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times (1 \times 1/5L) \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} q \text{ BTR} &= 9 \text{ kPa} \times 2,1 \text{ m} \\ &= 18,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

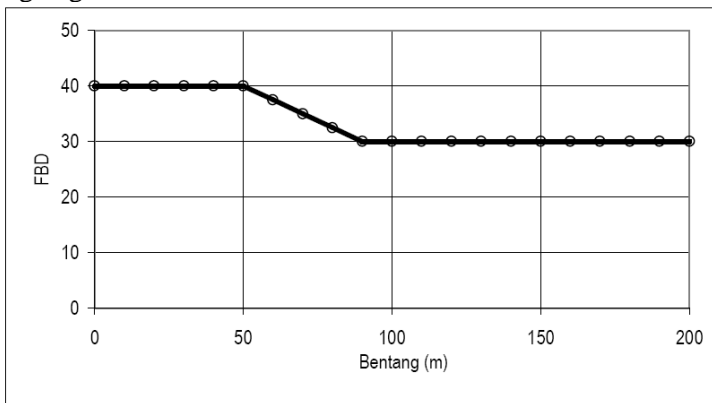
$$\begin{aligned} \text{Total beban} &= 0,735 \text{ kN} + 18,9 \text{ kN/m} \\ &= 19,635 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Beban Hidup Terpusat

a. P BGT

Nilai P untuk BGT = 49 kN/m

Faktor beban dinamis (DLA) untuk BGT diambil nilai sesuai dengan grafik di bawah ini :



Gambar 4.11 Faktor Beban Dinamis untuk BGT

$$P_{BGT} = 49 \text{ kN} \times 2,1 \text{ m} \times 1,4$$

$$= 144,06 \text{ kN}$$

b. P Truck

$$DLA = 0,4 \text{ (RSNI T - 02 - 2005)}$$

$$Ku_{TT} = 1,8 \text{ (RSNI T - 02 - 2005)}$$

$$Tu = 112,5 \text{ kN (RSNI T - 02 - 2005)}$$

$$P_{truck} = (1 + DLA) \times Tu \times Ku_{TT}$$

$$= (1 + 0,4) \times 112,5 \times 1,8$$

$$= 283,5 \text{ kN}$$

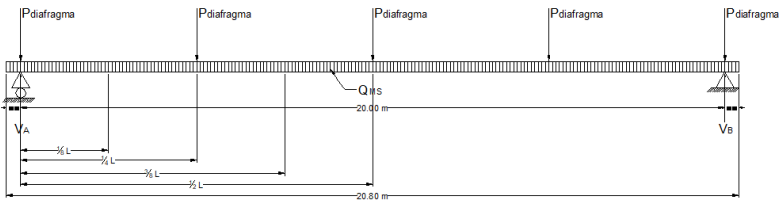
$$\text{Total beban} = 144,06 \text{ kN} + 283,5 \text{ kN}$$

$$= 427,56 \text{ kN}$$

4.2.3.3 Perhitungan Gaya Dalam

- Reaksi perletakan pada balok

Akibat beban mati



Gambar 4. 12 Permodelan Beban Mati Girder Tengah

$$\text{Beban mati merata, } V_A = 0,5 \cdot DL \cdot L$$

$$= 0,5 \cdot 36,675 \text{ kN/m} \cdot 20,80 \text{ m}$$

$$= 381,42 \text{ kN}$$

$$\text{Beban mati terpusat, } V_A = 0,5 \cdot n \text{ diafragma} \cdot pDL$$

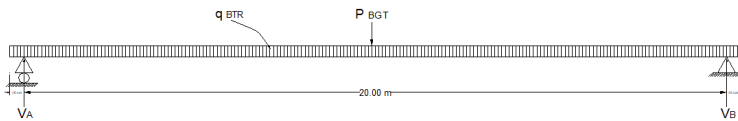
$$= 0,5 \cdot 5 \cdot 5,625 \text{ kN}$$

$$= 14,0625 \text{ kN}$$

$$\text{Total reaksi beban mati} = 381,42 \text{ kN} + 14,0625 \text{ kN}$$

$$= 395,4825 \text{ kN}$$

Akibat beban hidup



Gambar 4. 13 Permodelan Beban Hidup Girder Tengah

$$\begin{aligned}
 \text{Beban terbagi rata, } V_A &= 0,5 \cdot q_{LL} \cdot L \\
 &= 0,5 \cdot 19,635 \text{ kN/m} \cdot 20,80 \text{ m} \\
 &= 204,204 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Garis Terpusat, } V_A &= 0,5 \cdot p_{LL} \\
 &= 0,5 \cdot 144,06 \text{ kN} \\
 &= 72,03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total reaksi beban hidup} &= 204,204 \text{ kN} + 72,03 \text{ kN} \\
 &= 276,234 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{Momen dan geser pada } 1/8 \text{ bentang akibat beban mati} \\
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/8L) - (P_d \cdot 2,5 \text{ m}) - (q_{DL} \cdot 2,9 \text{ m} \cdot 1,45 \text{ m}) \\
 &= (395,483 \text{ kN} \cdot 2,5 \text{ m}) - (5,625 \text{ kN} \cdot 2,5 \text{ m}) - \\
 &\quad (36,675 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m} \cdot 1,45 \text{ m}) \\
 &= 820,425 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - P_d - (q_{DL} \cdot 2,9 \text{ m}) \\
 &= 395,483 \text{ kN} - 5,625 \text{ kN} - (36,675 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m}) \\
 &= 283,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{Momen dan geser pada } 1/4 \text{ bentang akibat beban mati} \\
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/4 L) - (P_d \cdot 5 \text{ m}) - (q_{DL} \cdot 5,4 \text{ m} \cdot 2,7 \text{ m}) \\
 &= (395,483 \text{ kN} \cdot 5 \text{ m}) - (5,625 \text{ kN} \cdot 5 \text{ m}) - \\
 &\quad (36,675 \text{ kN} \cdot 5,4 \text{ m} \cdot 2,7 \text{ m}) \\
 &= 1414,57 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - P_d - (q_{DL} \cdot 5,4 \text{ m}) \\
 &= 395,483 \text{ kN} - (5,625) \text{ kN} - (36,675 \text{ kN} \cdot 5 \text{ m}) \\
 &= 191,813 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 3/8 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 3/8 L) - (P_d \cdot 7,5 \text{ m}) - (P_d \cdot 2,5 \text{ m}) - \\
 &\quad (q_{DL} \cdot 7,9 \text{ m} \cdot 3,95 \text{ m}) \\
 &= (395,483 \text{ kN} \cdot 7,5 \text{ m}) - (5,625 \text{ kN} \cdot 7,5 \text{ m}) - \\
 &\quad (5,625 \text{ kN} \cdot 2,5 \text{ m}) - (36,675 \text{ kN} \cdot 7,9 \text{ m} \cdot 3,95 \text{ m}) \\
 &= 1765,43 \text{ kN m} \\
 V_{DL} &= V_A - (2 \cdot P_d) - (q_{DL} \cdot 7,9 \text{ m}) \\
 &= 395,483 \text{ kN} - (2 \cdot 5,625 \text{ kN}) - (36,675 \text{ kN} \cdot 7,9 \text{ m}) \\
 &= 94,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot \frac{1}{2} L) - (P_d \cdot 10 \text{ m}) - (P_d \cdot 5 \text{ m}) - (q_{DL} \cdot 10,4 \text{ m} \cdot 5,2 \\
 &\quad \text{m}) \\
 &= (395,483 \text{ kN} \cdot 10 \text{ m}) - (5,625 \text{ kN} \cdot 10 \text{ m}) - \\
 &\quad (5,625 \text{ kN} \cdot 5 \text{ m}) - (36,675 \text{ kN} \cdot 10,4 \text{ m} \cdot 5,2 \text{ m}) \\
 &= 1887,07 \text{ kN m} \\
 V_{DL} &= V_A - (2 \cdot P_d) - (q_{DL} \cdot 10 \text{ m}) \\
 &= 395,483 \text{ kN} - (2 \cdot 5,625 \text{ kN}) - (36,675 \text{ kN} \cdot 10,4 \text{ m}) \\
 &= 2,8125 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada $\frac{1}{8}$ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 1/8 L) - (q_{LL} \cdot 2,9 \text{ m} \cdot 1,45 \text{ m}) \\
 &= (276,234 \text{ kN} \cdot 2,5 \text{ m}) - (19,635 \text{ kN/m} \cdot 2,9 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 1,45 \text{ m}) \\
 &= 608,02 \text{ kN m} \\
 V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \cdot 2,5 \text{ m}) \\
 &= 276,234 \text{ kN} - (19,635 \text{ kN/m} \cdot 2,9 \text{ m}) \\
 &= 219,293 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot \frac{1}{4} L) - (q_{LL} \cdot 5,4 \text{ m} \cdot 2,7 \text{ m}) \\
 &= (276,234 \text{ kN} \cdot 5 \text{ m}) - (19,635 \text{ kN/m} \cdot 5,4 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 2,5 \text{ m}) \\
 &= 1094,89 \text{ kN m} \\
 V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \cdot 5,4 \text{ m}) \\
 &= 276,234 \text{ kN} - (19,635 \text{ kN/m} \cdot 5,4 \text{ m}) \\
 &= 170,205 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 3/8 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 MLL &= (VA \cdot 3/8 L) - (qLL \cdot 7,9 \text{ m} \cdot 3,95 \text{ m}) \\
 &= (276,234 \text{ kN} \cdot 7,5 \text{ m}) - (19,635 \text{ kN/m} \cdot 7,9 \text{ m} \cdot 3,95 \text{ m}) \\
 &= 1459,04 \text{ kN m} \\
 VLL &= VA - (qLL \cdot 7,9 \text{ m}) \\
 &= 276,234 \text{ kN} - (19,635 \text{ kN/m} \cdot 7,9 \text{ m}) \\
 &= 121,118 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 1/2 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 MLL &= (VA \cdot 1/2 L) - (qLL \cdot 10,4 \text{ m} \cdot 5,2 \text{ m}) \\
 &= (276,234 \text{ kN} \cdot 10 \text{ m}) - (19,635 \text{ kN/m} \cdot 10,4 \text{ m} \cdot 5,2 \text{ m}) \\
 &= 1700,48 \text{ kN m} \\
 VLL &= VA - (qLL \cdot 10,4 \text{ m}) \\
 &= 276,234 \text{ kN} - (19,635 \text{ kN/m} \cdot 10,4 \text{ m}) \\
 &= 72,03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kombinasi Pembebanan

Pada 1/8 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 Mu &= 1,3 \cdot MDL + 2 \cdot MLL \\
 &= (1,3 \cdot 820,425 \text{ kN m}) + (2 \cdot 608,020 \text{ kN m}) \\
 &= 2282,59 \text{ kN m} \\
 Vu &= 1,3 \cdot VDL + 2 \cdot VLL \\
 &= 1,3 \cdot 283,5 \text{ kN} + 2 \cdot 219,293 \text{ kN} \\
 &= 807,135 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada 1/4 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 Mu &= 1,3 \cdot MDL + 2 \cdot MLL \\
 &= (1,3 \cdot 1414,566 \text{ kN m}) + (2 \cdot 1094,89 \text{ kN m}) \\
 &= 4028,72 \text{ kN m} \\
 Vu &= 1,3 \cdot VDL + 2 \cdot VLL \\
 &= 1,3 \cdot 191,813 \text{ kN} + 2 \cdot 170,205 \text{ kN} \\
 &= 589,766 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada 3/8 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 Mu &= 1,3 \cdot MDL + 2 \cdot MLL \\
 &= (1,3 \cdot 1765,425 \text{ kN m}) + (2 \cdot 1459,045 \text{ kN m})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 5213,14 \text{ kN m} \\
 V_u &= 1,3 \cdot VDL + 2 \cdot VLL \\
 &= 1,3 \cdot 94,5 \text{ kN} + 2 \cdot 121,118 \text{ kN} \\
 &= 365,085 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,3 \cdot MDL + 2 \cdot MLL \\
 &= (1,3 \cdot 1887,066 \text{ kN m}) + (2 \cdot 1700,479 \text{ kN m}) \\
 &= 5854,14 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,3 \cdot VDL + 2 \cdot VLL \\
 &= 1,3 \cdot 2,8125 \text{ kN} + 2 \cdot 72,03 \text{ kN} \\
 &= 147,716 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Akibat Beban Truck

$$\begin{aligned}
 T_u &= P \text{ truck} \\
 &= (1 + DLA) \cdot T_u \cdot K_{uTT} \\
 &= (1 + 0,4) \cdot 112,5 \text{ kN} \cdot 1,8 \\
 &= 283,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_t &= T_u \cdot (0,5 \cdot S) \\
 &= 283,5 \text{ kN} \cdot (0,5 \cdot 2,1 \text{ m}) \\
 &= 297,675 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

4.2.3.4 Perhitungan Penulangan Pada Balok Tengah

- *Penulangan balok pada 1/8 bentang*

- ***Tulangan Lentur***

$$M_u = 2282,593 \text{ kN m}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1570 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2282,593 \text{ kNm}}{0,8} = 2853,240797 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{2853240797}{600 \cdot (1570)^2} = 1,93 \text{ N/mm}$$

$$\rho b = \frac{0,85 f_c' \beta_1}{0,85 f_y} x \frac{600}{600 + \frac{600}{\rho}}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 0,85}{390} x \frac{600}{600 + 390} = 0,028$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 x \rho b = 0,75 x 0,028$$

$$= 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 x f_c'} = \frac{390}{0,85 x 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18,353} x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 18,353 x 1,93}{390}} \right) = 0,0052$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,0052 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0052$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$As = \rho \cdot b \cdot d$$

$$As = 0,0052 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ mm}$$

$$As = 4893,1094 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$As = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 32^2$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{4893,11 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 6,09$$

Maka dipakai tulangan lentur 7 D32

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 7 \\ &= 5626,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

As perlu < As pasang

$$4893,11 \text{ mm}^2 < 5626,88 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{5626,88 \cdot 390}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 172,12 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 172,12 \cdot 600 \cdot \left(1570 - \frac{172,12}{2} \right) \\ &= 2853240797 \text{ N mm} \end{aligned}$$

Mn perlu < Mn pasang

$$2853240797 \text{ N mm} < 3256485427 \text{ N mm (OK)}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} \text{As} &= \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0036 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ mm} \\ &= 3381,54 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D32

$$\text{As} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 32^2 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{3381,54 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 4,21$$

Maka dipakai tulangan tekan 5 D32

- ***Tulangan Geser***

$$V_u = 807135 \text{ N}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1570 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,75$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1570 \\
 &= 785000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c \\
 &= \frac{807135}{0,75} - 785000 \\
 &= 291180 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= \frac{b_w \cdot d}{3} \\
 &= \frac{600 \cdot 1570}{3} \\
 &= 314000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek Kondisi Geser

$$1. V_u < 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c$$

$$807135 > 294375 \text{ (NOT OK)}$$

$$2. 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot V_c$$

$$294375 < 807135 > 588750 \text{ (NOT OK)}$$

$$3. \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min})$$

$$588750 < 807135 < 824550 \text{ (OK)}$$

$$4. \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$824550 > 807135 < 1766250 \text{ (NOT OK)}$$

$$5. \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$1766250 > 807135 < 2943750 \text{ (NOT OK)}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 3 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= 2 \cdot 3,14 \cdot 12^2$$

$$= 226,08 \text{ mm}^2$$

Jarak antar sengkang

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

$$= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1570}{314000}$$

$$= 271,296 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 150 mm

- *Tulangan Torsi*

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

$$\begin{aligned}
 F_y &= 390 \text{ Mpa} \\
 \phi &= 0,8 \\
 h &= 1600 \text{ mm} \\
 b &= 600 \text{ mm} \\
 d' &= 30 \text{ mm} \\
 d &= 1570 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{T_u}{\phi} = \frac{345,6}{0,8} \\
 &= 432 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= h \cdot b \\
 &= 1600 \cdot 600 \\
 &= 960000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\
 &= 2 \cdot (1600 + 600) \\
 &= 4400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &= \frac{\phi \times \sqrt{f_c'} }{3} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 3345600000 &= \frac{0,8 \times \sqrt{25}}{3} \times \left(\frac{960000^2}{4400} \right)
 \end{aligned}$$

$$3345600000 > 279272727,3 \text{ (perlu tulangan torsi)}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\
 &= (1600 - 2 \cdot 30) \times (600 - 2 \cdot 30) \\
 &= 831600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \cdot (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\
 &= 2 \cdot (1600 - 2 \cdot 30) + (600 - 2 \cdot 30) \\
 &= 3620 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$A_o = 0,85 \cdot A_{oh}$$

$$= 0,85 \cdot 831600$$

$$= 706860 \text{ mm}^2$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{423000000}{2 \cdot 706860 \cdot 390 \cdot 1}$$

$$A_{vt} = 783,53 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$A_t = \frac{A_{vt}}{s} \cdot Ph \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot 2\theta$$

$$= \frac{783,53}{1000} \cdot 3620 \cdot \frac{390}{390} \cdot 1$$

$$= 2909,107 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D32

$$A_s = 0.25 \cdot \pi \cdot d^2$$

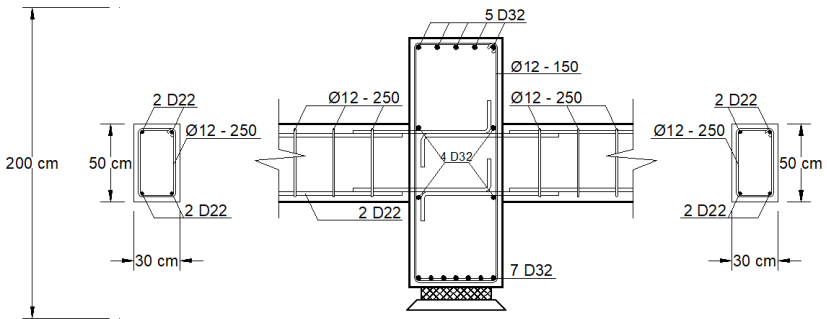
$$= 0.25 \cdot 3.14 \cdot 1024$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{2909,107}{803,84} = 3,61$$

Maka dipakai tulangan tekan 4 D32



Gambar 4. 14 Penulangan Balok Tengah pada 1/8 Bentang

- *Penulangan balok pada 1/4 bentang*

- ***Tulangan Lentur***

$$M_u = 4028,719 \text{ kNm}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1570 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4028,719 \text{ kNm}}{0,8} = 5035,899 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{5035899000}{600 \cdot (1570)^2} = 3,40 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,028$$

m

$$= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 3,40}{390}} \right) = 0,0095$$

Kontrol, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0036 < 0,0095 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0095$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0095 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ mm}$$

$$A_s = 9016,521 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1024$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{9016,521 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 11,21$$

Maka dipakai tulangan lentur 12 D32

$$A_s \text{ pasang} = A_s \text{ tulangan} \cdot n$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 12$$

$$= 9646,08 \text{ mm}^2$$

Kontrol Penampang

As perlu < As pasang

$$9016,521 \text{ mm}^2 < 9646,08 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

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

$$= \frac{9646,08 \cdot 390}{0,85 \cdot 25 \cdot 600}$$

$$= 295,06 \text{ mm}$$

$$M_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 295,06 \cdot 600 \cdot \left(1570 - \frac{295,06}{2}\right)$$

$$= 4864007680875 \text{ N mm}$$

Mn perlu < Mn pasang

5035899000 N mm < 5351353477 N mm (OK)

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$A_s = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0036 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ mm}$$

$$= 3381,538 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan tekan D32

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1024$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{3381,538 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 4,21$$

Maka dipakai tulangan tekan 5 D32

- ***Tulangan Geser***

$$V_u = 589766,3 \text{ N}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1570 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,75$$

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

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 500 \cdot 1470$$

$$= 785000 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c \\
 &= \frac{589766,3}{0,75} - 785000 \\
 &= -1355 \text{ N} \\
 V_s \text{ min} &= \frac{b_w \cdot d}{3} \\
 &= \frac{600 \cdot 1570}{3} \\
 &= 314000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek Kondisi Geser

$$\begin{array}{lcl}
 1. V_u & < & 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c \\
 589766,3 & > & 294375 \text{ (NOT OK)}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl}
 2. 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c & < & V_u < \Phi \cdot V_c \\
 294375 < 589766,3 & > & 588750 \text{ (NOT OK)}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl}
 3. \Phi \cdot V_c & < & V_u < \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min}) \\
 588750 < & 589766,3 < & 824550 \text{ (OK)}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl}
 4. \Phi \cdot (V_c + V_{s \text{ min}}) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) \\
 824550 > & 589766,3 < & 1766250 \text{ (NOT OK)}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl}
 5. \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) \\
 1766250 > & 589766,3 < & 2943750 \text{ (NOT OK)}
 \end{array}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 3 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 2 \cdot 3,14 \cdot 12^2 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

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

$$= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1570}{314000}$$

$$= 271,296 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 12 - 150 \text{ mm}$

- ***Tulangan Torsi***

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,8$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1570 \text{ mm}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{345,6}{0,8}$$

$$= 432 \text{ kN m}$$

$$A_{cp} = h \cdot b$$

$$= 1600 \cdot 600$$

$$= 960000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \cdot (h + b)$$

$$= 2 \cdot (1600 + 600)$$

$$= 4400 \text{ mm}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$T_u = \frac{\phi \times \sqrt{f_c'}}{3} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$3345600000 = \frac{0,8 \times \sqrt{25}}{3} \times \left(\frac{960000^2}{4400} \right)$$

$$3345600000 > 279272727,3 \text{ (perlu tulangan torsi)}$$

$$A_{oh} = (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d')$$

$$\begin{aligned}
 &= (1600 - 2 \cdot 30) \times (600 - 2 \cdot 30) \\
 &= 831600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ph &= 2 \cdot (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\
 &= 2 \cdot (1600 - 2 \cdot 30) + (600 - 2 \cdot 30) \\
 &= 3620 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 831600 \\
 &= 706860 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{vt}}{1000} &= \frac{423000000}{2 \cdot 706860 \cdot 390 \cdot 1} \\
 A_{vt} &= 783,53 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \cdot Ph \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot 2\theta \\
 &= \frac{783,53}{1000} \cdot 3620 \cdot \frac{390}{390} \cdot 1 \\
 &= 2909,107 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

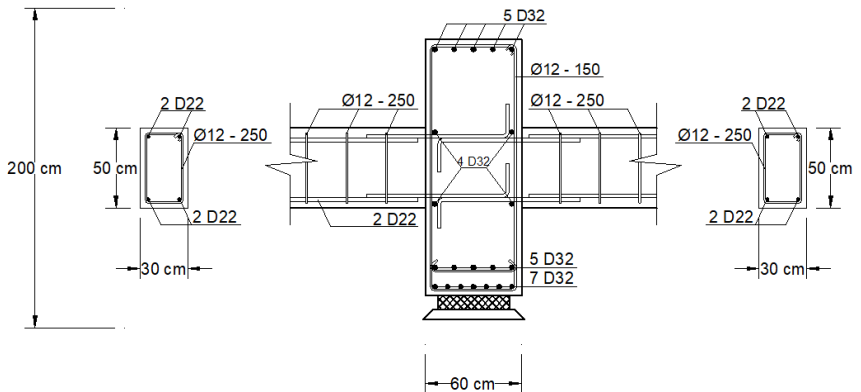
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 1024 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{2909,107}{803,84} = 3,61$$

Maka dipakai tulangan tekan 4 D32



Gambar 4. 15 Penulangan Balok Tengah pada 1/4 Bentang

- Penulangan balok pada 3/8 bentang

- **Tulangan Lentur**

$$M_u = 5213,143 \text{ kNm}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 3900 \text{ MPa}$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1570 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{5213,143 \text{ kNm}}{0,8} = 6516,428297 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{6516428297}{600 \cdot (1570)^2} = 4,41 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,028 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,021 = 0,01575$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353 \\ \rho &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_c'}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 4,41}{390}} \right) = 0,013 \end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,013 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,013$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,013 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ mm}$$

$$A_s = 12059,19 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1024$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{12059,19 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 15,001$$

Maka dipakai tulangan lentur 16 D32

$$A_s \text{ pasang} = A_s \text{ tulangan} \cdot n$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 16$$

$$= 12861,44 \text{ mm}^2$$

Kontrol Penampang

As perlu < As pasang

12059,19 mm² < 12861,44 mm² (OK)

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{As \text{ pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{12861,44 \cdot 390}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 393,41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 393,41 \cdot 600 \cdot \left(1570 - \frac{393,41}{2} \right) \\ &= 6888398113 \text{ N mm} \end{aligned}$$

Mn perlu < Mn pasang

6516428297 N mm < 6888398113 N mm

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} As &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0036 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ mm} \\ &= 3381,538 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D32

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1024 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{3381,538 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 4,21$$

Maka dipakai tulangan tekan 5 D32

- *Tulangan Geser*

$$V_u = 365085 \text{ N}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1570 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,75$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 500 \cdot 1470 \\ &= 785000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c \\ &= \frac{365085}{0,75} - 785000 \\ &= -298220 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= \frac{b \cdot w \cdot d}{3} \\ &= \frac{600 \cdot 1570}{3} \\ &= 341000 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek Kondisi Geser

$$\begin{array}{lcl} 1. V_u & < & 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c \\ 365085 & > & 294375 \text{ (NOT OK)} \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl} 2. 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c & < & V_u < \Phi \cdot V_c \\ 294375 & < & 365085 < 588750 \text{ (OK)} \end{array}$$

$$3. \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot (V_c + V_{s \text{ min}})$$

$$588750 > 365085 < 824750 \text{ (NOT OK)}$$

$$4. \Phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$824750 > 365085 < 1766250 \text{ (NOT OK)}$$

$$5. \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$1766250 > 365085 < 2943750 \text{ (NOT OK)}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 2 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= 2 \cdot 3,14 \cdot 12^2$$

$$= 226,08 \text{ mm}^2$$

Jarak antar sengkang

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

$$= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1570}{314000}$$

$$= 271,296 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 200 mm

- ***Tulangan Torsi***

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

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

$$\phi = 0,8$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1570 \text{ mm}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{345,6}{0,8}$$

$$\begin{aligned}
 &= 432 \text{ kN m} \\
 A_{cp} &= h \cdot b \\
 &= 1600 \cdot 600 \\
 &= 960000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\
 &= 2 \cdot (1600 + 600) \\
 &= 4400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &= \frac{\phi \times \sqrt{f_c t}}{3} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 3345600000 &= \frac{0.8 \times \sqrt{25}}{3} \times \left(\frac{960000^2}{4400} \right)
 \end{aligned}$$

$$3345600000 > 279272727,3 \text{ (perlu tulangan torsi)}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\
 &= (1600 - 2 \cdot 30) \times (600 - 2 \cdot 30) \\
 &= 831600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \cdot (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\
 &= 2 \cdot (1600 - 2 \cdot 30) + (600 - 2 \cdot 30) \\
 &= 3620 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 831600 \\
 &= 706860 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{Luas sengkang per torsi} \\
 \frac{A_{vt}}{1000} &= \frac{423000000}{2 \cdot 706860 \cdot 390 \cdot 1} \\
 A_{vt} &= 783,53 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_t &= \frac{A_v t}{s} \cdot Ph \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot 2\theta \\
 &= \frac{783,53}{1000} \cdot 3620 \cdot \frac{390}{390} \cdot 1 \\
 &= 2909,107 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

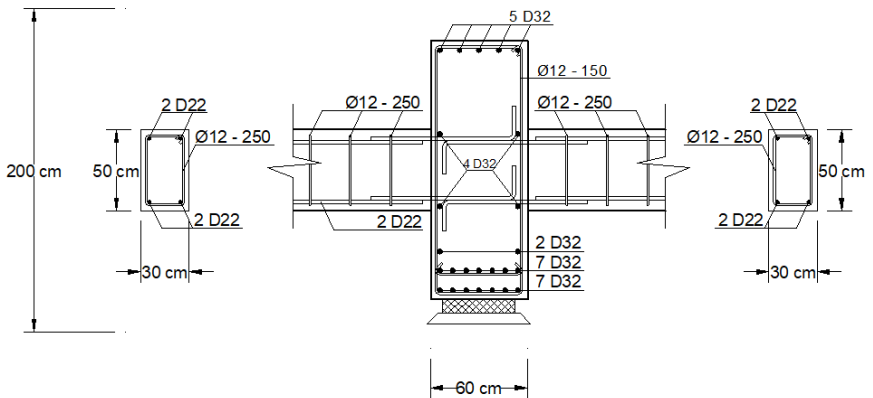
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 0.25 \cdot 3.14 \cdot 1024 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{2909,107}{803,84} = 3,61$$

Maka dipakai tulangan tekan 4 D32



Gambar 4. 16 Penulangan Balok Tengah pada 3/8 Bentang

- *Penulangan balok pada 1/2 bentang*

- **Tulangan Lentur**

$$Mu = 5854,144 \text{ kNm}$$

$$fc' = 25 \text{ MPa}$$

$$fy = 390 \text{ MPa}$$

$$h = 1500 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1470 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{5854,144 \text{ kNm}}{0,8} = 7317,68025 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{7317680250}{600 \cdot (1570)^2} = 4,95 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,028 = 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 4,95}{390}} \right) = 0,015 \end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0036 < 0,015 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,015$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,015 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ mm}$$

$$A_s = 13808,62 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1024$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{13808,62 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 17,18$$

Maka dipakai tulangan lentur 18 D32

$$A_s \text{ pasang} = A_s \text{ tulangan} \cdot n$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 18$$

$$= 14469,12 \text{ mm}^2$$

Kontrol Penampang

$$A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pasang}$$

$$13808,62 \text{ mm}^2 < 14469,12 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \cdot f_y}{$$

$$= \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot b}{14469,12 \cdot 390}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 600}{$$

$$= 442,58 \text{ mm}$$

$$M_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 442,58 \cdot 600 \cdot \left(1570 - \frac{442,58}{2}\right)$$

$$= 7610698589 \text{ N mm}$$

$$M_n \text{ perlu} < M_n \text{ pasang}$$

$$7317680250 \text{ N mm} < 7610698589 \text{ N mm (OK)}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat duktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$A_s = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0036 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ mm}$$

$$= 3381,538 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan tekan D32

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1024$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{3381,538 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 4,21$$

Maka dipakai tulangan tekan 5 D32

- ***Tulangan Geser***

$$V_u = 147716,3 \text{ N}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1500 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1470 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,75$$

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

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1570$$

$$= 785000 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c \\
 &= \frac{147716,3}{0,75} - 785000 \\
 &= -588045 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= \frac{b_w \cdot d}{3} \\
 &= \frac{600 \cdot 1570}{3} \\
 &= 341000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek Kondisi Geser

$$\begin{aligned}
 1. \quad V_u &< 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c \\
 147716,3 &< 294375 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2. \quad 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c &< V_u < \Phi \cdot V_c \\
 294375 &> 147716,3 < 588750 \text{ (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 3. \quad \Phi \cdot V_c &< V_u < \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min}) \\
 588750 &> 147716,3 < 824250 \text{ (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 4. \quad \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min}) &< V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) \\
 824250 &> 147716,3 < 1766250 \text{ (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 5. \quad \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) &< V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) \\
 1766250 &> 147716,3 < 2943750 \text{ (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 2 \cdot 3,14 \cdot 12^2 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1570}{341000} \\
 &= 271,296 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 12 - 200 \text{ mm}$

- ***Tulangan Torsi***

$$\begin{aligned}
 F_c' &= 25 \text{ Mpa} \\
 F_y &= 390 \text{ Mpa} \\
 \phi &= 0,75 \\
 h &= 1600 \text{ mm} \\
 b &= 600 \text{ mm} \\
 d' &= 30 \text{ mm} \\
 d &= 1570 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{T_u}{\phi} = \frac{345,6}{0,8} \\
 &= 432 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= h \cdot b \\
 &= 1600 \cdot 600 \\
 &= 960000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\
 &= 2 \cdot (1600 + 600) \\
 &= 4400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &= \frac{\phi \times \sqrt{f_c'} }{3} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 3345600000 &= \frac{0,8 \times \sqrt{25}}{3} \times \left(\frac{960000^2}{4400} \right)
 \end{aligned}$$

$$3345600000 > 279272727,3 \text{ (perlu tulangan torsi)}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\
 &= (1600 - 2 \cdot 30) \times (600 - 2 \cdot 30) \\
 &= 831600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \cdot (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\
 &= 2 \cdot (1600 - 2 \cdot 30) + (600 - 2 \cdot 30) \\
 &= 3620 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 831600 \\
 &= 706860 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{vt}}{1000} &= \frac{423000000}{2 \cdot 706860 \cdot 390 \cdot 1} \\
 A_{vt} &= 783,53 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot 2\theta \\
 &= \frac{783,53}{1000} \cdot 3620 \cdot \frac{390}{390} \cdot 1 \\
 &= 2909,107 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

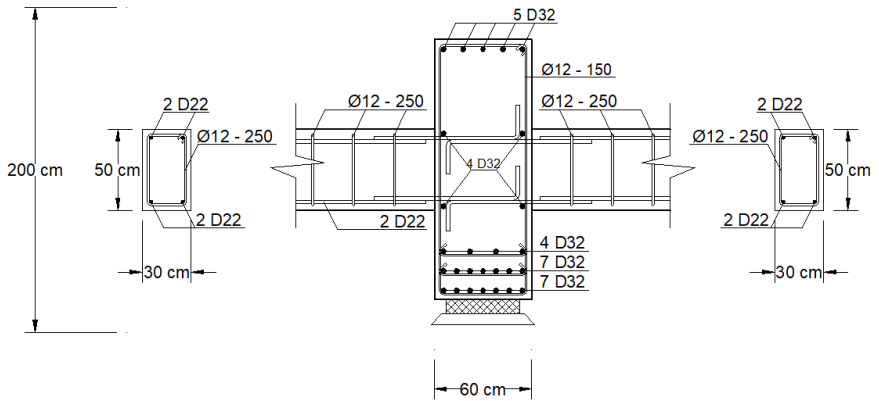
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 1024 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{2909,107}{803,84} = 3,61$$

Maka dipakai tulangan tekan 4 D32



Gambar 4. 17 Penulangan Balok Tengah pada 1/2 Bentang

4.2.3.5 Kontrol Lendutan Pada Balok Tengah

Bentang yang ditinjau $L = 20,80 \text{ m} = 2080 \text{ cm}$

$$E = 23500 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 600 \cdot 1600^3$$

$$I = 2,04 \times 10^{11}$$

Lendutan Ijin

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{2080}{800} = 2,6 \text{ cm}$$

Lendutan Akibat Beban Hidup (BGT+BTR)

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \cdot Q_{BTR} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{1 \cdot P_{BTR} \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \\ &= \frac{5 \cdot 19,635 \cdot 20800^4}{384 \cdot 23500 \cdot 2,04 \cdot 10^{11}} + \frac{1 \cdot 42756 \cdot 20800^3}{48 \cdot 23500 \cdot 2,04 \cdot 10^{11}} \\ &= 9,98 + 1,67 \\ &= 11,65 \text{ mm} \\ &= 1,165 \text{ cm} \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{array}{lcl} \delta_{BGT+BTR} & < & \Delta \text{ ijin} \\ 1,165 \text{ cm} & < & 2,6 \text{ cm} \end{array}$$

4.2.4 Perencanaan Balok Tepi Bentang 20,8 M

4.2.4.1 Preliminary Design Balok Tepi

Perencanaan dimensi awal untuk balok tengah disesuaikan berdasarkan *RSNI T-12-2004 pasal 9.2.1*

a. Menentukan dimensi balok

➤ Tinggi Balok (h) dihitung melalui pendekatan

$$\left(\frac{1}{12} L \geq h \geq \frac{1}{15} L\right)$$

$$\text{a. } \frac{1}{12} L = \frac{1}{12} \times 20000 \text{ mm} = 1666.67 \text{ mm}$$

$$\text{b. } \frac{1}{15} L = \frac{1}{15} \times 20000 \text{ mm} = 1333.33 \text{ mm}$$

Jadi tinggi girder (h) yang digunakan = 1600 mm **(OK)**

➤ Lebar Girder (bw) dihitung melalui pendekatan

$$\left(\frac{2}{3} h \geq bw \geq \frac{1}{3} h\right)$$

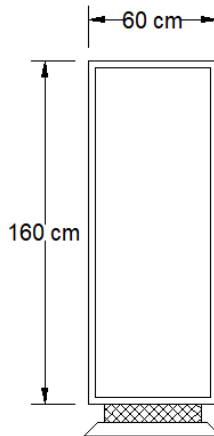
$$\text{a. } \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 1600 \text{ mm} = 1066.67 \text{ mm}$$

$$\text{b. } \frac{1}{3} h = \frac{1}{3} \times 1600 \text{ mm} = 533.33 \text{ mm}$$

Jadi lebar girder (bw) yang digunakan = 600 mm **(OK)**

4.2.4.2 Analisis Pembebanan Balok Tepi Beban Mati

- Beban mati merata



- Berat Balok Girder

Gambar 4. 18 Penampang Girder Tepi

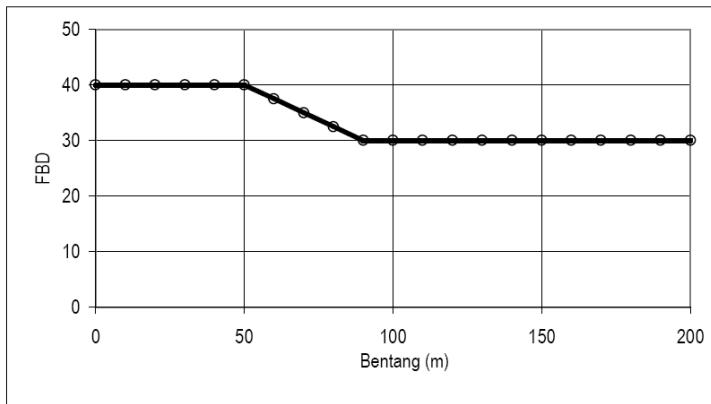
- $q \text{ balok} = 1,6 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3$
 $q \text{ balok} = 24 \text{ kN}$
 - Beban Pelat Lantai
 $q \text{ pelat} = 0,25 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3$
 $q \text{ pelat} = 9,375 \text{ kN}$
 - Beban Aspal
 $q \text{ aspal} = 0,1 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3$
 $q \text{ aspal} = 3,3 \text{ kN}$
 - Berat sendiri parapet
 $q \text{ parapet} = 0,4269 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3$
 $q \text{ parapet} = 10,671 \text{ kN}$
- Total beban = $24 \text{ kN} + 9,375 \text{ kN} + 3,3 \text{ kN} + 10,671 \text{ kN}$
 = $47,347 \text{ kN}$

- Beban mati terpusat
- a. Berat sendiri diafragma
- $q_{\text{dia}} = 0,5 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3$
- $q_{\text{dia}} = 5,625 \text{ kN}$
- Total beban = 5,625 kN

Beban Hidup

- Beban Hidup Merata
- a. Beban Air Hujan
- $q_{\text{hujan}} = 0,05 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3$
- = 0,735 kN
- b. Beban BTR
- BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dinyatakan dalam rumus sebagai berikut:
- $q = 9 \text{ kPa}$ untuk $L < 30 \text{ m}$
- $q = 9 \times (1 \times 1/5L) \text{ kPa}$ untuk $L \geq 30 \text{ m}$
- $q_{\text{BTR}} = 9 \text{ kPa} \times 2,1 \text{ m}$
- = 18,9 kN/m
- Total beban = 0,735 kN + 18,9 kN/m
- = 19,635 kN

- Beban Hidup Terpusat
- a. P BGT
- Nilai P untuk BGT = 49 kN/m
- Faktor beban dinamis (DLA) untuk BGT diambil nilai sesuai dengan grafik di bawah ini :



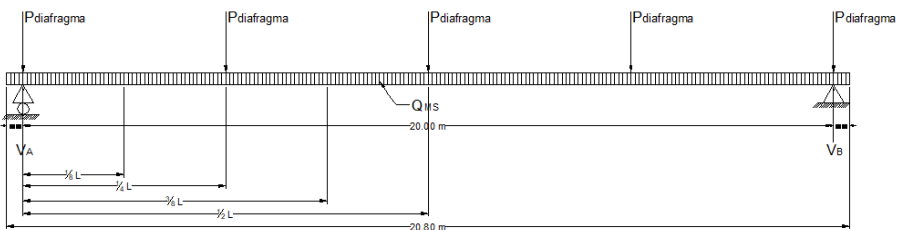
Gambar 4. 19 Faktor Beban Dinamis untuk BGT

$$\begin{aligned}
 P \text{ BGT} &= 49 \text{ kN} \times 2,1 \text{ m} \times 1,4 \\
 P \text{ BGT} &= 144,06 \text{ kN} \\
 \text{Total beban} &= 144,06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4.2.3.3 Perhitungan Gaya Dalam

- Reaksi perletakan pada balok

Akibat beban mati



Gambar 4. 20 Permodelan Beban Mati Girder Tengah

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, } V_A &= 0,5 \cdot DL \cdot L \\
 &= 0,5 \cdot 47,347 \text{ kN/m} \cdot 20,8 \text{ m} \\
 &= 492,408 \text{ Kn} \\
 \text{Beban mati terpusat, } V_A &= 0,5 \cdot n \text{ diafragma} \cdot pDL
 \end{aligned}$$

$$= 0,5 \cdot 5 \cdot 5,625$$

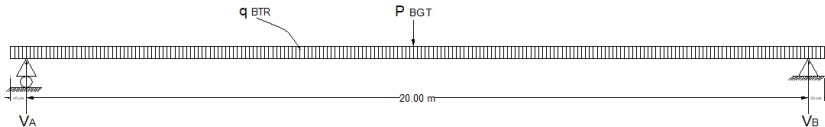
$$\text{kN}$$

$$= 14,0625 \text{ kN}$$

$$\text{Total reaksi beban mati} = 492,408 \text{ kN} + 14,0625 \text{ kN}$$

$$= 506,47 \text{ kN}$$

Akibat beban hidup



Gambar 4. 21 Permodelan Beban Hidup Girder

Tepi

$$\text{Beban terbagi rata, } VA = 0,5 \cdot q_{LL} \cdot L$$

$$= 0,5 \cdot 19,635 \text{ kN/m} \cdot 20,8 \text{ m}$$

$$= 204,204 \text{ kN}$$

$$\text{Beban Garis Terpusat, } VA = 0,5 \cdot p_{LL}$$

$$= 0,5 \cdot 144,06 \text{ kN}$$

$$= 72,03 \text{ kN}$$

$$\text{Total reaksi beban hidup} = 204,204 \text{ kN} + 72,03 \text{ kN}$$

$$= 276,234 \text{ kN}$$

Momen dan geser pada 1/8 bentang akibat beban mati

$$M_{DL} = (VA \cdot 1/8L) - (Pd \cdot 2,5\text{m}) - (q_{DL} \cdot 2,9 \text{ m} \cdot 1,45 \text{ m})$$

$$= (506,47 \text{ kN} \cdot 2,5 \text{ m}) - (5,625 \text{ kN} \cdot 2,5 \text{ m}) -$$

$$(47,347 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m} \cdot 1,45 \text{ m})$$

$$= 1053,02 \text{ kN m}$$

$$V_{DL} = VA - Pd - (q_{DL} \cdot 2,9 \text{ m})$$

$$= 506,47 \text{ kN} - (5,625) - (47,347 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m})$$

$$= 363,539 \text{ kN}$$

Momen dan geser pada 1/4 bentang akibat beban mati

$$M_{DL} = (VA \cdot 1/4 L) - (Pd \cdot 5 \text{ m}) - (q_{DL} \cdot 5,4 \text{ m} \cdot 2,7 \text{ m})$$

$$= (506,47 \text{ kN} \cdot 5 \text{ m}) - (5,625 \text{ kN} \cdot 5 \text{ m}) -$$

$$\begin{aligned}
 & (47,347 \text{ kN} \cdot 5,4 \text{ m} \cdot 2,7 \text{ m}) \\
 & = 1813,91 \text{ kN m} \\
 V_{DL} & = V_A - P_d - (q_{DL} \cdot 5,4 \text{ m}) \\
 & = 506,47 \text{ kN} - (5,625) \text{ kN} - (47,347 \text{ kN} \cdot 5,4 \text{ m}) \\
 & = 245,172 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 3/8 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} & = (V_A \cdot 3/8 L) - (P_d \cdot 7,5 \text{ m}) - (P_d \cdot 2,5 \text{ m}) - \\
 & \quad (q_{DL} \cdot 7,9 \text{ m} \cdot 3,95 \text{ m}) \\
 & = (506,47 \text{ kN} \cdot 7,5 \text{ m}) - (5,625 \text{ kN} \cdot 7,5 \text{ m}) - \\
 & \quad (5,625 \text{ kN} \cdot 2,5 \text{ m}) - (47,347 \text{ kN} \cdot 7,9 \text{ m} \cdot 3,95 \text{ m}) \\
 & = 2264,82 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} & = V_A - (2 \cdot P_d) - (q_{DL} \cdot 7,9 \text{ m}) \\
 & = 506,47 \text{ kN} - (2 \cdot 5,625 \text{ kN}) - (47,347 \text{ kN} \cdot 7,9 \text{ m}) \\
 & = 121,18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 1/2 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} & = (V_A \cdot 1/2 L) - (P_d \cdot 10 \text{ m}) - (P_d \cdot 5 \text{ m}) - (q_{DL} \cdot 10,4 \text{ m} \cdot \\
 & \quad 5,2 \text{ m}) \\
 & = (506,47 \text{ kN} \cdot 10 \text{ m}) - (5,625 \text{ kN} \cdot 10 \text{ m}) - \\
 & \quad (5,625 \text{ kN} \cdot 5 \text{ m}) - (47,347 \text{ kN} \cdot 10,4 \text{ m} \cdot 5,2 \text{ m}) \\
 & = 2419,81 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} & = V_A - (2 \cdot P_d) - (q_{DL} \cdot 10,4 \text{ m}) \\
 & = 506,47 \text{ kN} - (2 \cdot 5,625 \text{ kN}) - (47,347 \text{ kN} \cdot 10,4 \text{ m}) \\
 & = 2,813 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 1/8 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} & = (V_A \cdot 1/8 L) - (q_{LL} \cdot 2,9 \text{ m} \cdot 1,45 \text{ m}) \\
 & = (506,47 \text{ kN} \cdot 2,5 \text{ m}) - (19,635 \text{ kN/m} \cdot 2,9 \text{ m} \cdot 1,45 \text{ m}) \\
 & = 608,02 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} & = V_A - (q_{LL} \cdot 2,9 \text{ m}) \\
 & = 506,47 \text{ kN} - (19,635 \text{ kN/m} \cdot 2,9 \text{ m}) \\
 & = 219,293 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 1/4 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} & = (V_A \cdot 1/4 L) - (q_{LL} \cdot 5,4 \text{ m} \cdot 2,7 \text{ m}) \\
 & = (506,47 \text{ kN} \cdot 5 \text{ m}) - (19,635 \text{ kN/m} \cdot 5,4 \text{ m} \cdot 2,7 \text{ m}) \\
 & = 1094,89 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} & = V_A - (q_{LL} \cdot 5,4 \text{ m}) \\
 & = 506,47 \text{ kN} - (19,635 \text{ kN/m} \cdot 5,4 \text{ m})
 \end{aligned}$$

$$= 170,205 \text{ kN}$$

Momen dan geser pada 3/8 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned} \text{MLL} &= (V_A \cdot 3/8 L) - (q_{LL} \cdot 7,9 \text{ m} \cdot 3,95 \text{ m}) \\ &= (506,47 \text{ kN} \cdot 7,5 \text{ m}) - (19,635 \text{ kN/m} \cdot 7,9 \text{ m} \cdot 3,95 \text{ m}) \\ &= 1459,04 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{VLL} &= V_A - (q_{LL} \cdot 7,9 \text{ m}) \\ &= 506,47 \text{ kN} - (19,635 \text{ kN/m} \cdot 7,9 \text{ m}) \\ &= 121,118 \text{ Kn} \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 1/2 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned} \text{MLL} &= (V_A \cdot 1/2 L) - (q_{LL} \cdot 10,4 \text{ m} \cdot 5,2 \text{ m}) \\ &= (506,47 \text{ kN} \cdot 10 \text{ m}) - (19,635 \text{ kN/m} \cdot 10,4 \text{ m} \cdot 5,2 \text{ m}) \\ &= 1700,48 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{VLL} &= V_A - (q_{LL} \cdot 10,4 \text{ m}) \\ &= 506,47 \text{ kN} - (19,635 \text{ kN/m} \cdot 10,4 \text{ m}) \\ &= 72,03 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kombinasi Pembebanan

Pada 1/8 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 1,3 \cdot \text{MDL} + 2 \cdot \text{MLL} \\ &= (1,3 \cdot 1053,019 \text{ kN m}) + (2 \cdot 608,0198 \text{ kN m}) \\ &= 2584,96 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Vu} &= 1,3 \cdot \text{VDL} + 2 \cdot \text{VLL} \\ &= 1,3 \cdot 363,5391 \text{ kN} + 2 \cdot 219,2925 \text{ kN} \\ &= 911,186 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada 1/4 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 1,3 \cdot \text{MDL} + 2 \cdot \text{MLL} \\ &= (1,3 \cdot 1813,908 \text{ kN m}) + (2 \cdot 1094,892 \text{ kN m}) \\ &= 4547,86 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Vu} &= 1,3 \cdot \text{VDL} + 2 \cdot \text{VLL} \\ &= 1,3 \cdot 245,1719 \text{ kN} + 2 \cdot 170,205 \text{ kN} \\ &= 659,133 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada 3/8 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 1,3 \cdot \text{MDL} + 2 \cdot \text{MLL} \\ &= (1,3 \cdot 2264,816 \text{ kN m}) + (2 \cdot 1459,045 \text{ kN m}) \\ &= 5862,35 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1,3 \cdot VDL + 2 \cdot VLL \\ &= 1,3 \cdot 121,1797 \text{ kN} + 2 \cdot 121,1175 \text{ kN} \\ &= 399,769 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned} M_u &= 1,3 \cdot MDL + 2 \cdot MLL \\ &= (1,3 \cdot 2419,806 \text{ kN m}) + (2 \cdot 1700,479 \text{ kN m}) \\ &= 6546,71 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1,3 \cdot VDL + 2 \cdot VLL \\ &= 1,3 \cdot 2,8125 \text{ kN} + 2 \cdot 72,03 \text{ kN} \\ &= 147,716 \text{ kN} \end{aligned}$$

Akibat Beban Truck

$$\begin{aligned} T_u &= P \text{ truck} \\ &= (1 + DLA) \cdot T_u \cdot K_{uTT} \\ &= (1 + 0,4) \cdot 112,5 \text{ kN} \cdot 1,8 \\ &= 283,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_t &= T_u \cdot (0,5 \cdot S) \\ &= 283,5 \text{ kN} \cdot (0,5 \cdot 21 \text{ m}) \\ &= 297,675 \text{ kN m} \end{aligned}$$

4.2.3.4 Perhitungan Penulangan Pada Balok Tepi

- *Penulangan balok pada 1/8 bentang*

- ***Tulangan Lentur***

$$M_u = 2584,964 \text{ kN m}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1570 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2584,964 \text{ kNm}}{0,8} = 3231,20526 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{3231205260}{600 \cdot (1570)^2} = 2,18 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{0,85 f'c' \beta 1}{0,85 x 25} x \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 x 25 x 0,85}{390} x \frac{600}{600 + 390} \end{aligned}$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 x \rho b = 0,75 x 0,0028$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 x f'c'} = \frac{390}{0,85 x 25}$$

ρ

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{18,353} x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{390}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 18,353 x 2,18}{390}} \right) = 0,0059 \end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,0059 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0059$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} As &= \rho \cdot b \cdot d \\ As &= 0,0059 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ mm} \\ As &= 5580,533 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{5580,533 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 6,94$$

Maka dipakai tulangan lentur 7 D32

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 7 \\ &= 5626,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

As perlu < As pasang

$$5580,533 \text{ mm}^2 < 5626,88 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{5626,88 \cdot 390}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 172,116 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 172,116 \cdot 600 \cdot \left(1570 - \frac{172,116}{2} \right) \\ &= 3256485427 \text{ N mm} \end{aligned}$$

Mn perlu

< Mn pasang

$$3231205260 \text{ N mm} < 3256485427 \text{ N mm} \text{ (OK)}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat duktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} \text{As} &= \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0036 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ mm} \\ &= 3381,538 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D32

$$\begin{aligned} \text{As} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1024 \end{aligned}$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{3381,538 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 4,21$$

Maka dipakai tulangan tekan 5 D32

- ***Tulangan Geser***

$$V_u = 911185,781 \text{ N}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1570 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,75$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1570 \\ &= 785000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c \\ &= \frac{911185,781}{0,75} - 785000 \\ &= 429914,375 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= \frac{b \cdot w \cdot d}{3} \\ &= \frac{600 \cdot 1570}{3} \\ &= 341000 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek Kondisi Geser

$$1. V_u < 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c$$

$$911185,781 > 294375 \text{ (NOT OK)}$$

$$2. 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot V_c$$

$$294375 < 911185,781 > 588750 \text{ (NOT OK)}$$

$$3. \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot (V_c + V_{s \min})$$

$$588750 < 911185,781 > 824250 \text{ (NOT OK)}$$

$$4. \Phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$824250 < 911185,781 < 1766250 \text{ (OK)}$$

$$5. \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$1766250 > 911185,781 < 2943750 \text{ (NOT OK)}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 4 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= 2 \cdot 3,14 \cdot 12^2$$

$$= 226,08 \text{ mm}^2$$

Jarak antar sengkang

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

$$= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1570}{341000}$$

$$= 271,296 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 12$ – 150 mm

- ***Tulangan Torsi***

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,8$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} b &= 600 \text{ mm} \\ d' &= 30 \text{ mm} \\ d &= 1570 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} = \frac{345,6}{0,8} \\ &= 432 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= h \cdot b \\ &= 1600 \cdot 600 \\ &= 960000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\ &= 2 \cdot (1600 + 600) \\ &= 4400 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned} T_u &= \frac{\phi \times \sqrt{f_c'} }{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\ 345600000 &= \frac{0,8 \times \sqrt{25}}{3} \times \left(\frac{960000^2}{4400} \right) \end{aligned}$$

$$345600000 > 279272727$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (1600 - 2 \cdot 30) \times (600 - 2 \cdot 30) \\ &= 831600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \cdot (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\ &= 2 \cdot (1600 - 2 \cdot 30) + (600 - 2 \cdot 30) \\ &= 3620 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\ &= 0,85 \cdot 831600 \\ &= 706860 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{432000000}{2 \cdot 706860 \cdot 390 \cdot 1}$$

$$A_{vt} = 783,53 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$A_t = \frac{A_{vt}}{s} \cdot Ph \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot 2\theta$$

$$= \frac{783,53}{1000} \cdot 3620 \cdot \frac{390}{390} \cdot 1$$

$$= 2909,107 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D32

$$A_s = 0,25 \cdot \pi \cdot d^2$$

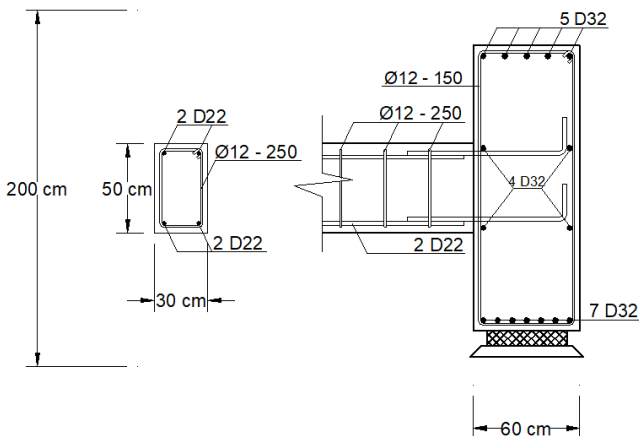
$$= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 1024$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{2909,107}{803,84} = 3,62$$

Maka dipakai tulangan tekan 4 D32



Gambar 4. 22 Penulangan Balok Tepi pada 1/8 Bentang

- *Penulangan balok pada 1/4 bentang*

- ***Tulangan Lentur***

$$M_u = 4547,863 \text{ kNm}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1570 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4547,863 \text{ kNm}}{0,8} = 5684,829039 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{568482903}{600 \cdot (1570)^2} = 3,84 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,028 = 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18.353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.353 \times 3.84}{390 \times 0,01}} \right)$$

Kontrol, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0036 < 0,011 > 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0011$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0011 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ mm}$$

$$A_s = 10322,35 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1024$$

$$= 961,625 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{10322,35 \text{ mm}^2}{961,625 \text{ mm}^2} = 12,84$$

Maka dipakai tulangan lentur 13 D32

$$A_s \text{ pasang} = A_s \text{ tulangan} \cdot n$$

$$= 961,625 \text{ mm}^2 \cdot 13$$

$$= 12499,92 \text{ mm}^2$$

Kontrol Penampang

As perlu < As pasang

$$961,625 \text{ mm}^2 < 12499,92 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \text{ pasang} \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\
 &= \frac{10449,92 \cdot 390}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\
 &= 319,645 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 319,645 \cdot 600 \cdot \left(1570 - \frac{319,645}{2} \right) \\
 &= 5747141384 \text{ N mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn \text{ perlu} &< Mn \text{ pasang} \\
 568482903 \text{ N mm} &< 5747141384 \text{ N mm (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned}
 As &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0036 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ mm} \\
 &= 3381,538 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D32

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 32^2 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{3381,538 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 4,21$$

Maka dipakai tulangan tekan 5 D32

- ***Tulangan Geser***

$$\begin{aligned}
 Vu &= 659133,4 \text{ N} \\
 fc' &= 25 \text{ MPa} \\
 fy &= 240 \text{ MPa} \\
 h &= 1500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b &= 500 \text{ mm} \\
 d' &= 30 \text{ mm} \\
 d &= 1470 \text{ mm} \\
 \Phi_v &= 0,75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1570 \\
 &= 785000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c \\
 &= \frac{659133,4}{0,75} - 612500 \\
 &= -93844,6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= \frac{b w \cdot d}{3} \\
 &= \frac{600 \cdot 1570}{3} \\
 &= 341000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek Kondisi Geser

$$\begin{aligned}
 1. \quad V_u &< 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c \\
 659133,4 &> 294375 \text{ (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2. \quad 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c &< V_u < \Phi \cdot V_c \\
 294375 &< 659133,4 > 588750 \text{ (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 3. \quad \Phi \cdot V_c &< V_u < \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min}) \\
 588750 &< 659133,4 > 824250 \text{ (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 4. \quad \Phi \cdot (V_c + V_{s \text{ min}}) &< V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} \cdot b w \cdot d) \\
 824250 &< 659133,4 < 1766250 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 5. \quad \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} \cdot b w \cdot d) &< V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c'} \cdot b w \cdot d) \\
 1766250 &> 659133,4 < 2943750 \text{ (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 4 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot 3,14 \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1570}{341000} \\ &= 271,296 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12– 150 mm

- ***Tulangan Torsi***

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

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

$$\phi = 0,8$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1570 \text{ mm}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{345,6}{0,8}$$

$$= 432 \text{ kN m}$$

$$A_{cp} = h \cdot b$$

$$= 1600 \cdot 600$$

$$= 960000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \cdot (h + b)$$

$$\begin{aligned}
 &= 2 \cdot (1600 + 600) \\
 &= 4400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &= \frac{\phi \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 345600000 &= \frac{0.8 \times \sqrt{25}}{3} \times \left(\frac{960000^2}{4400} \right)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 345600000 &> 279272727 \\
 &\text{(perlu tulangan torsi)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\
 &= (1600 - 2 \cdot 30) \times (600 - 2 \cdot 30) \\
 &= 831600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \cdot (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\
 &= 2 \cdot (1600 - 2 \cdot 30) + (600 - 2 \cdot 30) \\
 &= 3620 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 831600 \\
 &= 706860 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{vt}}{1000} &= \frac{432000000}{2 \cdot 706860 \cdot 390 \cdot 1} \\
 A_{vt} &= 783,53 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_t &= \frac{Avt}{s} \cdot Ph \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot 2\theta \\
 &= \frac{783,53}{1000} \cdot 3620 \cdot \frac{390}{390} \cdot 1 \\
 &= 2909,107 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

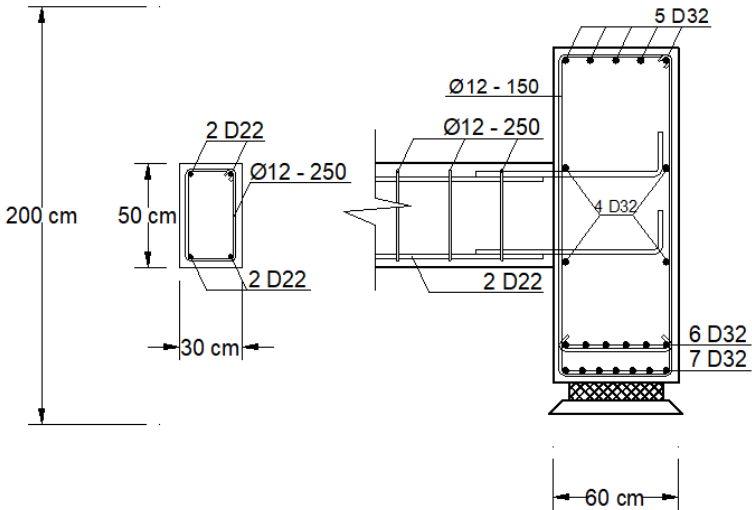
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 1024 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{2909,107}{803,84} = 3,62$$

Maka dipakai tulangan tekan 4 D32



Gambar 4. 23 Penulangan Balok Tepi pada 1/4 Bentang

- *Penulangan balok pada 3/8 bentang*

- **Tulangan Lentur**

M_u	= 5862,35 kN m
f_c'	= 25 MPa
f_y	= 390 MPa
h	= 1600 mm
b	= 600 mm
d'	= 30 mm
d	= 1570 mm
Φ	= 0,8

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{5862,35 \text{ kNm}}{0,8} = 7327,937682 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{7327937682}{600 \cdot (1570)^2} = 4,95 \text{ Nmm}$$

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

$$= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_c'}} \right)$$

$$= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 4,95}{390}} \right) = 0,015$$

Kontrol, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0036 < 0,015 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,015$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,015 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ mm}$$

$$A_s = 13831,55 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1024$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{13831,55 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 17,21$$

Maka dipakai tulangan lentur 18 D32

$$A_s \text{ pasang} = A_s \text{ tulangan} \cdot n$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 18$$

$$= 14469,12 \text{ mm}^2$$

Kontrol Penampang

$$A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pasang}$$

$$13831,55 \text{ mm}^2 < 14469,12 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$a = \frac{A_s \text{ pasang} \cdot f_y}{$$

$$\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot b}{14469,12 \cdot 390}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 600}{$$

$$= 442,585 \text{ mm}$$

$$M_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 442,585 \cdot 600 \cdot \left(1570 - \frac{442,585}{2} \right)$$

$$= 7610698589 \text{ N mm}$$

$$\begin{aligned} M_n \text{ perlu} &< M_n \text{ pasang} \\ 327937682 \text{ N mm} &< 7610698589 \text{ N mm (OK)} \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0036 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ mm} \\ &= 3381,538 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D32

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1024 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{3381,538 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 4,21$$

