

TUGAS AKHIR

DESAIN JEMBATAN GREMBYANGAN MENGUNAKAN STRUKTUR BALOK KOMPOSIT (*DESIGN OF GREMBYANGAN BRIDGE WITH COMPOSITE BEAM*)

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



**Putri Salsabilla
18511010**

**PROGRAM STUDI SARJANA TEKNIK SIPIL
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2023**

TUGAS AKHIR

DESAIN JEMBATAN GREMBYANGAN MENGUNAKAN STRUKTUR BALOK KOMPOSIT (*DESIGN OF GREMBYANGAN BRIDGE WITH COMPOSITE BEAM*)

Disusun oleh:

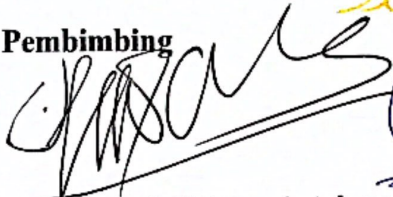
Putri Salsabilla
18511010

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan
Untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

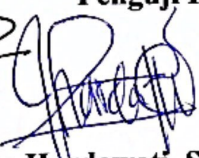
Diuji pada tanggal 9 Juni 2023

Oleh Dewan Penguji

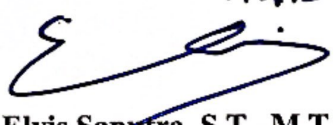
Pembimbing


Ir. Suharyatmo, M.T.
NIK :865110201

Penguji I


Astriana Hardawati, S.T., M.Eng.
NIK :165111301

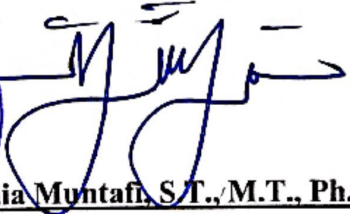
Penguji II


Elvis Saputra, S.T., M.T.
NIK :205111302

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil Program Sarjana




Ir. Xunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng).
NIK : 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan ini bahwa Tugas Akhir yang menjadi syarat menyelesaikan program sarjana di Program Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia merupakan hasil dari karya yang saya susun sendiri. Pada beberapa bagian di proposal ini berisikan kutipan dari hasil karya orang lain yang sumbernya telah dicantumkan dengan jelas sesuai norma dan kaidah penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan sebagian atau seluruh Tugas Akhir ini terbukti bukan merupakan karya saya atau adanya plagiasi yang ditemukan dalam bagian-bagian tugas akhir ini, maka saya bersedia menerima sanksi dimana termasuk dalam pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 9 Juni 2023

Yang membuat pernyataan,



Putri Salsabilla

(18511010)

LEMBAR DEDIKASI

Tugas akhir ini saya dedikasikan kepada:

1. Allah SWT yang telah memberikan nikmat, rahmat, rezeki, kesehatan dan kemudahan kepada saya dalam menyelesaikan Tugas Akhir.
2. Orang tua saya yang telah memberikan semangat dan kasih sayang, serta tak lupa memberikan do'a dan materi kepada saya.
3. Diri saya sendiri yang selalu berjuang dan bertahan hingga saat ini sehingga dapat menyelesaikan Tugas Akhir.
4. Kakak saya Satria Amaral yang selalu menyemangati saya dan memberikan saran sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir.
5. Teman-teman seperjuangan saya yaitu Apin, Mentari dan Mita yang selalu menyemangati dan bersama-sama mengerjakan Tugas Akhir ini. Teman-teman DPA saya yang kuliah bersama dari awal hingga akhir.
6. Teman-teman saya di rumah Iswari, Krishna, Sari, Sischa dan Zade yang selalu menemani dan menyemangati saya dari jauh.

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Desain Jembatan Grembyangan Menggunakan Struktur Balok Komposit. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, Alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Ibu Yunalia Muntafi S.T., M.T., Ph.D., (Eng). selaku Ketua Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
2. Bapak Ir. Surhayatma, M.T selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir yang telah membantu, mengarahkan dan memberi dukungan kepada saya untuk menyelesaikan penyusunan Tugas Akhir.
3. Dosen Penguji
4. Kedua orang tua saya dan keluarga saya

Penulis berharap Tugas Akhir ini dapat bermanfaat untuk semua pihak yang membaca.

Yogyakarta, 9 Juni 2023

Penulis,

Putri Salsabilla

18511010

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
LEMBAR DEDIKASI	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xiii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR LAMPIRAN	xviii
ABSTRAK	xix
<i>ABSTRACT</i>	xx
BAB I PENDAHULUAN	21
1.1 Latar Belakang	21
1.2 Rumusan Masalah	22
1.3 Tujuan Penelitian	22
1.4 Manfaat Penelitian	22
1.5 Batasan Penelitian	23
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1 Tinjauan Umum	4
2.2 Penelitian Terdahulu	4
2.2.1 Perencanaan Jembatan Gelagar Komposit Bentang 150 meter	4
2.2.2 Perencanaan Jembatan Komposit Gelagar Castella Beam	5
2.2.3 Desain Jembatan Beton Prategang PCI	5
2.2.4 Desain Girder pada Jembatan Komposit	6
2.3 Keaslian Penelitian	6
BAB III LANDASAN TEORI	10
3.1 Umum	10
3.2 Sifat Material Beton	10

3.3	Sifat Material Baja	11
3.4	Jembatan	11
3.4.1	Klasifikasi Jembatan	12
3.5	Konsep Struktur Komposit	13
3.6	Pembebanan Pada Jembatan	14
3.6.1	Beban Mati	14
3.6.2	Beban Lalu Lintas	16
3.6.3	Beban Aksi Lingkungan	20
3.7	Beban Gempa pada Jembatan	22
3.8	Faktor Beban dan Kombinasi	27
3.9	Faktor Reduksi Kekuatan	30
3.10	Perencanaan Struktur Bangunan Atas	31
3.10.1	Lantai Kendaraan	32
3.10.2	Gelagar Komposit	34
3.10.3	<i>Shear Connector</i>	39
3.10.4	Sambungan Baut	41
3.11	Perencanaan Struktur Bangunan Bawah	42
3.11.1	Abutment	43
3.11.2	Pilar	45
3.11.3	Pondasi	47
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN		49
4.1	Umum	49
4.2	Lokasi Jembatan	49
4.3	Data yang Dibutuhkan	50
4.3.1	Data Sekunder	50
4.3.2	Data Jembatan	50
4.4	Bagan Alir Perencanaan	50
BAB V ANALISIS DATA DAN PEMBAHASAN		53
5.1	Data Jembatan	53
5.2	<i>Pre-eliminary Design</i>	56
5.3	Perencanaan Struktur Atas Jembatan	58
5.3.1	Perencanaan Pelat Lantai	58

5.3.2	Perencanaan Gelagar	72
5.3.3	Sambungan Gelagar	83
5.3.4	<i>Shear Connector</i>	92
5.3.5	Lendutan Jembatan	96
5.4	Perencanaan Struktur Bawah Jembatan	97
5.3.1	Perencanaan Abutment Jembatan	98
5.3.2	Perencanaan Pilar Jembatan	197
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		273
6.1	Kesimpulan	273
6.2	Saran	275
DAFTAR PUSTAKA		xxi
LAMPIRAN		xxiii

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Matriks Penelitian Terdahulu dan Sekarang	8
Tabel 3.1 Sifat Mekanis Baja Struktural	11
Tabel 3.2 Tabel Berat untuk Beban Mati	15
Tabel 3.3 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri	15
Tabel 3.4 Faktor Beban Untuk Berat Mati Tambahan	16
Tabel 3.5 Faktor Beban Lajur "D"	17
Tabel 3.6 Faktor beban untuk beban "T"	18
Tabel 3.7 Nilai V_o dan Z_o untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu	21
Tabel 3.8 Tekanan angin dasar	21
Tabel 3.9 Faktor modifikasi respon (R) untuk bangunan bawah	24
Tabel 3.10 Faktor amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (FPGA/Fa)	25
Tabel 3.11 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)	25
Tabel 3.12 Kombinasi Pembebanan	29
Tabel 3.13 Faktor Reduksi Kekuatan Beton	31
Tabel 3.14 Faktor Reduksi Kekuatan Baja	31
Tabel 3.15 Spesifikasi Baut Mutu Tinggi	42
Tabel 3.16 Jarak Tepi Minimum	42
Tabel 3.17 Tinggi Pemakaian Kepala Jembatan Untuk Berbagai Bentuk	43
Tabel 3.18 Pemilihan Bentuk Pondasi	48
Tabel 5.1 Ketersediaan Bentang Ekonomis Jembatan	54
Tabel 5.2 Rekapitulasi Beban Pada Pelat Lantai	64
Tabel 5.3 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai Kendaraan	72
Tabel 5.4 Rekapitulasi Pembebanan Gelagar Memanjang	76
Tabel 5.7 Data Koordinat Baut Sambungan Gelagar	84
Tabel 5.6 Rekapitulasi Gaya Pada Masing-Masing Baut	89
Tabel 5.7 Rekapitulasi Resultan Gaya Pada Baut	91
Tabel 5.8 Titik Berat Profil Komposit	93

Tabel 5.9 Rekapitulasi Lendutan dan Lawan Lendut Pada Gelagar 4	97
Tabel 5.10 Dimensi Abutment	99
Tabel 5.11 Hasil N-SPT	101
Tabel 5.12 Berat Sendiri Struktur Atas	103
Tabel 5.13 Perhitungan Berat dan Momen pada <i>Breast Wall</i>	105
Tabel 5.14 Total Berat Sendiri pada <i>Breast Wall</i>	106
Tabel 5.15 Rekapitulasi Gaya dan Momen Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Breast Wall</i>	119
Tabel 5.16 Rekapitulasi Gaya dan Momen Gempa Lateral Pada <i>Breast Wall</i>	124
Tabel 5.17 Rekapitulasi Pembebanan Pada <i>Breast Wall</i>	125
Tabel 5.18 Kombinasi Beban Kuat I Pada <i>Breast Wall</i>	126
Tabel 5.19 Kombinasi Beban Kuat II Pada <i>Breast Wall</i>	126
Tabel 5.20 Kombinasi Beban Kuat III Pada <i>Breast Wall</i>	127
Tabel 5.21 Kombinasi Beban Kuat IV Pada <i>Breast Wall</i>	127
Tabel 5.22 Kombinasi Beban Kuat V Pada <i>Breast Wall</i>	128
Tabel 5.23 Kombinasi Beban Ekstrem I Arah X Pada <i>Breast Wall</i>	128
Tabel 5.24 Kombinasi Beban Ekstrem I Arah Y Pada <i>Breast Wall</i>	129
Tabel 5.25 Rekapitulasi Gaya dan Momen Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Back Wall</i>	132
Tabel 5.26 Rekapitulasi Beban <i>Back Wall</i> Atas	132
Tabel 5.27 Kombinasi Kuat I <i>Back Wall</i> Atas	133
Tabel 5.28 Gaya dan Momen Berat Mati Sendiri Pada <i>Back Wall</i> Bawah	133
Tabel 5.29 Rekapitulasi Gaya dan Momen Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Back Wall</i> Bawah	135
Tabel 5.30 Rekapitulasi Beban <i>Back Wall</i> Bawah	136
Tabel 5.31 Kombinasi Kuat I <i>Back Wall</i> Bawah	136
Tabel 5.32 Rekapitulasi Pembebanan Pada Corbel	138
Tabel 5.33 Kombinasi Pembebanan Kuat I Pada Corbel	138
Tabel 5.34 Rekapitulasi Gaya dan Momen Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Wing Wall</i>	140
Tabel 5.35 Rekapitulasi Beban <i>Wing Wall</i>	141

Tabel 5.36 Kombinasi Kuat I <i>Wing Wall</i>	141
Tabel 5.37 Rekapitulasi Momen Perbesaran Arah X <i>Breast Wall</i>	143
Tabel 5.38 Nilai Gaya dan Momen Pada Tinjauan Lebar <i>Breast Wall</i> 1 Meter	144
Tabel 5.39 Rekapitulasi Mn-Pn untuk Diagram Interaksi Kolom	145
Tabel 5.40 Rekapitulasi Tulangan Pada <i>Breast Wall</i>	150
Tabel 5.41 Gaya dan Momen <i>Back Wall</i> Bawah Tinjauan 1 Meter	151
Tabel 5.42 Gaya dan Momen <i>Back Wall</i> Atas Tinjauan 1 Meter	154
Tabel 5.43 Rekapitulasi Tulangan Pada <i>Back Wall</i>	157
Tabel 5.44 Gaya dan Momen Corbel Tinjauan 1 Meter	158
Tabel 5.45 Rekapitulasi Tulangan Pada Corbel	162
Tabel 5.46 Gaya dan Momen <i>Wing Wall</i> Atas Tinjauan 1 Meter	162
Tabel 5.47 Rekapitulasi Tulangan Pada <i>Wing Wall</i>	166
Tabel 5.48 Perhitungan Berat Mati Sendiri Abutment dan <i>Pile Cap</i>	168
Tabel 5.49 Momen Mati Tambahan Akibat Timbunan di Atas <i>Pile Cap</i>	169
Tabel 5.50 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Pile Cap</i>	170
Tabel 5.51 Gaya dan Momen Gempa Lateral Pada Tepi <i>Pile Cap</i>	173
Tabel 5.54 Rekapitulasi Pembebanan Pada <i>Pile Cap</i>	174
Tabel 5.53 Kombinasi Pembebanan Pada <i>Pile Cap</i>	175
Tabel 5.54 Nilai N-SPT	176
Tabel 5.55 Rekapitulasi Daya Dukung Aksial Tiang Pancang	179
Tabel 5.56 Tekanan Tanah Pasif Efektif	181
Tabel 5.57 Rekapitulasi Momen Pada Tiang Pancang	181
Tabel 5.58 Rekapitulasi Diagram Momen di Tiang Pancang	182
Tabel 5.59 Jarak antara Tiang Pancang ke Titik Berat	184
Tabel 5.60 Gaya Yang Diterima <i>Pile Cap</i>	184
Tabel 5.61 Gaya Aksial Yang Diterima Tiang	185
Tabel 5.62 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang	186
Tabel 5.63 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada <i>Pile Cap</i>	190
Tabel 5.64 Momen Akibat Berat Sendiri Pada <i>Pile Cap</i>	191
Tabel 5.65 Momen Maksimal Akibat Reaksi Tiang Pancang Akibat <i>Pile Cap</i>	192
Tabel 5.66 Rekapitulasi Tulangan Pada <i>Pile Cap</i>	195

Tabel 5.67 Data Dimensi Pilar	198
Tabel 5.68 Berat Mati Struktur Pilar	199
Tabel 5.69 Rekapitulasi Beban Pada <i>Pier Head</i>	211
Tabel 5.70 Kombinasi Beban Kuat I Pada <i>Pier Head</i>	211
Tabel 5.71 Kombinasi Beban Esktrim I Pada <i>Pier Head</i>	211
Tabel 5.72 Berat Struktur Bawah <i>Pier Wall</i>	212
Tabel 5.73 Rekapitulasi Pembebanan Pada <i>Pier Wall</i>	224
Tabel 5.74 Rekap Gaya dan Momen Kuat I <i>Pier Wall</i>	225
Tabel 5.75 Rekap Gaya dan Momen Ekstrem I <i>Pier Wall</i>	226
Tabel 5.76 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada <i>Pier Wall</i>	226
Tabel 5.77 Rekapitulasi Momen Perbesaran Arah X <i>Pier Wall</i>	232
Tabel 5.78 Nilai Gaya dan Momen Pada Tinjauan Lebar <i>Pier Wall</i> 1 Meter	232
Tabel 5.79 Rekapitulasi Mn-Pn untuk Diagram Interaksi Kolom	233
Tabel 5.80 Rekapitulasi Tulangan Pada <i>Pier Wall</i>	238
Tabel 5.81 Berat Sendiri Struktur <i>Pile Cap</i>	239
Tabel 5.82 Rekapitulasi Pembebanan Pada <i>Pile Cap</i>	251
Tabel 5.83 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada <i>Pile Cap</i>	251
Tabel 5.84 Nilai N-SPT	252
Tabel 5.85 Rekapitulasi Daya Dukung Aksial Tiang Pancang	255
Tabel 5.86 Tekanan Tanah Pasif Efektif	257
Tabel 5.87 Rekapitulasi Momen Pada Tiang Pancang	257
Tabel 5.88 Rekapitulasi Diagram Momen di Tiang Pancang	258
Tabel 5.89 Jarak antara Tiang Pancang ke Titik Berat	259
Tabel 5.90 Gaya Yang Diterima <i>Pile Cap</i>	260
Tabel 5.91 Gaya Aksial Yang Diterima Tiang	260
Tabel 5.92 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang	261
Tabel 5.93 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada <i>Pile Cap</i>	265
Tabel 5.94 Momen Akibat Berat Sendiri Pada <i>Pile Cap</i>	266
Tabel 5.95 Momen Maksimal Akibat Reaksi Tiang Pancang Akibat <i>Pile Cap</i>	267
Tabel 5.96 Rekapitulasi Tulangan Pada <i>Pile Cap</i>	270

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

A_s	= luas profil baja
A_g	= Luas penampang
A_d	= luas tulangan
b	= lebar tinjauan
B_e	= lebar efektif
B_x	= lebar arah melintang abutment
B_y	= lebar arah memanjang abutment
C	= Kohesi
C_c	= gaya desak pada beton
C_s	= gaya tarik pada beton
C_{sm}	= koefisien respon elastic
D	= diameter
d	= tinggi efektif beton
d_b	= diameter baut
d_p	= diameter tulangan pokok
d_s	= diameter tulangan sengkang
E	= Modulus elastisitas baja
E_c	= Modulus elastisitas beton
f'_c	= kuat tekan beton
f_u	= tegangan ultimit baja
f_y	= tegangan leleh baja
h	= tinggi penampang
I	= inersia
K_a	= koefisien tekanan tanah aktif
K_e	= faktor panjang efektif
L	= panjang total jembatan
M_u	= momen ultimate

M_n	= momen nominal
n	= jumlah
P	= gaya aksial
P_u	= gaya aksial ultimit
P_n	= gaya aksial nominal
q	= berat terdistribusi
Q_u	= daya dukung ultimate
R	= faktor modifikasi respon
S	= jarak
sb	= selimut beton
SF	= faktor aman
t	= tebal
T	= waktu periode getar
W	= berat
γ	= berat volume
ρ	= rasio tulangan
Φ	= sudut geser dalam
ϕ	= faktor reduksi

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Beban Lajur "D"	17
Gambar 3.2 Pembebanan Truk "T" (500kN)	18
Gambar 3.3 Faktor Beban Dinamis untuk Beban T pada Pembebanan Lajur "D"	19
Gambar 3.4 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampau 7% dalam 75 tahun	23
Gambar 3.5 Peta respon spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampau 7% dalam 75 tahun	23
Gambar 3.6 Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampau 7% dalam 75 tahun	24
Gambar 3.7 Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah	26
Gambar 3.8 Diagram Tegangan Plastis Garis Netral Ada Di Beton	37
Gambar 3.9 Diagram Tegangan Plastis Garis Netral Ada Di Sayap	38
Gambar 3.10 Diagram Tegangan Plastis Garis Netral Ada Di Badan Profil	38
Gambar 3.11 Tipe dan Bentuk Kepala Jembatan	43
Gambar 3.12 Bentuk umum pilar jembatan	45
Gambar 3.13 Diagram Interaksi Kolom	47
Gambar 4.1 Lokasi Jembatan Grembyangan	49
Gambar 4.2 Bagan Alir Perencanaan Jembatan	51
Gambar 5.1 Potongan Melintang Sungai	53
Gambar 5.2 Pengujian <i>Bor Log</i>	55
Gambar 5.3 Penampang Struktur Komposit	56
Gambar 5.4 Tampak Melintang Jembatan	57
Gambar 5.5 Potongan Melintang Jembatan	58
Gambar 5.6 Pelat Lantai Kendaraan	60
Gambar 5.7 Tinjauan Pembebanan Pada Pelat Lantai	60
Gambar 5.8 Pembebanan Truk "T"	63
Gambar 5.9 Pembebanan dengan 1 Truk di Tengah Lajur Pada Pelat	64

Gambar 5.10 Kombinasi Momen Kuat I Saat Beban Truk di Tengah Lajur	65
Gambar 5.11 Pembebanan dengan 1 Truk di Tengah Jembatan Pada Pelat	65
Gambar 5.12 Kombinasi Momen Kuat I Saat Beban Truk di Tengah Jembatan	65
Gambar 5.13 Pembebanan dengan 2 Truk Pada Pelat	65
Gambar 5.14 Kombinasi Momen Kuat I Saat 2 Beban Truk di Jembatan	65
Gambar 5.15 Tampak Atas Tulangan Pelat	72
Gambar 5.16 Potongan Memanjang Gelagar	73
Gambar 5.17 Distribusi Tegangan Plastis	81
Gambar 5.18 Diagram Ultimate Garis Netral di Badan Profil	82
Gambar 5.19 Detail Sambungan Gelagar	84
Gambar 5.20 Pemasangan Shear Connector Pada $\frac{1}{4}$ Panjang Bentang Gelagar Memanjang	95
Gambar 5.21 Peletakan Shear Connector Pada $\frac{1}{4}$ Bentang hingga Setengah Bentang	95
Gambar 5.22 Lendutan Jembatan Akibat Beban Kuat I	96
Gambar 5.23 Tampak Atas Lendutan yang Terjadi	96
Gambar 5.24 Dimensi Abutment	99
Gambar 5.25 Beban Struktur Atas pada <i>Breast Wall</i>	104
Gambar 5.26 Berat Sendiri <i>Breast Wall</i>	105
Gambar 5.27 Beban Mati Tambahan Pada <i>Breast Wall</i>	107
Gambar 5.28 Beban Lajur 'D' pada <i>Breast Wall</i>	109
Gambar 5.29 Beban Pejalan Kaki Pada <i>Breast Wall</i>	110
Gambar 5.30 Beban Rem Pada <i>Breast Wall</i>	111
Gambar 5.31 Beban Angin Struktur Pada <i>Breast Wall</i>	113
Gambar 5.32 Ilustrasi Beban Angin Kendaraan Pada <i>Breast Wall</i>	114
Gambar 5.33 Beban Angin Kendaraan Pada <i>Breast Wall</i>	115
Gambar 5.34 Beban Gesekan Perletakan Pada <i>Breast Wall</i>	116
Gambar 5.35 Beban Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Breast Wall</i>	117
Gambar 5.36 Beban Gempa Vertikal Pada <i>Breast Wall</i>	120
Gambar 5.37 Beban Gempa Lateral Pada <i>Breast Wall</i>	124
Gambar 5.38 Berat Mati Sendiri Pada <i>Back Wall</i> Atas	129

Gambar 5.39 Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Back Wall</i> Atas	130
Gambar 5.40 Beban Mati Sendiri Pada <i>Back Wall</i> Bawah	133
Gambar 5.41 Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Back Wall</i> Bawah	134
Gambar 5.42 Beban Hydraulic Jack Pada Corbel	137
Gambar 5.43 Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Wing Wall</i>	139
Gambar 5.44 Nilai α dan β Dalam Interaksi Kolom	145
Gambar 5.45 Nilai Mn-Pn dari Diagram Interaksi Kolom	147
Gambar 5.46 Penulangan <i>Breast Wall</i>	150
Gambar 5.47 Penulangan <i>Back Wall</i> Atas dan Bawah	157
Gambar 5.48 Penulangan Corbel	162
Gambar 5.49 Penulangan <i>Wing Wall</i>	166
Gambar 5.50 Pembebanan Berat Mati Struktur Atas Pada <i>Pile Cap</i>	167
Gambar 5.51 Berat Mati Tambahan Akibat Timbunan di Atas <i>Pile Cap</i>	169
Gambar 5.52 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Pile Cap</i>	170
Gambar 5.53 Diagram Gaya Lateral Pada Tiang Pancang	180
Gambar 5.54 Denah Abutment	183
Gambar 5.55 Analisis Diagram Interaksi Mn-Pn Tiang Pancang di Abutment	187
Gambar 5.56 Gaya Geser dan Momen Pada <i>Pile Cap</i> di Abutment	191
Gambar 5.62 Kontrol <i>Pile Cap</i> Terhadap Geser Pons Abutment	196
Gambar 5.58 Dimensi Pilar	198
Gambar 5.59 Beban Aliran Air di Pilar	208
Gambar 5.60 Tinjauan Kepala Pilar	209
Gambar 5.61 Beban Aliran Air di Pilar	223
Gambar 5.62 Nilai α dan β Dalam Interaksi Pilar	234
Gambar 5.63 Nilai Mn-Pn dari Diagram Interaksi Pilar	235
Gambar 5.64 Beban Aliran Air di Pilar	249
Gambar 5.65 Diagram Gaya Lateral Pada Tiang Pancang	256
Gambar 5.66 Analisis Diagram Interaksi Mn-Pn Tiang Pancang di Pilar	263
Gambar 5.67 Gaya Geser dan Momen Pada <i>Pile Cap</i> di Pilar	266
Gambar 5.68 Kontrol <i>Pile Cap</i> Terhadap Geser Pons Pilar	271

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Detail Gambar

ABSTRAK

Jembatan Grembyangan adalah jembatan yang akan menghubungkan antara Dusun Irebesan, Desa Kalitirto, Kecamatan Berbah dengan Dusun Kebondalem, Desa Madurejo, Kecamatan Prambanan. Jembatan Grembyangan membentang di atas Sungai Opak di Kabupaten Sleman. Jembatan ini menjadi akses untuk warga sekitar untuk menyeberang sehingga dapat menghemat waktu dalam aktivitasnya. Jembatan Grembyangan direncanakan dengan struktur komposit yang memiliki 3 bentang dengan panjang total 90 m.

Dasar perencanaan untuk pembebanan yang digunakan mengacu pada peraturan SNI 1725:2016 tentang Pembebanan Untuk Jembatan dan SNI 2833:2016 tentang Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan. Dalam perencanaan elemen beton dan baja menggunakan peraturan RSNI T-12-2004 tentang Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan dan RSNI T-03-2005 tentang Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan. Alat bantu pada perencanaan jembatan menggunakan SAP2000 V14.0 untuk analisis pelat lantai dan Microsoft Excel untuk menghitung gaya dan kapasitas tiap bagian.

Hasil yang didapatkan pada perencanaan ini meliputi: tebal pelat lantai sebesar 0,25 m. Profil baja menggunakan IWF 912x302x18x34 dan sambungan baut menggunakan mutu A325. Abutment yang menumpu struktur atas sebanyak 2 buah di tiap ujung. Pilar yang menumpu struktur atas di tengah sebanyak 2 buah. Pondasi digunakan tiang pancang berdiameter 0,8 m dengan kedalaman tiang 19,5 m.

Kata kunci: Jembatan Komposit, Baja, IWF, Perancangan

ABSTRACT

Grembyangan Bridge is a bridge that connects Dusun Jrebesan, Desa Kalitirto, Kecamatan Berbah with Dusun Kebondalem, Desa Madurejo, Kecamatan Prambanan. Grembyangan Bridge span over Opak River at Kabupaten Sleman. This bridge is becoming an access for the residents to cross the river for efficiently. Grembyangan Bridge was planned to build use a steel-concrete composite structure with 3 spans and length of the bridge is 90 m.

The code that be used for loading rules are SNI 1725:2016 about Load Capacity For The Bridge and SNI 2833:2016 about Earthquake Design Standards for Bridges. The design of concrete and steel elements use RSNI T-12-2004 for Concrete Structure Design for Bridges and RSNI T-03-2005 for Steel Structure Design for Bridges. The tools for planning the bridge use SAP2000 V14.0 for plate analysis and Microsoft Excel for calculate the forces and capacity of each element.

The results of the bridge design are the plate thickness is 0,25 m. The IWF profile is 912x302x18x34 and the joint of bridge use bolt with A325 grade. There are 2 abutments to support the super structure. There are 2 pillars to support the super structure in the middle of the span. The foundation of abutment and pillar uses drill pile with 0,8 m diameter and depth of 19.5 m

Keyword: *Composite Bridge, Steel, IWF, Design*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Menurut Badan Pusat Statistik Provinsi DIY memiliki penduduk usia produktif sebanyak 68,78 %. Dapat disimpulkan dengan banyaknya usia produktif di DIY maka membutuhkan akses untuk bekerja atau berpindah-pindah dari suatu daerah ke daerah lain. Sarana transportasi yang digunakan untuk melakukan perpindahan yang paling umum yaitu jalan. Jalan dapat memudahkan orang dan barang untuk berpindah tempat sehingga aktivitas sosial dan ekonomi dapat berjalan dengan baik. Namun pada kondisi tertentu pembangunan jalan dapat terhambat akibat adanya rintangan baik secara alami ataupun buatan. Maka dari itu diperlukannya pembangunan jembatan untuk menghubungkan jalan yang terhambat oleh sungai atau *flyover* yang melintasi lalu lintas di bawahnya.

Jembatan Grembyangan adalah jembatan yang akan menghubungkan antara Dusun Irebesan, Desa Kalitirto, Kecamatan Berbah dengan Dusun Kebondalem, Desa Madurejo, Kecamatan Prambanan. Jembatan Grembyangan membentang di atas Sungai Opak di Kabupaten Sleman. Jembatan ini menjadi akses untuk warga sekitar untuk menyeberang sehingga menghemat waktu karena jarak jembatan terdekat sejauh 2 km. Jembatan Grembyangan menjadi akses untuk inspeksi ke Bendungan Grembyangan yang jaraknya kurang lebih 500 meter di selatan sehingga mempermudah peninjauan.

Jembatan yang dibutuhkan di lokasi Jembatan Grembyangan kurang lebih sepanjang 90 m berdasarkan hasil topografi sungai. Struktur gelagar yang dapat digunakan pada jembatan antara lain: balok komposit, beton prategang, dan rangka baja. Adapun yang membedakan ketiga struktur tersebut adalah panjang bentang maksimumnya. Balok komposit memiliki bentang maksimum sepanjang 30 m, beton prategang memiliki bentang maksimum sepanjang 40 m dan rangka baja sepanjang 80 m.

Dalam penelitian ini struktur gelagar jembatan akan menggunakan balok komposit. Balok komposit menggunakan material beton pada lantai kendaraan dan baja pada gelagar jembatan. Struktur balok komposit dipilih untuk menaikkan kekuatan pelat lantai karena letak pelat dan gelagar sejajar serta dapat mengurangi ketinggian baja. Panjang bentang jembatan menggunakan balok komposit maksimal 30 m, maka pada perencanaan ini akan menggunakan pilar untuk menopang struktur di tengah jembatan. Pembebanan yang digunakan pada penelitian ini adalah metode LRFD (*Load and Resistance Factor Design*). Metode LRFD akan menghitung pembebanan pada kondisi keruntuhan dengan pengali faktor beban.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang tertera dapat disimpulkan rumusan masalah pada tugas akhir ini sebagai berikut:

1. Bagaimana hasil perancangan struktur atas Jembatan Grembyangan dengan tipe struktur komposit?
2. Bagaimana hasil perancangan struktur bawah pada Jembatan Grembyangan?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari pengerjaan tugas akhir ini sebagai berikut :

1. Untuk mendapatkan dimensi struktur atas pada Jembatan Grembyangan dengan tipe struktur komposit.
2. Untuk mendapatkan desain struktur bawah jembatan pada Jembatan Grembyangan.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat dari pengerjaan tugas akhir adalah sebagai berikut:

1. Dapat memberikan alternatif struktur lain untuk merancang jembatan dengan karakteristik yang mirip.
2. Dapat memberikan pengetahuan mengenai perancangan jembatan komposit yang nantinya dapat menjadi referensi untuk penelitian selanjutnya .

1.5 Batasan Penelitian

Batasan penelitian pada penulisan laporan ini agar pembahasan tidak terlalu menjauh dari pokok bahasan. Adapun batasan penelitian pada tugas akhir ini sebagai berikut:

1. Peraturan yang dijadikan acuan dalam perancangan ini yaitu:
 - a. Peraturan Standar Pembebanan Jembatan (SNI 1725:2016)
 - b. Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 2833-2016)
 - c. Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan (RSNI T-12-2004), dan
 - d. Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan (RSNI T-03-2005),
2. Kondisi jembatan yang ditentukan sebagai berikut:
 - a. Tipe jembatan : Komposit baja-beton
 - b. Panjang total jembatan : 90 meter
 - c. Panjang tiap bentang : 30 meter
 - d. Jumlah bentang : 3 buah
 - e. Lebar total jembatan : 9 meter ($1 + 3,5 + 3,5 + 1$)
 - f. Lebar perkerasan jalan : 7 meter ($3,5 \times 2$ jalur)
 - g. Lebar trotoar : 1 meter
 - h. Jumlah pilar : 2 buah, dan
 - i. Jumlah abutment : 2 buah
3. Ruang lingkup perencanaan :
 - a. Perencanaan gelagar memanjang,
 - b. Perencanaan gelagar melintang,
 - c. Perencanaan pelat lantai jembatan,
 - d. Perencanaan *shear connector* dan sambungan profil,
 - e. Perencanaan abutment,
 - f. Perencanaan pilar, dan
 - g. Perencanaan pondasi jembatan.
4. Software yang digunakan dalam penggambaran desain perencanaan adalah AutoCad. Sedangkan untuk perhitungan beban menggunakan *Microsoft Excel* dan SAP2000.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Tinjauan pustaka atau dapat disebut dengan studi pustaka merupakan suatu tahapan yang dilakukan di awal untuk meninjau literatur yang sudah di publish sebelumnya oleh peneliti lain. Pada studi pustaka akan dilakukan pengumpulan data atau informasi mengenai topik yang kita pilih. Dalam bab ini akan dijelaskan mengenai penelitian-penelitian terdahulu yang dijadikan acuan dan akan diberi penjelasan apa saja yang membedakan penelitian ini dengan penelitian lainnya.

2.2 Penelitian Terdahulu

Penelitian terdahulu memuat penjelasan mengenai penelitian-penelitian yang telah dilakukan dengan satu topik yang sama. Penelitian terdahulu ini dapat menjadi referensi sehingga membantu penelitian selanjutnya dan perlu mencantumkan sumber dengan benar sehingga tidak menjadi plagiasi dan hasilnya dapat dipertanggungjawabkan. Penelitian terdahulu yang digunakan pada perencanaan ini, yaitu:

2.2.1 Perencanaan Jembatan Gelagar Komposit Bentang 150 meter

Penelitian ini dilakukan oleh M. Taufik Hidayat (2020). Tugas akhir dengan judul “*Perancangan Jembatan Kiringan Dengan Gelagar Baja Berdasarkan SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2016*” mencakup perancangan struktur atas dan bawah. Perhitungan pembebanan yang dilakukan dengan mengacu pada SNI 1725-2016 dan perhitungan gempa dengan SNI 2833-2016. Jembatan yang akan dirancang yaitu Jembatan Kiringan yang terletak di Bantul, dengan bentang jembatan sepanjang 150 meter. Struktur atas yang dirancang meliputi bagian gelagar, pelat jembatan, trotoar, *shear connector*, dan sambungan profil. Struktur bawah yang dirancang meliputi abutment, pilar dan pondasi. Dari perancangan ini diperoleh

dimensi-dimensi struktur atas dan bawah dari jembatan sebagai berikut: tebal pelat jembatan 0,2 meter, tulangan pokok yang digunakan D16-100 mm dan tulangan bagi D13-130 mm, trotoar memiliki tebal 0,3 meter, profil baja digunakan IWF yaitu 900.300.16.28 untuk gelagar dan 450.200.9.14 untuk diafragma. Abutment memiliki tebal 0,8 meter dan lebar 8 meter, tebal pier head memiliki tebal 1,6 meter dan tinggi 1,8 meter, dimensi *pile cap* 10 x 6 meter dengan tiang bor berjumlah 12 buah dan tiang bor berdiameter 0,6 meter.

2.2.2 Perencanaan Jembatan Komposit Gelagar Castella Beam

Penelitian ini sudah pernah dilakukan oleh Risky Andayani R. dkk (2020). Penelitian yang berjudul “*Perencanaan Ulang Struktur Atas Jembatan Komposit Dengan Menggunakan Gelagar Castella Beam*”. Penelitian ini menggunakan profil baja *castella beam* dimana *castella beam* merupakan profil *wide flange* atau H beam yang dimodifikasi pada bagian webnya dibentuk hexagonal. Jembatan yang akan re-desain adalah Jembatan Rejosari yang terletak di Kendenglembu, Banyuwangi, Jawa Timur dengan bentang rencana sepanjang 25 meter. Penelitian ini akan merancang jembatan hanya struktur bagian atas yang meliputi gelagar, diafragma, perkerasan, plat lantai, trotoar dan sandaran. Profil baja *castella beam* dibagi menjadi 3 bagian yaitu Profil CS 1232.300.34.61 untuk bagian 1, CS 1232.300.14.61 untuk bagian 2, dan CS 1200.300.14.26 untuk bagian 3. Pelat lantai menggunakan tulangan pokok D16-100 mm dan tulangan bagi D13-150 mm, sandaran menggunakan tulangan lentur diameter 4 mm dan tulangan geser diameter 8 mm.

2.2.3 Desain Jembatan Beton Prategang PCI

Penelitian ini dilakukan oleh Ikhsan A. dkk (2019). Penelitian yang berjudul “*Desain Jembatan Sungai Meskom Menggunakan Girder Prategang*” merupakan penelitian dengan melakukan perencanaan jembatan dengan girder beton prategang. Jembatan yang akan dilakukan perancangan adalah Jembatan Meskom yang terletak di Kabupaten Bengkalis, Riau. Penelitian ini mendesain struktur atas pada jembatan yang meliputi dimensi girder, plat lantai jembatan, trotoar, slab jembatan,

kabel prategang yang digunakan dan diafragma. Adapun hasil yang didapat dari penelitian ini yaitu PCI girder 900.650.170.25, tebal plat lantai sebesar 1,2 meter, lebar trotoar sebesar 1 meter dengan tebal 0,25 meter. Pada slab jembatan didapatkan dimensi sebesar 8 meter dengan tebal 0,2 meter dan tulangan pokok yang digunakan D16-100 mm serta tulangan bagi digunakan D13-120 mm. Kabel prategang yang digunakan pada PCI digunakan sebanyak 4 tendon dengan masing-masing tendon memiliki 19 kawat *uncoated* dan 7 *wire super strands*. Balok diafragma yang digunakan berdimensi 2 x 7 meter dengan tulangan pokok pakai 10D16 dan tulangan sengkang pakai 2D10-200 mm.

2.2.4 Desain Girder pada Jembatan Komposit

Penelitian ini dilakukan oleh Alamsyah, A., & Ariyanti, D. (2021). Penelitian yang berjudul “*Desain Girder Jembatan Sungai Terkul Menggunakan Struktur Komposit Berdasarkan Pembebanan SNI 1725:2016*” merupakan penelitian dengan melakukan perencanaan jembatan komposit. Jembatan yang diteliti terletak di Sungai Terkul yang terletak di Kabupaten Bengkalis, Riau. Penelitian ini mendesain girder pada struktur atas jembatan. Perencanaan yang meliputi penelitian ini yaitu dimensi girder, pembebanan pada girder, *stud connector* dan sambungan antar girder. Girder yang digunakan adalah Profil WF 1200.300.20.28 dengan total girder yang digunakan yaitu 6 buah yang berjarak 1,2 meter tiap profil. *Stud connector* menggunakan baut A325 dan berdiameter 22 mm, tinggi *stud connector* sebesar 120 mm dan pada 1 bentangnya memiliki 70 baut dalam 1 baris. Sambungan antar girder menggunakan baut A325 berdiameter 24 mm, tinggi baut sebesar 120 mm dan jumlah baut pada 4 baris berjumlah 32 baut yang terletak di pelat badan. Pada pelat sayap baut dibuat 2 baris dengan jumlah baut sebanyak 52 buah.

2.3 Keaslian Penelitian

Berdasarkan penelitian terdahulu yang ditulis pada tinjauan pustaka mengenai perencanaan jembatan maka pada penelitian saat ini dibuat beberapa hal yang berbeda. Jembatan yang akan dirancang yaitu Jembatan Grembyangan memiliki

acuan penelitian berupa SNI 1725-2016 tentang pembebanan jembatan, SNI 2833-2016 sebagai acuan perhitungan gempa untuk jembatan. Hal yang membedakan penelitian saat ini yaitu lokasi jembatan yang terletak di Sleman, Yogyakarta dengan perhitungan bentang 90 meter. Perbedaan yang lebih rinci dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut.

Tabel 2.1 Matriks Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Penelitian Terdahulu					Penelitian yang akan dilakukan
Nama Peneliti	A. Ikhsan dkk	M Taufiq Hidayat	R. Andayani dkk	Alamsyah, A., & Ariyanti, D.	Putri Salsabilla
Judul Penelitian	Desain Jembatan Sungai Meskom Menggunakan Girder Prategang	Perancangan Jembatan Kiringan Dengan Gelagar Baja Berdasarkan SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2016	Perencanaan Ulang Struktur Atas Jembatan Komposit Dengan Menggunakan Gelagar Castella Beam	Desain Girder Jembatan Sungai Terkul Menggunakan Struktur Komposit Berdasarkan Pembebanan SNI 1725:2016	Desain Jembatan Grembyangan Menggunakan Struktur Balok Komposit
Tahun	2019	2020	2020	2021	2023
Lokasi	Bengkalis, Riau	Bantul	Banyuwangi	Bengkalis, Riau	Sleman

Lanjutan Tabel 2.1 Matriks Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Jenis Jembatan	Beton Prategang	Komposit	Komposit	Komposit	Komposit
Desain	Struktur atas	Struktur Atas-Bawah	Struktur Atas	Profil Girder	Struktur Atas-Bawah
Profil Gelagar	PCI Girder	Profil Baja IWF	Profil Baja Castella Beam	Profil Baja IWF	Profil Baja IWF
Bentang	16 m	150 m	25 m	32 m	90 m

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Umum

Pada bab ini akan menjelaskan mengenai teori-teori yang akan digunakan pada perencanaan Jembatan Grembyangan dengan menggunakan struktur komposit. Adapun teori yang akan dijelaskan yaitu tentang sifat bahan yang digunakan berupa baja dan beton, pembebanan jembatan, perencanaan struktur atas dan perencanaan struktur bawah dari jembatan. Selain menjelaskan dasar teori, bab ini juga akan menjelaskan mengenai rumus-rumus yang digunakan beserta keterangannya.

3.2 Sifat Material Beton

Beton adalah material yang terbuat dari campuran semen portland (PC), agregat halus dan kasar, air serta bahan tambah (*admixture*) jika diperlukan. Mutu beton tergantung dari kuat tekannya, dimana bila kuat tekan tinggi maka mutu beton tersebut dikategorikan tinggi. Sehingga beton menjadi material yang cocok untuk menahan gaya tekan. Sifat-sifat beton yang diinginkan saat perencanaan sebagai berikut.

1. *Workability*

Workability atau kemudahan pengerjaan beton dimana dalam pengerjaan tetap memperhatikan homogenitas beton dan menghindari *bleeding* yang berlebihan.

2. *Durability*

Durability atau ketahanan dimana pada beton perlu memiliki ketahanan terhadap cuaca, pengaruh bahan kimia dan tahan terhadap erosi.

3. Kekuatan

Beton dapat menahan beban yang berat.

3.3 Sifat Material Baja

Baja adalah material campuran dari besi dan karbon yang bersifat daktil dan mampu menahan kuat tarik. Sifat daktil pada baja artinya ketika mendapat beban maka baja akan mengalami perubahan dengan adanya regangan. Apabila dalam keadaan elastis baja dapat kembali ke bentuk semula. Berdasarkan RSNI T-03-2005 sifat mekanis baja dapat digunakan sesuai Tabel berikut.

Tabel 3.1 Sifat Mekanis Baja Struktural

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

Sumber: SNI 1725 (2016)

Sifat-sifat mekanis baja ditetapkan sebagai berikut.

1. Modulus Elastisitas (E) : 200.000 MPa
2. Modulus Geser (G) : 80.000 MPa
3. Angka poisson (μ) : 0,3
4. Koefisien pemuaian (α) : 12×10^{-6} per $^{\circ}\text{C}$

3.4 Jembatan

Jembatan merupakan bagian dari sistem transportasi yang menunjang perekonomian dan meningkatkan produktivitas masyarakat sehingga dapat mempercepat pemerataan pembangunan serta kemudahan mobilitas dari masyarakat. Menurut Supriyadi dan Muntohar (2007) jembatan merupakan sistem transportasi untuk mengontrol kapasitas, mempunyai biaya yang tinggi dan dapat melumpuhkan sistem transportasi bila runtuh sehingga dapat dikatakan jembatan

mempunyai fungsi keseimbangan dari sistem transportasi. Jembatan dibangun ketika pada suatu ruas jalan terdapat hambatan seperti sungai, lembah, jalur kereta api ataupun adanya jalanan yang padat sehingga perlu pembangunan jalan baru. Pada umumnya struktur jembatan dibangun untuk umur rencana hingga 100 tahun.

3.4.1 Klasifikasi Jembatan

Klasifikasi jembatan dapat dilihat dari bahannya, tipe strukturnya dan kegunaannya. Bila ditinjau dari bahannya antara lain:

1. Jembatan Kayu

Jembatan kayu merupakan jembatan dengan bahan kayu untuk pondasi, pilar dan lantai jembatannya. Jembatan kayu dapat digunakan apabila bentang jembatan tidak lebih dari 6 meter.

2. Jembatan Beton

Jembatan beton menggunakan beton untuk konstruksinya dengan bentang pendek. Jembatan beton lebih awet dan harganya tidak terlalu mahal. Namun pemeliharaan sedikit sulit saat ada kerusakan karena tidak mudah mendeteksi letak kerusakannya. Jembatan beton dapat berupa beton bertulang dan beton prategang.

3. Jembatan Komposit

Jembatan komposit adalah jembatan dengan menggunakan dua atau lebih material yang berbeda jenis. Bahan yang sering digunakan adalah beton dan baja. Pada jembatan komposit diperlukan penghubung pada kontak baja dan beton yang disebut *shear connector*.

4. Jembatan Baja

Jembatan baja merupakan jembatan dengan material baja sebagai struktur utamanya. Jembatan baja dapat berupa jembatan rangka, jembatan gelagar dan jembatan lengkung. Jembatan dengan material baja dapat digunakan untuk bentang panjang.

3.5 Konsep Struktur Komposit

Komposit adalah struktur dari dua atau lebih dari material dengan menghasilkan sifat material yang berbeda dari material pembentuknya. Komposit dapat merupakan campuran baja dengan beton, baja dengan kayu ataupun campuran lainnya. Namun pada umumnya struktur komposit yang dapat ditemukan merupakan gabungan dari material beton dengan baja.

Material baja merupakan material yang terbuat dari logam dengan kandungan karbon dan besi yang dibentuk menjadi plat, batang dan profil lainnya. Keunggulan baja adalah bersifat elastis yang artinya sebelum mencapai titik leleh baja dapat kembali ke bentuk semula. Sifat unggul baja lainnya yaitu daktil dimana baja dapat mengalami deformasi besar tanpa putus dan memiliki kuat tarik yang tinggi. Namun baja rentan dalam mengalami tekuk akibat gaya tekan sehingga perlu adanya material untuk memperkuat profil jika beban tekan diterima secara langsung.

Beton merupakan campuran semen, agregat halus dan kasar, air serta penambahan bahan tambah bila diperlukan. Campuran bahan ini memiliki kekuatan tekan yang tinggi dan ketahanan tariknya rendah dengan sifat getas. Beton juga memiliki ketahanan terhadap karat dan kebakaran sehingga biaya perawatannya tidak mahal. Namun beton juga memiliki kekurangan seperti kuat tariknya rendah yang menandakan beton mudah retak, memiliki sifat getas, dan tidak tahan air 100 %.

Pada penerapannya jembatan komposit memiliki gelagar baja dengan lantai kendaraan terbuat dari beton yang disambungkan dengan penghubung geser atau *shear connector* menjadi satu kesatuan penampang. Lantai kerja dan gelagar baja pada struktur membentuk interaksi dalam menahan beban sedangkan untuk menahan gaya geser ditahan oleh *shear connector*. Aksi komposit dapat terjadi melalui mekanisme *interlocking* dimana *shear connector* bersifat mengunci gelagar dengan pelat beton sehingga struktur dapat dipertahankan. Aksi komposit lainnya yaitu adanya lekatan dan friksi, dimana friksi dapat terjadi karena adanya permukaan yang tidak rata di sepanjang permukaan atas profil baja yang terkekang di dalam beton.

Berdasarkan aksi komposit yang sudah dijelaskan, maka dapat diketahui keunggulan dari jembatan yang menggunakan struktur komposit yaitu:

1. Profil baja tidak terlalu tinggi

Profil baja pada struktur komposit menggunakan profil yang rendah sehingga dapat menghemat tinggi ruang bebas jembatan. Profil yang rendah ini tidak membuat kekuatan jembatan berkurang.

2. Kekakuan lantai lebih tinggi

Pelat beton yang memiliki arah sejajar dengan balok baja akan digabungkan sehingga momen inersianya akan meningkat. Momen inersia yang meningkat ini membuat kekakuan struktur juga tinggi akibatnya dapat mengurangi lendutan beban hidup dan lendutan mati bila diberikan perancah.

3. Panjang bentang dapat lebih besar

Jembatan komposit dapat memiliki panjang bentang yang lebih besar dari jembatan dengan pelat balok. Hal ini diakibatkan oleh meningkatnya daya pikul jembatan akibat kombinasi dari komponen baja dan beton.

3.6 Pembebanan Pada Jembatan

Pembebanan jembatan dilakukan untuk mengetahui tingkat kinerja dari jembatan tersebut. Beban yang dihitung dibagi menjadi dua tipe yaitu beban primer dan sekunder. Beban primer terdiri dari beban mati, beban hidup dan beban kejut sedangkan untuk beban sekunder terdiri dari beban gaya rem, beban angin dan beban akibat perbedaan suhu. Beban-beban yang diperhitungkan akan membantu mengetahui kemampuan jembatan dalam menahan beban sehingga dapat diketahui kekuatan dan kelayakannya. Pada perencanaan jembatan beban yang digunakan sebagai berikut.

3.6.1 Beban Mati

Beban mati adalah keseluruhan beban tetap yang terdiri dari berat sendiri jembatan atau bagian jembatan beserta unsur tambahan yang dianggap satu kesatuan dengan jembatan tersebut. Berat untuk beban mati dan kerapatan massanya dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut

Tabel 3.2 Tabel Berat untuk Beban Mati

No	Bahan	Berat Isi (kN/m ³)	Kerapatan Massa (kg/m ³)
1	Lapis permukaan beraspal (<i>Bituminous wearing surfaces</i>)	22,0	2245
2	Besi tulangan (<i>cast iron</i>)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt or clay</i>)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel macadam or ballast</i>)	18,8 – 22,7	1920 – 2315
5	Beton aspal (<i>asphalt concrete</i>)	22,0	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,25 – 19,6	1250 – 2000
7	Beton $f'c < 35$ MPa	22,0 – 25,0	2320
	$35 < f'c < 105$ MPa	$22 + 0,022 f'c$	$2240 + 2,29 f'c$
8	Baja (<i>steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu ringan	7,8	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,0	1125

Sumber: SNI 1725 (2016)

1. Berat Mati Sendiri (BS)

Berat mati sendiri adalah berat dari suatu bagian dan berat dari elemen-elemen struktural yang ditahan. Berat mati sendiri terdiri dari berat bahan dan elemen struktural dan non struktural jembatan. Dalam perhitungan pembebanan berat mati, terdapat faktor beban yang digunakan. Faktor berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 3.3

Tabel 3.3 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri

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

Sumber: SNI 1725 (2016)

2. Beban Mati Tambahan (MT)

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan dari elemen nonstruktural pada jembatan. Berat bahan akan membentuk beban yang nilainya berubah selama umur jembatan. Faktor beban mati tambahan dapat dilihat pada Tabel 3.4 berikut.

Tabel 3.4 Faktor Beban Untuk Berat Mati Tambahan

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

Sumber: SNI 1725 (2016)

3.6.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas adalah keseluruhan beban hidup arah vertikal dan horizontal yang termasuk akibat aksi kendaraan dan pengaruh dinamis. Pada perencanaan jembatan perhitungan beban lalu lintas ada dua yaitu beban lajur “D” dan beban truk “T”. dimana beban “D” adalah beban yang bekerja pada arah melintang jalur kendaraan dan berperan sebagai penentu dalam perhitungan jembatan pada bentang sedang sampai panjang. Beban “T” merupakan beban satu kendaraan dengan 3 gandar yang ditempatkan dalam lajur lalu lintas pada beberapa posisi dan digunakan untuk bentang pendek dan lantai kendaraan.

1. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) yang digabung. Besar beban terbagi rata (BTR) yaitu intensitas q kPa dipengaruhi oleh panjang total jembatan (L). Nilai q dapat dihitung melalui persamaan berikut.

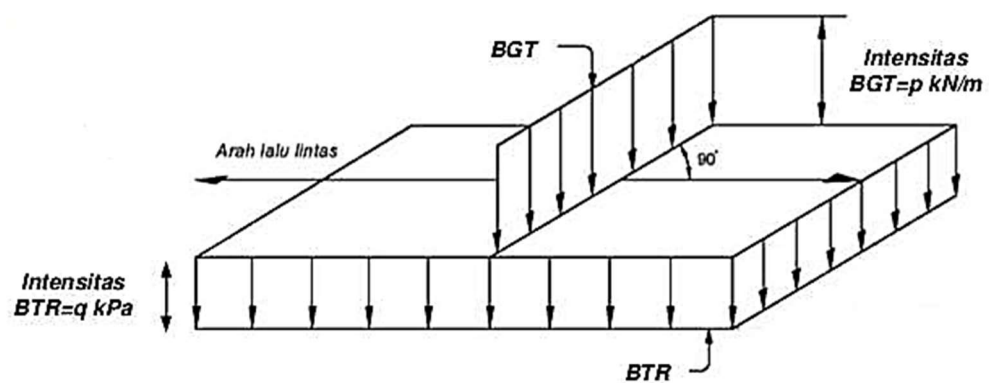
$$L \leq 30 \text{ m} : q = 9,0 \text{ kPa} \quad (3.1)$$

$$L > 30 \text{ m} : q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \quad (3.2)$$

Keterangan:

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

L = panjang total jembatan yang dibebani (m)



Gambar 3.1 Beban Lajur "D"

(Sumber: SNI 1725, 2016)

Pada beban garis terpusat (BGT) memiliki intensitas p kN/m yang besarnya adalah 49,0 kN/m. Beban garis terpusat (BGT) diletakan tegak lurus arah lalu lintas jembatan yang dapat dilihat pada Gambar 3.1. Faktor beban yang digunakan dalam beban lajur "D" dapat dilihat di Tabel 3.5.

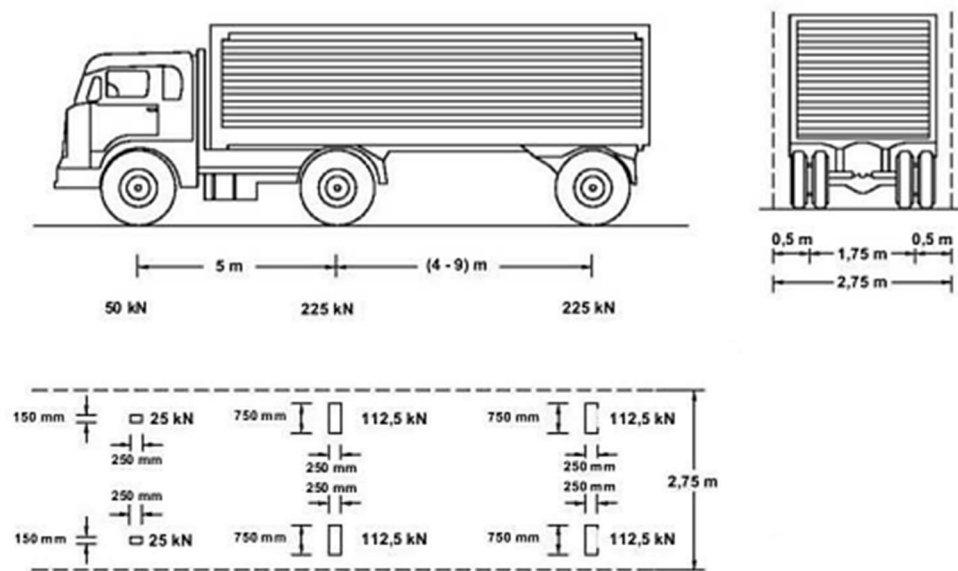
Tabel 3.5 Faktor Beban Lajur "D"

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

Sumber: SNI 1725 (2016)

2. Beban Truk "T" (TT)

Beban truk "T" adalah beban kendaraan truk semi-trailer yang berat tiap gandar disebarakan menjadi beban merata yang sama besar. Jarak antar 2 gandar bisa diubah-ubah dari 4,0 m sampai 9,0 m. Susunan dan berat gandar dapat dilihat dalam Gambar 3.2. Beban "T" dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai dan beban "T" tidak dapat digunakan bersamaan dengan "D". Faktor beban untuk beban "T" dapat dilihat pada Tabel 3.5



Gambar 3.2 Pembebanan Truk "T" (500kN)

(Sumber: SNI 1725, 2016)

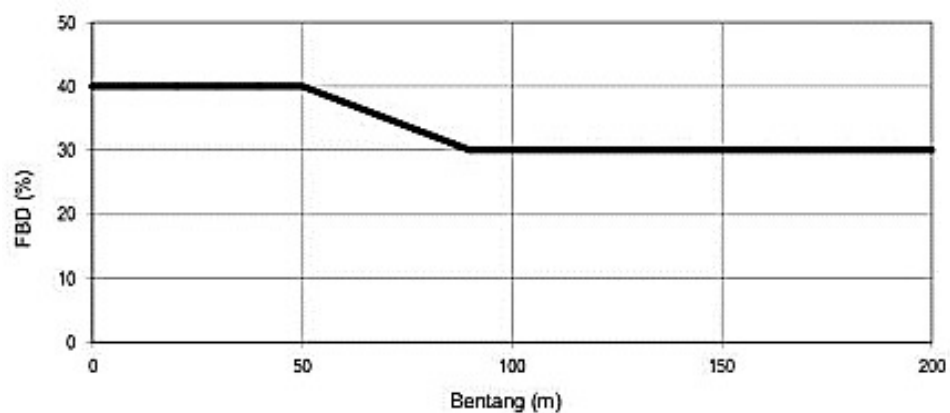
Tabel 3.6 Faktor beban untuk beban "T"

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

Sumber: SNI 1725 (2016)

3. Faktor Beban Dinamis (FBD)

Faktor beban dinamis (FBD) adalah hasil dari interaksi kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Besar FBD dipengaruhi oleh frekuensi dasar dari suspensi kendaraan yaitu antara 2 Hz sampai 5 Hz untuk kendaraan berat dan frekuensi dari getaran lentur jembatan. Nilai FBD untuk beban truk “T” dapat diambil sebesar 30% sedangkan nilai FBD dapat diambil berdasarkan grafik hubungan FBD dengan bentang jembatan seperti Gambar 3.3.



Gambar 3.3 Faktor Beban Dinamis untuk Beban T pada Pembebanan Lajur "D"

(Sumber: SNI 1725, 2016)

4. Beban Rem (TB)

Gaya rem adalah gaya yang diasumsikan bekerja dengan arah horizontal setinggi 1800 mm di atas permukaan jalan. Gaya rem diletakan pada semua lajur rencana sesuai arah yang ditentukan. Nilai gaya rem yang digunakan pada perencanaan diambil yang terbesar dari kondisi berikut:

- a. 25% dari berat gandar truk desain
- b. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata (BTR)

5. Beban Pejalan Kaki (TP)

Beban pejalan kaki ditentukan sebesar 5 kPa ketika lebar trotoar lebih dari 600 mm. Beban pejalan kaki dianggap bekerja bersamaan dengan beban kendaraan.

3.6.3 Beban Aksi Lingkungan

Beban dari aksi lingkungan meliputi beban akibat pengaruh temperatur, angin, banjir, gempa dan penyebab dari alam lainnya. Pada perencanaan jembatan ini beban dari aksi lingkungan yang dihitung dapat dilihat sebagai berikut.

1. Beban Angin

Beban angin berupa tekanan angin horizontal yang diasumsikan terdistribusi merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Tekanan angin diasumsikan memiliki kecepatan dasar rencana yaitu 90 sampai 126 km/jam. Apabila bagian jembatan yang terekspos angin memiliki ketinggian lebih dari 10 meter di atas permukaan tanah atau air harus menghitung kecepatan angin rencananya. Kecepatan angin yang terjadi pada elevasi rencana dapat dihitung menggunakan persamaan di bawah ini.

$$V_{DZ} = 2,5 V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \quad (3.3)$$

dengan :

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

V_{10} = kecepatan angin pada elevasi 10000 mm d atas permukaan tanah atau di atas permukaan air rencana (km/jam)

V_o = kecepatan gesekan angin yang merupakan karakteristik meteorologi (km/jam)

V_B = kecepatan angin rencana yaitu 90 – 126 km/jam

Z = elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ($Z > 10000$ mm)

Z_o = panjang gesekan di hulu jembatan (mm)

Nilai V_{10} diperoleh dari:

- Grafik kecepatan angin dasar untuk berbagai periode ulang
- Survei angin pada lokasi jembatan

- c. Jika tidak ada data yang lebih baik dapat diasumsikan bahwa $V_{10} = V_B = 90$ s/d 126 km/jam.

Nilai V_o dan Z_o dapat menggunakan nilai dari Tabel 3.7 di bawah ini.

Tabel 3.7 Nilai V_o dan Z_o untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu

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

Sumber: SNI 1725 (2016)

Perhitungan nilai angin yang terjadi pada struktur jembatan (P_D) dapat menggunakan persamaan berikut.

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (3.4)$$

dengan :

P_B = tekanan angin dasar yang ditentukan dari Tabel 3.8.

Tabel 3.8 Tekanan angin dasar

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

Sumber: SNI 1725 (2016)

Ketentuan lainnya adalah gaya total beban angin diambil tidak kurang dari $4,4$ kN/mm pada bidang tekan dan $2,2$ kN/mm pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, diambil tidak kurang dari $4,4$ kN/mm pada balok atau gelagar.

2. Gempa Vertikal

Gempa vertikal ditentukan berdasarkan SNI 2833:2016 diambil nilai yang terbesar dari:

- a. 10% reaksi beban permanen.
- b. 120% dari selisih gaya gempa vertikal dan reaksi akibat beban permanen.

3.7 Beban Gempa pada Jembatan

Pembebanan gempa pada jembatan diatur sendiri pada SNI 2833 tahun 2016. Pada perencanaan jembatan penting mempertimbangkan beban gempa agar mengurangi keruntuhan dan kerusakan pada jangka panjang. Pada SNI 2833:2016 ini hal-hal yang diperhatikan saat perencanaan sebagai berikut.

1. Beban Gempa

Beban gempa yang dihitung dianggap sebagai gaya horizontal. Gaya gempa horizontal ditentukan berdasarkan perkalian koefisien respon elastik (C_{sm}) dengan berat struktur kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon. Persamaan gaya gempa horizontal dapat dilihat sebagai berikut.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} W_t \quad (3.5)$$

dengan :

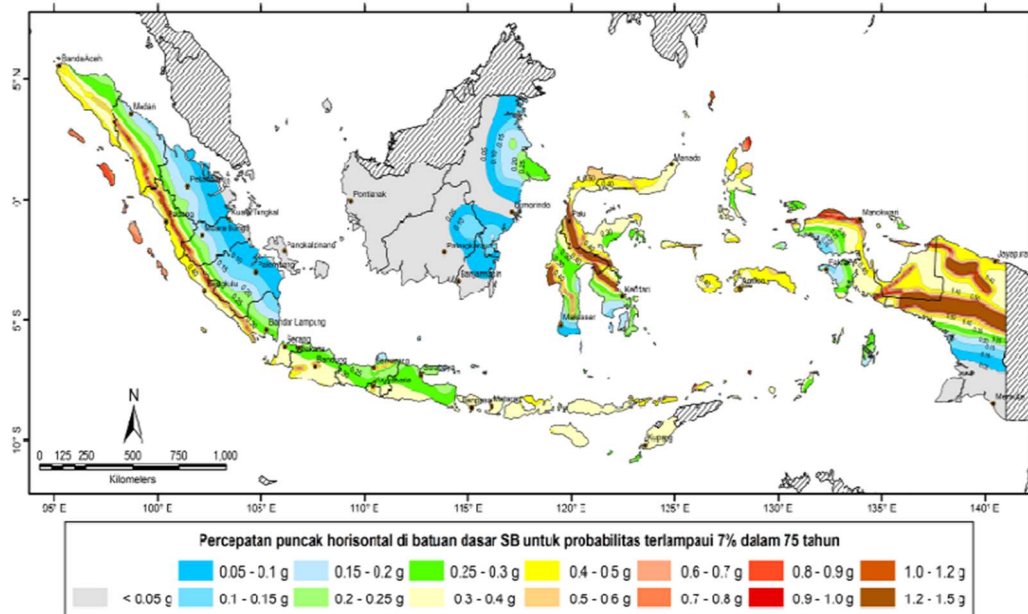
E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN),

C_{sm} = koefisien respons elastik,

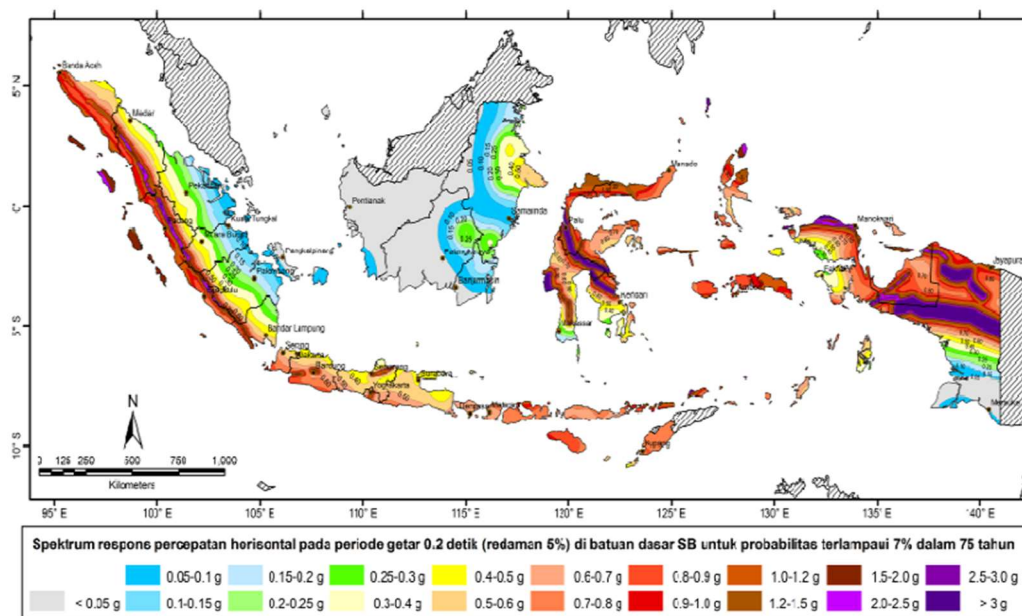
R = faktor modifikasi respons,

W_t = berat total struktur (kN).

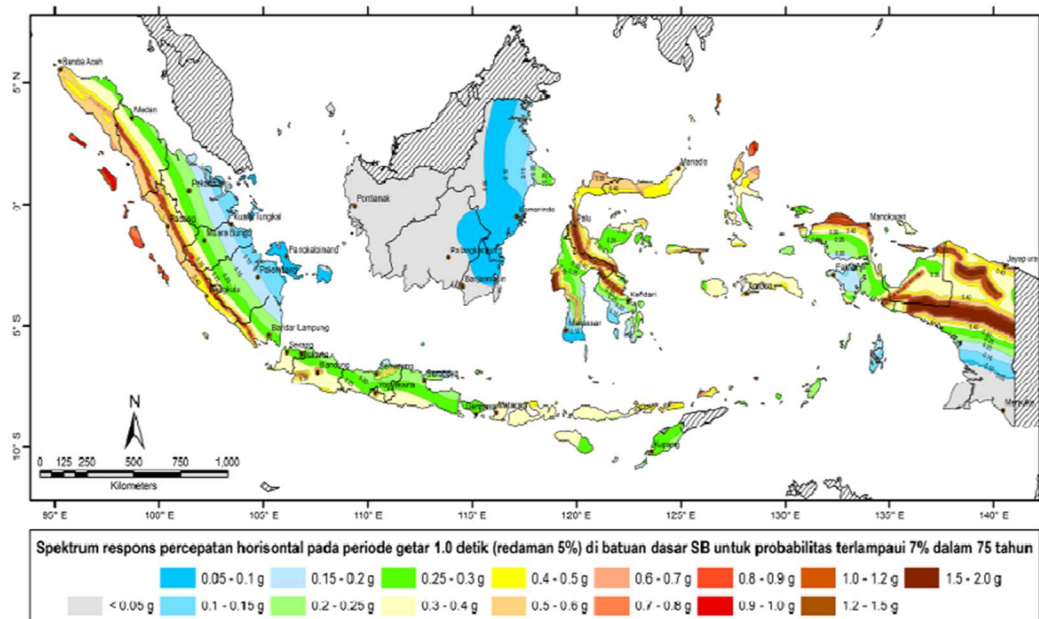
Koefisien respon elastik (C_{sm}) diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang rencana. Peta daerah percepatan spektra dan batuan dasar dapat dilihat sebagai berikut.



Gambar 3.4 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun
(Sumber: SNI 2833, 2016)



Gambar 3.5 Peta respon spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun
(Sumber: SNI 2833, 2016)



Gambar 3.6 Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

(Sumber: SNI 2833, 2016)

Faktor modifikasi respon (R) ditentukan untuk bangunan bawah jembatan dapat dilihat pada Tabel 3.9.

Tabel 3.9 Faktor modifikasi respon (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

Sumber: SNI 2833 (2016)

2. Faktor Situs

Faktor situs digunakan untuk penentuan respon spektra di permukaan tanah. Dalam penentuannya diperlukan suatu faktor amplifikasi untuk PGA, periode pendek ($T=0,2$ detik), dan periode 1 detik.

Tabel 3.10 Faktor amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)

Kelas Situs	PGA $\leq 0,1$ Ss $\leq 0,25$	PGA = 0,2 Ss = 0,5	PGA = 0,3 Ss = 0,5	PGA = 0,4 Ss = 1,0	PGA > 0,5 Ss $\geq 1,25$
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

Sumber: SNI 2833 (2016)

Tabel 3.11 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Kelas Situs	PGA $\leq 0,1$ Ss $\leq 0,25$	PGA = 0,2 Ss = 0,5	PGA = 0,3 Ss = 0,5	PGA = 0,4 Ss = 1,0	PGA > 0,5 Ss $\geq 1,25$
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

Sumber: SNI 2833 (2016)

3. Respon Spektrum

Respon spektra merupakan nilai yang menggambarkan respon maksimum dari sistem berderajat-kebebasan-tunggal pada berbagai periode alami teredam akibat goyangan tanah. Respon spektrum di permukaan tanah ditentukan oleh 3 nilai percepatan puncak dari peta gempa Indonesia yaitu

PGA, S_s , dan S_1 serta faktor amplifikasi F_{PGA} , F_a dan F_v . Persamaan respon spektrum dapat dilihat sebagai berikut.

$$A_s = F_{PGA} \times PGA \quad (3.6)$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s \quad (3.7)$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1 \quad (3.8)$$

dengan :

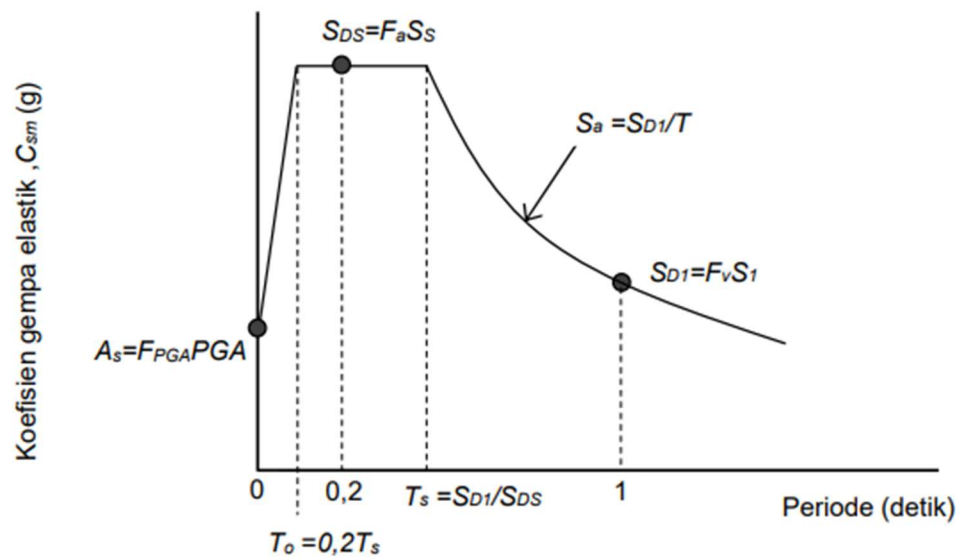
E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN),

C_{sm} = koefisien respons elastik,

R = faktor modifikasi respons,

W_t = berat total struktur (kN).

Dari persamaan 3.6; 3.7 dan 3.8 maka akan didapatkan grafik respon spektrum seperti Gambar 3.7



Gambar 3.7 Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah

(Sumber: SNI 2833, 2016)

3.8 Faktor Beban dan Kombinasi

SNI 1725:2016 menentukan kombinasi pembebanan dan faktor beban untuk perencanaan jembatan pada pasal 6. Adapun kombinasi beban yang ditentukan sebagai berikut.

1. Kuat I

Kombinasi Kuat I memperhitungkan gaya-gaya yang timbul dalam keadaan normal pada jembatan tanpa memperhitungkan beban angin. Pada keadaan batas, gaya-gaya nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.

2. Kuat II

Kombinasi Kuat II berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan tanpa memperhitungkan beban angin.

3. Kuat III

Kombinasi pembebanan yang diberikan beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.

4. Kuat IV

Kombinasi pembebanan yang digunakan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan beban hidup yang besar.

5. Kuat V

Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.

6. Esktrek I

Kombinasi pembebanan gempa. Faktor beban hidup γ_{EQ} yang mempertimbangkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.

7. Ekstremit II

Kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi antara beban hidup berkurang dengan beban yang timbul akibat tumbukan kapal, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan akibat tumbukan kendaraan (TC). Kasus pembebanan akibat

banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan dan tumbukan kapal.

8. Layan I

Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga digunakan untuk mengontrol lendutan pada gorong-gorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur beton bertulang; dan juga untuk analisis tegangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk investigasi stabilitas lereng.

9. Layan II

Kombinasi pembebanan yang ditujukan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.

10. Layan III

Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.

11. Layan IV

Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak.

12. Fatik

Kombinasi beban fatik dan fraktur sehubungan dengan umur fatik akibat induksi beban yang waktunya tak terbatas.

Setiap kombinasi pembebanan harus menggunakan faktor beban seperti yang ditentukan pada Tabel 3.12.