Maka dipakai tulangan tekan 5 D32

- ***Tulangan Geser***

$$V_u = 399768,6 \text{ N}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1570 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,75$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1570 \\ &= 785000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c \\
 &= \frac{399768,6}{0,75} - 785000 \\
 &= -251975 \text{ N} \\
 V_s \text{ min} &= \frac{b_w \cdot d}{3} \\
 &= \frac{600 \cdot 1570}{3} \\
 &= 341000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek Kondisi Geser

$$\begin{array}{lcl}
 1. V_u & < & 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c \\
 399768,6 & > & 294375 \text{ (NOT OK)}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl}
 2. 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c & < & V_u < \Phi \cdot V_c \\
 294375 < 399768,6 & < & 588750 \text{ (OK)}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl}
 3. \Phi \cdot V_c & < & V_u < \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min}) \\
 588750 > & 399768,6 < & 824250 \text{ (NOT OK)}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl}
 4. \Phi \cdot (V_c + V_{s \text{ min}}) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) \\
 824250 > & 399768,6 & < 1766250 \text{ (NOT OK)}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl}
 5. \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) \\
 1766250 > & 399768,6 & < 2943750 \text{ (NOT OK)}
 \end{array}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 2 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 2 \cdot 3,14 \cdot 12^2 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1570}{341000} \\
 &= 271,296 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12– 200 mm

- ***Tulangan Torsi***

$$\begin{aligned}
 F_c' &= 25 \text{ Mpa} \\
 F_y &= 390 \text{ Mpa} \\
 \phi &= 0,8 \\
 h &= 1600 \text{ mm} \\
 b &= 600 \text{ mm} \\
 d' &= 30 \text{ mm} \\
 d &= 1570 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{T_u}{\phi} = \frac{345,6}{0,8} \\
 &= 432 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= h \cdot b \\
 &= 1600 \cdot 600 \\
 &= 960000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\
 &= 2 \cdot (1600 + 600) \\
 &= 4400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &= \frac{\phi \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 345600000 &= \frac{0,8 \times \sqrt{25}}{3} \times \left(\frac{960000^2}{4400} \right)
 \end{aligned}$$

$$345600000 > 279272727 \text{ (perlu tulangan torsi)}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\
 &= (1600 - 2 \cdot 30) \times (600 - 2 \cdot 30) \\
 &= 831600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \cdot (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\
 &= 2 \cdot (1600 - 2 \cdot 30) + (600 - 2 \cdot 30) \\
 &= 3620 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 831600 \\
 &= 706860 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{vt}}{1000} &= \frac{432000000}{2 \cdot 706860 \cdot 390 \cdot 1} \\
 A_{vt} &= 783,53 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot 2\theta \\
 &= \frac{783,53}{1000} \cdot 3620 \cdot \frac{390}{390} \cdot 1 \\
 &= 2909,107 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

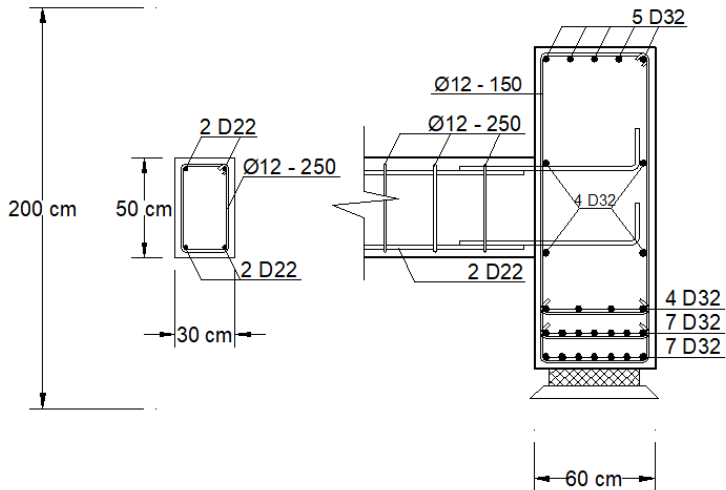
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 1024 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{2909,107}{803,84} = 3,62$$

Maka dipakai tulangan tekan 4 D32



Gambar 4. 24 Penulangan Balok Tepi pada 3/8 Bentang

- *Penulangan balok pada 1/2 bentang*

- **Tulangan Lentur**

$$M_u = 6546,706 \text{ kN m}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$h = 1500 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1470 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{6546,706}{0.8} = 8183,38275 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{8183382750}{600 \cdot (1570)^2} = 5,53 \text{ Nmm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

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

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,028$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 5,53}{390}} \right) = 0,017$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,017 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,017$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,017 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ mm}$$

$$A_s = 15795,45 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1024$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{15795,45 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 19,65$$

Maka dipakai tulangan lentur 20 D32

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 20 \\ &= 3215,36 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

As perlu < As pasang

$$15795,45 \text{ mm}^2 < 3215,36 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{3215,36 \cdot 390}{0,85 \cdot 25 \cdot 600} \\ &= 491,76 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 491,76 \cdot 600 \cdot \left(1570 - \frac{491,76}{2} \right) \\ &= 8302165891 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$M_n \text{ perlu} < M_n \text{ pasang}$

$$8183382750 \text{ N mm} < 8302165891 \text{ N mm (OK)}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat duktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0036 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1570 \text{ mm} \\ &= 3381,538 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D32

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1024 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{3381,538 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 4,21$$

Maka dipakai tulangan tekan 5 D32

- ***Tulangan Geser***

$$V_u = 147716,3 \text{ N}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1570 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,75$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 600 \cdot 1570 \\ &= 785000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c \\ &= \frac{147716,3}{0,75} - 785000 \\ &= -588045 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= \frac{b_w \cdot d}{3} \\ &= \frac{600 \cdot 1570}{3} \\ &= 341000 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek Kondisi Geser

$$\begin{array}{lcl} 1. V_u & < & 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c \\ 147716,3 & < & 294375 \text{ (NOT OK)} \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl} 2. 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c & < & V_u < \Phi \cdot V_c \\ 294375 & > & 147716,3 < 588750 \text{ (NOT OK)} \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl} 3. \Phi \cdot V_c & < & V_u < \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min}) \\ 588750 & > & 147716,3 < 824250 \text{ (NOT OK)} \end{array}$$

$$4. \Phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$824250 > 147716,3 < 1766250 \text{ (NOT OK)}$$

$$5. \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$1766250 > 147716,3 < 2943750 \text{ (NOT OK)}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= 2 \cdot 3,14 \cdot 12^2$$

$$= 226,08 \text{ mm}^2$$

Jarak antar sengkang

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

$$= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1570}{341000}$$

$$= 271,296 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 12$ – 200 mm

- ***Tulangan Torsi***

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,8$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1570 \text{ mm}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{345,6}{0,8}$$

$$= 432 \text{ kN m}$$

$$A_{cp} = h \cdot b$$

$$\begin{aligned}
 &= 1600 \cdot 600 \\
 &= 960000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\
 &= 2 \cdot (1600 + 600) \\
 &= 4400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &= \frac{\phi \times \sqrt{f_c'} }{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 345600000 &= \frac{0.8 \times \sqrt{25}}{3} \times \left(\frac{960000^2}{4400} \right)
 \end{aligned}$$

$$345600000 > 279272727 \text{ (perlu tulangan torsi)}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\
 &= (1600 - 2 \cdot 30) \times (600 - 2 \cdot 30) \\
 &= 831600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \cdot (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\
 &= 2 \cdot (1600 - 2 \cdot 30) + (600 - 2 \cdot 30) \\
 &= 3620 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 831600 \\
 &= 706860 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{vt}}{1000} &= \frac{432000000}{2 \cdot 706860 \cdot 390 \cdot 1} \\
 A_{vt} &= 783,53 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$A_t = \frac{A_{vt}}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot 2\theta$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{783,53}{1000} \cdot 3620 \cdot \frac{390}{390} \cdot 1 \\
 &= 2909,107 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

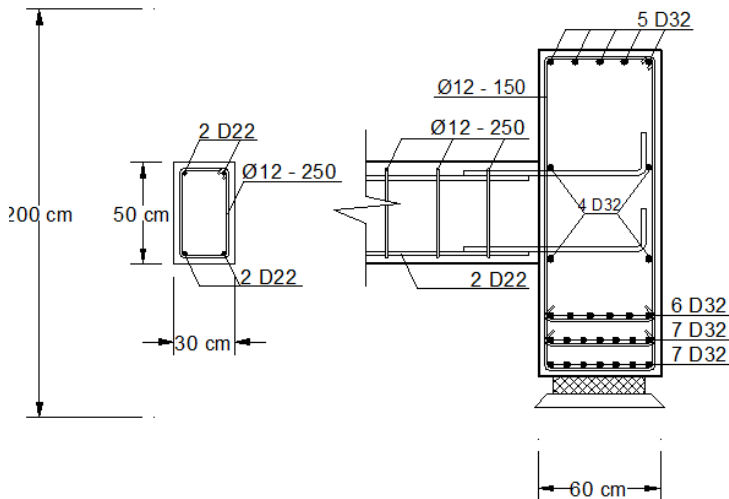
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 1024 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{2909,107}{803,84} = 3,62$$

Maka dipakai tulangan tekan 4 D32

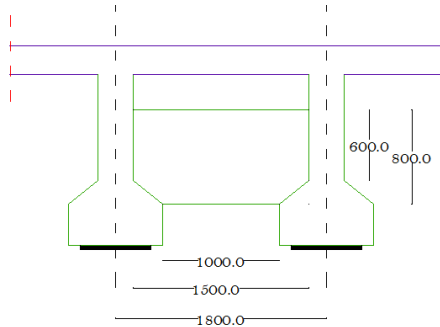


Gambar 4. 25 Penulangan Balok Tepi pada 1/2 Bentang

4.2.5. Perencanaan Diafragma

4.2.5.1 Preliminary Desain Diafragma

Diafragma pada jembatan berfungsi untuk membantu girder menahan torsi dan lendutan yang terjadi pada girder jembatan. Diafragma tidak di desain ikut menahan pelat lantai.



Gambar 4. 26 Preliminary desain diafragma

Data perencanaan :

Panjang diafragma (L) = 1500 mm

Tinggi diafragma (H) = 500 mm

Lebar diafragma (B) = 300 mm

4.2.5.2 Analisa Pembebanan Diafragma

Gaya atau beban yang bekerja pada diafragma adalah beban mati (berat sendiri), beban akibat lendutan pada girder. Pada perhitungan beban akibat lendutan girder diambil kondisi paling kritis, yaitu saat salah satu dari girder terbebani kendaraan sehingga salah satu girder yang ditopangi diafragma melendut.

Sesuai dengan perhitungan lendutan pada girder jembatan berupa Δ (deformasi pada diafragma akibat lendutan girder), lendutan dipilih lendutan ijin maksimum

- Beban berat sendiri diafragma

$$q_{DL} = h \cdot b \cdot L \cdot W_c$$

$$= 0,5 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 1,5 \cdot 25 \text{ kN/m}^3$$

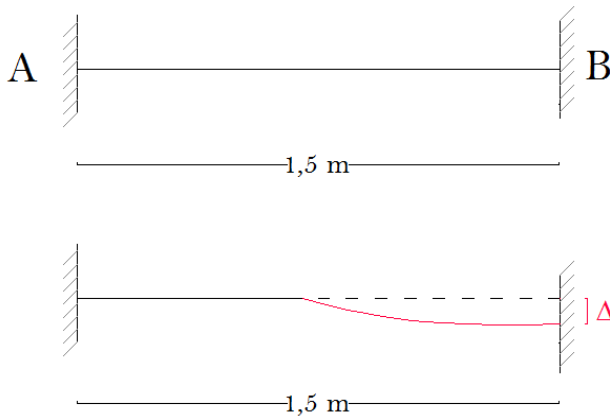
$$= 5,625 \text{ kN/m}$$

$$q_{uDL} = q_{DL} \cdot 1,3$$

$$= 5,625 \text{ kN/m} \cdot 1,3$$

$$= 7,3125 \text{ kN/m}$$

- Beban diafragma akibat lendutan girder



Gambar 4. 27 Permodelan beban lendutan akibat girder

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{15 \text{ m}}{800} = 0,01875 \text{ m}$$

$$\theta = \frac{\Delta}{L} = \frac{0,0225 \text{ m}}{15 \text{ m}} = 0,00125$$

$$\begin{aligned}
 E &= 4700 \times \sqrt{f_c'} \\
 &= 4700 \times \sqrt{25} \\
 &= 23500 \text{ Mpa} \\
 &= 23500000 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{1}{12} \times b d \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 0,3 \times 0,5^3 \\
 &= 0,003125
 \end{aligned}$$

4.2.5.3 Perhitungan Gaya Dalam

- Momen akibat beban sendiri
quDL 7,1325 kN/m

$$M = \frac{1}{12} \times qDL \times L^2$$

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{1}{12} \times 5,625 \times 1,5^3 \\
 &= 1,582 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Momen akibat beban lendutan girder

$$M \text{ Lendut} = \frac{6 \times E \times I \times \Delta}{L^2}$$

$$\begin{aligned}
 M \text{ Lendut} &= \frac{6 \times 23500000 \times 0,003125 \times 0,01875}{15^2} \\
 &= 36,71875 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M \text{ lendutan ultimit} = M \text{ lendutan} \times 1,8$$

$$= 36,71875 \times 1,8$$

$$= 66,09375$$

– Momen Total

$$\begin{aligned} M \text{ total} &= M_u \text{ lendutan} + M_{quDL} \\ &= 66,09375 \text{ kN m} + 1,582 \text{ kN m} \\ &= 67,67575 \text{ kN m} \\ &= 67675750 \text{ N mm} \end{aligned}$$

4.2.5.2.1 Perhitungan Penulangan Pada Diafragma - Tulangan Lentur

$$\begin{aligned} M_u &= 67675750 \text{ N mm} \\ f_c' &= 25 \text{ MPa} \\ f_y &= 390 \text{ MPa} \\ h &= 500 \text{ mm} \\ b &= 300 \text{ mm} \\ d' &= 30 \text{ mm} \\ d &= 470 \text{ mm} \\ \Phi &= 0,8 \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{67675750 \text{ N mm}}{0,8}$$

$$= 84594687,5 \text{ N mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{84594687,5 \text{ N mm}}{300 \cdot (470)^2} = 1,28 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{390} \cdot \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,028 \end{aligned}$$

170

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0036$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,028 = 0,021\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,353 \cdot 1,28}{390}} \right) \\ &= 0,0027\end{aligned}$$

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

$$0,0036 < 0,0034 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0036 \cdot 300 \cdot 470 \\ &= 507,6 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D22

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 \\ &= 379,94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{507,6}{379,94} = 1,34$$

Maka dipasang tulangan lentur 2 D 22

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= A_s \text{ tulangan} \cdot n \\ &= 379,94 \text{ mm}^2 \cdot 2 \\ &= 759,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pasang}$

$$507,6 < 759,88 \text{ (OK)}$$

- **Tulangan Tekan**

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0036 \cdot 300 \cdot 470 \\ &= 507,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D22

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 \end{aligned}$$

$$= 379,94 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{507,6}{379,94} = 1,34$$

Maka dipasang tulangan lentur 2 D 22

- Tulangan Geser			
Pu	=	quDL	Ldiafragma
	=	7,1325	1,8 m
	=	13,1625	kN
Vu	=	13,1625	kN
fc'	=	25	MPa
fy	=	240	MPa
h	=	500	mm
b	=	300	mm
d'	=	30	mm
d	=	470	mm
Φ	=	0,75	

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

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 300 \cdot 470$$

$$= 117500 \text{ N}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{b_w \cdot d}{3}$$

$$= \frac{300 \cdot 470}{3}$$

$$= 47000 \text{ N}$$

Cek kondisi Geser

$$1. \quad V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$131625 < 47000000 \text{ (OK)}$$

$$2. \quad 0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$$

$$47000000 > 131625 < 94000000 \text{ (NOT OK)}$$

$$3. \quad \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{smin})$$

$$94000000 > 131625 < 94037600 \text{ (NOT OK)}$$

$$4. \quad \phi \cdot (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d)$$

$$94037600 > 131625 < 470000 \text{ (NOT OK)}$$

$$5. \quad \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d)$$

$$470000 > 131625 < 587500 \text{ (NOT OK)}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser, tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2$$

$$= 226,08 \text{ mm}^2$$

Jarak antar sengkang

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

$$= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 670}{67000}$$

$$= 542,592 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 12 - 250 \text{ mm}$

4.2.5 Perencanaan Balok Tengah Bentang 25.80 m

4.2.4.1 Preliminary Design Girder Tengah

Perencanaan dimensi awal untuk balok tengah disesuaikan berdasarkan *RSNI T-12-2004 pasal 9.2.1*

a. Menentukan dimensi balok

➤ Tinggi Balok (h) dihitung melalui pendekatan

$$\left(\frac{1}{12} L \geq h \geq \frac{1}{15} L\right)$$

$$\text{a. } \frac{1}{12} L = \frac{1}{12} \times 25800 \text{ mm} = 2150 \text{ mm}$$

$$\text{b. } \frac{1}{15} L = \frac{1}{15} \times 25800 \text{ mm} = 1720 \text{ mm}$$

Jadi tinggi girder (h) yang digunakan = 2000 mm (**OK**)

➤ Lebar Girder (bw) dihitung melalui pendekatan

$$\left(\frac{2}{3} h \geq bw \geq \frac{1}{3} h\right)$$

$$\text{a. } \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 1800 \text{ mm} = 1333.333 \text{ mm}$$

$$\text{b. } \frac{1}{3} h = \frac{1}{3} \times 1800 \text{ mm} = 666.667 \text{ mm}$$

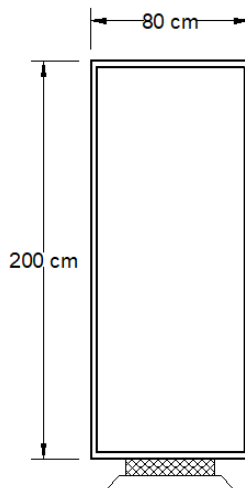
Jadi lebar girder (bw) yang digunakan = 800 mm (**OK**)

4.2.4.2 Analisis Pembebanan Girder Tengah

Beban Mati

- Beban Mati Merata

b. Berat Balok Girder



Gambar 4. 28 Penampang Balok Girder Tengah

$$\begin{aligned}
 q \text{ girder} &= h \times b \times Wc \\
 &= 2.0 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 40 \text{ Kn/m}
 \end{aligned}$$

c. Beban Pelat Lantai

$$\begin{aligned}
 q \text{ pelat} &= 0,25 \text{ m} \times 1,3 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 8.125 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

d. Beban Aspal

$$\begin{aligned}
 q \text{ aspal} &= 0,10 \text{ m} \times 1,3 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 2,86 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban} &= 40 \text{ kN/m} + 8.125 \text{ kN/m} + 2.86 \text{ kN/m} \\
 &= 50.985 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban Mati Terpusat
- b. Berat sendiri diafragma
 - q dia $= 0,5 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 1,3 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3$
 - $= 4,875 \text{ kN}$
 - Total beban $= 4,875 \text{ kN}$

Beban Hidup

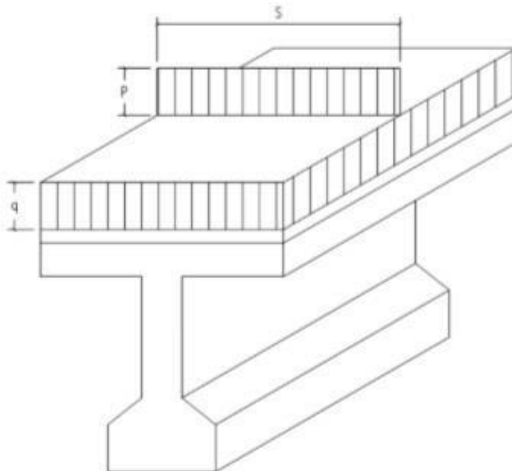
Beban Hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti pada gambar 4.11. Dan sesuai dengan *RSNI T-02-2005 Pasal 6.3.1*, BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$q = 9 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times (1 \times 15/L) \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT mempunyai intensitas :

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



Gambar 4. 29 Beban Lajur Girder Tengah

- Beban Hidup Merata

d. Beban Air Hujan

$$q \text{ hujan} = 0,05 \text{ m} \times 1,3 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \\ = 0,637 \text{ kN/m}$$

c. Beban BTR

BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dinyatakan dalam rumus sebagai berikut:

$$q = 9 \text{ kPa}$$

$$q = 9 \times S$$

$$q \text{ BTR} = 9 \text{ kPa} \times 2,1 \text{ m} \\ = 18,9 \text{ kN/m}$$

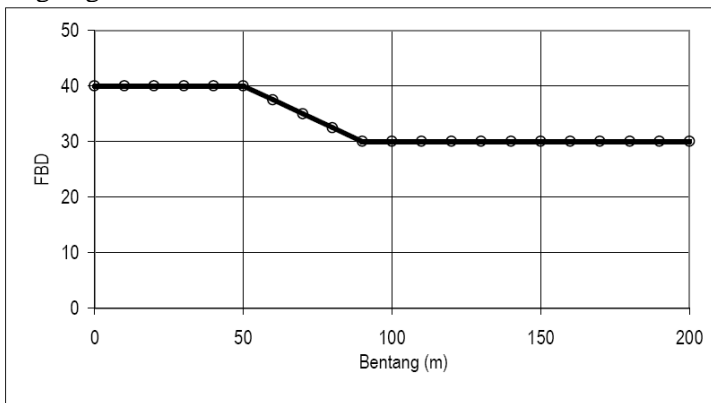
$$\text{Total beban} = 0,637 \text{ kN/m} + 18,9 \text{ kN/m} \\ = 19,537 \text{ kN/m}$$

- Beban Hidup Terpusat

c. P BGT

Nilai P untuk BGT = 49 kN/m

Faktor beban dinamis (DLA) untuk BGT diambil nilai sesuai dengan grafik di bawah ini :



Gambar 4. 30 Faktor Beban Dinamis untuk BGT

$$P \text{ BGT} = (1 + \text{DLA}) \times P \times S$$

$$= (1+0.4) \times 49 \times 2.1$$

$$= 144.06 \text{ kN}$$

d. P Truck

DLA = 0,3 (RSNI T – 02 – 2005)

KuTT = 1,8 (RSNI T – 02 – 2005)

Tu = 112,5 kN (RSNI T – 02 – 2005)

P truck = (1 + DLA) x Tu x KuTT

$$= (1 + 0,4) \times 112,5 \times 1,8$$

$$= 283.5 \text{ kN}$$

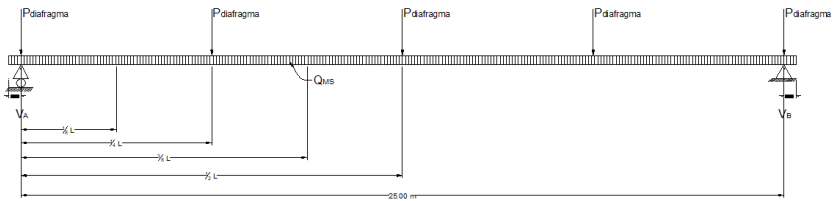
Total beban = 144.06 kN + 283.5 kN

$$= 427.56 \text{ kN}$$

4.2.3.3 Perhitungan Gaya Dalam

- Reaksi perletakan pada balok

Akibat beban mati



Gambar 4. 31 Permodelan Beban Mati Girder Tengah

Beban mati merata, VA = 0,5 · DL · L

$$= 0,5 \cdot 50.985 \text{ kN/m} \cdot 25.8 \text{ m}$$

$$= 657.7065 \text{ kN}$$

Beban mati terpusat, VA = 0,5 · n diafragma · pDL

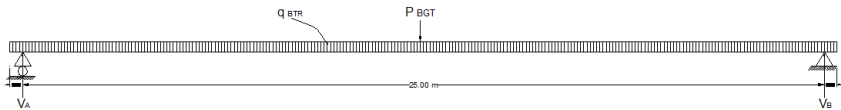
$$= 0,5 \cdot 5 \cdot 4,875 \text{ kN}$$

$$= 12.1875 \text{ kN}$$

Total reaksi beban mati = 657.7065 kN + 12.1875 kN

$$= 669.894 \text{ kN}$$

Akibat beban hidup



Gambar 4. 32 Permodelan Beban Hidup Girder

	Tengah
Beban terbagi rata, VA	$= 0,5 \cdot q_{LL} \cdot L$ $= 0,5 \cdot 19.537 \text{ kN/m} \cdot 25.8 \text{ m}$ $= 252.0273 \text{ kN}$

Beban Garis Terpusat, VA	$= 0,5 \cdot p_{LL}$ $= 0,5 \cdot 144.06 \text{ kN}$ $= 72.03 \text{ kN}$
--------------------------	---

Total reaksi beban hidup	$= 252.0273 \text{ kN} + 72.03 \text{ kN}$ $= 24.0573 \text{ kN}$
--------------------------	---

Momen dan geser pada 1/8 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/8L) - (P_d \cdot 3.125 \text{ m}) - (q_{DL} \cdot 3.525 \text{ m} \cdot 1.7625 \text{ m}) \\
 &= (669.894 \text{ kN} \cdot 3.125 \text{ m}) - (4.875 \text{ kN} \cdot 3.125 \text{ m}) - \\
 &\quad (50.985 \text{ kN} \cdot 3.525 \text{ m} \cdot 1.7625 \text{ m}) \\
 &= 1761.42 \text{ kN m} \\
 V_{DL} &= V_A - P_d - (q_{DL} \cdot 3.525 \text{ m}) \\
 &= 669.894 \text{ kN} - 4.875 \text{ kN} - (50.985 \text{ kN} \cdot 3.525 \text{ m}) \\
 &= 485.297 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 1/4 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/4 L) - (P_d \cdot 6.25 \text{ m}) - \\
 &\quad (q_{DL} \cdot 6.65 \text{ m} \cdot 3.325 \text{ m})
 \end{aligned}$$

$$= (669.894 \text{ kN} \cdot 6.25 \text{ m}) - (4.875 \text{ kN} \cdot 6.25 \text{ m}) - (50.985 \text{ kN} \cdot 6.65 \text{ m} \cdot 3.325 \text{ m})$$

$$= 1761.42 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned} V_{DL} &= V_A - P_d - (q_{DL} \cdot 6.65 \text{ m}) \\ &= 669.894 \text{ kN} - 4.875 \text{ kN} - (50.985 \text{ kN} \cdot 6.65 \text{ m}) \\ &= 325.969 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 3/8 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned} M_{DL} &= (V_A \cdot 3/8 L) - (P_d \cdot 9.375 \text{ m}) - (P_d \cdot 3.125 \text{ m}) - (q_{DL} \cdot 9.775 \text{ m} \cdot 4.8875 \text{ m}) \\ &= (669.894 \text{ kN} \cdot 9.375 \text{ m}) - (4.875 \text{ kN} \cdot 9.375 \text{ m}) - (4.875 \text{ kN} \cdot 3.125 \text{ m}) - (50.985 \text{ kN} \cdot 9.775 \text{ m} \cdot 4.8875 \text{ m}) \\ &= 3783.49 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{DL} &= V_A - (2 \cdot P_d) - (q_{DL} \cdot 9.775 \text{ m}) \\ &= 669.864 \text{ kN} - (2 \cdot 4.785 \text{ kN}) - (50.985 \text{ kN} \cdot 9.775 \text{ m}) \\ &= 161.766 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 1/2 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned} M_{DL} &= (V_A \cdot 1/2 L) - (P_d \cdot 12.5 \text{ m}) - (P_d \cdot 6.25 \text{ m}) - (q_{DL} \cdot 12.9 \text{ m} \cdot 6.45 \text{ m}) \\ &= (699.864 \text{ kN} \cdot 12.5 \text{ m}) - (4.875 \text{ kN} \cdot 12.5 \text{ m}) - (4.875 \text{ kN} \cdot 6.25 \text{ m}) - (50.985 \text{ kN} \cdot 12.9 \text{ m} \cdot 6.45 \text{ m}) \\ &= 4040.06 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{DL} &= V_A - (2 \cdot P_d) - (q_{DL} \cdot 12.9 \text{ m}) \\ &= 599.5 \text{ kN} - (2 \cdot 4.875 \text{ kN}) - (50.985 \text{ kN} \cdot 12.9 \text{ m}) \\ &= 2,4375 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 1/8 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned} M_{LL} &= (V_A \cdot 1/8 L) - (q_{LL} \cdot 3.525 \text{ m} \cdot 1.7625 \text{ m}) \\ &= (324.057 \text{ kN} \cdot 3.125 \text{ m}) - (19.537 \text{ kN/m} \cdot 3.525 \text{ m} \cdot 1.7625 \text{ m}) \\ &= 891.299 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \cdot 3.525 \text{ m}) \\ &= 324.057 \text{ kN} - (19.537 \text{ kN/m} \cdot 3.525 \text{ m}) \\ &= 255.189 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen dan geser pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot \frac{1}{4} L) - (q_{LL} \cdot 6.65 \text{ m} \cdot 3.325 \text{ m}) \\
 &= (324.057 \text{ kN} \cdot 6.25 \text{ m}) - (19.537 \text{ kN/m} \cdot 6.65 \text{ m} \cdot 3.325 \text{ m}) \\
 &= 1593.37 \text{ kN m} \\
 V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \cdot 6.65 \text{ m}) \\
 &= 324.057 \text{ kN} - (19.537 \text{ kN/m} \cdot 6.65 \text{ m}) \\
 &= 194.136 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada $\frac{3}{8}$ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot \frac{3}{8} L) - (q_{LL} \cdot 9.775 \text{ m} \cdot 4.8875 \text{ m}) \\
 &= (324.057 \text{ kN} \cdot 9.375 \text{ m}) - (19.537 \text{ kN/m} \cdot 9.775 \text{ m} \cdot 4.8875 \text{ m}) \\
 &= 2104.65 \text{ kN m} \\
 V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \cdot 9.775 \text{ m}) \\
 &= 324.057 \text{ kN} - (19.537 \text{ kN/m} \cdot 9.775 \text{ m}) \\
 &= 133.083 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot \frac{1}{2} L) - (q_{LL} \cdot 12.9 \text{ m} \cdot 6.25 \text{ m}) \\
 &= (324.057 \text{ kN} \cdot 12.5 \text{ m}) - (19.537 \text{ kN/m} \cdot 12.9 \text{ m} \cdot 6.25 \text{ m}) \\
 &= 2425.14 \text{ kN m} \\
 V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \cdot 12.9 \text{ m}) \\
 &= 324.057 \text{ kN} - (19.537 \text{ kN/m} \cdot 12.9 \text{ m}) \\
 &= 72.03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kombinasi Pembebanan

Pada $\frac{1}{8}$ bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 Mu &= 1,3 \cdot MDL + 2 \cdot MLL \\
 &= (1,3 \cdot 1761.42 \text{ kN m}) + (2 \cdot 891.2993 \text{ kN m}) \\
 &= 4072.45 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,3 \cdot VDL + 2 \cdot VLL \\
 &= 1,3 \cdot 485.297 \text{ kN} + 2 \cdot 255.1894 \text{ kN} \\
 &= 1141.26 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,3 \cdot MDL + 2 \cdot MLL \\
 &= (1,3 \cdot 3029.03 \text{ kN m}) + (2 \cdot 1593.371 \text{ kN m}) \\
 &= 7124.48 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,3 \cdot VDL + 2 \cdot VLL \\
 &= 1,3 \cdot 325.969 \text{ kN} + 2 \cdot 194.1363 \text{ kN} \\
 &= 812.032 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada $\frac{3}{8}$ bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,3 \cdot MDL + 2 \cdot MLL \\
 &= (1,3 \cdot 3783.49 \text{ kN m}) + (2 \cdot 2104.651 \text{ kN m}) \\
 &= 9127.84 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,3 \cdot VDL + 2 \cdot VLL \\
 &= 1,3 \cdot 161.766 \text{ kN} + 2 \cdot 133.0831 \text{ kN} \\
 &= 476.462 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,3 \cdot MDL + 2 \cdot MLL \\
 &= (1,3 \cdot 4040.06 \text{ kN m}) + (2 \cdot 2425.14 \text{ kN m}) \\
 &= 10102.4 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,3 \cdot VDL + 2 \cdot VLL \\
 &= 1,3 \cdot 2.4375 \text{ kN} + 2 \cdot 72.03 \text{ kN} \\
 &= 147.229 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Akibat Beban Truck

$$\begin{aligned}
 T_u &= P \text{ truck} \\
 &= 283.5 \text{ kN} \\
 M_t &= T_u \cdot (0,5 \cdot S) \\
 &= 283.5 \text{ kN} \cdot (0,5 \cdot 2.1 \text{ m}) \\
 &= 297.68 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

4.2.3.4 Perhitungan Penulangan Pada Balok Tengah

- *Penulangan balok pada $\frac{1}{8}$ bentang*

- *Tulangan Lentur*

$$M_u = 4072.45 \text{ kN m}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1970 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4072.45 \text{ kNm}}{0,8} = 5090.56 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{5090562572}{800 \cdot (1970)^2} = 1.64 \text{ Nmm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{390} \times \frac{600}{600+390} = 0.028$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,028 = 0.021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18.353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18.353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.353 \times 1.64}{390}} \right) = 0.00438$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol, } \rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\ 0,0036 &< 0,00438 < 0,021 \end{aligned}$$

Maka diambil $\rho = 0,00438$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ A_s &= 0,00438 \cdot 800 \text{ mm} \cdot 1970 \text{ mm} \\ A_s &= 6903,22 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{13562,33 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 8,59$$

Maka dipakai tulangan lentur 9 D32

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= A_s \text{ tulangan} \cdot n \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 9 \\ &= 7234,56 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &< A_s \text{ pasang} \\ 6903,22 \text{ mm}^2 &< 7234,56 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{7234,56 \cdot 390}{0,85 \cdot 25 \cdot 800} \\ &= 165,97 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 165,97 \cdot 800 \cdot \left(1970 - \frac{165,97}{2} \right) \\ &= 5324173026 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn perlu} &< \text{Mn pasang} \\ 5090562572 \text{ N mm} &< 5324173026 \text{ N mm (OK)} \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat duktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 800 \text{ mm} \cdot 1970 \text{ mm} \\ &= 5657,4359 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D32

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 322 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{5657,4359 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 8$$

Maka dipakai tulangan tekan 8 D32

- *Tulangan Geser*

$$\begin{aligned} V_u &= 1141264,69 \text{ N} \\ f_c' &= 25 \text{ MPa} \\ f_y &= 240 \text{ MPa} \\ h &= 2000 \text{ mm} \\ b &= 800 \text{ mm} \\ d' &= 30 \text{ mm} \\ d &= 1970 \text{ mm} \\ \Phi_v &= 0,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 800 \cdot 1970 \\ &= 1313333,33 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1141264.69}{0,75} - 1313333.33 \\
 &= 208352.917 \text{ N} \\
 V_s \text{ min} &= \frac{bw \cdot d}{3} \\
 &= \frac{800 \cdot 1970}{3} \\
 &= 525333.33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek Kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c$
 $1141264.69 > 492500$ **(NOT OK)**
2. $0,5 \cdot \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot V_c$
 $492500 < 1141264.7 > 985000$ **(NOT OK)**
3. $\Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min})$
 $985000 < 1141264.7 < 1379000$ **(OK)**
4. $\Phi \cdot (V_c + V_{s \text{ min}}) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot bw \cdot d)$
 $1379000 > 1141264.7 < 2955000$ **(NOT OK)**
5. $\Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot bw \cdot d) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot bw \cdot d)$
 $2955000 > 1141264.7 < 4925000$ **(NOT OK)**

Didapat perhitungan di atas kondisi 3 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 2 \cdot 3,14 \cdot 12^2 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

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

$$= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1770}{525333,3}$$

$$= 203,472 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 12 - 150 \text{ mm}$

- ***Tulangan Torsi***

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$\phi = 0,8$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1970 \text{ mm}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{768}{0,8}$$

$$= 960 \text{ kN m}$$

$$A_{cp} = h \cdot b$$

$$= 2000 \cdot 800$$

$$= 1600000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \cdot (h + b)$$

$$= 2 \cdot (2000 + 800)$$

$$= 5600 \text{ mm}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$T_u = \frac{\phi \cdot x \cdot \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$768000000 = \frac{0,8 \cdot x \cdot \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1600000^2}{5600} \right)$$

$$768000000 > 152380952$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (2000 - 2 \cdot 30) \times (800 - 2 \cdot 30) \\ &= 1435600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \cdot (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\ &= 2 \cdot (2000 - 2 \cdot 30) + (800 - 2 \cdot 30) \\ &= 4620 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\ &= 0,85 \cdot 1435600 \\ &= 1220260 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{960000000}{2 \cdot 1220260 \cdot 390 \cdot 1}$$

$$A_{vt} = 1008.61 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot 2\theta \\ &= \frac{1008.61}{1000} \cdot 4620 \cdot \frac{400}{390} \cdot 1 \\ &= 4779.27 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

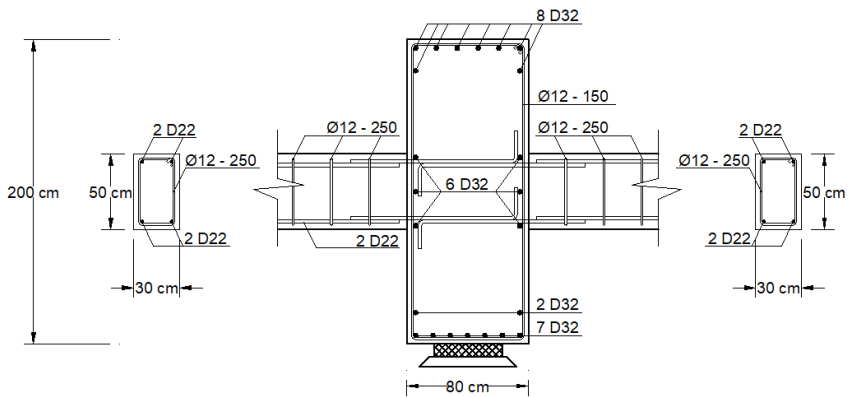
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0.25 \cdot 3.14 \cdot 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4779.27}{803.84} = 5.9$$

Maka dipakai tulangan torsi 6 D32



Gambar 4. 33 Penulangan Balok Tengah pada 1/8 Bentang

- *Penulangan balok pada 1/4 bentang*
- **Tulangan Lentur**

$$M_u = 7124.476 \text{ kN m}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1970 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{7124.476 \text{ kNm}}{0,8} = 8905.59 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{8905594921}{800 \cdot (1970)^2} = 2.868 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{0.85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{390} \times \frac{600}{600+390} = 0.028 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,028 = 0.021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18.353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.353 \times 2.868}{390}} \right) = 0.00793 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol, } \rho_{min} &< \rho < \rho_{maks} \\ 0,0036 &< 0,00793 < 0,021 \end{aligned}$$

Maka diambil $\rho = 0,00793$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} As &= \rho \cdot b \cdot d \\ As &= 0,00793 \cdot 800 \text{ mm} \cdot 1970 \text{ mm} \\ As &= 12501.27 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{12501.27 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 15.5$$

Maka dipakai tulangan lentur 16 D32

$$\begin{aligned} As \text{ pasang} &= As \text{ tulangan} \cdot n \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 16 \\ &= 12861.44 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned} As \text{ perlu} &< As \text{ pasang} \\ 12501.27 \text{ mm}^2 &< 12861.44 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{As \text{ pasang} \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\ &= \frac{12861.44 \cdot 390}{0,85 \cdot 25 \cdot 800} \\ &= 295.06 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 295.06 \cdot 800 \cdot \left(1970 - \frac{295.06}{2} \right) \\ &= 9141448153 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn \text{ perlu} &< Mn \text{ pasang} \\ 8905594921 \text{ N mm} &< 9141448153 \text{ N mm (OK)} \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} As &= \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 800 \text{ mm} \cdot 1970 \text{ mm} \\ &= 5657.4359 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D32

$$As = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 322$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{5657.4359 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 8$$

Maka dipakai tulangan tekan 8 D32

- Tulangan Geser

$$V_u = 812031.9 \text{ N}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1970 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,75$$

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

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 800 \cdot 1970$$

$$= 1313333.33 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c$$

$$= \frac{812031.9}{0,75} - 1313333.33$$

$$= 230624.2 \text{ N}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{b \cdot w \cdot d}{3}$$

$$= \frac{800 \cdot 1970}{3}$$

$$= 525333.33 \text{ N}$$

Cek Kondisi Geser

1. V_u	<	$0,5 \cdot \Phi \cdot V_c$	
812031.9	>	492500	(NOT OK)

2. $0,5 \cdot \Phi \cdot V_c$	<	V_u	<	$\Phi \cdot V_c$	
492500	<	812031.9	<	985000	(OK)

3. $\Phi \cdot V_c$ < V_u < $\Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min})$
 985000 > 812031.9 < 1379000 **(NOT OK)**
4. $\Phi \cdot (V_c + V_{s \text{ min}})$ < V_u < $\Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$
 1379000 > 812031.9 < 2955000 **(NOT OK)**
5. $\Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$ < V_u < $\Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$
 2955000 > 812031.9 < 4925000 **(NOT OK)**

Didapat perhitungan di atas kondisi 2 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot 3,14 \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1770}{525333,3} \\ &= 203,472 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 12 - 150 \text{ mm}$

- Tulangan Torsi

$$\begin{aligned} f_c' &= 25 \text{ Mpa} \\ f_y &= 240 \text{ Mpa} \\ \phi &= 0,8 \\ h &= 2000 \text{ mm} \\ b &= 800 \text{ mm} \\ d' &= 30 \text{ mm} \\ d &= 1970 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{768}{0.8}$$

$$= 960 \text{ kN m}$$

$$A_{cp} = h \cdot b$$

$$= 2000 \cdot 800$$

$$= 1600000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \cdot (h + b)$$

$$= 2 \cdot (2000 + 800)$$

$$= 5600 \text{ mm}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$T_u = \frac{\phi \times \sqrt{f_{c'}}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$768000000 = \frac{0.8 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1600000^2}{5600} \right)$$

$$768000000 > 152380952$$

(perlu tulangan torsi)

$$A_{oh} = (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d')$$

$$= (2000 - 2 \cdot 30) \times (800 - 2 \cdot 30)$$

$$= 1435600 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2 \cdot (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d')$$

$$= 2 \cdot (2000 - 2 \cdot 30) + (800 - 2 \cdot 30)$$

$$= 4620 \text{ mm}$$

$$A_o = 0,85 \cdot A_{oh}$$

$$= 0,85 \cdot 1435600$$

$$= 1220260 \text{ mm}^2$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{960000000}{2 \cdot 1220260 \cdot 390 \cdot 1}$$

$$A_{vt} = 1008.61 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \cdot Ph \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot 2\theta \\ &= \frac{1008.61}{1000} \cdot 4620 \cdot \frac{400}{390} \cdot 1 \\ &= 4779.27 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

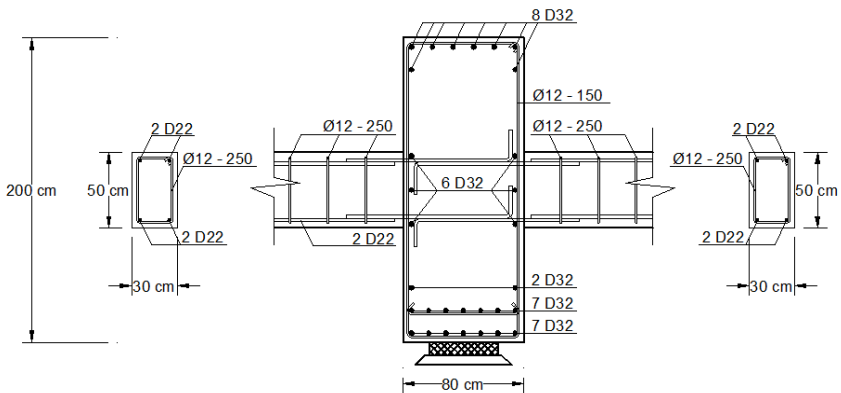
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0.25 \cdot 3.14 \cdot 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4779.27}{803.84} = 5.9$$

Maka dipakai tulangan torsi 6 D32



Gambar 4. 34 Penulangan Balok Tengah pada 1/4 Bentang

- *Penulangan balok pada 3/8 bentang*
- **Tulangan Lentur**

$$M_u = 9127.845 \text{ kN m}$$

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ MPa} \\
 f_y &= 390 \text{ MPa} \\
 h &= 2000 \text{ mm} \\
 b &= 800 \text{ mm} \\
 d' &= 30 \text{ mm} \\
 d &= 1970 \text{ mm} \\
 \Phi &= 0,8
 \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{9127.845 \text{ kNm}}{0,8} = 11409.81 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{11409805736}{800 \cdot (1970)^2} = 3.67 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 \rho b &= \frac{0.85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0.028
 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,028 = 0.021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18.353$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18.353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.353 \times 3.67}{390}} \right) = 0.0104
 \end{aligned}$$

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

$$0,0036 < 0,0104 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0104$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ A_s &= 0,0104 \cdot 800 \text{ mm} \cdot 1970 \text{ mm} \\ A_s &= 16420.73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{16420.73 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 20.43$$

Maka dipakai tulangan lentur 21 D32

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= A_s \text{ tulangan} \cdot n \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 21 \\ &= 16880.64 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &< A_s \text{ pasang} \\ 16420.73 \text{ mm}^2 &< 16880.64 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{16880.64 \cdot 390}{0,85 \cdot 25 \cdot 800} \\ &= 387.26 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 387.26 \cdot 800 \cdot \left(1970 - \frac{387.26}{2} \right) \\ &= 11694636634 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mn perlu} &< \text{Mn pasang} \\ 11409805736.52 \text{ N mm} &< 9141448153 \text{ N mm (OK)} \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat duktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 800 \text{ mm} \cdot 1970 \text{ mm} \\ &= 5657.4359 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D32

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 322 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{5657.4359 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 8$$

Maka dipakai tulangan tekan 8 D32

- *Tulangan Geser*

$$V_u = 476461.6 \text{ N}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1970 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,75$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 800 \cdot 1970 \\ &= 1313333.33 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{812031.9}{0,75} - 1313333.33 \\
 &= 230624.2 \text{ N} \\
 V_s \text{ min} &= \frac{bw \cdot d}{3} \\
 &= \frac{800 \cdot 1970}{3} \\
 &= 525333.33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek Kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c$
 $476461.6 < 492500$ **(OK)**
2. $0,5 \cdot \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot V_c$
 $492500 < 476461.6 < 985000$ **(NOT OK)**
3. $\Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min})$
 $985000 > 476461.6 < 1379000$ **(NOT OK)**
4. $\Phi \cdot (V_c + V_{s \text{ min}}) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot bw \cdot d)$
 $1379000 > 476461.6 < 2955000$ **(NOT OK)**
5. $\Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot bw \cdot d) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot bw \cdot d)$
 $2955000 > 476461.6 < 4925000$ **(NOT OK)**

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 2 \cdot 3,14 \cdot 12^2 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1770}{525333.3}
 \end{aligned}$$

$$= 203.472 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 12 - 200 \text{ mm}$

- Tulangan Torsi

$$\begin{aligned} F_c' &= 25 \text{ Mpa} \\ F_y &= 240 \text{ Mpa} \\ \phi &= 0,8 \\ h &= 2000 \text{ mm} \\ b &= 800 \text{ mm} \\ d' &= 30 \text{ mm} \\ d &= 1970 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} = \frac{768}{0,8} \\ &= 960 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= h \cdot b \\ &= 2000 \cdot 800 \\ &= 1600000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\ &= 2 \cdot (2000 + 800) \\ &= 5600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned} T_u &= \frac{\phi \times \sqrt{f_c'} }{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\ 768000000 &= \frac{0,8 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1600000^2}{5600} \right) \end{aligned}$$

$$768000000 > 152380952$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (2000 - 2 \cdot 30) \times (800 - 2 \cdot 30) \\ &= 1435600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ph &= 2 \cdot (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\
 &= 2 \cdot (2000 - 2 \cdot 30) + (800 - 2 \cdot 30) \\
 &= 4620 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 1435600 \\
 &= 1220260 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{vt}}{1000} &= \frac{960000000}{2 \cdot 1220260 \cdot 390 \cdot 1} \\
 A_{vt} &= 1008.61 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \cdot Ph \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cot 2\theta \\
 &= \frac{1008.61}{1000} \cdot 4620 \cdot \frac{400}{390} \cdot 1 \\
 &= 4779.27 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

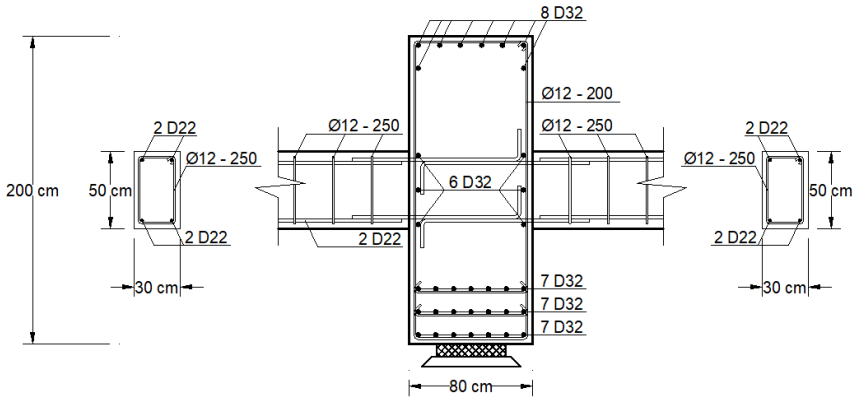
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 0.25 \cdot 3.14 \cdot 1024 \\
 &= 803.84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4779.27}{803.84} = 5.9$$

Maka dipakai tulangan torsi 6 D32



Gambar 4. 35 Penulangan Balok Tengah pada 3/8 Bentang

- *Penulangan balok pada 1/2 bentang*
- **Tulangan Lentur**

$$\begin{aligned} M_u &= 10102.36 \text{ kN m} \\ f_c' &= 25 \text{ MPa} \\ f_y &= 390 \text{ MPa} \\ h &= 2000 \text{ mm} \\ b &= 800 \text{ mm} \\ d' &= 30 \text{ mm} \\ d &= 1970 \text{ mm} \\ \Phi &= 0,8 \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{10102.36 \text{ kNm}}{0,8} = 12627.95 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{12627950878}{800 \cdot (1970)^2} = 4.07 \text{ Nmm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600+390} = 0,028$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,028 = 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 4,07}{390}} \right) = 0,0117$$

$$\begin{array}{l} \text{Kontrol, } \rho_{min} < \rho < \rho_{maks} \\ 0,0036 < 0,0117 < 0,021 \end{array}$$

Maka diambil $\rho = 0,0117$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{array}{l} A_s = \rho \cdot b \cdot d \\ A_s = 0,0117 \cdot 800 \text{ mm} \cdot 1970 \text{ mm} \\ A_s = 18409,59 \text{ mm}^2 \end{array}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{array}{l} A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 32^2 \\ = 803,84 \text{ mm}^2 \end{array}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{18409,59 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 22,9$$

Maka dipakai tulangan lentur 23 D32

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 23 \\ &= 18488.32 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &< \text{As pasang} \\ 18409.59 \text{ mm}^2 &< 18488.32 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{18409.59 \cdot 390}{0,85 \cdot 25 \cdot 800} \\ &= 424.14 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 424.14 \cdot 800 \cdot \left(1970 - \frac{424.14}{2} \right) \\ &= 12675443485 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n \text{ perlu} &< M_n \text{ pasang} \\ 12627950878 \text{ N mm} &< 12675443485 \text{ N mm (OK)} \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat duktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} \text{As} &= \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 800 \text{ mm} \cdot 1970 \text{ mm} \\ &= 5657.4359 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D32

$$\begin{aligned} \text{As} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 322 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{5657.4359 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 8$$

Maka dipakai tulangan tekan 8 D32

- Tulangan Geser

$$V_u = 147228.8 \text{ N}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1970 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,75$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 800 \cdot 1970 \\ &= 1313333.33 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c \\ &= \frac{812031.9}{0,75} - 1313333.33 \\ &= 230624.2 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= \frac{b_w \cdot d}{3} \\ &= \frac{800 \cdot 1970}{3} \\ &= 525333.33 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek Kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c$
 $147228.8 < 492500$ **(OK)**
2. $0,5 \cdot \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot V_c$
 $492500 > 147228.8 < 985000$ **(NOT OK)**
3. $\Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min})$
 $985000 > 147228.8 < 1379000$ **(NOT OK)**

4. $\Phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$
 1379000 > 147228.8 < 2955000 (NOT OK)
5. $\Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$
 2955000 > 147228.8 < 4925000 (NOT OK)

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot 3,14 \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1770}{525333,3} \\ &= 203,472 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 12 - 200 \text{ mm}$

- Tulangan Torsi

$$\begin{aligned} F_c' &= 25 \text{ Mpa} \\ F_y &= 240 \text{ Mpa} \\ \phi &= 0,8 \\ h &= 2000 \text{ mm} \\ b &= 800 \text{ mm} \\ d' &= 30 \text{ mm} \\ d &= 1970 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} = \frac{768}{0,8} \\ &= 960 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= h \cdot b \\ &= 2000 \cdot 800 \\ &= 1600000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\
 &= 2 \cdot (2000 + 800) \\
 &= 5600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &= \frac{\phi \times \sqrt{f_c'} }{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 768000000 &= \frac{0.8 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1600000^2}{5600} \right)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 768000000 &> 152380952 \\
 &\textbf{(perlu tulangan torsi)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\
 &= (2000 - 2 \cdot 30) \times (800 - 2 \cdot 30) \\
 &= 1435600 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \cdot (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\
 &= 2 \cdot (2000 - 2 \cdot 30) + (800 - 2 \cdot 30) \\
 &= 4620 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 1435600 \\
 &= 1220260 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{vt}}{1000} &= \frac{960000000}{2 \cdot 1220260 \cdot 390 \cdot 1} \\
 A_{vt} &= 1008.61 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot 2\theta \\
 &= \frac{1008.61}{1000} \cdot 4620 \cdot \frac{400}{390} \cdot 1 \\
 &= 4779.27 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

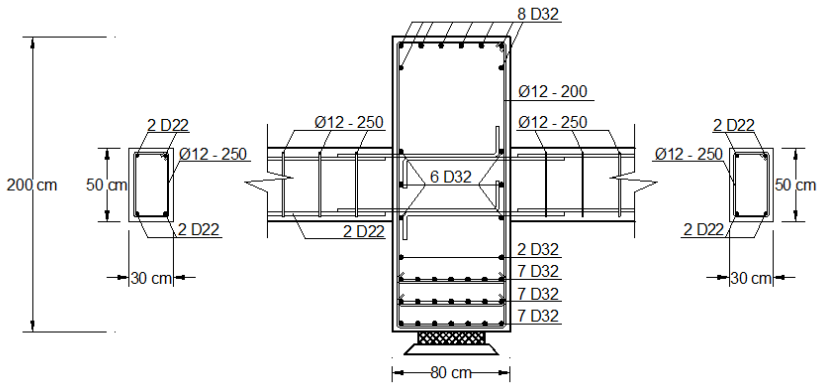
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0.25 \cdot 3.14 \cdot 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4779.27}{803.84} = 5.9$$

Maka dipakai tulangan torsi 6 D32



Gambar 4. 36 Penulangan Balok Tengah pada 1/2 Bentang

4.2.3.5 Kontrol Lendutan Pada Balok Tengah

Bentang yang ditinjau $L = 25.8 \text{ m} = 2580 \text{ cm}$

$$E = 23500 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 800 \cdot 2000^3$$

$$I = 5.33 \times 10^{11}$$

Lendutan Ijin

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{2580}{800} = 3.225 \text{ cm}$$

Lendutan Akibat Beban Hidup (BGT+BTR)

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{BTR} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{1 \cdot P_{BTR} \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot 19.537 \cdot 25800^4}{384 \cdot 23500 \cdot 5.33 \cdot 10^{11}} + \frac{1 \cdot 427560 \cdot 25800^3}{48 \cdot 23500 \cdot 5.33 \cdot 10^{11}}$$

$$\delta = 8,99 + 12,20$$

$$\delta = 21.19 \text{ mm}$$

$$\delta = 2,119 \text{ cm}$$

Kontrol

$$\begin{array}{lcl} \delta_{BGT + BTR} & < & \Delta \text{ ijin} \\ 2,119 \text{ cm} & < & 3.225 \text{ cm} \end{array}$$

4.2.5 Perencanaan Balok Tepi Bentang 25.80 m

4.2.5.1 Preliminary Design Girder Tepi

Perencanaan dimensi awal untuk balok tengah disesuaikan berdasarkan *RSNI T-12-2004 pasal 9.2.1*

a. Menentukan dimensi balok

➤ Tinggi Balok (h) dihitung melalui pendekatan

$$\left(\frac{1}{12} L \geq h \geq \frac{1}{15} L\right)$$

$$\text{a. } \frac{1}{12} L = \frac{1}{12} \times 25800\text{mm} = 2150\text{mm}$$

$$\text{b. } \frac{1}{15} L = \frac{1}{15} \times 25800\text{mm} = 1720\text{mm}$$

Jadi tinggi girder (h) yang digunakan = 2000 mm **(OK)**

➤ Lebar Girder (bw) dihitung melalui pendekatan

$$\left(\frac{2}{3} h \geq bw \geq \frac{1}{3} h\right)$$

$$\text{a. } \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 1800\text{mm} = 1333.333\text{mm}$$

$$\text{b. } \frac{1}{3} h = \frac{1}{3} \times 1800\text{mm} = 666.667\text{mm}$$

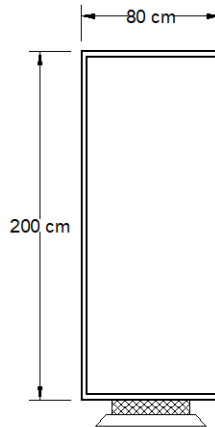
Jadi lebar girder (bw) yang digunakan = 800 mm **(OK)**

4.2.4.2 Analisis Pembebanan Girder Tepi

Beban Mati

- Beban Mati Merata

a. Berat Balok Girder



Gambar 4. 37 Penampang Balok Girder Tepi

$$\begin{aligned}
 q \text{ girder} &= h \times b \times Wc \\
 &= 2.0 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 40 \text{ Kn/m}
 \end{aligned}$$

b. Beban Pelat Lantai

$$\begin{aligned}
 q \text{ pelat} &= 0,25 \text{ m} \times 1,3 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 8.125 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

c. Beban Aspal

$$\begin{aligned}
 q \text{ aspal} &= 0,10 \text{ m} \times 1,3 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 2,86 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

d. Berat Sendiri Parapet

$$\begin{aligned}
 q \text{ parapet} &= 0.427 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 10.67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban} &= 40 \text{ kN/m} + 8.125 \text{ kN/m} + 2.86 \text{ kN/m} \\
 &\quad + 10.67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$= 61.657 \text{ kN/m}$$

- Beban Mati Terpusat

c. Berat sendiri diafragma

$$q \text{ dia} = 0,5 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 1,3 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$= 4,875 \text{ kN}$$

$$\text{Total beban} = 4,875 \text{ kN}$$

Beban Hidup

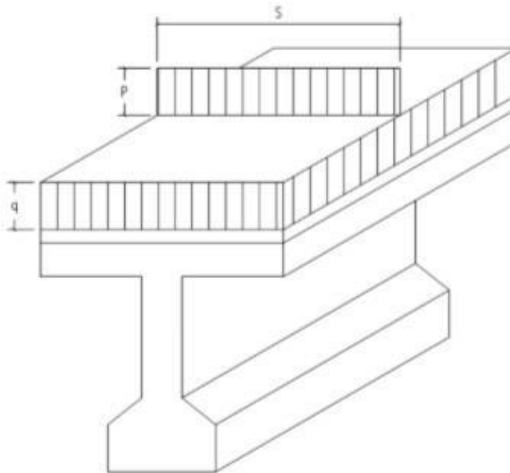
Beban Hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti pada gambar 4.11. Dan sesuai dengan *RSNI T-02-2005 Pasal 6.3.1*, BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$q = 9 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times (1 \times 15/L) \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT mempunyai intensitas :

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



Gambar 4. 38 Beban Lajur Girder Tengah

- Beban Hidup Merata

e. Beban Air Hujan

$$q \text{ hujan} = 0,05 \text{ m} \times 1,3 \text{ m} \times 9.8 \text{ kN/m}^3$$

$$= 0,637 \text{ kN/m}$$

d. Beban BTR

BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dinyatakan dalam rumus sebagai berikut:

$$q = 9 \text{ kPa}$$

$$q = 9 \times S$$

$$q \text{ BTR} = 9 \text{ kPa} \times 2.1 \text{ m}$$

$$= 18.9 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total beban} = 0,637 \text{ kN/m} + 18.9 \text{ kN/m}$$

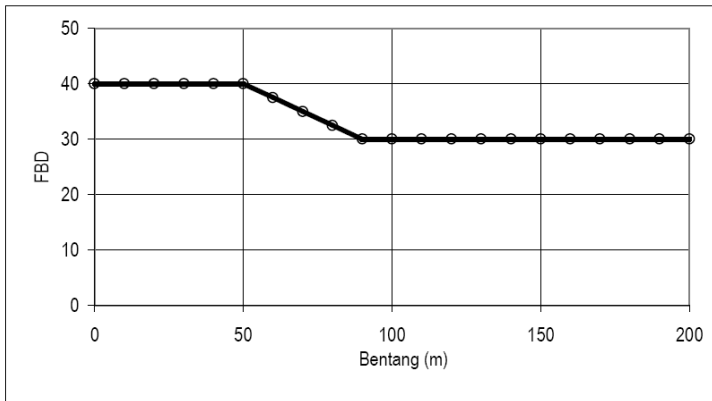
$$= 19.537 \text{ kN/m}$$

- Beban Hidup Terpusat

e. P BGT

Nilai P untuk BGT = 49 kN/m

Faktor beban dinamis (DLA) untuk BGT diambil nilai sesuai dengan grafik di bawah ini :



Gambar 4. 39 Faktor Beban Dinamis untuk BGT

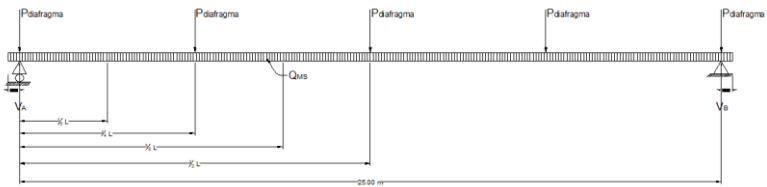
$$\begin{aligned} P \text{ BGT} &= (1 + \text{DLA}) \times P \times S \\ &= (1+0.4) \times 49 \times 2.1 \\ &= 144.06 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. P Truck	
DLA	= 0,3 (RSNI T – 02 – 2005)
KuTT	= 1,8 (RSNI T – 02 – 2005)
Tu	= 112,5 kN (RSNI T – 02 – 2005)
P truck	= (1 + DLA) x Tu x KuTT
	= (1 + 0,4) x 112,5 x 1,8
	= 283.5 kN
Total beban	= 144.06 kN + 283.5 kN
	= 427.56 kN

4.2.3.3 Perhitungan Gaya Dalam

- Reaksi perletakan pada balok

Akibat beban mati



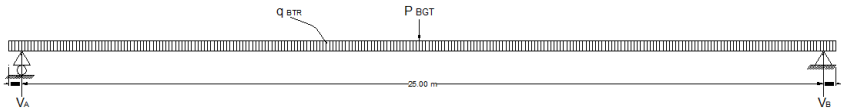
Gambar 4. 40 Permodelan Beban Mati Girder Tengah

$$\begin{aligned} \text{Beban mati merata, } V_A &= 0,5 \cdot DL \cdot L \\ &= 0,5 \cdot 61.657 \text{ kN/m} \cdot 25.8 \text{ m} \\ &= 795.37 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban mati terpusat, } V_A &= 0,5 \cdot n \text{ diafragma} \cdot pDL \\ &= 0,5 \cdot 5 \cdot 4,875 \text{ kN} \\ &= 12.1875 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi beban mati} &= 795.37 \text{ kN} + 12.1875 \text{ kN} \\ &= 807.56 \text{ kN} \end{aligned}$$

Akibat beban hidup



Gambar 4. 41 Permodelan Beban Hidup Girder

$$\begin{aligned}
 \text{Beban terbagi rata, } V_A &= 0,5 \cdot q_{LL} \cdot L \\
 &= 0,5 \cdot 19.537 \text{ kN/m} \cdot 25.8 \text{ m} \\
 &= 252.0273 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Garis Terpusat, } V_A &= 0,5 \cdot p_{LL} \\
 &= 0,5 \cdot 144.06 \text{ kN} \\
 &= 72.03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total reaksi beban hidup} &= 252.0273 \text{ kN} + 72.03 \text{ kN} \\
 &= 324.0573 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 1/8 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/8L) - (P_d \cdot 3.125 \text{ m}) - (q_{DL} \cdot 3.525 \text{ m} \cdot 1,7625 \text{ m}) \\
 &= (807.661 \text{ kN} \cdot 3.125 \text{ m}) - (4,875 \text{ kN} \cdot 3.125 \text{ m}) - \\
 &\quad (61.657 \text{ kN} \cdot 3.525 \text{ m} \cdot 1.7625 \text{ m}) \\
 &= 2125.33 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - P_d - (q_{DL} \cdot 3.525 \text{ m}) \\
 &= 807.661 \text{ kN} - 4,875 \text{ kN} - (51.657 \text{ kN} \cdot 3.525 \text{ m}) \\
 &= 585.346 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 1/4 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/4 L) - (P_d \cdot 6.25 \text{ m}) - \\
 &\quad (q_{DL} \cdot 6.65 \text{ m} \cdot 3.325 \text{ m}) \\
 &= (807.561 \text{ kN} \cdot 6.25 \text{ m}) - (4.875 \text{ kN} \cdot 6.25 \text{ m}) - \\
 &\quad (60.657 \text{ kN} \cdot 6.65 \text{ m} \cdot 3.325 \text{ m}) \\
 &= 3653.48 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - P_d - (q_{DL} \cdot 6.65 \text{ m}) \\
 &= 807.561 \text{ kN} - 4.875 \text{ kN} - (61.657 \text{ kN} \cdot 6.65 \text{ m}) \\
 &= 392.668 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 3/8 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 3/8 L) - (P_d \cdot 9.375 \text{ m}) - (P_d \cdot 3.125 \text{ m}) - \\
 &\quad (q_{DL} \cdot 9.775 \text{ m} \cdot 4.8875 \text{ m}) \\
 &= (807.561 \text{ kN} \cdot 9.375 \text{ m}) - (4.875 \text{ kN} \cdot 9.375 \text{ m}) - \\
 &\quad (4.875 \text{ kN} \cdot 3.125 \text{ m}) - (60.657 \text{ kN} \cdot 9.775 \text{ m} \cdot \\
 &\quad 4.8875 \text{ m}) \\
 &= 4564.27 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - (2 \cdot P_d) - (q_{DL} \cdot 9.775 \text{ m}) \\
 &= 807.561 \text{ kN} - (2 \cdot 4.875 \text{ kN}) - (60.657 \text{ kN} \cdot \\
 &\quad 9.775 \text{ m}) \\
 &= 195.115 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 1/2 bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{DL} &= (V_A \cdot 1/2 L) - (P_d \cdot 12.5 \text{ m}) - (P_d \cdot 6.25 \text{ m}) - (q_{DL} \cdot \\
 &\quad 12.9 \text{ m} \cdot 6.45 \text{ m}) \\
 &= (807.561 \text{ kN} \cdot 12.5 \text{ m}) - (4.875 \text{ kN} \cdot 12.5 \text{ m}) - \\
 &\quad (4.875 \text{ kN} \cdot 6.25 \text{ m}) - (60.657 \text{ kN} \cdot 12.9 \text{ m} \cdot 6.45 \text{ m}) \\
 &= 4872.95 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - (2 \cdot P_d) - (q_{DL} \cdot 12.9 \text{ m}) \\
 &= 807.561 \text{ kN} - (2 \cdot 4.875 \text{ kN}) - (60.657 \text{ kN} \cdot 12.9 \text{ m}) \\
 &= 2.4375 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 1/8 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 1/8 L) - (q_{LL} \cdot 3.525 \text{ m} \cdot 1.7625 \text{ m}) \\
 &= (324.057 \text{ kN} \cdot 3.125 \text{ m}) - (19.537 \text{ kN/m} \cdot 3.525 \text{ m} \\
 &\quad \cdot 1.7625 \text{ m}) \\
 &= 891.299 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \cdot 3.525 \text{ m}) \\
 &= 324.057 \text{ kN} - (19.537 \text{ kN/m} \cdot 3.525 \text{ m}) \\
 &= 255.189 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 1/4 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \cdot 1/4 L) - (q_{LL} \cdot 6.65 \text{ m} \cdot 3.325 \text{ m}) \\
 &= (324.057 \text{ kN} \cdot 6.25 \text{ m}) - (19.537 \text{ kN/m} \cdot 6.65 \text{ m} \cdot
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & 3.325 \text{ m}) \\
 & = 1593.37 \text{ kN m} \\
 V_{LL} & = V_A - (q_{LL} \cdot 6.65 \text{ m}) \\
 & = 324.057 \text{ kN} - (19.537 \text{ kN/m} \cdot 6.65 \text{ m}) \\
 & = 194.136 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 3/8 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} & = (V_A \cdot 3/8 L) - (q_{LL} \cdot 9.775 \text{ m} \cdot 4.8875 \text{ m}) \\
 & = (324,057 \text{ kN} \cdot 9.375 \text{ m}) - (19.537 \text{ kN/m} \cdot 9.775 \\
 & \quad \text{m} \cdot 4.8875 \text{ m}) \\
 & = 2104.65 \text{ kN m} \\
 V_{LL} & = V_A - (q_{LL} \cdot 9.775 \text{ m}) \\
 & = 324,057 \text{ kN} - (19.537 \text{ kN/m} \cdot 9.775 \text{ m}) \\
 & = 133.083 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

Momen dan geser pada 1/2 bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} & = (V_A \cdot 1/2 L) - (q_{LL} \cdot 12.9 \text{ m} \cdot 6.25 \text{ m}) \\
 & = (324.057 \text{ kN} \cdot 12.5 \text{ m}) - (19.537 \text{ kN/m} \cdot 12.9 \\
 & \quad \text{m} \cdot 6.25 \text{ m}) \\
 & = 2425.14 \text{ kN m} \\
 V_{LL} & = V_A - (q_{LL} \cdot 12.9 \text{ m}) \\
 & = 324.057 \text{ kN} - (19.537 \text{ kN/m} \cdot 12.9 \text{ m}) \\
 & = 72.03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kombinasi Pembebanan

Pada 1/8 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_u & = 1,3 \cdot MDL + 2 \cdot M_{LL} \\
 & = (1,3 \cdot 2125.332 \text{ kN m}) + (2 \cdot 891.2993 \text{ kN m}) \\
 & = 4545.53 \text{ kN m} \\
 V_u & = 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\
 & = 1,3 \cdot 585.3457 \text{ kN} + 2 \cdot 255.1894 \text{ kN} \\
 & = 1271.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada 1/4 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$M_u = 1,3 \cdot MDL + 2 \cdot M_{LL}$$

$$\begin{aligned}
 &= (1,3 \cdot 3653.478 \text{ kN m}) + (2 \cdot 1593.371 \text{ kN m}) \\
 &= 7936.26 \text{ kN m} \\
 V_u &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 392.668 \text{ kN} + 2 \cdot 194.1363 \text{ kN} \\
 &= 898.741 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada 3/8 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,3 \cdot MDL + 2 \cdot MLL \\
 &= (1,3 \cdot 4564.272 \text{ kN m}) + (2 \cdot 2104.651 \text{ kN m}) \\
 &= 10142.9 \text{ kN m} \\
 V_u &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 195.1152 \text{ kN} + 2 \cdot 133.0831 \text{ kN} \\
 &= 519.816 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada 1/2 bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,3 \cdot MDL + 2 \cdot MLL \\
 &= (1,3 \cdot 4872.948 \text{ kN m}) + (2 \cdot 2425.14 \text{ kN m}) \\
 &= 11185.1 \text{ kN m} \\
 V_u &= 1,3 \cdot V_{DL} + 2 \cdot V_{LL} \\
 &= 1,3 \cdot 2.4375 \text{ kN} + 2 \cdot 72.03 \text{ kN} \\
 &= 147.229 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Akibat Beban Truck

$$\begin{aligned}
 T_u &= P_{\text{truck}} \\
 &= 283.5 \text{ kN} \\
 M_t &= T_u \cdot (0,5 \cdot S) \\
 &= 283.5 \text{ kN} \cdot (0,5 \cdot 2.1 \text{ m}) \\
 &= 297.68 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

4.2.3.4 Perhitungan Penulangan Pada Balok Tepi

- *Penulangan balok pada 1/8 bentang*

- ***Tulangan Lentur***

$$\begin{aligned}
 M_u &= 4545.53 \text{ kN m} \\
 f_c' &= 25 \text{ MPa} \\
 f_y &= 390 \text{ MPa} \\
 h &= 2000 \text{ mm} \\
 b &= 800 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d' &= 30 \text{ mm} \\d &= 1970 \text{ mm} \\ \Phi &= 0,8\end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{4545.53 \text{ kNm}}{0,8} = 5681.91 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{5681912427}{800 \cdot (1970)^2} = 1.83 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}\rho b &= \frac{0.85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{390} \times \frac{600}{600+390} = 0.028\end{aligned}$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,028 = 0.021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18.353$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.353 \times 1.83}{390}} \right) = 0.00491\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kontrol, } \rho_{min} &< \rho < \rho_{maks} \\ 0,0036 &< 0,00491 < 0,021\end{aligned}$$

Maka diambil $\rho = 0,00491$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ As &= 0,00491 \cdot 800 \text{ mm} \cdot 1970 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$A_s = 7744.68 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{7744.68 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 9.63$$

Maka dipakai tulangan lentur 10 D32

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= A_s \text{ tulangan} \cdot n \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 10 \\ &= 8038.4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &< A_s \text{ pasang} \\ 7744.68 \text{ mm}^2 &< 8038.4 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{8038.4 \cdot 390}{0,85 \cdot 25 \cdot 800} \\ &= 184.41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 184.41 \cdot 800 \cdot \left(1970 - \frac{184.41}{2} \right) \\ &= 5886841705 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n \text{ perlu} &< M_n \text{ pasang} \\ 5681912427 \text{ N mm} &< 5886841705 \text{ N mm (OK)} \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0035 \cdot 800 \text{ mm} \cdot 1970 \text{ mm} \\
 &= 5657,4359 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 322 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{5657,4359 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 8$$

Maka dipakai tulangan tekan 8 D32

- *Tulangan Geser*

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1271328,16 \text{ N} \\
 f_c' &= 25 \text{ MPa} \\
 f_y &= 240 \text{ MPa} \\
 h &= 2000 \text{ mm} \\
 b &= 800 \text{ mm} \\
 d' &= 30 \text{ mm} \\
 d &= 1970 \text{ mm} \\
 \Phi_v &= 0,75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 800 \cdot 1970 \\
 &= 1313333,33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c \\
 &= \frac{1271328,16}{0,75} - 1313333,33 \\
 &= 381770,89 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= \frac{b_w \cdot d}{3} \\
 &= \frac{800 \cdot 1970}{3} \\
 &= 525333,33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek Kondisi Geser

1. V_u < $0,5 \cdot \Phi \cdot V_c$
 1271328.16 > 492500 **(NOT OK)**
2. $0,5 \cdot \Phi \cdot V_c$ < V_u < $\Phi \cdot V_c$
 492500 < 1271328.2 > 985000 **(NOT OK)**
3. $\Phi \cdot V_c$ < V_u < $\Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min})$
 985000 < 1271328.2 < 1379000 **(OK)**
4. $\Phi \cdot (V_c + V_{s \text{ min}})$ < V_u < $\Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$
 1379000 > 1271328.16 < 2955000 **(NOT OK)**
5. $\Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$ < V_u < $\Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$
 2955000 > 1271328.16 < 4925000 **(NOT OK)**

Didapat perhitungan di atas kondisi 3 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 2 \cdot 3,14 \cdot 12^2 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1770}{525333.3} \\
 &= 203.472 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 12 - 150 \text{ mm}$

- ***Tulangan Torsi***

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 F_y &= 240 \text{ Mpa} \\
 \phi &= 0,8 \\
 h &= 2000 \text{ mm} \\
 b &= 800 \text{ mm} \\
 d' &= 30 \text{ mm} \\
 d &= 1970 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{T_u}{\phi} = \frac{768}{0,8} \\
 &= 960 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= h \cdot b \\
 &= 2000 \cdot 800 \\
 &= 1600000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \cdot (h + b) \\
 &= 2 \cdot (2000 + 800) \\
 &= 5600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &= \frac{\phi \times \sqrt{f_c'} }{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 768000000 &= \frac{0,8 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1600000^2}{5600} \right)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 768000000 &> 152380952 \\
 &\textbf{(perlu tulangan torsi)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\
 &= (2000 - 2 \cdot 30) \times (800 - 2 \cdot 30) \\
 &= 1435600 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ph &= 2 \cdot (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\
 &= 2 \cdot (2000 - 2 \cdot 30) + (800 - 2 \cdot 30) \\
 &= 4620 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 1435600 \\
 &= 1220260 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{vt}}{1000} &= \frac{960000000}{2 \cdot 1220260 \cdot 390 \cdot 1} \\
 A_{vt} &= 1008.61 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \cdot Ph \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot 2\theta \\
 &= \frac{1008.61}{1000} \cdot 4620 \cdot \frac{400}{390} \cdot 1 \\
 &= 4779.27 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

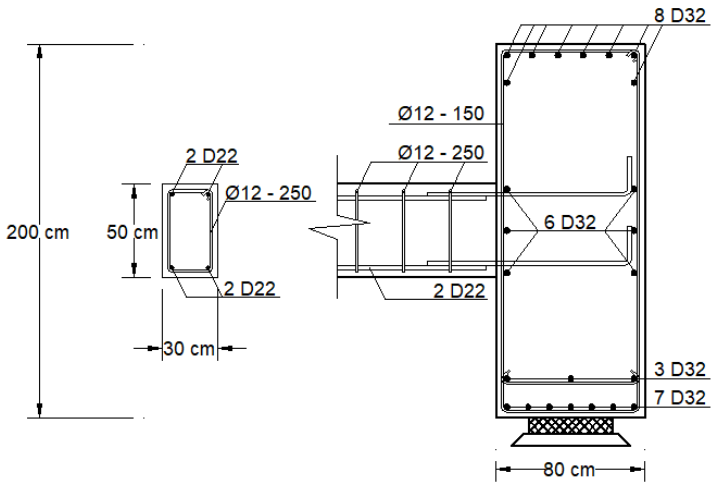
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 0.25 \cdot 3.14 \cdot 1024 \\
 &= 803.84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4779.27}{803.84} = 5.9$$

Maka dipakai tulangan torsi 6 D32



Gambar 4. 42 Penulangan Balok Tengah pada 1/8 Bentang

- *Penulangan balok pada 1/4 bentang*
- **Tulangan Lentur**

$$M_u = 7936.26 \text{ kN m}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1970 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{7936.26 \text{ kNm}}{0,8} = 9920.33 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{9920328487}{800 \cdot (1970)^2} = 3.195 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{0.85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{390} \times \frac{600}{600+390} = 0.028 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,028 = 0.021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18.353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18.353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.353 \times 3.195}{390}} \right) = 0.0089$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol, } \rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\ 0,0036 &< 0,0089 < 0,021 \end{aligned}$$

Maka diambil $\rho = 0,0089$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} \text{As} &= \rho \cdot b \cdot d \\ \text{As} &= 0,0089 \cdot 800 \cdot 1970 \text{ mm} \\ \text{As} &= 14063.69 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} \text{As} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{14063.69 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 17.5$$

Maka dipakai tulangan lentur 18 D32

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 18 \\ &= 14469.12 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &< \text{As pasang} \\ 14063.69 \text{ mm}^2 &< 14469.12 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \\ &= \frac{14469.12 \cdot 390}{0,85 \cdot 25 \cdot 800} \\ &= 331.94 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 331,94 \cdot 800 \cdot \left(1970 - \frac{331,94}{2} \right) \\
 &= 10180067206 \text{ N mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n \text{ perlu} &< M_n \text{ pasang} \\
 9920328488 \text{ N mm} &< 10180067206 \text{ N mm (OK)}
 \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat duktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0035 \cdot 800 \text{ mm} \cdot 1970 \text{ mm} \\
 &= 5657,4359 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 322 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{5657,4359 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 8$$

Maka dipakai tulangan tekan 8 D32

- *Tulangan Geser*

$$\begin{aligned}
 V_u &= 898740,9 \text{ N} \\
 f_c' &= 25 \text{ MPa} \\
 f_y &= 240 \text{ MPa} \\
 h &= 2000 \text{ mm} \\
 b &= 800 \text{ mm} \\
 d' &= 30 \text{ mm} \\
 d &= 1970 \text{ mm} \\
 \Phi_v &= 0,75
 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 800 \cdot 1970$$

$$= 1313333.33 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c$$

$$= \frac{898740.9}{0.75} - 1313333.33$$

$$= 115012.2 \text{ N}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{b_w \cdot d}{3}$$

$$= \frac{800 \cdot 1970}{3}$$

$$= 525333.33 \text{ N}$$

Cek Kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c$
 $898740.9 > 492500$ **(NOT OK)**
2. $0,5 \cdot \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot V_c$
 $492500 < 898740.9 < 985000$ **(OK)**
3. $\Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min})$
 $985000 > 898740.9 < 1379000$ **(NOT OK)**
4. $\Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$
 $1379000 > 898740.9 < 2955000$ **(NOT OK)**
5. $\Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$
 $2955000 > 898740.9 < 4925000$ **(NOT OK)**

Didapat perhitungan di atas kondisi 2 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 12$

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= 2 \cdot 3,14 \cdot 12^2$$

$$= 226,08 \text{ mm}^2$$

Jarak antar sengkang

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

$$= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1770}{525333,3}$$

$$= 203,472 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 12 - 150 \text{ mm}$

- Tulangan Torsi

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

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

$$\phi = 0,8$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1970 \text{ mm}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{768}{0,8}$$

$$= 960 \text{ kN m}$$

$$A_{cp} = h \cdot b$$

$$= 2000 \cdot 800$$

$$= 1600000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \cdot (h + b)$$

$$= 2 \cdot (2000 + 800)$$

$$= 5600 \text{ mm}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$T_u = \frac{\phi \cdot x \cdot \sqrt{f_c'} }{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$768000000 = \frac{0,8 \cdot x \cdot \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1600000^2}{5600} \right)$$

$$768000000 > 152380952$$

(perlu tulangan torsi)

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (2000 - 2 \cdot 30) \times (800 - 2 \cdot 30) \\ &= 1435600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \cdot (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\ &= 2 \cdot (2000 - 2 \cdot 30) + (800 - 2 \cdot 30) \\ &= 4620 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\ &= 0,85 \cdot 1435600 \\ &= 1220260 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\begin{aligned} \frac{A_{vt}}{1000} &= \frac{960000000}{2 \cdot 1220260 \cdot 390 \cdot 1} \\ A_{vt} &= 1008.61 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cot 2\theta \\ &= \frac{1008.61}{1000} \cdot 4620 \cdot \frac{400}{390} \cdot 1 \\ &= 4779.27 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

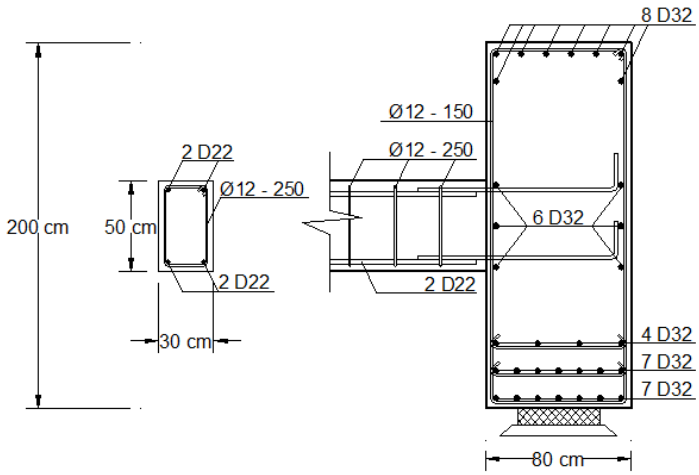
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0.25 \cdot 3.14 \cdot 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4779.27}{803.84} = 5.9$$

Maka dipakai tulangan torsi 6 D32



Gambar 4. 43 Penulangan Balok Tengah pada 1/4 Bentang

- *Penulangan balok pada 3/8 bentang*
- **Tulangan Lentur**

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= 10142.86 \text{ kN m} \\
 f_c' &= 25 \text{ MPa} \\
 f_y &= 390 \text{ MPa} \\
 h &= 2000 \text{ mm} \\
 b &= 800 \text{ mm} \\
 d' &= 30 \text{ mm} \\
 d &= 1970 \text{ mm} \\
 \Phi &= 0,8
 \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{10142.86 \text{ kNm}}{0,8} = 12678.57 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{12678569531}{800 \cdot (1970)^2} = 4.08 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 \rho b &= \frac{0.85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0.028
 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,028 = 0.021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18.353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18.353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.353 \times 4.08}{390}} \right) = 0.0117$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol, } \rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\ 0,0036 &< 0,0117 < 0,021 \end{aligned}$$

Maka diambil $\rho = 0,0117$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ A_s &= 0,0117 \cdot 800 \text{ mm} \cdot 1970 \text{ mm} \\ A_s &= 16420.73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{16429.73 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 23.01$$

Maka dipakai tulangan lentur 24 D32

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= A_s \text{ tulangan} \cdot n \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 24 \\ &= 19292.16 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &< A_s \text{ pasang} \\ 18493.51 \text{ mm}^2 &< 19292.16 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \\ &= \frac{19292.16 \cdot 390}{0,85 \cdot 25 \cdot 800} \\ &= 387.26 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 387,26 \cdot 800 \cdot \left(1970 - \frac{387,26}{2} \right) \\
 &= 11694636634 \text{ N mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n \text{ perlu} &< M_n \text{ pasang} \\
 11409805736,52 \text{ N mm} &< 9141448153 \text{ N mm (OK)}
 \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0035 \cdot 800 \text{ mm} \cdot 1970 \text{ mm} \\
 &= 5657,4359 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 322 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{5657,4359 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 8$$

Maka dipakai tulangan tekan 8 D32

- ***Tulangan Geser***

$$V_u = 519816,1 \text{ N}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1970 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,75$$

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

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 800 \cdot 1970$$

$$= 1313333.33 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c$$

$$= \frac{519816.1}{0.75} - 1313333.33$$

$$= -620245 \text{ N}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{b_w \cdot d}{3}$$

$$= \frac{800 \cdot 1970}{3}$$

$$= 525333.33 \text{ N}$$

Cek Kondisi Geser

$$1. V_u < 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c$$

$$476461.6 < 492500 \quad \text{(OK)}$$

$$2. 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot V_c$$

$$492500 < 476461.6 < 985000 \quad \text{(NOT OK)}$$

$$3. \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min})$$

$$985000 > 476461.6 < 1379000 \quad \text{(NOT OK)}$$

$$4. \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$1379000 > 476461.6 < 2955000 \quad \text{(NOT OK)}$$

$$5. \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$2955000 > 476461.6 < 4925000 \quad \text{(NOT OK)}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= 2 \cdot 3,14 \cdot 12^2$$

$$= 226,08 \text{ mm}^2$$

Jarak antar sengkang

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

$$= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1770}{525333,3}$$

$$= 203,472 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\text{Ø}12 - 200 \text{ mm}$

- ***Tulangan Torsi***

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

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

$$\phi = 0,8$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1970 \text{ mm}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{768}{0,8}$$

$$= 960 \text{ kN m}$$

$$A_{cp} = h \cdot b$$

$$= 2000 \cdot 800$$

$$= 1600000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \cdot (h + b)$$

$$= 2 \cdot (2000 + 800)$$

$$= 5600 \text{ mm}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$T_u = \frac{\phi \times \sqrt{f_c'} }{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$768000000 = \frac{0,8 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1600000^2}{5600} \right)$$

$$768000000 > 152380952 \text{ (perlu tulangan torsi)}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d') \\ &= (2000 - 2 \cdot 30) \times (800 - 2 \cdot 30) \\ &= 1435600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \cdot (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d') \\ &= 2 \cdot (2000 - 2 \cdot 30) + (800 - 2 \cdot 30) \\ &= 4620 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\ &= 0,85 \cdot 1435600 \\ &= 1220260 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\begin{aligned} \frac{A_{vt}}{1000} &= \frac{960000000}{2 \cdot 1220260 \cdot 390 \cdot 1} \\ A_{vt} &= 1008.61 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot 2\theta \\ &= \frac{1008.61}{1000} \cdot 4620 \cdot \frac{400}{390} \cdot 1 \\ &= 4779.27 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

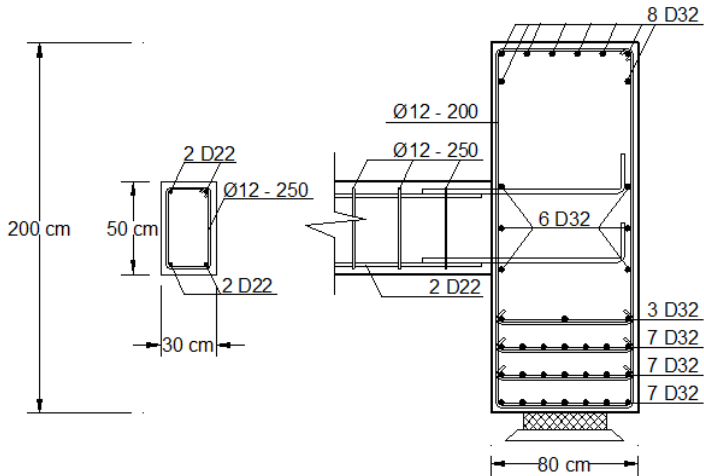
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0.25 \cdot 3.14 \cdot 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4779.27}{803.84} = 5.9$$

Maka dipakai tulangan torsi 6 D32



Gambar 4. 44 Penulangan Balok Tengah pada 3/8 Bentang

- *Penulangan balok pada 1/2 bentang*
- **Tulangan Lentur**

M_u	= 11185.11 kN m
f_c'	= 25 MPa
f_y	= 390 MPa
h	= 2000 mm
b	= 800 mm
d'	= 30 mm
d	= 1970 mm
Φ	= 0,8

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{11185.11 \text{ kNm}}{0,8} = 13981.39 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{13981391415}{800 \cdot (1970)^2} = 4.53 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{0.85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{390} \times \frac{600}{600+390} = 0.028 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,028 = 0.021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18.353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.353 \times 4.53}{390}} \right) = 0.0131 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{l} \text{Kontrol, } \rho_{min} < \rho < \rho_{maks} \\ 0,0036 < 0,0131 < 0,021 \end{array}$$

Maka diambil $\rho = 0,0131$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ A_s &= 0,0131 \cdot 800 \text{ mm} \cdot 1970 \text{ mm} \\ A_s &= 20690.47 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 32^2 \end{aligned}$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{20690.47 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 25.7$$

Maka dipakai tulangan lentur 26 D32

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{As tulangan} \cdot n \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \cdot 26 \\ &= 18488.32 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

As perlu < As pasang

$$20690.47 \text{ mm}^2 < 20899.84 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Kontrol Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As pasang} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{20899.84 \cdot 390}{0,85 \cdot 25 \cdot 800} \\ &= 479.47 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 479.47 \cdot 800 \cdot \left(1970 - \frac{479.47}{2} \right) \\ &= 14103294608 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$M_n \text{ perlu} < M_n \text{ pasang}$

$$13981391415 \text{ N mm} < 14103294608 \text{ N mm (OK)}$$

Untuk menjamin agar balok bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} \text{As} &= \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 800 \text{ mm} \cdot 1970 \text{ mm} \\ &= 5657.4359 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D32

$$\text{As} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 322$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{5657.4359 \text{ mm}^2}{803,84 \text{ mm}^2} = 8$$

Maka dipakai tulangan tekan 8 D32

- ***Tulangan Geser***

$$V_u = 147228.8 \text{ N}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1970 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,75$$

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

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 800 \cdot 1970$$

$$= 1313333.33 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c$$

$$= \frac{147228.8}{0,75} - 1313333.33$$

$$= -1117028 \text{ N}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{b_w \cdot d}{3}$$

$$= \frac{800 \cdot 1970}{3}$$

$$= 525333.33 \text{ N}$$

Cek Kondisi Geser

$$1. V_u < 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c$$

$$147228.8 < 492500 \quad \text{(OK)}$$

$$2. 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot V_c$$

$$492500 > 147228.8 < 985000 \quad \text{(NOT OK)}$$

$$3. \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot (V_c + V_{s \min})$$

$$985000 > 147228.8 < 1379000 \quad (\text{NOT OK})$$

$$4. \Phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$1379000 > 147228.8 < 2955000 \quad (\text{NOT OK})$$

$$5. \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$2955000 > 147228.8 < 4925000 \quad (\text{NOT OK})$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= 2 \cdot 3,14 \cdot 12^2$$

$$= 226,08 \text{ mm}^2$$

Jarak antar sengkang

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

$$= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 1770}{525333.3}$$

$$= 203.472 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 200 mm

- ***Tulangan Torsi***

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

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

$$\phi = 0,8$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$d = 1970 \text{ mm}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{768}{0.8}$$

$$= 960 \text{ kN m}$$

$$A_{cp} = h \cdot b$$

$$= 2000 \cdot 800$$

$$= 1600000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \cdot (h + b)$$

$$= 2 \cdot (2000 + 800)$$

$$= 5600 \text{ mm}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$T_u = \frac{\phi \times \sqrt{f_c'} }{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$768000000 = \frac{0.8 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1600000^2}{5600} \right)$$

$$768000000 > 152380952 \text{ (perlu tulangan torsi)}$$

$$A_{oh} = (h - 2 \cdot d') \times (b - 2 \cdot d')$$

$$= (2000 - 2 \cdot 30) \times (800 - 2 \cdot 30)$$

$$= 1435600 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2 \cdot (h - 2 \cdot d') + (b - 2 \cdot d')$$

$$= 2 \cdot (2000 - 2 \cdot 30) + (800 - 2 \cdot 30)$$

$$= 4620 \text{ mm}$$

$$A_o = 0,85 \cdot A_{oh}$$

$$= 0,85 \cdot 1435600$$

$$= 1220260 \text{ mm}^2$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{96000000}{2 \cdot 1220260 \cdot 390 \cdot 1}$$

$$A_{vt} = 1008.61 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_t &= \frac{A_v t}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot 2\theta \\
 &= \frac{1008.61}{1000} \cdot 4620 \cdot \frac{400}{390} \cdot 1 \\
 &= 4779.27 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

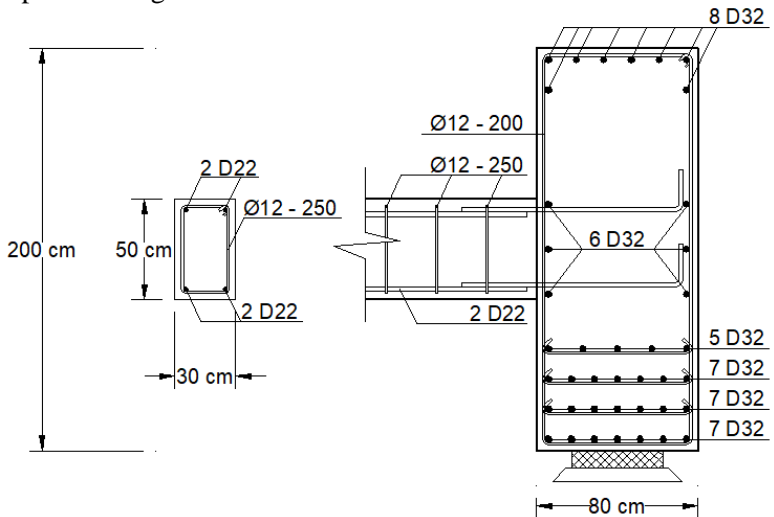
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 0.25 \cdot 3.14 \cdot 1024 \\
 &= 803.84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4779.27}{803.84} = 5.9$$

Maka dipakai tulangan torsi 6 D32



Gambar 4. 45 Penulangan Balok Tengah pada 1/2 Bentang

4.2.3.5 Kontrol Lendutan Pada Balok Tepi

Bentang yang ditinjau $L = 25.8 \text{ m} = 2580 \text{ cm}$

$$E = 23500 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 800 \cdot 2000^3$$

$$I = 5.33 \times 10^{11}$$

Lendutan Ijin

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{2580}{800} = 3.225 \text{ cm}$$

Lendutan Akibat Beban Hidup (BGT+BTR)

$$\delta = \frac{5 \cdot Q_{BTR} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} + \frac{1 \cdot P_{BTR} \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot 19.537 \cdot 25800^4}{384 \cdot 23500 \cdot 5.33 \cdot 10^{11}} + \frac{1 \cdot 427560 \cdot 25800^3}{48 \cdot 23500 \cdot 5.33 \cdot 10^{11}}$$

$$\delta = 8,99 + 12,20$$

$$\delta = 21.19 \text{ mm}$$

$$\delta = 2,119 \text{ cm}$$

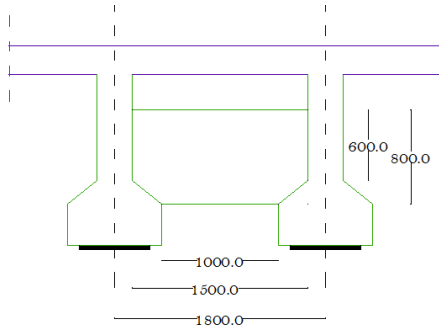
Kontrol

$$\begin{array}{l} \delta_{BGT + BTR} < \Delta \text{ ijin} \\ 2,119 \text{ cm} < 3.225 \text{ cm} \end{array}$$

4.2.6. Perencanaan Diafragma

4.2.5.3 Preliminary Desain Diafragma

Diafragma pada jembatan berfungsi untuk membantu girder menahan torsi dan lendutan yang terjadi pada girder jembatan. Diafragma tidak di desain ikut menahan pelat lantai.



Gambar 4. 46 Preliminary desain diafragma

Data perencanaan :

Panjang diafragma (L) = 1300 mm

Tinggi diafragma (H) = 500 mm

Lebar diafragma (B) = 300 mm

4.2.5.4 Analisa Pembebanan Diafragma

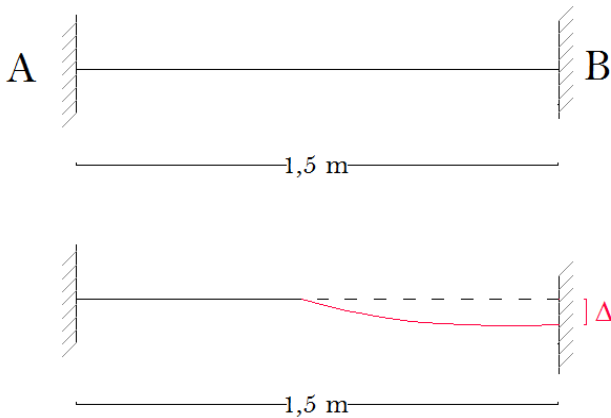
Gaya atau beban yang bekerja pada diafragma adalah beban mati (berat sendiri), beban akibat lendutan pada girder. Pada perhitungan beban akibat lendutan girder diambil kondisi paling kritis, yaitu saat salah satu dari girder terbebani kendaraan sehingga salah satu girder yang ditopangi diafragma melendut.

Sesuai dengan perhitungan lendutan pada girder jembatan berupa Δ (deformasi pada diafragma akibat lendutan girder), lendutan dipilih lendutan ijin maksimum

- Beban berat sendiri diafragma

$$\begin{aligned}
 q_{DL} &= h \cdot b \cdot L \cdot W_c \\
 &= 0,5 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 1,3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 4,875 \text{ kN/m} \\
 q_{uDL} &= q_{DL} \cdot 1,3 \\
 &= 4,875 \text{ kN/m} \cdot 1,3 \\
 &= 6,3375 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban diafragma akibat lendutan girder



Gambar 4. 47 Permodelan beban lendutan akibat girder

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{13 \text{ m}}{800} = 0,01625 \text{ m}$$

$$\theta = \frac{\Delta}{L} = \frac{0,01625 \text{ m}}{13 \text{ m}} = 0,00125$$

$$\begin{aligned} E &= 4700 \times \sqrt{f_c'} \\ &= 4700 \times \sqrt{25} \\ &= 23500 \text{ Mpa} \\ &= 23500000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \times b d \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 0,3 \times 0,5^3 \\ &= 0,003125 \end{aligned}$$

4.2.5.3 Perhitungan Gaya Dalam

- Momen akibat beban sendiri
quDL 8,775 kN/m

$$M = \frac{1}{12} \times qDL \times L^2$$

$$M = \frac{1}{12} \times 4,875 \times 1,3^3$$

$$= 0,893 \text{ kNm}$$

- Momen akibat beban lendutan girder

$$M_{Lendut} = \frac{6 \times E \times I \times \Delta}{L^2}$$

$$M \text{ Lendut} = \frac{6 \times 23500000 \times 0,003125 \times 0,01625}{13^2}$$

$$= 42,368 \text{ kNm}$$

$$M \text{ lendutan ultimit} = M \text{ lendutan} \times 1,8$$

$$= 42,368 \times 1,8$$

$$= 77,1554$$

- Momen Total

$$\begin{aligned} M \text{ total} &= M_u \text{ lendutan} + M_{quDL} \\ &= 55,078 \text{ kN m} + 0,893 \text{ kN m} \\ &= 77,1554 \text{ kN m} \\ &= 77155400 \text{ N mm} \end{aligned}$$

4.2.5.2.2 Perhitungan Penulangan Pada Diafragma

- Tulangan Lentur

M_u	=	77155400	N mm	
f_c'	=	25		MPa
f_y	=	390		MPa
h	=	500		mm
b	=	300		mm
d'	=	30		mm
d	=	470		mm
Φ	=	0,8		

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{77155400 \text{ N mm}}{0,8}$$

$$= 96444250 \text{ N mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{96444250 \text{ N mm}}{300 \cdot (470)^2} = 1,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{390} \cdot \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,028$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,028 = 0,021 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,353 \cdot 1,46}{390}} \right) \\ &= 0,0027 \end{aligned}$$

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

$$0,0036 < 0,0039 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0039$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0039 \cdot 300 \cdot 470 \\ &= 549,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D22

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 \\ &= 379,94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{549,9}{379,94} = 1,45$$

Maka dipasang tulangan lentur 2 D 22

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= A_s \text{ tulangan} \cdot n \\ &= 379,94 \text{ mm}^2 \cdot 2 \\ &= 759,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol Penampang

$A_s \text{ perlu} < A_s \text{ pasang}$

$$549,9 < 759,88 \text{ (OK)}$$

- Tulangan Tekan

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0036 \cdot 300 \cdot 470 \\ &= 507,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D22

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 \\ &= 379,94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{507,6}{379,94} = 1,34$$

Maka dipasang tulangan lentur 2 D 22

- Tulangan Geser

P_u	=	q_uDL	·	$L_{\text{diafragma}}$
	=	6,3375	kN/m	· 1,8 m
	=		11,4075	kN
V_u	=		11,4075	kN
f_c'	=		25	MPa
f_y	=		240	MPa
h	=		500	mm
b	=		300	mm
d'	=		30	mm
d	=		470	mm
Φ	=	0,75		

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 300 \cdot 470 \\
 &= 117500 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= \frac{b_w \cdot d}{3} \\
 &= \frac{300 \cdot 470}{3} \\
 &= 47000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$
 $114075 < 47000000$ (**OK**)
2. $0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$
 $47000000 > 114075 < 94000000$ (**NOT OK**)
3. $\phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot (V_c + V_{smin})$
 $94000000 > 114075 < 94037600$ (**NOT OK**)
4. $\phi \cdot (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$
 $94037600 > 114075 < 470000$ (**NOT OK**)
5. $\phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$

470000 > 114075 < 587500 (**NOT OK**)

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser, tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 670}{67000} \\ &= 542,592 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 250 mm

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

BAB V

PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

5.1 Perencanaan Pilar 1

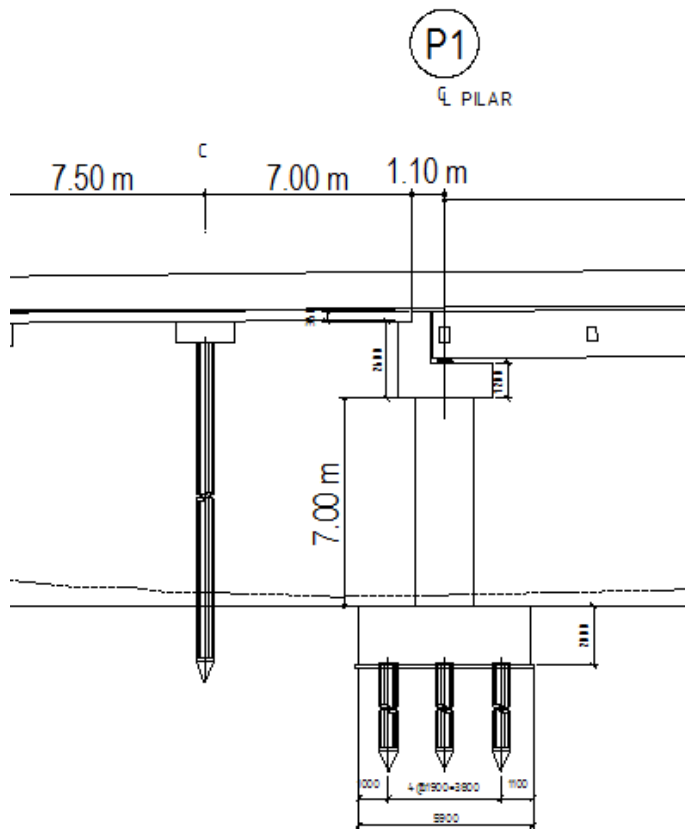
Pilar terdiri dari beberapa elemen yaitu pondasi, pile cap (poer), kolom pilar, longitudinal stopper, lateral stopper, dan pier head. Penulangan pilar direncanakan dari analisis elemen-elemen pilar jembatan. Analisa pembebanan untuk pilar terdiri atas beban dari bangunan atas baik beban hidup maupun mati, beban mati pilar, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat gempa serta beban gempa.

Pada jembatan pranti direncanakan dengan menggunakan dua buah abutment dan 2 buah pilar, karena struktur jembatan ini simetris.

5.1.1 Desain Dimensi Pilar 1

Pada pilar satu mampu menahan setengah bentang dari beban full plat dan beban setengah bentang dari balok girder 20,80 m. Berikut ini adalah data-data perencanaan pilar satu :

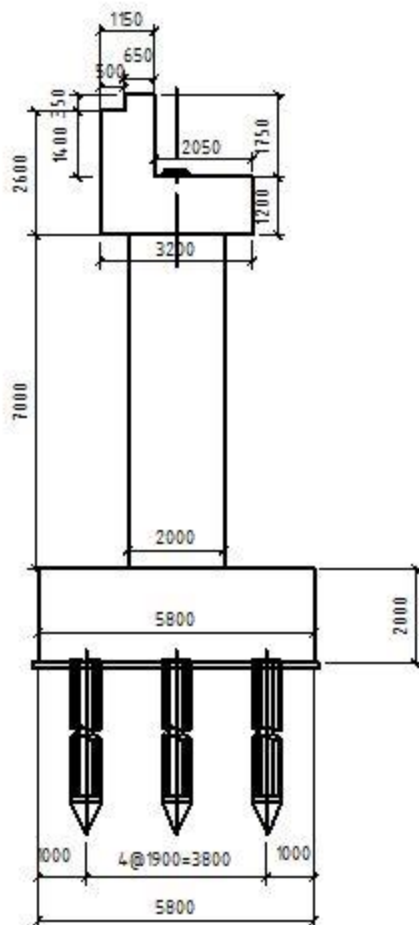
- Tinggi Pilar : 7,00 m
- Tebal Pilar : 2,00 m
- Panjang Pier Head : 25,2 m
- Panjang Pile Cap : 29
- Jenis Pondasi : Tiang Pancang



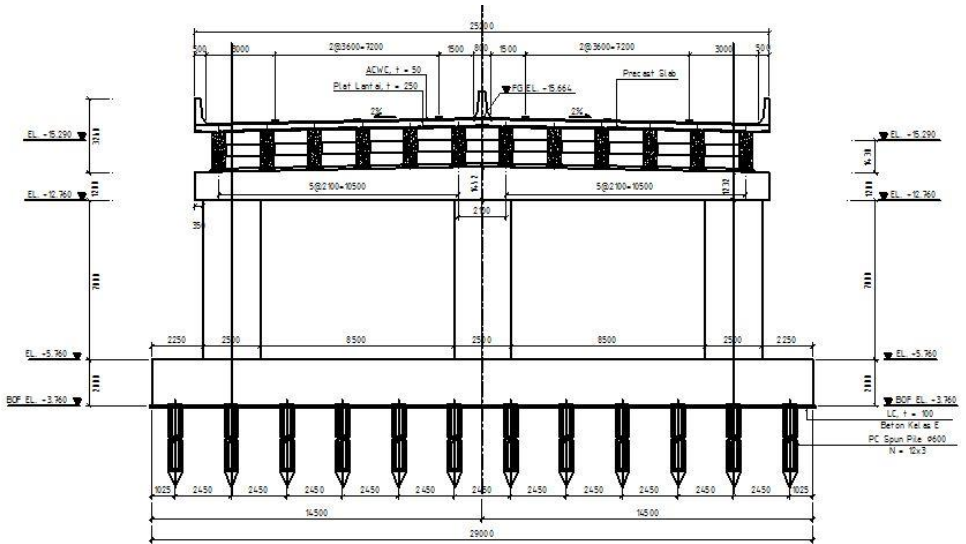
Gambar 5. 1 Potongan Memanjang Pilar

5.2.2 Analisa Pembebanan pada Pilar 1

1. Analisa Berat Sendiri dan titik berat Pilar 1



Gambar 5. 2 Potongan Memanjang Pilar 1



Gambar 5. 3 Potongan Melintang Pilar 1

Tabel 5. 1 Rekapitulasi Berat Sendiri Pilar 1

Rekapitulasi Berat Sendiri Pilar		
Headstock	Wh	3687,075
Pier Wall	Wc	2625
Pile Cap	Wp	8410
Total Berat	PMS	14722,075

2. Analisa Beban Mati Bangunan Atas Pilar 1

Tabel 5. 2 Beban Sendiri ½ Bentang Bangunan Atas sisi kanan (QMS)

Beban Sendiri ½ Bentang Bangunan kanan Struktur Atas						
Beban	Volume				Berat Jenis kN/m ³	Berat (kN)
	b (m)	t (m)	L (m)	n		
Tebal Slab Lantai	25,2	0,25	20,8	1	25	3276
Beban Aspal + Aspal Beton	25,2	0,1	20,8	1	25	1153,15
Girder Diafragma	1,6	0,6	20,8	5	25	2496
	0,5	0,3	1,5	55	25	309,375
Parapet			0,4725	1	25	11,8125
Total Berat Sendiri						7246,34

Tabel 5. 3 Beban Sendiri ½ Bentang Bangunan Atas sisi kiri(QMS)

Beban Sendiri ½ Bentang Bangunan kiri Struktur Atas						
Beban	Volume				Berat Jenis	Berat (kN)
	b (m)	t (m)	L (m)	n	kN/m ³	
Full Plat	12,6	0,5	6,5	2	25	2047,5
Parapet			0,4725	1	25	11,8125
Beban Aspal + Aspal Beton	25,2	0,1	6,5	1	25	409,5
Total Berat Sendiri						2468,81

Tabel 5. 4 Beban Mati tambahan Bangunan Atas (QMA)

Beban Mati Tambahan (MA)						
Beban	Volume				Berat Jenis	Berat (kN)
	b (m)	t (m)	L (m)	n	kN/m ³	
Air Hujan	25,2	0,05	20,8	1	9,8	256,838

3. Beban Lalu Lintas

Sesuai SNI 1725:2016 Pasal 8.3 beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT). Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Perhitungan beban merata dan beban garis terpusat sebagai berikut:

Berdasarkan $L_{rencana} = 20,8$ meter $< L = 30$ meter maka digunakan , $q = 9$ Kpa atau 9 kN/m² untuk beban BTR (q_{BTR}), $P = 49$ kN/m² untuk Beban BGT (P_{BGT}), dan faktor dinamis

$(1+DLA) = 1,4$, maka Perhitungan P_{BGT} dan P_{BTR} dengan Lebar perkerasan = 25,2 m adalah :

- Beban BTR dan BGT untuk span kanan 20,8 m :

$$\begin{aligned}
 P_{BTR} &= (5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L \\
 &= (5,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) + ((25,2 \text{ m} - 5,5) \times 0,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) \times 20,8 \text{ m} \\
 &= 1893,42 \text{ kN} \\
 P_{BGT} &= (5,5 \times (P_{BGT} \times (1+DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times (1+DLA)))) \\
 &= (5,5 \times (49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4)) + (25,2 \text{ m} - 5,5 \times (49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4)) \\
 &= 25,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Total Beban Hidup lalu lintas yaitu :

$$\begin{aligned}
 P_{\text{total}} &= P_{BTR} + P_{BGT} \\
 &= 1893,42 \text{ kN} + 25,2 \text{ kN} \\
 &= 1918,62 \text{ kN}
 \end{aligned}$$
- Beban BTR dan BGT untuk span kiri 6,5 m :

$$\begin{aligned}
 P_{BTR} &= (5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L \\
 &= (5,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) + ((25,2 \text{ m} - 5,5) \times 0,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) \times 6,5 \text{ m} \\
 &= 625,725 \text{ kN} \\
 P_{BGT} &= (5,5 \times (P_{BGT} \times (1+DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times (1+DLA)))) \\
 &= (5,5 \times (49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4)) + (25,2 \text{ m} - 5,5 \times (49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4)) \\
 &= 25,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

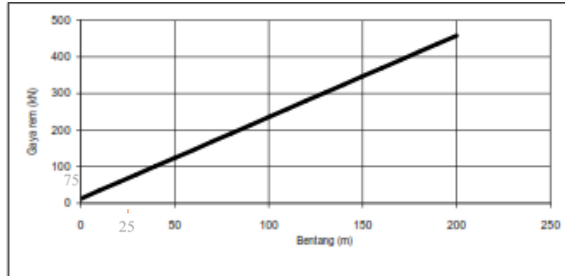
Total beban lalu lintas yaitu :

$$\begin{aligned}
 P_{\text{Total}} &= P_{BTR} + P_{BGT} \\
 &= 625,725 \text{ kN} + 25,2 \text{ kN} \\
 &= 650,925 \text{ kN}
 \end{aligned}$$
- Total Beban BTR dan BGT

$$\begin{aligned}
 P_{\text{Total}} &= P_{\text{Total}} \text{ span kanan} + P_{\text{Total}} \text{ span kiri} \\
 &= 1918,62 \text{ kN} + 650,925 \text{ kN} \\
 &= 2569,545 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Beban Rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai agay dalam arah memanjang. Beban rem yang diperhitungkan berdasarkan SNI 1725:2016 untuk jembatan dengan panjang bentang ≤ 80 meter adalah 250 kN, untuk bentang-bentang lainnya pada grafik berikut: (*SNI 1725:2016 Pasal 8.7*)



Gambar 5. 4 Grafik Gaya Rem per lajur

Untuk $L = 25,2$ m didapat gaya rem = 75 kN, untuk 2 lajur lalu lintas maka Gaya Rem = $75 \times 2 = 150$ kN

- Lengan terhadap pondasi (Y tb)
 - = h girder + h head stock + h pier wall + h pile cap
 - = 1,5 m + 2,95 m + 7,0 m + 2,0 m
 - = 13,450 m
- Momen pada pondasi akibat gaya rem (M TB)
 - = P TB + Y TB
 - = 150 kN + 13,450 m
 - = 2017,50 kNm
- Lengan terhadap dasar kolom pier (Y' TB)
 - = Y TB - h pile cap
 - = 13,450 m - 2,0 m
 - = 11,450 m
- Momen pada dasar kolom pier akibat gaya rem (M'TB)
 - = P TB x Y'TB
 - = 150 kN x 11,450 m
 - = 1717,5 kNm

5. Beban Angin

Pembebanan angin pada bangunan bawah merupakan beban angin yang akan mengenai sepanjang sisi samping bangunan atas jembatan. Beban angina yang diperhitungkan berdasarkan (*SNI 1725:2016 Pasal 9.6*) adalah sebagai berikut:

$$TEW = 0,0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b$$

Keterangan :

C_w = Koefisien serat

V_w = Kecepatan angina rencana (m/det)

A_b = Luas bidang (m²)

Tabel 5. 5 Koefisien serat C_w

Tipe Jembatan	C_w
Bangunan atas masif: (1), (2)	
$b/d = 1.0$	2.1 (3)
$b/d = 2.0$	1.5 (3)
$b/d > 6.0$	1.25 (3)
Bangunan atas rangka	1.2
CATATAN (1) b = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran d = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif	
CATATAN (2) Untuk harga antara dari b/d bisa diinterpolasi linier	
CATATAN (3) Apabila bangunan atas mempunyai superelevasi, C_w harus dinaikkan sebesar 3 % untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5 %	

Tabel 5. 6 Kecepatan angina rencana 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

Didapatkan nilai dan data perencanaan sebagai berikut :

Koefisien Seret	C_w	= 1,25
Beban angina layan	V_w	= 25 m/s
Beban angina ultimit	V_w	= 30 m/s
Bentang full plat		= 3,26 m
Bentang span kanan		= 2 m
Lebar jembatan		= 20,8 m

1. Beban angin struktur atas

- Luas bidang samping jembatan ($Ab1$)

$$\begin{aligned} Ab1 &= L \times ha \\ &= L \times (h \text{ girder} + h \text{ plat lantai} + h \text{ parapet}) \\ &= 20,8 \text{ m} \times 3,26 \text{ m} \\ &= 67,808 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Beban angin pada struktur atas ($Tew1$)

- Keadaan layan

$$\begin{aligned} Tew1 &= 0,0006 \times Cw \times Vw^2 \times Ab1 \\ &= 0,0006 \times 1,25 \times 25^2 \text{ m/s} \times 67,808 \text{ m}^2 \\ &= 31,785 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Keadaan ultimit

$$\begin{aligned} Tew1 &= 0,0006 \times Cw \times Vw^2 \times Ab1 \\ &= 0,0006 \times 1,25 \times 30^2 \text{ m/s} \times 67,808 \text{ m}^2 \\ &= 45,770 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Lengan terhadap pondasi ($Yew1$)

$$\begin{aligned} Yew1 &= h \text{ pile cap} + h \text{ pier wall} + h \text{ pier head} + \frac{1}{2} ha \\ &= 2 \text{ m} + 7 \text{ m} + 2,95 \text{ m} + (3,26/2) \text{ m} \\ &= 13,580 \text{ m} \end{aligned}$$

- Momen pada pondasi akibat beban pada angin bangunan atas (Mew)

- Kondisi layan

$$\begin{aligned} Mew &= Tew1 \times Yew1 \\ &= 31,785 \text{ kN} \times 13,580 \text{ m} \\ &= 431,640 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kondisi ultimit

$$\begin{aligned} Mew &= Tew1 \times Yew1 \\ &= 45,770 \text{ kN} \times 13,580 \text{ m} \\ &= 621,562 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Lengan terhadap dasar pier wall ($Y'ew$)

$$\begin{aligned} Y'ew &= h \text{ pier wall} + h \text{ pier head} + \frac{1}{2} ha \\ &= 7 \text{ m} + 2,95 \text{ m} + (36/2) \text{ m} \\ &= 11,580 \text{ m} \end{aligned}$$

- Momen pada pier wall akibat beban pada angin bangunan atas ($M'ew$)

- Kondisi layan

$$\begin{aligned}
 M^{ew} &= T_{ew1} \times Y^{ew1} \\
 &= 31,785 \text{ kN} \times 11,58 \text{ m} \\
 &= 368,070 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Kondisi ultimit

$$\begin{aligned}
 M^{ew} &= T_{ew1} \times Y^{ew1} \\
 &= 45,770 \text{ kN} \times 11,58 \text{ m} \\
 &= 530,021 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2. Beban angina struktur bawah

- a. Luas bidang samping jembatan (Ab_2)

$$\begin{aligned}
 Ab_2 &= \text{jumlah pilar} \times b \text{ pier wall} \times (h \text{ pier head} \times h \\
 &\quad \text{pier wall}) \\
 &= 6 \times 2,5 \text{ m} \times (7 \text{ m} \times 2,95 \text{ m}) \\
 &= 309,750 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

- b. Beban angin pada struktur atas (T_{ew2})

- Kondisi layan

$$\begin{aligned}
 T_{ew2} &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times Ab_2 \\
 &= 0,0006 \times 1,25 \times 25^2 \text{ m} \times 309,750 \text{ m}^2 \\
 &= 145,195 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Kondi ultimit

$$\begin{aligned}
 T_{ew2} &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times Ab_2 \\
 &= 0,0006 \times 1,25 \times 30^2 \text{ m} \times 309,750 \text{ m}^2 \\
 &= 209,081 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- c. Lengan terhadap pondasi (Y_{ew2})

$$\begin{aligned}
 Y_{ew2} &= h \text{ pile cap} + (h \text{ pier wall} + h \text{ pier head}/2) \\
 &= 2 \text{ m} + (7 \text{ m} + 2,95 \text{ m})/2 \\
 &= 6,975 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- d. Momen pada pondasi akibat beban pada angin bangunan atas (M_{ew})

- Kondisi layan

$$\begin{aligned}
 M_{ew} &= T_{ew2} \times Y_{ew2} \\
 &= 145,195 \text{ kNm} \times 6,975 \text{ m} \\
 &= 1012,737 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Kondisi ultimit

$$\begin{aligned}
 M_{ew} &= T_{ew2} \times Y_{ew2} \\
 &= 209,081 \text{ kNm} \times 6,975 \text{ m} \\
 &= 1458,34
 \end{aligned}$$

- e. Lengan terhadap dasar pier wall (Y'_{ew})
- $$Y'_{ew} = (h \text{ pier wall} + h \text{ pier head}) / 2$$
- $$= (7 \text{ m} + 2,95 \text{ m}) / 2$$
- $$= 4,975 \text{ m}$$
- f. Momen pada pier wall akibat beban pada angin bangunan atas (M'_{ew2})
- Kondisi layan
- $$M'_{ew} = T_{ew2} \times Y'_{ew2}$$
- $$= 145,195 \text{ kN} \times 4,975 \text{ m}$$
- $$= 722,346 \text{ kNm}$$
- Kondisi ultimit
- $$M'_{ew} = T_{ew2} \times Y'_{ew2}$$
- $$= 209,081 \text{ kN} \times 4,975 \text{ m}$$
- $$= 1040,18 \text{ kNm}$$

3. Rekapitulasi beban angin

- a. Total beban angin
- Beban angin kondisi layan
- $$T_{ew} = T_{ew1} + T_{ew2}$$
- $$= 31,785 \text{ kN} + 141,195 \text{ kN}$$
- $$= 176,980 \text{ kN}$$
- Beban angin kondisi ultimit
- $$T_{ew} = T_{ew1} + T_{ew2}$$
- $$= 45,770 \text{ kN} + 209,081 \text{ kN}$$
- $$= 254,852 \text{ kN}$$
- b. Momen pada pondasi akibat beban angin
- Kondisi layan
- $$M_{ew} = M_{ew1} + M_{ew2}$$
- $$= 431,640 \text{ kNm} + 1012,737 \text{ kNm}$$
- $$= 1444,377 \text{ kNm}$$
- Kondisi ultimit
- $$M_{ew} = M_{ew1} + M_{ew2}$$
- $$= 621,562 \text{ kNm} + 1458,339 \text{ kNm}$$
- $$= 2079,9 \text{ kNm}$$
- c. Momen pada pier wall akibat beban angina
- Kondisi layan
- $$M'_{ew} = M'_{ew1} + M'_{ew2}$$

$$= 368,070 \text{ kNm} + 722,346 \text{ kNm}$$

$$= 1090,417 \text{ kNm}$$

- Kondisi ultimit

$$M'_{ew} = M'_{ew1} + M'_{ew2}$$

$$= 530,016 \text{ kNm} + 1040,177 \text{ kNm}$$

$$= 1570,2 \text{ kNm}$$

6. Beban Gempa

Perencanaan ketahanan gempa merupakan bagian yang penting dalam rangka pembangunan konstruksi jembatan. Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833-2016. 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) dengan formulasi sebagai berikut :

$$E_q = \frac{C_{sm}}{R} \times W$$

Keterangan:

E_q = Gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respon elastik

R = faktor modifikasi respon

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

- Penentuan kelas situs tanah berdasarkan data tanah menggunakan SPT, maka:

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

$$= \frac{30,5}{3,409}$$

$$= 8,95$$

Dari perhitungan diatas didapat nilai $N = 8,95$ kemudian diplot pada tabel kelas situs maks didapat kelas situs = tanah lunak.