Tabel 3.12 Kombinasi Pembebanan

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _S	EW _L	BF	EUn	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_p	1,80	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,40	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatik	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Sumber: SNI 1725 (2016)

Catatan: - γ_p dapat berupa γ_{MS} , γ_{MA} , γ_{TA} , γ_{PR} , γ_{PL} , γ_{SH} , tergantung dengan beban yang ditinjau
- γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa.

Dimana :

MS	= Beban mati pada komponen struktural dan non-struktural jembatan
MA	= Beban mati tambahan berupa perkerasan dan utilitas
TA	= Gaya horizontal tekanan tanah
PR	= Gaya dari prategang
PL	= Gaya yang terjadi pada struktur jembatan yang disebabkan oleh proses pelaksanaan
SH	= Gaya yang diakibatkan oleh susut/rangkak
TT	= Beban truk “T”
TD	= Beban lajur “D”
TB	= Gaya akibat rem
TR	= Gaya sentrifugal
TP	= Beban pejalan kaki
EU	= Beban arus dan hanyutan
EWs	= Beban angin pada struktur
EWL	= Beban angin pada kendaraan
BF	= Gaya friksi
EUn	= Gaya akibat temperatur seragam
TG	= Beban gradient temperatur
ES	= Beban akibat penurunan
EQ	= Gaya beban horizontal statis
TC	= Gaya akibat tumbukan kendaraan
TV	= Gaya akibat tumbukan kapal

3.9 Faktor Reduksi Kekuatan

Faktor reduksi kekuatan pada perencanaan jembatan terdapat dua ketentuan yaitu SNI T-12-2004 untuk beton dan RSNI T-03-2005 untuk baja. Faktor reduksi kekuatan beton dapat dilihat pada Tabel 3.13 dan faktor reduksi kekuatan baja dapat dilihat pada Tabel 3.14 berikut.

Tabel 3.13 Faktor Reduksi Kekuatan Beton

Kondisi	Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)
Lentur	0,80
Geser dan Torsi	0,70
Aksial Tekan	
- dengan tulangan spiral	0,70
- dengan sengkang biasa	0,65
Tumpuan beton	0,70

Sumber: SNI T-12-2004

Tabel 3.14 Faktor Reduksi Kekuatan Baja

Kondisi	Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)
a. Lentur	0,90
b. Geser dan Torsi	0,90
c. Aksial Tekan	0,85
d. Aksial Tarik	
1. Terhadap kuat tarik leleh	0,90
2. Terhadap kuat tarik fraktur	0,75
e. Penghubung geser	0,75
f. Sambungan baut	0,75
g. Hubungan las	
1. Las tumpul penetrasi penuh	0,90
2. Las sudut dan las tumpul penetrasi sebagian	0,75

Sumber: RSNI T-03-2005

3.10 Perencanaan Struktur Bangunan Atas

Struktur bangunan atas jembatan memiliki beberapa komponen seperti lantai kendaraan, struktur pemikul utama, ikatan angin dan rem, dan perletakan jembatan. Struktur atas memikul beban secara langsung sehingga perencanaan dan penentuan struktur atas perlu diperhatikan agar tidak terjadi kegagalan. Pada perencanaan ini struktur atas yang dianalisis yaitu lantai kendaraan dan gelagar utama.

3.10.1 Lantai Kendaraan

Lantai kendaraan

1. Tebal pelat lantai kendaraan

Pelat lantai kendaraan harus memiliki ketebalan minimum sesuai dengan SNI T-12-2004 yaitu:

$$t_s \geq 200 \text{ mm} \quad (3.9)$$

$$t_s \geq (100 + 40 l) \text{ mm} \quad (3.10)$$

Dengan:

l = panjang bentang pelat dari as ke as tumpuan (mm)

t_s = tebal pelat lantai kendaraan (mm)

2. Penulangan pelat lantai

a. Menentukan momen ultimit rencana

Perhitungan momen ultimit pelat lantai kendaraan dihitung dengan menggunakan software SAP 2000. Beban yang digunakan adalah beban mati sendiri, beban mati tambahan dan beban truk.

b. Menentukan momen nominal

Menentukan momen nominal memiliki syarat: $\phi M_n \geq M_u$.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \quad (3.11)$$

Dengan :

M_n = momen nominal (kNm)

ϕ = faktor reduksi lentur beton sebesar 0,8

c. Menghitung tulangan yang dibutuhkan

1) Rasio tulangan

Menghitung rasio tulangan harus sesuai dengan syarat berikut.

$$\rho_{\min} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}} \quad (3.12)$$

Dengan:

Rasio tulangan minimum $\rho_{\min}$:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.13)$$

Rasio tulangan maksimum ρ_{maks} :

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \quad (3.14)$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_b \quad (3.15)$$

Dengan β_1 dapat dihitung sesuai dengan f_c' , yaitu:

$$\beta_1 = 0,85; \text{ jika } 17 \leq f_c' \leq 28 \text{ MPa} \quad (3.16)$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(f_c' - 28)}{7}; \text{ jika } 28 < f_c' < 55 \text{ MPa} \quad (3.17)$$

Rasio tulangan perlu ρ_{perlu} :

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot r_n}{f_y}}\right) \quad (3.18)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \quad (3.19)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \quad (3.20)$$

2) Luas tulangan pokok

Menghitung luas kebutuhan tulangan pelat lantai dengan persamaan berikut.

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d \quad (3.21)$$

Dengan:

ρ = rasio tulangan

b = lebar pelat beton yang ditinjau (mm)

d = tinggi efektif (mm) dihitung dengan persamaan 3.22

$$d = h - p - 0,5\phi \quad (3.22)$$

Dengan :

d = tinggi efektif (mm),

h = tinggi penampang (mm),

p = tebal selimut beton (mm), dan

ϕ = diameter tulangan (mm)

3) Jarak tulangan pokok

$$S_{pokok} = \frac{A_d \cdot b}{A_{s_{perlu}}} \quad (3.23)$$

Dengan:

A_d = luas tulangan pokok (mm²).

3.10.2 Gelagar Komposit

1. Lebar efektif beton

Lebar efektif beton diatur dalam RSNI T-03-2005, dimana nilai lebar efektif yang diambil adalah nilai terkecil dari:

- 1/5 panjang bentang gelagar untuk bentang sederhana atau 1/7 panjang bentang untuk bentang menerus;
- Jarak antar pusat badan gelagar;
- 1/12 tebal minimum lantai.

2. Penentuan jenis profil

Jenis profil baja perlu ditentukan untuk menghitung kuat lentur balok. Penentuan jenis profil dibedakan berdasarkan tebal pelat sayap dan tebal pelat badan. Perhitungan jenis profil menggunakan persamaan berikut.

a. Pelat Sayap

Faktor kelangsingan berdasarkan tebal pelat sayap digunakan persamaan,

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} \quad (3.24)$$

Dengan:

b_f = lebar pelat sayap (mm),

t_f = tebal pelat sayap (mm).

dimana batas-batas kelangsingan sebagai berikut.

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.25)$$

$$\lambda_r = 1,35 \sqrt{\frac{k_e E}{fy}} \quad (3.26)$$

Dengan:

λ_p = penampang kompak,

λ_r = penampang tidak kompak,

E = modulus elastisitas beton (MPa),

fy = tegangan leleh baja (MPa),

k_e = faktor panjang tekuk; syarat $0,35 \leq k_e \leq 0,763$

Nilai k_e dapat dicari dengan persamaan,

$$k_e = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}} \quad (3.27)$$

Dengan:

h = tinggi profil (mm),

t_w = tebal badan (mm).

b. Pelat Badan

Faktor kelangsingan berdasarkan tebal pelat badan adalah,

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \quad (3.28)$$

Dengan:

h = tinggi profil (mm),

t_w = tebal pelat badan (mm).

dimana batas-batas kelangsingan sebagai berikut.

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.29)$$

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.30)$$

Dengan:

λ_p = penampang kompak,

λ_r = penampang tidak kompak,

E = modulus elastisitas beton (MPa),

f_y = tegangan leleh baja (MPa),

Apabila $\lambda_f < \lambda_p$ dan $\lambda_w < \lambda_p$ maka profil termasuk dalam keadaan kompak.

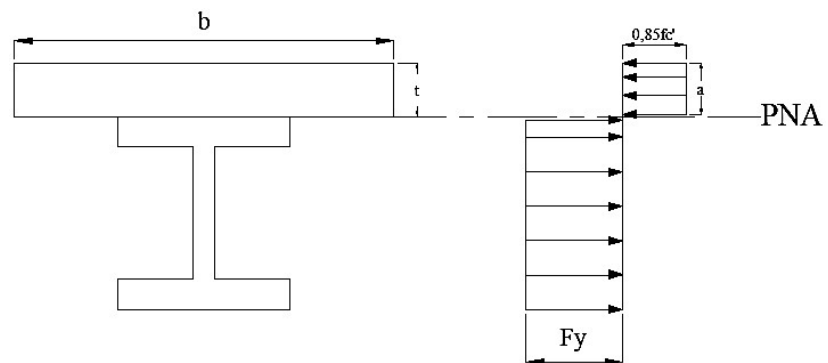
Jika $\lambda_f > \lambda_p$ dan $\lambda_w > \lambda_p$ profil dikatakan sebagai penampang tidak kompak.

Apabila $\lambda_f < \lambda_r$ dan $\lambda_w < \lambda_r$ maka profil termasuk penampang tidak langsing.

3. Persyaratan gelagar komposit menerima lentur

a. Menentukan posisi sumbu netral plastis

1) Sumbu netral plastis jatuh di pelat beton



Gambar 3.8 Diagram Tegangan Plastis Garis Netral Ada Di Beton

(Sumber: Segui, 2007)

Gaya tekan beton (C_c) pada pelat beton dihitung dengan persamaan berikut.

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b_e \quad (3.31)$$

Gaya tarik baja (T) dihitung dengan persamaan berikut.

$$T = A_s \cdot f_y \quad (3.32)$$

Dari gambar 3.1 diketahui persamaan keseimbangan gaya $C_c = T$, sehingga nilai a dapat dihitung.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_e \cdot t_s} \quad (3.33)$$

Dengan:

a = kedalaman daerah tekan (mm),

A_s = luas profil baja (mm^2),

b_e = lebar efektif beton (mm),

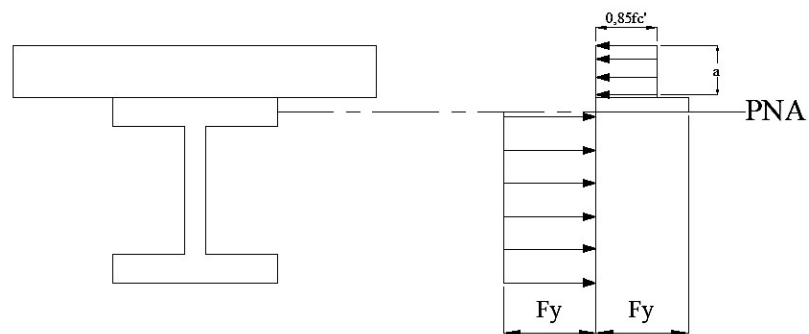
t_s = tebal pelat lantai (mm),

f_y = tegangan leleh baja (MPa),

f_c' = kuat tekan beton (MPa),

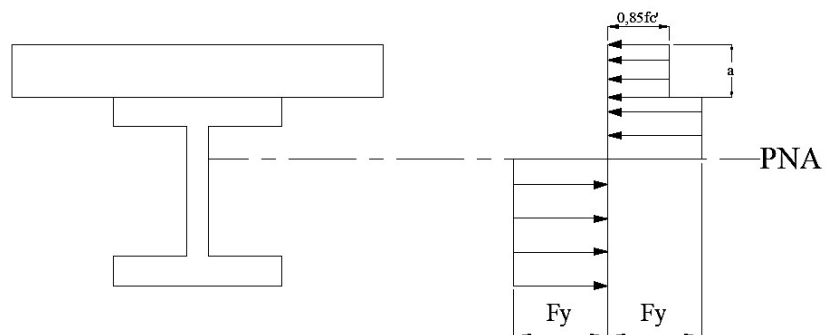
2) Sumbu netral plastis berada di profil baja

Keadaan ini dapat terjadi ketika pelat beton tidak kuat menahan gaya tarik dari profil baja. Sumbu netral yang terletak di profil baja dapat berada di sayap dan di badan.



Gambar 3.9 Diagram Tegangan Plastis Garis Netral Ada Di Sayap

(Sumber: Segui, 2007)



Gambar 3.10 Diagram Tegangan Plastis Garis Netral Ada Di Badan Profil

(Sumber: Segui, 2007)

Gaya tekan beton (C_c) dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b_e \quad (3.34)$$

Keseimbangan gaya diperoleh dari hubungan

$$T' = Cc + Cs \quad (3.35)$$

Nilai T' lebih kecil dari T sehingga

$$T' = As.fy - Cs \quad (3.36)$$

Sehingga kuat tarik baja adalah

$$Cs = \frac{Ag.fy - 0,85.fc'.be.ts}{2} \quad (3.37)$$

b. Menentukan momen nominal

1) Momen nominal ketika sumbu netral plastis di pelat beton

Kuat lentur profil dihitung dengan persamaan berikut.

$$Mn = Cc.d_1 \quad (3.38)$$

$$Mn = T.d_1 \quad (3.39)$$

$$Mn = As.fy\left(\frac{d}{2} + ts - \frac{a}{2}\right) \quad (3.40)$$

2) Momen nominal ketika sumbu netral plastis di profil baja

kuat lentur profil dihitung dengan persamaan berikut.

$$Mn = Cc.d_2 + Cs.d_2'' \quad (3.41)$$

3.10.3 *Shear Connector*

Struktur perlu menjadi komposit agar gaya dari material beton dapat diteruskan ke material baja. Perilaku komposit dapat terjadi apabila gaya geser horizontal dapat diatasi. Gaya geser horizontal pada pertemuan gelagar baja dan pelat beton perlu ditahan menggunakan penghubung geser atau *shear connector*.

Shear connector terdiri dari 2 jenis yaitu stud dan profil baja berbentuk c yang dipasang di atas sayap atas gelagar. Berikut hal-hal yang perlu dilakukan dalam merencanakan *shear connector*.

1. Menentukan diameter stud

Diameter stud tidak boleh melebihi batas ukuran berikut ini.

$$d_{sc} < 2,5 tf \quad (3.42)$$

dengan:

d_{sc} = diameter *shear connector* (mm),

tf = tebal pelat sayap (mm).

2. Kekuatan satu stud

Kekuatan satu stud dapat menggunakan rumus 3.39

$$Q_{sc} = A_{sc} \times f_y \quad (3.43)$$

dengan:

A_{sc} = luas *shear connector* (mm²).

3. Gaya geser yang ditransformasikan

Gaya geser yang didapat perlu ditransformasi menggunakan persamaan berikut.

$$q_{max} = \frac{V_{max} \times S_c}{I_{composite}} \quad (3.44)$$

dengan:

V_{max} = Gaya geser maksimum gelagar (kN),

I_c = Inersia komposit (mm⁴),

S_c = momen statis penampang tekan beton ditransformasikan (mm³).

4. Menentukan jumlah stud

Menentukan jumlah stud yang dibutuhkan persamaan yang digunakan sebagai berikut.

$$n = \frac{q_{max}}{Q_{sc}} \quad (3.45)$$

5. Jarak pemasangan stud

Dalam menghitung jarak pemasangan shear connector perlu diperhatikan syarat-syarat berikut.

- a. Jarak minimal antar stud arah memanjang

$$S1 = 6 \times d_{sc} \quad (3.46)$$

- b. Jarak minimal antar stud arah melintang

$$S2 = 4 \times d_{sc} \quad (3.47)$$

- c. Jarak maksimal antar stud

$$S_{max} = 3 \times t_s \quad (3.48)$$

3.10.4 Sambungan Baut

Sambungan pada elemen profil baja berperan penting dalam struktur. Apabila sambungan tidak memadai maka dapat menimbulkan kegagalan struktur. Sambungan pada profil baja dapat menggunakan las atau baut, pada perencanaan ini sambungan menggunakan baut. Oleh karena sambungan menjadi aspek penting, maka ketentuan untuk perencanaan sambungan baut mutu tinggi berdasarkan RSNI-T-03-2005. Adapun ketentuannya sebagai berikut.

1. Spesifikasi baut

Tabel 3.15 Spesifikasi Baut Mutu Tinggi

Tipe Baut	d_b (mm)	<i>Proof Stress</i> (MPa)	Kuat Tarik min. F_u (MPa)
A325	12,7 – 25,4	585	825
	28,6 – 38,1	510	725
A490	12,7 – 38,1	825	1035

Sumber: RSNI T-03-2005

2. Jarak baut

- a. Jarak spasi antar baut minimum tidak boleh kurang dari 2,5 kali diameter baut.
- b. Jarak spasi antar baut maksimum tidak boleh lebih dari 15 tp atau 200 mm. tp adalah tebal pelat lapis sambungan.
- c. Jarak tepi minimum ke as baut ditentukan dalam Tabel 3.16

Tabel 3.16 Jarak Tepi Minimum

Pemotongan tepi dengan geser atau tangan dan api	Pelat giling, pemotongan mesin dengan api, gergaji atau tepi diratakan	Tepi hasil giling dari penampang giling
1,75d	1,50d	1,25d

Sumber: RSNI T-03-2005

- d. Jarak tepi maksimum sebesar 12 kali tebal pelat atau tidak melebihi 150 mm.

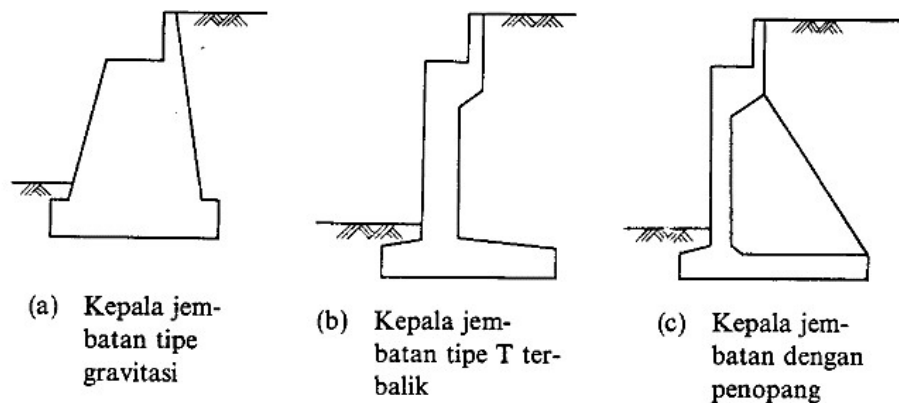
3.11 Perencanaan Struktur Bangunan Bawah

Struktur bangunan bawah jembatan merupakan struktur yang menopang struktur atas serta meneruskan beban ke tanah. Struktur bawah terbagi menjadi dua yaitu abutment dan pilar, namun pada pembahasan ini ditambahkan pondasi.

3.11.1 Abutment

Abutment adalah komponen struktur bawah yang menahan beban struktur atas. Abutment terletak pada ujung jembatan dimana dapat menahan gaya lateral akibat tekanan tanah. Pada abutment terdapat beberapa bagian yaitu *breast wall*, *back wall*, *corbel*, *wing wall*, dan *pile cap*.

Abutment memiliki tipe dan bentuk yang berbeda, dengan bahan yang digunakan yaitu beton bertulang. Tipe-tipe abutment ditentukan berdasarkan tinggi pemakaian, jenis bangunan atas jembatan dan kondisi tanah pondasi dan kondisi bangunan. Pemilihan jenis abutment berdasarkan tinggi pemakaian dapat dilihat pada Tabel 3.17 berikut.



Gambar 3.11 Tipe dan Bentuk Kepala Jembatan

(Sumber: Sosrodarsono, 2000)

Tabel 3.17 Tinggi Pemakaian Kepala Jembatan Untuk Berbagai Bentuk

Tipe dan Bentuk Abutment	Tinggi Pemakaian (m)					
	0	5	10	15	20	25
Tipe dengan penopang	<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> 8m 20m </div> <div style="text-align: center;"> <div style="width: 100%; height: 10px; background-color: black; margin: 5px 0;"></div> <div style="width: 60%; height: 10px; background-color: black; margin: 5px 0;"></div> </div>					
Bentuk T terbalik	<div style="text-align: center;"> <div style="width: 100%; height: 10px; background-color: black; margin: 5px 0;"></div> <div style="width: 60%; height: 10px; background-color: black; margin: 5px 0;"></div> </div>					
Tipe semi gravitasi	<div style="text-align: center;"> <div style="width: 100%; height: 10px; background-color: black; margin: 5px 0;"></div> <div style="width: 60%; height: 10px; background-color: black; margin: 5px 0;"></div> </div>					
Tipe Gravitasi	<div style="text-align: center;"> <div style="width: 100%; height: 10px; background-color: black; margin: 5px 0;"></div> <div style="width: 60%; height: 10px; background-color: black; margin: 5px 0;"></div> </div>					

Sumber: Sosrodarsono (2000)

1. Beban yang bekerja di Abutment

Dimensi abutment ditentukan dengan menghitung beban yang terjadi pada abutment terlebih dahulu. Pembebanan pada abutment dibagi menjadi beban dari struktur atas dan struktur bawah jembatan. Adapun beban-beban yang digunakan dalam perencanaan dapat dilihat sebagai berikut.

a. Beban dari struktur atas jembatan

- 1) Beban mati sendiri struktur (MS=BS)
- 2) Beban mati tambahan (MA=MT)
- 3) Beban lalu lintas (TD)
- 4) Beban pejalan kaki (TP)
- 5) Beban rem (TB)
- 6) Beban angin struktur (EWs)
- 7) Beban angin kendaraan (EWI)
- 8) Beban Gempa (EQ)

b. Beban dari struktur bawah jembatan

- 1) Beban mati sendiri
- 2) Tekanan tanah aktif

2. Stabilitas abutment

Setelah mengetahui beban yang terjadi pada jembatan, maka untuk menghindari perubahan struktur seperti guling dan geser perlu diperhitungkan stabilitasnya. Pada stabilitas abutment digunakan faktor aman (*safety factor*) untuk membatasi besarnya stabilitas agar tetap aman sebesar 1,5. Kontrol stabilitas pada gaya geser dapat dilihat berikut ini.

$$SF = \frac{\Sigma H}{\Sigma H_x} > 1,5 \quad (3.49)$$

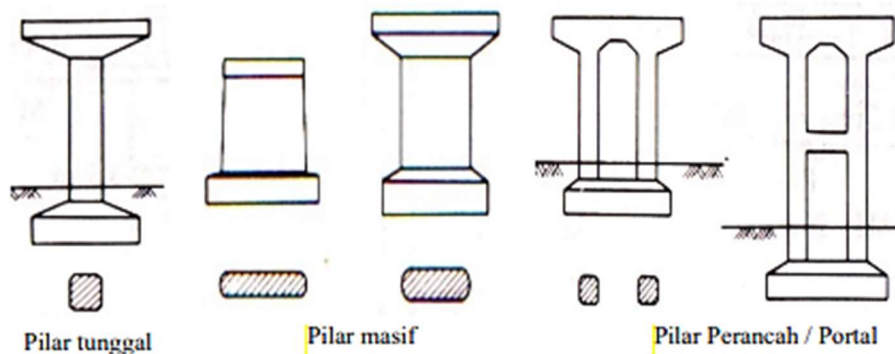
Dengan :

ΣH = penjumlahan gaya penahan arah x dan y

ΣH_x = penjumlahan gaya geser arah x dan y

3.11.2 Pilar

Pilar pada jembatan memiliki bentuk yang bervariasi. Perencanaan pilar perlu memperhatikan aliran air pada banjir sehingga tidak menghambat aliran air. Penampang pilar yang baik apabila memiliki penampang yang langsing berbentuk bulat telur. Bentuk umum untuk jembatan yang berada di atas sungai dapat dilihat pada Gambar 3.12.



Gambar 3.12 Bentuk umum pilar jembatan

(Sumber: Bina Marga, 2010)

1. Pengaruh P-Delta

Pada SNI 2833:2016 P-Delta atau perpindahan lateral kolom dalam arah longitudinal atau melintang perlu memperhatikan syarat berikut ini.

$$\Delta_{Pu} < 0,25\phi Mn \quad (3.50)$$

$$\Delta = R_d \Delta_e \quad (3.51)$$

$$\text{Bila } T < 1,25T_s$$

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right) \frac{1,25T_s}{T} + \frac{1}{R} \quad (3.52)$$

$$\text{Bila } T \geq 1,25T_s$$

$$R_d = 1 \quad (3.53)$$

Dengan :

Δ = perpindahan titik pilar relative terhadap dasar pondasi (m),

Δ_e = perpindahan berdasarkan analisis gempa elastis (m),

T = periode mode getar fundamental (detik),

- $T_s = \frac{S_{D1}}{S_{Ds}}$ (detik)m
 R = faktor modifikasi respons sesuai Tabel 3.9,
 P_u = beban aksial terfaktor pada kolom atau pilar (kN),
 ϕ = faktor reduksi lentur kolom,
 M_n = Kuat lentur nominal kolom atau pilar (kNm)

2. Diagram interaksi Mn-Pn

Dalam menghitung tulangan kolom digunakan grafik interaksi Mn-Pn tak berdimensi. Grafik tersebut memiliki dua sumbu yaitu vertikal dan horizontal dimana masing-masing sumbu memiliki nilai yang berbeda. Cara mencari tulangan yang diperlukan yaitu:

- Besaran pada kedua sumbu dihitung berdasarkan rumus 3.54 dan 3.55
Kemudian dipetakan ke dalam grafik.
- Lalu dibaca nilai r dan menentukan nilai β .
- Luas tulangan total didapatkan

Persamaan dan grafik yang digunakan dapat dilihat sebagai berikut.

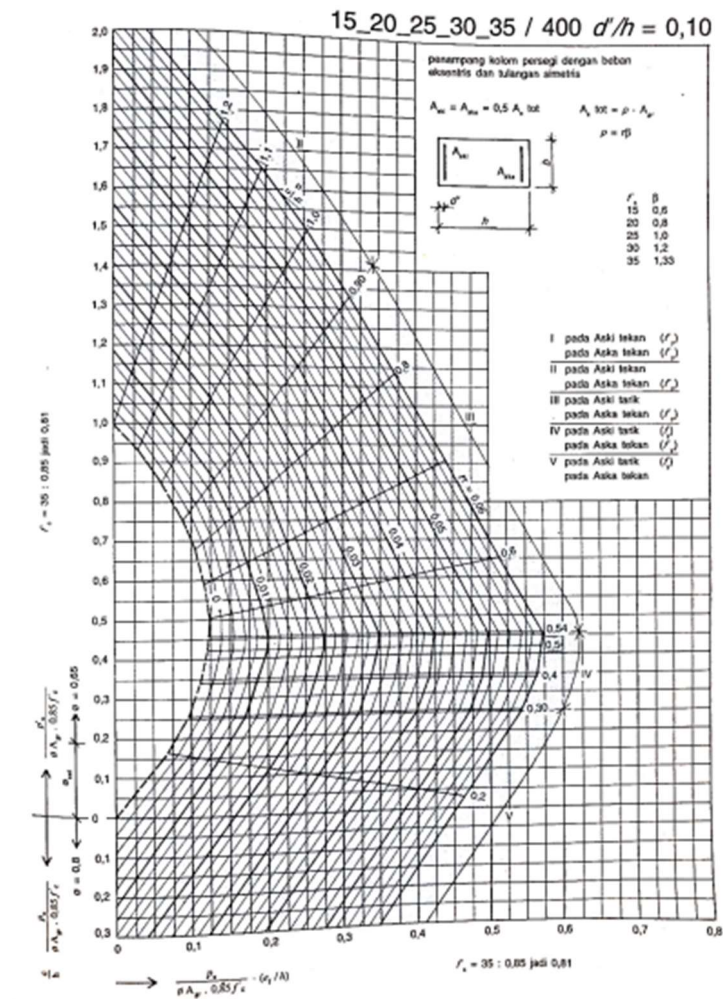
$$\text{Sumbu vertikal} : \frac{P_{ru}}{\phi A_{gr} \cdot 0,85 \cdot f_{c'}} \quad (3.54)$$

$$\text{Sumbu horizontal} : \frac{P_{ru}}{\phi A_{gr} \cdot 0,85 \cdot f_{c'}} \times \frac{e_f}{h} \quad (3.55)$$

$$e_f = \frac{M_u}{P_u} \quad (3.56)$$

Dengan:

- A_{gr} = luas penampang kolom (mm^2),
 $f_{c'}$ = mutu beton (MPa),
 ϕ = faktor reduksi lentur kolom,
 P_u = beban aksial terfaktor pada kolom atau pilar (kN),
 M_n = Momen ultimate kolom atau pilar (kNm)



Gambar 3.13 Diagram Interaksi Kolom

(Sumber: Kusuma G., 1993)

3.11.3 Pondasi

Pondasi merupakan struktur bawah jembatan yang akan meneruskan beban ke tanah. Pondasi memiliki banyak tipe sehingga perlu diperhatikan kedalaman tanah keras dan karakteristik tanah. Dalam memilih pondasi yang tepat perlu diperhatikan hal-hal berikut.

1. Tidak menggunakan pondasi langsung pada daerah dengan gerusan besar, jika terpaksa maka perlu diberikan perlindungan pondasi terhadap gerusan.
2. Hindari perletakan pondasi pada daerah gelincir lokal dan global.

3. Menghindari penyebaran gaya dari pondasi abutment jatuh ke lereng/tebing sungai.
4. Pondasi yang digunakan sesuai dengan kondisi tanah di bawah kepala atau pilar jembatan.

Agar dapat memahami tipe-tipe pondasi yang dapat digunakan, maka dapat melihat Tabel 3.18 berikut.

Tabel 3.18 Pemilihan Bentuk Pondasi

Butir	Pondasi Langsung	Sumuran	Tiang Pancang				Tiang Bored
			Baja tiang H	Baja tiang pipa	Tiang beton bertulang pracetak	Tiang beton pratekan pracetak	Beton bertulang
Diameter nominal (mm)	-	3000	100 x 100 Sampai 400 x 400	300 – 600	300 – 600	400 – 600	800 – 1200
Kedalaman maksimum (m)	5	15	Tidak terbatas	Tidak terbatas	30	60	60
Kedalaman optimum (m)	0,3 – 3	7 – 9	7 – 40	7 – 40	12 – 15	18 – 30	18 – 30
Beban maksimum ULS (kN) untuk keadaan biasa	20000 +	20000 +	3750	3000	2400	3200	6000
Variasi optimum beban ULS (kN)	-	-	500 – 1500	600 – 1500	500 – 1000	500 – 5000	500 – 7000

Sumber: Bina Marga (2010)

BAB IV

METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Umum

Metodologi penelitian merupakan penjelasan terkait pengamatan dan perencanaan yang ditulis secara sistematis dan didasarkan oleh fakta atau data. Pada bab ini akan dijelaskan mengenai hal-hal yang digunakan pada perencanaan ini sehingga tetap sesuai dengan tujuan dan keinginan penulis. Adapun data yang dibutuhkan untuk membantu penelitian akan dijelaskan di bab ini seperti lokasi, data jembatan dan tahapan perencanaan.

4.2 Lokasi Jembatan

Lokasi jembatan yang digunakan sebagai bahan penelitian ini terletak di Kebondalem, Madurejo, Kec. Prambanan, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. Jembatan ini menghubungkan Dusun Jrebesan dengan Dusun Kebondalem dan digunakan untuk melintasi Kali Opak. Lokasi jembatan dapat dilihat pada gambar 4.1 berikut



Gambar 4.1 Lokasi Jembatan Grebyangan

4.3 Data yang Dibutuhkan

4.3.1 Data Sekunder

Data yang didapatkan oleh peneliti secara tidak langsung. Data sekunder dapat diambil dari penelitian orang lain ataupun melalui dokumen hasil penelitian yang tidak langsung diambil oleh peneliti secara langsung. Adapun pada penelitian ini data sekunder yang digunakan yaitu:

1. Data penyelidikan tanah di lampirkan
2. Data topografi di lampirkan

4.3.2 Data Jembatan

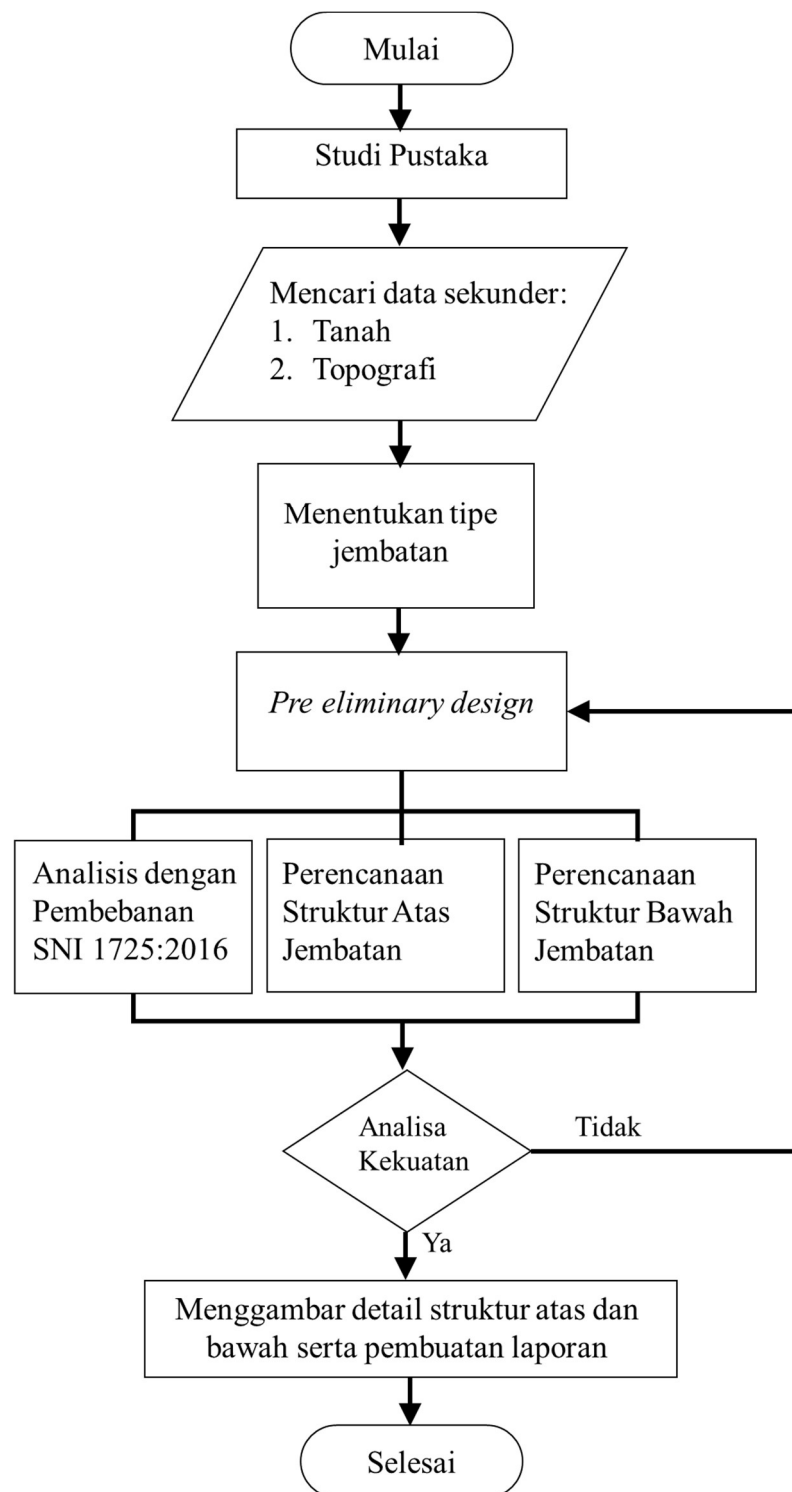
Data jembatan adalah data yang berisi tentang dimensi jembatan dan data-data yang digunakan untuk perencanaan. Jembatan Grembyangan akan menggunakan balok komposit dengan lantai beton dan gelagar baja. Adapun rincian data jembatan dapat dilihat sebagai berikut:

Dimensi Jembatan

Panjang total jembatan	: 90 meter
Panjang tiap bentang	: 30 meter
Jumlah bentang	: 3 buah
Lebar jembatan	: 9 meter
Lebar perkerasan	: 7 meter
Lebar trotoar	: 1 meter
Jumlah lajur	: 2 buah
Jumlah pilar	: 2 buah
Jumlah abutment	: 2 buah

4.4 Bagan Alir Perencanaan

Pada sub bab ini akan dijelaskan mengenai tahapan-tahapan perencanaan selama penelitian sehingga dapat mempermudah pembacaan dan mengerti mengenai tahapan perencanaan yang akan digunakan. Adapun bagan alir dari perencanaan ini dapat dilihat sebagai berikut:



Gambar 4.2 Bagan Alir Perencanaan Jembatan

Berdasarkan bagan alir di atas, tahapan yang akan dilakukan dalam perencanaan struktur jembatan yaitu:

1. Melakukan studi pustaka dengan membaca skripsi, jurnal dan artikel yang berhubungan dengan topik yang akan diambil.
2. Mencari data sekunder yang diperlukan seperti data jenis tanah dan topografi sekitar lokasi.
3. Dari data yang didapat kemudian menentukan tipe jembatan yang akan diteliti.
4. Melakukan *pre eliminary design* yaitu menentukan dimensi lantai jembatan, profil baja, dan ketebalan perkerasan serta material yang akan digunakan
5. Melakukan analisis pembebanan dengan SNI 1725:2016 kemudian dapat dilakukan perencanaan struktur atas berupa gelagar, diafragma, pelat lantai kendaraan, pelat trotoar dan abutmen jembatan.
6. Melakukan perencanaan struktur bawah berupa pilar dan pondasi
7. Setelah perencanaan struktur selesai maka selanjutnya menganalisa kekuatan struktur tersebut
8. Bila analisa struktur tersebut aman maka dapat dilanjutkan dengan pembuatan laporan dan membuat gambar detail dari struktur atas dan bawah jembatan.
9. Analisa struktur tidak aman maka struktur atas dan bawah harus dilakukan perencanaan ulang.