Tabel 5. 7Kelas Situs Tanah

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	$\bar{V}_s < 175$	$N < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	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 teresementasi 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 implikasi periode pendek dengan menggunakan **Peta Zona Gempa Indonesia 2013** sesuai daerah lokasi jembatan

Tabel 5. 8 Besarnya nilai amplifikasi untuk periode 1 detik (F_y)

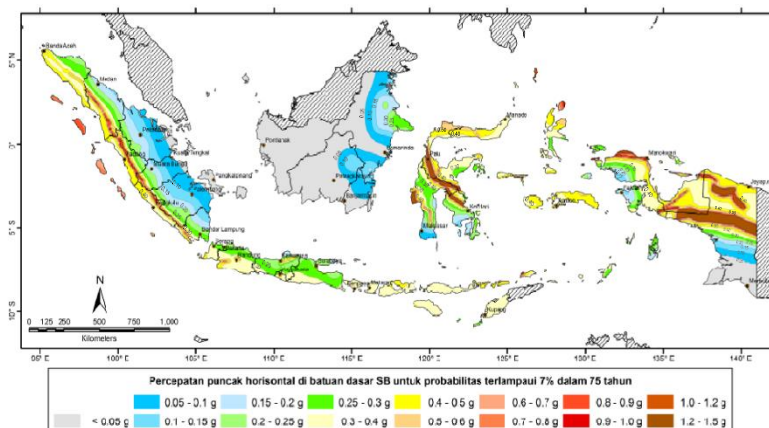
Kelas situs	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

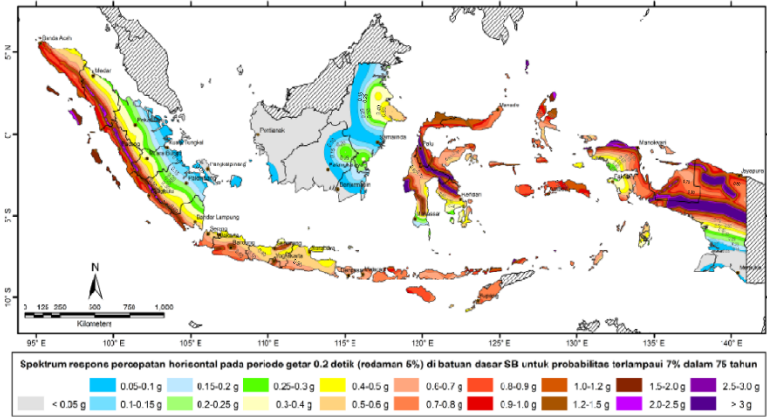
Tabel 5. 9 Faktor implifikasi untuk periode 0 detik dan 2 detik

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

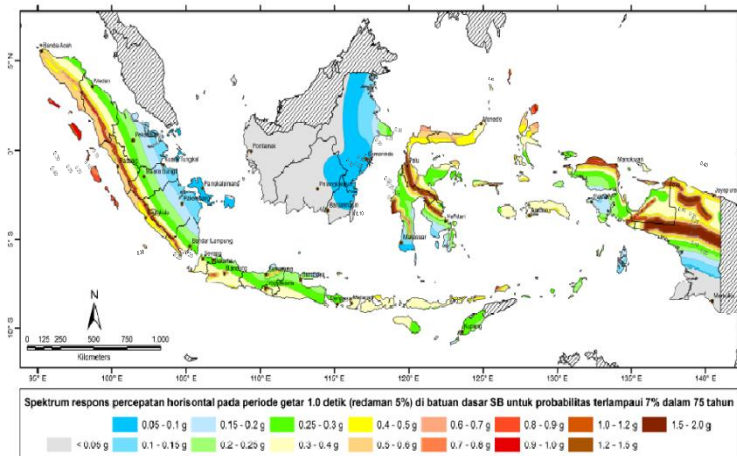
Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier



Gambar 5. 5 Peta Percepatan puncak di batuan dasar (PGA)



*Gambar 5. 6 Peta respons spectra percepatan 0,2 detik
dibatuan dasar*

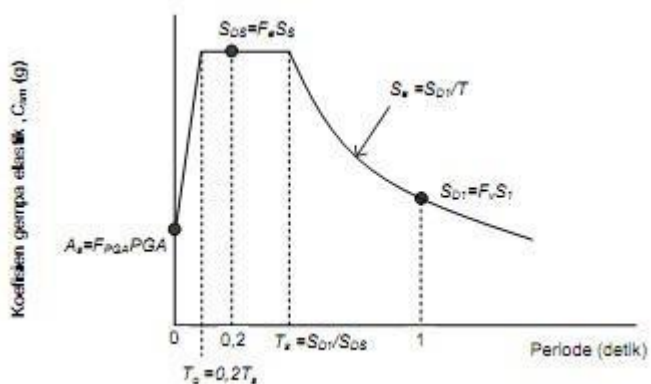


*Gambar 5. 7 Peta respons spectra percepatan 1 detik
dibatuan dasar*

Tabel 5. 10 Data Interval percepatan puncak dan respons spektrum

Interval Fa		Interval F PGA		Interval Fv	
0,5	1,7	0,2	1,4	0,2	3,2
0,5	1,7	0,43	1,31	0,43	3,03
0,75	1,2	0,3	1,2	0,3	2,8

- Menghitung respons spectra



Gambar 5. 8 Bentuk tipikal respons spectra di permukaan

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,31 \times 0,255 \\ &= 0,33405 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,7 \times 0,5 \\ &= 0,849 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 3,03 \times 0,243 \\ &= 0,7358 \end{aligned}$$

- Menentukan koefisien respons gempa elastis

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{ds}} = \frac{0,736}{0,849} = 0,871$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_s \\ &= 0,2 \times 0,871 \\ &= 0,174 \end{aligned}$$

$$T = 0,2$$

Cek persyaratan $T_0 < T < T_s$, sehingga didapat $0,174 < 0,2 < 0,871$, maka menggunakan syarat 2 yaitu :

$$\begin{aligned} C_{sm} &= S_{DS} \\ &= 0,8 \end{aligned}$$

- Menentukan faktor modifikasi respons (R)

Tabel 5. 11 Zona Gempa

Koefisien percepatan (S_{D1})	Zona gempa
$S_{D1} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{D1} \leq 0,30$	2
$0,30 < S_{D1} \leq 0,50$	3
$S_{D1} > 0,50$	4

Pada tabel diatas dapat diketahui jembatan pranti ini termasuk zona 4 $0,7358 > 0,50$, sesuai **SNI Gempa 2833-2013 Pasal 7 dan Pasal 7.5** R diambil sama dengan 1.

Beban sendiri ½ sisi kiri	= 2468,81 kN
Beban sendiri ½ sisi kanan	= 7246,34 kN
Beban total bangunan atas	= 7503,178 kN
Beban sendiri pilar	= 14722,075 kN

1. Beban gempa arah memanjang
 - Beban gempa akibat bangunan atas yaitu
 - a. Beban gempa pada ½ span kiri

$$E_q = \frac{C_{sm}}{1} \times W$$

$$E_q = \frac{0,8}{1} \times 2468,81$$

$$= 1975,048 \text{ kN}$$

- b. Beban gempa pada ½ span kanan

$$E_q = \frac{C_{sm}}{R} \times W$$

$$E_q = \frac{0,8}{1} \times 7246,34$$

$$= 5797,072 \text{ kN}$$

- c. Total beban gempa struktur atas

$$E_q = E_q \text{ span kiri} + E_q \text{ span kanan}$$

$$= 1975,048 \text{ kN} + 5797,072 \text{ kN}$$

$$= 7772,12 \text{ kN}$$

- Beban gempa akibat bangunan bawah yaitu

$$E_q = \frac{C_{sm}}{R} \times W$$

$$E_q = \frac{0,8}{1} \times 14722,075$$

$$= 11777,66 \text{ kN}$$

- Total Beban gempa

$$T_{eq} = (E_{q1} \text{ span kiri} + E_{q1}) + E_{q2}$$

$$= 7772,12 + 11777,66 \text{ kN}$$

$$= 19549,78 \text{ kN}$$
 - Momen akibat gaya gempa arah memanjang
 - a. Momen akibat gaya gempa struktur atas
 - Momen akibat beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kiri

$$Meq1 = (h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap}) \times E_q$$

$$\text{struktur bangunan atas}$$

$$= (2 \text{ m} + 7 \text{ m} + 2,95 \text{ m}) \times 1975,048$$

$$= 23601,823 \text{ kNm}$$
 - Momen akibat beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kanan

$$Meq1 = (h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap}) \times E_q$$

$$\text{struktur bangunan atas}$$

$$= (2 \text{ m} + 7 \text{ m} + 2,95 \text{ m}) \times 5797,072 \text{ kN}$$

$$= 69275,010 \text{ kNm}$$
 - Total momen akibat gempa struktur atas

$$Meq1 = Meq \text{ span kiri} + Meq \text{ span kanan}$$

$$= 23601,823 \text{ kNm} + 69275,010 \text{ kNm}$$

$$= 92876,833 \text{ kNm}$$
 - b. Momen akibat gaya gempa struktur bawah

$$Meq2 = \frac{(h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap})}{2}$$

$$\times E_q \text{ struktur bangunan bawah}$$

$$Meq2 = \frac{(2 \text{ m} + 7 \text{ m} + 2,95 \text{ m})}{2} \times 11777,66 \text{ kN}$$

$$= 70371,518 \text{ kNm}$$
 - c. Total momen gempa arah memanjang

$$Meq = Meq1 + Meq 2$$

$$= 92876,833 \text{ kNm} + 70371,518 \text{ kNm}$$

$$= 163248,351 \text{ kNm}$$
2. Beban gempa arah melintang
- Beban gempa akibat bangunan atas yaitu :
 - a. Beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kiri

$$E_Q = 30\% \times E_q$$

- $$= 30\% \times 1975,048$$
- $$= 592,514 \text{ kN}$$
- b. Beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kanan
- $$E_Q = 30\% \times E_q$$
- $$= 30\% \times 5797,072$$
- $$= 1739,121 \text{ kN}$$
- c. Total beban Gempa struktur atas
- $$T_{EQ} = E_q \text{ span kiri} + E_q \text{ span kanan}$$
- $$= 592,514 \text{ kN} + 1739,121 \text{ kN}$$
- $$= 2331,635 \text{ kN}$$
- d. Beban gempa akibat bangunan bawah
- $$E_Q = 30\% \times E_q$$
- $$= 30\% \times 11777,66$$
- $$= 3533,298 \text{ kN}$$
- e. Total beban akibat gempa
- $$T_{EQ} = (E_{Q1} \text{ span kiri} + E_{Q1} \text{ span kanan}) + E_{Q2}$$
- $$= 2331,635 \text{ kN} + 3533,298 \text{ kN}$$
- $$= 5864,933 \text{ kN}$$
3. Momen akibat gaya gempa arah melintang
- a. Momen akibat gaya gempa struktur atas
- Momen akibat beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kiri
- $$M_{eq1} = (h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap}) \times E_q$$
- struktur bangunan atas
- $$= (2 \text{ m} + 7 \text{ m} + 2,95 \text{ m}) \times 1975,048 \text{ kN}$$
- $$= 23601,823 \text{ kNm}$$
- Momen akibat beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kanan
- $$M_{eq1} = (h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap}) \times E_q$$
- struktur bangunan atas
- $$= (2 \text{ m} + 7 \text{ m} + 2,95 \text{ m}) \times 5797,072 \text{ kN}$$
- $$= 69275,010 \text{ kNm}$$
- Total momen akibat gempa pada struktur atas
- $$M_{eq} = M_{eq} \text{ span kiri} + M_{eq} \text{ span kanan}$$
- $$= 23601,823 \text{ kNm} + 69275,010 \text{ kNm}$$
- $$= 92876,833 \text{ kNm}$$
- b. Momen akibat gaya gempa struktur bawah

$$Meq2 = \frac{(h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap})}{2} \times E_q \text{ struktur bangunan bawah}$$

$$Meq2 = \frac{(2 \text{ m} + 7 \text{ m} + 2,95 \text{ m})}{2} \times 11777,66 \text{ kN}$$

$$= 70371,518 \text{ kNm}$$

c. Total momen gempa arah melintang

$$Meq = Meq1 + Meq2$$

$$= 92876,833 \text{ kNm} + 70371,518 \text{ kNm}$$

$$= 163248,351 \text{ kNm}$$

7. Kombinasi Beban Tegangan Kerja

Tabel 5. 12 Rekapitulasi Kombinasi beban

Rekap Beban Kerja Pada Pier			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	19579.651				
2	Beban mati Tambahan	MA	256.8384				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	1706.76				
4	Gaya Rem	TB		150		2017.5000	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF			3.8115		16.84683
6	Hngutan/Tumbukan	EF			11.76		73.3824
7	Beban Angin	EW			176.98031		1444.377605
8	Beban Gempa	EQ		40633.6232	1020.091	48171.815	12190.08697
9	Tekanan Air Gempa	EQ		253.6688434	253.66884	613.8786	613.8786011
	Total		21543.249	41037.29208	1466.3116	50803.194	14338.57241

Tabel 5. 13 Kombinasi 1 (MS + MA + TD + EF)

Kombinasi 1 (MS + MA + TD)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	T _x Kn	T _y Kn	M _x kNm	M _y kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	19579.651				
2	Beban mati Tambahan	MA	256.8384				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	1706.76				
4	Gaya Rem	TB		150		2017.5	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF		0	3.8115	0	16.84683
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		73.3824
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ					
9	Tekanan Air Gempa	EQ					
	Total		21543.2494	150	15.5715	2017.5	90.22923

Tabel 5. 14 Kombinasi 2 (MS + MA + TD + TB + EF)

Kombinasi 2 (MS + MA + TD + TB + EF)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	T _x Kn	T _y Kn	M _x kNm	M _y kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	19579.651				
2	Beban mati Tambahan	MA	256.8384				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	1706.76				
4	Gaya Rem	TB		150		2017.5000	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF		0	3.8115	0	16.84683
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		73.3824
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ					
9	Tekanan Air Gempa	EQ					
	Total		21543.2494	150	15.5715	2017.5	90.22923

Tabel 5. 15 Kombinasi 3 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)

Kombinasi 4 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	T _x Kn	T _y Kn	M _x kNm	M _y kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	19579.651				
2	Beban mati Tambahan	MA	256.8384				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	1706.76				
4	Gaya Rem	TB		150.000		2017.500	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF			3.812	0.000	16.847
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.760		73.382
7	Beban Angin	EW			176.980	0.000	1444.378
8	Beban Gempa	EQ					
9	Tekanan Air Gempa	EQ					
	Total		21543.2494	150.000	192.552	2017.500	1534.607

Tabel 5. 16 Kombinasi 4 (MA + MS + TD + TB + EF + EW)

Kombinasi 5 (MS + MA + EF + EQ)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	T _x Kn	T _y Kn	M _x kNm	M _y kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	19580				
2	Beban mati Tambah	MA	256.84				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD					
4	Gaya Rem	TB					
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF			3.8115		16.84683
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		73.3824
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ		40633.62	1020.09096	48171.8	12190.08697
9	Tekanan Air Gempa	EQ		253.6688	253.6688434	613.879	613.8786011
	Total		19836	40887.29	1289.331303	48785.7	12894.1948

Tabel 5. 17 Kombinasi 5 (MS + MA + EF + EQ)

Kombinasi 3 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	T _x Kn	T _y Kn	M _x kNm	M _y kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	19579.651				
2	Beban mati Tambahan	MA	256.8384				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	1706.76				
4	Gaya Rem	TB		150		2017.5000	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF			3.8115		16.84683
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		73.3824
7	Beban Angin	EW			176.980313		1444.3776
8	Beban Gempa	EQ					
9	Tekanan Air Gempa	EQ					
	Total		21543.2494	150	192.551813	2017.5	1534.60683

11. Kontrol Stabilitas Guling

- Stabilitas guling arah memanjang jembatan
Letak titik guling berada diujung pondasi terhadap pusat pondasi dengan jarak :

$$Bx/2 = 5,8m / 2 = 2,9 m$$

Momen penahan guling

$$M_p = P \times (B_x / 2) \times (1+K)$$

Kontrol,

$$SF > 2,2$$

$$M_p/M_x > 2,2$$

Maka langsung dimasukkan kedalam tabel kombinasi untuk control stabilitas guling berikut :

Tabel 5. 18 Tabel Momen Guling

Rekapitulasi kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja										
No	Kombinasi Beban	Tegangan Eberlebian	p	Tx	Ty	Mx	Mj	Mp	Sf	keterangan
			Kn	Kn	Kn	kNm	kNm	kNm		
1	Kombinasi 1	0%	21543.2494					62475.423		
2	Kombinasi 2	25%	21543.2494	150	15.5715	2017.5	90.22923	78094.279	39.70844068	OKE
3	Kombinasi 3	40%	21543.2494	150	192.55181	2017.5	1534.606835	87465.593	43.35345356	OKE
4	Kombinasi 4	50%	21543.2494	150.0000	192.5518	2017.5000	1534.6068	93713.135	46.45012882	OKE

- Stabilitas guling arah melintang jembatan
Letak titik guling berada diujung pondasi terhadap pusat

pondasi dengan jarak :

$$B_x/2 = 5,8\text{m} / 2 = 2,9 \text{ m}$$

Momen penahan guling

$$M_p = P \times (B_x / 2) \times (1+K)$$

Kontrol,

$$SF > 2,2$$

$$M_p/M_x > 2,2$$

Maka langsung dimasukkan kedalam tabel kombinasi untuk control stabilitas guling berikut :

Tabel 5. 19 Tabel Momen Guling

Rekapitulasi kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja										
No	Kombinasi Beban	Tegangan Eberlebian	p	Tx	Ty	Mx	Mj	Mp	Sf	keterangan
			Kn	Kn	Kn	kNm	kNm	kNm		
1	Kombinasi 1	0%	21543.249					312377.1163		
2	Kombinasi 2	25%	21543.249	150	15.5715	2017.5	90.22923	390471.3954	4327.548793	OKE
3	Kombinasi 3	40%	21543.249	150	192.5518125	2017.5	1534.6068	437327.9628	284.9772026	OKE
4	Kombinasi 4	50%	21543.249	150.0000	192.5518	2017.5000	1534.6068	468665.6745	305.3327171	OKE

5.1.3 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

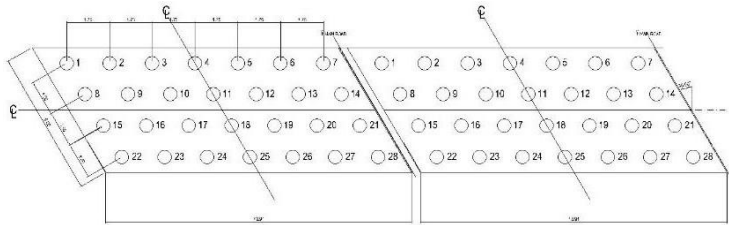
Dari analisis pembebanan diatas, maka selanjutnya adalah analisis gaya aksial yang terjadi pada tiang pancang. Analisa perhitungan tiang pancang ini berdasarkan Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, 2000, Dr.Ir. Suryono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa.

- Data tiang Pancang

Diameter pancang	D_p	= 0,6 m
Tebal tiang pancang	t	= 0,1 m
Keliling tiang	U_p	= 1,885 m
Luas total tiang	A	= 1571 cm ²
Berat jenis beton	W_p	= 393 ton/tiang
Berat tiang	AxW_p	= 617403 ton/m
Momen inersia	I	= 636172,5124 cm ⁴
Modulus elastisitas	E	= 331674,8408 kg/cm ²
Kuat tekan beton	f_c'	= 390 Mpa
Allowable axial		= 252,7ton
Bending momen crack		= 17 ton.m
Bending momen ultimate		= 25,5ton.m
Kelas tiang pancang		= A1

Data tiang pancang diatas menggunakan speaifikasi Pc Spun Pile adhi Persada Beton

- Konfigurasi Tiang Pancang



Gambar 5. 9 Konfigurasi Tiang Pancang Pilar 1

Dari kombinasi dan konfigurasi tersebut diatas, maka daya dukung tanah per tiang dapat dihitung dengan rumus:

$$P = \frac{v}{n} + \frac{Mx \cdot x}{\Sigma x^2} + \frac{My \cdot y}{\Sigma y^2}$$

Keterangan:

- P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (kN)
 V = Total gaya aksial (kN)
 n = Jumlah tiang pancang (buah)
 M_x = Momen sumbu x (kN.m)
 M_y = Momen sumbu y (kN.m)
 y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

Untuk mencari gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang pancang yaitu dengan menggunakan tabel kombinasi

- X = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 = 1,9
 Y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)
 = 2,45

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang pancang didapatkan gaya aksial terbesar yang diterima adalah 1078,464 kN , selanjutnya gaya aksial yang harus terjadi harus lebih kecil dari daya dukung tanah.

5.1.4 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari tabel 5.. dapat diketahui nilai maksimum (P_{max}) Gaya aksial tiang pancang akibat beban tetap (Kombinasi 1,2,3) adalah () kN , sedangkan nilai maksimum (P_{max}) Gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara (Kombinasi 4 dan 5) adalah () kN. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapat hasil reaksi berupa gaya aksial tekan saja maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang pancang yang berdiameter 0,60 m dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada Pilar.

- I_i = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geser dinding tiang
- f_i = besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah (ton/m³)
- q_d = daya dukung tanah terpusat tiang (ton), diperoleh dari hubungan antara L/D dan q_d/N
- L = panjang ekuivalen penetrasi pada lapisan pendukung
- D = diameter tiang
- N = harga rata-rata N pada ujung tiang, $N = N_1 + N_2 / 2$
- N = harga rata-rata N pada jarak $4D$ dari ujung tiang
- R_u = daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)
- R_t = daya dukung terpusat tiang (ton)
- R_f = gaya geser dinding tiang (ton)

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 24 meter dengan pengambilan data setiap 1 meter, diperoleh data sebagai berikut :

- Didapat pada tabel diatas pada kedalaman 22,5 m

Jenis tanah	= lanau (Silt)
N rata-rata	= 55
f_i	= 12 ton/m ²
$f_i \times l_i$	= 12 ton/m
$\Sigma f \times l_i$	= 61,50 ton/m
P.friction, R_f	= 115,92 ton
P.bearing, R_t	= 622,04 ton
L/D	= 4
q_d/N	= 13
q_D	= 2200
Pall Comp	
SF: 2	= 368,98 ton
SF: 3	= 245,99 ton
- Daya dukung aksial pondasi tiang
 - a. Gaya geser maksimum dinding tiang (R_f)

$\Sigma f_i \times l_i$	= ton/m
Maka,	
$R_f = U_p \times \Sigma f \times l_i$	
	= 1,885 x 61,50
	= 115,92 ton
 - b. Daya dukung pada ujung tiang pancang (R_t)

I	= 2,4 m
D	= 0,60 m
L/D	= 4
N	= 24
N	= 22
N	= $(N_1 + N_2)/2$

$$= (24 + 22)/2$$

$$= 23$$

$$qd = 13 \times 23$$

$$= 220$$

$$Rt = qd \times A$$

$$= 220 \times 0,283$$

$$= 622,04 \text{ ton}$$

c. Daya dukung ultimate tiang (Ru)

$$Ru = Rf + Rt$$

$$= 115,92 \text{ ton} + 622,04$$

$$= 737,96 \text{ ton}$$

d. Kontrol,

$$- P_u \text{ bahan} > P \text{ aksial}$$

$$2527 > 1095,47 \text{ ton}$$

$$- P \text{ aksial} < P \text{ DDT}$$

$$1078,46 < 23865,726$$

$$- P \text{ ijin} < P \text{ max}$$

$$1095,466 < 35798,589$$

$$- P \text{ cabut} = 115,92 \text{ ton}$$

- Perhitungan Efisiensi Daya Dukung

Perhitungan daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan efisiensi. Efisiensi tiang kelompok ini dihitung dengan menggunakan rumus Seiler Keeney:

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n - 1)m + (m - 1)n}{90 m n}$$

Keterangan,

Eg = Koefisien kelompok tiang pancang

m = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

= 12 buah

n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

= 3 buah

s = Jarak tiang ke sumbu x

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 m n}$$

$$Eg = 1 - \theta \frac{(3-1)12 + (12-1)3}{90 \cdot 12 \cdot 3}$$

$$= 0,740$$

- Kontrol terhadap beban horizontal

Gaya-gaya horizontal (H_x) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya : Beban rem + Beban 100% akibat gempa struktur atas + 100% gempa akibat pilar.

$$\begin{aligned} H_x &= 150 \text{ kN} + 3886,060 \text{ kN} + 11777,66 \text{ kN} \\ &= 15813,720 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya-gaya horizontal (H_y) diperoleh dari beban searah sumbu y, diantaranya : 30% akibat gempa (Struktur Atas + Pilar) dan beban angin

$$\begin{aligned} H_y &= 1165,818 \text{ kN} + 3533,298 \text{ kN} + 176,980 \text{ kN} \\ &= 4876,096 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= (H_x^2 + H_y^2)^{0,5} \\ &= (15813,720^2 \text{ kN} + 4876,096^2 \text{ kN}) \\ &= 16548,416 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H \text{ per tiang} &= H / \text{Jumlah Tiang} \\ &= 16548,416 \text{ kN} / 36 \\ &= 459,678 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kemampuan tambahan tiang menahan gaya horizontal bila diijinkan pergeseran posisi ujung tiang sebesar d

$$Ha = \frac{k \times D}{\beta} \delta a$$

$$\beta = \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$$

$$K = 0,2 E_o D^{-3/4} y^{-1/2}$$

Keterangan,

Ha = Daya dukung horizontal yang diijinkan
 K = Koefisien reaksi lapisan tanah dibawah permukaan
 D = Diameter tiang (cm)
 EI = Kekakuan lentur tiang (kg/cm^{-1})
 δa = Besarnya pergeseran tiang normal (cm)
 = 1 cm
 y = Besarnya pergeseran yang akan dicari
 = 1 cm
 Eo = Modulus deformasi tanah
 = 28 N-SPT rata-rata pada kedalaman tiang pancang

$$\begin{aligned} K &= 0,2 E_o D^{-3/4} y^{-1/2} \\ &= 0,2 \times 28 \times 2,966 \times 0,046 \times 1 \\ &= 0,770 \end{aligned}$$

$$\beta = \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$$

$$\begin{aligned} \beta &= \left(\frac{0,770 \times 60}{4 \times 331674,840 \times 636172,512} \right)^{0,25} \\ &= 0,0027 \end{aligned}$$

$$Ha = \frac{k \times D}{\beta} \delta a$$

$$\begin{aligned} Ha &= \frac{0,770 \times 60}{0,0027} \times 1 \\ &= 16993,251 \text{ kg} \\ &= 169,932 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kontrol terhadap momen
 Momen maksimum yang terjadi pada tiang pancang dihitung dengan rumus :

$$\begin{aligned} M_m &= 0,2079 \times (H/2 \times \beta) \\ &= 0,2079 \times 8448525,499 \\ &= 1756448,451 \text{ kg} \\ &= 175,644 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_{\text{crack}} > M_{\text{max}}$$

$$170 > 175,644 \text{ kN (NOT OKE)}$$

5.1.5 Perhitungan Penulangan Pilar 1

5.1.5.1 Penulangan Pile Cap Pilar 1

Tabel 5. 20 Rekapitulasi beban ultimit pada pier

BEBAN Ultimit PILECAP							
Rekap Beban Kerja Pada Pier			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
1	Aksi Tetap						
	Beban Sendiri	1,3	25453,5463				
2	Beban mati Tambahan	2	513,6768				
3	Beban Lalu-lintas						
	Beban Lajur "D"	1,8	3072,168				
4	Gaya Rem	1,8		270		3632	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	1,3			3,8115		16,84683
6	Hnjudan/Tumbukan	1,3			11,76		73,3824
7	Beban Angin	1,2			38,142		1733,253128
8	Beban Gempa	1		40633,6232	1020,09096	48171,81509	12190,09697
9	Tekanan Air Gempa	1		253,6688434	253,6688434	613,8786011	613,8786011
	Total		29039,3911	41167,29208	1327,473303	52417,19369	14627,44793

Untuk perhitungan penulangan pile cap dibutuhkan beban ultimitie dari beban-beban yang telah dihitung diatas :

Kombinasi Beban Ultimite Pile Cap Pilar

Kombinasi yang dipakai dalam perhitungan penulangan Pier adalah :

- Kombinasi 1U (1,3MS + 2MA + 1,8TD +1,8TB)
 - $V_u = 29039,39 \text{ kN}$
 - $H_{ux} = 270 \text{ kN}$
 - $H_{uy} = 1327,47 \text{ kN}$
 - $M_{ux} = 3631,50 \text{ kNm}$
 - $M_{uy} = 14627,45 \text{ kNm}$
- Kombinasi 2U (1,3MS +2MA)
 - $V_u = 25967,22 \text{ kN}$
- Kombinasi 3U (1,3MS + 2MA + 1,3 EF)
 - $V_u = 25967,22 \text{ kN}$

- Hux = 24,60 kN
 Huy = 15,57 kN
 Mux = 108,71 kN
 Muy = 90,23 kN
- Kombinasi 4U (1,3MS + 2MA + 0,3Ex + Ey)
 Vu = 25967,22 kN
 Hux = 12266,19 kN
 Huy = 1273,76 kN
 Mux = 14635,71 kN
 Muy = 12803,97 kN
 - Kombinasi 5U (1,3MS + 2MA + Ex + 0,3Ey)
 Vu = 25967,22 kN
 Hux = 12443,76 kN
 Huy = 382,13 kN
 Mux = 48785,69 kN
 Muy = 7722,36 kN

Tabel 5. 21 Rekapitulasi Kombinasi Beban ultimit pada pier

No	Kombinasi Beban	Pn Kn	T _{nx} Kn	T _{ny} Kn	M _{nx} kNm	M _{ny} kNm
1	Kombinasi 1	29039.39	270.00	1327.47	3631.50	14627.45
2	Kombinasi 2	25967.22	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Kombinasi 3	25967.22	24.60	15.57	108.71	90.23
4	Kombinasi 4	25967.22	12266.19	1273.76	14635.71	12803.97
5	Kombinasi 5	25967.22	12443.76	382.13	48785.69	7722.36

Untuk menghitung tulangan pile cap juga memerlukan data dari kekuatan tiang-tiang pancang untuk menahan beban yang bekerja pada pilecap, dapat dilihat dari tabel 5..

a. Penulangan PileCap Arah memanjang X

- Data Perencanaan PileCap:

Diameter tulangan D = 0,028 mm

Lebar yang ditinjau (arah X) b = 1.9 mm

Lebar yang ditinjau (arah Y) b = 2,45 mm

Tinggi PileCap h = 1,3 mm

Decking d' = 0,05 mm

Tebal efektif arah X

$$\begin{aligned}
 Dx &= h - d' - 1/2 \text{ } \phi_{\text{tul.lentur}} &= 1,836 \text{ mm} \\
 \text{Tebal efektif arah Y} \\
 Dy &= h - d' - 1/2 \phi_{\text{tul.lentur}} - \phi_{\text{tul.lentur}} &= 2,392 \text{ mm} \\
 \text{Kuat tekan beton } f_c' &= 25 \text{ Mpa} \\
 \text{Mutu Baja tulangan } D > 12 \text{ mm } f_y &= 390 \text{ Mpa} \\
 \text{Mutu Baja tulangan } D < 12 \text{ mm } f_y &= 240 \text{ Mpa} \\
 \text{Berat Volume beton bertulang } W_c &= 25 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Faktor beban berat sendiri } K_u M_s &= 1,3 \\
 \text{Faktor reduksi kekuatan lentur } \phi &= 0,8 \\
 \text{Faktor reduksi kekuatan geser } \phi &= 0,7
 \end{aligned}$$

- Momen yang terjadi

$$\begin{aligned}
 q_u &= P \times b \times t \times W_c \times K_u M_s \\
 &= 2,3 \times 1,9 \times 1 \times 25 \times 1,3 \\
 &= 185 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Reaksi Ultimate tiang diambil dari tabel yaitu P_{max} dari seluruh tiang

$$P_u \text{ tiang} = 1042,906 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi pada pier adalah :

$$\begin{aligned}
 M_u &= (-q_u \times \frac{1}{2} \times b l) + (P_u \text{ tiang} \times L) + (P_u \text{ tiang} \times L) \\
 &= (-185 \times \frac{1}{2} \times 1,9) + (1042,906 \times 1,9) + \\
 &\quad (869,483 \times 0,25) \\
 &= 2066,85 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk mencari momen tiap satu meternya didapat:

$$\frac{1}{2} M_u = 1033,423 \text{ kNm}$$

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{1033,423 \text{ kNm}}{0,8} \\
 &= 1291,779 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{1291779000}{1900 \cdot (1,2375)^2} = 0,443 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 3} = 0,028 \\
 \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_b = 0,021 \\
 &= 0,75 \times 0,028 \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_c'}} \right) \\
 &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 0,443}{390}} \right) \\
 &= 0,0011
 \end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,0011 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0011$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d = 0,0011 \times 1237 \times 1,836 \\
 &= 2614,009 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D32

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2$$

As

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} = \frac{803,84 \times 1000}{2614,009}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 200 (As = 4019,2 mm²)

b. Penulangan Lentur arah Y

- Momen yang terjadi

$$\begin{aligned} q_u &= P \times b \times t \times W_c \times K_u M_s \\ &= 1,132 \times 2,45 \times 1,35 \times 25 \times 1,3 \\ &= 117,18 \text{ kN} \end{aligned}$$

Rekasi Ultimate tiang yang diambil dari tabel yaitu Pmax dari seluruh tiang

$$P_u \text{ tiang} = 1042,906 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi pada pier adalah

$$\begin{aligned} M_u &= (-q_u \times \frac{1}{2} \times b_1) + (P_u \text{ tiang} \times L) \\ &= (-117,18 \times \frac{1}{2} \times 2,45) + (1042,906 \times 1,3) \\ &= 1212,24 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka untuk mencari momen tiap satu meternya

Didapat :

$$\frac{1}{2} M_u = 606,11846 \text{ kNm}$$

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{606,11846 \text{ kNm}}{0,8} \\ &= 757,6480 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{757648000}{2450 \cdot (1212)^2} = 0,210 \text{ N/mm}^2$$

ρb

$$\begin{aligned} &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{0,85 \times 25 \times 0,85 + f_y} \times \frac{600}{600 + 3} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{0,85 \times 25 \times 0,85 + 600} \times \frac{600}{600 + 3} = 0,028 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_b = 0,021 \\ m &= 0,75 \times 0,028 \\ &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_c'}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 210}{390}} \right) \\ &= 0,0005 \end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,0005 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0005$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d = 0,0013 \times 2450 \times 121,7 \\ &= 1572,106 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D32

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{803,84 \times 1000}{1572,106}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 200 ($A_s = 4019,2 \text{ mm}^2$)

- a. Kontrol geser pons PileCap terhadap tiang pancang
 Jarak antara tiang bor arah X = 1,9 m
 Jarak antara tiang bor arah Y = 2,45 m

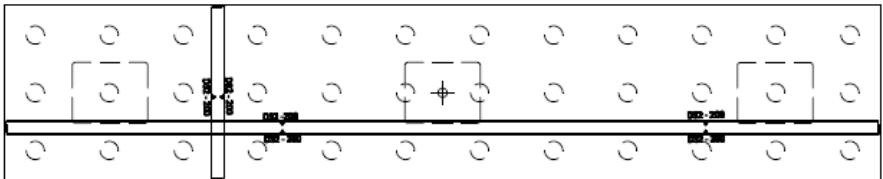
$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tiang bor arah tepi} &= 1 \text{ m} \\
 \text{Tinggi PileCap} \quad h &= 1,3 \text{ m} \\
 \text{Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton} \quad d' &= 0,05 \text{ m} \\
 \text{Tebal efektif PileCap} \quad d=h-d' &= 1,25 \text{ m} \\
 \text{Keliling bidang geser pons} \\
 V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= 0,17 \times \sqrt{25} \times (1+(1042,91/14000000)) \times 1,3 \times \\
 &1,836 \\
 &= 2028,931 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat geser pons} \\
 0,5 \Phi \times V_c \text{ Pons} &= 0,5 \times 0,7 \times 2028,931 \\
 &= 710,192
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser pons akibat beban tiang pancang} \\
 V_u = P1 &= 1042,906 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kontrol,} \\
 V_u \text{ Pons} &> 0,5 \phi V_c \text{ Pons} \\
 1042,906 &> 710,125 \text{ kN OKE}
 \end{aligned}$$

Pada PileCap tidak perlu tulangan geser, karena sudah ditampung oleh kekuatan beton dan dimensi pilecap sendiri, akan tetapi tetap dipasang tulangan sengkang praktis Ø 13-600



Gambar 5. 10 Detail Penulangan Pile Cap

5.1.5.2 Penulangan Kolom Pier 1

-	Data Perencanaan Pile Cap :		
	Tinggi Kolom	b	= 2500 mm
	Tebal Kolom	d	= 7000 mm
	Decking	d'	= 50 mm
	Tebal efektif	$Dx = h - d'$	= 1500 mm
	Kuat tekan beton	f_c'	= 25 Mpa
	Mutu Baja tulangan $D > 12$ mm	f_y	= 390 Mpa
	Mutu Baja tulangan $D < 12$ mm	f_y	= 240 Mpa
	Berat Volume beton bertulang	W_c	= 25 kN/m ³
	Faktor beban berat sendiri	$K_u M_s$	= 1,3
	Faktor reduksi kekuatan lentur	ϕ	= 0,8
	Faktor reduksi kekuatan geser	ϕ	= 0,7

Momen ultimate yang dipakai untuk perencanaan penulangan pada kolom pier adalah hasil dari beban vertical pada struktur atas dibagi 3, dikarenakan struktur atas dipikul oleh 3 pier wall, maka didapat kombinasi :

Kombinasi (1,3MS + 2MA + 0,3Ex + Ey)

P_u	= 14854,436 kN
V_{ux}	= 40937,7061 kN
V_{uy}	= 1311,9018 kN
M_{ux}	= 48785,693 kNm
M_{uy}	= 12803,965 kNm

- Tulangan Lentur

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{16261,8979 \text{ kNm}}{0,8} = 20327,372 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{20327372000}{7000 \cdot (2500)^2} = 0,464 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho b &= \frac{0.85 f c' \beta 1}{f y} \times \frac{600}{600 + f y} \\
 &= \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028 \\
 \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho b = 0,021 \\
 m &= 0,75 \times 0,028 \\
 &= \frac{f y}{0,85 \times f c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353 \\
 &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R n}{f c'}} \right) \\
 &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 0,464}{390}} \right) \\
 &= 0,0012
 \end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,0012 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0012$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d = 0,0012 \times 1000 \times 1500 \\
 &= 5676,335 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 32

$$A_s = \frac{A_s}{n} \times n \times d^2 = 803,84 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ pasang}}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan} &= \frac{5676,335}{840,247} \\
 &= 8 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 8 – D32 ($A_s = 12867,963$ mm²)

- Tulangan Geser

$$V_u = 40937706,145 \text{ N}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$b = 2,5 \text{ m}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 7 \text{ m}$$

$$\Phi_v = 0,7$$

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

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 7000 \cdot 2000$$

$$= 11666666,67 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c$$

$$= \frac{40937706,145}{0,7} - 11666666,67$$

$$= 46815770,68 \text{ N}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{b_w \cdot d}{3}$$

$$= \frac{7000 \cdot 2000}{3}$$

$$= 4666666,67 \text{ N}$$

Cek Kondisi Geser

$$6. \quad V_u < 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c$$

$$40937706,145 > 4083333,33 \text{ (NOT OK)}$$

$$7. \quad 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot V_c$$

$$4083333,33 < 40937706,145 > 81666666,67 \text{ (NOT OK)}$$

$$8. \quad \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min})$$

$$81666666,67 < 40937706,145 < 11433333,33 \text{ (NOT OK)}$$

$$9. \quad \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$11433333,33 > 40937706,145 > 28583333,33 \text{ (NOT OK)}$$

$$10. \quad \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$28583333,33 > 40937706,145 < 49000000 \text{ (OK)}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 5 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø13

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= 2 \cdot 3,14 \cdot 13^2$$

$$= 530,66 \text{ mm}^2$$

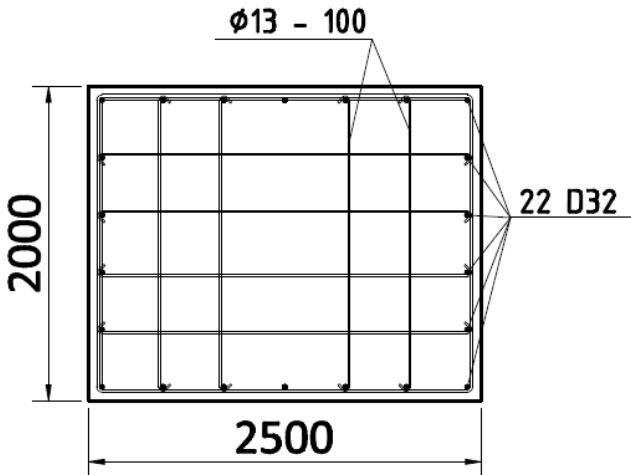
Jarak antar sengkang

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

$$= \frac{530,66 \cdot 240 \cdot 7000}{4666666,67}$$

$$= 191,037 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 13 - 150 \text{ mm}$



Gambar 5. 11 Detail Penulangan Kolom

5.1.5.3 Penulangan Pier Head Pier 1

a. Penulangan Lentur

- Data Perencanaan Pier Head :

Diameter tulangan D = 0,028
mm

Tinggi Pierhead b = 2950
mm

Lebar Pierhead d = 2050
mm

Decking d' = 50 mm

Tebal efektif $D_x = h - d'$ = 1,25mm

Kuat tekan beton f_c' = 25 Mpa

Mutu Baja tulangan $D > 12$ mm f_y = 390

Mpa

Mutu Baja tulangan $D < 12$ mm f_y = 240

Mpa

Berat Volume beton bertulang W_c = 25 kN/m³

Faktor beban berat sendiri $K_u M_s$ = 1,3

Faktor reduksi kekuatan lentur ϕ = 0,8

Faktor reduksi kekuatan geser ϕ = 0,7

- Momen Ultimate yang dipakai untuk perencanaan penulangan pada pier head adalah:

Kombinasi (1,3MS + 2MA + 0,3Ex + Ey)

P_u = 21174,03 kN

V_{ux} = 12266,1876 kN

V_{uy} = 1273,759 kN

M_{ux} = 14635,708 kNm

M_{uy} = 12803,965 kNm

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{14635,7081 \text{ kNm}}{0,8} = 18294,6351 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{18294635100}{2050 \cdot (2950)^2} = 1,025 \text{ N/mm}^2 \\
 \rho_b &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 3} = 0,028 \\
 \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_b = 0,021 \\
 m &= 0,75 \times 0,028 \\
 &= 18,353 \\
 \rho &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} \\
 &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{\rho}} \right) \\
 &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 1,025}{390}} \right) \\
 &= 0,00269
 \end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,0027 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0027$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d = 0,0027 \times 2050 \times 2900 \\
 &= 16028,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= 1/4 \times \pi \times d^2 = 1/4 \times \pi \times 32^2 = 803,84 \text{ mm}^2 \\
 &\text{Digunakan tulangan } 32
 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ pasang}}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= \frac{16028,51}{803,84} \\ &= 20 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 20- D32(As = 32169,908 mm²)

b. Tulangan Tarik

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} = \frac{14635,7081 \text{ kNm}}{0,8} \\ &= 18294,6351 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{18294635100}{2050 \cdot (2950)^2} = 1,205 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{0,85 \times 25 \times 0,85 + f_y} \times \frac{600}{600 + 3} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{0,85 \times 25 \times 0,85 + f_y} \times \frac{600}{600 + 3} = 0,028 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho b = 0,021 \\ m &= 0,75 \times 0,028 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{\rho} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{\rho}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 1,205}{390}} \right) \\ &= 0,00269 \end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0036 < 0,0027 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0027$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s = 0,0027 \times 2050 \times 2950$$

Digunakan tulangan 32

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= \frac{16028,5}{803,84} \\ &= 33 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 20 – D32 ($A_s = 32169,908 \text{ mm}^2$)

c. Tulangan Geser

$$V_u = 24439,90158 \text{ N}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 2950 \text{ mm}$$

$$b = 2050 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 2900 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,7$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 2050 \cdot 2900 \\ &= 5039583,33 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c \\
 &= \frac{24439,90158}{0,7} - 5039583,33 \\
 &= -1355 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b_w \cdot d}{3} \\
 &= \frac{2050 \cdot 2900}{3} \\
 &= 2015833,33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek Kondisi Geser

$$\begin{aligned}
 1. \quad V_u &< 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c \\
 24439,90158 &< 1763854,167 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2. \quad 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c &< V_u < \Phi \cdot V_c \\
 1763854,167 &< 24439,90158 > 3527708,33 \text{ (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 3. \quad \Phi \cdot V_c &< V_u < \Phi \cdot (V_c + V_{s \text{ min}}) \\
 3527708,33 &> 24439,90158 < 4938791,667 \text{ (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 4. \quad \Phi \cdot (V_c + V_{s \text{ min}}) &< V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) \\
 4938791,667 &> 24439,90158 < 10583125 \text{ (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 5. \quad \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) &< V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) \\
 10583125 &> 24439,90158 < 17638541,67 \text{ (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

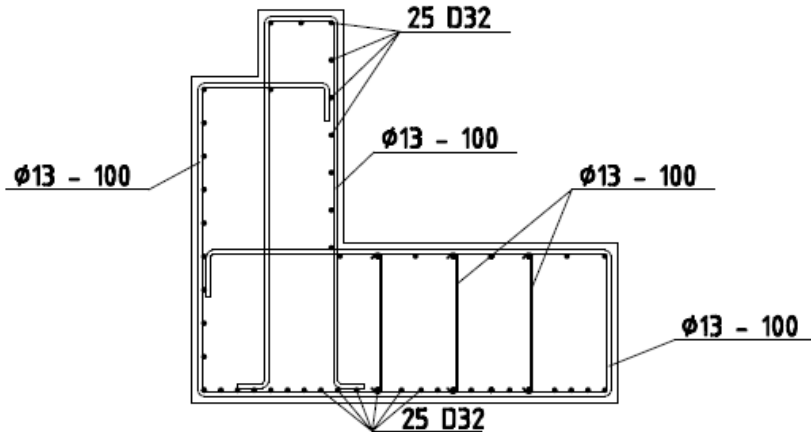
Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 13$

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot 3,14 \cdot 13^2 \\ &= 265,33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{265,33 \cdot 240 \cdot 2950}{2015833,33} \\ &= 93,189 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 13 - 100$ mm



Gambar 5. 12 Detail Penulangan Pier Head

5.2 Perencanaan Pilar 2

Pilar terdiri dari beberapa elemen yaitu pondasi, pile cap (poer), kolom pilar, longitudinal stopper, lateral stopper, dan pier head. Penulangan pilar direncanakan dari analisis elemen-elemen pilar jembatan. Analisa pembebanan untuk pilar terdiri atas beban dari bangunan atas baik beban hidup maupun mati, beban mati pilar, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat gempa serta beban gempa.

Pada jembatan pranti direncanakan dengan menggunakan dua buah abutment dan 2 buah pilar, karena struktur jembatan ini simetris.

5.2.1 Desain Dimensi Pilar 2

Pada pilar satu mampu menahan setengah bentang dari beban full plat dan beban setengah bentang dari balok girder 25,8 m. Berikut ini adalah data-data perencanaan pilar satu :

- Tinggi Pilar : 7,00 m
 - Tebal Pilar : 2,00 m
 - Panjang Pier Head : 25,2 m
 - Panjang Pile Cap : 29
- Jenis Pondasi : Tiang Pancang

5.2.2 Analisa Pembebanan Pada Pilar 2

1. Analisa Berat Sendiri dan titik berat Pilar 2

Tabel 5. 22 Rekapitulasi Berat Sendiri Pilar 2

Rekapitulasi Berat Sendiri Pilar		
Headstock	Wh	1512
Pier Wall	Wc	2625

Pile Cap	Wp	8410
Total Berat	PMS	12547

2. Analisa Beban Mati Bangunan Atas Pilar 2

Tabel 5. 23 Beban Sendiri ½ Bentang Bangunan Atas sisi kanan (QMS)

Berat Sendiri ½ Bentang Bangunan kanan Struktur Atas						
Beban	Volume				Berat Jenis kN/m ³	Berat (kN)
	b (m)	t (m)	L (m)	n		
Tebal Slab Lantai	25,2	0,25	25,8	1	25	4063,5
Beban Aspal + Aspal Beton	25,2	0,1	25,8	1	25	1430,352
Girder	2	1,8	25,8	5	25	11610
Diafragma	0,5	0,3	1,5	55	25	309,375
Parapet			0,4725	1	25	11,8125
Total Berat Sendiri						17425,04

Tabel 5. 24 Beban Sendiri ½ Bentang Bangunan Atas sisi kiri (QMS)

Berat Sendiri ½ Bentang Bangunan kiri Struktur Atas						
Beban	Volume				Berat Jenis kN/m ³	Berat (kN)
	b (m)	t (m)	L (m)	n		
Full Plat	12,6	0,5	6,5	2	25	2047,5
Parapet			0,4725	1	25	11,8125
Beban Aspal + Aspal Beton	25,2	0,1	6,5	1	25	409,5
Total Berat Sendiri						2468,81

Tabel 5. 25 Beban Mati tambahan Bangunan Atas (QMA)

Beban Mati Tambahan (MA)						
Beban	Volume				Berat Jenis	Berat (kN)
	b (m)	t (m)	L (m)	n	kN/m ³	
Air Hujan	25,2	0,05	20,8	1	9,8	256,838

3. Beban Lalu Lintas

Sesuai SNI 1725:2016 Pasal 8.3 beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT). Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Perhitungan beban merata dan beban garis terpusat sebagai berikut:

Berdasarkan $L_{rencana} = 20,8 \text{ meter} < L = 30 \text{ meter}$ maka digunakan $q = 9 \text{ Kpa}$ atau 9 kN/m^2 untuk beban BTR (q_{BTR}), $P = 49 \text{ kN/m}^2$ untuk Beban BGT (P_{BGT}), dan faktor dinamis $(1+DLA) = 1,4$, maka Perhitungan P_{BGT} dan P_{BTR} dengan Lebar perkerasan = 25,2 m adalah :

- Beban BTR dan BGT untuk span kanan 25,8 m :

$$\begin{aligned}
 P_{BTR} &= (5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L \\
 &= (5,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) + ((25,2 \text{ m} - 5,5) \times 0,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) \times 25,8 \text{ m} \\
 &= 2101,41 \text{ kN} \\
 P_{BGT} &= (5,5 \times (P_{BGT} \times (1+DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times (1+DLA)))) \\
 &= (5,5 \times (49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4)) + (25,2 \text{ m} - 5,5 \times (49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4)) \\
 &= 12,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Total Beban Hidup lalu lintas yaitu :

$$\begin{aligned}
 P_{\text{total}} &= P_{BTR} + P_{BGT} \\
 &= 2101,41 \text{ kN} + 12,6 \text{ kN} \\
 &= 2114,01 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Beban BTR dan BGT untuk span kiri 25,8 m :

$$\begin{aligned}
 P_{BTR} &= (5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L \\
 &= (5,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) + ((25,2 \text{ m} - 5,5) \times 0,5 \times \\
 &\quad 9 \text{ kN/m}^2) \times 25,8 \text{ m} \\
 &= 2101,41 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{BGT} &= (5,5 \times (P_{BGT} \times (1+DLA)) + (b - 5,5 \times \\
 &\quad (P_{BGT} \times (1+DLA)))) \\
 &= (5,5 \times (49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4)) + (25,2 \text{ m} - 5,5 \times \\
 &\quad (49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4)) \\
 &= 12,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Total beban lalu lintas yaitu :

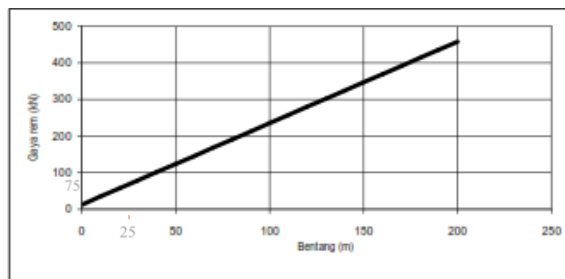
$$\begin{aligned}
 P_{\text{Total}} &= P_{BTR} + P_{BGT} \\
 &= 2101,41 \text{ kN} + 12,6 \text{ kN} \\
 &= 2114,01 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Total Beban BTR dan BGT

$$\begin{aligned}
 P_{\text{Total}} &= P_{\text{total span kanan}} + P_{\text{Total span kiri}} \\
 &= 2114,01 \text{ kN} + 2114,01 \text{ kN} \\
 &= 4228,02 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Beban Rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai agay dalam arah memanjang. Beban rem yang diperhitungkan berdasarkan SNI 1725:2016 untuk jembatan dengan panjang bentang ≤ 80 meter adalah 250 kN, untuk bentang-bentang lainnya pada grafik berikut: (*SNI 1725:2016 Pasal 8.7*)



Gambar 5. 13 Grafik Gaya Rem per lajur

Untuk $L = 25,2$ m didapat gaya rem = 75 kN, untuk 2 lajur lalu lintas maka Gaya Rem = $75 \times 2 = 150$ kN

- Lengan terhadap pondasi (Y tb)
= h girder + h head stock + h pier wall + h pile cap
= $1,5$ m + $3,15$ m + $7,0$ m + $2,0$ m
= $13,650$ m
- Momen pada pondasi akibat gaya rem (M TB)
= P TB + Y TB
= 150 kN + $13,650$ m
= $2047,50$ kNm
- Lengan terhadap dasar kolom pier (Y' TB)
= Y TB - h pile cap
= $13,650$ m - $2,0$ m
= $11,650$ m
- Momen pada dasar kolom pier akibat gaya rem (M'TB)
= P TB x Y'TB
= 150 kN x $11,650$ m
= $1747,5$ kNm

5. Beban Angin

Pembebanan angina pada bangunan bawah merupakan beban angina yang akan mengenai sepanjang sisi samping bangunan atas jembatan. Beban angina yang diperhitungkan berdasarkan (*SNI 1725:2016 Pasal 9.6*) adalah sebagai berikut:

$$TEW = 0,0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b$$

Keterangan :

C_w = Koefisien serat

V_w = Kecepatan angina rencana (m/det)

A_b = Luas bidang (m^2)

5. 26 Koefisien serat C_w

Tipe Jembatan	C_w
Bangunan atas masif: (1), (2)	
$b/d = 1.0$	2.1 (3)
$b/d = 2.0$	1.5 (3)
$b/d > 6.0$	1.25 (3)
Bangunan atas rangka	1.2
CATATAN (1) b = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran d = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif	
CATATAN (2) Untuk harga antara dari b/d bisa diinterpolasi linier	
CATATAN (3) Apabila bangunan atas mempunyai superelevasi, C_w harus dinaikkan sebesar 3 % untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5 %	

Tabel 5. 27 Kecepatan angin rencana V_w

Didapatkan nilai dan data perencanaan sebagai berikut :

Koefisien Seret	C_w	= 1,25
Beban angin layan	V_w	= 25 m/s
Beban angin ultimit	V_w	= 30 m/s
Bentang full plat		= 3,45 m
Bentang span kanan		= 2 m
Lebar jembatan		= 25,8 m

4. Beban angin struktur atas

- Luas bidang samping jembatan ($Ab1$)

$$\begin{aligned}
 Ab1 &= L \times h_a \\
 &= L \times (h \text{ girder} + h \text{ plat lantai} + h \text{ parapet}) \\
 &= 25,8 \text{ m} \times 3,45 \text{ m} \\
 &= 89,01 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

- Beban angin pada struktur atas ($Tew1$)

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

- Keadaan layan

$$\begin{aligned}
 Tew1 &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times Ab1 \\
 &= 0,0006 \times 1,25 \times 25^2 \text{ m/s} \times 89,01 \text{ m}^2 \\
 &= 41,723 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Keadaan ultimit

$$Tew1 = 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times Ab1$$

$$= 0,0006 \times 1,25 \times 30^2 \text{ m/s} \times 89,01 \text{ m}^2$$

$$= 60,081 \text{ kN}$$

- Lengan terhadap pondasi (Yew1)

$$\text{Yew1} = h \text{ pile cap} + h \text{ pier wall} + h \text{ pier head} + \frac{1}{2} h_a$$

$$= 2 \text{ m} + 7 \text{ m} + 3,15 \text{ m} + (3,26/2) \text{ m}$$

$$= 13,875 \text{ m}$$
 - Momen pada pondasi akibat beban pada angin bangunan atas (Mew)
 - Kondisi layan

$$\text{Mew} = \text{Tew1} \times \text{Yew1}$$

$$= 41,723 \text{ kN} \times 13,875 \text{ m}$$

$$= 578,913 \text{ kNm}$$
 - Kondisi ultimit

$$\text{Mew} = \text{Tew1} \times \text{Yew1}$$

$$= 60,081 \text{ kN} \times 13,875 \text{ m}$$

$$= 833,634 \text{ kNm}$$
 - Lengan terhadap dasar pier wall (Y'ew)

$$\text{Y'ew} = h \text{ pier wall} + h \text{ pier head} + \frac{1}{2} h_a$$

$$= 7 \text{ m} + 2,95 \text{ m} + (34,6/2) \text{ m}$$

$$= 11,875 \text{ m}$$
 - Momen pada pier wall akibat beban pada angin bangunan atas (M'ew)
 - Kondisi layan

$$\text{M'ew} = \text{Tew1} \times \text{Y'ew1}$$

$$= 41,723 \text{ kN} \times 11,875 \text{ m}$$

$$= 495,466 \text{ kNm}$$
 - Kondisi ultimit

$$\text{M'ew} = \text{Tew1} \times \text{Y'ew1}$$

$$= 60,081 \text{ kN} \times 11,875 \text{ m}$$

$$= 713,4708 \text{ kNm}$$
5. Beban angina struktur bawah
- g. Luas bidang samping jembatan (Ab2)

$$\text{Ab2} = \text{jumlah pilar} \times b \text{ pier wall} \times (h \text{ pier head} \times h \text{ pier wall})$$

$$= 6 \times 2,5 \text{ m} \times (7 \text{ m} \times 3,15 \text{ m})$$

$$= 330,750 \text{ m}^2$$
 - h. Beban angin pada struktur atas (Tew2)

- Kondisi layan

$$\begin{aligned} T_{ew2} &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_{b2} \\ &= 0,0006 \times 1,25 \times 25^2 \text{ m} \times 330,750 \text{ m}^2 \\ &= 155,039 \text{ kN} \end{aligned}$$
- Kondi ultimit

$$\begin{aligned} T_{ew2} &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_{b2} \\ &= 0,0006 \times 1,25 \times 30^2 \text{ m} \times 330,750 \text{ m}^2 \\ &= 223,256 \text{ kN} \end{aligned}$$
- i. Lengan terhadap pondasi (Y_{ew2})

$$\begin{aligned} Y_{ew2} &= h \text{ pile cap} + (h \text{ pier wall} + h \text{ pier head}/2) \\ &= 2 \text{ m} + (7 \text{ m} + 3,15 \text{ m})/2 \\ &= 7,075 \text{ m} \end{aligned}$$
- j. Momen pada pondasi akibat beban pada angin bangunan atas (M_{ew})
 - Kondisi layan

$$\begin{aligned} M_{ew} &= T_{ew2} \times Y_{ew2} \\ &= 155,039 \text{ kNm} \times 7,075 \text{ m} \\ &= 1096,901 \text{ kNm} \end{aligned}$$
 - Kondisi ultimit

$$\begin{aligned} M_{ew} &= T_{ew2} \times Y_{ew2} \\ &= 223,256 \text{ kNm} \times 7,075 \text{ m} \\ &= 1579,538 \text{ kNm} \end{aligned}$$
- k. Lengan terhadap dasar pier wall (Y'_{ew})

$$\begin{aligned} Y'_{ew} &= (h \text{ pier wall} + h \text{ pier head}) / 2 \\ &= (7 \text{ m} + 3,15 \text{ m}) / 2 \\ &= 5,075 \text{ m} \end{aligned}$$
- l. Momen pada pier wall akibat beban pada angin bangunan atas (M'_{ew2})
 - Kondisi layan

$$\begin{aligned} M'_{ew2} &= T_{ew2} \times Y'_{ew2} \\ &= 155,039 \text{ kN} \times 5,075 \text{ m} \\ &= 786,823 \text{ kNm} \end{aligned}$$
 - Kondisi ultimit

$$\begin{aligned} M'_{ew2} &= T_{ew2} \times Y'_{ew2} \\ &= 223,256 \text{ kN} \times 5,075 \text{ m} \\ &= 1133,0,25 \text{ kNm} \end{aligned}$$

6. Rekapitulasi beban angin

d. Total beban angin

- Beban angin kondisi layan

$$\begin{aligned} T_{ew} &= T_{ew1} + T_{ew2} \\ &= 41,723 \text{ kN} + 155,039 \text{ kN} \\ &= 196,7625 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Beban angin kondisi ultimit

$$\begin{aligned} T_{ew} &= T_{ew1} + T_{ew2} \\ &= 60,081 \text{ kN} + 223,256 \text{ kN} \\ &= 283,338 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Momen pada pondasi akibat beban angin

- Kondisi layan

$$\begin{aligned} M_{ew} &= M_{ew1} + M_{ew2} \\ &= 578,913 \text{ kNm} + 1096,901 \text{ kNm} \\ &= 1675,814 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kondisi ultimit

$$\begin{aligned} M_{ew} &= M_{ew1} + M_{ew2} \\ &= 833,634 \text{ kNm} + 1579,538 \text{ kNm} \\ &= 2413,172 \text{ kNm} \end{aligned}$$

f. Momen pada pier wall akibat beban angina

- Kondisi layan

$$\begin{aligned} M'_{ew} &= M'_{ew1} + M'_{ew2} \\ &= 495,466 \text{ kNm} + 786,823 \text{ kNm} \\ &= 1282,289 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kondisi ultimit

$$\begin{aligned} M'_{ew} &= M'_{ew1} + M'_{ew2} \\ &= 713,470 \text{ kNm} + 1579,538 \text{ kNm} \\ &= 1846,496 \text{ kNm} \end{aligned}$$

7. Beban Gempa

Perencanaan ketahanan gempa merupakan bagian yang penting dalam rangka pembangunan konstruksi jembatan. Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833-2016. 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) dengan formulasi sebagai berikut :

$$E_q = \frac{C_{sm}}{R} \times W$$

Keterangan:

E_q = Gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respon elastik

R = faktor modifikasi respon

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

- Penentuan kelas situs tanah berdasarkan data tanah menggunakan SPT, maka:

$$\begin{aligned} N &= \sum_{ti} \\ &\quad \sum_n^t \\ &= 30,5 \\ &\quad 3,409 \\ &= 8,95 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas didapat nilai $N = 8,95$ kemudian diplot pada tabel kelas situs maks didapat kelas situs = tanah lunak.

Tabel 5. 28 Kelas Situs Tanah

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 implikasi periode pendek dengan menggunakan **Peta Zona Gempa Indonesia 2013** sesuai daerah lokasi jembatan

Tabel 5. 29 Besarnya nilai amplifikasi untuk periode 1 detik (F_y)

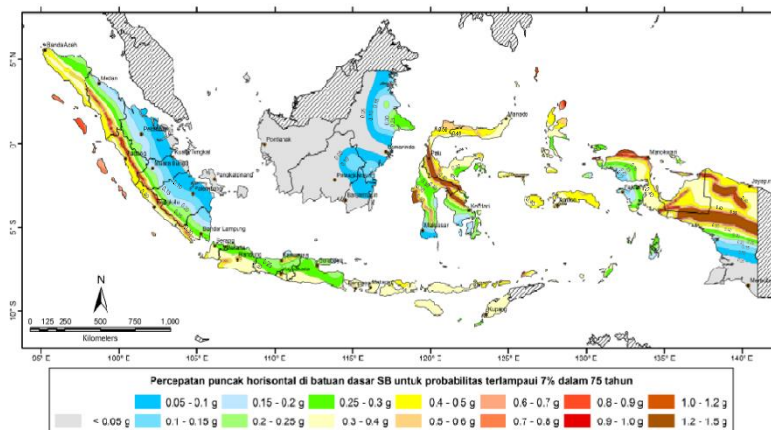
Kelas situs	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

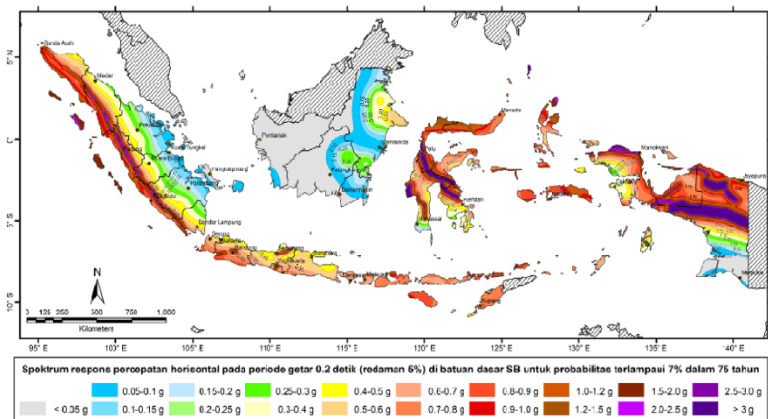
Tabel 5. 30 Faktor implifikasi untuk periode 0 detik dan 2 detik

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

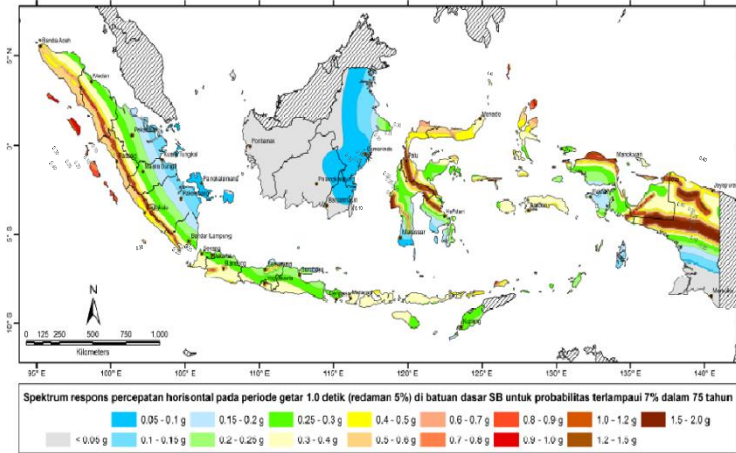
Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier



Gambar 5. 14 Peta Percepatan puncak di batuan dasar (PGA)



Gambar 5. 15 Peta respons spectra percepatan 0,2 detik dibatuan dasar



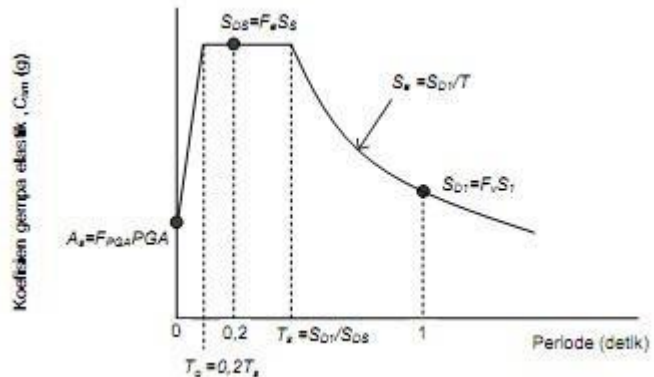
Gambar 5. 16 Peta respons spectra percepatan 1 detik dibatuan dasar

Tabel 5. 31 Data Interval percepatan puncak dan respons spektrum

Interval Fa		Interval F PGA		Interval Fv	
0,5	1,7	0,2	1,4	0,2	3,2
0,5	1,7	0,2	1,31	0,2	3,03
0,	1	0,3	1,	0,3	2,

75	,		2		8
	2				

- Menghitung respons spectra



Gambar 5. 17 Bentuk tipikal respons spectra di permukaan

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,31 \times 0,255 \\ &= 0,3351 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,7 \times 0,5 \\ &= 0,8449 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 3,03 \times 0,243 \\ &= 0,736 \end{aligned}$$

- Menentukan koefisien respons gempa elastis

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,736}{0,8449} = 0,871$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_s \\ &= 0,2 \times 0,871 \end{aligned}$$

$$=0,174$$

$$T = 0,2$$

Cek persyaratan $T_0 < T < T_s$, sehingga didapat $0,174 < 0,2 > 0,871$, maka menggunakan syarat 2 yaitu :

$$C_{sm} = S_{DS}$$

$$= 0,8$$

- Menentukan faktor modifikasi respons (R)

Tabel 5.37 Zona Gempa

Pada tabel diatas dapat diketahui jembatan pranti ini termasuk zona 4 $0,736 > 0,50$, sesuai **SNI Gempa 2833-2013 Pasal 7 dan Pasal 7.5** R diambil sama dengan 1.

Beban mati ½ span kiri	= 17425,04 kN
Beban mati ½ span kanan	=17425,04 kN
Beban total bangunan atas	= 34850,08 kN
Beban mati pilar	= 12457 kN

4. Beban gempa arah memanjang
 - Beban gempa akibat bangunan atas yaitu
 - d. Beban gempa pada ½ span kiri

$$E_q = \frac{C_{sm}}{R} \times W$$

$$E_q = \frac{0,8}{1} \times 17425,04$$

$$= 13940,032 \text{ kN}$$

- e. Beban gempa pada ½ span kanan

$$E_q = \frac{C_{sm}}{R} \times W$$

$$E_q = \frac{0,8}{1} \times 17425,04$$

$$= 13940,032 \text{ kN}$$

f. Total beban gempa struktur atas

$$\begin{aligned} E_q &= E_q \text{ span kiri} + E_q \text{ span kanan} \\ &= 13940,032 \text{ kN} + 13940,032 \text{ kN} \\ &= 27880,064 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Beban gempa akibat bangunan bawah yaitu

$$E_q = \frac{C_{sm}}{R} \times W$$

$$E_q = \frac{0,8}{1} \times 12457$$

$$= 9965,6$$

- Total Beban gempa

$$\begin{aligned} T_{eq} &= (E_{q1} \text{ span kiri} + E_{q1}) + E_{q2} \\ &= 27880,064 \text{ kN} + 9965,6 \text{ kN} \\ &= 37845,664 \end{aligned}$$

- Momen akibat gaya gempa arah memanjang

d. Momen akibat gaya gempa struktur atas

- Momen akibat beban gempa pada ½ span kiri

$Meq1 = (h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap}) \times E_q$
struktur bangunan atas

$$= (3,15 \text{ m} + 7 \text{ m} + 2 \text{ m}) \times 13940,032$$

$$= 169371,388 \text{ kN}$$

- Momen akibat beban gempa pada ½ span kanan

$Meq1 = (h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap}) \times E_q$
struktur bangunan atas

$$= (3,15 \text{ m} + 7 \text{ m} + 2 \text{ m}) \times 13940,032$$

$$= 169371,388 \text{ kN}$$

- Total momen akibat gempa struktur atas

$$\begin{aligned} Meq1 &= Meq \text{ span kiri} + Meq \text{ span kanan} \\ &= 169371,388 \text{ kN} + 169371,388 \text{ kN} \\ &= 338742,776 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Momen akibat gaya gempa struktur bawah

$$Meq2 = \frac{(h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap})}{2} \times Eq \text{ struktur bangunan bawah}$$

$$Meq2 = \frac{(3,15 \text{ m} + 7 \text{ m} + 2 \text{ m})}{2} \times 9965,6$$

$$= 60541,02 \text{ kN}$$

f. Total momen gempa arah memanjang

$$Meq = Meq1 + Meq2$$

$$= 338742,776 \text{ kN} + 60541,02 \text{ kN}$$

$$= 399283,796 \text{ kN}$$

5. Beban gempa arah melintang

- Beban gempa akibat bangunan atas yaitu :

- f. Beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kiri

$$E_Q = 30\% \times Eq$$

$$= 30\% \times 13940,032 \text{ kN}$$

$$= 4182,096 \text{ kN}$$

- g. Beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kanan

$$E_Q = 30\% \times Eq$$

$$= 30\% \times 13940,032 \text{ kN}$$

$$= 4182,096 \text{ kN}$$

- h. Total beban Gempa struktur atas

$$T_{EQ} = E_Q \text{ span kiri} + E_Q \text{ span kanan}$$

$$= 4182,096 \text{ kN} + 4182,096 \text{ kN}$$

$$= 8364,192 \text{ kN}$$

- i. Beban gempa akibat bangunan bawah

$$E_Q = 30\% \times Eq$$

$$= 30\% \times 9965,6 \text{ kN}$$

$$= 2989,68 \text{ kN}$$

- j. Total beban akibat gempa

$$T_{EQ} = (E_{Q1} \text{ span kiri} + E_{Q1} \text{ span kanan}) + E_{Q2}$$

$$= 8364,192 \text{ kN} + 2989,68 \text{ kN}$$

$$= 11353,872 \text{ kN}$$

6. Momen akibat gaya gempa arah melintang
- d. Momen akibat gaya gempa struktur atas
- Momen akibat beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kiri

$$Meq1 = (h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap}) \times Eq \text{ struktur bangunan atas}$$

$$= (3,15 \text{ m} + 7 \text{ m} + 2 \text{ m}) \times 13940,032 \text{ kN}$$

$$= 169371,388 \text{ kNm}$$
 - Momen akibat beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kanan

$$Meq1 = (h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap}) \times Eq \text{ struktur bangunan atas}$$

$$= (3,15 \text{ m} + 7 \text{ m} + 2 \text{ m}) \times 13940,032 \text{ kN}$$

$$= 169371,388 \text{ kNm}$$
 - Total momen akibat gempa pada struktur atas

$$Meq = Meq \text{ span kiri} + Meq \text{ span kanan}$$

$$= 169371,388 \text{ kNm} + 169371,388 \text{ kNm}$$

$$= 338742,776 \text{ kNm}$$
- e. Momen akibat gaya gempa struktur bawah
- $$Meq2 = \frac{(h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap})}{2} \times Eq \text{ struktur bangunan bawah}$$
- $$Meq2 = \frac{(3,15 \text{ m} + 7 \text{ m} + 2 \text{ m})}{2} \times 9965,6$$
- $$= 60541,02 \text{ kNm}$$
- f. Total momen gempa arah memanjang
- $$Meq = Meq1 + Meq2$$
- $$= 338742,776 \text{ kNm} + 60541,02 \text{ kNm}$$
- $$= 399283,796 \text{ kNm}$$
8. Kombinasi Beban Tegangan Kerja

Tabel 5. 32 Rekapitulasi Beban Kerja Pada Pier

Rekap Beban Kerja Pada Pier			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	29972.0395				
2	Beban mati Tambahan	MA	318.5784				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	2114.01				
4	Gaya Rem	TB		150		2047.5000	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF			3.8115		16.84683
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		73.3824
7	Beban Angin	EW			196.7625		1675.814063
8	Beban Gempa	EQ		169371.3839	4182.00948	176909.5758	50811.41518
9	Tekanan Air Gempa	EQ		253.6688434	253.6688434	613.8786011	613.8786011
	Total		32404.6279	169775.0528	4648.012323	179570.9544	53191.33708

Tabel 5. 33 Kombinasi 1 (MS + MA + TD + TB + EF)

Kombinasi 1 (MS + MA + TD)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	29972.0395				
2	Beban mati Tambahan	MA	318.5784				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	2114.01				
4	Gaya Rem	TB		150		2047.5	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF		0	3.8115	0	16.84683
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		73.3824
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ					
9	Tekanan Air Gempa	EQ					
	Total		32404.6279	150	15.5715	2047.5	90.22923

Tabel 5. 34 Kombinasi 2 (MS + MA + TB + TD + EF)

Kombinasi 2 (MS + MA + TD + TB + EF)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	29972.0395				
2	Beban mati Tambahan	MA	318.5784				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	2114.01				
4	Gaya Rem	TB		150		2047.5000	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF		0	3.8115	0	16.84683
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		73.3824
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ					
9	Tekanan Air Gempa	EQ					
	Total		32404.6279	150	15.5715	2047.5	90.22923

Tabel 5. 35 Kombinasi 3 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)

Kombinasi 3 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	29972.0395				
2	Beban mati Tambahan	MA	318.5784				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	2114.01				
4	Gaya Rem	TB		150		2047.5000	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF			3.8115		16.84683
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		73.3824
7	Beban Angin	EW			196.7625		1675.814063
8	Beban Gempa	EQ					
9	Tekanan Air Gempa	EQ					
	Total		32404.6279	150	212.334	2047.5	1766.043293

Tabel 5. 36 Kombinasi 4 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)

Kombinasi 4 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	29972.0395				
2	Beban mati Tambahan	MA	318.5784				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	2114.01				
4	Gaya Rem	TB		150.000		2047.500	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF			3.812	0.000	16.847
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.760		73.382
7	Beban Angin	EW			196.763	0.000	1675.814
8	Beban Gempa	EQ					
9	Tekanan Air Gempa	EQ					
	Total		32404.6279	150.000	212.334	2047.500	1766.043

Tabel 5. 37 Kombinasi 5 (MS + MA + EF + EQ)

Kombinasi 5 (MS + MA + EF + EQ)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	29972.04				
2	Beban mati Tambahan	MA	318.5784				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD					
4	Gaya Rem	TB					
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF			3.8115		16.84683
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		73.3824
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ		169371.384	4182.00948	176909.58	50811.41518
9	Tekanan Air Gempa	EQ		253.668843	253.6688434	613.8786	613.8786011
	Total		30290.62	169625.053	4451.249823	177523.45	51515.52301

1. Kontrol Stabilitas Guling

- Stabilitas guling arah memanjang jembatan
Letak titik guling berada diujung pondasi terhadap pusat pondasi dengan jarak :

$$B_x/2 = 5,8 \text{ m} / 2 = 2,9 \text{ m}$$

Momen penahan guling

$$M_p = P \times (B_x / 2) \times (1+K)$$

Kontrol,

$$SF > 2,2$$

$$M_p/M_x > 2,2$$

Maka langsung dimasukkan kedalam tabel kombinasi untuk control stabilitas guling berikut :

Tabel 5. 38 Tabel Momen Guling

Rekapitulasi kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja										
No	Kombinasi Beban	Tegangan Berlebihan	p	Tx	Ty	Mx	My	Mp	Sf	keterangan
			Kn	Kn	Kn	kNm	kNm	kNm		
1	Kombinasi 1	0%	32404.6279					93973.42091		
2	Kombinasi 2	25%	32404.6279	150	15.5715	2047.5	90.22923	117466.7761	57.37083084	OKE
3	Kombinasi 3	40%	32404.6279	150	212.334	2047.5	1766.043293	131362.7893	64.2533054	OKE
4	Kombinasi 4	50%	32404.6279	150.0000	212.3340	2047.5000	1766.0433	140960.1314	68.844997	OKE

- Stabilitas guling arah melintang jembatan
Letak titik guling berada diujung pondasi terhadap pusat

pondasi dengan jarak :

$$B_x/2 = 5,8 \text{ m} / 2 = 2,9 \text{ m}$$

Momen penahan guling

$$M_p = P \times (B_x / 2) \times (1+K)$$

Kontrol,

$$SF > 2,2$$

$$M_p/M_x > 2,2$$

Maka langsung dimasukkan kedalam tabel kombinasi untuk control stabilitas guling berikut :

Tabel 5. 39 Tabel Momen Guling

Rekapitulasi kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja										
No	Kombinasi Beban	Tegangan Berlebihan	p	T _x	T _y	M _x	M _y	M _p	Sf	keterangan
			Kn	Kn	Kn	kNm	kNm	kNm		
1	Kombinasi 1	0%	32404.6279					469067.1046		
2	Kombinasi 2	25%	32404.6279	150	15.5715	2047.5	90.22923	587333.8807	6509.352686	OKE
3	Kombinasi 3	40%	32404.6279	150	212.334	2047.5	1766.043293	657813.9464	372.4789472	OKE
4	Kombinasi 4	50%	32404.6279	150.0000	212.3340	2047.5000	1766.0433	704800.6568	399.0845863	OKE

5.2.3 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

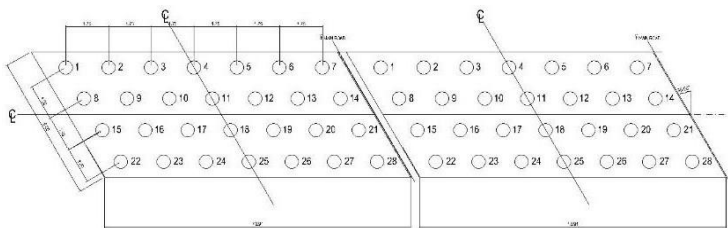
Dari analisis pembebanan diatas, maka selanjutnya adalah analisis gaya aksial yang terjadi pada tiang pancang. Analisa perhitungan tiang pancang ini berdasarkan Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, 2000, Dr.Ir. Suryono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa.

- Data tiang Pancang
 - Diameter pancang Dp = 0,60 m
 - Tebal tiang pancang t = 0,1 m
 - Keliling tiang Up = 1,885 m
 - Luas total tiang A = 201,1 m
 - Berat jenis beton Wp = 9,432 ton/tiang
 - Berat tiang AxWp = 0,393 ton/m
 - Momen inersia I = 636172,5 cm⁴

Modulus elastisitas	E	= 331675 kg/cm ²
Kuat tekan beton	fc'	= 25 Mpa
Allowable axial		= 390 ton
Bending momen crack		= 17 ton.m
Bending momen ultimate		= 25,5 ton.m
Kelas tiang pancang		= A1

Data tiang pancang diatas menggunakan speaifikasi Pc
Spun Pile adhi Persada Beton

- Konfigurasi Tiang Pancang



Gambar 5. 18 Konfigurasi Tiang Pancang Pilar 1

Dari kombinasi dan konfigurasi tersebut diatas, maka daya dukung tanah per tiang dapat dihitung dengan rumus:

$$P = \frac{v}{n} + \frac{Mx \cdot x}{\Sigma x^2} + \frac{My \cdot y}{\Sigma y^2}$$

Keterangan:

- P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (kN)
 V = Total gaya aksial (kN)
 n = Jumlah tiang pancang (buah)
 Mx = Momen sumbu x (kN.m)
 My = Momen sumbu y (kN.m)
 y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

Untuk mencari gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang pancang yaitu dengan menggunakan tabel kombinasi

- X = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 = 1,9
 Y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)
 = 2,45

Tabel 5.46 Perhitungan gaya aksial yang terjadi per tiang
Tabel 5.47 Lanjutan Perhitungan gaya aksial yang terjadi per tiang

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang pancang didapatkan gaya aksial terbesar yang diterima adalah () kN , selanjutnya gaya aksial yang harus terjadi harus lebih kecil dari daya dukung tanah.

5.2.4 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari tabel 5.. dapat diketahui nilai maksimum (P max) Gaya aksial tiang pancang akibat beban tetap (Kombinasi

1,2,3) adalah () kN , sedangkan nilai maksimum (P max) Gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara (Kombinasi 4 dan 5) adalah () kN. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapat hasil reaksi berupa gaya aksial tekan saja maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang pancang yang berdiameter 0,60 m dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada Pilar.

- l_i = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geser dinding tiang
- f_i = besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah (ton/m³)
- q_d = daya dukung tanah terpusat tiang (ton), diperoleh dari hubungan antara L/D dan q_d/N
- L = panjang ekuivalen penetrasi pada lapisan pendukung
- D = diameter tiang
- N = harga rata-rata N pada ujung tiang, $N = N_1 + N_2 / 2$
- N = harga rata-rata N pada jarak $4D$ dari ujung tiang
- R_u = daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)
- R_t = daya dukung terpusat tiang (ton)
- R_f = gaya geser dinding tiang (ton)

Tabel 5.48 Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi dengan diameter tiangpancang \varnothing 0,6m

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 24 meter dengan pengambilan data setiap 1 meter, diperoleh data sebagai berikut :

- Didapat pada tabel diatas pada kedalaman 24 m
 - Jenis tanah = lanau (Silt)
 - N rata-rata = 31
 - f_i = 12 ton/m²
 - $f_i \times l_i$ = 12 ton/m

$\Sigma f \times l_i$	= 171 ton/m
P.friction, Rf	= 268,61 ton
P.bearing, Rt	= 175,30 ton
L/D	= 4
qd/N	=
Pall Comp	
SF: 2	= 195,17 ton
SF: 3	= 130,11 ton

- Daya dukung aksial pondasi tiang
 - e. Gaya geser maksimum dinding tiang (Rf)

$$\Sigma f_i \times l_i = 171 \text{ ton/m}$$
 Maka,

$$R_f = U_p \times \Sigma f \times l_i$$

$$= 1,885 \times 171$$

$$= 268,61 \text{ ton}$$
 - f. Daya dukung pada ujung tiang pancang (Rt)

$$I = 2,4 \text{ m}$$

$$D = 0,60 \text{ m}$$

$$L/D = 4$$

$$N = 23$$

$$N = 27$$

$$N = (N_1 + N_2)/2$$

$$= (23 + 27)/2$$

$$= 25$$

$$q_d = 20 \times 31$$

$$= 620$$

$$R_t = q_d \times A$$

$$= 620 \times 0,283$$

$$= 175,30$$
 - g. Daya dukung ultimate tiang (Ru)

$$R_u = R_f + R_t$$

$$= 268,61 + 175,30$$

$$= 443,91 \text{ ton}$$
 - h. Kontrol,
 - Pu bahan > P aksial

$$2527 > 2353,2 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} -P \text{ aksial} &< P \text{ DDT} \\ 2353,2 &< 3620,230 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -P \text{ ijin} &< P \text{ aksial} \\ 2413,48 &< 2353,2 \end{aligned}$$

$$-P \text{ cabut} = 115,92 \text{ ton}$$

- Perhitungan Efisiensi Daya Dukung
Perhitungan daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan efisiensi. Efisiensi tiang kelompok ini dihitung dengan menggunakan rumus Seiler Keeney:

$$Eg = 1 - \Theta \frac{(n - 1)m + (m - 1)n}{90 m n}$$

Keterangan,

Eg = Koefisien kelompok tiang pancang

m = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)
= 12 buah

n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)
= 3 buah

s = Jarak tiang ke sumbu x

$$Eg = 1 - \Theta \frac{(n - 1)m + (m - 1)n}{90 m n}$$

$$Eg = 1 - \Theta \frac{(3 - 1)12 + (12 - 1)3}{90 \cdot 12 \cdot 3}$$

$$= 0,740$$

- Kontrol terhadap beban horizontal
Gaya-gaya horizontal (H_x) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya : Beban rem + Beban

100% akibat gempa struktur atas + 100% gempa akibat pilar.

$$\begin{aligned} H_x &= 150 + 13940,03 + 10037,6 \\ &= 24127,631 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya-gaya horizontal (H_y) diperoleh dari beban searah sumbu y, diantaranya : 30% akibat gempa (Struktur Atas + Pilar) dan beban angin

$$\begin{aligned} H_y &= 4182,009 + 3011 + 196,762 \\ &= 7390,05 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= (H_x^2 + H_y^2)^{0,5} \\ &= (24127,631^2 \text{ kN} + 7390,05^2 \text{ kN})^{0,5} \\ &= 25234,01 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H \text{ per tiang} &= H / \text{Jumlah Tiang} \\ &= 25234,01 / 36 \\ &= 700,99 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kemampuan tambahan tiang menahan gaya horizontal bila diijinkan pergeseran posisi ujung tiang sebesar d

$$\begin{aligned} H_a &= \frac{k \times D}{\beta} \delta a \\ \beta &= \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25} \end{aligned}$$

$$K = 0,2 E_o D^{-3/4} y^{-1/2}$$

Keterangan,

H_a = Daya dukung horizontal yang diijinkan

K = Koefisien reaksi lapisan tanah dibawah permukaan

D = Diameter tiang (cm)

EI = Kekakuan lentur tiang (kg/cm^{-1})

δa = Besarnya pergeseran tiang normal (cm)

$$= 1 \text{ cm}$$

y = Besarnya pergeseran yang akan dicari

$$= 1 \text{ cm}$$

E_o = Modulus deformasi tanah

$$= 28 \text{ N-SPT rata-rata pada kedalaman tiang pancang}$$

$$\begin{aligned}
 K &= 0,2 E_0 D^{-3/4} y^{-1/2} \\
 &= 0,2 \times 28 \times 22,407 \times 0,046 \times 1 \\
 &= 5,820
 \end{aligned}$$

$$\beta = \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= \left(\frac{5,820 \times 60}{4 \times 331674,840 \times 636172,51} \right)^{0,25} \\
 &= 0,004
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ha &= \frac{5,820 \times 60}{0,004} \times 1 \\
 &= 64527,330 \text{ kg} \\
 &= 645,273 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_m &= 0,2079 \times (H / 2 \times \beta) \\
 &= 0,2079 \times 7770721,426 \\
 &= 161,553 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{crack}} &> M_m \\
 170 \text{ kN} &> 161,553 \text{ (OKE)}
 \end{aligned}$$

5.2.5 Perhitungan Penulangan Pilar 2

5.2.5.1 Penulangan Pile Cap Pilar 2

Tabel 5. 40 Rekapitulasi beban ultimit pada pier

BEBAN Ultimit PILECAP								
Rekapitulasi Beban Kerja Pada Pier			Vertikal	Horizontal			Momen	
No	Aksi Beban	Faktor Beban	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm	
1	Aksi Tetap							
	Beban Sendiri	1.3	38963.65135					
2	Beban mati Tambahan	2	637.1568					
	Beban Lalu-lintas							
3	Beban Lajur "D"	1.8	3805.218					
4	Gaya Rem	1.8		270		3686		
	Aksi Lingkungan							
5	Airpan Air	1.3			3.8115		16.84683	
6	Hanyutan Tumbukan	1.3			11.76		73.3824	
7	Beban Angin	1.2			50.068125		2010.976875	
8	Beban Gempa	1		169371.3839	4182.00948	176909.5758	50811.41518	
9	Tekanan Air Gempa	1		253.6688434	253.6688434	613.8786011	613.8786011	
	Total		43406.02615	169895.0528	4501.317948	181208.9544	53526.49989	

Untuk perhitungan penulangan pile cap dibutuhkan beban ultimate dari beban-beban yang telah dihitung diatas :

Kombinasi Beban Ultimate Pile Cap Pilar

Kombinasi yang dipakai dalam perhitungan penulangan Pier adalah :

- Kombinasi 1U (1,3MS + 2MA + 1,8TD + 1,8TB)

$$V_u = 43406,03 \text{ kN}$$

$$H_{ux} = 270 \text{ kN}$$

$$H_{uy} = 4501,32 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 3685,50 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = 53526 \text{ kN}$$

- Kombinasi 2U (1,3MS + 2MA)

$$V_u = 39600,81 \text{ kN}$$

- Kombinasi 3U (1,3MS + 2MA + 1,3 EF)

$$V_u = 39600,81 \text{ kN}$$

$$H_{ux} = 24,60 \text{ kN}$$

$$H_{uy} = 15,57 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 108,71 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = 90,23 \text{ kN}$$

- Kombinasi 4U (1,3MS + 2MA + 0,3Ex + Ey)

$$V_u = 39600,81 \text{ kN}$$

$$H_{ux} = 50887,52 \text{ kN}$$

$$H_{uy} = 4435,68 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 53257,04 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = 51425,29 \text{ kN}$$

- Kombinasi 5U (1,3MS + 2MA + Ex + 0,3Ey)

$$V_u = 39600,81 \text{ kN}$$

$$H_{ux} = 51065,08 \text{ kN}$$

$$H_{uy} = 1330,70 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 177523,45 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = 7722,36 \text{ kN}$$

Tabel 5. 41 Rekapitulasi Kombinasi Beban ultimit pada pier

No	Kombinasi Beban	Pu Kn	Tux Kn	Tuy Kn	Mux kNm	Muy kNm
1	Kombinasi 1	43406.03	270.00	4501.32	3685.50	53526.50
2	Kombinasi 2	39600.81	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Kombinasi 3	39600.81	24.60	15.57	108.71	90.23
4	Kombinasi 4	39600.81	50887.52	4435.68	53257.04	51425.29
5	Kombinasi 5	39600.81	51065.08	1330.70	177523.45	7722.36

Untuk menghitung tulangan pile cap juga memerlukan data dari kekuatan tiang-tiang pancang untuk menahan beban yang bekerja pada pilecap, dapat dilihat dari tabel 5..

a. Penulangan PileCap Arah memanjang X

- Data Perencanaan PileCap:

Diameter tulangan D = 0,0028 mm

Lebar yang ditinjau (arah X) b = 1,9 mm

Lebar yang ditinjau (arah Y) b = 2,45 mm

Tinggi PileCap h = 1,3 mm

Decking d' = 0,05 mm

Tebal efektif arah X

$D_x = h - d' - 1/2 \text{Øtul.lentur} = 1,836 \text{ mm}$

Tebal efektif arah Y

$D_y = h - d' - 1/2 \text{Øtul.lentur} - \text{Øtul.lentur} = 2,396 \text{ mm}$

Kuat tekan beton f_c' = 25 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/m³

Faktor beban berat sendiri $K_u M_s$ = 1,3

Faktor reduksi kekuatan lentur ϕ = 0,8

Faktor reduksi kekuatan geser ϕ = 0,7

- Momen yang terjadi

$q_u = P \times b \times t \times W_c \times K_u M_s$

$= 2,3 \times 1,9 \times 1 \times 25 \times 1,3$

$= 185 \text{ kN}$

Reaksi Ultimate tiang diambil dari tabel yaitu P_{max} dari seluruh tiang

$$Pu \text{ tiang} = 2349,311 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi pada pier adalah :

$$\begin{aligned} Mu &= (-qu \times \frac{1}{2} \times b1) + (Pu \text{ tiang} \times L) + (Pu \text{ tiang} \times L) \\ &= (-185 \times \frac{1}{2} \times 1,9) + (2349,31 \times 1,9) + (2349,31 \times 0,25) \\ &= 4875,62 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka untuk mencari momen tiap satu meternya didapat:

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} Mu &= 4875,62 \\ &= 2437,808 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} = \frac{2437,808 \text{ kNm}}{0,8} \\ &= 3047,260 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{3047260000}{1000 \cdot (1,9)^2} = 2,456 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho b = \frac{0,85 f c' \beta 1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= \frac{0,75 \times 0,85 \times 25 \times 0,85}{0,85 \times 25 \times 0,85} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028 \\ &= \frac{390}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,021 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$\begin{aligned} &0,0036 < 0,0067 < 0,021 \\ \text{Maka diambil } \rho &= 0,0036 \left(\sqrt{\frac{2 m Rn}{f_y}} \right) \end{aligned}$$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} As &= \rho \times b \times d = 0,0036 \times 1000 \times 1906 \\ &= 6821,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D32

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2$$

As

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} = \frac{15272,96 \times 1000}{12522,462} = 121,96 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 200 (As = 15272,96 mm²)

b. Penulangan Lentur arah Y

- Momen yang terjadi

$$\begin{aligned} qu &= P \times b \times t \times Wc \times KuMs \\ &= 1,132 \times 2,45 \times 1,3 \times 25 \times \\ &= 117,18 \text{ kN} \end{aligned}$$

Rekasi Ultimate tiang yang diambil dari tabel yaitu Pmax dari seluruh tiang

$$Pu \text{ tiang} = 2349,311 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi pada pier adalah

$$\begin{aligned} Mu &= (-qu \times \frac{1}{2} \times b1) + (Pu \text{ tiang} \times L) \\ &= (-117,18 \times \frac{1}{2} \times 2,45) + (2349,311 \times 1,3) \\ &= 2910,56 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka untuk mencari momen tiap satu meternya

Didapat :

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} Mu &= 2910,56 \\ &= 1455,281 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} = \frac{1455,281 \text{ kNm}}{0,8} \\ &= 1819,10 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{1819100000}{1000 \cdot (2,45)^2} = 0,505 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,028 = 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$\text{Kontrol, } \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \left(\frac{2 \times 18,353 \times 0,505}{18,353 \times 0,0036} < 0,0013 < 0,0219 \right)$$

Maka di ambil $\rho = 0,0013$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d = 0,0013 \times 1000 \times 2450 \\ &= 10239,427 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D32

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{803,84 \times 1000}{10239,427} = 192,34 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 200 ($A_s = 9847,04 \text{ mm}^2$)

c. Kontrol geser pons PileCap terhadap tiang pancang

Jarak antara taing bor arah X = 1,9 m

Jarak antara tiang bor arah Y = 2,45 m

Jarak tiang bor arah tepi = 1 m

Tinggi PileCap h = 1,3 m

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

d' = 0,05 m

Tebal efektif PileCap d=h-d' = 1,25 m

Keliling bidang geser pons

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,17 \times \sqrt{25} \times (1+(2349/14000000)) \times 1,3 \times 1,836 \\ &= 2029,120 \text{ m} \end{aligned}$$

Kuat geser pons

$$\begin{aligned} 0,5 \Phi \times V_c \text{ Pons} &= 0,5 \times 0,7 \times 2029,120 \\ &= 710,192 \end{aligned}$$

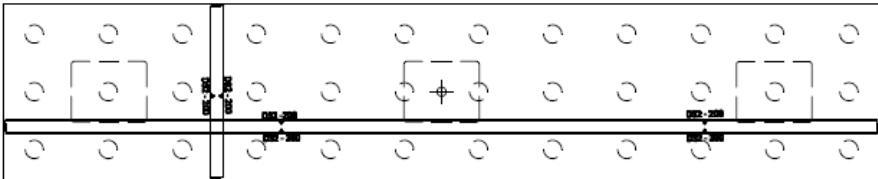
Gaya geser pons akibat beban tiang pancang

$$V_u = P1 = 2349,311 \text{ kN}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned} V_u \text{ Pons} &< 0,5 \phi V_c \text{ Pons} \\ 2349,311 \text{ kN} &< 710,192 \text{ kN OKE} \end{aligned}$$

Pada PileCap tidak perlu tulangan geser, karena sudah ditampung oleh kekuatan beton dan dimensi pilecap sendiri, akan tetapi tetap dipasang tulangan sengkang praktis \emptyset 13-600



Gambar 5. 19 Detail Penulangan Pile Cap

5.2.5.2 Penulangan Kolom Pier 2

- Data Perencanaan Pile Cap :

Diameter tulangan	D	= 0,028 mm
Tinggi Kolom	b	= 7000 mm
Tebal Kolom	d	= 2500 mm
Decking	d'	= 50 mm
Tebal efektif	$D_x = h - d'$	= 1250 mm
Kuat tekan beton	f_c'	= 25 Mpa
Mutu Baja tulangan $D > 12$ mm	f_y	= 390 Mpa
Mutu Baja tulangan $D < 12$ mm	f_y	= 240 Mpa
Berat Volume beton bertulang	Wc	= 25 kN/m ³
Faktor beban berat sendiri	KuMs	= 1,3
Faktor reduksi kekuatan lentur	ϕ	= 0,8
Faktor reduksi kekuatan geser	ϕ	= 0,7

Momen ultimate yang dipakai untuk perencanaan penulangan pada kolom pier adalah hasil dari beban vertical pada struktur atas dibagi 3, dikarenakan struktur atas dipikul oleh 3 pier wall, maka didapat kombinasi :

Kombinasi (1,3MS + 2MA + 0,3Ex + Ey)

Pu	= 28444,803 kN
Vux	= 169676,310 kN
Vuy	= 4485,746 kN
Mux	= 177523,454 kNm
Muy	= 51425,293 kNm

- Tulangan Lentur

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{59174,484 \text{ kNm}}{0,8} = 739681,059 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{739681059000}{7000 \cdot (2500)^2} = 1,69 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho b = \frac{0.85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,028 = 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 1,69}{390}} \right) \\ &= 0,003 \end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,0045 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times \pi \times d = 0,0036 \times 3,14 \times 1500 \\ &= 16914,737 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 25

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ pasang}}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= \frac{16914,737}{803,84} \\ &= 22 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 22 – D32 ($A_s = 35386,899$ mm²)

- Tulangan Geser

$$V_u = 169676310,595 \text{ N}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1300 \text{ mm}$$

$$b = 2500 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 7000 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,7$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 7000 \cdot 2500 \\ &= 14583333,33 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c \\ &= \frac{169676310,595}{0,7} - 14583333,33 \\ &= 227811396,091 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= \frac{b_w \cdot d}{3} \\ &= \frac{2500 \cdot 7000}{3} \\ &= 5833333,33 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek Kondisi Geser

$$1. \quad V_u < 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c$$

$$169676310,595 > 5104166,667 \text{ (NOT OK)}$$

$$2. \quad 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot V_c$$

$$5104166,667 < 169676310,595 > 102083333,33 \text{ (NOT OK)}$$

$$3. \quad \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min})$$

$$102083333,33 < 169676310,595 > 14291666,67 \text{ (NOT OK)}$$

$$4. \Phi \cdot (V_c + V_{s \min}) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$14291666,67 < 169676310,595 > 15932291,67$$

(NOT OK)

$$5. \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$15932291,67 < 169676310,595 < 21656250 \text{ (OK)}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 5 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø13

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= 2 \cdot 3,14 \cdot 13^2$$

$$= 530,66 \text{ mm}^2$$

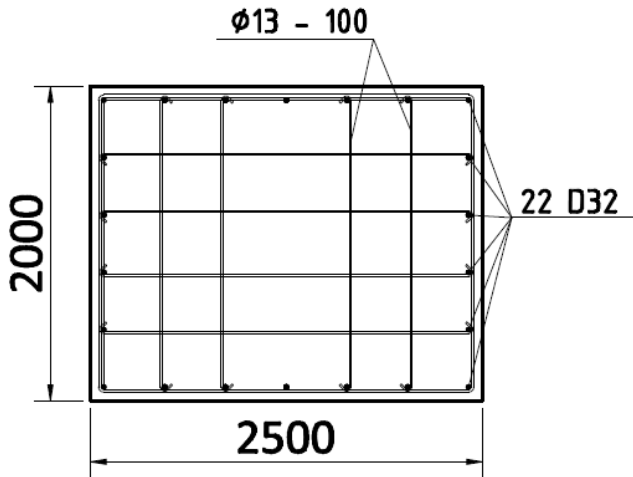
Jarak antar sengkang

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

$$= \frac{530,66 \cdot 240 \cdot 2500}{5833333,33}$$

$$= 43,665 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø13 – 100 mm



Gambar 5. 20 Detail Penulangan Kolom

5.2.5.3 Penulangan Pier Head Pier 2

a. Penulangan Lentur

- Data Perencanaan Pier Head :

Diameter tulangan D		= 0,0028 mm
Tinggi Pierhead	b	= 1400 mm
Lebar Pierhead	d	= 1000 mm
Decking	d'	= 50 mm
Tebal efektif	$D_x = h - d'$	= 1350 mm

Kuat tekan beton	f_c'	= 25 Mpa
Mutu Baja tulangan $D > 12$ mm	f_y	= 390 Mpa
Mutu Baja tulangan $D < 12$ mm	f_y	= 240 Mpa
Berat Volume beton bertulang	W_c	= 25 kN/m ³
Faktor beban berat sendiri	$K_u M_s$	= 1,3
Faktor reduksi kekuatan lentur	ϕ	= 0,8
Faktor reduksi kekuatan geser	ϕ	= 0,7

- Momen Ultimate yang dipakai untuk perencanaan penulangan pada pier head adalah:

Kombinasi (1,3MS + 2MA + 0,3Ex + Ey)

$$P_u = 37635,21 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 50887,515 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 4435,678 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 53257,036 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 51425,293 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{53257,036 \text{ kNm}}{0,8} = 66571,295 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{66571295000}{1000 \cdot (1400)^2} = 33,96 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,028 = 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 33,96}{390}} \right)$$

$$= 0,097$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,09 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$= A_s \times b \times d = 0,0036 \times 1000 \times 1350 \\ = 4846,154 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 32

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ pasang}}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{4846,154}{803,84} \\ = 7 \text{ buah}$$

Maka dipasang tulangan 7 – D32 ($A_s = 11259,468 \text{ mm}^2$)

b. Tulangan Tarik

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{53257,036 \text{ kNm}}{0,8} = 66571,295 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{66571295000}{1000 \cdot (1400)^2} = 33,96 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho b = \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ = \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,028 = 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,353 \cdot 33,96}{390}} \right)$$

Kontrol, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0036 < 0,09 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$= A_s \cdot b \cdot d = 0.0036 \times 1000 \times 1350 \\ = 4846,154 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 32

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As pasang}}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{4846,154}{803,84} \\ = 7 \text{ buah}$$

Maka dipasang tulangan 7 – D32 (As = 11259,468 mm²)

c. Tulangan Geser

$$V_u = 41672,366 \text{ N}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

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

$$h = 1400 \text{ mm}$$

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

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1350 \text{ mm}$$

$$\Phi_v = 0,7$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 7000 \cdot 1400 \\ = 1278019,301 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c$$

$$= \frac{41672,366}{0,7} - 1278019,301$$

$$= -1218487,349 \text{ N}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{b_w \cdot d}{3}$$

$$= \frac{7000 \cdot 1400}{3}$$

$$= 3266666,67 \text{ N}$$

Cek Kondisi Geser

$$1. \quad V_u < 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c$$

$$41672,366 < 447306,753 \text{ (OK)}$$

$$2. \quad 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot V_c$$

$$447306,753 > 41672,366 < 894613,510 \text{ (NOT OK)}$$

$$3. \quad \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min})$$

$$894613,510 > 41672,366 < 3181280,177 \text{ (NOT OK)}$$

$$4. \quad \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$3181280,177 > 41672,366 < 2527946,844 \text{ (NOT OK)}$$

$$5. \quad \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$2527946,844 > 41672,366 < 4161280,177 \text{ (NOT OK)}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 1 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

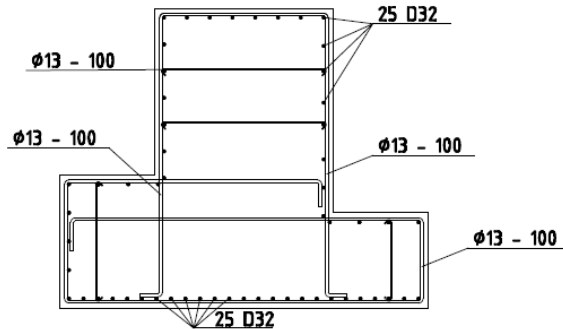
Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter $\emptyset 13$

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 2 \cdot 3,14 \cdot 13^2 \\ &= 265,33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{265,33 \cdot 240 \cdot 1350}{3266666,67} \\ &= 26,316 \text{ mm} \end{aligned}$$

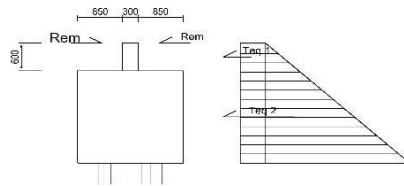
Maka dipasang tulangan geser dengan $\emptyset 13 - 100$ mm



Gambar 5. 21 Detail Penulangan Pier Head

5.2.5.4 Penulangan Longitudinal Stopper

Analisis pembebanan long stopper ditunjukkan pada Gambar 5.18 dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban tekanan tanah aktif, beban korbel, beban rem, beban tekanan tanah aktif gempa, dan beban gempa.



Gambar 5. 22 Analisa Pembebanan pada Longitudinal Stopper

1. Berat Sendiri

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times Wc \\ &= 2,150 \text{ m} \times 1,874 \text{ m} \times 25 \text{ kNm} \\ &= 100,727 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Beban Gempa

$$\begin{aligned} C_{sm} &= 0,8 \\ R \text{ bangunan bawah} &= 1 \\ R \text{ bangunan atas} &= 1 \\ W \frac{1}{2} \text{ Bangunan atas} &= 17425,04 \text{ kN} \\ \text{Beban Sendiri Long Stop} &= 100,727 \text{ kN} \end{aligned}$$

• Beban Gempa arah memanjang

a. Beban Gempa akibat Bangunan atas $\frac{1}{2}$ span kiri

$$\begin{aligned} Eq &= \frac{C_{sm}}{R} \times W = Eq = \frac{0,8}{1} \times 17425,04 \\ &= 13940,032 \text{ kN} \end{aligned}$$

- b. Beban Gempa akibat Bangunan atas $\frac{1}{2}$ span kanan

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} \times W = Eq = \frac{0,8}{1} \times 17425,04$$

$$= 13940,032 \text{ kN}$$

- c. Beban Gempa Long Stop

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} \times W = Eq = \frac{0,8}{1} \times 100,727$$

$$= 80,581 \text{ kN}$$

- d. Total Beban Gempa

$$Teq = Eq \text{ struktur atas} + Eq \text{ longstopper}$$

$$= 13940,032 \text{ kN} + 80,581 \text{ kN}$$

$$= 14020,613 \text{ kN}$$

- e. Momen Beban Gempa Arah Memanjang

$$Meq = Teq \times 0,6$$

$$= 14020,613 \text{ kN} \times 0,6$$

$$= 8412,367 \text{ kNm}$$

- Beban Gempa arah melintang

- a. Beban gempa struktur atas

$$Eq = 30\% \times Eq$$

$$= 30\% \times 13940,032$$

$$= 4182,009 \text{ kN}$$

- b. Beban gempa Longstopper

$$Eq = 30\% \times Eq$$

$$= 30\% \times 801,581$$

$$= 240,474 \text{ kN}$$

- c. Total Beban Gempa

$$Teq = Eq \text{ struktur Atas} + Eq \text{ Longstopper}$$

$$= 4182,009 \text{ kN} + 240,474 \text{ kN}$$

$$= 4422,483 \text{ kN}$$

d. Momen Beban Gempa Arah Melintang

$$\begin{aligned} M_{eq} &= T_{eq} \times 0,6 \\ &= 4422,483 \text{ kN} \times 0,6 \\ &= 2653,489 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3. Perhitungan Penulangan Longitudinal Stopper

- Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} f_{c'} &= 25 \text{ Mpa} \\ f_y &= 390 \text{ Mpa} \\ h &= 2150 \text{ mm} \\ b &= 1874 \text{ mm} \\ d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 2100 \text{ mm} \\ \phi &= 0,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tulangan utama

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{8412,367 \text{ kNm}}{0,8} = 10515,458 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{10515458000}{1000 \cdot (2100)^2} = 2,38 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{0,85 f_{c'} \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,028 = 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 2,38}{390}} \right) \end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0036 < 0,006 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$= A_s b x d = 0,0036 x 1000 x 2100 = 7560 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan utama D32

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} x \pi x d^2 = \frac{1}{4} x 3,14 x 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} x b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{803,84 x 1000}{7560} = 61,89 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 100 ($A_s = 8038,4 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi
Tulangan Bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan, Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 x A_s \\ &= 0,5 x 7560 \\ &= 3780 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D32

$$\begin{aligned} A_s &= \rho x \pi x D^2 \\ &= 0,25 x 3,14 x 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} x b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{803,84 x 1000}{3780} = 212,65 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan bagi D32-150 ($A_s = 5358,93 \text{ mm}^2$)

5.3 Perencanaan Pile Slab

Pilar terdiri dari beberapa elemen yaitu pondasi, pile cap (poer), kolom pilar, longitudinal stopper, lateral stopper, dan pier head. Penulangan pilar direncanakan dari analisis elemen-elemen pilar jembatan. Analisa pembebanan untuk pilar terdiri atas beban dari bangunan atas baik beban hidup maupun mati, beban mati pilar, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat gempa serta beban gempa.

Pada jembatan pranti direncanakan dengan menggunakan dua buah abutment dan 2 buah pilar, karena struktur jembatan ini simetris.

5.3.1 Desain Dimensi Pile Slab

Berikut ini adalah data-data perencanaan pile slab :

- Tinggi Pilar : 7,00 m
- Tebal Pilar : 2,00 m
- Tinggi Pile Cap : 0,75
- Tinggi Pier Head : 0,50
- Jenis Pondasi : Tiang Pancang

5.2.2 Analisa Pembebanan Pada Pile Slab

Tabel 5. 42 Rekapitulasi Berat Sendiri Pile Slab

Rekapitulasi Berat Sendiri PileSlab		
Headstock	Wh	315
Pier Wall	Wc	0
Pile Cap	Wp	945
Total Berat	PMS	1260

2. Analisa Beban Mati Bangunan Atas Pile Slab

Tabel 5. 43 Beban Sendiri ½ Bentang Bangunan Atas sisi kanan (QMS)

Beban Sendiri ½ Bentang Bangunan kanan Struktur Atas						
Beban	Volume				Berat Jenis kN/m ³	Berat (kN)
	b (m)	t (m)	L (m)	n		
Tebal Slab Lantai	25,2	0,25	7,5	1	25	1181,25
Beban Aspal + Aspal Beton	25,2	0,1	7,5	1	25	415,8
Girder	1,6	0,6	7,5	5	25	900
Diafragma	0,5	0,3	1,5	55	25	309,375
Parapet			0,4725	1	25	11,8125
Total Berat Sendiri						2818,23

Tabel 5. 44 Beban Sendiri ½ Bentang Bangunan Atas sisi kiri (QMS)

Beban Sendiri ½ Bentang Bangunan kanan Struktur Atas						
Beban	Volume				Berat Jenis kN/m ³	Berat (kN)
	b (m)	t (m)	L (m)	n		
Tebal Slab Lantai	25,2	0,25	7,5	1	25	2047,5
Beban Aspal + Aspal Beton	25,2	0,1	7,5	1	22	11,812
Girder	1,6	0,6	7,5	5	25	409,5
Total Berat Sendiri						2468,813

Tabel 5. 45 Beban Mati tambahan Bangunan Atas (QMA)

Beban Mati Tambahan (MA)						
Beban	Volume				Berat Jenis kN/m ³	Berat (kN)
	b (m)	t (m)	L (m)	n		
Air Hujan	25,2	0,05	7,5	1	9,8	92,61

3. Beban Lalu Lintas

Sesuai SNI 1725:2016 Pasal 8.3 beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT). Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Perhitungan beban merata dan beban garis terpusat sebagai berikut:

Berdasarkan L rencana = 7,5 meter < $L = 30$ meter maka digunakan , $q = 9$ Kpa atau 9 kN/m^2 untuk beban BTR (q_{BTR}), $P = 49 \text{ kN/m}^2$ untuk Beban BGT (P_{BGT}), dan faktor dinamis ($1+DLA$) = 1,4 , maka Perhitungan P_{BGT} dan P_{BTR} dengan Lebar perkerasan = 25,2 m adalah :

- Beban BTR dan BGT untuk span kanan 7,5 m :

$$P_{\text{BTR}} = (5,5 \times q_{\text{BTR}}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{\text{BTR}}) \times L$$

$$= (5,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) + ((25,2 \text{ m} - 5,5) \times 0,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) \times 7,5 \text{ m}$$

$$= 714,375 \text{ kN}$$

$$= (5,5 \times (P_{\text{BGT}} \times (1+DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{\text{BGT}} \times (1+DLA))))$$

$$= (5,5 \times (49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4)) + (25,2 \text{ m} - 5,5 \times (49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4))$$

$$= 25,2 \text{ kN}$$

Total Beban Hidup lalu lintas yaitu :

$$P_{\text{total}} = P_{\text{BTR}} + P_{\text{BGT}}$$

$$= 714,375 \text{ kN} + 25,2 \text{ kN}$$

$$= 739,575 \text{ kN}$$

- Beban BTR dan BGT untuk span kiri 7,5 m :

$$P_{\text{BTR}} = (5,5 \times q_{\text{BTR}}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{\text{BTR}}) \times L$$

$$= (5,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) + ((25,2 \text{ m} - 5,5) \times 0,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) \times 7,5 \text{ m}$$

$$= 714,375 \text{ kN}$$

$$= (5,5 \times (P_{\text{BGT}} \times (1+DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{\text{BGT}} \times (1+DLA))))$$

$$= (5,5 \times (49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4)) + (25,2 \text{ m} - 5,5 \times (49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4))$$

$$= 25,2 \text{ kN}$$

Total beban lalu lintas yaitu :

$$P_{\text{total}} = P_{\text{BTR}} + P_{\text{BGT}}$$

$$= 714,375 \text{ kN} + 25,2 \text{ kN}$$

$$= 739,575 \text{ kN}$$

- Total Beban BTR dan BGT

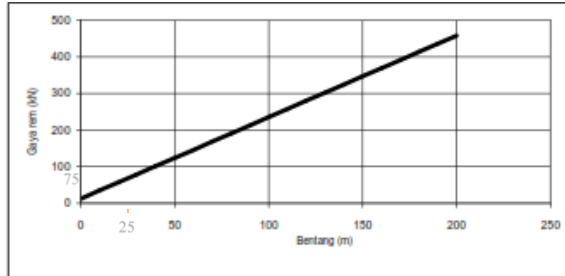
$$P_{\text{Total}} = P_{\text{total}} \text{ span kanan} + P_{\text{Total}} \text{ span kiri}$$

$$= 739,575 \text{ kN} + 739,575 \text{ kN}$$

$$= 1479,15 \text{ kN}$$

4. Beban Rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai agay dalam arah memanjang. Beban rem yang diperhitungkan berdasarkan SNI 1725:2016 untuk jembatan dengan panjang bentang ≤ 80 meter adalah 250 kN, untuk bentang-bentang lainnya pada grafik berikut: (**SNI 1725:2016 Pasal 8.7**)



Gambar 5. 23 Grafik Gaya Rem perlajur

Untuk $L = 25,2$ m didapat gaya rem = 75 kN, untuk 2 lajur lalu lintas maka Gaya Rem = $75 \times 2 = 150$ kN

- Lengan terhadap pondasi (Y tb)
 $= h \text{ girder} + h \text{ head stock} + h \text{ pier wall} + h \text{ pile cap}$
 $= 1,5 \text{ m} + 0,50 \text{ m} + 0 \text{ m} + 0,75 \text{ m}$
 $= 2,750 \text{ m}$
- Momen pada pondasi akibat gaya rem (M TB)
 $= P \text{ TB} + Y \text{ TB}$
 $= 150 \text{ kN} + 2,750 \text{ m}$
 $= 412,50 \text{ kNm}$
- Lengan terhadap dasar kolom pier (Y' TB)
 $= Y \text{ TB} - h \text{ pile cap}$
 $= 2,750 \text{ m} - 0,75 \text{ m}$
 $= 2 \text{ m}$
- Momen pada dasar kolom pier akibat gaya rem (M'TB)
 $= P \text{ TB} \times Y' \text{ TB}$

$$= 150 \text{ kN} \times 2 \text{ m}$$

$$= 300 \text{ kNm}$$

5. Beban Angin

Pembebanan angina pada bangunan bawah merupakan beban angina yang akan mengenai sepanjang sisi samping bangunan atas jembatan. Beban angina yang diperhitungkan berdasarkan (*SNI 1725:2016 Pasal 9.6*) adalah sebagai berikut:

$$TEW = 0,0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b$$

Keterangan :

C_w = Koefisien seret

V_w = Kecepatan angina rencana (m/det)

A_b = Luas bidang (m^2)

Tabel 5. 46 Koefisien seret C_w

Tipe Jembatan	C_w
Bangunan atas masif: (1), (2)	
$b/d = 1.0$	2.1 (3)
$b/d = 2.0$	1.5 (3)
$b/d > 6.0$	1.25 (3)
Bangunan atas rangka	1.2
CATATAN (1) b = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran d = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif	
CATATAN (2) Untuk harga antara dari b/d bisa diinterpolasi linier	
CATATAN (3) Apabila bangunan atas mempunyai superelevasi, C_w harus dinaikkan sebesar 3 % untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5 %	

Tabel 5. 47 Kecepatan angin rencana 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

Didapatkan nilai dan data perencanaan sebagai berikut :

Koefisien Seret C_w	=	1,25
Beban angin layan V_w	=	25 m/s
Beban angin ultimit V_w	=	30 m/s
Bentang full plat	=	1,3 m
Bentang span kanan	=	2 m
Lebar jembatan	=	7,5 m

Beban angin struktur atas

- Luas bidang samping jembatan ($Ab1$)
 - $Ab1 = L \times ha$
 - $= L \times (h \text{ girder} + h \text{ plat lantai} + h \text{ parapet})$
 - $= 7,5 \text{ m} \times 1,3 \text{ m}$
 - $= 9,75 \text{ m}^2$
- Beban angin pada struktur atas ($Tew1$)
 - Keadaan layan
 - $Tew1 = 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times Ab1$
 - $= 0,0006 \times 1,25 \times 25^2 \text{ m/s} \times 9,75 \text{ m}^2$
 - $= 4570 \text{ kN}$
 - Keadaan ultimit
 - $Tew1 = 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times Ab1$
 - $= 0,0006 \times 1,25 \times 30^2 \text{ m/s} \times 9,75 \text{ m}^2$
 - $= 6,581 \text{ kN}$
- Lengan terhadap pondasi ($Yew1$)
 - $Yew1 = h \text{ pile cap} + h \text{ pier wall} + h \text{ pier head} + \frac{1}{2} ha$
 - $= 0,75 \text{ m} + 0 \text{ m} + 0,50 \text{ m} + (1,3/2) \text{ m}$
 - $= 1,900 \text{ m}$
- Momen pada pondasi akibat beban pada angin bangunan atas (Mew)
 - Kondisi layan
 - $Mew = Tew1 \times Yew1$
 - $= 4570 \text{ kN} \times 1,900 \text{ m}$
 - $= 8,684 \text{ kNm}$
 - Kondisi ultimit
 - $Mew = Tew1 \times Yew1$
 - $= 6,581 \text{ kN} \times 1,900 \text{ m}$

$$= 12,504 \text{ kNm}$$

- Lengan terhadap dasar pier wall (Y'_{ew})

$$Y'_{ew} = h \text{ pier wall} + h \text{ pier head} + \frac{1}{2} h_a$$

$$= 0 \text{ m} + 0,50 \text{ m} + (1,3/2) \text{ m}$$

$$= 1,150 \text{ m}$$

- Momen pada pier wall akibat beban pada angin bangunan atas (M'_{ew})

- Kondisi layan

$$M'_{ew} = T_{ew1} \times Y'_{ew1}$$

$$= 8,684 \text{ kN} \times 1,150 \text{ m}$$

$$= 5,256 \text{ kNm}$$

- Kondisi ultimit

$$M'_{ew} = T_{ew1} \times Y'_{ew1}$$

$$= 12,504 \text{ kN} \times 1,150 \text{ m}$$

$$= 7,568 \text{ kNm}$$

Beban angina struktur bawah

- a. Luas bidang samping jembatan ($Ab2$)

$$Ab2 = \text{jumlah pilar} \times b \text{ pier wall} \times (h \text{ pier head} \times h \text{ pier wall})$$

$$= 6 \times 0 \text{ m} \times (0,75 \text{ m} \times 0,5 \text{ m})$$

$$= 0 \text{ m}^2$$

- b. Beban angin pada struktur atas (T_{ew2})

- Kondisi layan

$$T_{ew2} = 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times Ab2$$

$$= 0,0006 \times 1,25 \times 25^2 \text{ m} \times 0 \text{ m}^2$$

$$= 0 \text{ kN}$$

- Kondi ultimit

$$T_{ew2} = 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times Ab2$$

$$= 0,0006 \times 1,25 \times 30^2 \text{ m} \times 0 \text{ m}^2$$

$$= 0 \text{ kN}$$

- c. Lengan terhadap pondasi (Y_{ew2})

$$Y_{ew2} = h \text{ pile cap} + (h \text{ pier wall} + h \text{ pier head}/2)$$

$$= 0,75 \text{ m} + (0 \text{ m} + 0,50 \text{ m})/2$$

$$= 1 \text{ m}$$

- d. Momen pada pondasi akibat beban pada angin bangunan atas (M_{ew})

- Kondisi layan

$$M_{ew} = T_{ew2} \times Y_{ew2}$$

$$= 0 \text{ kNm} \times 7,075 \text{ m}$$

$$= 0 \text{ kNm}$$

- Kondisi ultimit

$$M_{ew} = T_{ew2} \times Y_{ew2}$$

$$= 0 \text{ kNm} \times 7,075 \text{ m}$$

$$= 0 \text{ kNm}$$

- e. Lengan terhadap dasar pier wall (Y'_{ew})

$$Y'_{ew} = (h_{\text{pier wall}} + h_{\text{pier head}}) / 2$$

$$= (0 \text{ m} + 0,50 \text{ m}) / 2$$

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

- f. Momen pada pier wall akibat beban pada angin bangunan atas (M'_{ew2})

- Kondisi layan

$$M'_{ew} = T_{ew2} \times Y'_{ew2}$$

$$= 0 \text{ kN} \times 0,25 \text{ m}$$

$$= 0 \text{ kNm}$$

- Kondisi ultimit

$$M'_{ew} = T_{ew2} \times Y'_{ew2}$$

$$= 0 \text{ kN} \times 0,25 \text{ m}$$

$$= 0 \text{ kNm}$$

Rekapitulasi beban angin

- a. Total beban angin

- Beban angin kondisi layan

$$T_{ew} = T_{ew1} + T_{ew2}$$

$$= 41,723 \text{ kN} + 155,039 \text{ kN}$$

$$= 196,7625 \text{ kN}$$

- Beban angin kondisi ultimit

$$T_{ew} = T_{ew1} + T_{ew2}$$

$$= 60,081 \text{ kN} + 223,256 \text{ kN}$$

$$= 283,338 \text{ kN}$$

- b. Momen pada pondasi akibat beban angin

- Kondisi layan

$$M_{ew} = M_{ew1} + M_{ew2}$$

$$= 578,913 \text{ kNm} + 1096,901 \text{ kNm}$$

$$= 1675,814 \text{ kNm}$$

- Kondisi ultimit

$$\begin{aligned} M_{ew} &= M_{ew1} + M_{ew2} \\ &= 833,634 \text{ kNm} + 1579,538 \text{ kNm} \\ &= 2413,172 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Momen pada pier wall akibat beban angina

- Kondisi layan

$$\begin{aligned} M'_{ew} &= M'_{ew1} + M'_{ew2} \\ &= 495,466 \text{ kNm} + 786,823 \text{ kNm} \\ &= 1282,289 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kondisi ultimit

$$\begin{aligned} M'_{ew} &= M'_{ew1} + M'_{ew2} \\ &= 713,470 \text{ kNm} + 1579,538 \text{ kNm} \\ &= 1846,496 \text{ kNm} \end{aligned}$$

6. Beban Gempa

Perencanaan ketahanan gempa merupakan bagian yang penting dalam rangka pembangunan konstruksi jembatan. Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833-2016. 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) dengan formulasi sebagai berikut :

$$E_q = \frac{C_{sm}}{R} \times W$$

Keterangan:

E_q = Gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respon elastik

R = faktor modifikasi respon

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

- Penentuan kelas situs tanah berdasarkan data tanah menggunakan SPT, maka:

$$N = \sum t_i$$

$$\frac{\sum t}{n}$$

$$= 30,5$$

$$= 3,409$$

$$= 8,95$$

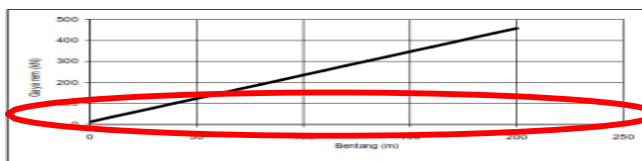
Dari perhitungan diatas didapat nilai $N = 8,95$ kemudian diplot pada tabel kelas situs maks didapat kelas situs = tanah lunak.