BAB V

ANALISIS DATA DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Jembatan

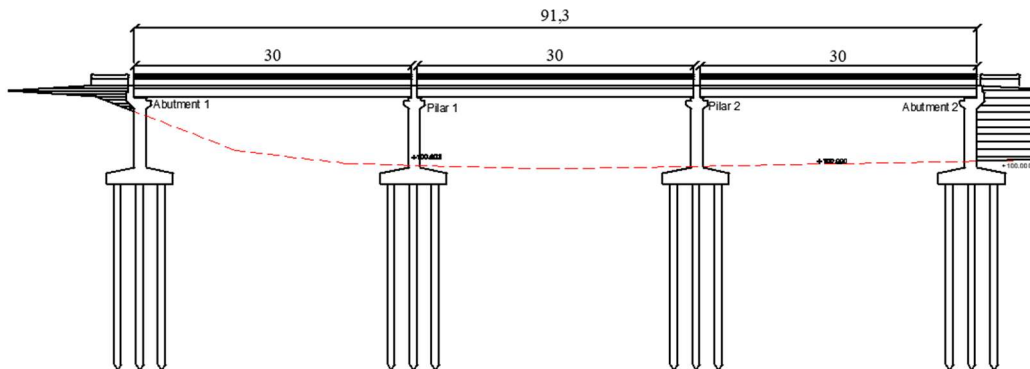
Pada perencanaan Jembatan Grembyangan diperlukan tahapan-tahapan yang harus dilakukan. Sebelum memulai perencanaan struktur atas dan bawah jembatan, hal pertama yang dilakukan adalah mengumpulkan informasi mengenai jembatan yang sudah ada. Adapun data yang dapat ditentukan sebelum perencanaan adalah kelas jalan, data kontur, data tanah serta mutu material yang akan digunakan pada perencanaan selanjutnya. Berikut penetapan data yang diperlukan sebelum merencanakan jembatan:

1. Penentuan Lebar Jembatan

Berdasarkan informasi dari instansi terkait jalan yang melewati Jembatan Grembyangan merupakan jalan kabupaten. Muatan beban Bina Marga ditentukan sebesar 100%. Lebar badan jalan 7 m dan lebar trotoar serta parapet pada satu sisi sebesar 1 m. Kelas jalan dari Jembatan Grembyangan ialah Kelas Jalan A.

2. Panjang Bentang Jembatan

Penentuan panjang bentang berdasarkan data topografi sungai dari potongan melintang sungai didapatkan bentang jembatan yang dibutuhkan mencapai 90 m. Gambar potongan melintang sungai dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.



Gambar 5.1 Potongan Melintang Sungai

Berdasarkan data panjang bentang sungai hal yang dapat dilakukan yaitu mempertimbangkan struktur jembatan baik dari segi efisiensi dan ketersediaan bentang. Jembatan Grembyangan dengan struktur komposit menggunakan panjang bentang 30 m dengan total bentang sebanyak 3 buah. Bentang ekonomis yang diatur dapat dilihat pada Tabel di bawah.

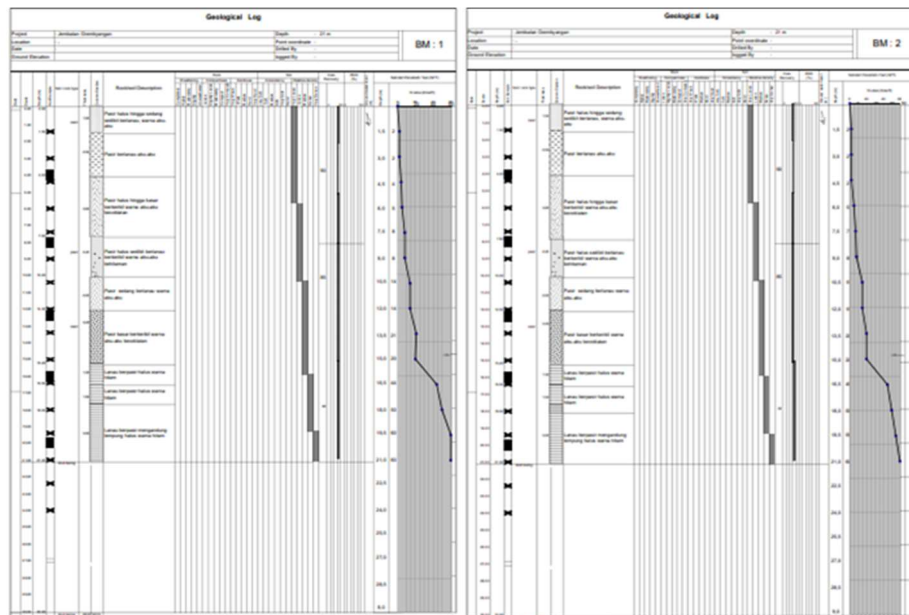
Tabel 5.1 Ketersediaan Bentang Ekonomis Jembatan

No	Struktur Bangunan Atas	Panjang bentang
1	<i>Voided slab</i>	6 – 16 m
2	Gelagar beton tipe “T”	6 – 25 m
3	Gelagar beton prategang tipe “I” dan “T”	16 – 40 m
4	Girder komposit	20 – 30 m
5	Rangka baja	40 – 60 m

Sumber: Pengantar Perencanaan Jembatan (2015)

3. Data Tanah

Penentuan struktur bawah jembatan memerlukan data pengujian tanah untuk mengetahui kedalaman tanah keras dan tipe jembatan yang digunakan. Adapun data pengujian tanah pada lokasi dapat dilihat pada Gambar 5.2 di bawah ini.



Gambar 5.2 Pengujian Bor Log

Dari data tanah yang didapatkan diketahui bahwa rata-rata tanah keras terletak di kedalaman 21 m. Lokasi jembatan yang akan didesain terletak di daerah yang dekat dengan pemukiman. Oleh karena itu, pondasi yang digunakan adalah pondasi dalam dengan tipe tiang pancang karena memiliki daya dukung yang lebih mudah diperhitungkan.

4. Mutu Material

Penentuan yang perlu diperhatikan selain struktur atas dan bawah jembatan adalah mutu material yang digunakan. Berikut adalah daftar mutu material yang akan digunakan dalam perencanaan:

a. Profil baja

Perencanaan gelagar dan diafragma dari Jembatan Grembyangan menggunakan BJ-55 dengan $f_y = 410$ MPa dan $f_u = 550$ MPa.

b. Beton bertulang

Mutu beton yang digunakan $f'_c = 35$ MPa untuk semua beton bertulang yang dicor.

c. Baja tulangan

BJTD untuk $\phi > 13$ mm digunakan mutu baja 420A yang merupakan baja sedang, dengan $f_y = 420$ MPa.

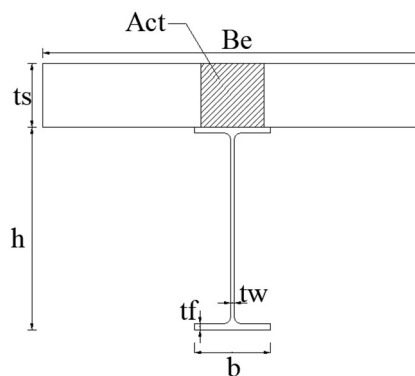
5.2 Pre-eliminary Design

1. Gelagar Jembatan

Gelagar baja menggunakan Profil IWF 912.302.18.34.

Rincian profil sebagai berikut.

Tinggi profil baja	(h) = 912 mm
Lebar profil	(b) = 302 mm
Tebal tinggi profil	(tw) = 18 mm
Tebal sayap profil	(tf) = 34 mm
Berat penampang per satuan panjang	(Q) = 243 kg/m
Luas penampang profil baja	(A) = 364 cm ²



Gambar 5.3 Penampang Struktur Komposit

1) Lebar efektif (Be)

Berdasarkan RSNI T-03-2005 lebar efektif ditentukan dari nilai terkecil dari tiga syarat dibawah:

$$\frac{1}{5} \text{ panjang gelagar bentang sederhana} = \frac{1}{5} \times 30$$

$$= 6 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar gelagar} = 1,5 \text{ m}$$

$$12 \times d = 12 \times 0,25$$

$$= 3 \text{ m}$$

Lebar efektif (B_e) yang digunakan adalah 1,5 m.

2) Nilai rasio modular

Berat jenis beton $= 2400 \text{ kg/m}^3$

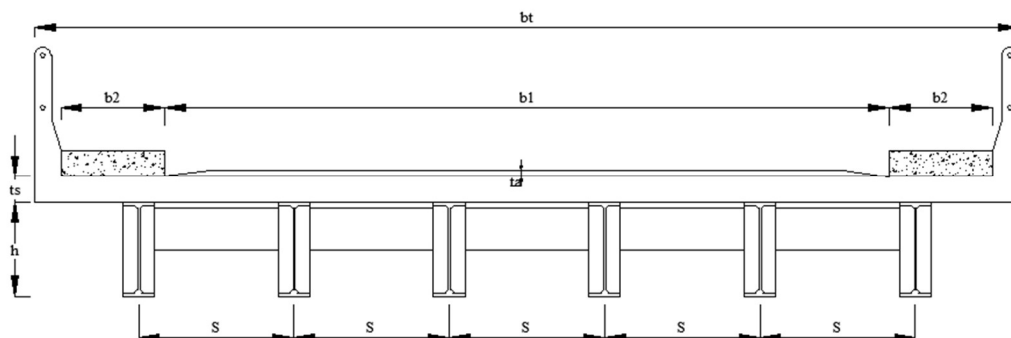
Mutu beton (f_c') $= 35 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas beton (E_c) $= 4700\sqrt{f_c'}$
 $= 4700\sqrt{35}$
 $= 27805,575 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas baja (E_s) $= 200000 \text{ MPa}$

Nilai rasio modular (n) $= \frac{E_s}{E_c}$
 $= \frac{200000}{27805,575}$
 $= 7,1928$

2. Data Teknis Jembatan



Gambar 5.4 Tampak Melintang Jembatan

Kelas Jalan $= \text{Kelas I}$

Tebal slab lantai kendaraan (t_s) $= 0,25 \text{ m}$

Tebal lapisan aspal (t_a) $= 0,1 \text{ m}$

Tebal genangan air hujan (t_w) $= 0,05 \text{ m}$

Jarak antara gelagar baja (S) $= 1,5 \text{ m}$

Lebar jalur lalu-lintas (b_1) $= 7 \text{ m}$

Lebar trotoar (b_2) $= 1 \text{ m}$

Lebar total jembatan (b_t) $= 9,5 \text{ m}$

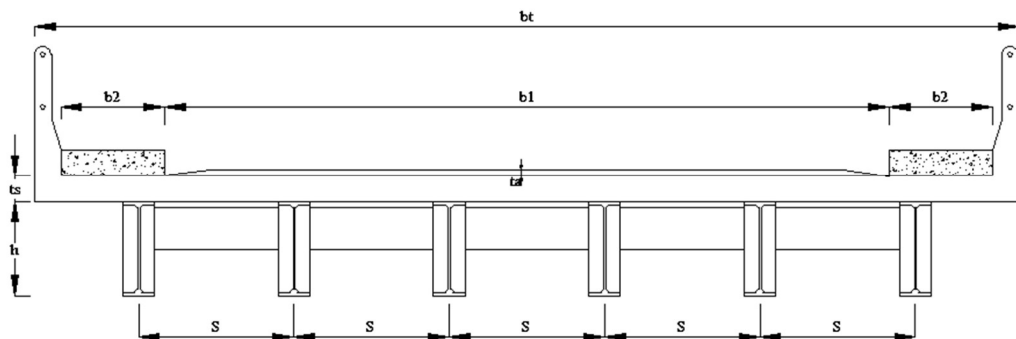
Panjang bentang jembatan	(L)	= 30 m
Tebal tiang sandaran		= 0,25 m
Tinggi tiang sandaran		= 1,2 m

5.3 Perencanaan Struktur Atas Jembatan

Struktur atas jembatan adalah struktur yang menerima beban langsung dari berat sendiri dan beban tambahan. Struktur atas terdiri atas pelat lantai kendaraan, gelagar memanjang, gelagar melintang, trotoar dan sandaran. Dalam perencanaan struktur atas jembatan hal yang perlu diperhatikan yaitu penentuan dimensi pelat, dimensi gelagar, beban yang memengaruhi struktur dan momen yang terjadi pada struktur.

5.3.1 Perencanaan Pelat Lantai

Pada desain awal direncanakan jembatan seperti pada potongan melintang Gambar 5.5.



Gambar 5.5 Potongan Melintang Jembatan

1. Dimensi Jembatan

Kelas Jalan	= Kelas I
Tebal slab lantai kendaraan (ts)	= 0,25 m
Tebal lapisan aspal (ta)	= 0,1 m
Tebal genangan air hujan (tw)	= 0,05 m
Jarak antara gelagar baja (S)	= 1,5 m
Lebar jalur lalu-lintas (b1)	= 7 m

Lebar trotoar $(b_2) = 1 \text{ m}$
 Lebar total jembatan $(b_t) = 9,5 \text{ m}$
 Panjang bentang jembatan $(L) = 30 \text{ m}$

2. Material Pelat Lantai

a. Beton

Kuat tekan beton $(f_c') = 35 \text{ MPa}$
 Modulus elastisitas $(E_c) = 4700 \sqrt{f_c'}$
 $= 4700 \sqrt{35}$
 $= 27805,575 \text{ MPa}$
 Angka Poison $(\mu) = 0,2$
 Koefisien muai beton $(\alpha) = 11^{-6} / ^\circ\text{C} > 30 \text{ MPa}$
 Berat jenis beton bertulang $(\gamma_c) = 24 \text{ kN/m}^3$

b. Baja

Baja tulangan $= \text{D13}$
 Tegangan leleh baja $(f_y) = 420 \text{ MPa}$
 Berat baja $(\gamma_s) = 78,5 \text{ kN/m}^3$

c. Berat jenis

Berat aspal $(\gamma_a) = 22 \text{ kN/m}^3$
 Berat jenis air $(\gamma_w) = 10 \text{ kN/m}^3$

3. Tipe Pelat Lantai

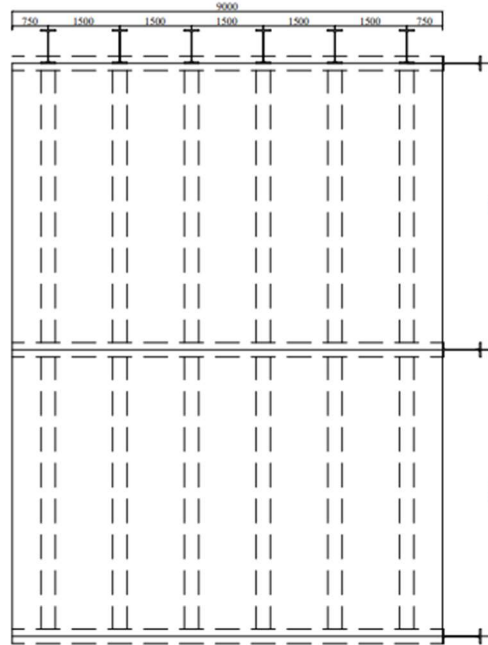
Penentuan tipe pelat ditentukan dengan menghitung perbandingan sisi terpanjang dan sisi terpendek. Tipe pelat dibagi menjadi pelat satu arah dan pelat dua arah. Pelat satu arah adalah perbandingan bentang panjang dan pendek yang nilainya lebih dari 2, sedangkan pelat dua arah nilai perbandingannya lebih kecil dari 2. Per hitungan untuk menentukan tipe pelat sebagai berikut

Bentang pendek $(L_x) = 1500 \text{ mm}$
 Bentang panjang $(L_y) = 6000 \text{ mm}$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{6000}{1500}$$

$$= 4 > 2 \text{ (Pelat satu arah)}$$

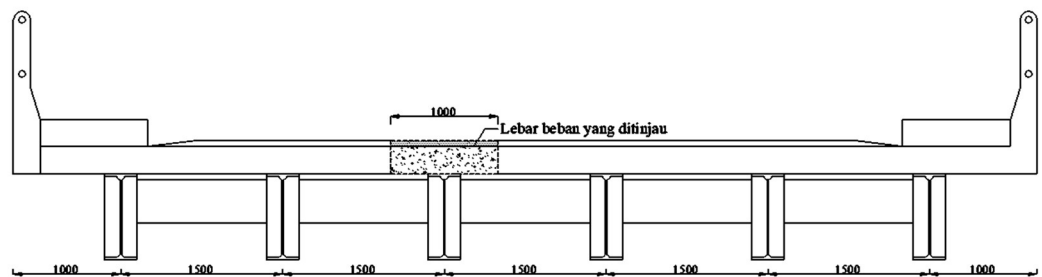
Gambar pelat yang menunjukkan bentang arah x dan y dapat dilihat pada Gambar 5.6 seperti berikut.



Gambar 5.6 Pelat Lantai Kendaraan

4. Beban Pelat Lantai

Pembebanan pada struktur pelat lantai terdiri dari berat mati sendiri, berat mati tambahan, beban truk dan beban pejalan kaki. Pada perhitungan beban yang terjadi, lebar pelat yang ditinjau sepanjang 1 meter dengan tebal pelat setinggi 0,25 meter.



Gambar 5.7 Tinjauan Pembebanan Pada Pelat Lantai

a. Berat Sendiri Pelat (BS)

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal slab kendaraan (ts)} &= 0,25 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis beton } (\gamma_c) &= 24 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Berat sendiri} &= ts \times \text{panjang pelat tinjau} \times \gamma_c \\
 &= 0,25 \times 1 \times 24 \\
 &= 6,0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Beban Mati Tambahan (MT)

1) Pada perkerasan

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal lapis aspal } (ta) &= 0,1 \text{ m} \\
 \text{Tinggi genangan air}(tw) &= 0,05 \text{ m} \\
 \text{Berat aspal } (\gamma_a) &= 22 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Berat jenis air } (\gamma_w) &= 10 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Berat perkerasan} &= (ta \times b \times Wa) + (th \times b \times \gamma_w) \\
 &= (0,1 \times 1 \times 22) + (0,05 \times 1 \times 10) \\
 &= 2,7 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) Pada trotoar dan kerb

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi trotoar } (h_{\text{trotoar}}) &= 0,25 \text{ m} \\
 \text{Panjang trotoar } (L_{\text{trotoar}}) &= 1 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis beton } (\gamma_c) &= 24 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Berat sendiri trotoar} &= h \times \text{panjang trotoar} \times \gamma_c \\
 &= 0,25 \times 1 \times 24 \\
 &= 6,0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3) Pada tiang sandaran

Pipa sandaran

$$\begin{aligned}
 \text{Diameter pipa total } (D) &= 3 \text{ inch} \\
 &= 7,62 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal pipa } (t) &= 3,2 \text{ mm} \\
 &= 0,32 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas penampang pipa (A)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times (D^2 - d^2) \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times (7,62^2 - 6,98^2) \\
 &= 7,339 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$= 7,339 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri pipa} &= A_{\text{pipa}} \times \text{panjang pipa} \times \gamma_c \\ &= 7,339 \times 10^{-4} \times 2 \times 78,5 \\ &= 0,1152 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total pipa sandaran} &= \text{jumlah pipa} \times \text{berat pipa} \\ &= 2 \times 0,1152 \\ &= 0,2304 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tiang Sandaran

$$\text{Tebal tiang sandaran} = 0,12 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang sandaran} = 0,16 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi tiang sandaran} = 1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume tiang} &= \text{tebal tiang} \times \text{panjang} \times \text{tinggi} \\ &= 0,12 \times 0,16 \times 1 \\ &= 0,019 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang sandaran} &= \text{Volume tiang} \times \gamma_c \\ &= 0,019 \times 24 \\ &= 0,461 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total tiang sandaran} &= \text{berat pipa sandaran} + \text{berat tiang} \\ &= 0,2304 + 0,461 \\ &= 0,6914 \text{ kN} \end{aligned}$$

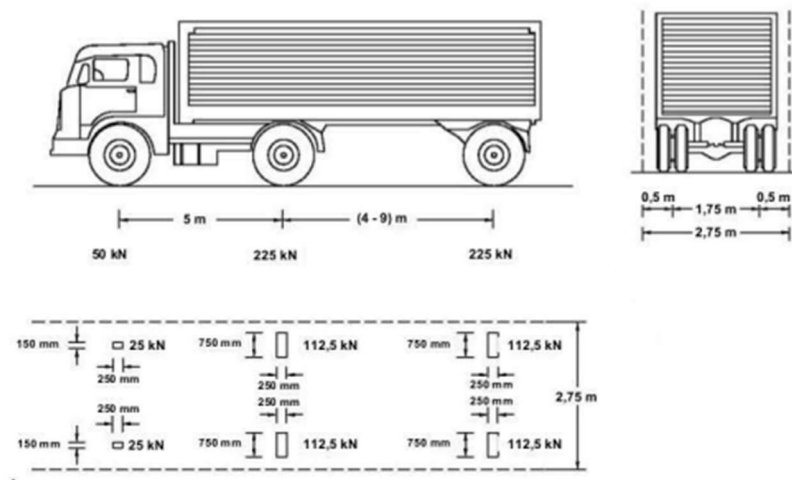
c. Beban Pejalan Kaki (TP)

Nilai beban pejalan kaki didapat dari SNI 1725:2016 pasal 8.9.

Beban pejalan kaki di trotoar = 5 kN/m

d. Beban Truk (TT)

Nilai beban truk berdasarkan SNI 1725:2016 pasal 8.4.1 sebesar 500 kN yang susunan pembebanannya dapat dilihat pada Gambar 5.6.



Gambar 5.8 Pembebanan Truk "T"

(Sumber: SNI 1725, 2016)

Beban roda ganda truk dari Gambar 5.8 diambil sebesar 112,5 kN. Truk yang bergerak dinamis akan menghasilkan beban yang berbeda sehingga perlu dikali dengan faktor beban dinamis (FBD). Nilai FBD untuk pembebanan truk "T" berdasarkan SNI 1725:2016 diambil sebesar 30%.

Faktor beban dinamis = 30 %

Panjang jembatan (L) = 30 m

Beban satu roda = 112,5 kN

Beban truk (TT) = $TT \times (100\% + FBD)$
 $= 112,5 \times (100\% + 30\%)$
 $= 146,25 \text{ kN}$

Faktor beban = 1,8

Beban truk ultimate = $146,25 \times 1,8$
 $= 263,25 \text{ kN}$

e. Rekapitulasi beban

Perhitungan pembebanan yang terjadi pada pelat lantai dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5.2 Rekapitulasi Beban Pada Pelat Lantai

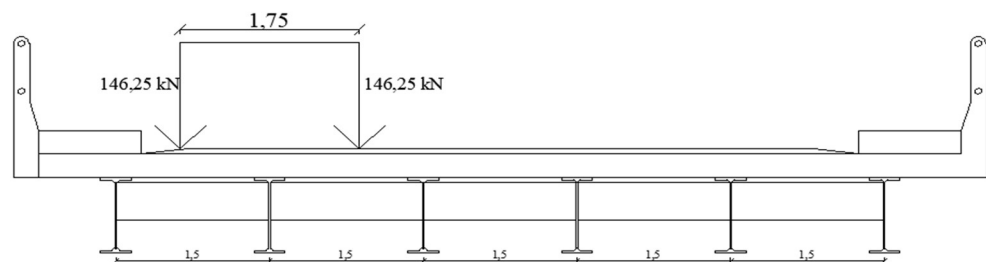
No	Jenis Beban	q (kN/m)	P (kN)
1	Berat pelat lantai kendaraan	6	
2	Berat lapis aspal	2,2	
3	Berat genangan air	0,5	
4	Berat trotoar	6	
5	Berat tiang sandaran		0,6914
6	Beban Truk		146,25

5. Analisis Struktur Pelat Lantai

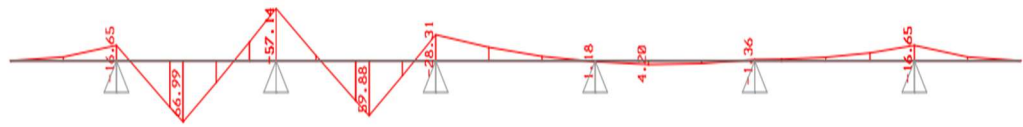
Analisis pelat lantai dilakukan dengan menggunakan *software* SAP2000 untuk mendapatkan nilai momen akibat masing-masing beban yang bekerja. Struktur akan diasumsikan menjadi sendi dalam pemodelan SAP2000 agar mempermudah pemodelan dan analisis momen. Kombinasi momen yang digunakan dalam SAP2000 adalah Kuat I dengan rumus:

$$1,3MS + 2MT + 1,8TT.$$

- a. Pembebanan Pada Pelat Lantai dengan Beban Truk di tengah lajur.

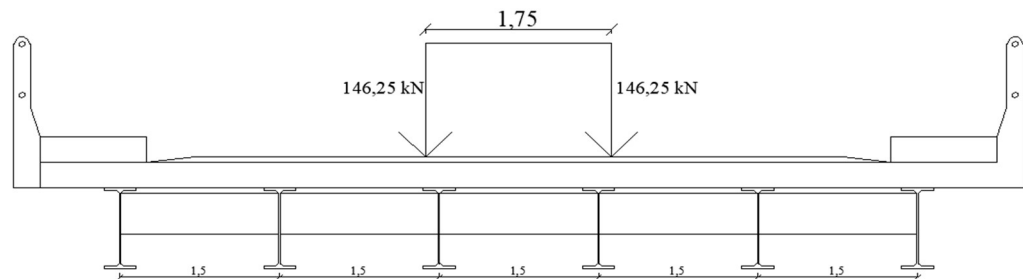


Gambar 5.9 Pembebanan dengan 1 Truk di Tengah Lajur Pada Pelat

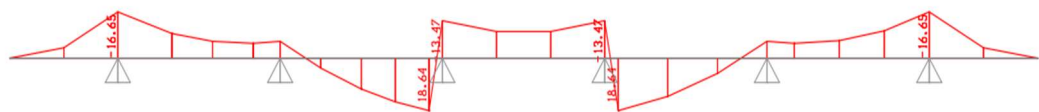


Gambar 5.10 Kombinasi Momen Kuat I Saat Beban Truk di Tengah Lajur

- b. Pembebanan Pada Pelat Lantai dengan Beban Truk di tengah jembatan.

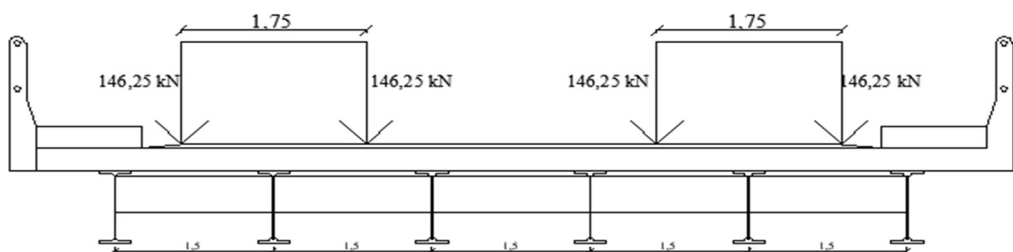


Gambar 5.11 Pembebanan dengan 1 Truk di Tengah Jembatan Pada Pelat

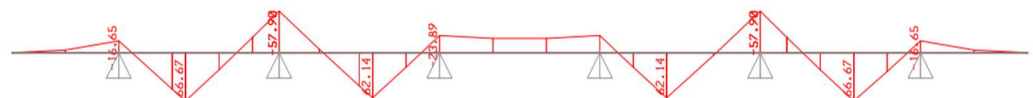


Gambar 5.12 Kombinasi Momen Kuat I Saat Beban Truk di Tengah Jembatan

- c. Pembebanan Pada Pelat Lantai dengan 2 Beban Truk.



Gambar 5.13 Pembebanan dengan 2 Truk Pada Pelat



Gambar 5.14 Kombinasi Momen Kuat I Saat 2 Beban Truk di Jembatan

Analisis momen pada pelat lantai menggunakan Kombinasi Kuat I akibat beban mati sendiri, mati tambahan dan beban truk. Nilai momen terbesar terdapat pada saat pembebanan 1 truk di tengah jembatan pada pelat pada Gambar 5.10. Momen positif sebesar 66,99 kNm' dan nilai momen negatif sebesar -57,14 kNm'.

6. Perencanaan Tulangan Pelat

Tulangan pelat direncanakan sesuai dengan letak momen positif dan negatifnya. Perhitungan tulangan dapat dilihat sebagai berikut.

a. Tulangan Momen Positif

Momen rencana	(Mu)	= 66,99 kNm'
Mutu beton	(fc')	= 35 MPa
Mutu baja	(fy)	= 420 MPa
Lebar lantai ditinjau	(b)	= 1000 mm
Tebal pelat lantai	(ts)	= 250 mm
Diameter tul. rencana	(dt)	= 16 mm
Faktor reduksi lentur	(ϕ)	= 0,8
Tebal selimut beton	(d')	= 30 mm
Tebal efektif lantai	(d)	= $ts - d' - (0,5 \times dt)$ $= 250 - 30 - (0,5 \times 16)$ $= 212 \text{ mm}$
Selimut efektif tarik	(ds)	= $Sb \text{ beton} + \frac{1}{2} \times dt$ $= 30 + \frac{1}{2} \times 16$ $= 38 \text{ mm}$
Momen nominal	(Mn)	= $\frac{Mu}{\phi}$ $= \frac{66,99}{0,8}$ $= 83,738 \text{ kNm'}$

1) Tulangan lentur,

$$\text{Tahanan momen} \quad (Rn) = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$= \frac{83,738 \times 10^6}{1000 \times 212^2}$$

$$= 1,863 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor dist teg. Beton } (\beta_1) &= 0,85 - \left(\frac{f'c - 30}{7} \times 0,005 \right) \\ &= 0,85 - \left(\frac{35 - 30}{7} \times 0,005 \right) \\ &= 0,8464 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tul. minimum 1 } (\rho_{min1}) &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,00333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tul. minimum 2 } (\rho_{min2}) &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} \\ &= \frac{\sqrt{35}}{4 \times 420} \\ &= 0,00352 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tul. minimum pakai } (\rho_{min}) &= \text{Nilai maksimum dari } \rho_{min1} \\ &\quad \text{dan } \rho_{min2} \\ &= 0,00352 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tul. tarik } (\rho) &= \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,863}{0,85 \times 35}} \right) \\ &= 0,00458 > 0,00352 \text{ (Oke)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan pokok 1 } (As1) &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00458 \times 1000 \times 212 \\ &= 971,8994 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan pokok 2 } (As2) &= \frac{b \times d}{f_y} \\ &= \frac{1000 \times 212}{420} \\ &= 504,761 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan pokok pakai} &= \text{nilai maks dari } As1 \text{ dan } As2 \\ &= 971,8994 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Jarak terjauh} \quad (l) &= \frac{0,25 \times \pi \times dt^2 \times b}{A_s} \\
&= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{971,8994} \\
&= 206,875 \text{ mm} \\
\text{Jarak tul pokok pakai (s)} &= 200 \text{ mm} \\
\text{Kontrol luas tul rencana (As)} &= \frac{0,25 \times \pi \times dt^2 \times b}{s} \\
&= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{200} \\
&= 1005,309 \text{ mm}^2 > 971,8994 \text{ mm}^2 \\
\text{Tulangan pokok rencana} &= \mathbf{D16 - 200} \\
2) \text{ Tulangan bagi,} \\
\text{Diameter tul bagi (dt')} &= 13 \text{ mm} \\
\text{Lebar tinjauan (b)} &= 1000 \text{ mm} \\
\text{Luas tul bagi 1 (As'1)} &= 50\% \times As \text{ pakai} \\
&= 50\% \times 971,8994 \\
&= 485,949 \text{ mm}^2 \\
\text{Luas tul bagi 2 (As'2)} &= 0,002 \times b \times h \\
&= 0,002 \times 1000 \times 250 \\
&= 500 \text{ mm}^2 \\
\text{Luas tul. bagi pakai} &= \text{nilai maks dari As'1 dan As'2} \\
&= 500 \text{ mm}^2 \\
\text{Jarak minimum (s' min)} &= \frac{0,25 \times \pi \times dt^2 \times b}{As'} \\
&= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{500} \\
&= 265,464 \text{ mm} \\
\text{Jarak maks tul1 (s' maks 1)} &= 2 \times h \\
&= 2 \times 250 \\
&= 500 \text{ mm} \\
\text{Jarak maks tul. 2 (s' maks 2)} &= 450 \text{ mm} \\
\text{Jarak tul. bagi pakai (s')} &= 250 \text{ mm} \\
\text{Tulangan bagi rencana} &= \mathbf{D13 - 250}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kontrol luas tul rencana (As')} &= \frac{0,25 \times \pi \times dt^2 \times b}{s} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{250} \\
 &= 530,929 \text{ mm}^2 > 500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

b. Tulangan Momen Negatif

$$\begin{aligned}
 \text{Momen rencana (Mu)} &= 57,14 \text{ kNm} \\
 \text{Mutu beton (fc')} &= 35 \text{ MPa} \\
 \text{Mutu baja (fy)} &= 420 \text{ MPa} \\
 \text{Lebar lantai ditinjau (b)} &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{Tebal pelat lantai (ts)} &= 250 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tul. rencana (dt)} &= 16 \text{ mm} \\
 \text{Faktor reduksi lentur (\phi)} &= 0,8 \\
 \text{Tebal selimut beton (d')} &= 30 \text{ mm} \\
 \text{Tebal efektif lantai (d)} &= ts - d' - (0,5 \times dt) \\
 &= 250 - 30 - (0,5 \times 16) \\
 &= 212 \text{ mm} \\
 \text{Selimut efektif tarik (ds)} &= Sb \text{ beton} + \frac{1}{2} \times dt \\
 &= 30 + \frac{1}{2} \times 16 \\
 &= 38 \text{ mm} \\
 \text{Momen nominal (Mn)} &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{57,14}{0,8} \\
 &= 71,425 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

1) Tulangan lentur,

$$\begin{aligned}
 \text{Tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\
 &= \frac{71,425 \times 10^6}{1000 \times 212^2} \\
 &= 1,589 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{Faktor dist teg. Beton (\beta_1)} &= 0,85 - \left(\frac{fc' - 30}{7} \times 0,005 \right) \\
 &= 0,85 - \left(\frac{35 - 30}{7} \times 0,005 \right)
 \end{aligned}$$

$$= 0,8468$$

$$\text{Rasio tul. minimum 1 } (\rho_{\min 1}) = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{420}$$

$$= 0,00333$$

$$\text{Rasio tul. minimum 2 } (\rho_{\min 2}) = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y}$$

$$= \frac{\sqrt{35}}{4 \times 420}$$

$$= 0,00352$$

$$\text{Rasio tul. minimum pakai } (\rho_{\min}) = \text{Nilai maks } \rho_{\min 1} \text{ dan } \rho_{\min 2}$$

$$= 0,00352$$

$$\text{Rasio tul. tarik } (\rho) = \frac{0,85 \times f'c'}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85 \times f'c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,589}{0,85 \times 35}} \right)$$

$$= 0,00389 > 0,00352 \text{ (Oke)}$$

$$\text{Luas tulangan pokok 1 } (A_{s1}) = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00389 \times 1000 \times 212$$

$$= 824,82 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas tulangan pokok 2 } (A_{s2}) = \frac{b \times d}{f_y}$$

$$= \frac{1000 \times 212}{420}$$

$$= 504,761 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas tulangan pokok pakai} = \text{nilai maks } A_{s1} \text{ dan } A_{s2}$$

$$= 824,82 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak terjauh } (l) = \frac{0,25 \times \pi \times d t^2 \times b}{A_s}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{824,82}$$

$$= 243,765 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tul pokok pakai } (s) = 200 \text{ mm}$$

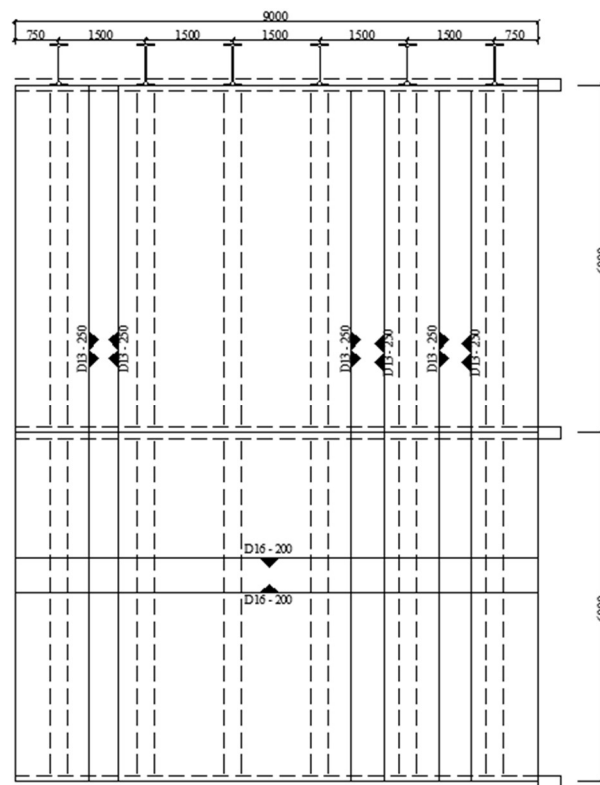
$$\text{Kontrol luas tul rencana } (A_s) = \frac{0,25 \times \pi \times d t^2 \times b}{s}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{200} \\
&= 1005,309 \text{ mm}^2 > 824,82 \text{ mm}^2 \\
\text{Tulangan pokok rencana} &= \mathbf{D16 - 200} \\
2) \text{ Tulangan bagi,} \\
\text{Diameter tul bagi (dt')} &= 13 \text{ mm} \\
\text{Lebar tinjauan (b)} &= 1000 \text{ mm} \\
\text{Luas tul bagi 1 (As'1)} &= 50\% \times \text{As pakai} \\
&= 50\% \times 824,82 \\
&= 412,41 \text{ mm}^2 \\
\text{Luas tul bagi 2 (As'2)} &= 0,002 \times b \times h \\
&= 0,002 \times 1000 \times 250 \\
&= 500 \text{ mm}^2 \\
\text{Luas tul. bagi pakai} &= \text{nilai maks As'1 dan As'2} \\
&= 500 \text{ mm}^2 \\
\text{Jarak minimum (s' min)} &= \frac{0,25 \times \pi \times dt^2 \times b}{As'} \\
&= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{500} \\
&= 265,464 \text{ mm} \\
\text{Jarak maks tul1 (s' maks 1)} &= 2 \times h \\
&= 2 \times 250 \\
&= 500 \text{ mm} \\
\text{Jarak maks tul. 2 (s' maks 2)} &= 450 \text{ mm} \\
\text{Jarak tul. bagi pakai (s')} &= 250 \text{ mm} \\
\text{Tulangan bagi rencana} &= \mathbf{D13 - 250} \\
\text{Kontrol luas tul rencana (As')} &= \frac{0,25 \times \pi \times dt^2 \times b}{s} \\
&= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{250} \\
&= 530,929 \text{ mm}^2 > 500 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan tulangan pelat lantai pada momen positif dan tulangan negatif, rekapitulasi tulangan pelat lantai dapat dilihat pada Tabel 5.3. Gambar penulangan pelat lantai dapat dilihat pada Gambar 5.13

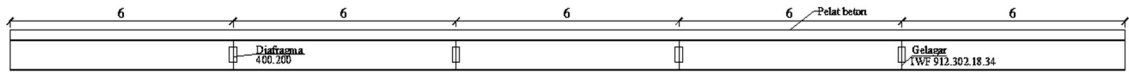
Tabel 5.3 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai Kendaraan

	Tulangan Pokok	Tulangan Bagi
Tulangan Momen Positif	D16 – 200	D13 – 250
Tulangan Momen Negatif	D16 – 200	D13 – 250

**Gambar 5.15 Tampak Atas Tulangan Pelat**

5.3.2 Perencanaan Gelagar

Gelagar memanjang merupakan bagian struktur jembatan yang arahnya memanjang sejajar dengan pelat lantai kendaraan atau tegak lurus dengan aliran sungai. Gelagar memanjang jembatan menerima beban dari pelat lantai dan akan diteruskan ke struktur bawah. Gelagar utama pada perencanaan ini menggunakan profil baja IWF dengan panjang bentang 30 meter dan memiliki total 3 bentang. Potongan memanjang gelagar dapat dilihat pada Gambar 5.16 di bawah.