Tabel 5. 48 Kelas Situs Tanah

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	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	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$S_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq S_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$S_u < 50$
	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 $S_u < 25$ 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

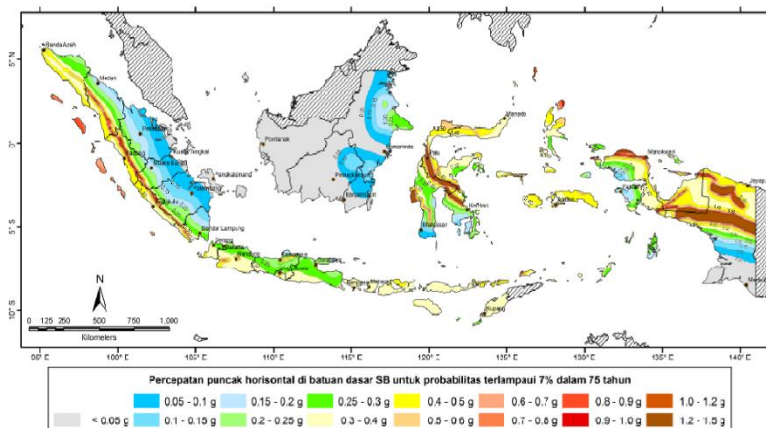
- Penentuan faktor implikasi periode pendek dengan menggunakan **Peta Zona Gempa Indonesia 2013** sesuai daerah lokasi jembatan
Tabel 5. 49 Besarnya nilai amplifikasi untuk periode 1 detik



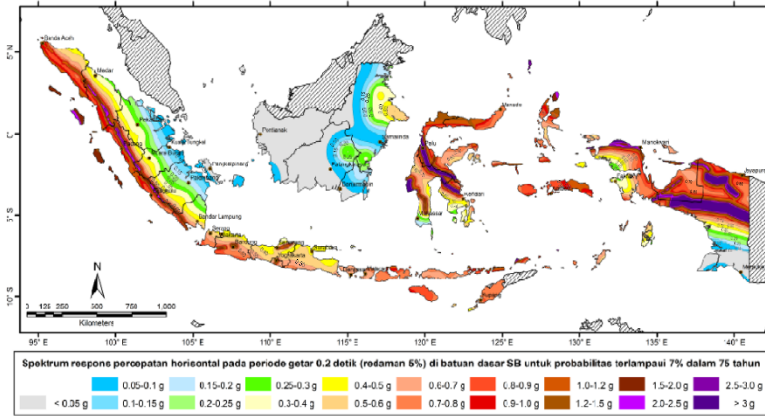
Tabel 5. 50 Faktor implifikasi untuk periode 0 detik dan 2 detik

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

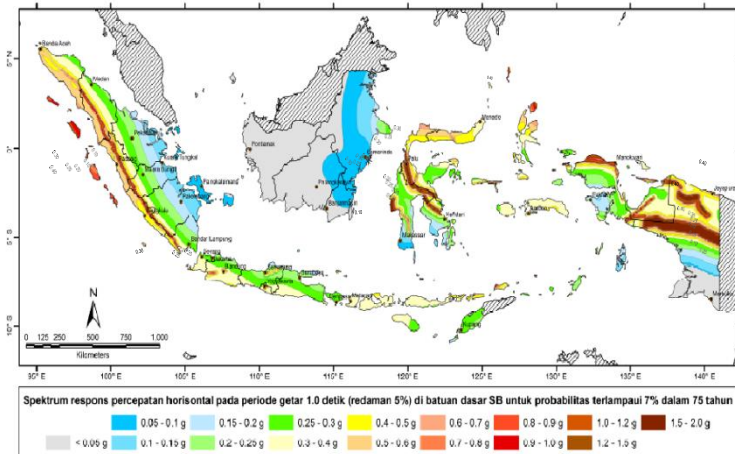
Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier



Gambar 5. 24 Peta Percepatan puncak di batuan dasar (PGA)



Gambar 5. 25 Peta respons spectra percepatan 0,2 detik di batuan dasar

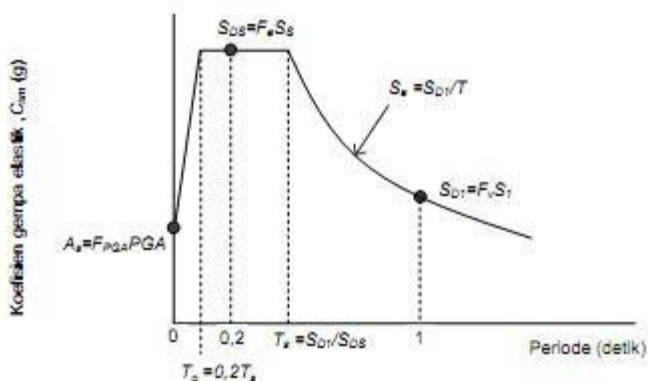


Gambar 5. 26 Peta respons spectra percepatan 1 detik di batuan dasar

Tabel 5. 51 Data Interval percepatan puncak dan respons spektrum

Interval Fa		Interval F PGA		Interval Fv	
0,5	1,7	0,2	1,4	0,2	3,2
0,5	1,7	0,243	1,31	0,243	3,03
0,75	1,2	0,3	1,2	0,3	2,8

- Menghitung respins spectra



Gambar 5. 27 Bentuk tipikal respons spectra di permukaan

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,31 \times 0,255 \\ &= 0,3351 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D2} &= F_a \times S_s \\ &= 1,7 \times 0,5 \\ &= 0,8449 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 3,03 \times 0,243 \\ &= 0,736 \end{aligned}$$

- Menentukan koefisien respons gempa elastis

$$T_s = \frac{SD1}{S_{ds}} = \frac{0,736}{0,8449} = 0,871$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_s \\ &= 0,2 \times 0,871 \\ &= 0,174 \end{aligned}$$

$$T = 0,2$$

Cek persyaratan $T_0 < T < T_s$, sehingga didapat $0,174 < 0,2 < 0,871$, maka menggunakan syarat 2 yaitu :

$$\begin{aligned} C_{sm} &= S_{DS} \\ &= 0,8 \end{aligned}$$

- Menentukan faktor modifikasi respons (R)

Tabel 5. 52 Zona Gempa

Koefisien percepatan (S_{Dr})	Zona gempa
$S_{Dr} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{Dr} \leq 0,30$	2
$0,30 < S_{Dr} \leq 0,50$	3
$S_{Dr} > 0,50$	4

Pada tabel diatas dapat diketahui jembatan pranti ini termasuk zona 4 $0,736 > 0,50$, sesuai **SNI Gempa 2833-2013 Pasal 7 dan Pasal 7.5 R** diambil sama dengan 1.

$$\begin{aligned} \text{Beban mati } \frac{1}{2} \text{ span kiri} &= 2468,813 \text{ kN} \\ \text{Beban mati } \frac{1}{2} \text{ span kanan} &= 2818,238 \text{ kN} \\ \text{Beban total bangunan atas} &= 5287,051 \text{ kN} \\ \text{Beban mati pilar} &= 1260 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Beban gempa arah memanjang
- Beban gempa akibat bangunan atas yaitu Beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kiri

$$E_q = \frac{C_{sm}}{R} \times W$$

$$E_q = \frac{0,8}{1} \times 2468,813$$

$$= 1975,050 \text{ kN}$$

Beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kanan

$$E_q = \frac{C_{sm}}{R} \times W$$

$$E_q = \frac{0,8}{1} \times 2818,238$$

$$= 2254,590 \text{ kN}$$

Total beban gempa struktur atas

$$E_q = E_q \text{ span kiri} + E_q \text{ span kanan}$$

$$= 1975,050 \text{ kN} + 2254,590 \text{ kN}$$

$$= 4229,64 \text{ kN}$$

- Beban gempa akibat bangunan bawah yaitu

$$E_q = \frac{C_{sm}}{R} \times W$$

$$E_q = \frac{0,8}{1} \times 1260$$

$$= 1008$$

- Total Beban gempa

$$T_{eq} = (E_{q1} \text{ span kiri} + E_{q1}) + E_{q2}$$

$$= 4229,64 \text{ kN} + 1008 \text{ kN}$$

$$= 5237,64$$

- Momen akibat gaya gempa arah memanjang

Momen akibat gaya gempa struktur atas

- Momen akibat beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kiri

$$Meq1 = (h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap}) \times E_q \text{ struktur bangunan atas}$$

$$= (0,50 \text{ m} + 0 \text{ m} + 0,75 \text{ m}) \times 1975,050$$

$$= 2468,812 \text{ kN}$$

- Momen akibat beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kanan

$$\begin{aligned} \text{Meq1} &= (h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap}) \times E_q \text{ struktur bangunan atas} \\ &= (0,50 \text{ m} + 0 \text{ m} + 0,75 \text{ m}) \times 2254,590 \\ &= 2818,237 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Total momen akibat gempa struktur atas

$$\begin{aligned} \text{Meq1} &= \text{Meq span kiri} + \text{Meq span kanan} \\ &= 2468,812 \text{ kN} + 2818,237 \text{ kN} \\ &= 5287,049 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen akibat gaya gempa struktur bawah

$$\text{Meq2} = \frac{(h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap})}{2} \times E_q \text{ struktur bangunan bawah}$$

$$\begin{aligned} \text{Meq2} &= \frac{(0,50 \text{ m} + 0 \text{ m} + 0,75 \text{ m})}{2} \times 1008 \\ &= 630 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total momen gempa arah memanjang

$$\begin{aligned} \text{Meq} &= \text{Meq1} + \text{Meq 2} \\ &= 5287,049 \text{ kN} + 630 \text{ kN} \\ &= 5917,049 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban gempa arah melintang

- Beban gempa akibat bangunan atas yaitu :

$$\begin{aligned} \text{Beban gempa pada } \frac{1}{2} \text{ span kiri} \\ E_Q &= 30\% \times E_q \\ &= 30\% \times 1975,050 \text{ kN} \\ &= 592,515 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kanan

$$\begin{aligned} E_Q &= 30\% \times E_q \\ &= 676,377 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total beban Gempa struktur atas

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= E_q \text{ span kiri} + E_q \text{ span kanan} \\ &= 592,515 \text{ kN} + 676,377 \text{ kN} \\ &= 8364,192 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban gempa akibat bangunan bawah

$$E_Q = 30\% \times E_q$$

$$= 30\% \times 1008 \text{ kN}$$

$$= 302,4 \text{ kN}$$

Total beban akibat gempa

$$T_{EQ} = (E_{Q1} \text{ span kiri} + E_{Q1} \text{ span kanan}) + E_{Q2}$$

$$= 8364,192 \text{ kN} + 302,4 \text{ kN}$$

$$= 8666,592 \text{ kN}$$

Momen akibat gaya gempa arah melintang

Momen akibat gaya gempa struktur atas

- Momen akibat beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kiri

$$Meq1 = (h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap}) \times Eq \text{ struktur bangunan atas}$$

$$= (0,50 \text{ m} + 0 \text{ m} + 0,75 \text{ m}) \times 592,515 \text{ kN}$$

$$= 740,643 \text{ kNm}$$

- Momen akibat beban gempa pada $\frac{1}{2}$ span kanan

$$Meq1 = (h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap}) \times Eq \text{ struktur bangunan atas}$$

$$= (0,50 \text{ m} + 0 \text{ m} + 0,75 \text{ m}) \times 676,377 \text{ kN}$$

$$= 845,471 \text{ kNm}$$

- Total momen akibat gempa pada struktur atas

$$Meq = Meq \text{ span kiri} + Meq \text{ span kanan}$$

$$= 740,643 \text{ kNm} + 845,471 \text{ kNm}$$

$$= 1586,114 \text{ kNm}$$

Momen akibat gaya gempa struktur bawah

$$Meq2 = \frac{(h \text{ pierhead} + h \text{ pierwall} + h \text{ pilecap})}{2}$$

$$\times Eq \text{ struktur bangunan bawah}$$

$$Meq2 = \frac{(0,50 \text{ m} + 0 \text{ m} + 0,75 \text{ m})}{2} \times 302,4$$

$$= 189 \text{ kNm}$$

Total momen gempa arah memanjang

$$Meq = Meq1 + Meq2$$

$$= 1586,114 \text{ kNm} + 189 \text{ kNm}$$

$$= 1775,114 \text{ kNm}$$

7. Kombinasi Beban Tegangan Kerja

Tabel 5. 53 Rekapitulasi Beban Kerja Pada Pier

Rekap Beban Kerja Pada Pier			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	3903.525				
2	Beban mati Tambahan	MA	92.61				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	739.575				
4	Gaya Rem	TB		150		412.5000	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF			3.8115		12.082455
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		58.6824
7	Beban Angin	EW			4.5703125		8.68359375
8	Beban Gempa	EQ		2643.5250	634.446	10181.71685	793.0575
9	Tekanan Air Gempa	EQ		253.6688434	253.6688434	613.8786011	613.8786011
	Total		4735.71	3047.193843	908.2566559	11208.09545	1486.38455

Tabel 5. 54 Kombinasi 1 (MS + MA + TD + TB + EF)

Kombinasi 1 (MS + MA + TD)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	3903.525				
2	Beban mati Tambahan	MA	92.61				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	739.575				
4	Gaya Rem	TB		150		412.5	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF		0	3.8115	0	12.082455
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		58.6824
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ					
9	Tekanan Air Gempa	EQ					
	Total		4735.71	150	15.5715	412.5	70.764855

Tabel 5. 55 Kombinasi 2 (MS + MA + TB + TD + EF)

Kombinasi 2 (MS + MA + TD + TB + EF)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	3903.525				
2	Beban mati Tambahan	MA	92.61				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	739.575				
4	Gaya Rem	TB		150		412.5000	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF		0	3.8115	0	12.082455
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		58.6824
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ					
9	Tekanan Air Gempa	EQ					
	Total		4735.71	150	15.5715	412.5	70.764855

Tabel 5. 56 Kombinasi 3 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)

Kombinasi 3 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	3903.525				
2	Beban mati Tambahan	MA	92.61				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	739.575				
4	Gaya Rem	TB		150		412.5000	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF			3.8115		12.082455
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		58.6824
7	Beban Angin	EW			4.5703125		8.68359375
8	Beban Gempa	EQ					
9	Tekanan Air Gempa	EQ					
	Total		4735.71	150	20.1418125	412.5	79.44844875

Tabel 5. 57 Kombinasi 4 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)

Kombinasi 4 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	3903.525				
2	Beban mati Tambahan	MA	92.61				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	739.575				
4	Gaya Rem	TB		150.000		412.500	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF			3.812	0.000	12.082
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.760		58.682
7	Beban Angin	EW			4.570	0.000	8.684
8	Beban Gempa	EQ					
9	Tekanan Air Gempa	EQ					
	Total		4735.71	150.000	20.142	412.500	79.448

Tabel 5. 58 Kombinasi 5 (MS+ MA + EF + EQ)

Kombinasi 5 (MS + MA + EF + EQ)			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	3903.53				
2	Beban mati Tambahan	MA	92.61				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD					
4	Gaya Rem	TB					
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF			3.8115		12.082455
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		58.6824
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ		2643.525	634.446	10181.717	793.0575
9	Tekanan Air Gempa	EQ		253.66884	253.6688434	613.8786	613.8786011
	Total		3996.14	2897.1938	903.6863434	10795.595	1477.700956

8. Kontrol Stabilitas Guling

- Stabilitas guling arah memanjang jembatan

Letak titik guling berada diujung pondasi terhadap pusat pondasi dengan jarak :

$$B_x/2 = 2 \text{ m} / 2 = 1 \text{ m}$$

Momen penahan guling

$$M_p = P \times (B_x / 2) \times (1+K)$$

Kontrol,

$$SF > 2,2$$

$$M_p/M_x > 2,2$$

Maka langsung dimasukkan kedalam tabel kombinasi untuk control stabilitas guling berikut :

Tabel 5. 59 Tabel Momen Guling

Rekapitulasi kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja										
No	Kombinasi Beban	Tegangan Berlebihan	p	Tx	Ty	Mx	My	Mp	Sf	keterangan
			Kn	Kn	Kn	kNm	kNm	kNm		
1	Kombinasi 1	0%	4735.71					4735.71		
2	Kombinasi 2	25%	4735.71	150	15.5715	412.5	70.764855	5919.6375	14.35063636	OKE
3	Kombinasi 3	40%	4735.71	150	20.1418125	412.5	79.44844875	6629.994	16.07271273	OKE
4	Kombinasi 4	50%	4735.71	150.0000	20.1418	412.5000	79.4484	7103.565	17.22076364	OKE

- Stabilitas guling arah melintang jembatan
Letak titik guling berada diujung pondasi terhadap pusat pondasi dengan jarak :

$$B_x/2 = 25,2 \text{ m} / 2 = 12,6 \text{ m}$$

Momen penahan guling

$$M_p = P \times (B_x / 2) \times (1+K)$$

Kontrol,

$$SF > 2,2$$

$$M_p/M_x > 2,2$$

Maka langsung dimasukkan kedalam tabel kombinasi untuk control stabilitas guling berikut :

Tabel 5. 60 Tabel Momen Guling

Rekapitulasi kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja										
No	Kombinasi Beban	Tegangan Berlebihan	p	Tx	Ty	Mx	My	Mp	Sf	keterangan
			Kn	Kn	Kn	kNm	kNm	kNm		
1	Kombinasi 1	0%	4735.71					59669.946		
2	Kombinasi 2	25%	4735.71	150	15.5715	412.5	70.764855	74587.4325	1054.018022	OKE
3	Kombinasi 3	40%	4735.71	150	20.1418125	412.5	79.4484488	83537.9244	1051.473323	OKE
4	Kombinasi 4	50%	4735.71	150.0000	20.1418	412.5000	79.4484	89504.919	1126.57836	OKE

5.2.3 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

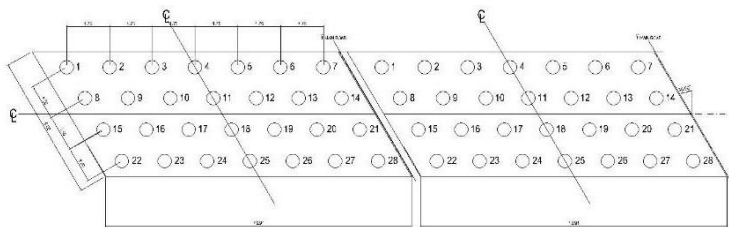
Dari analisis pembebanan diatas, maka selanjutnya adalah analisis gaya aksial yang terjadi pada tiang pancang. Analisa perhitungan tiang pancang ini berdasarkan Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, 2000, Dr.Ir. Suryono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa.

- Data tiang Pancang

Diameter pancang	D_p	= 0,60 m
Tebal tiang pancang	t	= 0,1 m
Keliling tiang	U_p	= 1,885 m
Luas total tiang	A	= 201,1 m
Berat jenis beton	W_p	= 9,432 ton/tiang
Berat tiang	AxW_p	= 0,393 ton/m
Momen inersia	I	= 636172,5 cm ⁴
Modulus elastisitas	E	= 331675 kg/cm ²
Kuat tekan beton	f_c'	= 25 Mpa
Allowable axial		= 390 ton
Bending momen crack		= 17 ton.m
Bending momen ultimate		= 25,5 ton.m
Kelas tiang pancang		= A1

Data tiang pancang diatas menggunakan speaifikasi Pc Spun Pile adhi Persada Beton

- Konfigurasi Tiang Pancang



Gambar 5. 28 Konfigurasi Tiang Pancang Pilar 1

Dari kombinasi dan konfigurasi tersebut diatas, maka daya dukung tanah per tiang dapat dihitung dengan rumus:

$$P = \frac{v}{n} + \frac{Mx \cdot x}{\Sigma x^2} + \frac{My \cdot y}{\Sigma y^2}$$

Keterangan:

- P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (kN)
 V = Total gaya aksial (kN)
 n = Jumlah tiang pancang (buah)
 Mx = Momen sumbu x (kN.m)
 My = Momen sumbu y (kN.m)
 y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

Untuk mencari gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang pancang yaitu dengan menggunakan tabel kombinasi

- X = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 = 1,9
 Y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)
 = 2,45

Tabel 5.46 Perhitungan gaya aksial yang terjadi per tiang
Tabel 5.47 Lanjutan Perhitungan gaya aksial yang terjadi per tiang

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang pancang didapatkan gaya aksial terbesar yang diterima adalah () kN , selanjutnya gaya aksial yang harus terjadi harus lebih kecil dari daya dukung tanah.

5.2.4 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari tabel 5.1 dapat diketahui nilai maksimum (P max) Gaya aksial tiang pancang akibat beban tetap (Kombinasi 1,2,3) adalah (

) kN , sedangkan nilai maksimum (P_{max}) Gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara (Kombinasi 4 dan 5) adalah () kN. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapat hasil reaksi berupa gaya aksial tekan saja maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang pancang yang berdiameter 0,60 m dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada Pilar.

- I_i = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geser dinding tiang
- f_i = besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah (ton/m^3)
- q_d = daya dukung tanah terpusat tiang (ton), diperoleh dari hubungan antara L/D dan q_d/N
- L = panjang ekuivalen penetrasi pada lapisan pendukung
- D = diameter tiang
- N = harga rata-rata N pada ujung tiang, $N = N_1 + N_2 / 2$
- N = harga rata-rata N pada jarak $4D$ dari ujung tiang
- R_u = daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)
- R_t = daya dukung terpusat tiang (ton)
- R_f = gaya geser dinding tiang (ton)

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 24 meter dengan pengambilan data setiap 1 meter, diperoleh data sebagai berikut :

- Didapat pada tabel diatas pada kedalaman 24 m

Jenis tanah = lanau (Silt)

N rata-rata = 55

f_i = 12 ton/m^2

$f_i \times I_i$ = 12 ton/m

$\Sigma f \times I_i$ = 61,50 ton/m

P.friction, R_f = 115,92 ton

P.bearing, R_t = 622,04 ton

L/D = 4

q_d/N =

Pall Comp

$$\text{SF: 2} = 368,98 \text{ ton}$$

$$\text{SF: 3} = 245,99 \text{ ton}$$

- Daya dukung aksial pondasi tiang

- i. Gaya geser maksimum dinding tiang (Rf)

$$\sum f_i \times l_i = 61,50 \text{ ton/m}$$

Maka,

$$\begin{aligned} R_f &= U_p \times \sum f \times l_i \\ &= 1,885 \times 61,50 \\ &= 115,92 \text{ ton} \end{aligned}$$

- j. Daya dukung pada ujung tiang pancang (Rt)

$$I = 2,4 \text{ m}$$

$$D = 0,60 \text{ m}$$

$$L/D = 4$$

$$N = 23$$

$$N = 27$$

$$\begin{aligned} N &= (N_1 + N_2)/2 \\ &= (23 + 27)/2 \\ &= 25 \end{aligned}$$

$$q_d = 40 \times 55$$

$$= 2200$$

$$\begin{aligned} R_t &= q_d \times A \\ &= 2200 \times 0,283 \\ &= 622,04 \end{aligned}$$

- k. Daya dukung ultimate tiang (Ru)

$$\begin{aligned} R_u &= R_f + R_t \\ &= 115,92 + 622,04 \\ &= 737,96 \text{ ton} \end{aligned}$$

- l. Kontrol,

$$\begin{aligned} - \text{ Pu bahan} &> \text{ P aksial} \\ 2527 &> 0 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ P aksial} &< \text{ P DDT} \\ 0 &< 35798,589 \end{aligned}$$

- P ijin < P aksial
23865,726 < 0
- P cabut = 115,92 ton

- Perhitungan Efisiensi Daya Dukung

Perhitungan daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan efisiensi. Efisiensi tiang kelompok ini dihitung dengan menggunakan rumus Seiler Keeney:

$$Eg = 1 - \Theta \frac{(n - 1)m + (m - 1)n}{90 m n}$$

Keterangan,

- Eg = Koefisien kelompok tiang pancang
- m = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)
= 12 buah
- n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)
= 3 buah
- s = Jarak tiang ke sumbu x

$$Eg = 1 - \Theta \frac{(n - 1)m + (m - 1)n}{90 m n}$$

$$Eg = 1 - \Theta \frac{(3 - 1)12 + (12 - 1)3}{90 \cdot 12 \cdot 3}$$

$$= 0,740$$

- Kontrol terhadap beban horizontal

Gaya-gaya horizontal (Hx) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya : Beban rem + Beban 100% akibat gempa struktur atas + 100% gempa akibat pilar.

$$\begin{aligned} Hx &= 150 + 2114,82 + 7538,191 \\ &= 9803,011 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya-gaya horizontal (H_y) diperoleh dari beban searah sumbu y, diantaranya : 30% akibat gempa (Struktur Atas + Pilar) dan beban angin

$$H_y = 634,446 + 2261,457 + 634,446$$

$$= 3530,349 \text{ kN}$$

$$H = (H_x^2 + H_y^2)^{0,5}$$

$$= (9803,011^2 \text{ kN} + 3530,349^2 \text{ kN})^{0,5}$$

$$= 10419,328 \text{ kN}$$

$$H \text{ per tiang} = H / \text{Jumlah Tiang}$$

$$= 10419,328 / 7$$

$$= 1488,475 \text{ kN}$$

Kemampuan tambahan tiang menahan gaya horizontal bila diijinkan pergeseran posisi ujung tiang sebesar d

$$H_a = \frac{k \times D}{\beta} \delta a$$

$$\beta = \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$$

$$K = 0,2 E_o D^{-3/4} y^{-1/2}$$

Keterangan,

H_a = Daya dukung horizontal yang diijinkan

K = Koefisien reaksi lapisan tanah dibawah permukaan

D = Diameter tiang (cm)

EI = Kekakuan lentur tiang (kg/cm^{-1})

δa = Besarnya pergeseran tiang normal (cm)

$$= 1 \text{ cm}$$

y = Besarnya pergeseran yang akan dicari

$$= 1 \text{ cm}$$

E_o = Modulus deformasi tanah

$$= 28 \text{ N-SPT rata-rata pada kedalaman tiang pancang}$$

$$K = 0,2 E_o D^{-3/4} y^{-1/2}$$

$$= 0,2 \times 28 \times 2,966 \times 0,046 \times 1$$

$$= 0,770$$

$$\beta = \left(\frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$$

$$\beta = \left(\frac{5,820 \times 60}{4 \times 331674,840 \times 636172,51} \right)^{0,25}$$

$$= 0,0027$$

$$Ha = \frac{5,820 \times 60}{0,004} \times 1$$

$$= 16993,251 \text{ kg}$$

$$= 169,932 \text{ kN}$$

$$Mm = 0,2079 \times (H/2 \times \beta)$$

$$= 0,2079 \times 27357013,07$$

$$= 568,752 \text{ kNm}$$

M crack > Mm
170 kNm > 568,752 (NOT OKE)

5.2.5 Perhitungan Penulangan Pile Slab

5.2.5.1 Penulangan Pile Cap Pile Slab

Tabel 5. 61 Rekapitulasi beban ultimit pada pier

BEBAN Ultimit PILECAP								
Rekap Beban Kerja Pada Pier			Vertikal	Horizontal		Momen		
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm	
1	Aksi Tetap							
	Beban Sendiri	1.3	5074.5825					
2	Beban mati Tambahan	2	185.22					
	Beban Lalu-lintas							
3	Beban Lajur "D"	1.8	1331.235					
4	Gaya Rem	1.8		270		743		
	Aksi Lingkungan							
5	Afiran Air	1.3			3.8115		12.082455	
6	Hnyutan/Tumbukan	1.3			11.76		58.6824	
7	Beban Angin	1.2			5.484375		10.4203125	
8	Beban Gempa	1		2643.5250	634.446	10181.71685	793.0575	
9	Tekanan Air Gempa	1		253.6688434	253.6688434	613.8786011	613.8786011	
	Total		6591.0375	3167.193843	909.1707184	11538.09545	1488.121269	

Untuk perhitungan penulangan pile cap dibutuhkan beban ultimit dari beban-beban yang telah dihitung diatas :

Kombinasi Beban Ultimate Pile Cap Pile Slab

Kombinasi yang dipakai dalam perhitungan penulangan Pier adalah :

- Kombinasi 1U (1,3MS + 2MA + 1,8TD + 1,8TB)
 - Vu = 6591,04 kN
 - Hux = 270 kN
 - Huy = 909,17 kN
 - Mux = 742,50 kN
 - Muy = 1488,12 kN

- Kombinasi 2U (1,3MS + 2MA)
 - Vu = 5259,80 kN

- Kombinasi 3U (1,3MS + 2MA + 1,3 EF)
 - Vu = 5259,80 kN
 - Huy = 15,57 kN
 - Muy = 70,76 kN

- Kombinasi 4U (1,3MS + 2MA + 0,3Ex + Ey)
 - Vu = 5259,80 kN
 - Hux = 896,16 kN
 - Huy = 888,11 kN
 - Mux = 3238,68 kN
 - Muy = 1406,94 kN

- Kombinasi 5U (1,3MS + 2MA + Ex + 0,3Ey)
 - Vu = 5259,80 kN
 - Hux = 1046,73 kN
 - Huy = 266,43 kN
 - Mux = 10795,60 kN
 - Muy = 7722,36 kN

Tabel 5. 62 Rekapitulasi Kombinasi Beban ultimit pada pier

No	Kombinasi Beban	Pu Kn	Tux Kn	Tuy Kn	Mux kNm	Muy kNm
1	Kombinasi 1	6591.04	270.00	909.17	742.50	1488.12
2	Kombinasi 2	5259.80	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Kombinasi 3	5259.80	0.00	15.57	0.00	70.76
4	Kombinasi 4	5259.80	869.16	888.11	3238.68	1406.94
5	Kombinasi 5	5259.80	1046.73	266.43	10795.60	7722.36

Untuk menghitung tulangan pile cap juga memerlukan data dari kekuatan tiang-tiang pancang untuk menahan beban yang bekerja pada pilecap, dapat dilihat dari tabel 5..

Penulangan PileCap Arah memanjang X

- Data Perencanaan PileCap:

Diameter tulangan $D = 0,0028 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau (arah X) $b = 0 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau (arah Y) $b = 3,75 \text{ mm}$

Tinggi PileCap $h = 0,75 \text{ mm}$

Decking $d' = 0,05 \text{ mm}$

Tebal efektif arah X

$D_x = h - d' - 1/2 \phi_{\text{tul.lentur}} = -0,064 \text{ mm}$

Tebal efektif arah Y

$D_y = h - d' - 1/2 \phi_{\text{tul.lentur}} - \phi_{\text{tul.lentur}} = 3,692 \text{ mm}$

Kuat tekan beton $f_c' = 25 \text{ Mpa}$

Mutu Baja tulangan $D > 12 \text{ mm}$ $f_y = 390 \text{ Mpa}$

Mutu Baja tulangan $D < 12 \text{ mm}$ $f_y = 240 \text{ Mpa}$

Berat Volume beton bertulang $W_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Faktor beban berat sendiri $K_u M_s = 1,3$

Faktor reduksi kekuatan lentur $\phi = 0,8$

Faktor reduksi kekuatan geser $\phi = 0,7$

- Momen yang terjadi

$qu = P \times b \times t \times W_c \times K_u M_s$

$= 2,3 \times 0 \times 1 \times 25 \times 1,3$

$= 0 \text{ kN}$

Reaksi Ultimate tiang diambil dari tabel yaitu Pmax dari seluruh tiang

$$P_u \text{ tiang} = 0 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi pada pier adalah :

$$\begin{aligned} M_u &= (-q_u \times \frac{1}{2} \times b_1) + (P_u \text{ tiang} \times L) + (P_u \text{ tiang} \times L) \\ &= (0 \times \frac{1}{2} \times 0) + (0 \times 0) + (0 \times 0,25) \\ &= 0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka untuk mencari momen tiap satu meternya didapat:

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} M_u &= 0 \\ &= 0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Tulangan Lentur

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2437,808 \text{ kNm}}{0,8} = 0 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{3047260000}{1000 \cdot (1,9)^2} = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,028 = 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 2,456}{390}} \right) \\ &= 0 \end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0,0036 < 0,0067 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d = 0,0036 \times 1000 \times 0 \\ &= 0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D32

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{15272,96 \times 1000}{12522,462} = 121,96 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 200 ($A_s = 15272,96 \text{ mm}^2$)

d. Penulangan Lentur arah Y

- Momen yang terjadi

$$\begin{aligned} q_u &= P \times b \times t \times W_c \times K_u M_s \\ &= 1,132 \times 3,75 \times 1,3 \times 25 \\ &= 179,35 \text{ kN} \end{aligned}$$

Rekasi Ultimate tiang yang diambil dari tabel yaitu P_{\max} dari seluruh tiang

$$P_u \text{ tiang} = 0 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi pada pier adalah

$$\begin{aligned} M_u &= (-q_u \times \frac{1}{2} \times b_1) + (P_u \text{ tiang} \times L) \\ &= (-117,18 \times \frac{1}{2} \times 3,75) + (0 \times 1,3) \\ &= 336,28 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka untuk mencari momen tiap satu meternya

Didapat :

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} M_u &= 336,28 \\ &= 168,1417 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Tulangan Lentur

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{168,1417 \text{ kNm}}{0,8} = 210,177 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{210177000}{3750 \cdot (0,66)^2} = 0,127 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,028 = 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 0,127}{390}} \right) \\ &= 0,0003 \end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,0003 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0003$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d = 0,0003 \times 1000 \times 662 \\ &= 803,298 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D32

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} = \frac{803,84 \times 1000}{803,298} = 1000,68 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 200 ($As = 4019,2 \text{ mm}^2$)

e. Kontrol geser pons PileCap terhadap tiang pancang

Jarak antara tiang bor arah X = 0 m

Jarak antara tiang bor arah Y = 3,45 m

Jarak tiang bor arah tepi = 1 m

Tinggi PileCap h = 0,75 m

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

d' = 0,05 m

Tebal efektif PileCap d=h-d' = 1,25 m

Keliling bidang geser pons

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

$= 0,17 \times \sqrt{25} \times (1+(0/14000000)) \times 0,75 \times 0,064$

$= 408 \text{ m}$

Kuat geser pons

$0,5 \Phi \times V_c \text{ Pons} = 0,5 \times 0,7 \times 408$

$= 14,28 \text{ kN}$

Gaya geser pons akibat beban tiang pancang

$V_u = P1 = 0 \text{ kN}$

Kontrol,

$V_u \text{ Pons} < 0,5 \phi V_c \text{ Pons}$

$0 \text{ kN} < 14,28 \text{ kN OKE}$

Pada PileCap tidak perlu tulangan geser, karena sudah ditampung oleh kekuatan beton dan dimensi pilecap sendiri, akan tetapi tetap dipasang tulangan sengkang praktis $\emptyset 13-600$

5.2.5.2 Penulangan Pier Head

- Data Perencanaan Pile Cap :

Diameter tulangan	D	= 0,028 mm
Tinggi Kolom	b	= 7000 mm
Tebal Kolom	d	= 2500 mm
Decking	d'	= 50 mm
Tebal efektif	$Dx = h - d'$	= 1250 mm
Kuat tekan beton	f_c'	= 25 Mpa
Mutu Baja tulangan $D > 12$ mm	f_y	= 390 Mpa
Mutu Baja tulangan $D < 12$ mm	f_y	= 240 Mpa
Berat Volume beton bertulang	Wc	= 25 kN/m ³
Faktor beban berat sendiri	KuMs	= 1,3
Faktor reduksi kekuatan lentur	ϕ	= 0,8
Faktor reduksi kekuatan geser	ϕ	= 0,7

Momen ultimate yang dipakai untuk perencanaan penulangan pada kolom pier adalah hasil dari beban vertical pada struktur atas dibagi 3, dikarenakan struktur atas dipikul oleh 3 pier wall, maka didapat kombinasi :

Kombinasi (1,3MS + 2MA + 0,3Ex + Ey)

$$P_u = 28444,803 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 169676,310 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 4485,746 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 177523,454 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 51425,293 \text{ kNm}$$

- Tulangan Lentur

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{59174,484 \text{ kNm}}{0,8} = 739681,059 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{739681059000}{7000 \cdot (2500)^2} = 1,69 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho b = \frac{0.85 f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 25 \times 0.85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,028$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,028 = 0,021$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18,353} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,353 \times 1,69}{390}} \right)$$

$$= 0,003$$

Kontrol, $\rho_{min} < \rho < \rho_{maks}$

$$0,0036 < 0,0045 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} \text{As} &= \rho \times \pi \times d = 0.0036 \times 3,14 \times 1500 \\ &= 16914,737 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 25

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As pasang}}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= \frac{16914,737}{803,84} \\ &= 22 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 22 – D32 (As = 35386,899 mm²)

- Tulangan Geser

$$\begin{aligned} V_u &= 169676310,595 \text{ N} \\ f_c' &= 25 \text{ MPa} \\ f_y &= 240 \text{ MPa} \\ h &= 1300 \text{ mm} \\ b &= 2500 \text{ mm} \\ d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 7000 \text{ mm} \\ \Phi_v &= 0,7 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 7000 \cdot 2500 \\ &= 14583333,33 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\Phi_v} - V_c \\ &= \frac{169676310,595}{0,7} - 14583333,33 \\ &= 227811396,091 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= \frac{b_w \cdot d}{3} \\ &= \frac{2500 \cdot 7000}{3} \\ &= 5833333,33 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek Kondisi Geser

$$\begin{aligned} 6. \quad V_u &< 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c \\ 169676310,595 &> 5104166,667 \text{ (NOT OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 7. \quad 0,5 \cdot \Phi \cdot V_c &< V_u < \Phi \cdot V_c \\ 5104166,667 &< 169676310,595 > 102083333,33 \text{ (NOT OK)} \end{aligned}$$

$$8. \quad \Phi \cdot V_c < V_u < \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min})$$

$$102083333,33 < 169676310,595 > 14291666,67 \text{ (NOT OK)}$$

$$9. \quad \Phi \cdot (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$14291666,67 < 169676310,595 > 15932291,67$$

(NOT OK)

$$10. \quad \Phi \cdot (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) < V_u < \Phi \cdot (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$15932291,67 < 169676310,595 < 21656250 \text{ (OK)}$$

Didapat perhitungan di atas kondisi 5 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser.

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø13

$$A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= 2 \cdot 3,14 \cdot 13^2$$

$$= 530,66 \text{ mm}^2$$

Jarak antar sengkang

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

$$= \frac{530,66 \cdot 240 \cdot 2500}{5833333,33}$$

$$= 43,665 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø13 – 100 mm

BAB VI

PERLETAKAN JEMBATAN

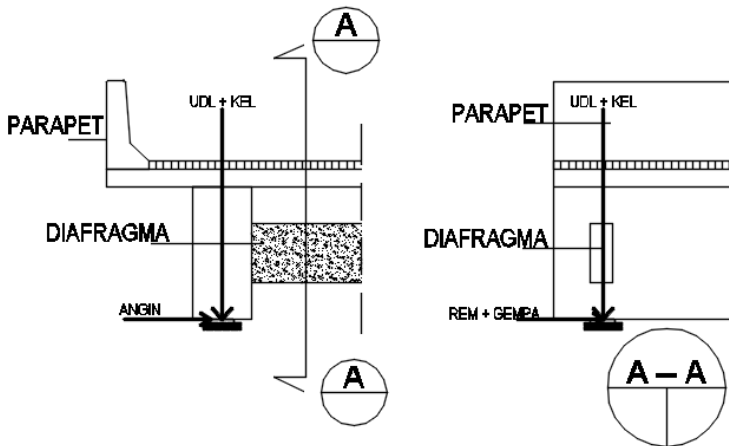
6.1 Preliminary Design Perletakan bentang 20.80

Perletakan yang direncanakan menggunakan perletakan elastomer laminasi, dengan menggunakan karet IHRD dengan kekerasan 53 ± 5 , mempunyai sisi elastomer minimum sebesar 6 mm, atas dan bawah sebesar 4 mm. (Mengacu pada BMS BDM 1992 pasal 7.2.1)

6.2 Menentukan Beban dan Gerakan Terburuk

- Beban tegak lurus pada tumpuan

Untuk beban tegak lurus diambil gaya paling kritis yaitu pada girder tepi yang menumpu pelat kantilever dan parapet.



Gambar 6. 1 Analisa Beban

Beban tegak lurus pada perletakan :

1. $\frac{1}{2} \cdot (\text{beban parapet } 25 \text{ m})$
 $= \frac{1}{2} \cdot 1.05 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 20.8 \text{ m}$
 $= 273 \text{ kN}$
2. $\frac{1}{2} \cdot (\text{beban pelat lantai } 2,726 \text{ m}) \cdot 20.8 \text{ m}$
 $= \frac{1}{2} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 2,1 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 25 \text{ m}$
 $= 136.5 \text{ kN}$
3. $\frac{1}{2} \cdot (\text{beban aspal pada pelat lantai } 2,149 \text{ m}) \cdot 20.8 \text{ m}$
 $= \frac{1}{2} \cdot 0,1 \text{ m} \cdot 1.6 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3 \cdot 25 \text{ m} \cdot$
 $= 36.608 \text{ kN}$
4. $\frac{1}{2} \cdot (\text{beban air hujan pada pelat lantai } 2,149 \text{ m}) \cdot 20.8 \text{ m}$
 $= \frac{1}{2} \cdot 0,05 \text{ m} \cdot 1.6 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 25 \text{ m} \cdot$
 $= 8.32 \text{ kN}$
5. $\frac{1}{2} \cdot (\text{beban hidup lalu lintas})$
 Didapat dari reaksi perhitungan beban lalu lintas pada perencanaan abutment.
 $= 959.31 \text{ kN}$
6. Beban akibat diafragma
 $= 11 \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$
 $= 28.125 \text{ kN}$
7. $\frac{1}{2} \cdot (\text{berat sendiri balok girder jembatan})$
 $= \frac{1}{2} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 1,6 \text{ m} \cdot 20.8 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,3$
 $= 324.48 \text{ kN}$

Tabel 6. 1 Rekapitulasi Beban pada perletakan

NO	Uraian	V
1	$\frac{1}{2}$ Beban parapet	273
2	$\frac{1}{2}$ Beban plat lantai kantilever	136.5
3	$\frac{1}{2}$ Beban aspal pada lantai	36.608
4	$\frac{1}{2}$ Beban genangan air	8.32
5	$\frac{1}{2}$ Beban hidup lalu lintas	959.31
6	Beban diafragma	28.125
7	$\frac{1}{2}$ Beban sendiri girder	324.48
Total		1766.343

- Beban horizontal terhadap perletakan

1. Gaya Rem

$$T_{rem} = 75 \text{ kN} : 11 \\ = 6.82 \text{ kN}$$

2. Beban gempa akibat bangunan atas

$$T_{Eq} = 3400.3 \text{ ton} : 11 \\ = 309.12 \text{ kN}$$

3. Beban Angin

$$T_{Ew} = 176.98 \text{ ton} : 11 \\ = 16.09 \text{ kN}$$

Tabel 6. 2 Rekapitulasi Beban Horizontal

No	Beban Horizontal	Gaya
1.	Gaya Rem	6.82
2.	Beban Gempa	309.12
3.	Beban Angin	16.09
Σ H Elastomer		332.03

6.3 Perencanaan Dimensi Elastomer

Penentuan dimensi rencana elastomer sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.4 (g)

Tabel 6. 3 Spesifikasi Elastomer

Ukuran denah 480 mm x 380 mm										
Tebal pelat baja 5			Tebal selimut sisi 10				Tebal selimut atas dan bawah 6			
Jumlah lapis karet dalam	Tinggi keseluruhan dalam mm	Kekakuan tekan terhitung pada geser nol 10^3 kN/m	Kekakuan geser rata-rata 10^3 kN/m	Kekakuan perputaran terhitung kNm/rad	Kapasitas lendutan geser mm	Beban ternilai pada perputaran nol pada geser maksimum kN	Beban ternilai pada perputaran maksimum pada geser nol maksimum kN	Beban ternilai pada perputaran nol maksimum kN	Beban ternilai pada perputaran maksimum kN	
Tebal karet dalam 9										
4	73	1358	2.62	5371	33.6	2484	2484	1166	1562	
6	101	1005	1.91	3967	42.5	2484	2484	1192	1578	
8	129	798	1.50	3145	48.2	2484	2484	1223	1588	
10	157	661	1.23	2605	51.3	2484	2484	1255	1594	
Tebal karet dalam 12										
3	68	976	2.62	3620	33.6	2133	2484	1004	1353	
5	102	641	1.75	2358	44.6	2129	2484	1012	1341	
7	136	477	1.31	1748	50.6	2066	2484	1036	1335	
10	187	344	0.95	1260	66.0	1428	1748	1018	1331	
Tebal karet dalam 15										
3	77	593	2.21	2113	38.7	1702	2434	857	1157	
5	117	376	1.45	1329	48.9	1726	2122	869	1136	
7	157	275	1.08	969	58.5	1321	1578	868	1126	
9	197	217	0.86	763	72.0	1005	1256	848	1120	

Sesuai dengan tabel diatas perencanaan dimensi elastomer menyesuaikan dengan jenis - jenis elastomer pada BMS BDM, maka direncanakan perletakan elastomer dengan dimensi 480 x 380 x 187.

Tabel 6. 4 Dimensi Perletakan Elastomer

Jumlah lapis karet dalam (n)	Tabel karet dalam (mm)	Tinggi keseluruhan (mm)	Tebal selimut sisi (mm)	Tebal selimut atas dan bawah (mm)	Tebal pelat baja (mm)	IHRD
10	12	187	10	6	5	53

Tabel 6. 5 Data dan Spesifikasi Elastomer

No	Deskripsi Besaran	Simbol	Nilai	Satuan
1	Kekerasan Karet	IHRD	53	
2	Modulus Geser	G	0.69	Mpa
3	Modulus Total	B	2000	Mpa
4	Panjang Elastomer	a	480	Mm
5	Lebar Selimut	b	380	Mm
6	Tebal Selimut	tc	10	Mm
7	Tebal Lapis Dalam	ti	155	Mm
8	Tebal Efektif dalam	te	16	Mm
9	Tebal lapis efektif selimut	te	155	Mm
10	Tebal Pelat baja	ts	5	Mm
11	Tebal total Elastomer	t	187	Mm
12	Luas Denah total karet	At	182400	Mm ²

6.4 Kontrol Perlet akan Elastomer

Sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.6, terdapat 9 tahap pemeriksaan pada perletakan elastomer.

1. Pemeriksaan Tahap 1 (Pemeriksaan terhadap luas efektif minimum)

Data pemeriksaan tahap 1 :

δ_a = gerakan tangensial arah dimensi memanjang (a)

δ_b = gerakan tangensial arah dimensi melintang (b)

H = gaya horizontal pada perletakan (kN)

A eff = Luas efektif minimum

Menghitung gerakan tangensial :

$$\delta_a = \delta_b = \frac{H \times t}{1000 \times A_t \times G}$$

$$\delta_a = \delta_b = \frac{332025.8 \text{ N} \cdot 187 \text{ mm}}{1000 \cdot 182400 \text{ mm}^2 \cdot 0,69 \text{ MPa}}$$

$$\delta_a = \delta_b = 0,46$$

Menghitung gerakan tangensial :

$$A_{eff} = 1 - \frac{\delta_a}{a} - \frac{\delta_b}{b}$$

$$A_{eff} = 182400 \text{ mm}^2 - \frac{0,46}{480} - \frac{0,46}{380}$$

$$A_{eff} = 182445,97$$

Kontrol tahap 1 :

$$\frac{A_{eff}}{0,8 A_t} \geq 1,0$$

$$\frac{182446}{145920} \geq 1,0$$

1, ≥1, (OK)

Kontrol faktor bentuk : $4 \leq S \leq 12$

$$S = \frac{a \times b}{2 \cdot (a + b)} \geq 1,0$$

$$S = \frac{480 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm}}{2 \cdot (860 \text{ mm}) \cdot 16} \geq 1,0$$

S=6, mm (OK)

2. Pemeriksaan Tahap 2 (Pemeriksaan terhadap regangan total maksimum)

$\alpha_a = \alpha_b =$ perputaran relatif dari permukaan atas dan bawah perletakan.

$$\alpha_a = \alpha_b = 0,035 \text{ radian}$$

$$\epsilon_{sr} = \frac{\alpha_a \cdot a^2 \cdot \alpha_b \cdot b^2}{2 \cdot 155 \cdot 187}$$

$$\epsilon_{sr} = \frac{0,035 \cdot 480^2 + 0,035 \cdot 380^2}{2 \cdot 155 \cdot 187}$$

$\epsilon_{sr}=0,226$

$$\epsilon_{sr} = \frac{6 \cdot SV}{3 \cdot A_{eff} \cdot G \cdot (1 + 2S^2)}$$

$$\epsilon_{sr} = \frac{6 \cdot 6906,8 \cdot 10^3 \text{ N}}{3 \cdot 181660,40 \cdot 0,69 \cdot 88,9}$$

$\epsilon_{sc}=1,23$

$$\varepsilon_{SR} = \frac{\delta s}{t}$$

$$\varepsilon_{SR} = \frac{0,919}{187}$$

$$\varepsilon_{sh} = 0,0049$$

$$\varepsilon_T = \varepsilon_{SR} + \varepsilon_{SC} + \varepsilon_{sh}$$

$$\varepsilon_T = 0,226 + 1,23 + 0,0049$$

$$\varepsilon_T = 1,47$$

3. Pemeriksaan Tahap 3 (Pemeriksaan terhadap regangan maksimum)

Untuk nilai $A_{eff} > 0,9 A$, maka diambil data pemeriksaan sebagai berikut :

$$\varepsilon_{sh \text{ maks}} = 0,7$$

$$\varepsilon_{sh} = 0,012$$

Kontrol :

$$\frac{\varepsilon_{sh \text{ maks}}}{\varepsilon_{sh}} > 1,0$$

$$\frac{0,7}{0,0049} > 1,0$$

$$142,38 > 1,0 \text{ (OK)}$$

4. Pemeriksaan Tahap 4 (Pemeriksaan terhadap batas leleh)

Data perhitungan :

$$V = 1042,08 \text{ kN}$$

$$V_{LL} = 378,21$$

Kontrol :

$$\frac{1,4 \cdot V}{\text{esc} \cdot V_{LL}} \times \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1,0$$

$$\frac{1,4 \cdot 1042,08 \text{ kN}}{0,96 \cdot 378 \text{ kN}} \times \sqrt{\frac{0,69}{0,69}} \geq 1,0$$

$$3,1237 \geq 1,0 \text{ (OK)}$$

5. Pemeriksaan Tahap 5 (Pemeriksaan terhadap tegangan maksimum rata - rata)

Kontrol :

$$\frac{15 \times At}{V} \geq 1,0$$

$$\frac{15 \times 182400}{1420290,75} \geq 1,0$$

$$1,92 \geq 1,0 \text{ (OK)}$$

6. Pemeriksaan Tahap 6 (Pemeriksaan terhadap perputaran maksimum)

$$EH = A \times G \times 1 - \frac{1}{a/b + b/a}$$

$$EH = 125856 \times 0,69 \times 1 - \frac{1}{11,3 + 0,792}$$

$$EH = 125855,51$$

$$C = 4 + \frac{a}{b} \times 6 \frac{3,3 a}{b}$$

$$C = 4 + \frac{480}{380} \times 6 \frac{1584}{380}$$

$$C = 35,59$$

$$E = EH + \frac{C \times G \times S^2}{1 + \frac{C \times G \times S^2}{0,75 b}}$$

$$E = 125855,51 + \frac{35,59 \times 0,69 \times 7,57^2}{1 + \frac{35,59 \times 0,69 \times 7,57^2}{285}}$$

$$\mathbf{E=126081}$$

$$dc = te \times \frac{V}{E \times A}$$

$$dc = 155 \times \frac{1420290,75 \text{ N}}{126080,96 \times 182400}$$

$$\mathbf{dc=0,00957}$$

Kontrol :

$$\frac{\alpha a \times a + \alpha b \times b}{4 \times dc} \geq 1,0$$

$$\frac{16,8 + 13,3}{4 \times 00096} \geq 1,0$$

$$\mathbf{364, \geq 1, (OK)}$$

7. Pemeriksaan Tahap 7 (Pemeriksaan terhadap stabilitas tekan)

Kontrol :

$$\frac{2 \cdot b \cdot G \cdot S \cdot A \text{ eff}}{V} \geq 1,0$$

$$\frac{2 \cdot 380 \cdot 0,69 \cdot 6,6 \cdot 182446}{14202910 \text{ N}}$$

446, ≥ 1,0 (OK)

8. Pemeriksaan Tahap 8 (Pemeriksaan tebal baja minimum)

ts (tebal pelat baja) = 5,0 mm

Kontrol :

$$\frac{ts}{3} \geq 1,0$$

$$\frac{5,0}{3} \geq 1,0$$

1, ≥ 1,0 (OK)

$$\frac{ts \cdot A \cdot fsy}{3000 \cdot V \cdot ti} \geq 1,0$$

$$\frac{5 \cdot 182400 \cdot 950}{3000 \cdot 1420 \cdot 155} \geq 1,0$$

1, ≥ 1, (OK)

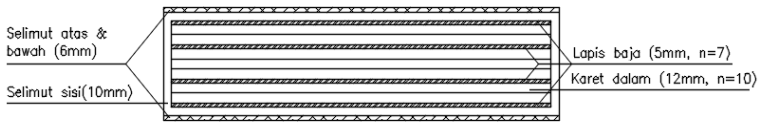
9. Pemeriksaan Tahap 9 (Pemeriksaan tahanan gesek terhadap geseran)

Kontrol :

$$\frac{0,1 \cdot V + (3000 \cdot A \text{ eff})}{H} \geq 1,0$$

$$\frac{142029,075 + 547337907,1}{309383,904} \geq 1,0$$

1769, ≥ 1,0 (OK)



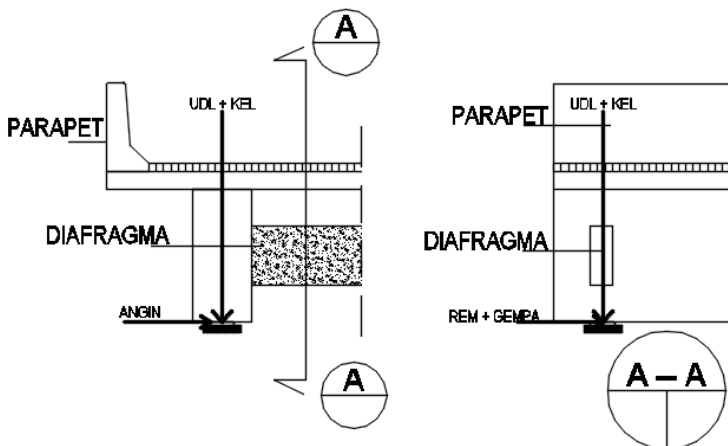
6.5 Preliminary Design Perletakan bentang 25.80

Perletakan yang direncanakan menggunakan perletakan elastomer laminasi, dengan menggunakan karet IHRD dengan kekerasan 53 ± 5 , mempunyai sisi elastomer minimum sebesar 6 mm, atas dan bawah sebesar 4 mm. (Mengacu pada BMS BDM 1992 pasal 7.2.1)

6.6 Menentukan Beban dan Gerakan Terburuk

- Beban tegak lurus pada tumpuan

Untuk beban tegak lurus diambil gaya paling kritis yaitu pada girder tepi yang menumpu pelat kantilever dan parapet.



Gambar 6. 2 Analisa Beban

Beban tegak lurus pada perletakan :

8. $\frac{1}{2} \cdot (\text{beban parapet } 25 \text{ m})$
 $= \frac{1}{2} \cdot 1.05 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 25.8 \text{ m}$
 $= 338.625 \text{ kN}$
9. $\frac{1}{2} \cdot (\text{beban pelat lantai } 2,726 \text{ m}) \cdot 25.8 \text{ m}$
 $= \frac{1}{2} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 2,1 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 25 \text{ m}$
 $= 169.31 \text{ kN}$
10. $\frac{1}{2} \cdot (\text{beban aspal pada pelat lantai } 2,149 \text{ m}) \cdot 25.8 \text{ m}$
 $= \frac{1}{2} \cdot 0,1 \text{ m} \cdot 1.6 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3 \cdot 25.8 \text{ m} \cdot$
 $= 45.408 \text{ kN}$
11. $\frac{1}{2} \cdot (\text{beban air hujan pada pelat lantai } 2,149 \text{ m}) \cdot 20.8 \text{ m}$
 $= \frac{1}{2} \cdot 0,05 \text{ m} \cdot 1.6 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot 25.8 \text{ m} \cdot$
 $= 10.32 \text{ kN}$
12. $\frac{1}{2} \cdot (\text{beban hidup lalu lintas})$
 Didapat dari reaksi perhitungan beban lalu lintas pada perencanaan abutment.
 $= 1057.005 \text{ kN}$
13. Beban akibat diafragma
 $= 11 \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 1,3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$
 $= 24.375 \text{ kN}$
14. $\frac{1}{2} \cdot (\text{berat sendiri balok girder jembatan})$
 $= \frac{1}{2} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 2.0 \text{ m} \cdot 25.8 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,3$
 $= 670.8 \text{ kN}$

Tabel 6. 6 Rekapitulasi Beban pada perletakan

NO	Uraian	V
1	$\frac{1}{2}$ Beban parapet	338.625
2	$\frac{1}{2}$ Beban plat lantai kantilever	169.31
3	$\frac{1}{2}$ Beban aspal pada lantai	45.41
4	$\frac{1}{2}$ Beban genangan air	10.32
5	$\frac{1}{2}$ Beban hidup lalu lintas	1057.005
6	Beban diafragma	24.375
7	$\frac{1}{2}$ Beban sendiri girder	670.8
Total		2315.846

- Beban horizontal terhadap perletakan

1. Gaya Rem

$$T_{rem} = 75 \text{ kN} : 11$$

$$= 6.82 \text{ kN}$$

2. Beban gempa akibat bangunan atas

$$T_{Eq} = 3400.3 \text{ ton} : 11$$

$$= 309.12 \text{ kN}$$

3. Beban Angin

$$T_{Ew} = 176,98 \text{ ton} : 11$$

$$= 16.09 \text{ kN}$$

Tabel 6. 7 Rekapitulasi Beban Horizontal

No	Beban Horizontal	Gaya
1.	Gaya Rem	6.82
2.	Beban Gempa	309.12
3.	Beban Angin	16.09
Σ H Elastomer		332.03

6.7 Perencanaan Dimensi Elastomer

Penentuan dimensi rencana elastomer sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.4 (g)

Tabel 6. 8Spesifikasi Elastomer

Ukuran denah 480 mm x 380 mm									
Tebal pelat baja 5		Tebal selimut sisi 10				Tebal selimut atas dan bawah 6			
Jumlah lapis karet dalam	Tinggi keseluruhan mm	Kekakuan tekan terhitung pada geser nol 10 ³ kN/m	Kekakuan geser rata-rata 10 ³ kN/m	Kekakuan perputaran terhitung kNm/rad	Kapasitas lendutan geser mm	Beban ternilai pada perputaran nol		Beban ternilai pada perputaran maksimum	
						pada geser maksimum kN	pada geser nol kN	pada geser maksimum kN	pada geser nol kN
Tebal karet dalam 9									
4	73	1358	2.62	5371	33.6	2484	2484	1166	1562
6	101	1005	1.91	3967	42.5	2484	2484	1192	1578
8	129	798	1.50	3145	48.2	2484	2484	1223	1588
10	157	661	1.23	2605	51.3	2484	2484	1255	1594
Tebal karet dalam 12									
3	68	976	2.62	3620	33.6	2133	2484	1004	1353
5	102	641	1.75	2358	44.6	2129	2484	1012	1341
7	136	427	1.31	1748	50.6	2066	2404	1036	1335
10	187	344	0.95	1260	66.0	1428	1748	1018	1331
Tebal karet dalam 15									
3	77	593	2.21	2113	38.7	1702	2434	857	1157
5	117	376	1.45	1329	48.9	1726	2122	869	1136
7	157	275	1.08	969	58.5	1321	1578	868	1126
9	197	217	0.86	763	72.0	1005	1256	848	1120

Sesuai dengan tabel diatas perencanaan dimensi elastomer menyesuaikan dengan jenis - jenis elastomer pada BMS BDM, maka direncanakan perletakan elastomer dengan dimensi 480 x 380 x 187.

Tabel 6. 9 Dimensi Perletakan Elastomer

Jumlah lapis karet dalam (n)	Tabel karet dalam (mm)	Tinggi keseluruhan (mm)	Tebal selimut sisi (mm)	Tebal selimut atas dan bawah (mm)	Tebal pelat baja (mm)	IHRD
10	12	187	10	6	5	53

Tabel 6. 10 Data dan Spesifikasi Elastomer

No	Deskripsi Besaran	Simbol	Nilai	Satuan
1	Kekerasan Karet	IHRD	53	
2	Modulus Geser	G	0.69	Mpa
3	Modulus Total	B	2000	Mpa
4	Panjang Elastomer	a	480	Mm
5	Lebar Selimut	b	380	Mm
6	Tebal Selimut	tc	10	Mm
7	Tebal Lapis Dalam	ti	155	Mm
8	Tebal Efektif dalam	te	16	Mm
9	Tebal lapis efektif selimut	te	155	Mm
10	Tebal Pelat baja	ts	5	Mm
11	Tebal total Elastomer	t	187	Mm
12	Luas Denah total karet	At	182400	Mm ²

6.8 Kontrol Perlet akan Elastomer

Sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.6, terdapat 9 tahap pemeriksaan pada perletakan elastomer.