Gambar 5.16 Potongan Memanjang Gelagar

1. Data Profil Jembatan

a. Data Desain Gelagar

Profil gelagar	= WF 912.302.18.34
Mutu baja BJ 41 (f_y)	= 410 MPa
Tinggi profil (h)	= 912 mm
Lebar profil (bt)	= 302 mm
Tebal badan (tw)	= 18 mm
Tebal sayap (tf)	= 34 mm
Tebal pelat lantai kendaraan (ts)	= 250 mm
Jari-jari kelengkungan (R)	= 28 mm
Berat penampang (Q)	= 282,7 kg/m
Luas penampang (A_s)	= 36010 mm ²
Inersia pada sumbu x (I_x)	= 4910000000 mm ⁴
Inersia pada sumbu y (I_y)	= 157000000 mm ⁴
Jari-jari girasi sumbu x (r_x)	= 369 mm
Jari-jari girasi sumbu y (r_y)	= 65,9 mm
Modulus terhadap x (Z_x)	= 12337750 mm ³
Modulus terhadap y (Z_y)	= 1622450 mm ³
Tinggi bersih sayap (h_1)	= $tf + r$
	= 34 + 28
	= 62 mm
Tinggi badan bersih (h_2)	= $h - (2 \times h_1)$
	= 912 - (2 × 62)
	= 788 mm
Panjang bentang (L)	= 30 m
Lebar bentang (B)	= 9 m

b. Berat Sendiri Pelat (BS)

1) Berat Profil Gelagar Memanjang

$$\text{Profil Baja} = \text{IWF } 912.302.18.34$$

$$\text{Berat profil baja} = 2,827 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang gelagar (Ltinjau)} = 6 \text{ m}$$

2) Berat Pelat Lantai

$$\text{Tebal slab kendaraan (ts)} = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton } (\gamma_c) = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Lebar pelat tinjau (S)} = 1,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= ts \times \text{panjang pelat tinjau} \times \gamma_c \\ &= 0,25 \times 1,5 \times 24 \\ &= 13,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Beban Mati Tambahan (MT)

1) Lapis aspal

$$\text{Tebal lapis aspal } (ta) = 0,1 \text{ m}$$

$$\text{Berat aspal } (\gamma_a) = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Lebar lapis aspal (S)} = 1,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat perkerasan} &= ta \times S \times \gamma_a \\ &= 0,1 \times 1,5 \times 22 \\ &= 3,3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Genangan air

$$\text{Tinggi genangan air (tw)} = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis air } (\gamma_w) = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Lebar genangan air (S)} = 1,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat genangan air} &= tw \times S \times \gamma_w \\ &= 0,05 \times 1,5 \times 10 \\ &= 0,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d. Beban lajur (TD)

1) Beban Terbagi Rata (BTR)

$$\begin{aligned} \text{Beban terbagi rata (BTR)} &= 9 \text{ kPa} \\ &= 9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar tinjauan} \quad (S) &= 1,5 \text{ m} \\
 \text{Beban BTR} \quad (q \text{ BTR}) &= S \times q_{faktor} \\
 &= 1,5 \times 9 \\
 &= 13,5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) Beban Garis Terpusat

$$\begin{aligned}
 \text{Beban garis terpusat} \quad (BGT) &= 49 \text{ kN/m} \\
 \text{Lebar tinjauan} \quad (S) &= 1,5 \text{ m} \\
 \text{Faktor beban dinamis} \quad (FBD) &= 40 \% \\
 \text{Beban BGT} \quad (P \text{ BGT}) &= S \times FBD \times p \\
 &= 1,5 \times (1 + 0,4) \times 49 \\
 &= 102,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Gaya Rem

$$\begin{aligned}
 \text{Berat gandar truk tengah = belakang} &= 225 \text{ kN} \\
 W \text{ truk} &= 500 \text{ kN} \\
 \text{Faktor beban dinamis} &= 1,3 \\
 25\% \text{ berat gandar truk desain} &= 25\% \times 225 \\
 &= 56,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 5\% W_{truk} + BTR &= 5\% \times ((W_{truk} \times FBD) + (s \times L \times q \text{ BTR})) \\
 &= 5\% \times ((500 \times 1,3) + (1,5 \times 30 \times 9)) \\
 &= 52,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Gaya rem diambil yang terbesar } (Q_{TR}) = 56,25 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah gelagar} = 6 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya rem 1 gelagar} &= \frac{Q_{TR}}{n} \\
 &= \frac{56,25}{6} \\
 &= 9,375 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

f. Beban Angin Kendaraan

$$\begin{aligned}
 \text{Tekanan angin rencana } (T_{EW}) &= 1,46 \text{ N/mm} \\
 &= 1,46 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lengan terhadap letak angin } (h) = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar roda kendaraan } (x) = 1,75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang (Ln)} &= 30 \text{ m} \\
 \text{Beban angin (Q}_{EWL}\text{)} &= \frac{h \times T_{EW}}{x} \\
 &= \frac{1,8 \times 1,46}{1,75} \\
 &= 1,5017 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

g. Beban Gempa Vertikal

$$\begin{aligned}
 \text{Gempa vertikal 1 (EQ}_{V1}\text{)} &= 10\% \times (Q_{BS} + Q_{MT}) \\
 &= 10\% \times (12,112 + 4,05) \\
 &= 2,038 \text{ kN/m} \\
 \text{Gempa vertikal 2 (EQ}_{V2}\text{)} &= 120\% \times ((Q_{BS} + Q_{MT}) - Q_{EV1}) \\
 &= 120\% \times ((12,112 + 4,05) - 2,038) \\
 &= 22,007 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

h. Rekapitulasi Beban Memanjang

Rekap hasil perhitungan beban, faktor beban, dan beban ultimit dapat dilihat pada Tabel 5.4 di bawah ini.

Tabel 5.4 Rekapitulasi Pembebanan Gelagar Memanjang

Beban	Notasi	Faktor Beban	Q (kN/m)	Qu (kN/m)
Profil Baja	Q _{BS steel}	1,1	3,112	3,423
Pelat lantai	Q _{BS conc}	1,3	9	11,7
Mati tambahan	MT	2	4,05	8,1
Beban terbagi rata	TD	1,8	13,5	24,3
Beban angin kendaraan	Ewl	0	1,5017	0
Beban Gempa	Eqv	0	22,007	0
Jumlah beban merata				47,523
Beban	Notasi	Faktor Beban	P (kN)	Pu (kN)
Beban garis terpusat	TD	1,8	102,9	185,22
Akibat rem	TR	1,8	9,375	16,875
Jumlah beban terpusat				202,095

Perhitungan gaya geser dan momen ultimate menggunakan kombinasi Kuat I dengan faktor beban yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.4.

Gaya Geser Ultimate Gelagar (V_u)

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \times [(q \times L) + P] \\ &= \frac{1}{2} \times [(47,523 \times 30) + 202,095] \\ &= 813,896 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen Ultimate Gelagar (M_u)

$$\begin{aligned} M_u &= \left(\frac{1}{8} \times q \times L^2 \right) + \left(\frac{1}{4} \times P \times L \right) \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 47,523 \times 30^2 \right) + \left(\frac{1}{4} \times 202,095 \times 30 \right) \\ &= 6862,07 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2. Penentuan Profil

a. Klasifikasi Profil

1) Sayap

$$\begin{aligned} \lambda_f &= \frac{bf}{2tf} \\ &= \frac{300}{2 \times 34} \\ &= 4,441 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_p &= 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 0,38 \times \sqrt{\frac{200.000}{410}} \\ &= 8,3927 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_e &= \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}} \\ &= \frac{4}{\sqrt{\frac{912}{18}}} \\ &= 0,5619 \end{aligned}$$

$$\lambda_r = 1,35 \times \sqrt{\frac{k_e \times E}{f_y}}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,35 \times \sqrt{\frac{0,5619 \times 200.000}{410}} \\
 &= 22,3514
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas diketahui $\lambda_f < \lambda_p$ sehingga profil sayap termasuk penampang kompak. Nilai $\lambda_r > \lambda_f$ sehingga profil sayap dikatakan tidak langsing.

2) Badan

$$\begin{aligned}
 \lambda_w &= \frac{h}{t_w} \\
 &= \frac{912}{18} \\
 &= 50,667 \\
 \lambda_p &= 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 3,76 \times \sqrt{\frac{200.000}{410}} \\
 &= 83,0445 \\
 \lambda_r &= 5,7 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 &= 5,7 \times \sqrt{\frac{200.000}{410}} \\
 &= 125,8919
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas diketahui $\lambda_w < \lambda_p$ sehingga profil badan termasuk penampang kompak. Nilai $\lambda_r > \lambda_w$ sehingga profil badan dikatakan tidak langsing.

3) Lentur Plastis

Nilai $\lambda \leq \lambda_p$ sehingga momen nominal profil sama dengan momen plastis.

$$\begin{aligned}
 M_p &= M_n = Z_x \times f_y \\
 &= 12337750 \times 410 \\
 &= 5058477500 \text{ Nmm} \\
 &= 5058,4775 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b. Tegangan Struktur

1) Kekakuan pelat badan

Penentuan pelat badan gelagar tidak diperkaku jika memenuhi syarat :

$$\frac{h}{tw} < 3,57 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\text{Tinggi bersih pelat sayap (h2)} = 788 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat badan profil (tw)} = 18 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastisitas (E)} = 200.000 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja BJ 41 (fy)} = 410 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{tw} = \frac{788}{18}$$

$$= 43,778$$

$$3,57 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,57 \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$= 78,848 > 43,778$$

Dari hasil perhitungan nilai $\frac{h}{tw} < 3,57 \sqrt{\frac{E}{fy}}$ sehingga pelat tidak diperkaku.

2) Cek kondisi

$$\text{Panjang elemen sumbu x (Lx)} = 6000 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang elemen sumbu y (Ly)} = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar pengaku vertikal (a)} = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Nilai kn} = 5 + \left(\frac{5}{a+h2}\right)^2$$

$$= 5 + \left(\frac{5}{5000+788}\right)^2$$

$$= 5,000$$

$$1,10 \sqrt{\frac{kn.E}{fy}} = 1,1 \sqrt{\frac{5,000 \times 200000}{410}}$$

$$= 54,325 > 43,778$$

$$1,37 \sqrt{\frac{kn.E}{fy}} = 1,37 \sqrt{\frac{5,0 \times 200000}{410}}$$

$$= 67,659 > 43,778$$

3. Kuat Geser

Karena nilai $\frac{h}{tw} \leq 1,10 \sqrt{\frac{kn.E}{fy}} \leq 1,37 \sqrt{\frac{kn.E}{fy}}$ maka kuat geser dihitung pada keadaan plastis

$$\begin{aligned}
 \text{Luas penampang badan (Aw)} &= h^2 \times tw \\
 &= 788 \times 18 \\
 &= 14184 \text{ mm}^2 \\
 \text{Kuat geser nominal (Vn)} &= 0,6 \times fy \times Aw \\
 &= 0,6 \times 410 \times 14184 \\
 &= 3489264 \text{ N} \\
 \text{Faktor reduksi geser } (\phi) &= 0,9 \\
 \text{Kuat geser ultimate (Vu)} &= 648,53 \text{ kN} \\
 \phi Vn &= 0,9 \times 3489264 \\
 &= 3140337,6 \text{ N} \\
 &= 3140,338 \text{ kN} > 648,53 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Hasil kuat geser nominal lebih besar dari kuat geser ultimate sehingga gelagar dikatakan aman terhadap geser.

4. Kuat Lentur

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal pelat lantai (ts)} &= 250 \text{ mm} \\
 \text{Lebar efektif (be)} &= 1500 \text{ mm} \\
 \text{Kuat tekan beton (fc')} &= 32 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Menentukan momen plastis struktur :

a. Mencari gaya tekan pada struktur

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya tekan beton (C)} &= 0,85 \times f'c \times beff \times a \\
 &= 0,85 \times 35 \times 1500 \times a \\
 &= 44625 a
 \end{aligned}$$

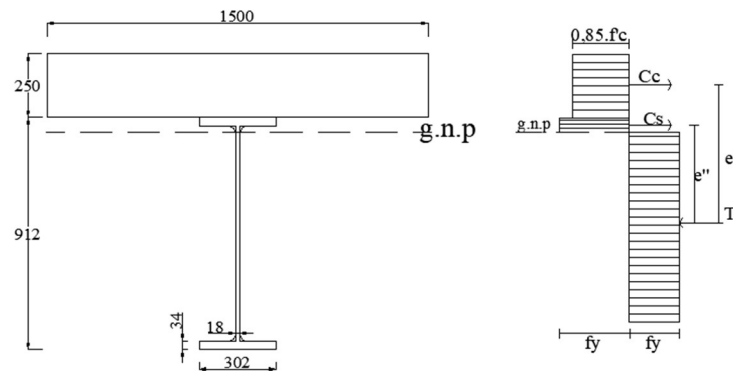
$$\begin{aligned}
 \text{Gaya tarik profil baja (T)} &= As \times fy \\
 &= 36010 \times 410 \\
 &= 14764100 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi tegangan tekan beton (a)} = \frac{T}{0,85 \times f'c' \times be}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{As \times fy}{0,85 \times 35 \times 1500} \\
 &= \frac{14764100}{44625} \\
 &= 330,8482 \text{ mm} > t_s \text{ pelat lantai} \\
 &= 330,8482 \text{ mm} > 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lokasi garis netral plastis komposit lebih besar dari tebal pelat lantai kendaraan maka garis netral komposit terletak di daerah baja. Maka persamaan keseimbangan yang berlaku yaitu $T' = C_c + C_s$.

b. Menentukan letak garis netral plastis



Gambar 5.17 Distribusi Tegangan Plastis

Lokasi garis netral plastis terdapat di profil baja untuk menentukan letaknya berada di sayap atau di pelat badan maka digunakan persamaan:

$$0,85 \times f'c \times Ac + fy \times Af \leq (As - Af) \times fy$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas pelat beton (Ac)} &= beff \times h \\
 &= 1500 \times 250 \\
 &= 375000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas sayap baja (Af)} &= bt \times tf \\
 &= 302 \times 34 \\
 &= 10286 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$0,85 \times f'c \times Ac + fy \times Af \leq (As - Af) \times fy$$

$$0,85 \times 35 \times 375000 + 410 \times 10286 \leq (36010 - 10286) \times 410$$

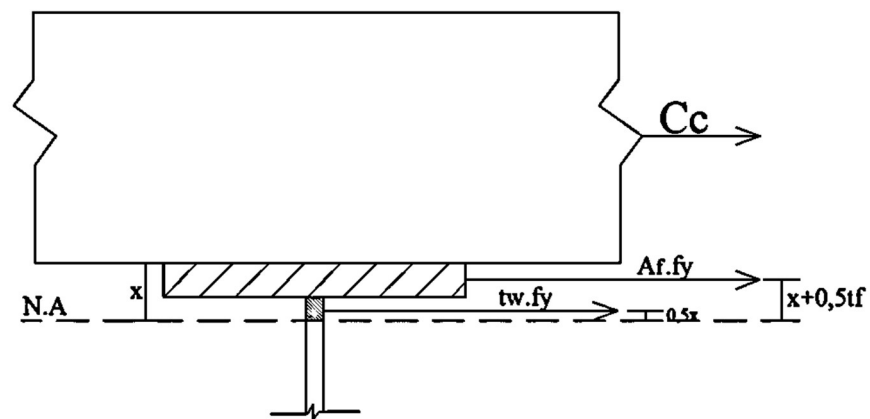
$$11156250 + 4209880 \leq 10554220$$

$$15366130 > 10554220$$

Karena gaya tekan beton dan baja lebih besar maka nilai garis netral terletak di sayap profil baja.

$$\begin{aligned} x &= \frac{1}{2 \times b \times f_y} \times (A_s \times f_y - 0,85 \times b_{eff} \times t_s) \\ &= \frac{1}{2 \times 302 \times 410} \times ((36010 \times 410) - (0,85 \times 1500 \times 250)) \\ &= 58,332 \text{ mm} \end{aligned}$$

c. Menghitung Momen Nominal Gelagar



Gambar 5.18 Diagram Ultimate Garis Netral di Badan Profil

$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan beton (Cc)} &= 0,85 \times f'_c \times A_c \\ &= 0,85 \times 35 \times 375000 \\ &= 11156250 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan baja di sayap (Csf)} &= A_f \times f_y \\ &= 10286 \times 410 \\ &= 4209880 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan baja di baja (Csw)} &= t_w \times f_y \times (x - t_f) \\ &= 18 \times 410 \times (58,332 - 34) \\ &= 179570,563 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Titik berat profil (y')} &= d - (2 \times t_f) - (x - t_f) \\ &= 912 - (2 \times 34) - 24,332 \\ &= 853,668 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e' &= \frac{y'}{2} + x + \frac{h}{2} \\
 &= \frac{853,668}{2} + 58,332 + \frac{250}{2} \\
 &= 610,166 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ef'' &= \frac{y'}{2} + (x - tf) + \frac{tf}{2} \\
 &= 522,753 + 24,332 + \frac{34}{2} \\
 &= 468,166 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ew'' &= \frac{y'}{2} + \frac{x - tf}{2} \\
 &= 522,753 + \frac{24,332}{2} \\
 &= 439 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_c \times e' + C_{sf} \times ef'' + C_{sw} \times ew'' \\
 &= 11156250 \times 610,166 + 4209880 \times 468,166 + 179570,563 \times 439 \\
 &= 885691014 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 \times 885691014 \\
 &= 7971227113 \text{ Nmm} \\
 &= 7971,2271 \text{ kNm} > 6862,07 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen nominal gelagar jembatan lebih besar dibandingkan momen ultimatnya maka struktur dapat dikatakan aman terhadap lentur.

5.3.3 Sambungan Gelagar

1. Data perencanaan sambungan gelagar

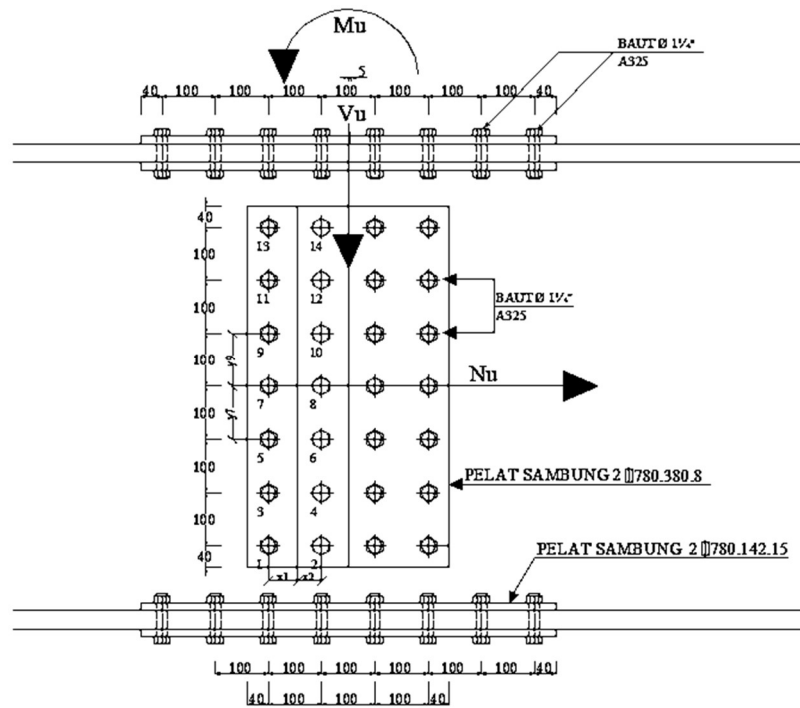
$$\text{Diameter baut (Dbaut)} = 32 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Diameter lubang baut (Dlb)} &= 32 + 2 \\
 &= 34 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak antar baut min (Smin)} &= 3 \times dbaut \\
 &= 3 \times 25 \\
 &= 75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak antar baut (S baut)} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tepi minimum (St min)} &= 1,25 \times db_{\text{baut}} \\
 &= 1,25 \times 25 \\
 &= 31,25 \text{ mm} \approx 40 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.19 Detail Sambungan Gelagar

Tabel 5.5 Data Koordinat Baut Sambungan Gelagar

No	xi (mm)	yi (mm)
1	-55	-300
2	45	-300
3	-55	-200
4	45	-200
5	-55	-100
6	45	-100
7	-55	0
8	45	0
9	-55	100
10	45	100
11	-55	200
12	45	200
13	-55	300
14	45	300

Tinggi profil (h)	= 912 mm
Lebar profil (bt)	= 302 mm
Tebal badan (tw)	= 18 mm
Tebal sayap (tf)	= 34 mm
Tebal pelat lantai kendaraan (ts)	= 250 mm
Inersia sumbu x (Ix)	= 4980000000 mm ⁴
Inersia badan x (Ibadan)	$= \frac{1}{12} \times tw \times (h - 2 \times tf)^3$ $= \frac{1}{12} \times 18 \times (912 - 2 \times 34)^3$ $= 733955808 \text{ mm}^4$

Dari hasil analisis struktur pada SAP2000 menggunakan hasil kombinasi Kuat I, nilai yang digunakan untuk sambungan ada pada titik kritis 10 m. Sehingga beban pada sambungan diperoleh sebagai berikut:

Momen ultimare (Mu)	= 903642000 mm
Momen terjadi pada badan (Mu badan)	$= \frac{I_{badan}}{I_x} \times Mu$ $= \frac{733955808}{4980000000} \times 903642000$ $= 133179376,4 \text{ mm}^4$
Momen terjadi pada sayap (Mu sayap)	$= Mu - Mu \text{ badan}$ $= 903642000 - 133179376,4$ $= 770462623,6 \text{ mm}^4$
Gaya geser ultimate (Vu)	= 103337 N
Gaya aksial beban terfaktor (Nu)	= 0 N
Eksentrisitas sambungan pada titik berat pelat (e)	= 95 mm

a. Data pelat sambungan

Tegangan leleh baja (fy)	= 410 MPa
Tegangan putus baja (fu)	= 550 MPa
Lebar pelat sambungan badan (h _{pw})	= 780 mm
Tebal pelat sambungan badan (t _{pw})	= 8 mm
Lebar pelat sambungan sayap (h _{pf})	= 302 mm
Tebal pelat sambungan sayap (t _{pf})	= 15 mm
Faktor reduksi kuat tarik atau lentur ϕ	= 0,9

b. Data baut sambungan

Mutu baut	= A325
Tegangan ultimate baut (f_u baut)	= 725 MPa
Diameter baut (D_{baut})	= 32 mm
Diameter lubang baut (D_{lb})	= 32 + 2
	= 34 mm
Jumlah baut pada penampang kritis badan (n)	= 8 buah
Jumlah baut badan (n_w)	= 14 buah
Jumlah baut pada penampang kritis sayap (n')	= 4 buah
Jumlah baut sayap (n_f)	= 16 buah
Faktor reduksi ϕ	= 0,75

2. Tahanan Momen dan Geser

Momen penampang plastis baja

$$\begin{aligned}
 (Z_x) &= \left(tw \times \frac{h^2}{4} \right) + ((bt - tw) \times (h - tf) \times tf) \\
 &= \left(18 \times \frac{912^2}{4} \right) + ((302 - 18) \times (912 - 34) \times 34) \\
 &= 12220816 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas penampang badan } (A_w) &= h \times tw \\
 &= 912 \times 18 \\
 &= 16416 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tahanan momen penampang } (\phi M_n) &= \phi \times f_y \times Z_x \\
 &= 0,9 \times 410 \times 12220816 \\
 &= 4509481104 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tahanan geser penampang } (\phi V_n) &= \phi f \times 0,6 \times f_y \times A_w \\
 &= 0,75 \times 0,6 \times 410 \times 16416 \\
 &= 3028752 \text{ N}
 \end{aligned}$$

3. Kontrol Jumlah Baut Badan

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser ultimate } (V_u) &= 103337 \text{ N} \\
 \text{Tegangan putus baja } (f_u) &= 550 \text{ MPa} \\
 \text{Tegangan ultimate baut } (f_u \text{ baut}) &= 725 \text{ MPa} \\
 \text{Jumlah bidang geser } (m) &= 2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Faktor pengaruh ulir bidang geser (r1)} &= 0,4 \\
\text{Luas penampang baut (Ab)} &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
&= 0,25 \times \pi \times 32^2 \\
&= 804,2477 \text{ mm}^2 \\
\text{Tahanan geser nominal baut (Vn)} &= r1 \times m \times Ab \times fub \\
&= 0,4 \times 2 \times 804,2477 \times 725 \\
&= 466463,6772 \text{ N} \\
\text{Tahanan geser baut (\phi f Vn)} &= 0,75 \times Vn \\
&= 0,75 \times 466463,6772 \\
&= 349847,7579 \text{ N} \\
\text{Tahanan tumpu nominal pelat (Rn)} &= 2,4 \times h \times tw \times fu \\
&= 2,4 \times 912 \times 18 \times 550 \\
&= 760320 \text{ N} \\
\text{Tahanan tumpu pelat (\phi f Rn)} &= 0,75 \times 760320 \\
&= 570240 \text{ N} \\
\text{Jumlah baut minimum yang diperlukan:} & \\
\text{Terhadap geser (nmin)} &= \frac{Vu}{\phi f \times Vn} \\
&= \frac{103337}{349847,7579} \\
&= 0,2954 \text{ buah} < n = 8 \text{ buah} \\
\text{Terhadap tumpu (nmin)} &= \frac{103337}{570240} \\
&= 0,1812 \text{ buah} < n = 8 \text{ buah}
\end{aligned}$$

Maka jumlah baut yang digunakan pada pelat sambung badan aman

4. Kontrol Tebal Pelat Sambung Badan

$$\begin{aligned}
\text{Luas bidang geser (Anv)} &= \frac{Vu}{\phi f \times 0,6 \times fy} \\
&= \frac{103337}{\phi f \times 0,6 \times 550} \\
&= 417,5232 \text{ mm}^2 \\
\text{Diameter baut (Dbaut)} &= 32 \text{ mm} \\
\text{Diameter lubang baut (Dlb)} &= 32 + 2 \\
&= 34 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal pelat sambung minimum badan (tpw min)} &= \frac{Anv}{2 \times (hpw - \times dlb)} \\
 &= \frac{417,5232}{2 \times (780 - 8 \times 34)} \\
 &= 0,4109 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$tpw \text{ min} < tpw = 8 \text{ mm (aman)}$$

5. Kontrol Jumlah Baut Sayap

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya tarik akibat momen (Tu)} &= \frac{Mu \text{ saysp}}{d + tpf} \\
 &= \frac{Mu \text{ saysp}}{912 + 15} \\
 &= 831135,5163 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\text{Kondisi sambungan baut geser tunggal (m)} = 1$$

$$\text{Faktor pengaruh ulir bidang geser (r1)} = 0,4$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tahanan geser 1 baut } (\phi f Vn) &= \phi f \times r1 \times m \times Ab \times fub \\
 &= 0,75 \times 0,4 \times 1 \times 804,2477 \times 725 \\
 &= 174923,879 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tahanan tumpu 1 baut } (\phi f Rn) &= 2,4 \times \phi f \times h \times tpf \times fub \\
 &= 2,4 \times 0,75 \times 912 \times 15 \times 725 \\
 &= 475200 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kuat geser 1 baut diambil nilai minimum dari $\phi f Vn$ dan $\phi f Rn$.

$$\text{Kuat geser 1 baut } (\phi f Tn) = 174923,879 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah baut min (nmin)} &= \frac{Tu}{\phi f \times Tn} \\
 &= \frac{831135,5163}{0,75 \times 174923,879} \\
 &= 6,335 \text{ buah} < nf = 16 \text{ buah (Aman)}
 \end{aligned}$$

6. Kontrol Tebal Pelat Sambung Sayap

$$\begin{aligned}
 \text{Luas penampang tarik (Anf)} &= \frac{Tu}{\phi \times fu} \\
 &= \frac{831135,5163}{0,75 \times 550} \\
 &= 2014,8739 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal pelat sambung minimum sayap (tpf min)} &= \frac{Anf}{(lpf - n \times dlb)} \\
 &= \frac{2014,8739}{302 - 8434}
 \end{aligned}$$

$$= 12,1378 \text{ mm} < t_{pf} = 15 \text{ mm (Aman)}$$

7. Gaya pada Baut

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas momen badan (Muw)} &= \frac{1 \times \phi \times t_{pw} \times h_{pw}^2 \times f_y \times h_p}{6 \times (h + t_{pf})} \\ &= \frac{1 \times 0,75 \times 8 \times 780^2 \times 410 \times 780}{6 \times (912 + 15)} \\ &= 205672642,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen tambahan akibat eksentrisitas } (\Delta Mu) &= V_u \times e \\ &= 103337 \times 95 \\ &= 9817015 \text{ Nmm} \\ \text{Momen total pada badan } (\Sigma Mu) &= Mu_w + \Delta Mu \\ &= 205672642,7 + 9817015 \\ &= 215489657,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Maka gaya yang terjadi pada masing-masing baut akibat momen dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$\text{Gaya pada arah x (Ruxi)} = \frac{\Sigma Mu \times y_i}{\Sigma x^2 + \Sigma y^2}$$

$$\text{Gaya pada arah y (Ruyi)} = \frac{\Sigma Mu \times x_i}{\Sigma x^2 + \Sigma y^2}$$

Tabel 5.6 Rekapitulasi Gaya Pada Masing-Masing Baut

No	xi (mm)	yi (mm)	xi ² (mm)	yi ² (mm)	Ruyi (N)	Ruxi (N)
1	-55	-300	3025	90000	-108586,3732	-19907,5018
2	45	-300	2025	90000	-108586,3732	16287,95599
3	-55	-200	3025	40000	-72390,9155	-19907,5018
4	45	-200	2025	40000	-72390,9155	16287,95599
5	-55	-100	3025	10000	-36195,45775	-19907,5018
6	45	-100	2025	10000	-36195,45775	16287,95599
7	-55	0	3025	0	0	-19907,5018
8	45	0	2025	0	0	16287,95599

Lanjutan Tabel 5.6 Rekapitulasi Gaya Pada Masing-Masing Baut

No	xi (mm)	yi (mm)	xi ² (mm)	yi ² (mm)	Ruyi (N)	Ruxi (N)
9	-55	100	3025	10000	36195,45775	-19907,5018
10	45	100	2025	10000	36195,45775	16287,95599
11	-55	200	3025	40000	72390,9155	-19907,5018
12	45	200	2025	40000	72390,9155	16287,95599
13	-55	300	3025	90000	108586,3732	-19907,5018
14	45	300	2025	90000	108586,3732	16287,95599
Total			35350	560000		

Jumlah baut badan (nw) = 14 buah

Gaya tambahan akibat gaya geser arah vertikal, (ΔP_{uvi})

$$\begin{aligned}
 \Delta P_{uvi} &= \frac{P_{uv}}{nw} \\
 &= \frac{103337}{14} \\
 &= 7381,2143 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Gaya tambahan akibat gaya aksial arah vertikal, (ΔP_{uhi})

$$\Delta P_{uhi} = 0 \text{ N}$$

Resultan gaya pada baut badan

$$(R_{ui}) = \sqrt{(R_{uxi} + \Delta P_{uhi})^2 + (R_{uyi} + \Delta P_{uvi})^2}$$

Tabel 5.7 Rekapitulasi Resultan Gaya Pada Baut

No	Ruyi + Δ Puvi	Ruyi + Δ Puvi	Rui
1	-101205,159	-12526,28748	103144,5
2	-101205,159	23669,17027	102507,5
3	-65009,70121	-12526,28748	67989,48
4	-65009,70121	23669,17027	67019,09
5	-28814,24346	-12526,28748	35022,41
6	-28814,24346	23669,17027	33099,22
7	7381,214286	-12526,28748	21231,84
8	7381,214286	23669,17027	17882,39
9	43576,67203	-12526,28748	47908,61
10	43576,67203	23669,17027	46521,22
11	79772,12978	-12526,28748	82218,62
12	79772,12978	23669,17027	81418
13	115967,5875	-12526,28748	117663,9
14	115967,5875	23669,17027	117105,8
Ru max			117663,9

8. Kontrol kekuatan Baut Badan

a. Terhadap geser

$$\text{Gaya geser ultimate (Vu)} = 117663,9 \text{ N}$$

$$\text{Jumlah bidang geser (m)} = 2$$

$$\text{Faktor pengaruh ulir bidang geser (r1)} = 0,4$$

$$\text{Luas penampang baut (Ab)} = 804,2477 \text{ mm}^2$$

$$\text{Faktor reduksi geser (\phi f)} = 0,75$$

$$\begin{aligned} \text{Tahanan geser nominal 1 baut (Vn)} &= r1 \times m \times Ab \times fub \\ &= 0,4 \times 2 \times 804,2477 \times 725 \\ &= 466463,6772 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tahanan geser baut (\phi f Vn)} &= 0,75 \times Vn \\ &= 0,75 \times 466463,6772 \\ &= 349847,7579 \text{ N} \end{aligned}$$

$V_u < \phi_f V_n$ maka baut aman terhadap geser.

b. Terhadap tumpu

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya tumpu ultimate (Rd)} &= 117663,9 \text{ N} \\
 \text{Diameter baut (Dbaut)} &= 32 \text{ mm} \\
 \text{Tebal pelat badan (tw)} &= 18 \text{ mm} \\
 \text{Tegangan tarik putus pelat (fu)} &= 550 \text{ MPa} \\
 \text{Faktor reduksi geser (\phi f)} &= 0,75 \\
 \text{Tahanan tumpu nominal pelat (Rn)} &= 2,4 \times dbaut \times tw \times fu \\
 &= 2,4 \times 32 \times 18 \times 550 \\
 &= 760320 \text{ N} \\
 \text{Tahanan geser baut (\phi f Vn)} &= 0,75 \times Vn \\
 &= 0,75 \times 760320 \\
 &= 570240 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$R_d < \phi_f R_n$ maka baut aman terhadap tumpu.

5.3.4 *Shear Connector*

1. Data profil komposit

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan leleh baja (fy)} &= 420 \text{ MPa} \\
 \text{Modulus elastisitas baja (E)} &= 200000 \text{ MPa} \\
 \text{Modulus elastisitas beton (Ec)} &= 27805,575 \text{ MPa} \\
 \text{Diameter shear connector (Dshear)} &= 25 \text{ mm} \\
 \text{Lebar efektif (Be)} &= 1500 \text{ mm} \\
 \text{Nilai modulus rasio (n)} &= 7,1928 \\
 \text{Jarak min shear connector (Sscmin)} &= 6 \times Dshear \\
 &= 6 \times 25 \\
 &= 150 \text{ mm} \\
 \text{Jarak min antar shear connector (Ssc1)} &= 4 \times Dshear \\
 &= 4 \times 25 \\
 &= 100 \text{ mm} \\
 \text{Jarak maks shear connector (Sscmaks)} &= 8 \times h \\
 &= 8 \times 250
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2000 \text{ mm} \\
 \text{Luas penampang beton (Abe)} &= be \times ts \\
 &= 1500 \times 250 \\
 &= 375000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas penampang profil baja (As)} &= 36010 \text{ mm}^2 \\
 \text{Titik berat beton (ybe)} &= 0,5 \times ts \\
 &= 0,5 \times 250 \\
 &= 125 \text{ mm} \\
 \text{Titik berat profil baja (ys)} &= 0,5 \times h \\
 &= 0,5 \times 912 \\
 &= 456 \text{ mm} \\
 \text{Titik berat komposit (ytc)} &= \frac{(Abe \times ybe) + (As \times ys \times n)}{Abe + (As \times n)} \\
 &= \frac{(375000 \times 125) + (36010 \times 456 \times 7,193)}{375000 + (36010 \times 7,193)} \\
 &= 260,223 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.8 Titik Berat Profil Komposit

Material	y (mm)	Ay (mm ³)	y-ytc (mm)	Io (mm ⁴)	Io + A(y-y') ² (mm ⁴)
Beton	125	46875000	-135,223	1953125000	8810117415
Profil baja	706	25423060	445,7768	4980000000	12135797649
Icomposite					20945915064

2. Gaya Geser

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser maksimum gelagar} &= 648,53 \text{ kN} \\
 \text{Luas penampang komposit (Act)} &= be \times ytc \\
 &= 1500 \times 260,223 \\
 &= 390334,7961 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Momen statis penampang tekan beton

$$Sc = Act \times \left(ytc - \frac{ts}{2} \right)$$

$$= 390334,7961 \times (260,223 - \frac{250}{2})$$

$$= 52782319,17 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser ditransformasi (qmax)} &= \frac{V_{max} \times S_c}{I_{ct}} \\ &= \frac{648,53 \times 10^3 \times 52782319,17}{20945915064} \\ &= 1634,2527 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

3. Jumlah *shear connector*

$$\text{Jumlah shear connector (n)} = 2 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas shear connector (A}_{sc}) &= 0,25 \times \pi \times D_{sc}^2 \times n \\ &= 0,25 \times \pi \times 25^2 \times 2 \\ &= 981,7477 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat satu pasang shear connector (Q}_{sc}) &= A_{sc} \times f_y \\ &= 981,7477 \times 420 \\ &= 412334,0358 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Panjang gelagar jembatan (L)} = 30000 \text{ mm}$$

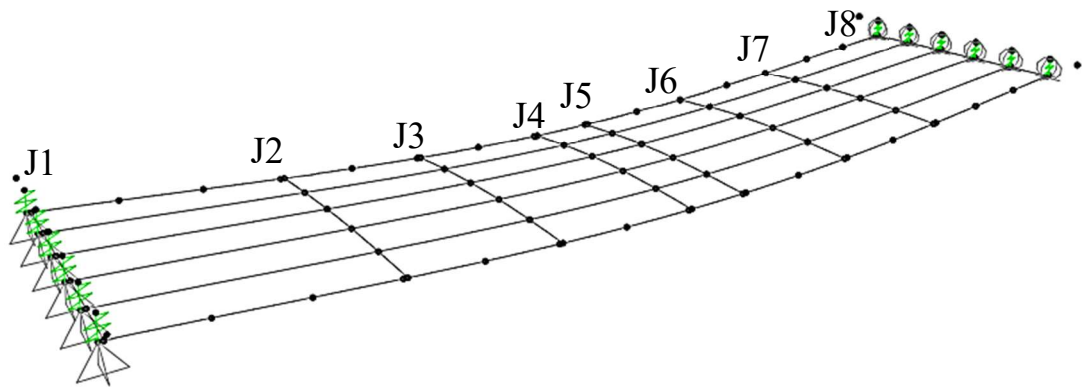
$$\begin{aligned} \text{Jumlah shear connector } ^{1/4}L \text{ (n}_1) &= \frac{0,25 \times q_{max} \times L}{Q_{sc}} \\ &= \frac{0,25 \times 1634,2527 \times 30000}{412334,0358} \\ &= 29,7256 \approx 30 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar shear connector (s}_1) &= \frac{L}{4 \times n_1} \\ &= \frac{30000}{4 \times 30} \\ &= 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

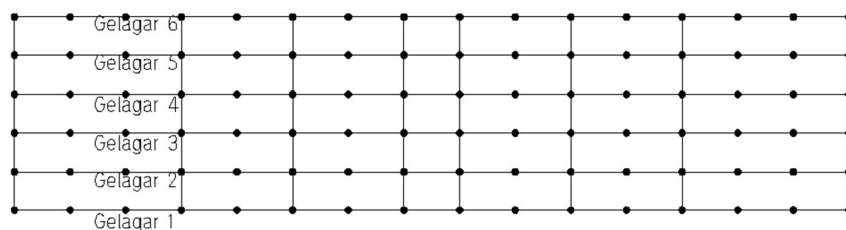
Maka sepanjang $^{1/4}L$ bentang digunakan *shear connector* 2D25 – 250.

5.3.5 Lendutan Jembatan

Lendutan merupakan perubahan balok secara vertikal akibat beban yang bekerja searah dengan gravitasi. Lendutan pada jembatan diatur syarat maksimumnya pada R-SNI-T-03 tahun 2005 dimana lendutan maksimum tidak boleh melebihi $\frac{1}{800}L$. Pada perencanaan jembatan ini, hasil lendutan dari jembatan didapatkan melalui hasil analisis SAP2000 dengan menggunakan kombinasi beban Kuat I. Pada Gambar 5.27 ditunjukkan hasil lendutan jembatan dengan tampilan 3D dan Gambar 5.28 menunjukkan lendutan pada tampak atas.



Gambar 5.22 Lendutan Jembatan Akibat Beban Kuat I



Gambar 5.23 Tampak Atas Lendutan yang Terjadi

Syarat maksimum lendutan

Panjang bentang jembatan = 30000 mm

$$\begin{aligned}
 \delta_{ijin} &= \frac{1}{800} \times L \\
 &= \frac{1}{800} \times 30000 \\
 &= 37,5 \text{ mm} \\
 &= 0,0375 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Apabila lendutan yang didapatkan melebihi dari lendutan yang diizinkan maka diperlukan camber atau lawan lendut. Berdasarkan analisis perhitungan SAP2000, pada struktur ini tidak diperlukan lawan lendut karena lendutan ijin lebih besar dibandingkan lendutan yang terjadi pada struktur. Nilai lendutan terbesar terjadi pada gelagar 3 dan 4, adapun rekapitulasi dari lendutan dapat dilihat pada Tabel 5.9.

Tabel 5.9 Rekapitulasi Lendutan dan Lawan Lendut Pada Gelagar 4

Joint	Lendutan Izin (m)	Lendutan desain (m)	Keterangan
1	0,0375	0	Aman
2	0,0375	-0,0159	Aman
3	0,0375	-0,0244	Aman
4	0,0375	-0,0285	Aman
5	0,0375	-0,0285	Aman
6	0,0375	-0,0246	Aman
7	0,0375	-0,0161	Aman
8	0,0375	0	Aman

5.4 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

Struktur bawah pada jembatan merupakan struktur yang penting karena struktur bawah akan mendistribusikan beban dari struktur atas. Perencanaan struktur bawah jembatan pada penelitian ini meliputi perencanaan abutment, pilar dan pondasi jembatan. Abutment yang direncanakan berjumlah dua buah, pilar yang digunakan berjumlah dua buah dan pondasi yang digunakan sebanyak empat buah. Perencanaan struktur bawah pada Jembatan Grembyangan sebagai berikut.

5.3.1 Perencanaan Abutment Jembatan

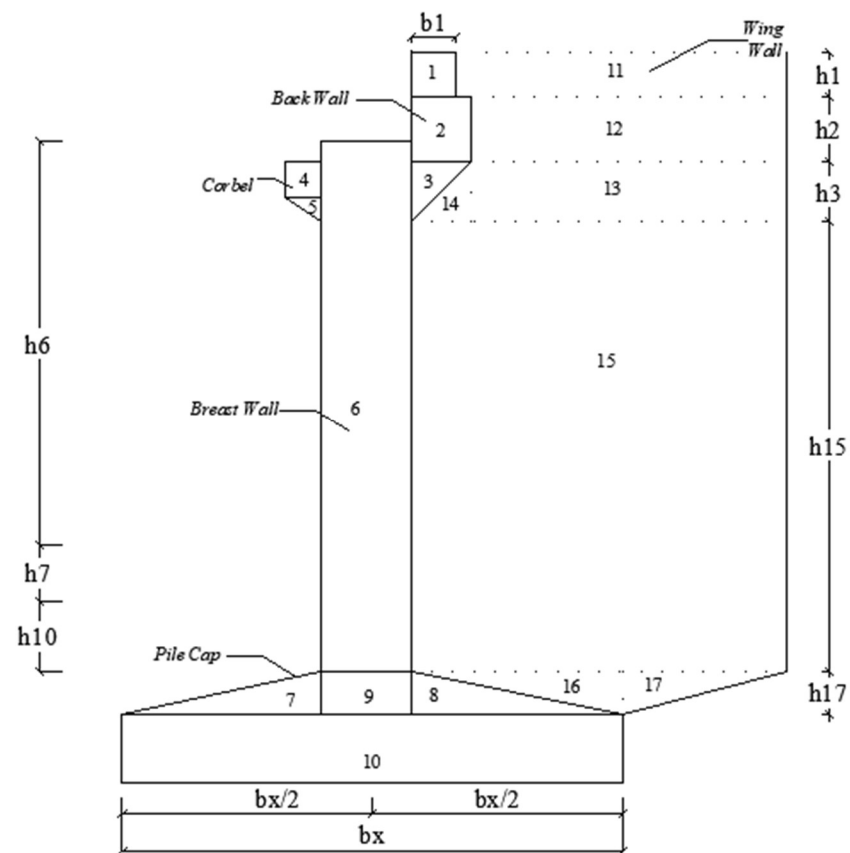
Abutment jembatan adalah bagian dari struktur bawah yang menahan beban dari struktur di atasnya. Abutment terletak pada masing-masing bagian ujung jembatan dimana fungsi lainnya yaitu menahan gaya lateral akibat tekanan tanah. Perencanaan abutment dilakukan dengan tahapan berikut ini.

1. Data Jembatan Struktur Atas

Panjang satu bentang gelagar (L)	= 30 m
Jumlah bentang	= 3 buah
Panjang total jembatan	= 90 m
Tipe jembatan	= Komposit Baja-Beton
Lebar jalur lalu lintas (b1)	= 7 m
Lebar trotoar (b2)	= 1 m
Lebar total jembatan (bt)	= 9 m
Tebal lapisan aspal (ta)	= 0,1 m
Tebal genangan air hujan (th)	= 0,05 m

2. Data Jembatan Struktur Bawah

Data yang dibutuhkan untuk merencanakan struktur bawah jembatan.



Gambar 5.24 Dimensi Abutment

Tabel 5.10 Dimensi Abutment

Jenis	Tinggi (mm)		Lebar (mm)	
<i>Back Wall</i>	h1	631	b1	650
	h2	931	b2	850
	h3	850	b3	850
Corbel	h4	500	b4	500
	h5	350	b5	500
<i>Breast Wall</i>	h6	7600	b6	1300
<i>Pile Cap</i>	h7	610	b7	2850
	h8	610	b8	3050
	h9	610	b9	1300

Lanjutan Tabel 5.10 Dimensi Abutment

Jenis	Tinggi (mm)		Lebar (mm)	
<i>Pile Cap</i>	h10	1000	b10	7200
Wing Wall	h11	631	b11	4750
	h12	931	b12	4550
	h13	850	b13	4550
	h14	850	b14	850
	h15	3150	b15	5400
	h16	610	b16	3050

3. Data Material

a. Bahan struktur

Berat volume beton = 24 kN/m³

Mutu beton (f_c') = 32 MPa

Mutu baja tulangan (f_y) = 410 MPa

b. Data N-SPT

Data N-SPT yang digunakan merupakan pengujian tanah pada BM-2 yang dapat dilihat pada Tabel 5.11

Tabel 5.11 Hasil N-SPT

Lapisan	Kedalaman (m)	Tebal Lapisan (m)	N-SPT
1	4,5	4,5	2
2	6	1,5	5
3	7,5	1,5	7
4	9	1,5	8
5	10,5	1,5	9
6	13,5	3	15
7	15	1,5	20
8	16,5	1,5	45
9	18	1,5	50
10	19,5	1,5	55
11	21	1,5	60

c. Tanah timbunan

Tanah timbunan yang digunakan adalah granular bercampur tanah. Tanah granular ini digunakan karena kinerja untuk timbunan diperkirakan sedang sampai baik.

$$\text{Berat volume tanah } (\gamma) = 17,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut gesek } (\phi) = 35^\circ$$

$$\text{Koheesi } (C) = 0 \text{ kN/m}^2$$

4. Pembebanan di *Breast Wall*

a. Berat sendiri (BS)

Berat mati sendiri pada *breast wall* dibagi menjadi berat sendiri struktur atas jembatan dan berat struktur *breast wall*.

1) Struktur atas

a) Berat sendiri gelagar

Gelagar baja pada jembatan menggunakan profil IWF 912.302.18.34

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang gelagar 1 bentang (L)} &= 30 \text{ m} \\
 \text{Berat per meter } Q_{BS1} &= 2,827 \text{ kN/m} \\
 \text{Jumlah gelagar (n)} &= 6 \text{ buah} \\
 \text{Total berat gelagar (W}_{BS1}) &= n \times L \times Q_{MS1} \\
 &= 6 \times 30 \times 2,827 \\
 &= 508,86 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Berat lantai kendaraan

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar jembatan (Bt)} &= 9 \text{ m} \\
 \text{Tebal pelat lantai kendaraan (ts)} &= 0,25 \text{ m} \\
 \text{Berat volume beton } (\gamma c) &= 24 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Panjang pelat 1 lantai (L)} &= 30 \text{ m} \\
 \text{Total berat gelagar (W}_{BS2}) &= bt \times ts \times L \times \gamma c \\
 &= 9 \times 0,25 \times 30 \times 24 \\
 &= 1620 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Berat sendiri diafragma

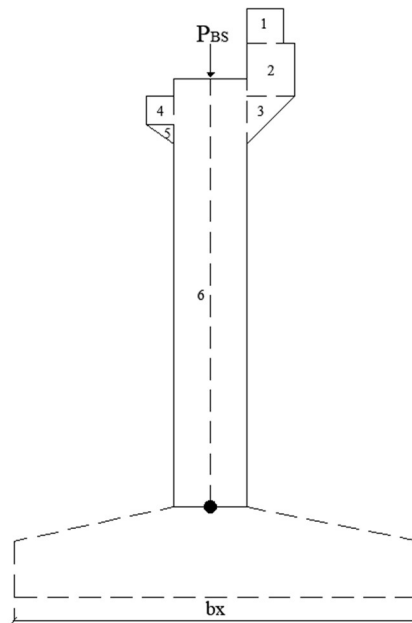
Diafragma yang digunakan yaitu diafragma beton dengan ukuran $400 \times 1200 \times 200$

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi diafragma} &= 0,4 \text{ m} \\
 \text{Lebar diafragma} &= 1,2 \text{ m} \\
 \text{Tebal diafragma} &= 0,2 \text{ m} \\
 \text{Berat volume beton } (\gamma c) &= 24 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Volume diafragma (V diaf.)} &= b \times h \times t \\
 &= 1,2 \times 0,4 \times 0,2 \\
 &= 0,096 \text{ m}^3 \\
 \text{Jumlah diaf. Memanjang (n1)} &= 5 \text{ buah} \\
 \text{Jumlah diaf. Melintang (n2)} &= 6 \text{ buah} \\
 \text{Berat diafragma (Q}_{BS3}) &= V \times \gamma c \\
 &= 0,096 \times 24
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2,304 \text{ kN} \\
 \text{Total berat gelagar (W}_{BS3}\text{)} &= n1 \times n2 \times Q_{MS2} \\
 &= 5 \times 6 \times 2,304 \\
 &= 69,12 \text{ kN} \\
 \text{d) Berat sendiri bekisting} & \\
 \text{Jumlah pelat bondex} &= 6 \text{ buah} \\
 \text{Panjang pelat lantai (L)} &= 30 \text{ m} \\
 \text{Jarak antar gelagar (S)} &= 1,5 \text{ m} \\
 \text{Luas area 1 bondex (A)} &= L \times S \\
 &= 30 \times 1,5 \\
 &= 45 \text{ m}^2 \\
 \text{Total luas bondex (At)} &= n \times A \\
 &= 6 \times 45 \\
 &= 270 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat bondex (W}_{BS4}\text{)} &= 0,285 \times 270 \\
 &= 76,95 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.12 Berat Sendiri Struktur Atas

	Total (kN)
Gelagar IWF 912.302.18.34	508,86
Pelat Lantai Kendaraan	1620
Diafragma	69,12
Bekisting	76,95
Total berat gelagar	2274,93



Gambar 5.25 Beban Struktur Atas pada *Breast Wall*

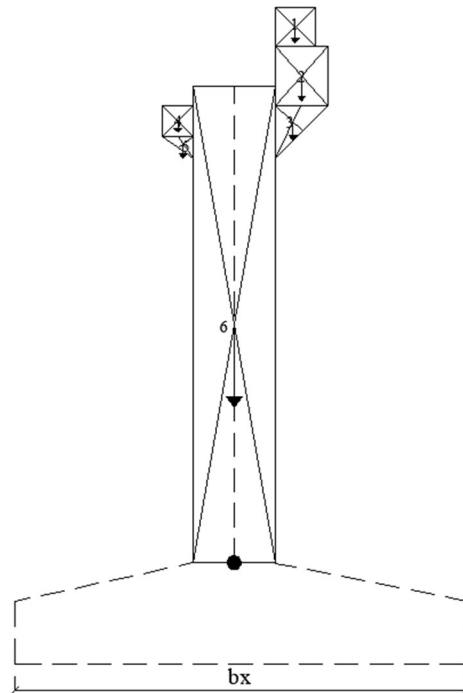
Dari hasil perhitungan berat sendiri dari struktur atas, berat struktur dibagi dua pada ujung jembatan. Oleh karena itu perhitungan PBS sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\frac{1}{2} P_{BS} &= 0,5 \times 2274,93 \\ &= 1137,465 \text{ kN}\end{aligned}$$

Penyaluran beban mati struktur atas pada *breast wall* tepat pada titik beratnya sehingga tidak ada momen yang terjadi.

2) Struktur bawah *breast wall*

Breast wall pada jembatan dan berat sendiri dapat dilihat pada Gambar 5.26.



Gambar 5.26 Berat Sendiri *Breast Wall*

Perhitungan momen dan berat dari *breast wall* dapat dilihat pada Tabel 5.13 berikut.

Tabel 5.13 Perhitungan Berat dan Momen pada *Breast Wall*

No	b (m)	h (m)	by (m)	Shape	Berat Volume (kN/m ³)	Berat (kN)	Lengan Momen (m)	Momen (kNm)
1	0,65	0,631	12	1	24	118,123	0,975	115,170
2	0,85	0,931	12	1	24	227,909	1,075	245,002
3	0,85	0,85	12	0,5	24	104,04	0,9333	97,104
4	0,5	0,5	12	1	24	72	-0,9	-64,8
5	0,5	0,35	12	0,5	24	25,2	-0,8167	-20,58
6	1,3	7,6	12	1	24	2845,44	0	0
Jumlah						3392,712		371,896

Total perhitungan akibat berat mati sendiri dari struktur atas dan struktur bawah pada *breast wall* dapat ditunjukkan pada Tabel 5.14 berikut.

Tabel 5.14 Total Berat Sendiri pada *Breast Wall*

No	Jenis Berat	PMS (kN)	e (m)	MMS (kNm)
1	Struktur Atas	2274,93	0	0
2	<i>Breast Wall</i>	3392,712		371,896
Total		5667,642		371,896

b. Beban mati tambahan (MT)

Beban mati tambahan pada *breast wall* adalah beban mati yang merupakan non-struktural atau tambahan dari struktur atas jembatan. Beban mati tambahan terdiri dari lapis aspal, genangan air hujan, dan trotoar. Berikut perhitungan beban mati tambahan yang terjadi pada *breast wall*.

1) Lapis aspal

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal lapis aspal (ta)} &= 0,1 \text{ m} \\
 \text{Lebar lalu-lintas (b1)} &= 7 \text{ m} \\
 \text{Panjang (L)} &= 30 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis aspal } (\gamma_a) &= 22 \text{ kN/m}^3 \\
 P_{\text{MT aspal}} &= \gamma_a \times ta \times b1 \times L \\
 &= 22 \times 0,1 \times 7 \times 30 \\
 &= 462 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Lapis genangan air

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal genangan air (th)} &= 0,1 \text{ m} \\
 \text{Lebar lalu-lintas (b1)} &= 7 \text{ m} \\
 \text{Panjang (L)} &= 30 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis aspal } (\gamma_w) &= 10 \text{ kN/m}^3 \\
 P_{\text{MT genangan air}} &= \gamma_w \times th \times b1 \times L \\
 &= 10 \times 0,05 \times 7 \times 30 \\
 &= 105 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Trotoar

$$\text{Tinggi trotoar (h)} = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{lebar trotoar (b)} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton } (\gamma_c) = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Panjang trotoar (L)} = 30 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah trotoar (n)} = 2 \text{ buah}$$

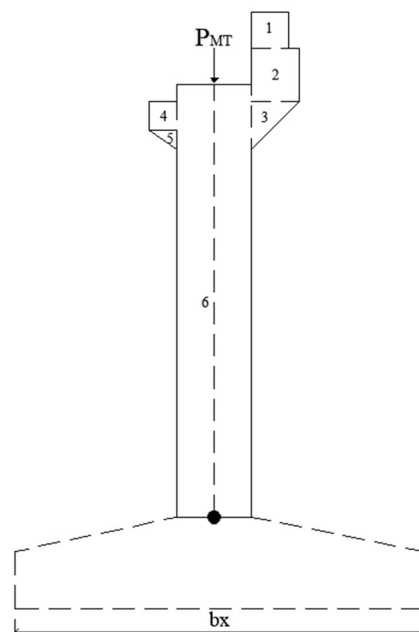
$$\begin{aligned} P_{\text{MT trotoar}} &= h \times b \times L \times \gamma_c \times n \\ &= 0,25 \times 1 \times 30 \times 24 \times 2 \\ &= 360 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat total dari beban mati tambahan pada *breast wall* :

$$\begin{aligned} P_{\text{MT}} &= P_{\text{MT aspal}} + P_{\text{MT genangan air}} + P_{\text{MT trotoar}} \\ &= 462 + 105 + 360 \\ &= 927 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} P_{\text{MT}} &= 0,5 \times 927 \\ &= 463,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena berat mati tambahan terletak pada titik tengah *breast wall* maka tidak terjadi momen.



Gambar 5.27 Beban Mati Tambahan Pada *Breast Wall*

c. Beban Lajur (TD)

1) Beban Terbagi Rata (BTR)

$$\text{Panjang Jembatan (L)} = 30 \text{ m}$$

$$\text{Lebar lalu-lintas (b1)} = 7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{BTR} &= 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \\ &= 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{30}\right) \\ &= 9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{BTR}} &= \text{BTR} \times b1 \times L \\ &= 9 \times 7 \times 30 \\ &= 1890 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Beban Garis Terpusat (BGT)

$$\text{Lebar lalu-lintas (b1)} = 7 \text{ m}$$

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

$$\text{FBD} = 40\%$$

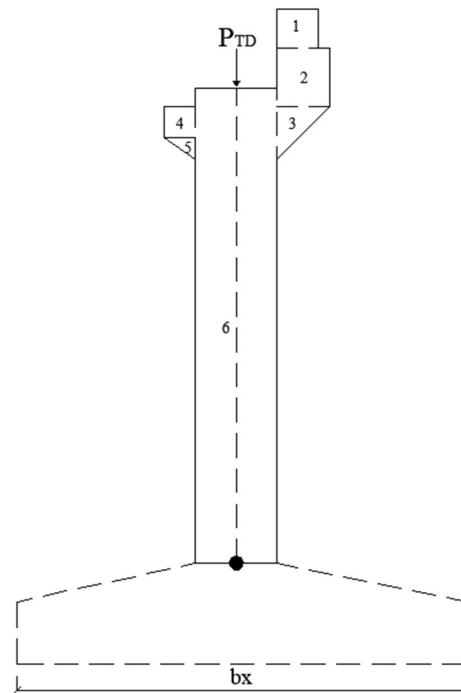
$$\begin{aligned} P_{\text{BGT}} &= \text{BGT} \times (100\% + \text{FBD}) \times b \\ &= 49 \times (100\% + 40\%) \times 7 \\ &= 480,20 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat total akibat beban lajur :

$$\begin{aligned} P_{\text{TD}} &= P_{\text{BTR}} + P_{\text{BGT}} \\ &= 1890 + 480,20 \\ &= 2370,20 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}P_{\text{TD}} &= 0,5 \times P_{\text{TD}} \\ &= 0,5 \times 2370,20 \\ &= 1185,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban lajur 'D' dari struktur atas disalurkan tepat pada titik tumpu *breast wall* sehingga tidak mengakibatkan momen pada struktur.



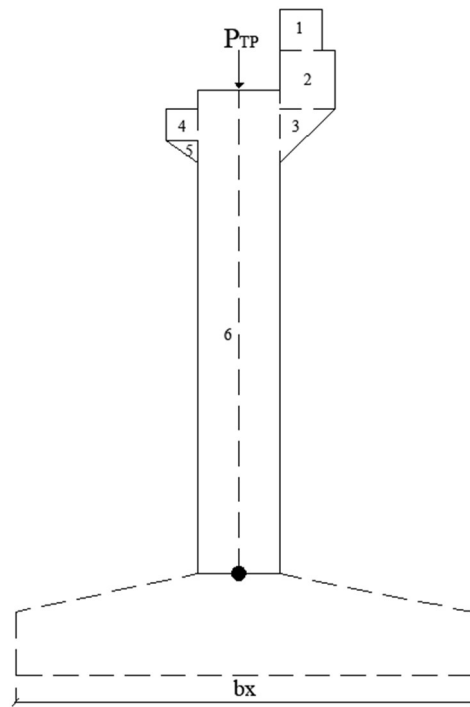
Gambar 5.28 Beban Lajur 'D' pada *Breast Wall*

d. Beban pejalan kaki (TP)

Intensitas beban pejalan kaki	$= 5 \text{ kN/m}^2$
Panjang Jembatan (L)	$= 30 \text{ m}$
Lebar trotoar (b2)	$= 1 \text{ m}$
Jumlah trotoar (n)	$= 2 \text{ buah}$
P_{TP}	$= TP \times b2 \times L \times n$
	$= 5 \times 1 \times 30 \times 2$
	$= 300 \text{ kN}$

$\frac{1}{2}P_{TP}$	$= 0,5 \times P_{TP}$
	$= 0,5 \times 300$
	$= 150 \text{ kN}$

Beban pejalan kaki dari struktur atas disalurkan tepat pada titik tumpu *breast wall* sehingga tidak mengakibatkan momen pada struktur.



Gambar 5.29 Beban Pejalan Kaki Pada *Breast Wall*

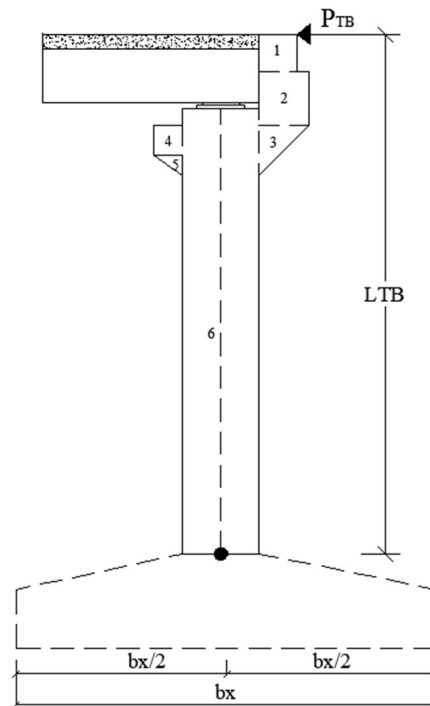
e. Beban rem (TB)

1) Beban rem 1

$$\begin{aligned}
 \text{Beban gandar truk} &= 225 \text{ kN} \\
 P_{TB1} &= 25\% \times \text{beban gandar} \\
 &= 25\% \times 225 \\
 &= 56,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Beban rem 2

$$\begin{aligned}
 \text{Berat truk rencana} &= 500 \text{ kN} \\
 \text{Lebar lalu-lintas (b1)} &= 7 \text{ m} \\
 \text{Panjang jembatan (L)} &= 30 \text{ m} \\
 \text{BTR} &= 9 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{TB2} &= 5\% \times (TT + (BTR \times b \times L)) \\
 &= 5\% \times (500 + (9 \times 7 \times 30)) \\
 &= 127 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.30 Beban Rem Pada *Breast Wall*

Beban rem yang digunakan ialah beban yang memiliki nilai terbesar yaitu 127 kN. Beban rem akan diletakan secara horizontal pada lajur kendaraan. Oleh karena itu beban rem akan memiliki jarak terhadap titik tumpu *breast wall* sehingga ada momen yang terjadi.

$$\begin{aligned}\frac{1}{2}P_{TB} &= 0,5 \times -P_{TB} \\ &= 0,5 \times -127 \\ &= -63,5 \text{ kN}\end{aligned}$$

Lengan terhadap tumpuan *breast wall* (L_{TB}) = 8,862 m

$$\begin{aligned}M_{TB} &= P_{TB} \times L_{TB} \\ &= -63,5 \times 8,862 \\ &= -562,737 \text{ kNm}\end{aligned}$$

f. Beban angin struktur (EWs)

Jembatan Grembyangan memiliki ketinggian $\pm 103,022$ m di atas permukaan laut. Lokasi jembatan yang berada di daerah dengan lahan yang terbuka. Beban angin direncanakan sebagai berikut

Kondisi lokasi

$$\text{Kecepatan angin rencana } (V_b) = 90 \text{ km/jam}$$

$$\text{Kecepatan angin pada 10 m } (V_{10}) = 90 \text{ km/jam}$$

$$\text{Ketinggian jembatan } (Z) = 103,22 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan gesek angin } (V_0) = 17 \text{ km/jam}$$

$$\text{Panjang gesekan di hulu jembatan } (Z_0) = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_{DZ} &= 2,5 \times V_0 \times \frac{V_{10}}{V_B} \times \ln \frac{Z}{Z_0} \\ &= 2,5 \times 17 \times \frac{90}{90} \times \ln \frac{103,22 \times 10^{-3}}{1000 \times 10^{-6}} \\ &= 196,985 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

$$\text{Tekanan angin dasar } (P_b) = 0,0024 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Tekanan angin desain } (P_d) &= P_b \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\ &= 0,0024 \times \left(\frac{196,985}{90} \right)^2 \\ &= 0,01149 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi pelat dan gelagar } (h_s) = 1,162 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi tinggi sandaran } (h_p) = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas bidang kontak angin } (A) &= L \times (h_s + h_p) \\ &= 30 \times (1,162 + 1,2) \\ &= 70,86 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan angin } (P_H) &= P_d \times A \\ &= 0,01149 \times 70,86 \times 10^6 \\ &= 814692,922 \text{ N} \end{aligned}$$

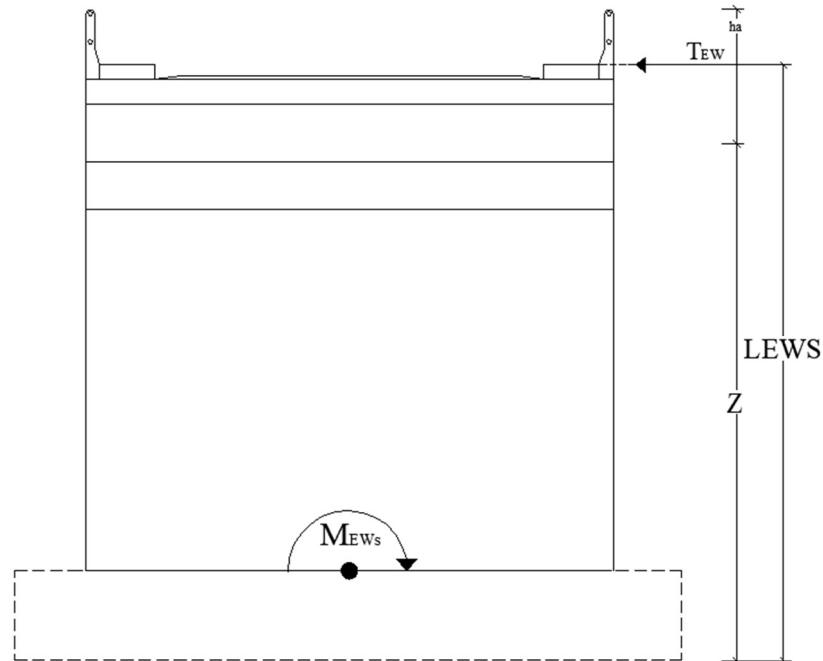
$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan min } (P_{H \min}) &= 4,4 \text{ N/mm} \\ &= P_{H \min} \times L \\ &= 4,4 \times 30000 \\ &= 132000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan dipakai } (P_H) &= 814692,922 \text{ N} \\ &= 814,692 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} P_H = 0,5 \times P_H$$

$$= 0,5 \times 814,692$$

$$= 407,3465 \text{ kN}$$



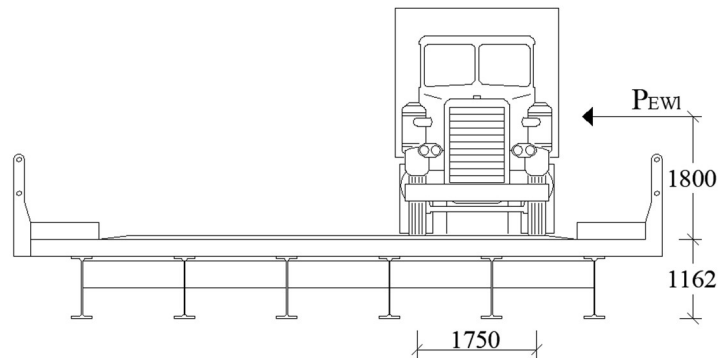
Gambar 5.31 Beban Angin Struktur Pada *Breast Wall*

Lengan terhadap titik tumpu *breast wall* (L_{EWS}) = 10,723 m

$$\begin{aligned} M_y &= P_{EWS} \times L_{EWS} \\ &= 407,346 \times 10,723 \\ &= 5330 \text{ kNm} \end{aligned}$$

g. Beban angin kendaraan (EWI)

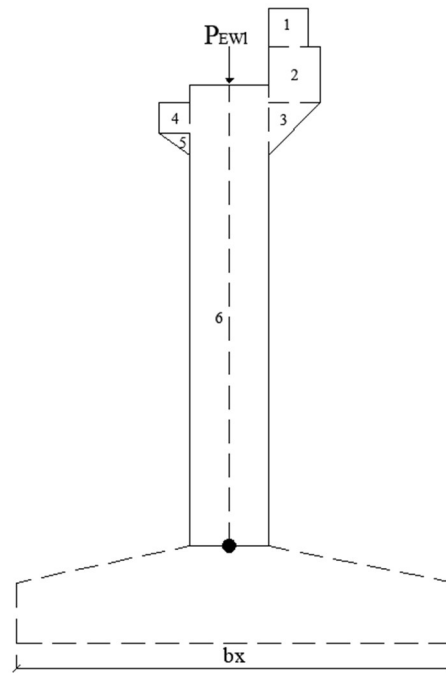
Tekanan angin dapat terjadi akibat kendaraan yang melintas. Beban angin kendaraan bekerja pada 1800 mm di atas permukaan jalan dengan jarak as tiap roda sebesar 1,75 m yang diilustrasikan pada Gambar 5.32 berikut.



Gambar 5.32 Ilustrasi Beban Angin Kendaraan Pada *Breast Wall*

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang jembatan (L)} &= 30 \text{ m} \\
 h_{EWI} &= 1,8 + 1,162 \\
 &= 2,962 \text{ m} \\
 T_{EW} &= 1,46 \text{ N/mm} \\
 \text{Jarak as truk (x)} &= 1,75 \text{ m} \\
 P_{EWI} &= \frac{h \times L}{x} \times TEW \\
 &= \frac{2,962 \times 30}{1,75} \times 1,46 \\
 &= 74,135 \text{ kN} \\
 \frac{1}{2}P_{TP} &= 0,5 \times P_{TEWI} \\
 &= 0,5 \times 74,135 \\
 &= 37,067 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada beban angin kendaraan dari struktur atas penyaluran tepat pada titik tumpu *breast wall* sehingga tidak ada momen yang terjadi.