1. Pemeriksaan Tahap 1 (Pemeriksaan terhadap luas efektif minimum)

Data pemeriksaan tahap 1 :

δa = gerakan tangensial arah dimensi memanjang (a)

δb = gerakan tangensial arah dimensi melintang (b)

H = gaya horizontal pada perletakan (kN)

A eff = Luas efektif minimum

Menghitung gerakan tangensial :

$$\delta a = \delta b = \frac{H \times t}{1000 \times At \times G}$$

$$\delta a = \delta b = \frac{332025.8 \text{ N} \cdot 187 \text{ mm}}{1000 \cdot 182400 \text{ mm}^2 \cdot 0,69 \text{ MPa}}$$

$$\delta a = \delta b = 0,46$$

Menghitung gerakan tangensial :

$$A_{\text{eff}} = 1 - \frac{\delta a}{a} - \frac{\delta b}{b}$$

$$A_{\text{eff}} = 182400 \text{ mm}^2 - \frac{0,46}{480} - \frac{0,46}{380}$$

$$A_{\text{eff}} = 182445,97$$

Kontrol tahap 1 :

$$\frac{A_{\text{eff}}}{0,8 A_t} \geq 1,0$$

$$\frac{182446}{145920} \geq 1,0$$

1, \geq 1, (OK)

Kontrol faktor bentuk : $4 \leq S \leq 12$

$$S = \frac{a \times b}{2 \cdot (a + b)} \geq 1,0$$

$$S = \frac{480 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm}}{2 \cdot (860 \text{ mm}) \cdot 16} \geq 1,0$$

S=6, mm (OK)

2. Pemeriksaan Tahap 2 (Pemeriksaan terhadap regangan total maksimum)

$\alpha_a = \alpha_b =$ perputaran relatif dari permukaan atas dan bawah perletakan.

$$\alpha_a = \alpha_b = 0,035 \text{ radian}$$

$$\epsilon_{SR} = \frac{\alpha_a \cdot a^2 \cdot \alpha_b \cdot b^2}{2 \cdot 155 \cdot 187}$$

$$\epsilon_{SR} = \frac{0,035 \cdot 4802 + 0,035 \cdot 380^2}{2 \cdot 155 \cdot 187}$$

$$\epsilon_{SR} = 0,226$$

$$\epsilon_{SR} = \frac{6 \cdot SV}{3 \cdot A_{\text{eff}} \cdot G \cdot (1 + 2S^2)}$$

$$\epsilon_{SR} = \frac{6 \cdot 6906,8 \cdot 10^3 \text{ N}}{3 \cdot 181660,40 \cdot 0,69 \cdot 88,9}$$

$$\epsilon_{SC} = 1,23$$

$$\epsilon_{SR} = \frac{\delta s}{t}$$

$$\epsilon_{SR} = \frac{0,919}{187}$$

$$\epsilon_{SH} = 0,0049$$

$$\epsilon_T = \epsilon_{SR} + \epsilon_{SC} + \epsilon_{SH}$$

$$\epsilon_T = 0,226 + 1,23 + 0,0049$$

$$\varepsilon_T = 1,47$$

3. Pemeriksaan Tahap 3 (Pemeriksaan terhadap regangan maksimum)

Untuk nilai $A_{eff} > 0,9 A$, maka diambil data pemeriksaan sebagai berikut :

$$\varepsilon_{sh \text{ maks}} = 0,7$$

$$\varepsilon_{sh} = 0,012$$

Kontrol :

$$\frac{\varepsilon_{sh \text{ maks}}}{\varepsilon_{sh}} > 1,0$$

$$\frac{0,7}{0,0049} > 1,0$$

$$142,38 > 1,0 \text{ (OK)}$$

4. Pemeriksaan Tahap 4 (Pemeriksaan terhadap batas leleh)

Data perhitungan :

$$V = 1042,08 \text{ kN}$$

$$V_{LL} = 378,21$$

Kontrol :

$$\frac{1,4 \cdot V}{\varepsilon_{sc} \cdot V_{LL}} \times \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1,0$$

$$\frac{1,4 \cdot 1042,08 \text{ kN}}{0,96 \cdot 378 \text{ kN}} \times \sqrt{\frac{0,69}{0,69}} \geq 1,0$$

$$3,1237 \geq 1,0 \text{ (OK)}$$

5. Pemeriksaan Tahap 5 (Pemeriksaan terhadap tegangan maksimum rata - rata)

Kontrol :

$$\frac{15 \times At}{V} \geq 1,0$$

$$\frac{15 \times 182400}{1420290,75} \geq 1,0$$

$$1,92 \geq 1,0 \text{ (OK)}$$

6. Pemeriksaan Tahap 6 (Pemeriksaan terhadap perputaran maksimum)

$$EH = A \times G \times 1 - \frac{1}{a/b + b/a}$$

$$EH = 125856 \times 0,69 \times 1 - \frac{1}{11,3 + 0,792}$$

$$EH=125855,51$$

$$C = 4 + \frac{a}{b} \times 6 \frac{3,3 a}{b}$$

$$C = 4 + \frac{480}{380} \times 6 \frac{1584}{380}$$

$$C=35,59$$

$$E = EH + \frac{C \times G \times S^2}{1 + \frac{C \times G \times S^2}{0,75 b}}$$

$$E = 125855,51 + \frac{35,59 \times 0,69 \times 7,57^2}{1 + \frac{35,59 \times 0,69 \times 7,57^2}{285}}$$

$$E=126081$$

$$dc = te \times \frac{V}{E \times A}$$

$$dc = 155 \times \frac{1420290,75 \text{ N}}{126080,96 \times 182400}$$

$$dc = 0,00957$$

Kontrol :

$$\frac{\alpha a \times a + \alpha b \times b}{4 \times dc} \geq 1,0$$

$$\frac{16,8 + 13,3}{4 \times 0,0096} \geq 1,0$$

$$364, \geq 1, (\text{OK})$$

7. Pemeriksaan Tahap 7 (Pemeriksaan terhadap stabilitas tekan)

Kontrol :

$$\frac{2 \cdot b \cdot G \cdot S \cdot A \text{ eff}}{V} \geq 1,0$$

$$\frac{2 \cdot 380 \cdot 0,69 \cdot 6,6 \cdot 182446}{14202910 \text{ N}}$$

$$446, \geq 1,0 (\text{OK})$$

8. Pemeriksaan Tahap 8 (Pemeriksaan tebal baja minimum)

ts (tebal pelat baja) = 5,0 mm

Kontrol :

$$\frac{ts}{3} \geq 1,0$$

$$\frac{5,0}{3} \geq 1,0$$

1, ≥ 1,0 (OK)

$$\frac{ts \cdot A \cdot fsy}{3000 \cdot V \cdot ti} \geq 1,0$$

$$\frac{5 \cdot 182400 \cdot 950}{3000 \cdot 1420 \cdot 155} \geq 1,0$$

1, ≥ 1, (OK)

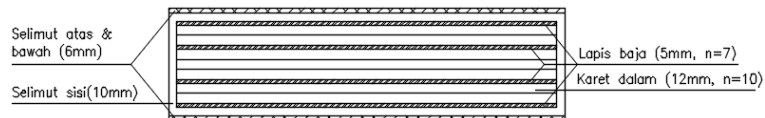
9. Pemeriksaan Tahap 9 (Pemeriksaan tahanan gesek terhadap geseran)

Kontrol :

$$\frac{0,1 \cdot V + (3000 \cdot A \text{ eff})}{H} \geq 1,0$$

$$\frac{142029,075 + 547337907,1}{309383,904} \geq 1,0$$

1769, ≥ 1,0 (OK)



“Halaman Ini Sengaja Dikosonkan”

BAB VII

PENUTUP

7.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisis data dan kondisi existing Jembatan Pranti, maka pada modifikasi desain struktur Jembatan Pranti pada ruas jalan tol KLBM (Krian-Legundi-Bunder-Manyar) dapat disimpulkan beberapa poin sebagai berikut :

1. Pengaman pada tepi jembatan tetap menggunakan parapet dengan tinggi 1,2 m , lebar atas 0,25 m , dan lebar bawah 0,5 m. Tulangan utama menggunakan D16-250 m , dan tulangan bagi 8D16
2. Pelat Lantai Jembatan didesain dengan tebal 250 mm dengan tulangan utana D16-150 dan tulangan bagi D16-300. Pelat Kantilever dipasang tulangan lentur D16-150 dan tulangan bagi D16-300. Full Pelat dipasang tulangan lentur dengan arah X D19-150 dan arah Y D19-150.
3. Balok girder Jembatan Pranti pada kondisi existing menggunakan balok girder I precast. Pada modifikasi desain Jembatan Pranti diganti dengan menggunakan balok girder konvensional karena mudah dalam pengerjaan di lapangan, biaya relative irit. Balok girder menggunakan mutu $f_c' 25$ Mpa dengan dimensi 1600 mm x 600 mm. Pada tepi girder memiliki tulangan dengan tulangan lentur 7D32 , tulangan tekan 5D32, dan tulangan torsi 4D32. Sedangkan tengah girder pada tulangan lentur 7D32, tulangan tekan 5D32, dan tulangan torsi 4D32. Jarak tulangan berbeda beda tergantung dari segmen yang ditinjau.
4. Pada Jembatan Pranti , diafragma menggunakan beton konvensional dengan dimensi 500 mm x 300 mm dengan tulangan lentur 2D32, tulangan tekan 2D32, dan tulangan geser $\emptyset 12-250$.
5. Pada Jembatan Pranti mengalami perubahan bentang agar memenuhi kriteria beton konvensional maksimal 25 m, pengurangan bentang diikuti penambahan jembatan pile slab diawal dan diakhir jembatan.
6. Pada Jembatan Pranti direncanakan 4 pilar dengan bentang masing-masing 20 , 25 m , 20 m sehingga pilar diawal dan diakhir jembatan sebagai abutment.

7. Pada Pilar 1 memiliki tinggi 3,26 m , yang terbagi menjadi beberapa bagian struktur, yaitu: Pile Cap dipasang tulangan lentur D32-200 , tulangan geser Ø13-150, Pier Wall dipasang tulangan lentur 9D32, tulangan geser Ø13-150, Pier Head dipasang tulangan lentur 25D32 , tulangan geser Ø13-100.
8. Pada Pilar 2 memiliki tinggi 3,45 m , yang terbagi menjadi beberapa bagian struktur, yaitu: Pile Cap dipasang tulangan lentur D32-100 , tulangan geser Ø13-600, Pier Wall dipasang tulangan lentur 22D32, tulangan geser Ø13-200, Pier Head dipasang tulangan lentur 7D32 , tulangan geser Ø13-100.
9. Pada Pile Slab memiliki tinggi 1,3 m , yang terbagi menjadi beberapa bagian struktur, yaitu: Pile Cap dipasang tulangan lentur D32-100 , tulangan geser Ø13-600, Pier Wall dipasang tulangan lentur 22D32, tulangan geser Ø13-200, Pier Head dipasang tulangan lentur 7D32 , tulangan geser Ø13-100.

7.2 Saran

Pada Modifikasi Desain Struktur Jembatan Pranti pada Ruas Jalan Tol KLBM (Krian – Legundi – Bunder – Manyar) STA 14 + 350 Seksi I Kabupaten Gresik dengan Menggunakan Beton Konvensional terdapat beberapa saran dari penulis, meliputi :

1. Untuk overlay lapis permukaan aspal jembatan Pranti disarankan untuk melakukan pembongkaran lapis permukaan yang lama dan mengganti dengan lapis baru dengan ketebalan total maksimum 10 cm.
2. Sebaiknya mempertimbangkan formasi dimensi dan kuantitas tiang pancang untuk pondasi.
3. Sebaiknya mempertimbangkan dimensi Kolom
4. Perlu adanya penambahan aspal untuk menghindari keausan lapis perkerasan pada pelat lantai jembatan.

DAFTAR PUSTAKA

1. Badan Standarisasi Nasional. 2016. Pembebanan Untuk Jembatan (SNI 1725:2016)
2. Badan Standarisasi Nasional. 2004. Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan (RSNI T-12-2004)
3. Badan Standarisasi Nasional. 2016. Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 03-2833-2016)
4. Bridge Management System (BMS), 1992.
5. Supriyadi, Bambang. 2007. Jembatan

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Gresik, 06 Mei 1996, merupakan anak Kedua dari 4 Bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Mahkota Gresik, MI Assa'adah Pekalongan Tambak Bawean Gresik, SMP Negeri 1 Tambak Bawean Gresik dan SMK Negeri 1 Sidoarjo. Setelah lulus dari SMK tahun 2015, Penulis melanjutkan pendidikan kuliah dan diterima di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil Program Studi Diploma 3 pada tahun 2015 dan terdaftar dengan NRP 101115000001119. Di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil ini, Penulis mengambil Bidang Studi Bangunan Transportasi. Penulis pernah aktif dalam berbagai kegiatan kemahasiswaan dan kepanitiaan yang diselenggarakan oleh Himpunan Mahasiswa Diploma Sipil. Selain itu Penulis juga mengikuti beberapa Event Lomba Nasional dan International dan juga seminar pelatihan pengembangan diri yang diselenggarakan di Departemen, Fakultas, dan Institut.

Dalam kesempatan ini saya mengucapkan terimakasih kepada :

1. Allah SWT yang telah memberikan karunia-Nya, sehingga tugas akhir terapan ini dapat terselesaikan, walaupun selama penyelesaian tugas akhir terapan mengalami berbagai hambatan dan rintangan yang menghadang.
2. Orang tua dan keluarga yang telah memberikan do'a dan dukungan sepanjang perjalanan selama menempuh pendidikan Diploma, sehingga bisa menyelesaikan tugas akhir terapan ini.
3. Dosen Pembimbing bapak Ir. Chomaedhi, CES. Geo selaku dosen pembimbing kami yang telah membimbing untuk dapat menyelesaikan tugas akhir terapan dengan sebaik-baiknya.
4. Seluruh dosen dan karyawan di kampus ITS Manyar yang telah memberikan pendidikan dan bimbingan serta memotivasi selama saya belajar di kampus ini.
5. Retno Ayu Ningrum sebagai penyemangat TA dan selalu memberikan dukungan apapun itu .
6. Izati Raudya Tuzzahra sebagai partner TA yang selalu sabar dalam penyelesaian TA ini.
7. Rama, Arif, Yoga yang selalu cerewet dan perhatian. Dan teman-teman BT 2015 serta teman-teman angkatan.
8. Teman-teman di luar kampus ITS yang telah memberikan semangat, motivasi dan do'a selama penyusunan tugas akhir terapan ini.

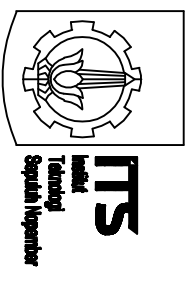
BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Banyuwangi, 06 Februari 1997, merupakan anak pertama. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Islam Al-Khairiyah Banyuwangi, SD Negeri 1 Kapatihan Banyuwangi, SMP Negeri 1 Giri Banyuwangi dan RSBI SMA Negeri 1 Giri Banyuwangi . Setelah lulus dari SMA tahun 2015, Penulis melanjutkan pendidikan kuliah dan diterima di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil Program Studi Diploma 3 pada tahun 2015 dan terdaftar dengan NRP 10111500000130. Di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil ini, Penulis mengambil Bidang Studi Bangunan Transportasi. Penulis pernah aktif dalam berbagai kegiatan kemahasiswaan dan kepanitiaan yang diselenggarakan oleh Himpunan Mahasiswa Diploma Sipil. Selain itu Penulis juga mengikuti beberapa pelatihan pengembangan diri yang diselenggarakan di Departemen, Fakultas, dan Institut.

Dalam kesempatan ini saya mengucapkan terimakasih kepada :

1. Allah SWT yang telah memberikan karunia-Nya, sehingga tugas akhir terapan ini dapat terselesaikan, walaupun selama penyelesaian tugas akhir terapan mengalami berbagai hambatan dan rintangan yang menghadang.
2. Orang tua dan keluarga yang telah memberikan do'a dan dukungan sepanjang perjalanan selama menempuh pendidikan Diploma, sehingga bisa menyelesaikan tugas akhir terapan ini.
3. Dosen Pembimbing bapak Ir. Chomaedhi, CES. Geo selaku dosen pembimbing kami yang telah membimbing untuk dapat menyelesaikan tugas akhir terapan dengan sebaik-baiknya.
4. Seluruh dosen dan karyawan di kampus ITS Manyar yang telah memberikan pendidikan dan bimbingan serta memotivasi selama saya belajar di kampus ini.
5. M.Kafa Billah sebagai penyemangat TA dan selalu memberikan dukungan apapun itu .
6. M. Anas Asshiddiqi sebagai partner TA yang selalu sabar dalam penyelesaian TA ini.
7. Arumnia, Nova, Kiak, Mazi yang selalu cerewet dan perhatian. Dan teman-teman BT 2015 serta teman-teman angkatan.
8. Teman-teman di luar kampus ITS yang telah memberikan semangat, motivasi dan do'a selama penyusunan tugas akhir terapan ini.



JUDUL TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI DESAIN
STRUKTUR JEMBATAN
PRANTI
STA 14+350 PADA
RUAS JALAN TOL KLBM
(KRIAN - LEGUNDI -
BUNDER - MANYAR)
SEKSI I KABUPATEN
GRESIK DENGAN
MENGUNAKAN BETON
KONVENSIONAL**

SUMBER GAMBAR

PT. WASKITA KARYA PROYEK
TOL KLBM SEKSI I

**NAMA GAMBAR
LAYOUT EXISTING
JEMBATAN PRANTI**

Menyetujui

**Ir. Chomeedhi, CES, Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001**

MAHASISWA I

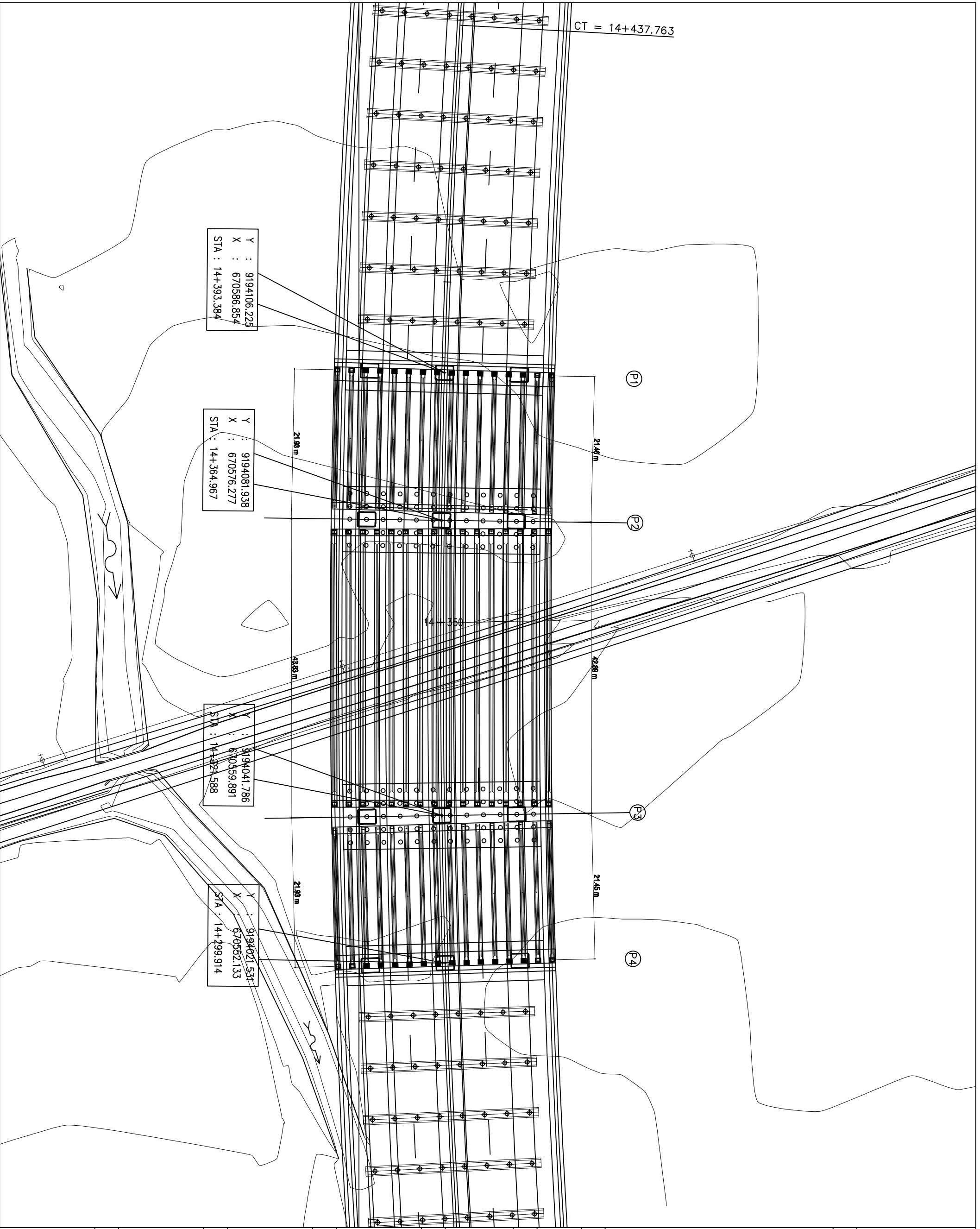
**Muhammad Anas Ashtiddiqi
NRP. 1011500000119**

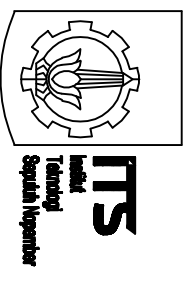
MAHASISWA II

**Izati Raudya Tuzahra
NRP. 1011500000130**

No Gambar Jumlah Gambar

01 18





JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN
STRUKTUR JEMBATAN
PRANTI
STA 14+350 PADA
RUAS JALAN TOL KLBM
(KRIAN - LEGUNDI -
BUNDER - MANYAR)
SEKSI I KABUPATEN
GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN BETON
KONVENSIONAL

SUMBER GAMBAR

PT. WASKITA KARYA PROYEK
TOL KLBM SEKSI I

NAMA GAMBAR
LAYOUT RENCANA
JEMBATAN PRANTI

Menyetujui

Ir. Chomeedhi, CES, Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

MAHASISWA I

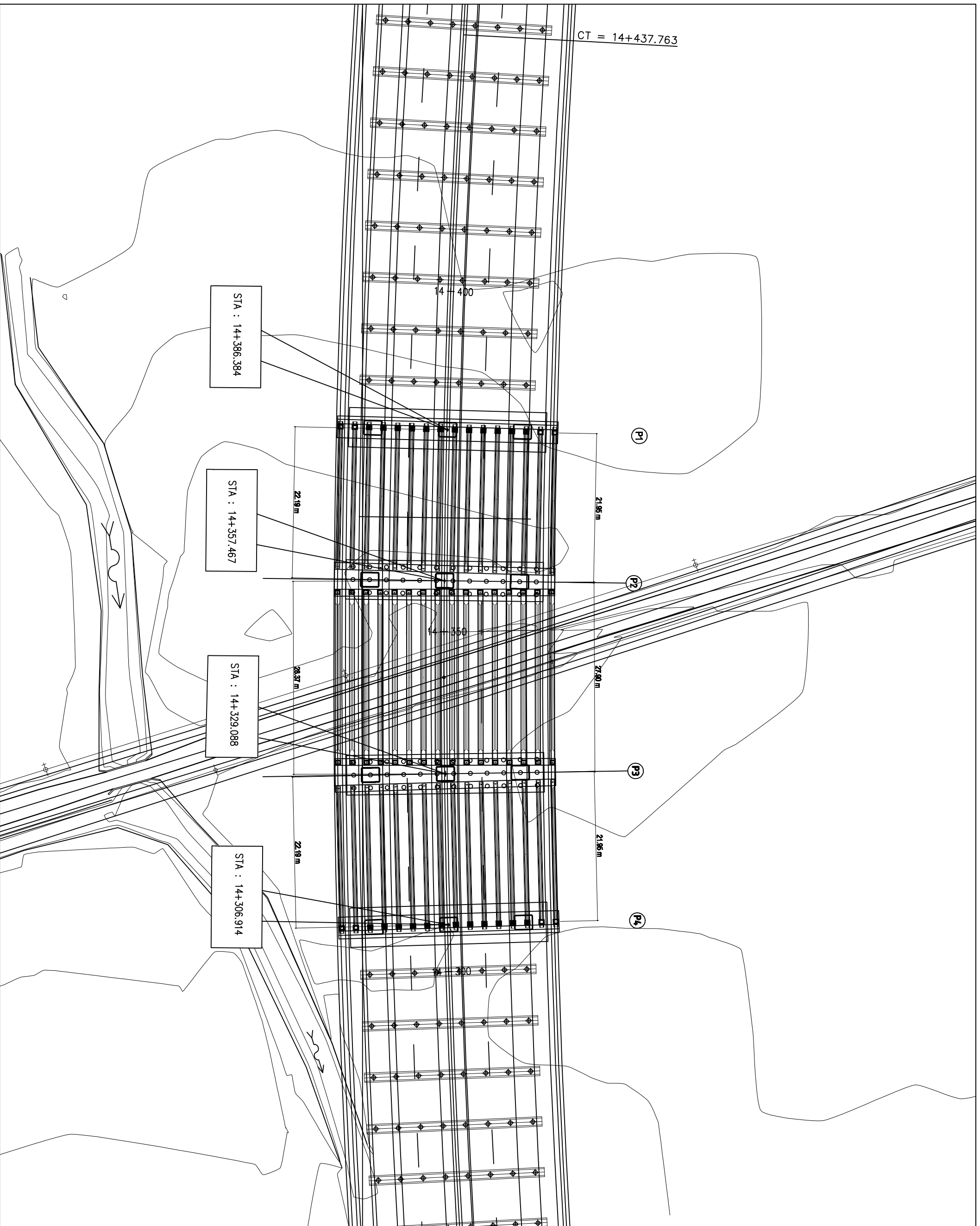
Muhammad Anas Ashtiddiqi
NRP. 1011500000130

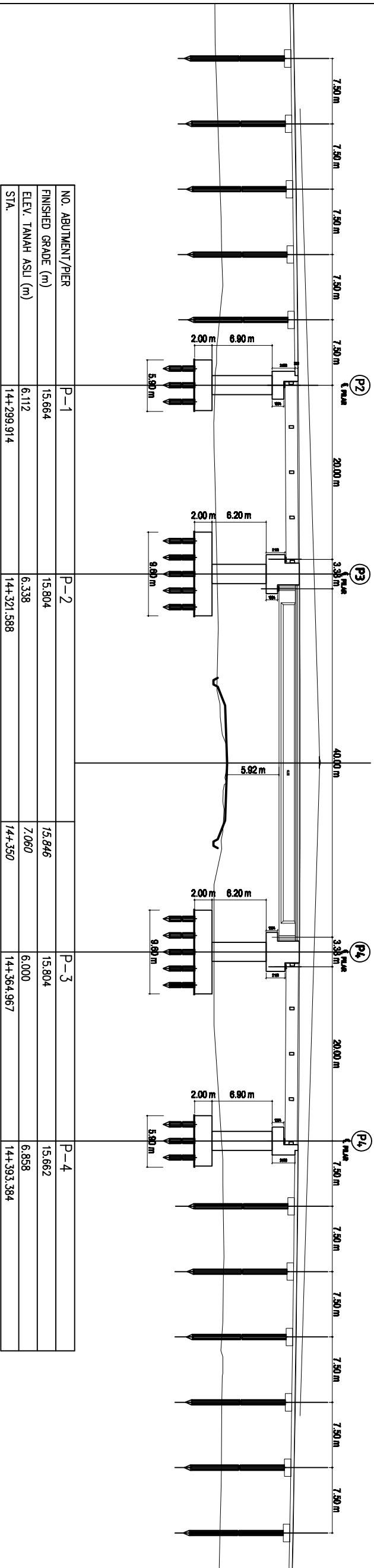
MAHASISWA II

Izati Raudya Tuzahra
NRP. 1011500000130

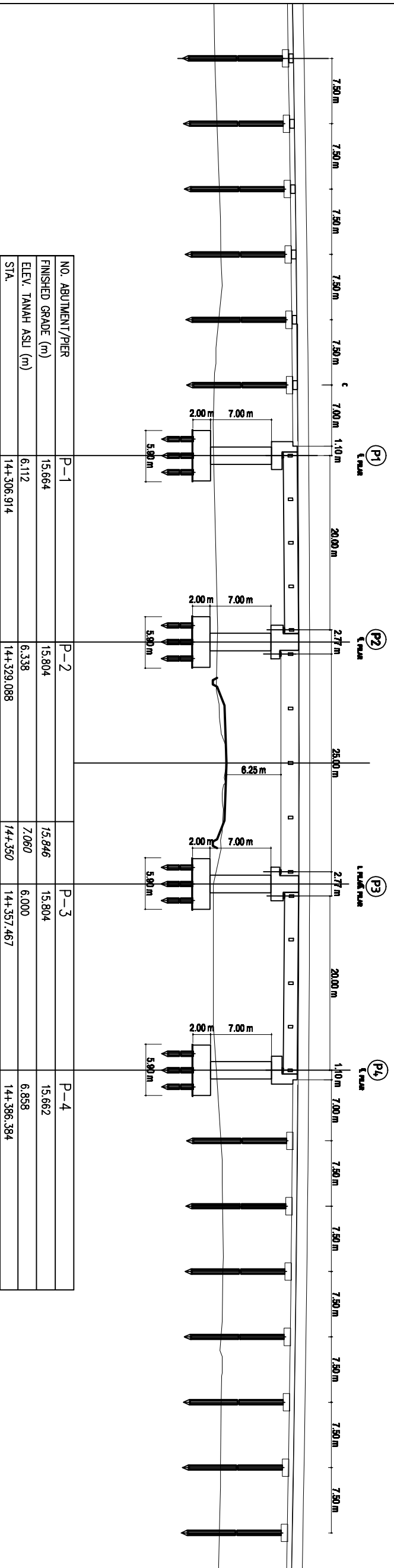
No Gambar Jumlah Gambar

02 18

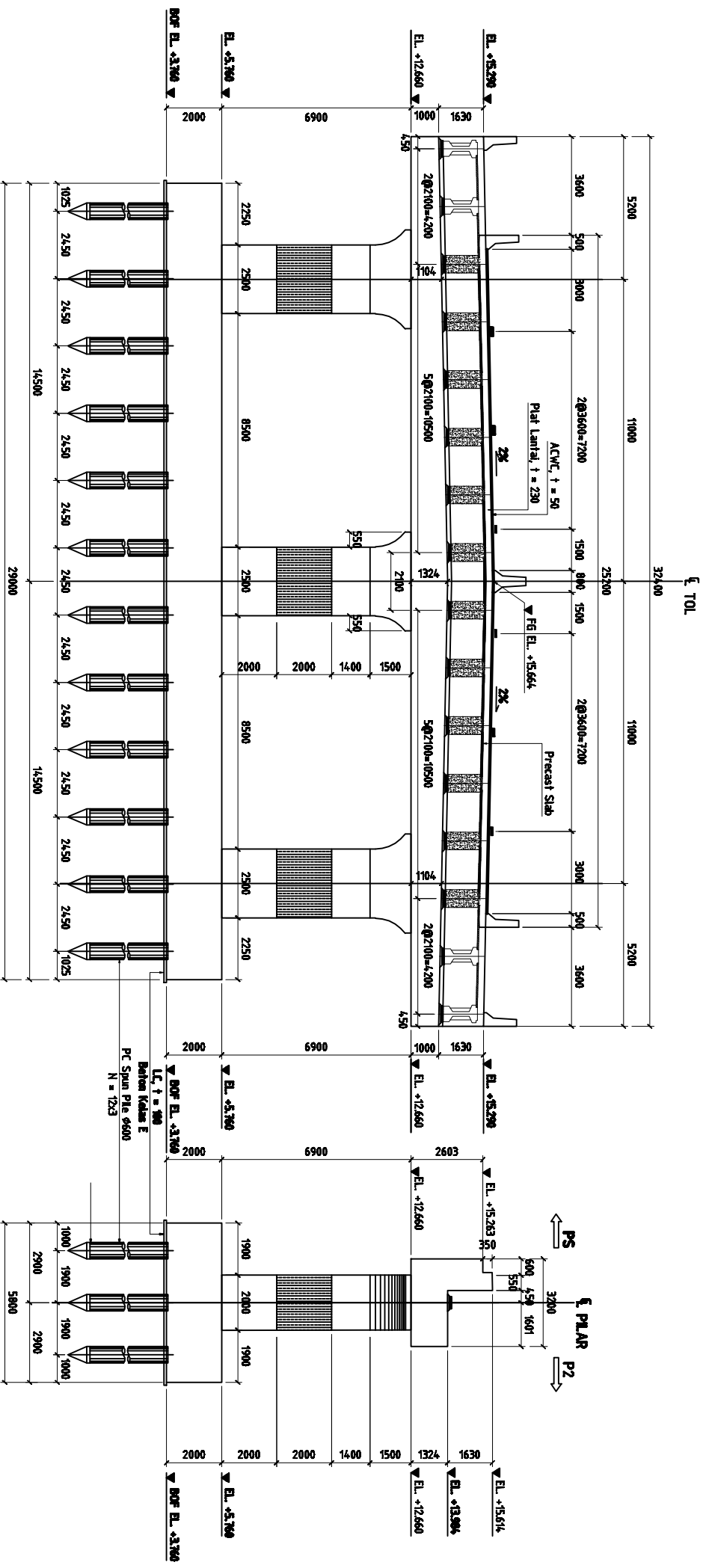




POTONGAN MEMANJANG EXISTING
SCALE 1:250

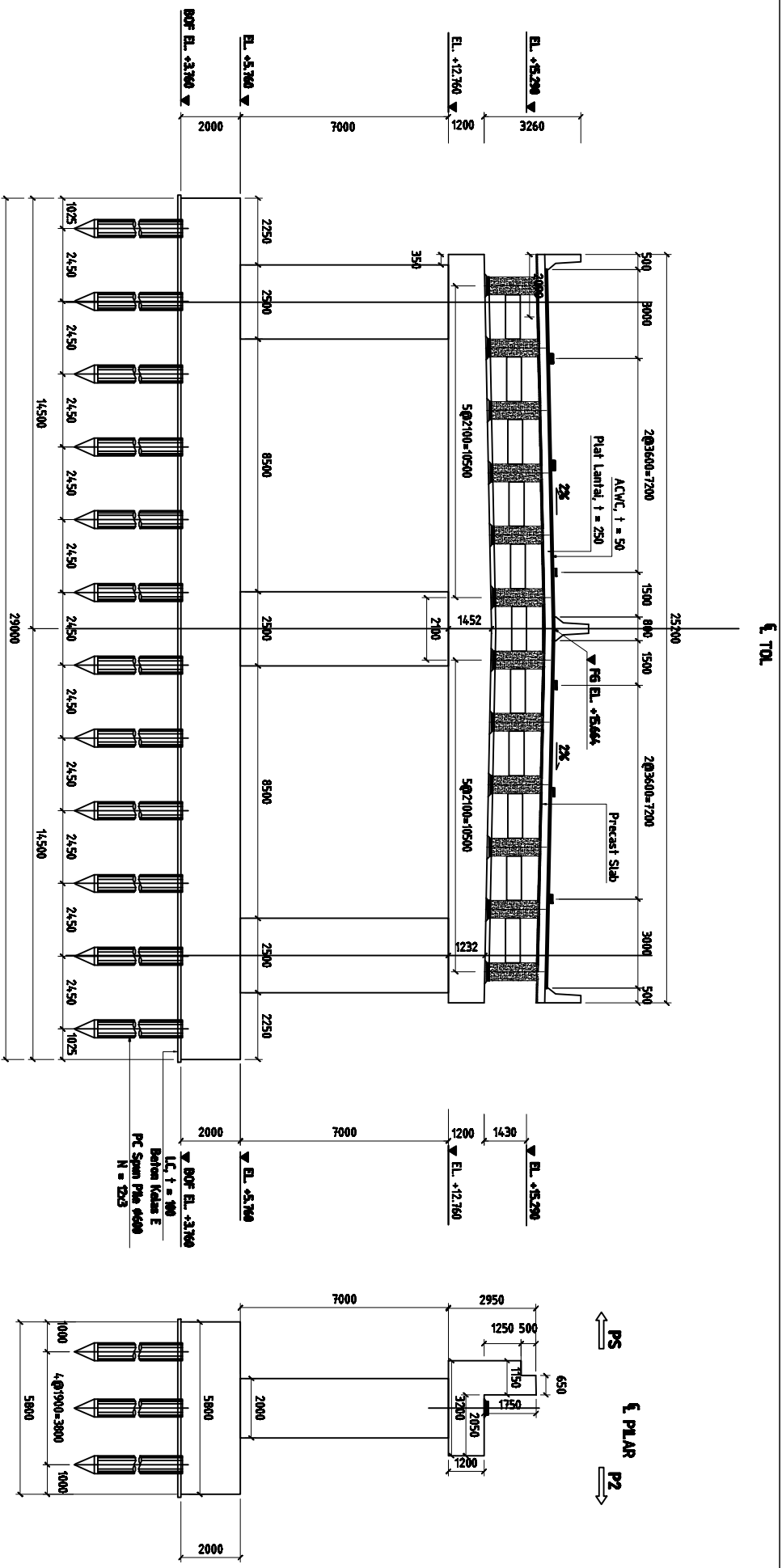


POTONGAN MEMANJANG RENCANA
SCALE 1:250



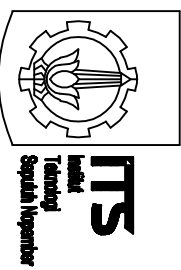
**Tampak
Pilar P1**

POTONGAN MELINTANG P1 EXISTING
SCALE 1:20



**Tampak
Pilar P1**

POTONGAN MELINTANG P1 RENCANA
SCALE 1:20



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PRANTI STA 14+350 PADA RUAS JALAN TOL KLBM (KRIAN - LEGUNDI - BUNDER - MANYAR) SEKSI I KABUPATEN GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL

SUMBER GAMBAR

PT. WASKITA KARYA PROYEK TOL KLBM SEKSI I

NAMA GAMBAR

POTONGAN MELINTANG JEMBATAN

Menyetujui

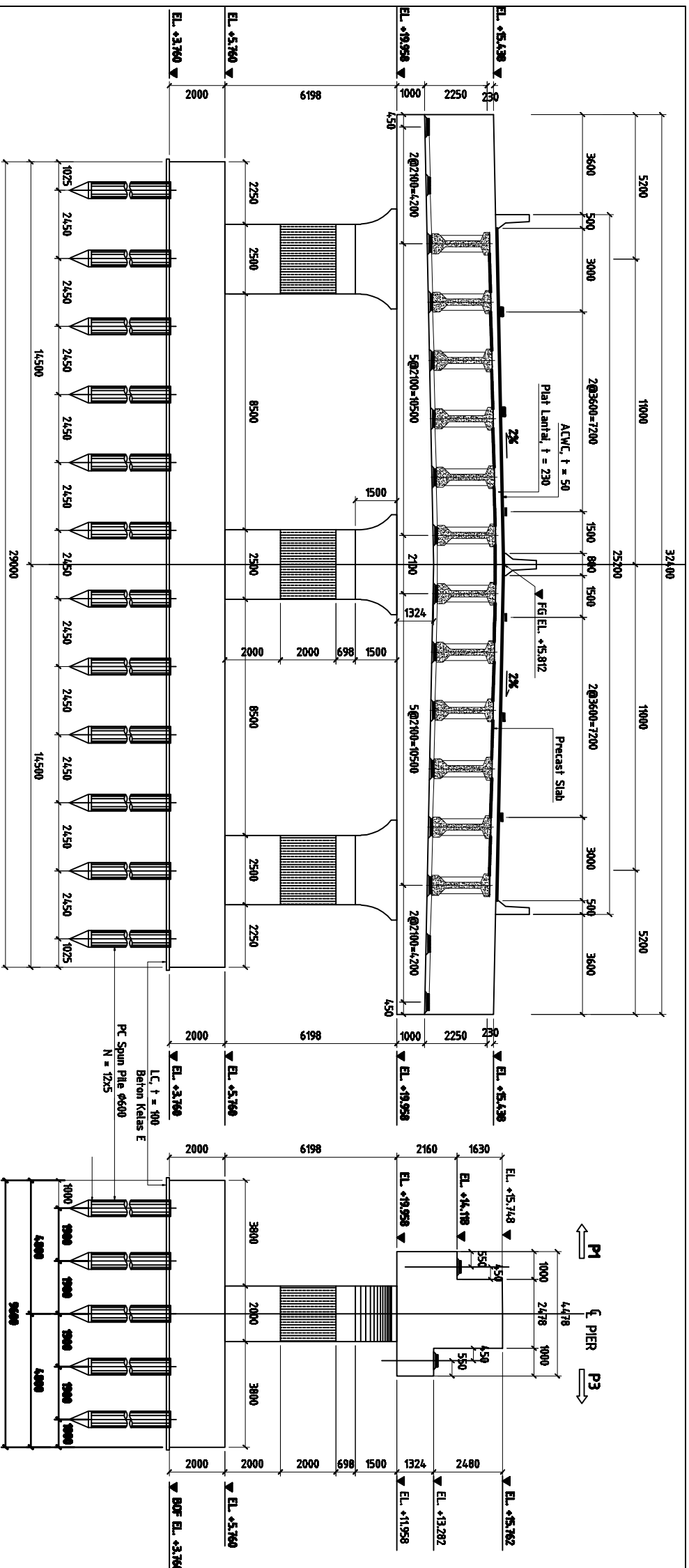
Ir. Chomaehti, CES, Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001
MAHASISWA I

Muhammad Anas Asstididiq
NRP. 1011500000119
MAHASISWA II

Izati Raudya Tuzazhira
NRP. 1011500000130

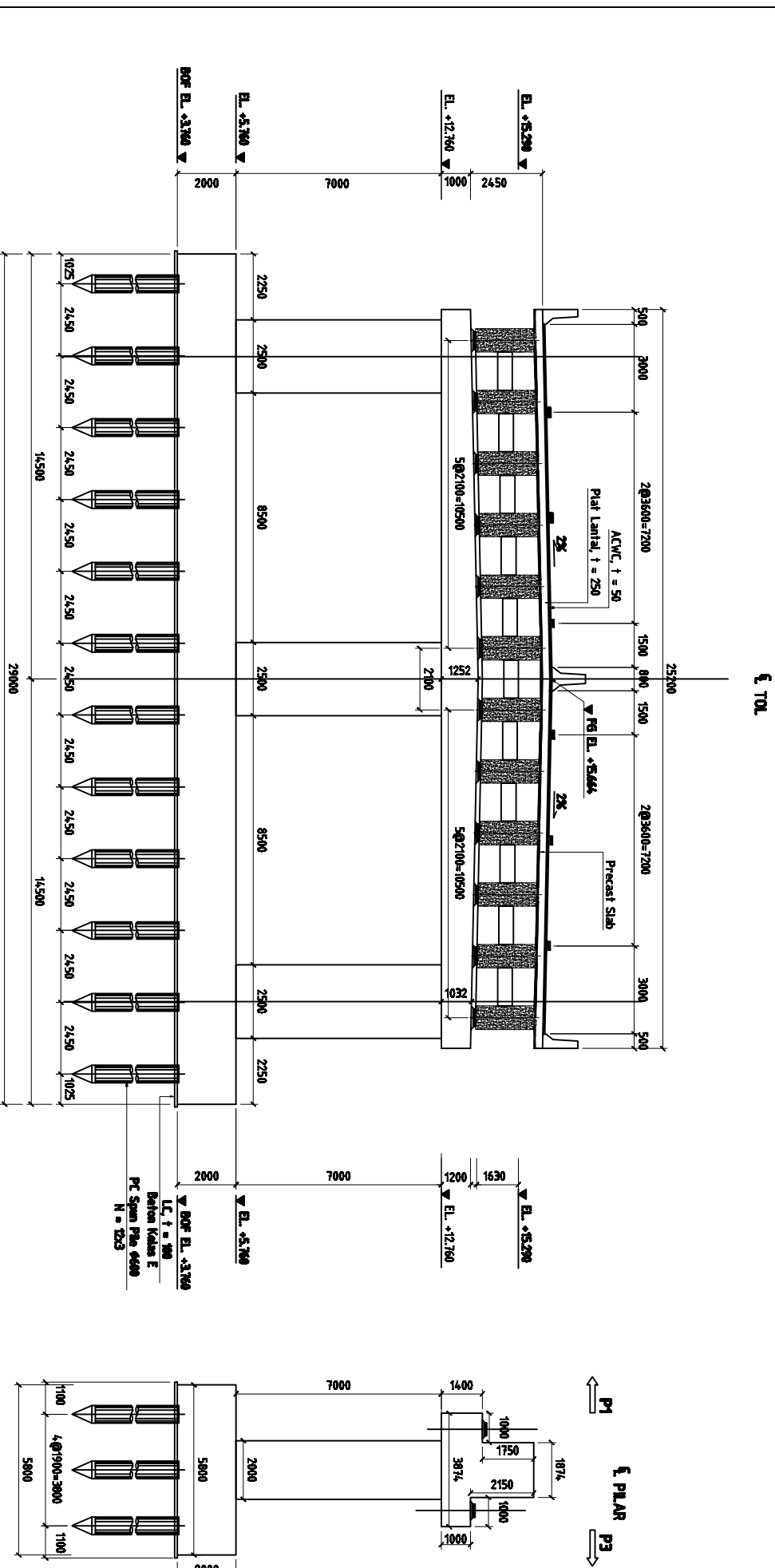
No Gambar Jumlah Gambar

04 18



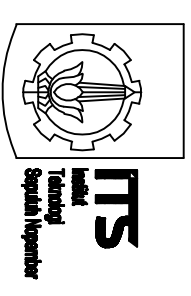
Tampak
Pilar P2

POTONGAN MELINTANG P2 EXIST
SCALE 1:20



Tampak
Pilar P2

POTONGAN MELINTANG P2 RENCANA
SCALE 1:20



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PRANTI

STA 14+350 PADA RUAS JALAN TOL KLBM (KRIAN - LEGUNDI - BUNDER - MANYAR) SEKSI I KABUPATEN GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL

SUMBER GAMBAR

PT. WASKITA KARYA PROYEK TOL KLBM SEKSI I

NAMA GAMBAR

POTONGAN MELINTANG JEMBATAN

Menyetujui

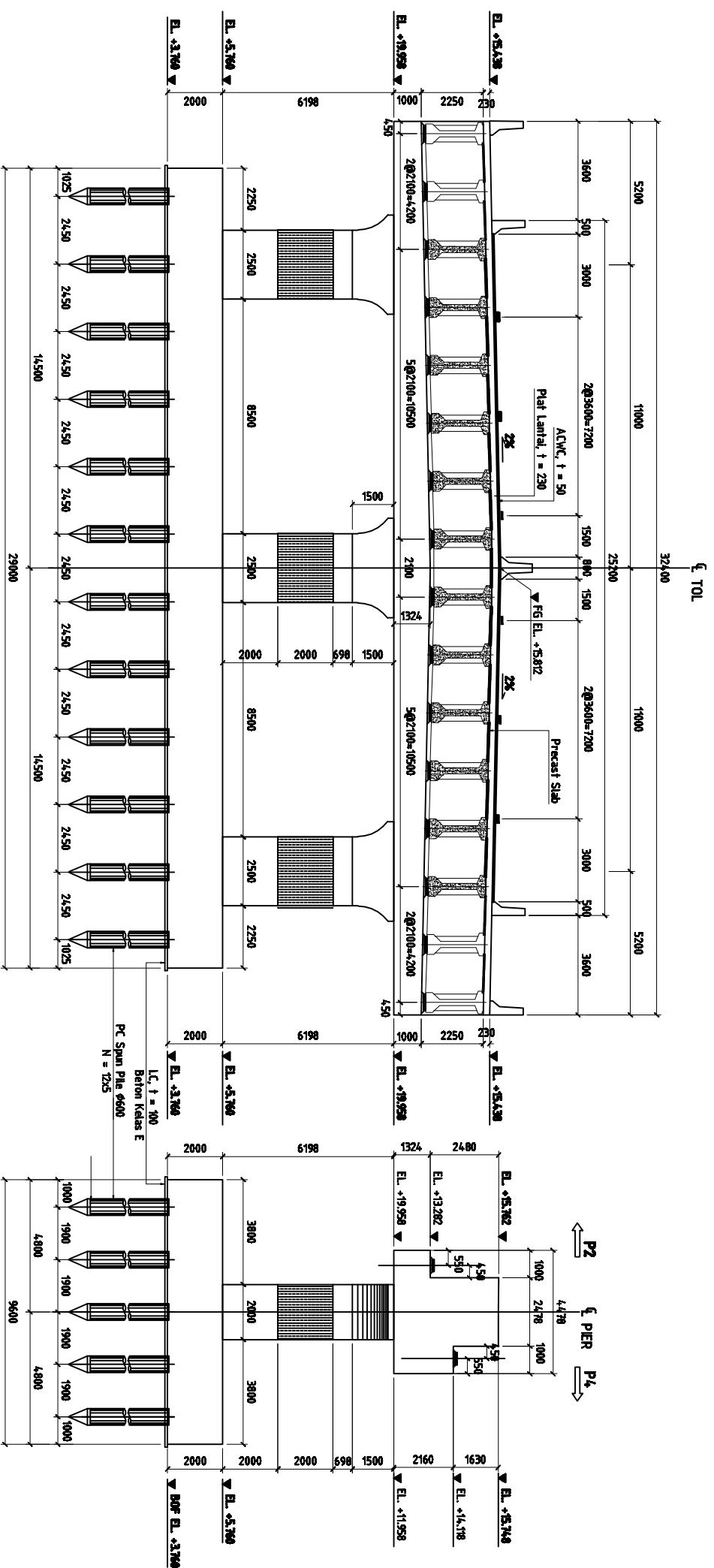
Ir. Chomaehti, CES, Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001
MAHASISWA I

Muhammad Anas Ashtiddiq
NIP. 1011500000130
MAHASISWA II

Izati Raudya Tuzazhira
NIP. 1011500000130

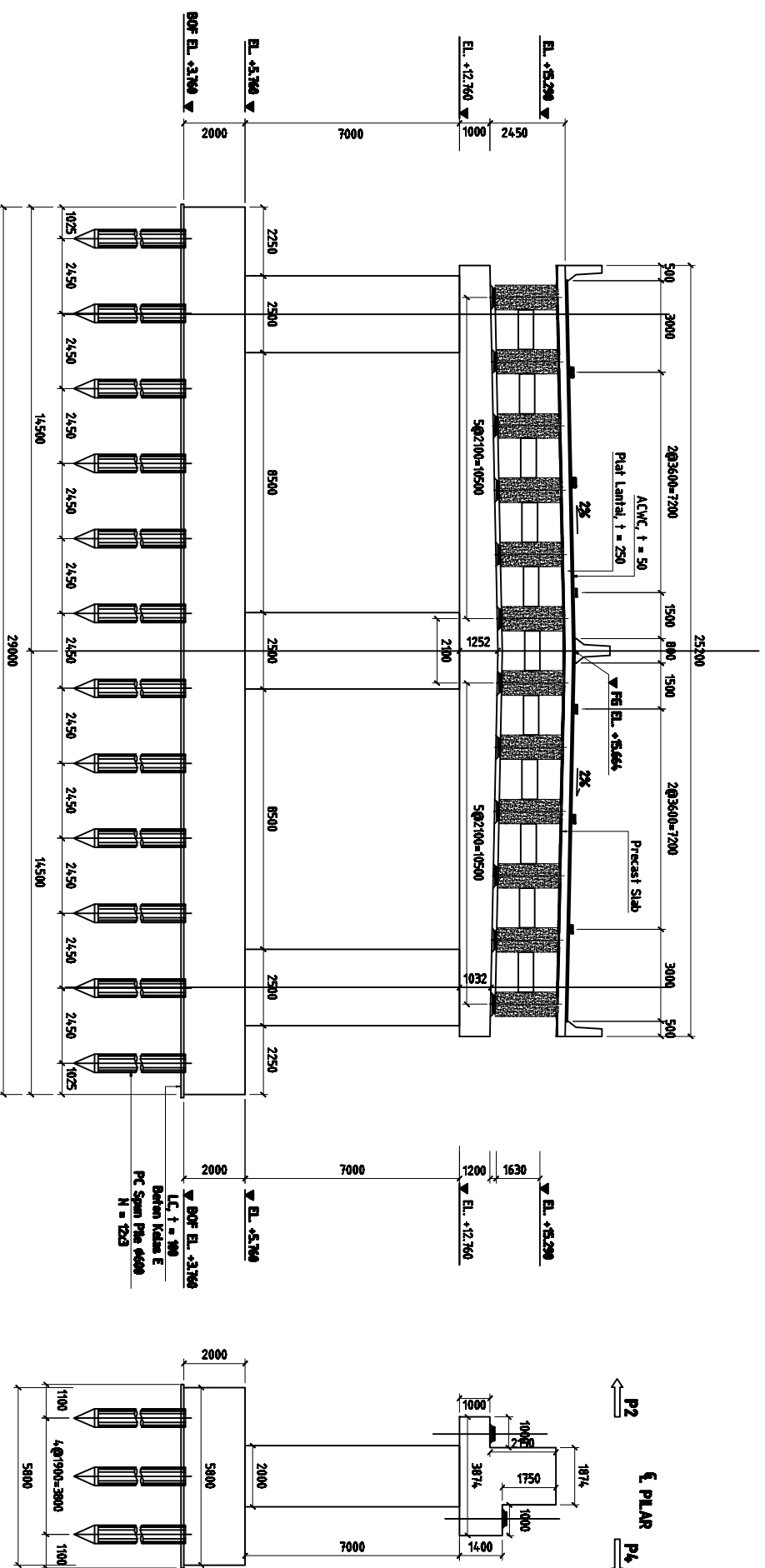
No Gambar Jumlah Gambar

05 18



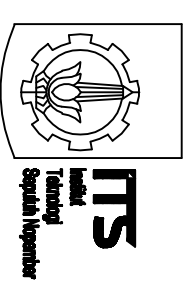
Tampak
Pilar P3
SKALA 1:200

POTONGAN MELINTANG P3 EXISTING
SCALE 1:20



Tampak
Pilar P3

POTONGAN MELINTANG P4 RENCANA
SCALE 1:20



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN
STRUKTUR JEMBATAN
PRANTI

STA 14+350 PADA
RUAS JALAN TOL KLBM
(KRIAN - LEGUNDI -
BUNDER - MANYAR)
SEKSI I KABUPATEN
GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN BETON
KONVENSIONAL

SUMBER GAMBAR

PT. WASKITA KARYA PROYEK
TOL KLBM SEKSI I

NAMA GAMBAR

POTONGAN
MELINTANG JEMBATAN

Menyetujui

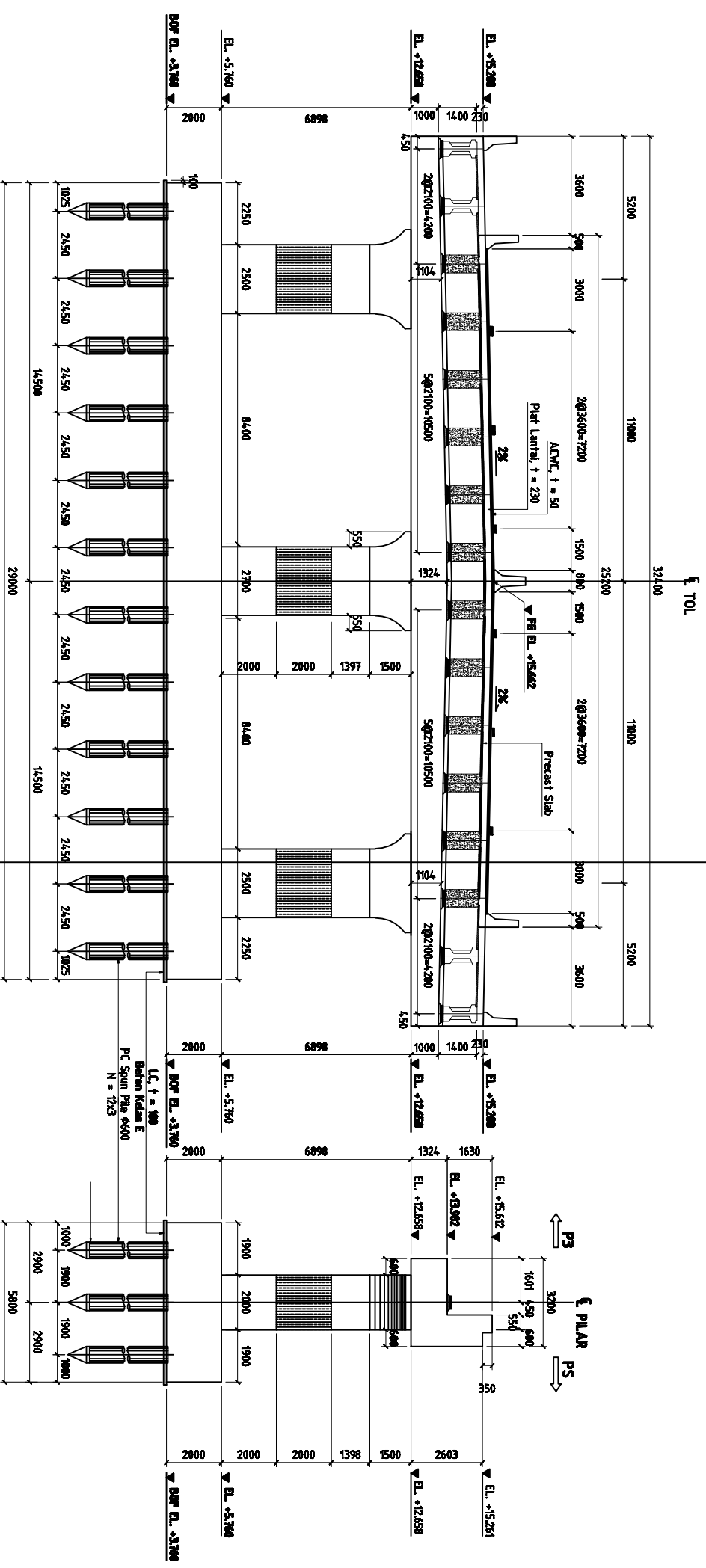
Ir. Chomaehti, CES, Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001
MAHASISWA I

Muhammad Anas Ashtiddiqi
NIP. 1011500000130
MAHASISWA II

Izati Raudya Tuzazhira
NIP. 1011500000130

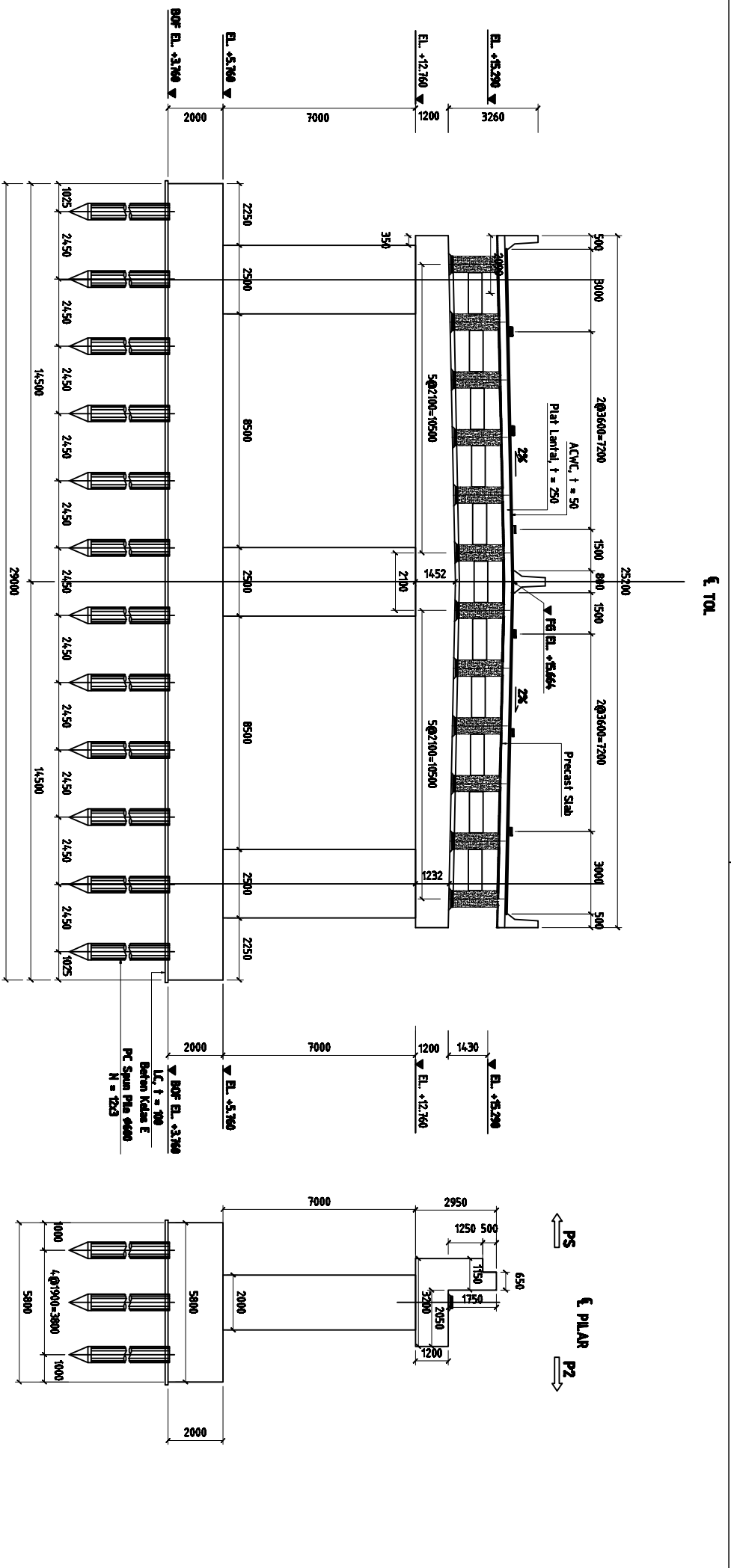
No Gambar Jumlah Gambar

06 18



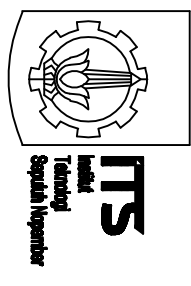
**Tampak
Pilar P4**

POTONGAN MELINTANG P4 EXISTING
SCALE 1:20



**Tampak
Pilar P1**

POTONGAN MELINTANG P1 RENCANA
SCALE 1:20



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PRANTI STA 14+350 PADA RUAS JALAN TOL KLBM (KRIAN - LEGUNDI - BUNDER - MANYAR) SEKSI I KABUPATEN GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL

SUMBER GAMBAR

PT. WASKITA KARYA PROYEK TOL KLBM SEKSI I

NAMA GAMBAR

POTONGAN MELINTANG JEMBATAN

Menyetujui

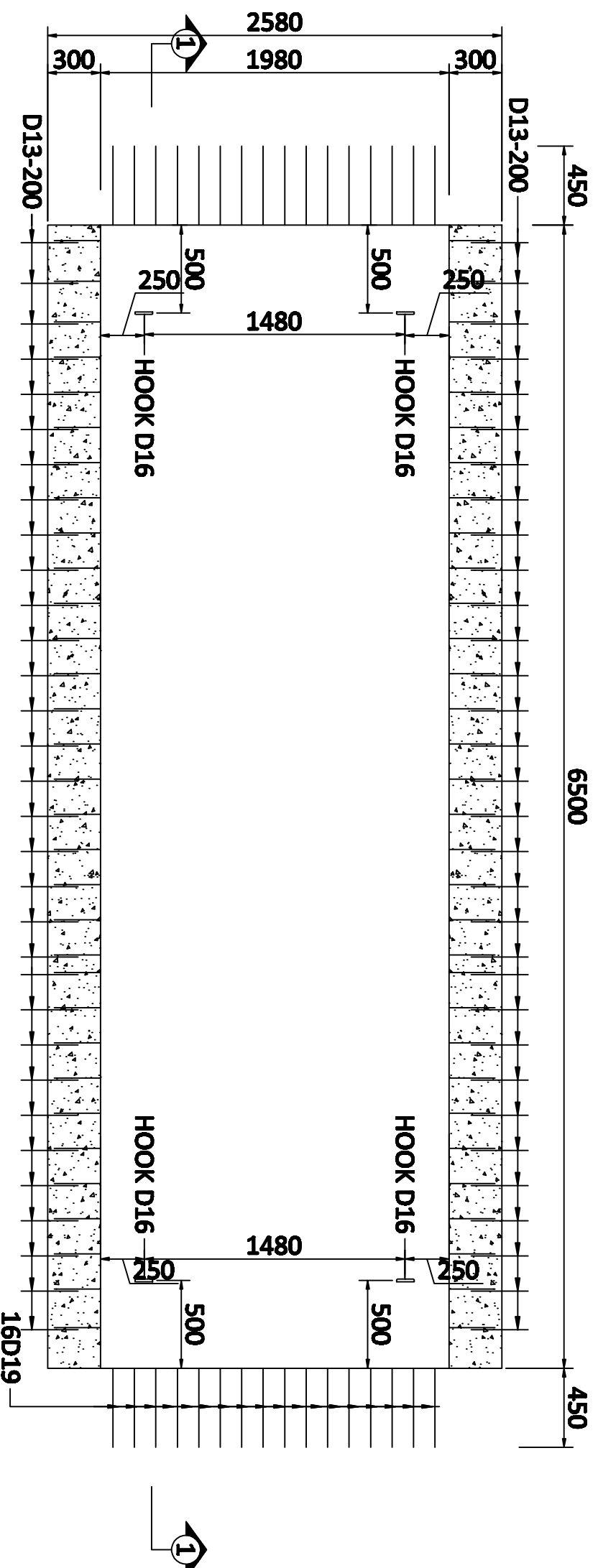
Ir. Chomaehti, CES, Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001
MAHASISWA I