Gambar 5.33 Beban Angin Kendaraan Pada *Breast Wall*

h. Beban terhadap gesekan perletakan (BF)

1) Kekakuan geser perletakan

Dimensi elastomer = 600 x 450 mm

Tebal pelat baja = 5 mm

Tebal lapisan karet = 15 mm

Jumlah lapisan karet = 5

Kekakuan geser per lapis = 13900 kN/m

Ketebalan elastomer = $(5 \times 15) + (2 \times 5)$
= 85 mm

Kekakuan geser keseluruhan = 5×13900
= 69500 kN/m

2) Pemuaian Jembatan akibat temperatur

Tipe bangunan atas = lantai beton di atas gelagar

Panjang bentang = 30 m

Temperatur minimum (T_{min}) = 15 °C

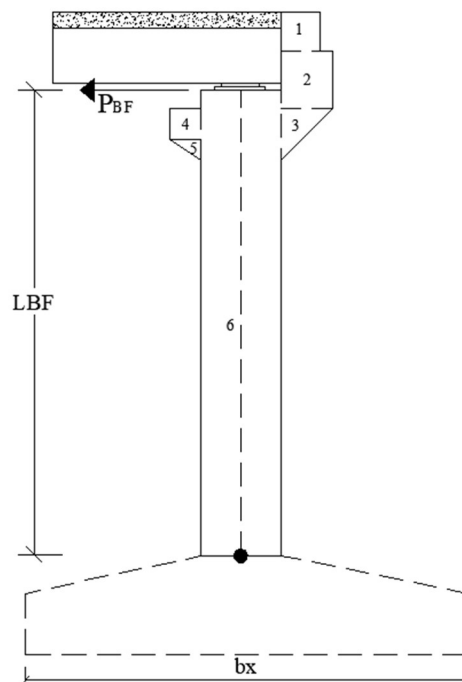
Temperatur maksimum (T_{maks}) = 40 °C

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien perpanjangan } (\alpha) &= 11 \times 10^{-6} \\
 \text{Pemuaian } (\Delta T) &= \alpha \times L \times (T_{maks} - T_{min}) \\
 &= 11 \times 10^{-6} \times 30 \times (40 - 15) \\
 &= 0,00825 \text{ m}
 \end{aligned}$$

3) Beban gesekan perletakan

$$\begin{aligned}
 T_{BF} &= K \times \Delta T \\
 &= 69500 \times 0,00825 \\
 &= 573,375 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Penyaluran beban gesekan perletakan pada *breast wall* kearah horizontal sehingga ada momen yang terjadi.



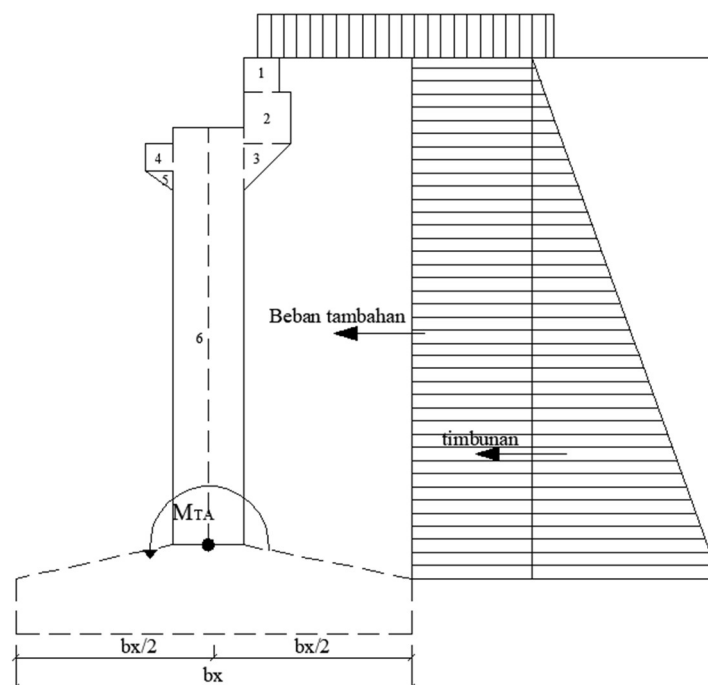
Gambar 5.34 Beban Gesekan Perletakan Pada *Breast Wall*

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap titik tumpu } (L_{BF}) &= 0,050 + 7,6 \\
 &= 7,65 \text{ m} \\
 \text{Momen gesekan perletakan } (M_{BF}) &= T_{BF} \times L_{BF} \\
 &= -573,375 \times 7,65
 \end{aligned}$$

$$= -4386,319 \text{ kNm}$$

i. Tekanan tanah aktif (TA)

Tekanan tanah aktif dihitung berdasarkan tiga parameter yaitu berat volume tanah (W_s), sudut gesek dalam, dan kohesi. Pada tanah bagian *breast wall* biasanya mendapatkan beban tambahan sebesar $0,7 W_s$ berdasarkan SNI 1725:2016. Beban tambahan ini bekerja pada bagian tanah yang dilewati oleh lalu lintas secara merata. Berikut ini Gambar 5.35 merupakan diagram tekanan tanah aktif.



Gambar 5.35 Beban Tekanan Tanah Aktif Pada *Breast Wall*

Tanah yang digunakan pada ujung jembatan adalah tanah granular bercampur tanah yang memiliki kinerja sedang sampai sangat baik pada untuk timbunan. Data tanah timbunan yang digunakan sebagai berikut:

Berat volume tanah timbunan (W_s)	$= 17,3 \text{ kN/m}^3$
Sudut gesek timbunan (Φ)	$= 35^\circ$
Sudut geser antara urugan dan dinding (δ)	$= 30^\circ$
Kohesi timbunan (C)	$= 0 \text{ kN/m}^2$

Sudut timbunan pada garis horizontal (β)	$= 0^\circ$
Sudut dinding pada garis horizontal (θ)	$= 90^\circ$
Faktor pengurangan kekuatan ($K\phi^R$)	$= 0,7$
Kedalaman timbunan abutment (H)	$= 9,473 \text{ m}$
Lebar timbunan (By')	$= 10 \text{ m}$

$$\begin{aligned}\Gamma &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi+\delta) \sin(\Phi-\beta)}{\sin(\theta-\beta) \sin(\theta+\beta)}} \\ &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(35+3) \sin(35-0)}{\sin(90-0) \sin(90+0)}} \\ &= 1,775\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Koefisien tekanan tanah aktif (Ka)} &= \frac{\sin^2(\theta+\Phi)}{\Gamma \times [\sin^2\theta \sin(\theta-\delta)]} \\ &= \frac{\sin^2(90+3)}{1,775 \times [\sin^2 90 \sin(90-3)]} \\ &= 0,436\end{aligned}$$

Gaya tekanan aktif :

$$\begin{aligned}\text{Akibat beban di atas} &= 0,7 \times Ws \times Ka \times H \times By' \\ &= 0,7 \times 17,3 \times 0,436 \times 9,473 \times 10 \\ &= 500,829 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Akibat beban timbunan} &= \frac{1}{2} \times Ws \times Ka \times H^2 \times By' \\ &= \frac{1}{2} \times 17,3 \times 0,436 \times 9,473^2 \times 10 \\ &= 3388,828 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Akibat kohesi timbunan} &= 2 \times C \times \sqrt{Ka} \times H \times By' \\ &= 2 \times 0 \times \sqrt{0,436} \times 9,473 \times 10 \\ &= 0\end{aligned}$$

Perhitungan Gaya tekanan tanah aktif dan momen yang terjadi pada *breast wall* ditunjukkan pada Tabel 5.15

Tabel 5.15 Rekapitulasi Gaya dan Momen Tekanan Tanah Aktif Pada *Breast Wall*

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P_{TA} (kN)	Lengan (m)	M_{TA} (kNm)
Akibat beban tambahan	-500,829	4,7365	-2372,180
Akibat timbunan	-3388,828	3,157	-10700,789
Akibat kohesi timbunan	0	4,7365	0,000
Jumlah	-3889,658		-13072,969

j. Beban gempa vertikal (EQ_v)

Reaksi perletakan beban mati struktur atas (P_{BS}) = 2274,92 kN

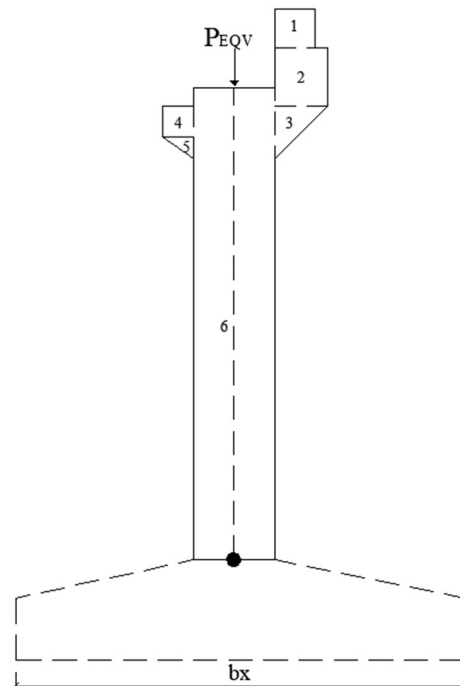
Reaksi perletakan beban mati tambahan (P_{MT}) = 927 kN

Gempa vertikal I (EQ_{v1}) = $10\% \times (P_{BS} + P_{MA})$
= $10\% \times (2274,92 + 927)$
= 320,193 kN

Gempa vertikal 2 (EQ_{v2}) = $120\% \times ((P_{BS} + P_{MA}) - EQ_{v1})$
= $120\% \times ((3201,93) - 320,193)$
= 3458,084 kN

P_{EQV} = 3458,084 kN

Beban gempa vertikal diletakan pada titik tumpu *breast wall* sehingga tidak ada momen yang terjadi.



Gambar 5.36 Beban Gempa Vertikal Pada *Breast Wall*

k. Beban gempa lateral (EQ)

Parameter yang dibutuhkan didapatkan melalui Desain Spektra PUPR sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 PGA &= 0,5517 \text{ g} \\
 S_s &= 1,3331 \text{ g} \\
 S_1 &= 0,5557 \text{ g} \\
 F_{PGA} &= 1,0 \text{ g} \\
 F_a &= 1,0 \text{ g} \\
 F_v &= 1,5 \text{ g} \\
 A_s &= PGA \times F_{PGA} \\
 &= 0,5517 \times 1 \\
 &= 0,5517 \text{ g} \\
 SD_s &= 0,89 \text{ g} \\
 SD_1 &= 0,65 \text{ g} \\
 T_s &= 0,73 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$T_0 = 0,15 \text{ s}$$

1) Kekakuan struktur atas

$$\text{Berat struktur atas (W)} = 2274,93 \text{ kN}$$

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 3 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas beton (Ec)} &= 4700 \times \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \times \sqrt{35} \\ &= 27805,575 \text{ MPa} \\ &= 27805574,98 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar abutment (By)} = 12 \text{ m}$$

$$\text{Panjang breast wall (b6)} = 1,3 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi breast wall (h6)} = 7,3 \text{ m}$$

a) Kekakuan struktur arah X

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia (I)} &= \frac{1}{12} \times B_y \times b_6^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 12 \times 1,3^3 \\ &= 2,197 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan struktur (Kp)} &= 3 \times \frac{E \times I}{L^3} \\ &= 3 \times \frac{27805574,98 \times 2,197}{7,3^3} \\ &= 471101,635 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Kekakuan struktur arah Y

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia (I)} &= \frac{1}{12} \times b_6 \times B_y^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 1,3 \times 12^3 \\ &= 187,2 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan struktur (Kp)} &= 3 \times \frac{E \times I}{L^3} \\ &= 3 \times \frac{27805574,98 \times 187,2}{7,3^3} \\ &= 40141204,39 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Periode getar struktur (T)

a) Periode getar struktur arah X

$$\begin{aligned}
 T &= 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp}} \\
 &= 2\pi \times \sqrt{\frac{2274,93}{9,81 \times 471101,635}} \\
 &= 0,1394 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

b) Periode getar struktur arah Y

$$\begin{aligned}
 T &= 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp}} \\
 &= 2\pi \times \sqrt{\frac{2274,93}{9,81 \times 40141204,39}} \\
 &= 0,0151 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

3) Menentukan koefisien respons elastis (Csm)

a) Penentuan Csm arah X

$$\begin{aligned}
 T &= 0,1394 \text{ detik} \\
 T_s &= \frac{SD1}{SDs} \\
 &= \frac{0,65}{0,89} \\
 &= 1,3692 \text{ detik} \\
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 1,3692 \\
 &= 0,27384 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $T < T_0$ maka nilai Csm menggunakan persamaan berikut:

$$\begin{aligned}
 Csm &= (SDs - As) \times \frac{T}{T_0} + As \\
 &= (0,89 - 0,5517) \times \frac{0,1394}{0,27384} + 0,5517 \\
 &= 0,7239 \text{ g}
 \end{aligned}$$

b) Penentuan Csm arah Y

$$\begin{aligned}
 T &= 0,0151 \text{ detik} \\
 T_s &= \frac{SD1}{SDs} \\
 &= \frac{0,65}{0,89} \\
 &= 1,3692 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 1,3692 \\
 &= 0,27384 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $T < T_0$ maka nilai C_{sm} menggunakan persamaan berikut:

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= (SD_s - A_s) \times \frac{T}{T_0} + A_s \\
 &= (0,89 - 0,5517) \times \frac{0,0151}{0,27384} + 0,5517 \\
 &= 0,5857 \text{ g}
 \end{aligned}$$

4) Gaya gempa

a) Gaya gempa arah X

$$\begin{aligned}
 EQ_x &= \frac{C_{sm}}{R} \times W \\
 &= \frac{0,7239}{3} \times 2274,93 \\
 &= 548,951 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Gaya gempa arah Y

$$\begin{aligned}
 EQ_y &= \frac{C_{sm}}{R} \times W \\
 &= \frac{0,5857}{3} \times 2274,93 \\
 &= 444,188 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

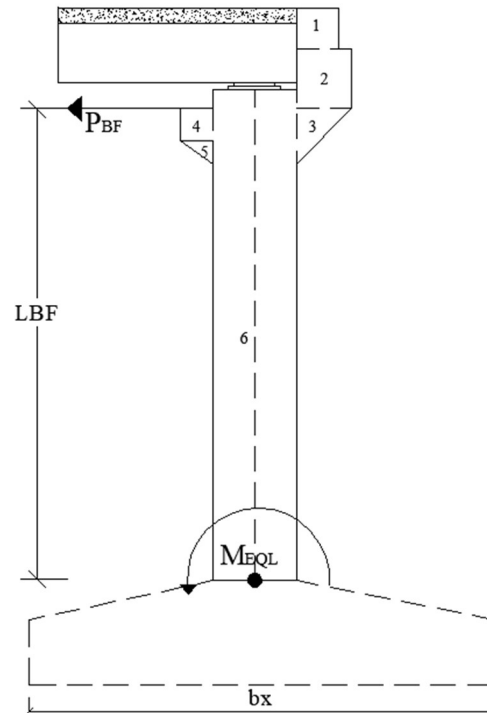
Gaya gempa elastis memiliki 2 tinjauan kombinasi pembebanan yaitu 100% EQ_x + 30% EQ_y dan 100% EQ_y + 30% EQ_x . Sehingga perhitungan kombinasi pembebanan dapat dilihat sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 30\% EQ_x &= 30\% \times EQ_x \\
 &= 30\% \times 548,951 \\
 &= 164,686 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 30\% EQ_y &= 30\% \times EQ_y \\
 &= 30\% \times 444,188 \\
 &= 133,256 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban gempa lateral diletakan horizontal sehingga memiliki lengan dari titik tumpunya. Hal ini menyebabkan gempa lateral arah X dan arah Y

terjadi momen yang dapat dilihat pada Tabel 5.16. Penyaluran beban gempa lateral pada *breast wall* ditunjukkan pada Gambar 5.37.



Gambar 5.37 Beban Gempa Lateral Pada *Breast Wall*

Tabel 5.16 Rekapitulasi Gaya dan Momen Gempa Lateral Pada *Breast Wall*

Beban	PEQx (kN)	PEQy (kN)	Lengan (m)	MEQx (kNm)	MEQy (kNm)
Arah X	548,9509	133,2563	7,3	4007,3417	972,7710
Arah Y	444,1877	164,6853	7,3	3242,5701	1202,2025

1. Rekapitulasi Pembebanan

Rekapitulasi pembebanan pada *breast wall* dapat dilihat pada Tabel 5.17 dimana disajikan gaya dan momen yang terjadi.

Tabel 5.17 Rekapitulasi Pembebanan Pada *Breast Wall*

No	Jenis Beban	Notasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati sendiri	BS	5667,642			371,896	
2	Beban mati tambahan	MT	927			0	
3	Beban lajur	TD	2370,20			0	
4	Beban pejalan kaki	TP	300			0	
5	Beban rem	TB	-127			-562,737	
6	Beban angin struktur	Ews			814,6929		5330
7	Beban angin kendaraan	Ewl	74,13463			0,00	
8	Beban gesekan perletakan	BF	-573,375			-4386,32	
9	Tekanan tanah aktif	TA		-3889,66		-13072,9	
10	Beban gempa vertikal	EQv	3458,084			0	
11	Beban gempa lateral arah X	EQx		-548,951	133,256	-4007,34	972,771
12	Beban gempa lateral arah Y	EQy		-445,188	164,685	-3242,57	1202,203

m. Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan diambil dari SNI 1725:2016 didapatkan kombinasi beban sebagai berikut:

$$\text{Kuat I} = \gamma_P BS + \gamma_P MT + \gamma_P TA + 1,8TD + 1,8TB + 1,8TP + BF$$

$$\text{Kuat II} = \gamma_P BS + \gamma_P MT + \gamma_P TA + 1,4TD + 1,4TB + 1,4TP + BF$$

$$\text{Kuat III} = \gamma_P BS + \gamma_P MT + \gamma_P TA + 1,4EWS + BF$$

$$\text{Kuat IV} = \gamma_P BS + \gamma_P MT + \gamma_P TA + BF$$

$$\text{Kuat V} = \gamma_P BS + \gamma_P MT + \gamma_P TA + 0,4EWS + EWL + BF$$

$$\text{Ekstrem I EQx} = \gamma_P BS + \gamma_P MT + \gamma_P TA + 0,3TD + 0,3TB + 0,3TP + BF + EQx$$

$$\text{Ekstrem I EQy} = \gamma_P BS + \gamma_P MT + \gamma_P TA + 0,3TD + 0,3TB + 0,3TP + BF + EQy$$

Tabel 5.18 Kombinasi Beban Kuat I Pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Notasi	Kuat I	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	BS	1,3	7367,93	0	0	483,465	0
Beban mati tambahan	MT	2	1854	0	0	0	0
Beban lajur	TD	1,8	4266,4	0	0	0	0
Beban pejalan kaki	TP	1,8	540	0	0	0	0
Beban rem	TB	1,8	0	-228,6	0	-1012,93	0
Gesekan perletakan	BF	1	-573,38	0	0	-4386,3	0
Tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	-4862,1	0	-16341,2	0
Jumlah			13454,92	-5090,7	0	-21256,9	0

Tabel 5.19 Kombinasi Beban Kuat II Pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Notasi	Kuat II	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	BS	1,3	7367,93	0	0	483,465	0
Beban mati tambahan	MT	2	1854	0	0	0	0
Beban lajur	TD	1,4	3318,28	0	0	0	0
Beban pejalan kaki	TP	1,4	420	0	0	0	0
Beban rem	TB	1,4	0	-177,8	0	-787,83	0
Gesekan perletakan	BF	1	-573,38	0	0	-4386,3	0
Tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	-4862,1	0	-16341,2	0
Jumlah			12554,9	-5039,9	0	-20903,7	0

Tabel 5.20 Kombinasi Beban Kuat III Pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Notasi	Kuat III	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	BS	1,3	7367,93	0	0	483,465	0
Beban mati tambahan	MT	2	1854	0	0	0	0
Beban angin struktur	Ews	1,4	0	0	1140,6	0	7462,2
gesekan perletakan	BF	1	-573,38	0	0	-4386,3	0
Tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	-4862,1	0	-16341,2	0
Jumlah			8648,6	-4862,1	1140,6	-20244,1	7462,2

Tabel 5.21 Kombinasi Beban Kuat IV Pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Notasi	Kuat IV	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	BS	1,3	7367,93	0	0	483,465	0
Beban mati tambahan	MT	2	1854	0	0	0	0
Gesekan perletakan	BF	1	-573,38	0	0	-4386,3	0
Tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	-4862,1	0	-16341,2	0
Jumlah			8648,6	-4862,1	0	-20244,1	0

Tabel 5.22 Kombinasi Beban Kuat V Pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Notasi	Kuat V	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	BS	1,3	7367,93	0	0	483,465	0
Beban mati tambahan	MT	2	1854	0	0	0	0
Beban angin struktur	Ews	0,4	0,0	0,0	325,9	0,0	2132,1
Beban angin kendaraan	Ewl	1	74,1	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	-573,38	0	0	-4386,3	0
Tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	-4862,1	0	-16341,2	0
Jumlah			8722,7	-4862,1	325,9	-20244,1	2132,1

Tabel 5.23 Kombinasi Beban Ekstrem I Arah X Pada *Breast Wall*

Jenis Beban	Notasi	Ekstrem I	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	BS	1,3	7367,93	0	0	483,465	0
Beban mati tambahan	MT	2	1854,0	0	0	0	0
Beban lajur	TD	0,3	711,1	0	0	0	0
Beban pejalan kaki	TP	0,3	90,0	0	0	0	0
Beban rem	TB	0,3		-38,1	0	-168,2	0
Gesekan perletakan	BF	1	-573,38	0	0	-4386,3	0
Tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	-4862,1	0	-16341,2	0
Beban gempa lateral arah X	EQx	1	0	-549,0	133,3	-4007,3	972,8
Jumlah			9449,6	-5449,1	133,3	-24420,2	972,8

Tabel 5.24 Kombinasi Beban Ekstrem I Arah Y Pada *Breast Wall*

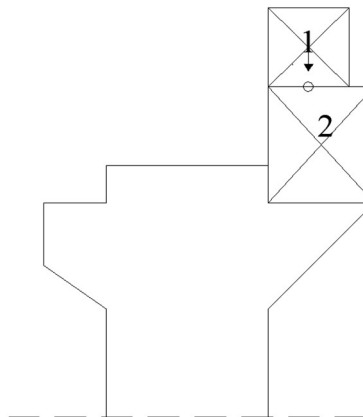
Jenis Beban	Notasi	Ekstrem I	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	BS	1,3	7367,93	0	0	483,465	0,0
Beban mati tambahan	MT	2	1854,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban lajur	TD	0,3	711,1	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban pejalan kaki	TP	0,3	90,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban rem	TB	0,3		-38,1	0,0	-168,2	0,0
Beban gesekan perletakan	BF	1	-573,38	0	0	-4386,3	0,0
Tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	-4862,1	0	-16341,2	0,0
Beban gempa lateral arah Y	EQy	1	0,0	-444,2	164,7	-3242,6	1202,2
Jumlah			9449,6	-5344,4	164,7	-23655,5	1202,2

5. Pembebanan di *Back Wall*

Pada pembebanan *back wall* terdapat dua tahap analisis yaitu beban pada *back wall* atas dan bawah. Analisis pembebanan yang terjadi dapat dilihat sebagai berikut.

a. *Back wall* atas

1) Berat mati sendiri (BS)

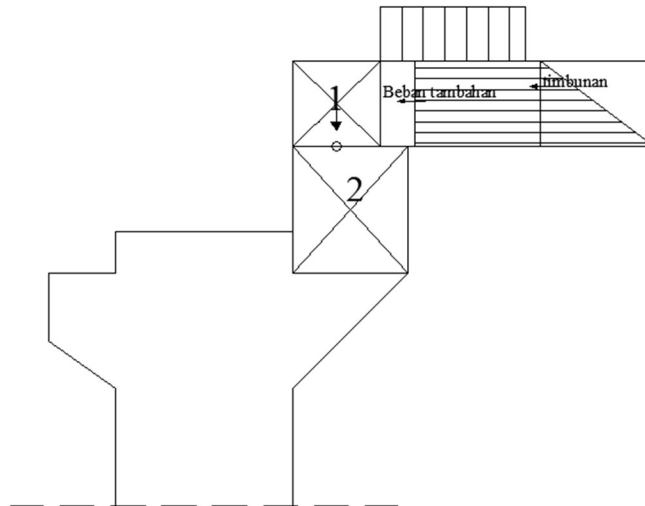
**Gambar 5.38 Berat Mati Sendiri Pada *Back Wall* Atas**

Lebar <i>back wall</i> (b1)	= 0,65 m
Tinggi <i>back wall</i> (h1)	= 0,631 m
Panjang <i>back wall</i> (ℓ1)	= 12 m
Berat volume (γbeton)	= 24 kN/m ³
Berat mati sendiri (BS ₁)	$= b1 \times h1 \times \ell1 \times \gamma_b$ $= 0,65 \times 0,631 \times 12 \times 24$ $= 118,123 \text{ kN}$

Letak titik pusat *back wall* atas berada di atas titik tumpunya maka tidak terjadi momen pada akibat berat mati sendiri.

2) Tekanan tanah aktif (TA)

Berdasarkan SNI 1725:2016 tanah di bagian belakang *back wall* biasanya mendapatkan beban tambahan sebesar $0,7W_s$. Beban tambahan ini bekerja pada bagian tanah yang dilewati oleh lalu lintas secara merata.



Gambar 5.39 Tekanan Tanah Aktif Pada *Back Wall* Atas

Perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat sebagai berikut.

Berat volume tanah timbunan (W_s) = 17,3 kN/m³
 Sudut gesek timbunan (Φ) = 35°

Sudut geser antara urugan dan dinding (δ)	= 30°
Kohesi timbunan (C)	= 0 kN/m^2
Sudut timbunan pada garis horizontal (β)	= 0°
Sudut dinding pada garis horizontal (θ)	= 90°
Faktor pengurangan kekuatan ($K\phi^R$)	= $0,7$
Kedalaman timbunan (H)	= $0,631 \text{ m}$
Lebar timbunan ($B_{y'}$)	= 10 m

$$\begin{aligned}\Gamma &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi+\delta) \sin(\Phi-\beta)}{\sin(\theta-\beta) \sin(\theta+\beta)}} \\ &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(35+30) \sin(35-0)}{\sin(90-0) \sin(90+0)}} \\ &= 1,774\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Koefisien tekanan tanah aktif (Ka)} &= \frac{\sin^2(\theta+\Phi)}{\Gamma \times [\sin^2\theta \sin(\theta-\delta)]} \\ &= \frac{\sin^2(90+35)}{1,774 \times [\sin^2 90 \sin(90-30)]} \\ &= 0,436\end{aligned}$$

Gaya tekanan aktif :

$$\begin{aligned}\text{Akibat beban di atas} &= 0,7 \times W_s \times K_a \times H \times B_{y'} \\ &= 0,7 \times 17,3 \times 0,436 \times 0,631 \times 10 \\ &= 33,360 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Akibat beban timbunan} &= \frac{1}{2} \times W_s \times K_a \times H^2 \times B_{y'} \\ &= \frac{1}{2} \times 17,3 \times 0,436 \times 0,631^2 \times 10 \\ &= 15,036 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Akibat kohesi timbunan} = 0$$

Perhitungan Gaya tekanan tanah aktif dan momen yang terjadi pada *back wall* ditunjukkan pada Tabel 5.25.

Tabel 5.25 Rekapitulasi Gaya dan Momen Tekanan Tanah Aktif Pada *Back Wall*

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P_{TA} (kN)	Lengan (m)	M_{TA} (kNm)
Akibat beban tambahan	-33,360	0,316	-10,525
Akibat timbunan	-15,036	0,210	-3,163
Akibat kohesi timbunan	0,000	0,316	0,000
Jumlah	-48,396		-13,688

3) Rekapitulasi Beban

Hasil rekapitulasi pembebanan pada *back wall* atas terdapat pada Tabel 5.26.

Tabel 5.26 Rekapitulasi Beban *Back Wall* Atas

No	Jenis Beban	Notasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	P _x	P _y	M _x	M _y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati sendiri	BS	118,1232			0	
2	Tekanan Tanah Aktif	TA		-48,396		-13,688	

4) Kombinasi Pembebanan

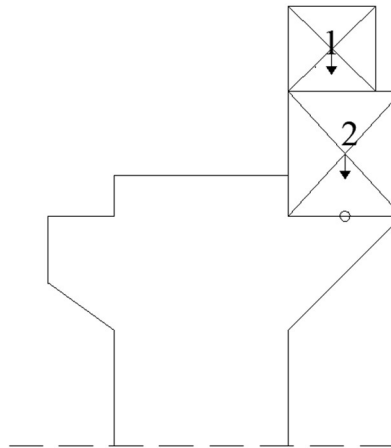
Kombinasi pembebanan yang dipilih pada *back wall* atas adalah Kuat I. Kombinasi tersebut dipilih karena beban yang terjadi pada *back wall* atas hanya ada beban mati sendiri dan tekanan tanah aktif sehingga kombinasi pembebanan yang sesuai dan terbesar adalah Kuat I. Hasil kombinasi pembebanan Kuat I dapat dilihat pada Tabel 5.27.

Tabel 5.27 Kombinasi Kuat I *Back Wall* Atas

Jenis Beban	Notasi	Kuat I	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	BS	1,3	153,56	0,00	0	0,00	0
Tanah Aktif	TA	1,25	0,00	-60,50	0	-17,11	0
Jumlah			153,56	-60,50	0	-17,11	0

b. *Back wall* bawah

1) Berat mati sendiri (BS)

**Gambar 5.40 Beban Mati Sendiri Pada *Back Wall* Bawah**

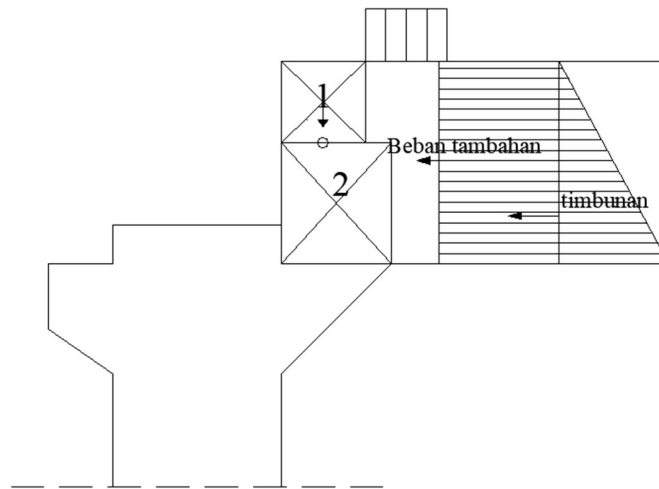
Perhitungan berat mati sendiri pada back wall bawah dapat dilihat pada Tabel 5.28.

Tabel 5.28 Gaya dan Momen Berat Mati Sendiri Pada *Back Wall* Bawah

No	b	h	Bentuk	Panjang	Berat Volume	Berat	Lengan	Momen
	m	m		m	kN/m ³	kN	m	kNm
1	0,65	0,631	1	12	24	118,123	-0,10	-11,812
2	0,85	0,931	1	12	24	227,909	0	0
Jumlah						346,032		-11,812

2) Tekanan tanah aktif (TA)

Berdasarkan SNI 1725:2016 tanah di bagian belakang *back wall* biasanya mendapatkan beban tambahan sebesar $0,7W_s$. Beban tambahan ini bekerja pada bagian tanah yang dilewati oleh lalu lintas secara merata.



Gambar 5.41 Tekanan Tanah Aktif Pada *Back Wall* Bawah

Perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat sebagai berikut.

Berat volume tanah timbunan (W_s) = 17,3 kN/m³

Sudut gesek timbunan (Φ) = 35°

Sudut geser antara urugan dan dinding (δ) = 30°

Kohesi timbunan (C) = 0 kN/m²

Sudut timbunan pada garis horizontal (β) = 0°

Sudut dinding pada garis horizontal (θ) = 90°

Faktor pengurangan kekuatan ($K\phi^R$) = 0,7

Kedalaman timbunan (H) = 1,562 m

Lebar timbunan (By') = 10 m

$$\Gamma = 1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta)}{\sin(\theta - \beta) \sin(\theta + \beta)}}$$

$$= 1 + \sqrt{\frac{\sin(35+30) \sin(35-0)}{\sin(90-0) \sin(90+0)}}$$

$$= 1,774$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien tekanan tanah aktif (Ka)} &= \frac{\sin^2(\theta+\Phi)}{\Gamma \times [\sin^2\theta \sin(\theta-\delta)]} \\ &= \frac{\sin^2(90+35)}{1,774 \times [\sin^2 90 \sin(90-30)]} \\ &= 0,436 \end{aligned}$$

Gaya tekanan aktif :

$$\begin{aligned} \text{Akibat beban di atas} &= 0,7 \times Ws \times Ka \times H \times By' \\ &= 0,7 \times 17,3 \times 0,436 \times 1,562 \times 10 \\ &= 82,581 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Akibat beban timbunan} &= \frac{1}{2} \times Ws \times Ka \times H^2 \times By' \\ &= \frac{1}{2} \times 17,3 \times 0,436 \times 1,562^2 \times 10 \\ &= 92,137 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Akibat kohesi timbunan} &= 2 \times C \times \sqrt{Ka} \times H \times By' \\ &= 2 \times 0 \times \sqrt{0,436} \times 1,562 \times 10 \\ &= 0 \end{aligned}$$

Perhitungan Gaya tekanan tanah aktif dan momen yang terjadi di *back wall* bawah ditunjukkan pada Tabel 5.29

Tabel 5.29 Rekapitulasi Gaya dan Momen Tekanan Tanah Aktif Pada *Breast Wall* Bawah

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P _{TA} (kN)	Lengan (m)	M _{TA} (kNm)
Akibat beban tambahan	-82,581	0,781	-64,49
Akibat timbunan	-92,137	0,52067	-47,97
Akibat kohesi timbunan	0	0,781	0
Jumlah	-174,719		-112,46

3) Rekapitulasi Beban

Hasil rekapitulasi pembebanan pada *back wall* bawah terdapat pada Tabel 5.30.

Tabel 5.30 Rekapitulasi Beban *Back Wall* Bawah

No	Jenis Beban	Notasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati sendiri	BS	346,032			-11,812	
2	Tekanan Tanah Aktif	TA		-174,72		-112,47	

4) Kombinasi Pembebanan

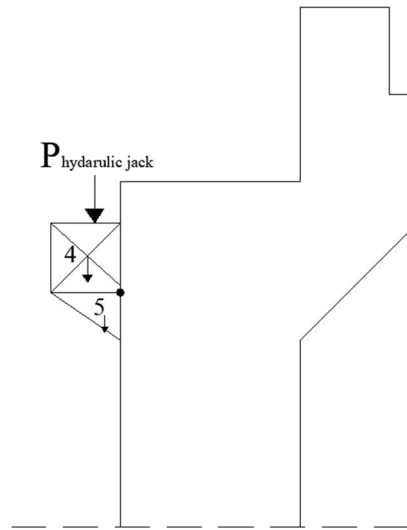
Kombinasi pembebanan yang dipilih pada *back wall* atas adalah Kuat I. Kombinasi tersebut dipilih karena beban yang terjadi pada *back wall* atas hanya ada beban mati sendiri dan tekanan tanah aktif serta menghasilkan nilai momen terbesar. Hasil kombinasi pembebanan Kuat I dapat dilihat pada Tabel 5.31.

Tabel 5.31 Kombinasi Kuat I *Back Wall* Bawah

Jenis Beban	Notasi	Kuat I	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	BS	1,3	449,842	0	0	-15,356	0
Tanah Aktif	TA	1,25	0	-55,401	0	-39,760	0
Jumlah			449,84	-55,401	0	-55,12	0

6. Pembebanan di Corbel

Corbel merupakan tempat untuk meletakkan *hydraulic jack* yang berfungsi untuk mengangkat struktur jembatan ketika terjadi penggantian *bearing pad*. Beban yang ditahan oleh corbel yaitu berat mati sendiri baja dan beton dari struktur atas, beban mati tambahan, beban lajur, dan beban pejalan kaki.



Gambar 5.42 Beban Hydraulic Jack Pada Corbel

$$P_{\text{hydraulic jack}} = P_{BS} + P_{MT} + P_{TD} + P_{TP}$$

Berat sendiri baja dalam 1 bentang	$(W_{BS} 1)$	$= 508,86 \text{ kN}$
Gaya akibat berat sendiri baja	$(P_{BS} 1)$	$= 0,5 \times W_{BS1}$
		$= 0,5 \times 508,86$
		$= 254,43 \text{ kN}$
Berat sendiri beton dalam 1 bentang	$(W_{BS} 2)$	$= 1620 \text{ kN}$
Gaya akibat berat sendiri baja	$(P_{BS} 2)$	$= 0,5 \times W_{BS2}$
		$= 0,5 \times 1620$
		$= 810 \text{ kN}$
Beban akibat berat mati tambahan	(P_{MT})	$= 463,5 \text{ kN}$
Beban akibat beban lajur	(P_{TD})	$= 1185,1 \text{ kN}$
Beban akibat pejalan kaki	(P_{TP})	$= 150 \text{ kN}$
Jarak dari hydraulic jack ke titik tumpu (L_{BS} atas)		$= 250 \text{ mm}$

Pada Tabel 5.32 merupakan perhitungan pembebanan pada corbel sedangkan kombinasi pembebanan yang terjadi pada corbel dapat dilihat pada Tabel 5.33. Kombinasi Kuat I digunakan karena menghasilkan momen terbesar pada corbel.