Muhammad Anas Asstididiq
NIP. 1011500000130
MAHASISWA II

Izati Raudya Tuzuzhra
NIP. 1011500000130

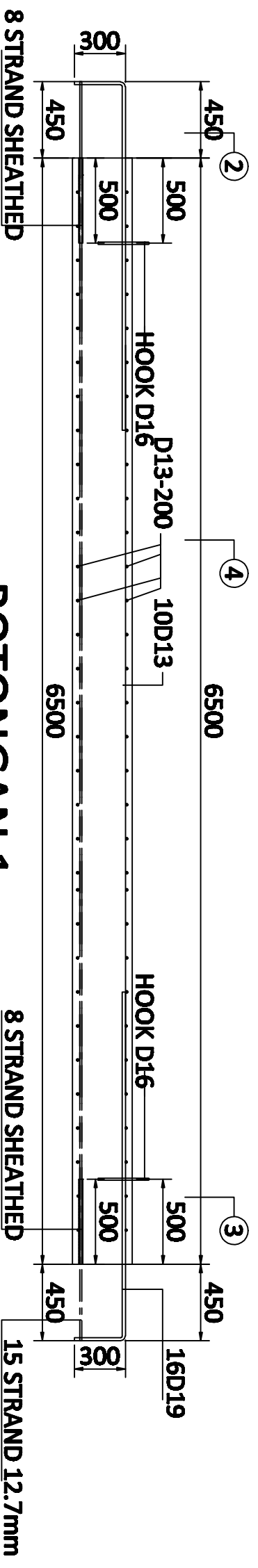
No Gambar Jumlah Gambar

07 18



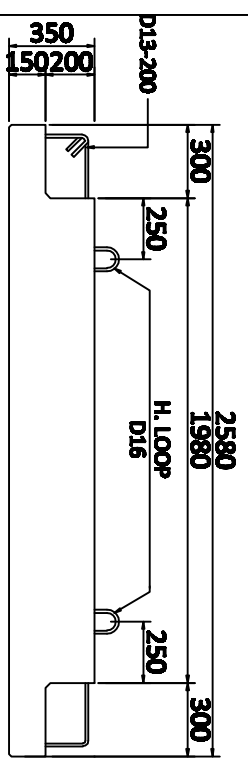
TAMPAK ATAS

SKALA 1:50



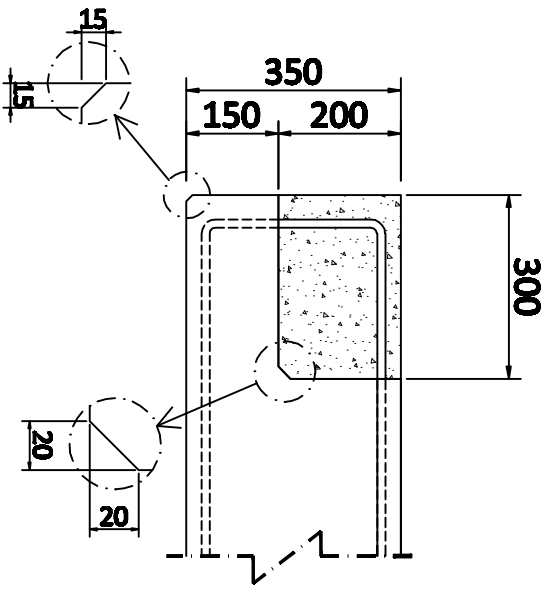
POTONGAN 1

SKALA 1:50



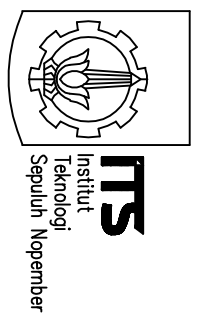
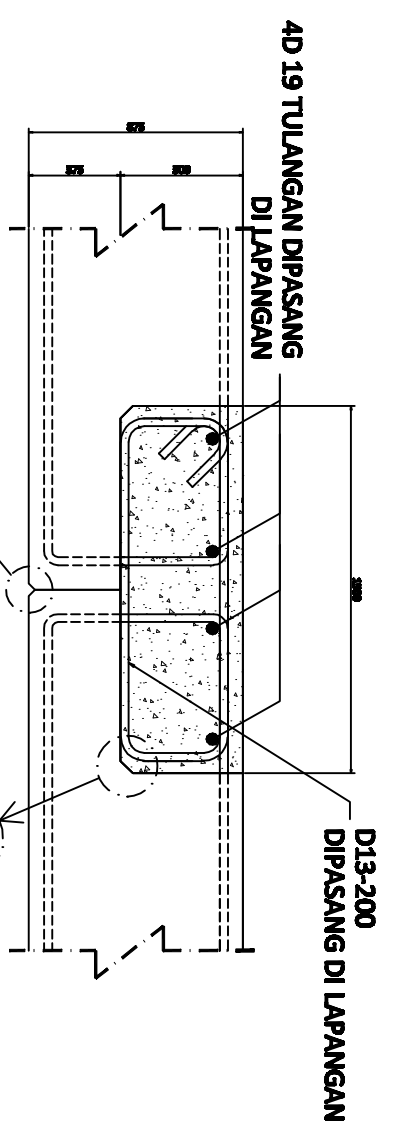
POTONGAN 2

SKALA 1:50



DETAIL C

SKALA 1:20



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PRANTI STA 14+350 PADA RUAS JALAN TOL KLBM (KRIAN - LEGUNDI - BUNDER - MANYAR) SEKSI I KABUPATEN GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL

SUMBER GAMBAR

PT. MASKITA KARYA PROYEK TOL KLBM SEKSI I

NAMA GAMBAR

DETAIL EXISTING PILE SLAB

Menyetujui

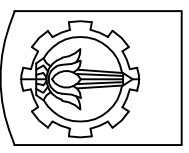
Ir. Chamaedhi, CES, Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001
MAHASISWA I

Muhammad Anas Asstidhiqi
NIP. 1011500000119
MAHASISWA II

Izati Raudya Tuzahra
NIP. 1011500000130

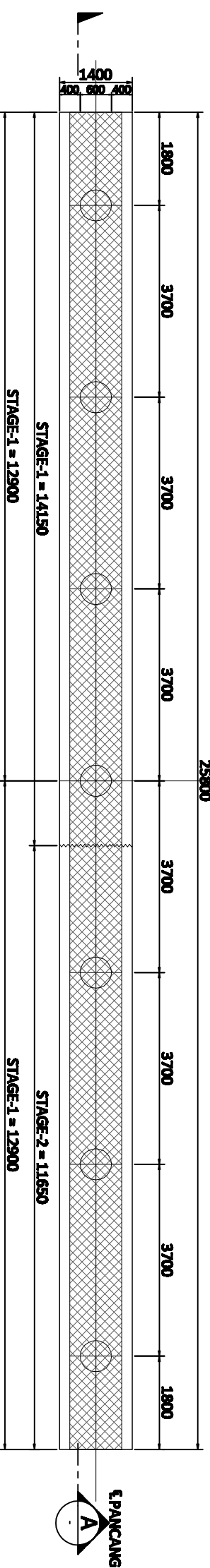
No Gambar Jumlah Gambar

09 18



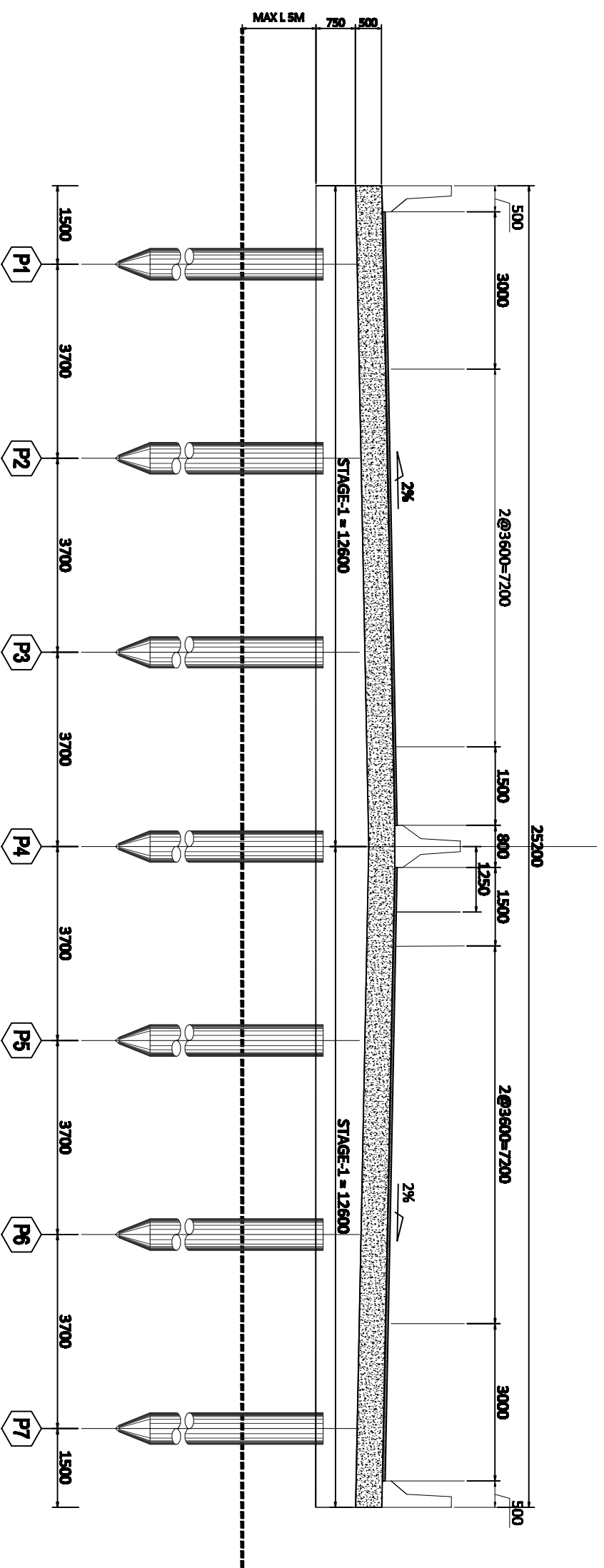
ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

↳ PANCANG



DENAH TIPIKAL PILE HEAD TENGAH

SKALA 1:100



PILE SLAB TAMPAP DEPAN

SKALA 1:100

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN
STRUKTUR JEMBATAN
PRANTI

STA 14+350 PADA
RUAS JALAN TOL KLBM
(KRIAN - LEGUNDI -
BUNDER - MANYAR)
SEKSI I KABUPATEN
GRESIK DENGAN
MENGGUNAKAN BETON
KONVENSIONAL

SUMBER GAMBAR

PT. MASKITA KARYA
PROYEK TOL KLBM SEKSI I

NAMA GAMBAR

RENCANA DESAIN PILE
SLAB

Menyetujui

Ir. Chomeedhi, CES, Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

MAHASISWA I

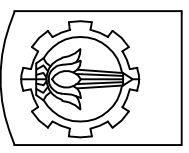
Muhammad Anas Ashtiddiqi
NRP. 1011500000119

MAHASISWA II

Izati Raudya Tuzahra
NRP. 1011500000130

No Gambar Jumlah Gambar

10 18



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI DESAIN
STRUKTUR JEMBATAN
PRANTI
STA 14+350 PADA
RUAS JALAN TOL KLBM
(KRIAN - LEGUNDI -
BUNDER - MANYAR)
SEKSI I KABUPATEN
GRESIK DENGAN
MENGUNAKAN BETON
KONVENSIONAL**

SUMBER GAMBAR

PT. WASKITA KARYA
PROYEK TOL KLBM SEKSI I

NAMA GAMBAR

**PENULANGAN PILE
SLAB**

Menyetujui

Ir. Chamaedhi, CES, Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

MAHASISWA I

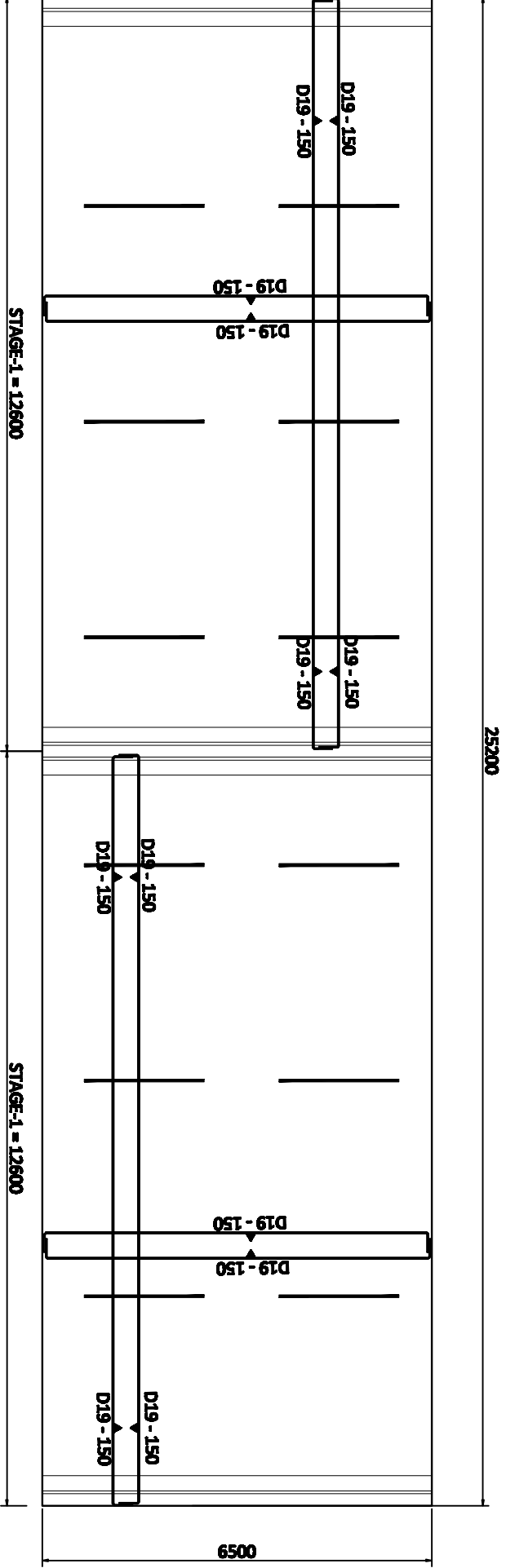
Muhammad Anas Ashtiddiqi
NRP. 1011500000130

MAHASISWA II

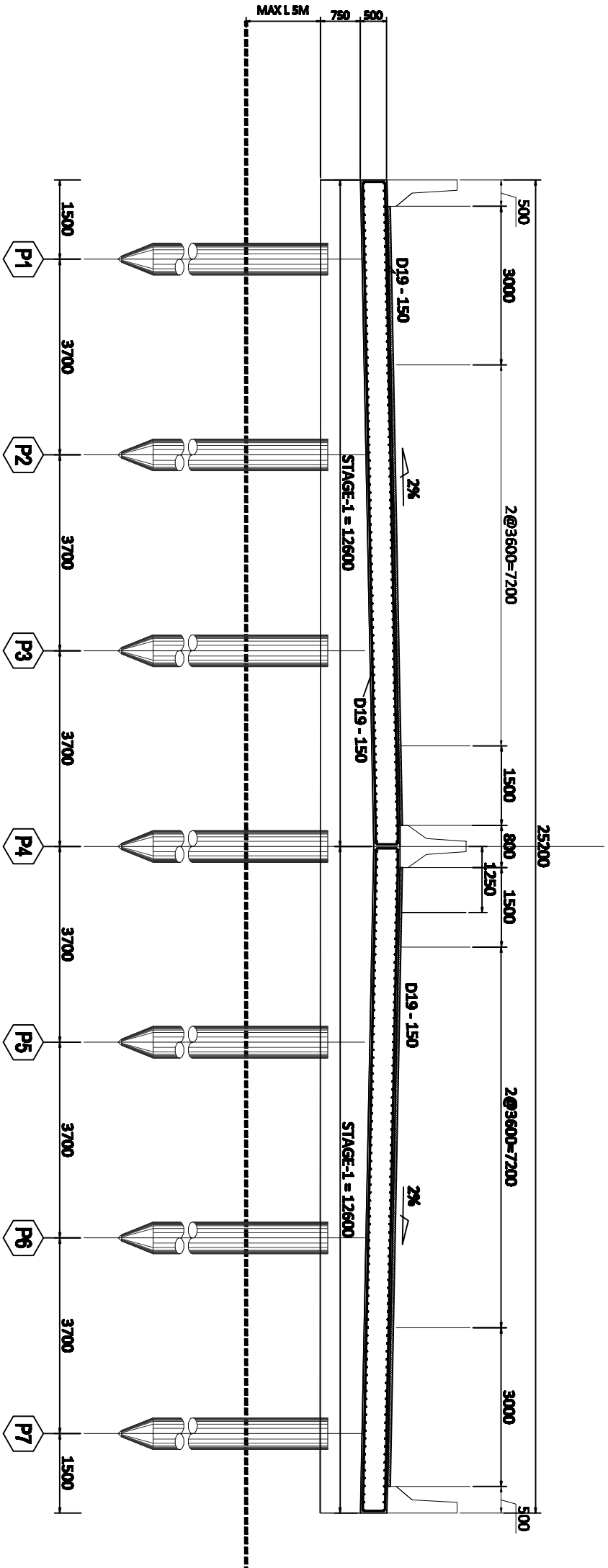
Izati Raudya Tuzahra
NRP. 1011500000130

No Gambar Jumlah Gambar

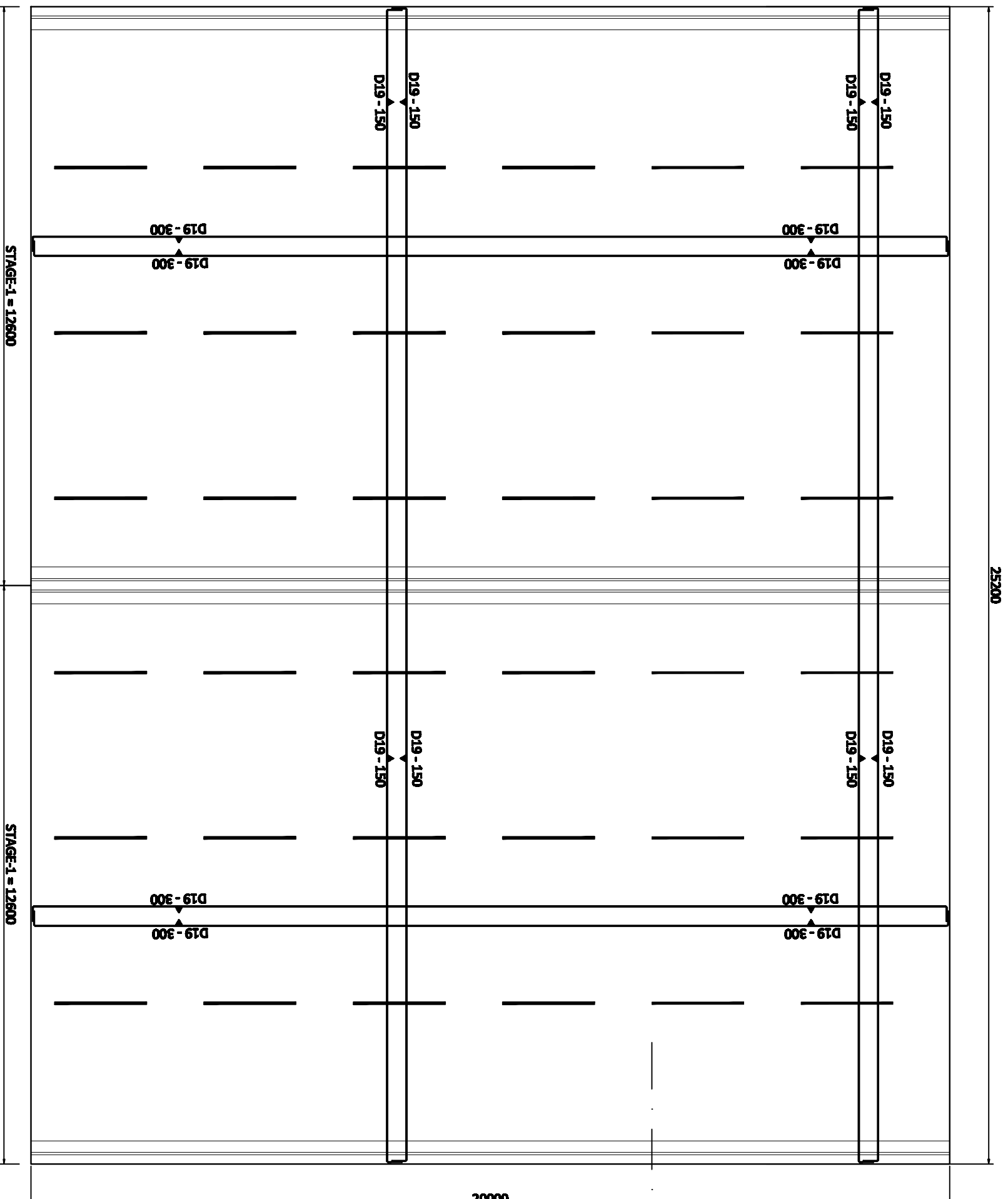
11 18



TAMPAK ATAS PENULANGAN FULL PLAT
SKALA 1:100

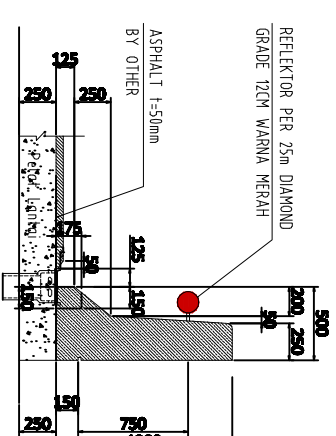
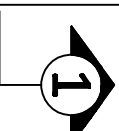


PENULANGAN FULL PLAT
SKALA 1:100

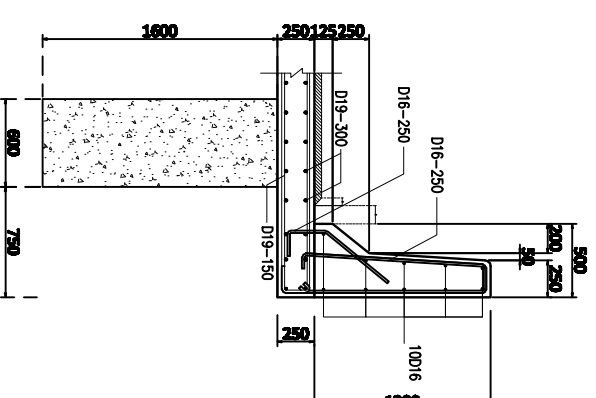


PENULANGAN PLAT LANTAI JEMBATAN

SKALA 1:100

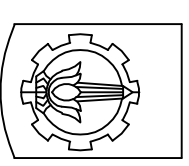


POTONGAN 1 - 1
Skala 1:50



PENULANGAN PLAT KANTILEVER

SKALA 1:50



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PRANTI STA 14+350 PADA RUAS JALAN TOL KLBM (KRIAN - LEGUNDI - BUNDER - MANYAR) SEKSI I KABUPATEN GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL

SUMBER GAMBAR

PT. WASKITA KARYA
PROYEK TOL KLBM SEKSI I

NAMA GAMBAR

PENULANGAN PLAT LANTAI JEMBATAN

Menyetujui

Ir. Chomeedhi, CES, Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

MAHASISWA I

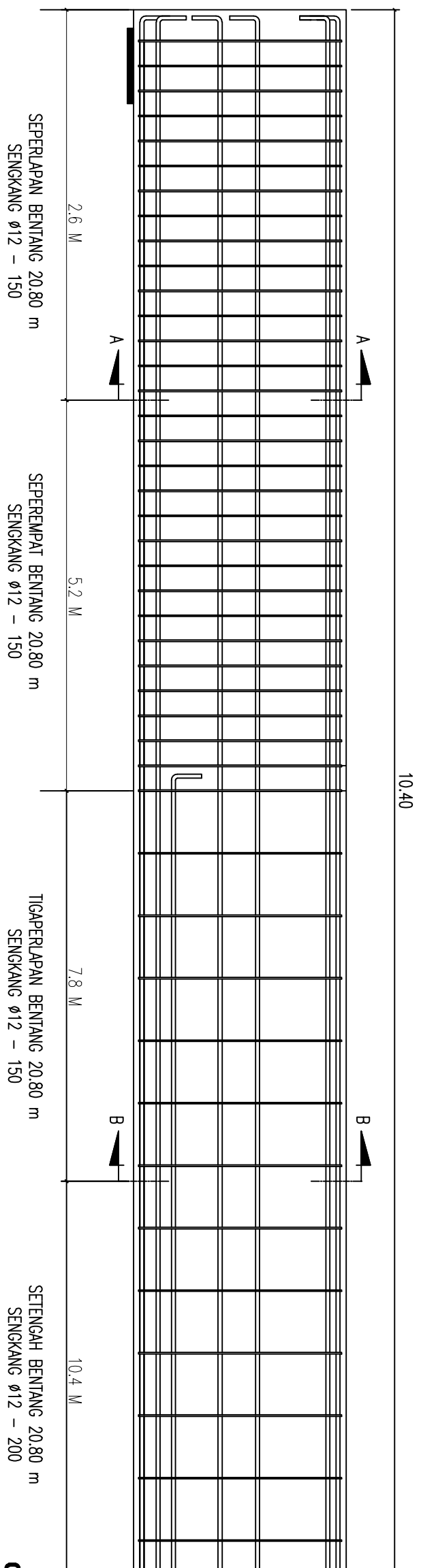
Muhammad Anas Ashtiddiqi
NRP. 1011500000119

MAHASISWA II

Izati Raudya Tuzahra
NRP. 1011500000130

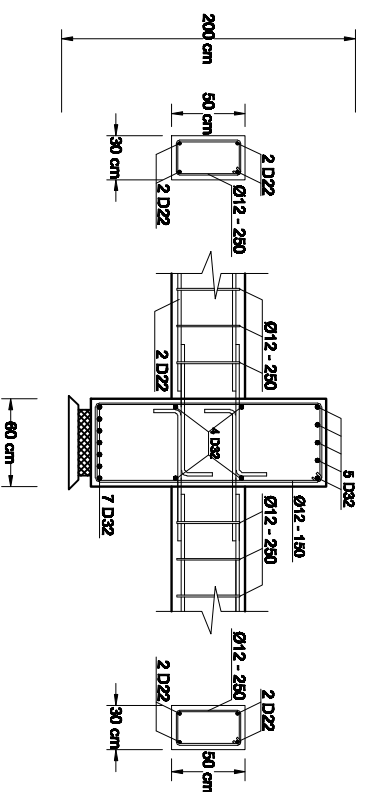
No Gambar Jumlah Gambar

12 18



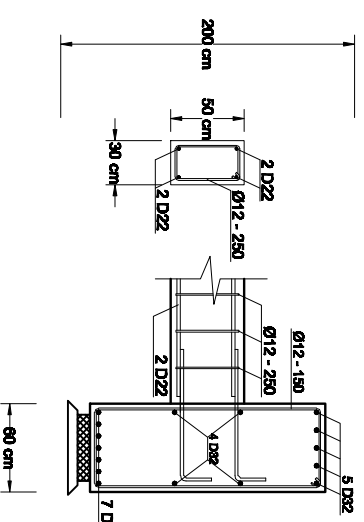
POTONGAN MEMANJANG GIRDER

SKALA 1 : 40



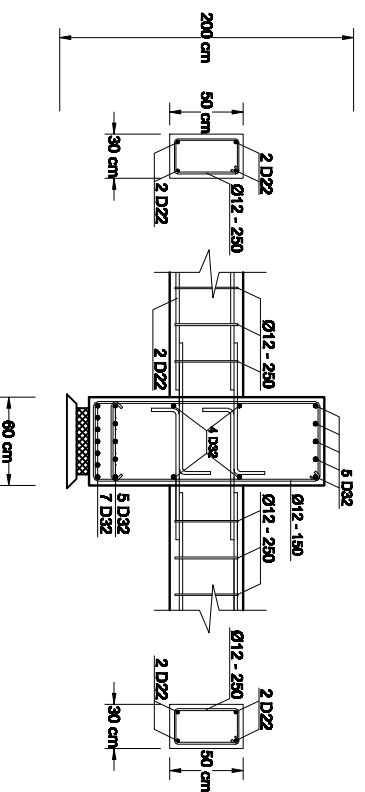
GIRDER 1/8 BENTANG

SKALA 1 : 40



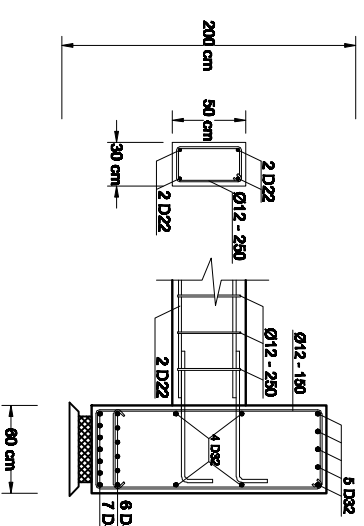
GIRDER TEPI 1/8 BENTANG

SKALA 1 : 40



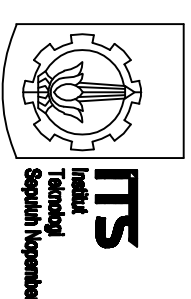
GIRDER 1/4 BENTANG

SKALA 1 : 40



GIRDER TEPI 1/4 BENTANG

SKALA 1 : 40



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PRANTI

STA 14+350 PADA RUAS JALAN TOL KLBM (KRIAN - LEGUNDI - BUNDER - MANYAR) SEKSI I KABUPATEN GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL

SUMBER GAMBAR

PT. WASKITA KARYA PROYEK TOL KLBM SEKSI I

NAMA GAMBAR

PENULANGAN GIRDER BENTANG 20.80 M

Menyetujui

Ir. Chomadhil, CES, Geo. NIP. 19550319 198403 1 001

MAHASISWA I

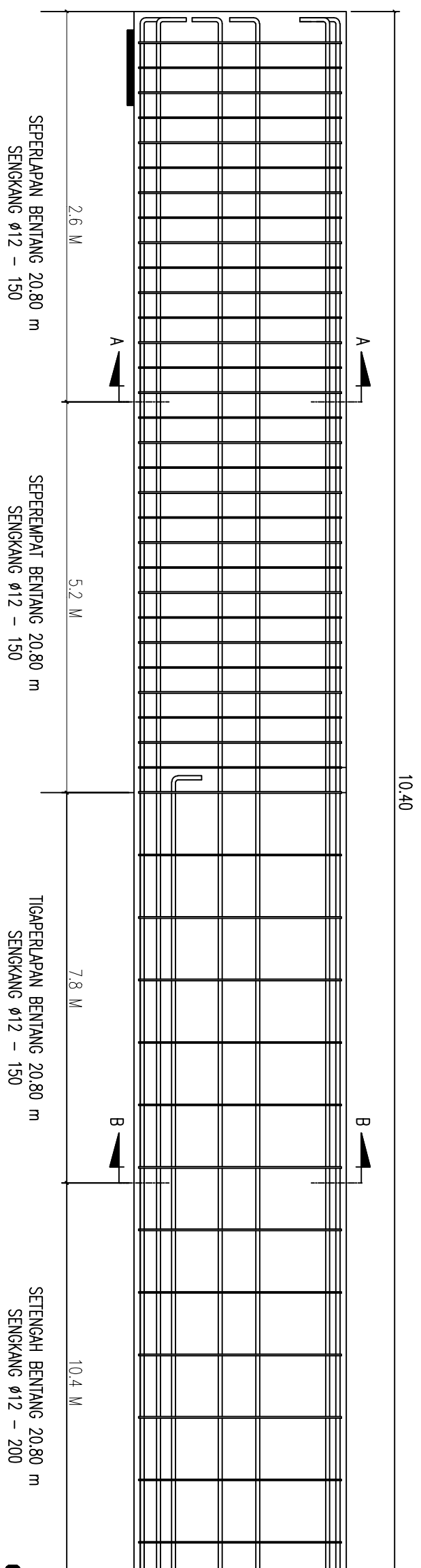
Muhammad Anas Asstiddiqi NRP. 1011500000119

MAHASISWA II

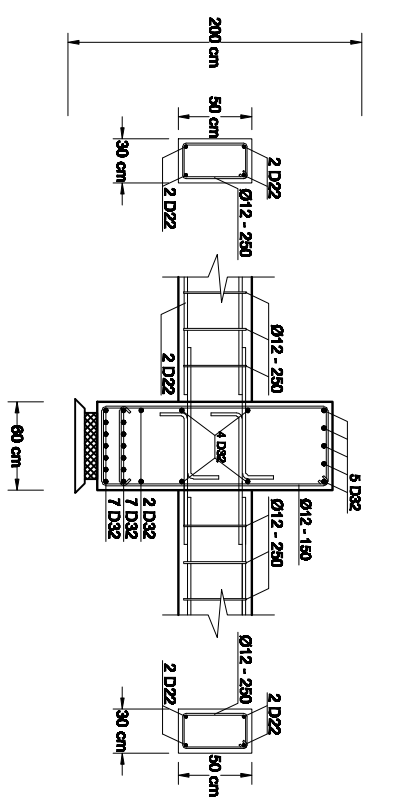
Izati Raudya Tuzahra NRP. 1011500000130

No Gambar Jumlah Gambar

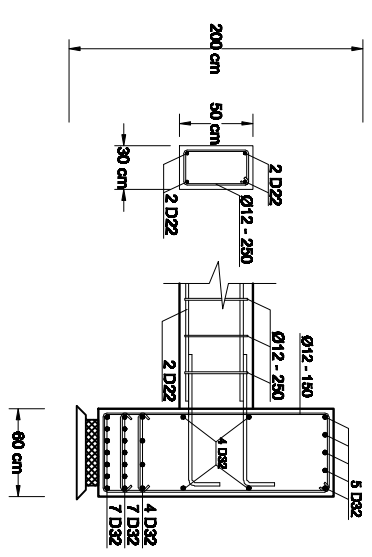
13 18



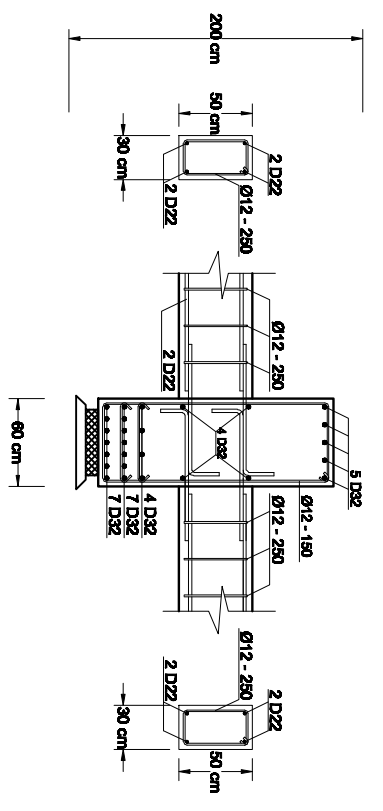
POTONGAN MEMANJANG GIRDER
SKALA 1 : 40



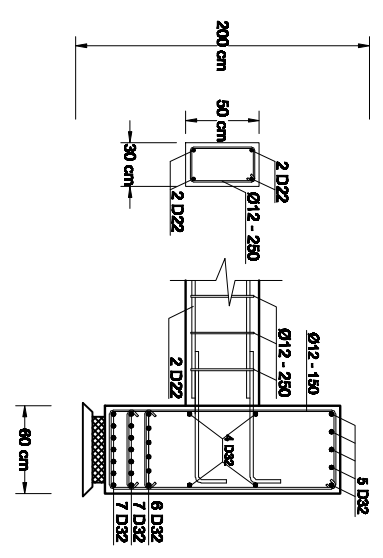
GIRDER 3/8 BENTANG
SKALA 1 : 40



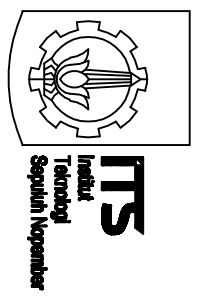
GIRDER TEPI 3/8 BENTANG
SKALA 1 : 40



GIRDER 1/2 BENTANG
SKALA 1 : 40



GIRDER TEPI 1/2 BENTANG
SKALA 1 : 40



JUDUL TUGAS AKHIR
MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PRANTI STA 14+350 PADA RUAS JALAN TOL KLBM (KRIAN - LEGUNDI - BUNDER - MANYAR) SEKSI I KABUPATEN GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL

SUMBER GAMBAR

PT. WASKITA KARYA
PROYEK TOL KLBM SEKSI I

NAMA GAMBAR

PENULANGAN GIRDER BENTANG 20.80 M

Menyetujui

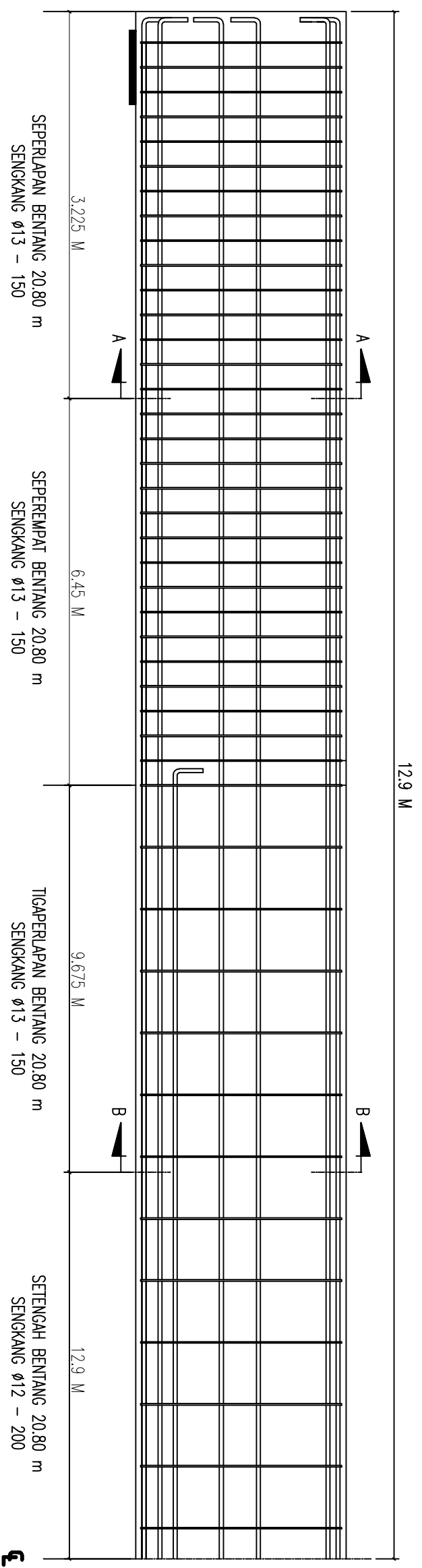
Ir. Chomaehti, CES, Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001
MAHASISWA I

Muhammad Anas Asstidhiqi
NRP. 1011500000119
MAHASISWA II

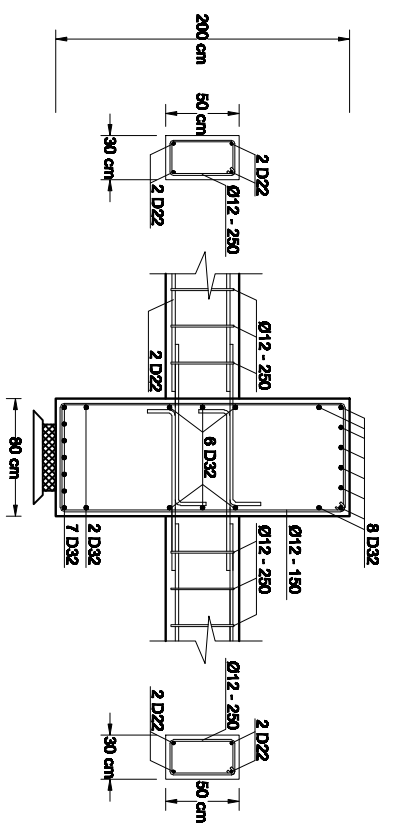
Izati Raudya Tuzzahra
NRP. 1011500000130

No Gambar Jumlah Gambar

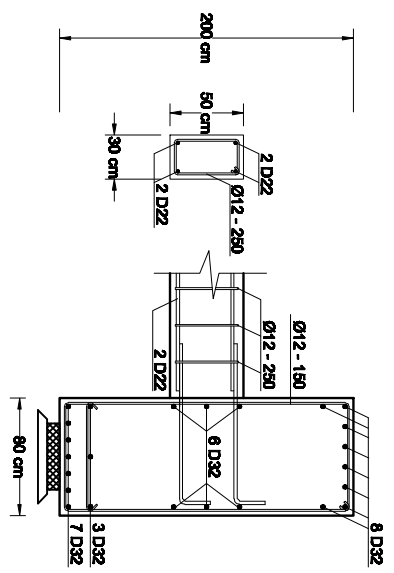
14 18



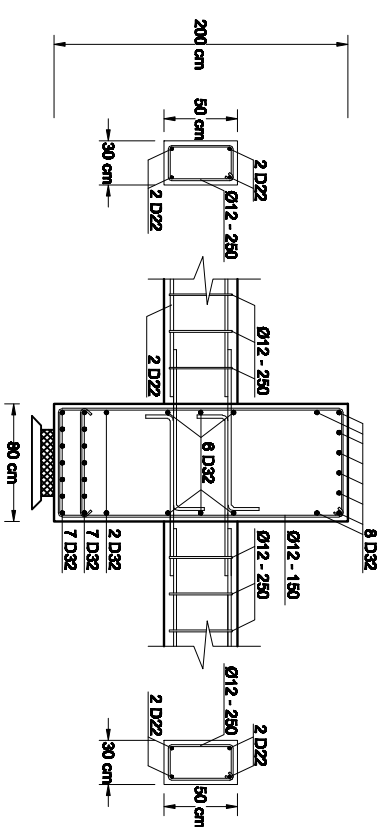
POTONGAN MEMANJANG GIRDER
SKALA 1 : 40



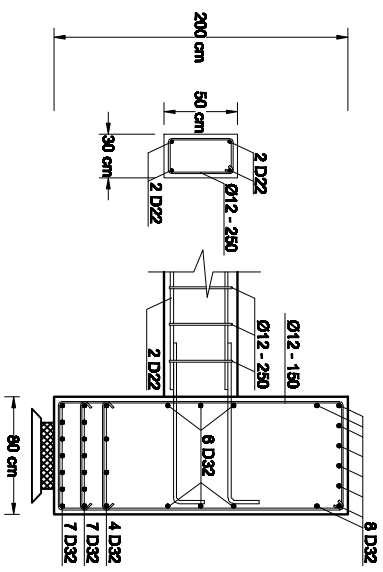
GIRDER 1/8 BENTANG
SKALA 1 : 40



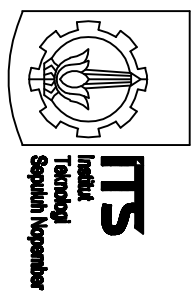
GIRDER TEPI 1/8 BENTANG
SKALA 1 : 40



GIRDER 1/4 BENTANG
SKALA 1 : 40



GIRDER TEPI 1/4 BENTANG
SKALA 1 : 40



JUDUL TUGAS AKHIR
MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PRANTI STA 14+350 PADA RUAS JALAN TOL KLBM (KRIAN - LEGUNDI - BUNDER - MANYAR) SEKSI I KABUPATEN GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL

SUMBER GAMBAR

PT. WASKITA KARYA
PROYEK TOL KLBM SEKSI I

NAMA GAMBAR

PENULANGAN GIRDER BENTANG 25.80 M

Menyetujui

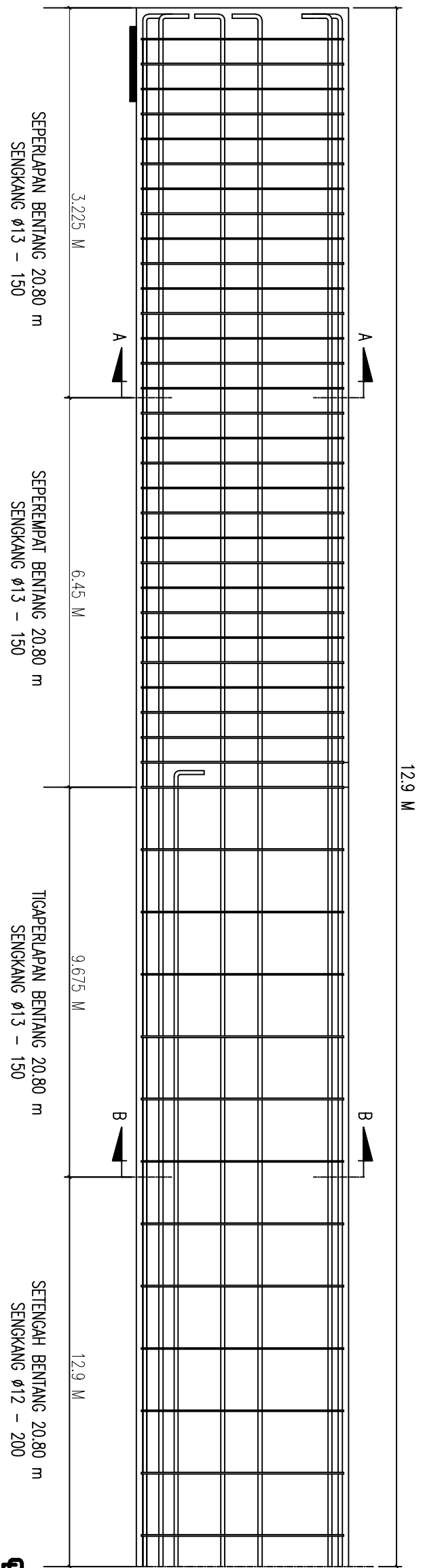
Ir. Chamaedhi, CES, Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001
MAHASISWA I

Muhammad Anas Asstidhiq
NRP. 1011500000119
MAHASISWA II

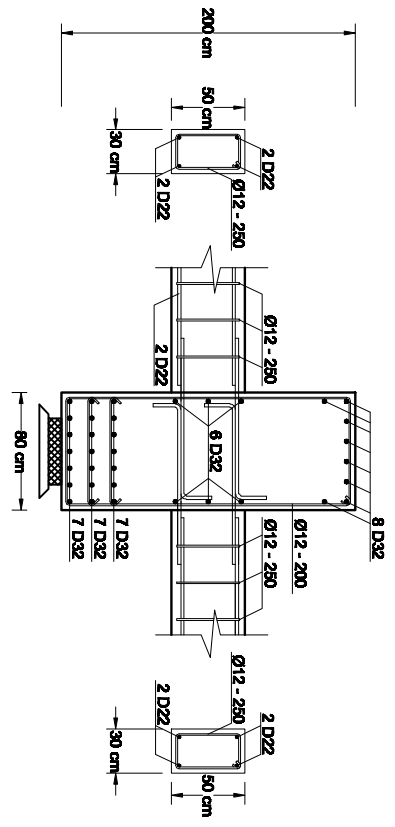
Izati Raudya Tuzahra
NRP. 1011500000130

No Gambar Jumlah Gambar

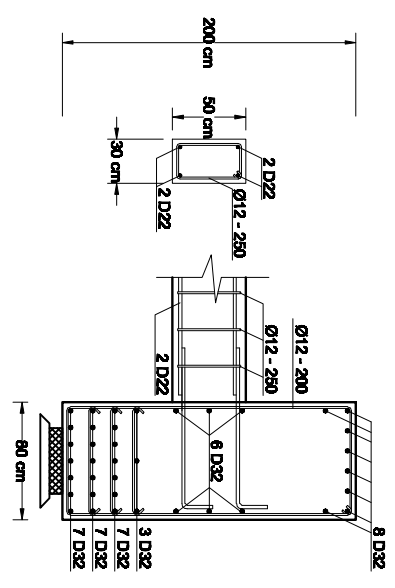
15 **18**



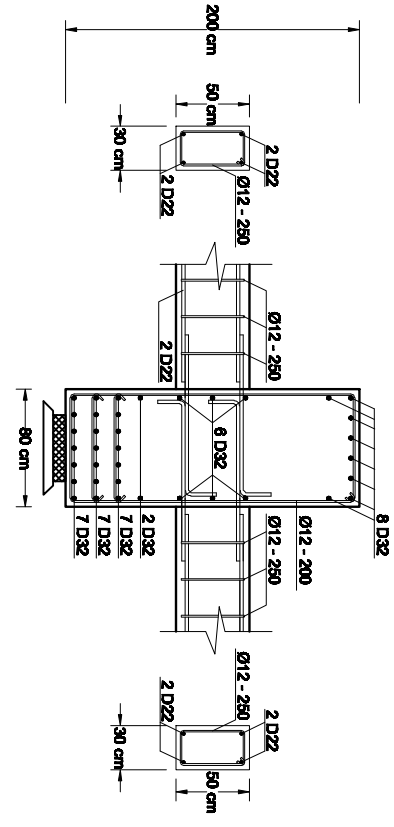
POTONGAN MEMANJANG GIRDER
SKALA 1 : 40



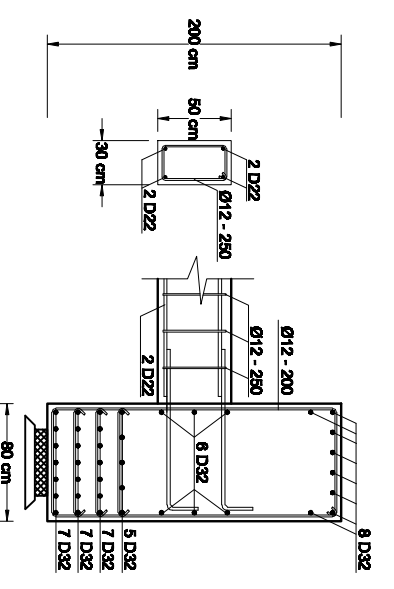
GIRDER 3/8 BENTANG
SKALA 1 : 40



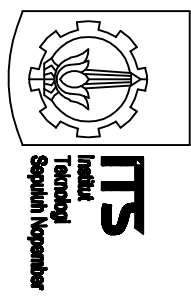
GIRDER TEPI 3/8 BENTANG
SKALA 1 : 40



GIRDER 1/2 BENTANG
SKALA 1 : 40



GIRDER TEPI 1/2 BENTANG
SKALA 1 : 40



JUDUL TUGAS AKHIR
MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PRANTI STA 14+350 PADA RUAS JALAN TOL KLBM (KRIAN - LEGUNDI - BUNDER - MANYAR) SEKSI I KABUPATEN GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL

SUMBER GAMBAR

PT. WASKITA KARYA
PROYEK TOL KLBM SEKSI I

NAMA GAMBAR

PENULANGAN GIRDER BENTANG 25.80 M

Menyetujui

Ir. Chomeedhi, CES, Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001
MAHASISWA I

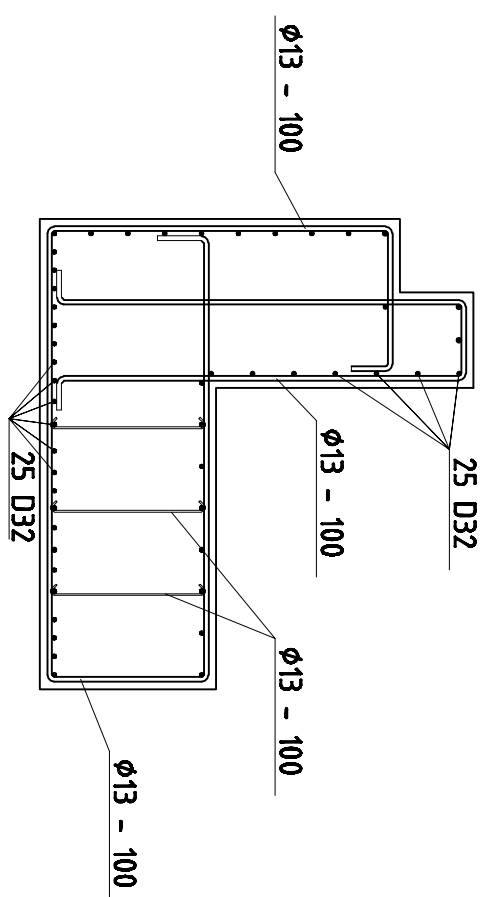
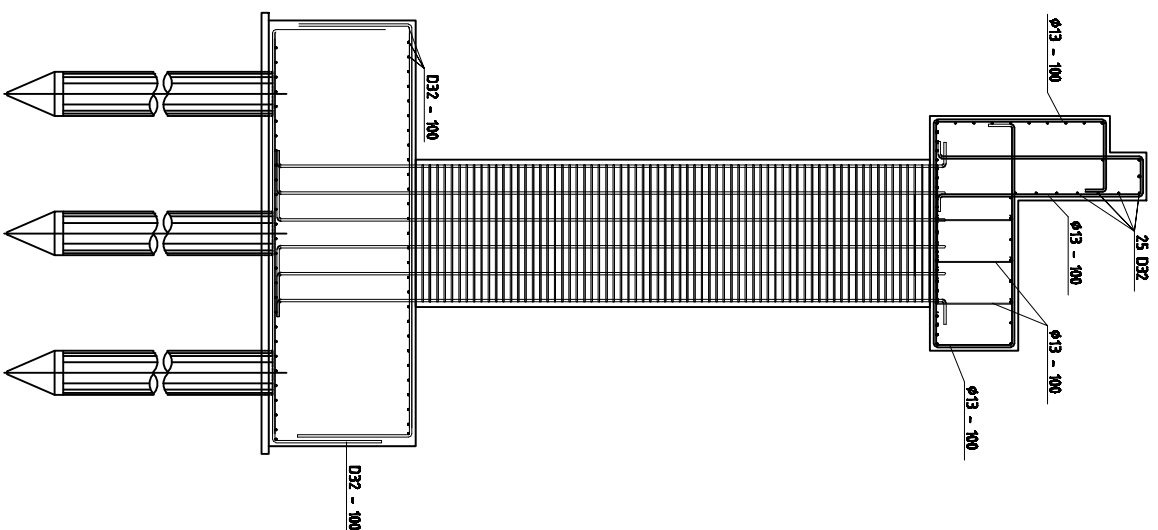
Muhammad Anas Asstiddiqi
NRP. 1011500000119
MAHASISWA II

Izati Raudya Tuzairah
NRP. 1011500000130

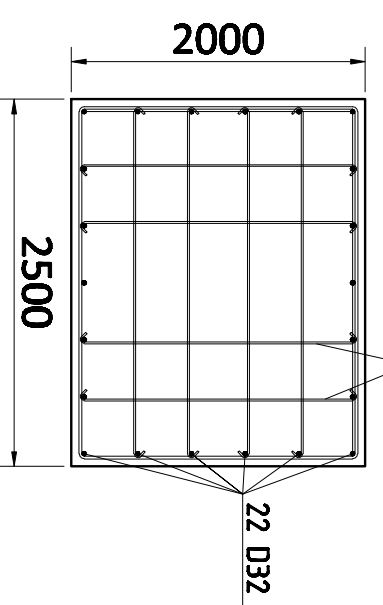
No Gambar Jumlah Gambar

16 18

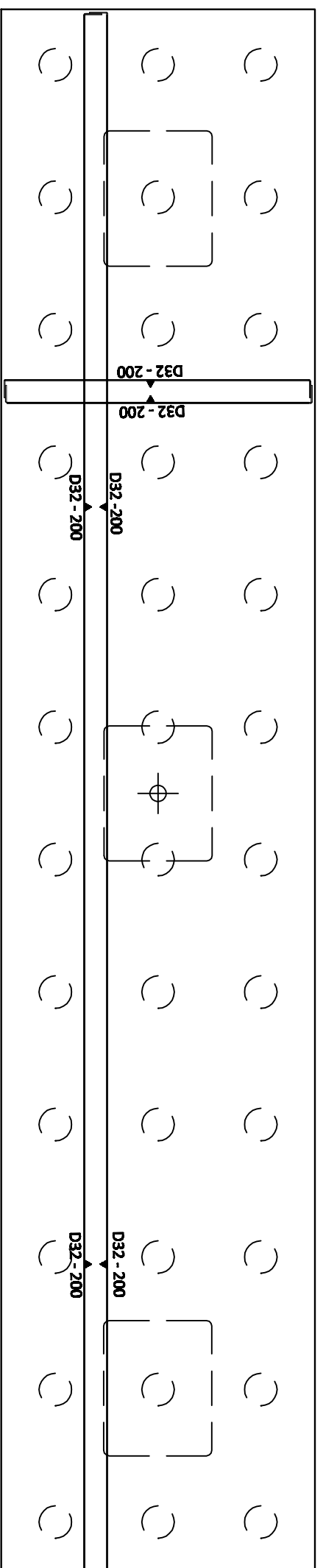
PENULANGAN P1 DAN P4
SKALA 1 : 100



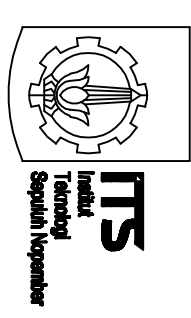
PENULANGAN PIER HEAD
SKALA 1 : 50



PENULANGAN PIER COLOUM
SKALA 1 : 50



PENULANGAN PILE CAP
SKALA 1 : 100



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PRANTI STA 14+350 PADA RUAS JALAN TOL KLBM (KRIAN - LEGUNDI - BUNDER - MANYAR) SEKSI I KABUPATEN GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL

SUMBER GAMBAR

PT. WASKITA KARYA PROYEK TOL KLBM SEKSI I

NAMA GAMBAR

PENULANGAN PIER

Menyetujui

Ir. Chomeedhi, CES, Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001
MAHASISWA I

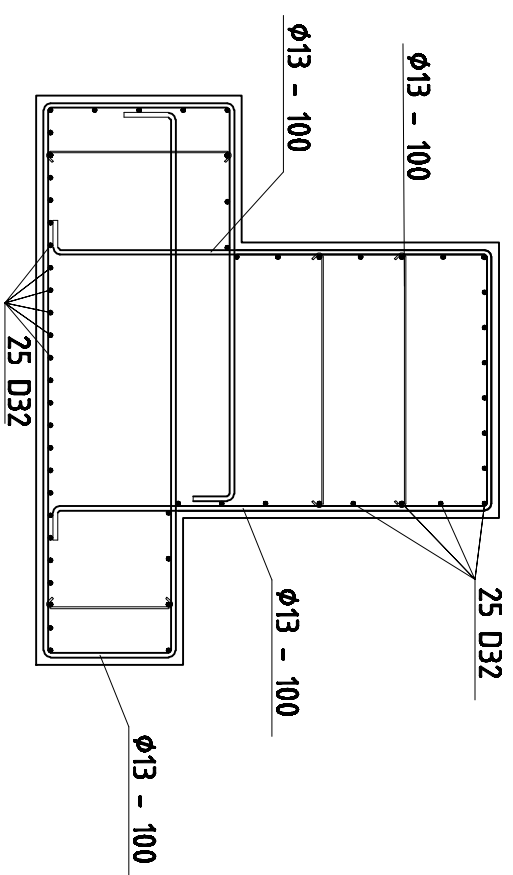
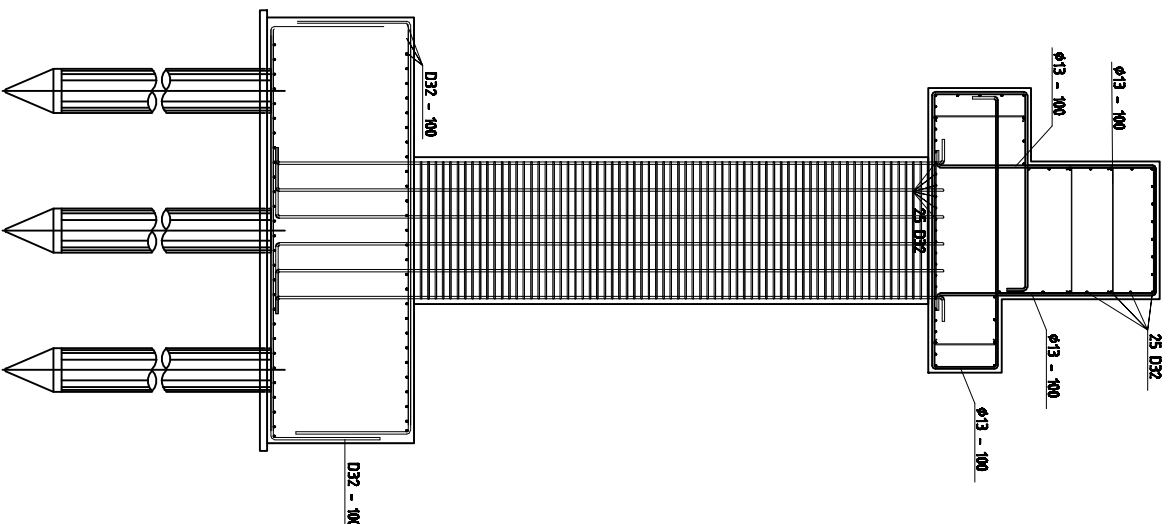
Muhammad Anas Ashtiddiqi
NRP. 1011500000119
MAHASISWA II

Izati Raudya Tuzahra
NRP. 1011500000130

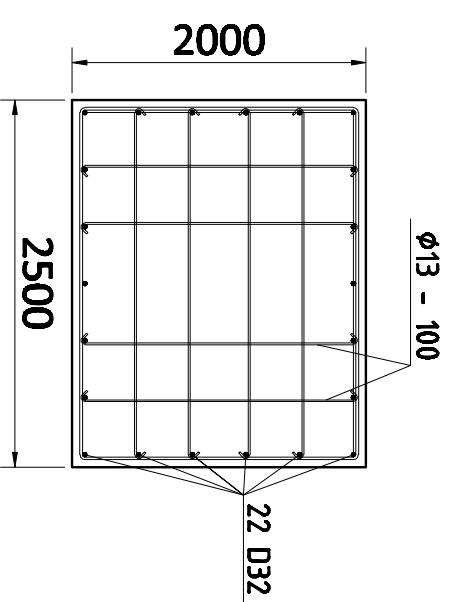
No Gambar Jumlah Gambar

17 18

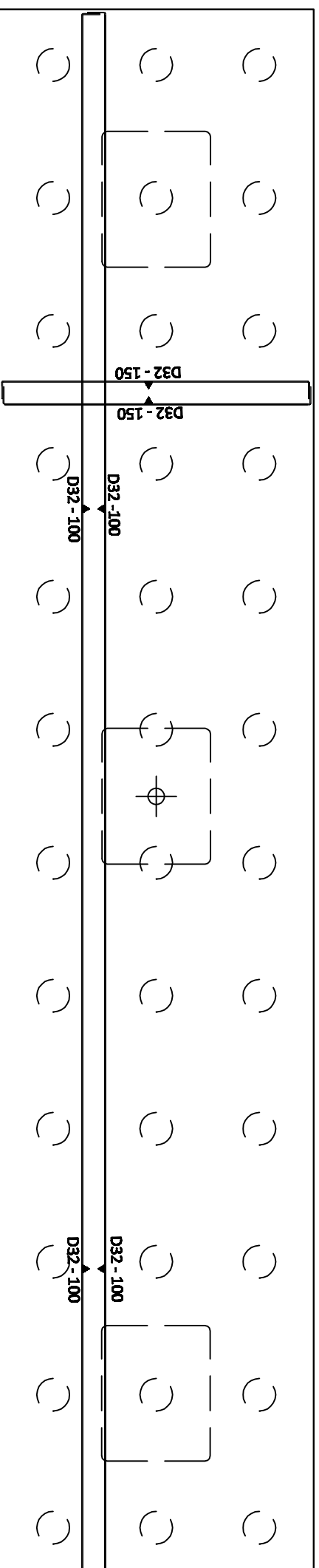
PENULANGAN P2 DAN P3
SKALA 1 : 100



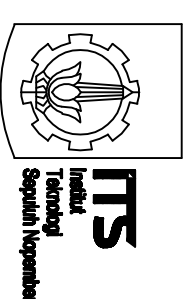
PENULANGAN PIER HEAD
SKALA 1 : 50



PENULANGAN PIER COLOUM
SKALA 1 : 50



PENULANGAN PILE CAP
SKALA 1 : 100



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN PRANTI STA 14+350 PADA RUAS JALAN TOL KLBM (KRIAN - LEGUNDI - BUNDER - MANYAR) SEKSI I KABUPATEN GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL

SUMBER GAMBAR

PT. WASKITA KARYA
PROYEK TOL KLBM SEKSI I

NAMA GAMBAR

PENULANGAN PIER

Menyetujui

Ir. Chamaedhi, CES, Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001

MAHASISWA I

Muhammad Anas Ashtiddiqi
NRP. 1011500000119

MAHASISWA II

Izati Raudya Tuzahra
NRP. 1011500000130

No Gambar Jumlah Gambar

18 18