Tabel 5.32 Rekapitulasi Pembebanan Pada Corbel

Jenis Beban	P (kN)	e (m)	M (kNm)
Berat sendiri	1064,4	-0,25	-266,1075
Beban mati tambahan	463,5	-0,25	-115,875
Beban lajur “D”	1185,1	-0,25	-296,275
Beban lalu lintas trotoar	150	-0,25	-37,5

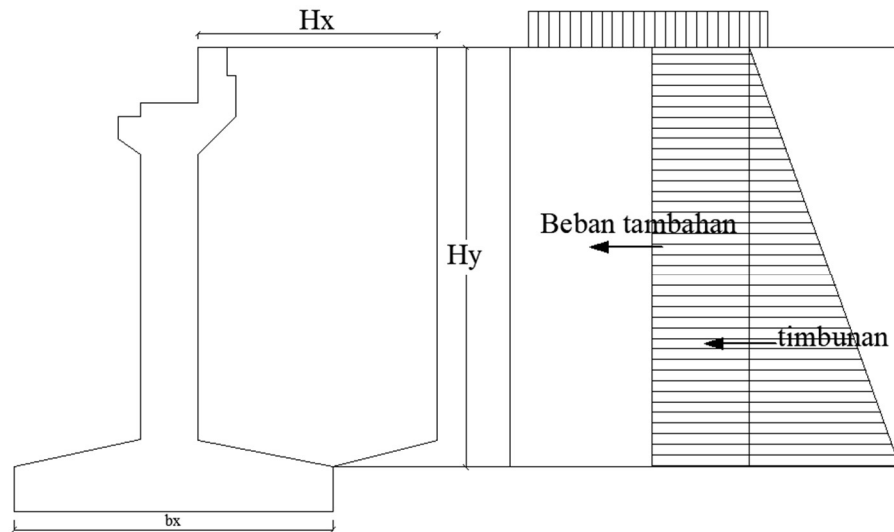
Tabel 5.33 Kombinasi Pembebanan Kuat I Pada Corbel

Jenis Beban	Faktor Beban	P (kN)	P_x (kN)	P_y (kN)	M_x (kNm)	P_y (kNm)
Berat sendiri	1,3	1383,759	0	0	-345,93975	kN
Beban mati tambahan	2	927	0	0	-231,75	0
Beban lajur “D”	2	2133,18	0	0	-533,295	0
Beban lalu lintas trotoar	2	270	0	0	-67,5	0
Jumlah		4713,94			-1178,48	

7. Pembebanan di Wing Wall

a. Tekanan tanah aktif (TA)

Berdasarkan SNI 1725:2016 tanah di wing wall mendapatkan beban tambahan sebesar 0,7Ws. Beban tambahan ini bekerja pada bagian tanah yang dilewati oleh lalu lintas secara merata.



Gambar 5.43 Tekanan Tanah Aktif Pada Wing Wall

Perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat sebagai berikut.

Berat volume tanah timbunan (W_s) $= 17,3 \text{ kN/m}^3$

Sudut gesek timbunan (Φ) $= 35^\circ$

Sudut geser antara urugan dan dinding (δ) $= 30^\circ$

Kohesi timbunan (C) $= 0 \text{ kN/m}^2$

Sudut timbunan pada garis horizontal (β) $= 0^\circ$

Sudut dinding pada garis horizontal (θ) $= 90^\circ$

Faktor pengurangan kekuatan ($K\phi^R$) $= 0,7$

Kedalaman timbunan (H) $= 8,862 \text{ m}$

Lebar timbunan (By') $= 4,755 \text{ m}$

$$\begin{aligned}\Gamma &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi+\delta) \sin(\Phi-\beta)}{\sin(\theta-\beta) \sin(\theta+\beta)}} \\ &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(35+30) \sin(35-0)}{\sin(90-0) \sin(90+)}} \\ &= 1,521\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Koefisien tekanan tanah aktif (Ka)} &= \frac{\sin^2(\theta+\Phi)}{\Gamma \times [\sin^2\theta \sin(\theta-\delta)]} \\ &= \frac{\sin^2(90+3)}{1,521 \times [\sin^2 90 \sin(90-30)]} \\ &= 0,436\end{aligned}$$

Gaya tekanan aktif :

$$\begin{aligned}\text{Akibat beban di atas} &= 0,7 \times W_s \times K_a \times H \times B_{y'} \\ &= 0,7 \times 17,3 \times 0,436 \times 8,862 \times 4,755 \\ &= 222,784 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Akibat beban timbunan} &= \frac{1}{2} \times W_s \times K_a \times H^2 \times B_{y'} \\ &= \frac{1}{2} \times 17,3 \times 0,436 \times 8,862^2 \times 4,755 \\ &= 1410,225 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Akibat kohesi timbunan} &= 2 \times C \times \sqrt{K_a} \times H \times B_{y'} \\ &= 2 \times 0 \times \sqrt{0,436} \times 8,862 \times 4,755 \\ &= 0\end{aligned}$$

Perhitungan Gaya tekanan tanah aktif dan momen yang terjadi di *wing wall* ditunjukkan pada Tabel 5.34.

Tabel 5.34 Rekapitulasi Gaya dan Momen Tekanan Tanah Aktif Pada *Wing Wall*

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P _{TA} (kN)	Lengan (m)	M _{TA} (kNm)
Akibat beban tambahan	-222,784	4,431	-987,158
Akibat timbunan	-1410,225	2,954	-4165,805
Akibat kohesi timbunan	0	4,431	0
Jumlah	-1633,009		-5152,963

b. Rekapitulasi Beban

Hasil rekapitulasi pembebanan pada *wing wall* terdapat pada Tabel 5.35.

Tabel 5.35 Rekapitulasi Beban *Wing Wall*

Jenis Beban	Notasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P	Px	Py	Mx	My
		kN	kN	kN	kNm	kNm
Tekanan Tanah Aktif	TA	0	-1633,01	0	-5152,963	0

c. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang dipilih pada *wing wall* adalah Kuat I. Kombinasi tersebut dipilih karena beban yang terjadi pada *wing wall* hanya ada tekanan tanah aktif. Hasil kombinasi pembebanan Kuat I dapat dilihat pada Tabel 5.36.

Tabel 5.36 Kombinasi Kuat I *Wing Wall*

Jenis Beban	Notasi	Kuat I	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
Tanah Aktif	TA	1,25	0	-2041,3	0	-6441,2	0
Jumlah				-2041,3		-6441,2	

8. Penulangan pada *Breast Wall*a. Kontrol stabilitas pengaruh *buckling* arah X

Beban terbesar pada arah X terjadi ketika kombinasi pembebanan Ekstrem I arah X.

$$\text{Gaya aksial (Pu)} = 9449,62 \text{ kN}$$

$$\text{Tinggi breast wall (Lc)} = 7,6 \text{ m}$$

$$\text{Tebal breast wall (bc)} = 1,3 \text{ m}$$

$$\text{Lebar breast wall (By)} = 12 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
\text{Inersia penampang } breast \text{ wall (Ib)} &= \frac{1}{12} \times By \times bc^3 \\
&= \frac{1}{12} \times 12 \times 1,3^3 \\
&= 2,197 \text{ m}^4 \\
\text{Modulus elastisitas beton (Ec)} &= 27805574,98 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Luas tampang } breast \text{ wall (Ac)} &= By \times bc \\
&= 12 \times 1,3 \\
&= 15,6 \text{ m}^2 \\
\text{Jari-jari inersia} &= \sqrt{\frac{Ib}{Ac}} \\
&= \sqrt{\frac{2,197}{15,6}} \\
&= 0,3752 \\
\text{Faktor panjang tekuk} &= 2,2 \\
\text{Angka kelangsingan} &= \frac{K \times Lc}{r} \\
&= \frac{2,2 \times 7,6}{0,3752} \\
&= 44,553
\end{aligned}$$

Angka kelangsingan = 44,553 > 22 maka pengaruh *buckling* perlu dipertimbangkan. Sehingga untuk menghindari terjadi buckling maka perlu adanya perbesaran momen ultimit.

$$\begin{aligned}
\text{Beban mati ultimit } breast \text{ wall (DL)} &= P_{BS} + P_{MT} \\
&= 1137,47 + 463,5 \\
&= 1600,965 \text{ kN} \\
\text{Beban lalu lintas ultimit } breast \text{ wall (LL)} &= P_{TD} + P_{TP} \\
&= 1185,1 + 150 \\
&= 1335,1 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Perbandingan beban mati ultimit dengan beban tetap (β_d)

$$\begin{aligned}
\beta_d &= \frac{DL}{DL+LL} \\
&= \frac{1600,965}{1600,965 + 1335,1} \\
&= 0,5453
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Kekakuan lentur } \textit{breast wall} (EI) &= \frac{0,4 \times E_c \times I_b}{1 + \beta d} \\
&= \frac{0,4 \times 27805574,98 \times 2,197}{1 + 0,5453} \\
&= 15813060,9 \text{ kNm}^2 \\
\text{Beban aksial kritis (Pc)} &= \frac{\pi^2 \times EI}{(K \times L_c)^2} \\
&= \frac{\pi^2 \times 15813060,9}{(2,2 \times 7,6)^2} \\
&= 558268,524 \text{ kN} \\
\text{Faktor perbesaran momen } (\delta) &= \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0,75 \times P_c}} \\
&= \frac{1}{1 - \frac{9477,3816}{0,75 \times 558268,524}} \\
&= 1,023 \\
\text{Momen ultimit setelah diperbesar (Mu)} &= \delta \times M_{ux} \\
\text{Hasil perbesaran momen dapat dilihat pada Tabel 5.37.}
\end{aligned}$$

Tabel 5.37 Rekapitulasi Momen Perbesaran Arah X *Breast Wall*

Kombinasi Beban	Pu (kN)	Mux (kNm)	Mu (kNm)
Kuat I	13454,920	21256,991	21747,815
Kuat II	12386,840	21031,896	21517,523
Kuat III	8648,560	20244,065	20711,500
Kuat IV	8648,560	20244,065	20711,500
Kuat V	8722,694	20244,065	20711,500
Ekstrem I Arah X	9449,620	24420,227	24984,090
Ekstrem I Arah Y	9449,620	23655,456	24201,660

b. Tulangan Pokok *Breast Wall*

Pada perhitungan penulangan *breast wall* diambil gaya dan momen dari setiap kombinasi yang nilai momennya sudah diperbesar seperti Tabel 5.37. Nilai yang digunakan untuk perhitungan *breast wall* berdasarkan sumbu X sebagai sumbu terlemah. Dalam mempermudah perhitungan

maka lebar tinjauan *breast wall* ditetapkan sebesar 1 m seperti Tabel 5.38 di bawah.

Tabel 5.38 Nilai Gaya dan Momen Pada Tinjauan Lebar *Breast Wall* 1 Meter

Kombinasi Beban	Pu (kN)	Mx (kNm)
Kuat I	1121,243	1812,318
Kuat II	1032,237	1793,127
Kuat III	720,713	1725,958
Kuat IV	720,713	1725,958
Kuat V	726,891	1725,958
Ekstrem I Arah X	787,468	2082,008
Ekstrem I Arah Y	787,468	2016,805

Mutu beton (f_c')	= 35 MPa
Tegangan leleh baja (f_y)	= 390 MPa
Lebar penampang (bc)	= 1000 mm
Tinggi <i>breast wall</i> (hc)	= 1300 mm
Lebar <i>breast wall</i> (By)	= 12 m
Luas Penampang (A_g)	= $bc \times hc$ = 1000×1300 = 1300000 mm^2
Modulus elastisitas baja (E_s)	= 200.000 MPa
Faktor distribusi tegangan (β_1)	= $0,85 - (\frac{f_c' - 2}{7}) \times 0,05$ = $0,85 - (\frac{35 - 2}{7}) \times 0,05$ = 0,80

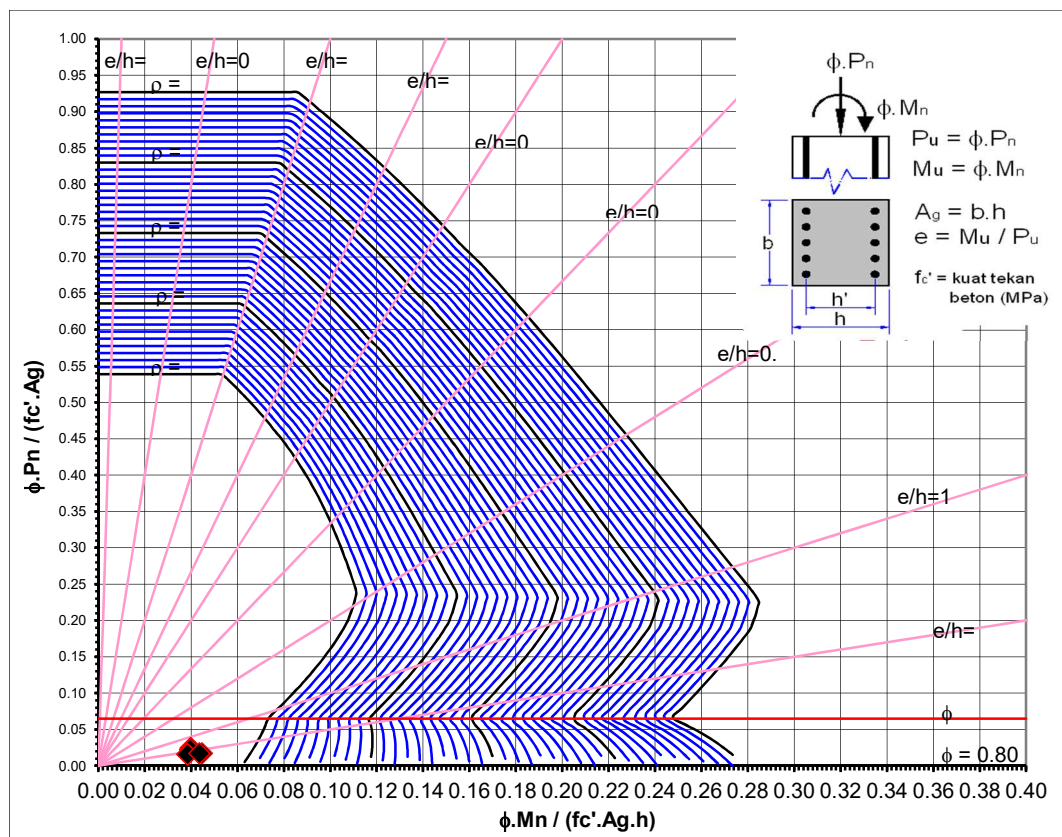
Dalam perhitungan kebutuhan tulangan ini menggunakan diagram interaksi kolom. Nilai P_n - M_n yang didapat dari analisis dicari nilai α dan β . Nilai α dan β dapat dilihat pada Tabel 5.39.

$$\alpha = \frac{\phi P_n}{f_c' \times A_g}$$

$$\beta = \frac{\phi M_n}{f_c \times A_g \times h}$$

Tabel 5.39 Rekapitulasi Mn-Pn untuk Diagram Interaksi Kolom

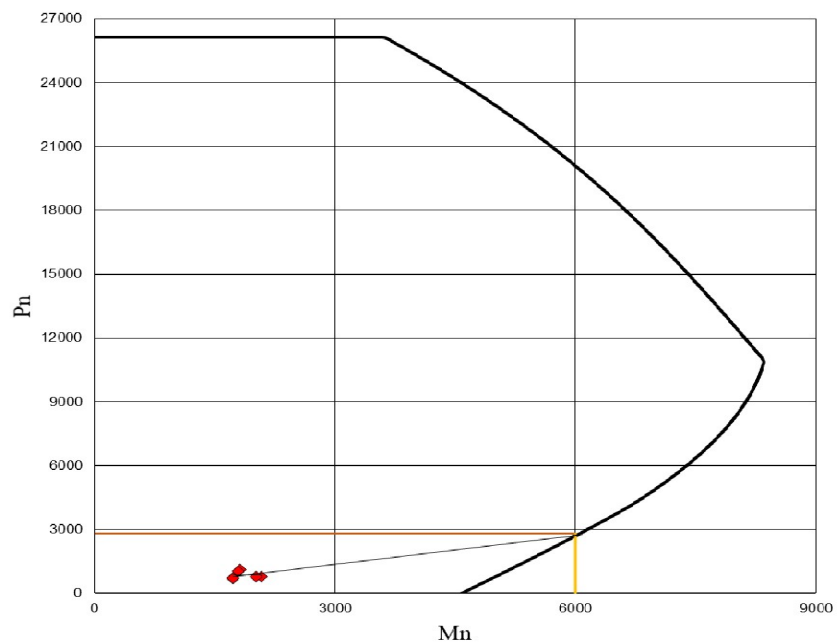
Kombinasi Beban	Lebar = 12 m		Lebar = 1 m		α	β
	P_u (kN)	M_u (kNm)	P_u (kN)	M_x (kNm)		
Kuat I	13454,9	21747,81	1121,24	1812,32	0,025	0,0306
Kuat II	12386,8	21517,52	1032,24	1793,13	0,023	0,0303
Kuat III	8648,6	20711,50	720,71	1725,96	0,016	0,0292
Kuat IV	8648,6	20711,50	720,71	1725,96	0,016	0,0292
Kuat V	8722,7	20711,50	726,89	1725,96	0,016	0,0292
Ekstrem I Arah X	9449,6	24984,09	787,47	2082,01	0,017	0,0352
Ekstrem I Arah Y	9449,6	24201,66	787,47	2016,81	0,017	0,0341



Gambar 5.44 Nilai α dan β Dalam Interaksi Kolom

Jarak tul. dengan sisi luar beton (d')	$= 100 \text{ mm}$
Tinggi efektif (d)	$= h - (2 \times d')$ $= 1300 - (2 \times 100)$ $= 1100 \text{ mm}$
d/h	$= \frac{d}{h}$ $= \frac{1100}{1300}$ $= 0,846 \approx 0,85$
Rasio tulangan yang diperlukan (ρ)	$= 1,0 \%$
Luas tulangan yang diperlukan (A_s)	$= \rho \times bc \times hc$ $= 1,0\% \times 1000 \times 1300$ $= 13000 \text{ mm}^2$
Diameter tulangan pokok (d_p)	$= 32 \text{ mm}$
Tulangan tekan = tarik	$= 0,5 \times A_s$ $= 0,5 \times 13000$ $= 6500 \text{ mm}^2$
Jarak tulangan perlu	$= \frac{\pi}{4} \times \frac{d_p^2 \times bc}{0,5A}$ $= \frac{\pi}{4} \times \frac{32^2 \times 1000}{6500}$ $= 124 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$
Jumlah lapis baja tulangan 1 sisi (n)	$= 2 \text{ lapis}$
Luas tulangan tekan dan tarik A_s	$= A_s'$ $= \frac{\pi}{4} \times n \times \frac{bc}{s} \times d_p^2$ $= \frac{\pi}{4} \times 2 \times \frac{1000}{100} \times 32^2$ $= 16085 \text{ mm}^2$
$A_s = A_s'$	$= 16085 \text{ mm}^2$
Luas tulangan total (A_{st})	$= 32170 \text{ mm}^2$
Rasio tulangan total (ρ_{total})	$= \frac{A_{st}}{bc \times hc}$ $= \frac{32170}{1000 \times 1300}$ $= 2,475 \%$

Berdasarkan gaya aksial dan momen arah x yang diplot pada diagram interaksi kolom dengan rasio tulangan 1%, nilai mn-pn berada di dalam garis. Dapat disimpulkan berdasarkan Gambar 5.45 bahwa tulangan yang dihitung dapat dikatakan aman dengan nilai Mn didapatkan sebesar 6000 kNm dan nilai Pn sebesar 2800 kN. Tulangan pokok yang digunakan untuk *breast wall* adalah D32 – 100.



Gambar 5.45 Nilai Mn-Pn dari Diagram Interaksi Kolom

c. Kontrol Pengaruh P-Delta

Gaya aksial (P_u) $= 2800 \text{ kN}$

Momen ultimit (M_u) $= 6000 \text{ kNm}$

$$\begin{aligned} \text{Inersia penampang } \textit{breast wall} (I_b) &= \frac{1}{12} \times bc \times hc^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 1,0 \times 1,3^3 \\ &= 0,183 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Modulus elastisitas beton (E_c) $= 27805574,98 \text{ kN/m}^2$

Faktor modifikasi respon (R) $= 2$

Periode getar arah x (T) $= 0,139 \text{ detik}$

$$\text{Periode panjang (Ts)} = 0,73 \text{ detik}$$

$$1,25 \text{ Ts} = 0,9125 \text{ detik}$$

Nilai $T < 1,25T_s$ sehingga R_d dihitung menggunakan rumus berikut:

$$\begin{aligned} R_d &= \left(1 - \frac{1}{R}\right) \times \frac{1,25 T_s}{T} + \frac{1}{R} \\ &= \left(1 - \frac{1}{2}\right) \times \frac{0,9125}{0,139} + \frac{1}{2} \\ &= 3,773 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta e &= \frac{Mu \times L}{Ec \times I_c} \\ &= \frac{6000 \times 7,6}{27805574,98 \times 0,183} \\ &= 0,0681 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta &= R_d \times \Delta e \\ &= 3,773 \times 0,0681 \\ &= 0,256 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta P_u &= P_u \times \Delta \\ &= 2800 \times 0,256 \\ &= 719,166 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,25\phi M_n &= 0,25 \times \phi \times M_n \\ &= 0,25 \times 0,8 \times 6000 \\ &= 1200 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2833:2016 bahwa pilar harus memenuhi persyaratan $\Delta P_u < 0,25\phi M_n$. Sehingga control P-Delta pada *breast wall* aman.

d. Pembesian Tulangan Geser

$$\text{Gaya aksial (Pu)} = 2800 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit (Mu)} = 6000 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya Geser rencana (Vu)} &= \frac{Mu}{L} \\ &= \frac{6000 \times 10^6}{7600} \\ &= 789473,68 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Diameter tul. sengkang (ds)} = 13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
\text{Lebar tinjauan (b)} &= 1000 \text{ mm} \\
\text{Tinggi } breast \text{ wall (H)} &= 1300 \text{ mm} \\
\text{Luas satu tulangan (Ad1)} &= \frac{\pi}{4} \times ds^2 \\
&= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \\
&= 132,732 \text{ mm}^2 \\
\text{Luas penampang (Ag)} &= b \times H \\
&= 1000 \times 1300 \\
&= 1300000 \text{ mm}^2 \\
\text{Jarak tul. dengan sisi luar beton (d')} &= 100 \text{ mm} \\
\text{Tinggi efektif (d)} &= 1100 \text{ mm} \\
\text{Kuat geser beton (Vc)} &= \left(1 + \frac{Pu}{14 \times Ag}\right) \times \frac{\sqrt{f'c}}{6} \times b \times d \\
&= \left(1 + \frac{2800000}{14 \times 1,3 \times 10^6}\right) \times \frac{\sqrt{35}}{6} \times 1000 \times 1100 \\
&= 1251478,416 \text{ N} \\
\phi Vc &= 0,7 \times Vc \\
&= 0,7 \times 1251478,416 \\
&= 876034,891 \text{ N}
\end{aligned}$$

$\phi Vc > Vu$ sehingga perhitungan gaya geser sudah aman sehingga tulangan geser dapat menggunakan geser minimum.

Syarat tulangan geser:

$$\begin{aligned}
S_{min \ 1} &= 0,5 \times H \\
&= 0,5 \times 1300 \\
&= 650 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$S_{min \ 2} = 300 \text{ mm}$$

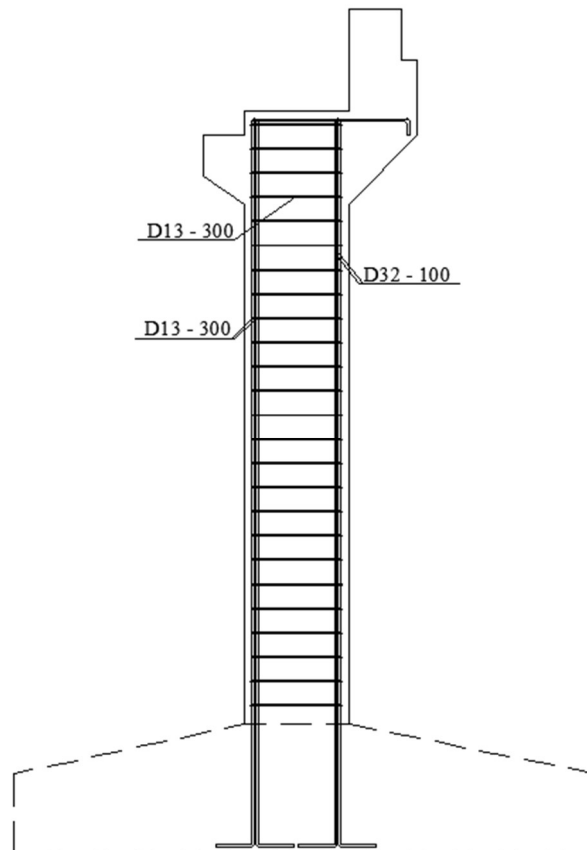
$$S \text{ tulangan geser} = 300 \text{ mm}$$

Jarak terkecil dari kedua syarat S_{min} adalah 300 mm sehingga tulangan geser pada *breast wall* menggunakan tulangan D13 – 300.

Berdasarkan perhitungan tulangan *breast wall* tulangan yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.40 berikut.

Tabel 5.40 Rekapitulasi Tulangan Pada *Breast Wall*

Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
Tulangan Pokok	2D32 – 100
Tulangan geser	D13 – 300

**Gambar 5.46 Penulangan *Breast Wall***

9. Penulangan pada *Back Wall*

a. *Back Wall* Bawah

1) Perencanaan *back wall* bawah

Perencanaan *back wall* bawah dihitung berdasarkan sumbu X nya. Lebar dari *back wall* mencapai 12 meter maka untuk memudahkan perhitungan digunakan lebar tinjauan sebesar 1 meter. Perhitungan

gaya dan momen akibat Kuat I dapat dilihat menjadi seperti pada Tabel 5.41 berikut.

Tabel 5.41 Gaya dan Momen *Back Wall* Bawah Tinjauan 1 Meter

Kombinasi Pembebanan	Lebar = 12 m			Lebar = 1 m		
	P	Hx	Mx	P	Hx	Mx
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
Kuat I	449,84	-218,40	-155,94	37,49	-18,20	-12,99

Momen ultimit (Mx) = 155,94 kNm

Gaya geser ultimit (Vx) = 218,40 kN

Tebal *back wall* bawah (b2) = 0,85 m

Lebar *back wall* bawah (By) = 12 m

Kuat tekan beton (fc') = 35 MPa

Tegangan leleh baja (fy) = 390 MPa

Momen ultimit selebar 1 m (Mu) = 12,99 kNm

Gaya geser ultimit selebar 1 m (Vu) = 18,20 kN

2) Tulangan Lentur

Lebar tinjauan (b) = 1000 mm

Momen ultimit selebar 1 m (Mu) = 12,99 kNm

Tebal beton (b2) = 850 mm

Modulus elastisitas baja (E) = 200.000 MPa

Diameter pokok (dp) = 16 mm

Diameter bagi (ds) = 13 mm

Jarak tul dengan sisi luar beton (d')

Tinggi efektif (d)
= b2 – d'
= 850 – 50
= 800 mm

Faktor distribusi tegangan (β_1) = $0,85 - \left(\frac{f_c' - 2}{7}\right) \times 0,05$
= $0,85 - \left(\frac{35 - 28}{7}\right) \times 0,05$

$$= 0,80$$

$$\begin{aligned}\text{Rasio tul } balance (\rho b) &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_{c'}}{f_y} \times \left(\frac{600}{600+f_y}\right) \\ &= 0,8 \times 0,85 \times \frac{35}{390} \times \left(\frac{600}{600+90}\right) \\ &= 0,03698\end{aligned}$$

Faktor tahanan momen maks (Rmax)

$$\begin{aligned}R_{\max} &= 0,75 \times \rho b \times f_y \times \left[1 - \left(0,5 \times 0,75 \times \rho b \times \frac{f_y}{0,85 \times f_c}\right)\right] \\ &= 0,75 \times 0,04 \times 390 \times \left[1 - \left(0,5 \times 0,75 \times 0,04 \times \frac{390}{0,85 \times 35}\right)\right] \\ &= 8,851\end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi lentur } \phi = 0,8$$

$$\begin{aligned}\text{Momen nominal rencana (Mn)} &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{12,99}{0,8} \\ &= 16,24 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{16,24 \times 10^6}{1000 \times 800^2} \\ &= 0,0254 < R_{\max} \text{ (Aman)}\end{aligned}$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned}\rho &= 0,85 \times \frac{f_{c'}}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{Rn}{0,85 \times f_{c'}}}\right] \\ &= 0,85 \times \frac{35}{390} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{0,0254}{0,85 \times 35}}\right] \\ &= 0,0000651\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Rasio tul min } (\rho_{\min}) &= 0,25\% \times \frac{1,4}{f_y} \\ &= 0,25\% \times \frac{1,4}{390} \\ &= 0,00090\end{aligned}$$

$$\text{Rasio tul pakai } (\rho) = 0,00090$$

$$\begin{aligned}\text{Luas tul perlu (As)} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00090 \times 1000 \times 800\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 718 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jarak tul perlu (s)} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times dp^2 \times b}{As} \\
 &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{718} \\
 &= 280,051 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tul pakai (s)} = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan pakai} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times dp^2 \times b}{s} \\
 &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{200} \\
 &= 1005,3 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan pokok menggunakan D16 – 200.

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan bagi perlu (As')} &= 0,5 \times As \\
 &= 0,5 \times 1005,3 \\
 &= 502,65 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tul bagi perlu (s')} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times ds^2 \times b}{As} \\
 &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 13^2 \times 1000}{502,65} \\
 &= 264,063 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tul bagi pakai (s')} = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan pakai} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times ds^2 \times b}{s} \\
 &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 13^2 \times 1000}{200} \\
 &= 663,66 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan bagi *back wall* bawah menggunakan D13 – 200.

3) Tulangan Geser

$$\text{Gaya geser ultimit (Vu)} = 18200 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser beton (Vc)} &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 1000 \times 800 \\
 &= 788810,64 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\phi Vc = 0,7 \times Vc$$

$$= 0,7 \times 788810,64$$

$$= 552167,45 \text{ N}$$

$\phi V_c > V_u$ sehingga *back wall* bawah tidak perlu tulangan geser.

b. *Back Wall* Atas

1) Perencanaan *back wall* atas

Perencanaan *back wall* atas menggunakan lebar tinjauan sebesar 1 meter agar memudahkan perencanaan. Perhitungan gaya dan momen akibat Kuat I dapat dilihat menjadi seperti pada Tabel 5.42 berikut.

Tabel 5.42 Gaya dan Momen *Back Wall* Atas Tinjauan 1 Meter

Kombinasi Pembebanan	Lebar = 12 m			Lebar = 1 m		
	P	Hx	Mx	P	Hx	Mx
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
Kuat I	153,56	-60,50	-17,11	12,797	-5,04	-1,425

$$\text{Momen ultimit (Mx)} = 17,11 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser ultimit (Vx)} = 60,50 \text{ kN}$$

$$\text{Tebal } \textit{back wall} \text{ atas (b1)} = 0,65 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } \textit{back wall} \text{ atas (By)} = 12 \text{ m}$$

$$\text{Kuat tekan beton (fc')} = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja (fy)} = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Momen ultimit selebar 1 m (Mu)} = 1,425 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser ultimit selebar 1 m (Vu)} = 5,04 \text{ kN}$$

2) Tulangan Lentur

$$\text{Lebar tinjauan (b)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Momen ultimit selebar 1 m (Mu)} = 1,425 \text{ kNm}$$

$$\text{Tebal beton (b2)} = 650 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja (E)} = 200.000 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter pokok (dp)} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter bagi (ds)} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tul dengan sisi luar beton (d')} = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Tinggi efektif (d)} &= b_2 - d' \\ &= 650 - 50 \\ &= 600 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Faktor distribusi tegangan } (\beta_1) &= 0,85 - \left(\frac{f_{c'} - 28}{7}\right) \times 0,05 \\ &= 0,85 - \left(\frac{35 - 28}{7}\right) \times 0,05 \\ &= 0,80\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Rasio tul } balance (\rho_b) &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_{c'}}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y}\right) \\ &= 0,8 \times 0,85 \times \frac{35}{390} \times \left(\frac{600}{600 + 90}\right) \\ &= 0,03698\end{aligned}$$

$$\text{Faktor tahanan momen maks (Rmax)}$$

$$\begin{aligned}R_{max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left[1 - \left(0,5 \times 0,75 \times \rho_b \times \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}}\right)\right] \\ &= 0,75 \times 0,04 \times 390 \times \left[1 - \left(0,5 \times 0,75 \times 0,04 \times \frac{390}{0,85 \times 35}\right)\right] \\ &= 8,851\end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi lentur } \phi = 0,8$$

$$\begin{aligned}\text{Momen nominal rencana (Mn)} &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{1,425}{0,8} \\ &= 1,7823 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{1,7823 \times 10^6}{1000 \times 600^2} \\ &= 0,00495 < R_{max} \text{ (Aman)}\end{aligned}$$

$$\text{Rasio tulangan perlu}$$

$$\begin{aligned}\rho &= 0,85 \times \frac{f_{c'}}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{Rn}{0,85 \times f_{c'}}}\right] \\ &= 0,85 \times \frac{35}{390} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{0,00495}{0,85 \times 35}}\right] \\ &= 0,00001\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Rasio tul min } (\rho_{\min}) &= 0,25\% \times \frac{1,4}{f_y} \\
&= 0,25\% \times \frac{1,4}{390} \\
&= 0,00090 \\
\text{Rasio tul pakai } (\rho) &= 0,00090 \\
\text{Luas tul perlu } (A_s) &= \rho \times b \times d \\
&= 0,00090 \times 1000 \times 600 \\
&= 538,46 \text{ mm}^2 \\
\text{Jarak tul perlu } (s) &= \frac{\frac{\pi}{4} \times d_p^2 \times b}{A_s} \\
&= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{538,46} \\
&= 373,401 \text{ mm} \\
\text{Jarak tul pakai } (s) &= 200 \text{ mm} \\
\text{Luas tulangan pakai} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times d_p^2 \times b}{s} \\
&= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{200} \\
&= 1005,3 \text{ mm}^2 \\
\text{Tulangan pokok menggunakan D16 – 200.} \\
\text{Luas tulangan bagi perlu } (A_s') &= 0,5 \times A_s \\
&= 0,5 \times 1005,3 \\
&= 502,65 \text{ mm}^2 \\
\text{Jarak tul bagi perlu } (s') &= \frac{\frac{\pi}{4} \times d_s^2 \times b}{A_s} \\
&= \frac{\frac{\pi}{4} \times 13^2 \times 1000}{502,65} \\
&= 264,063 \text{ mm} \\
\text{Jarak tul bagi pakai } (s') &= 200 \text{ mm} \\
\text{Luas tulangan pakai} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times d_s^2 \times b}{s} \\
&= \frac{\frac{\pi}{4} \times 13^2 \times 1000}{200} \\
&= 663,66 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Tulangan bagi *back wall* atas menggunakan D13 – 200.

3) Tulangan Geser

$$\text{Gaya geser ultimit (Vu)} = 5041,30 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser beton (Vc)} &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 1000 \times 600 \\ &= 591607,98 \text{ N} \end{aligned}$$

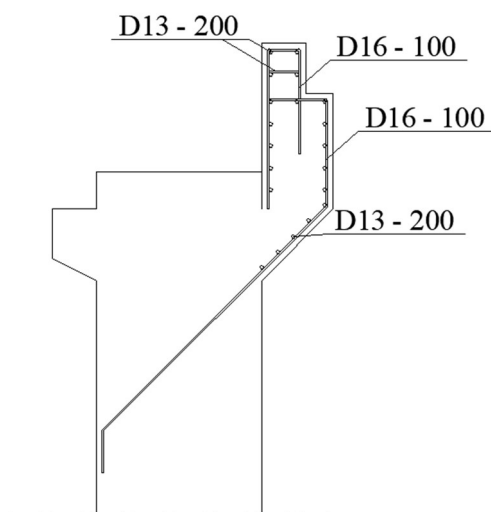
$$\begin{aligned} \phi Vc &= 0,7 \times Vc \\ &= 0,7 \times 591607,98 \\ &= 414125,58 \text{ N} \end{aligned}$$

$\phi Vc > Vu$ sehingga *back wall* atas tidak perlu tulangan geser .

Pada Tabel 5.43 dapat dilihat hasil rekapitulasi tulangan yang digunakan untuk *back wall*.

Tabel 5.43 Rekapitulasi Tulangan Pada *Back Wall*

Bagian Abutment	Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
<i>Back wall</i> atas	Tulangan Pokok	D16 – 100
	Tulangan bagi	D13 – 200
<i>Back wall</i> bawah	Tulangan pokok	D16 – 100
	Tulangan bagi	D13 – 200



Gambar 5.47 Penulangan *Back Wall* Atas dan Bawah

10. Penulangan pada Corbel

a. Perencanaan corbel

Perencanaan corbel menggunakan lebar tinjauan sebesar 1 meter agar memudahkan perencanaan. Perhitungan gaya dan momen akibat Kuat I pada corbel dapat dilihat menjadi seperti pada Tabel 5.44 berikut.

Tabel 5.44 Gaya dan Momen Corbel Tinjauan 1 Meter

Kombinasi Pembebanan	Lebar = 12 m			Lebar = 1 m		
	P	Hx	Mx	P	Hx	Mx
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
Kuat I	4713,94	0	-1178,48	392,83	0	-98,21

Momen ultimit (M_x) = 1178,48 kNm

Gaya geser ultimit (V_x) = 4713,94 kN

Tebal corbel (h_c) = 0,85

Eksentrisitas beban (e) = 0,25 m

Lebar corbel (B_y) = 12 m

Kuat tekan beton (f_c') = 35 MPa

Tegangan leleh baja (f_y) = 390 MPa

Momen ultimit selebar 1 m (M_u) = 98,21 kNm

Gaya geser ultimit selebar 1 m (V_u) = 392,83 kN

b. Tulangan Lentur

Lebar tinjauan (b) = 1000 mm

Momen ultimit selebar 1 m (M_u) = 98,21 kNm

Tebal beton (b_2) = 850 mm

Modulus elastisitas baja (E) = 200.000 MPa

Diameter pokok (d_p) = 16 mm

Diameter bagi (d_s) = 13 mm

Jarak tul dengan sisi luar beton (d') = 50 mm

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi efektif (d)} &= b_2 - d' \\
 &= 850 - 50 \\
 &= 800 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor distribusi tegangan } (\beta_1) &= 0,85 - \left(\frac{f_{c'} - 28}{7}\right) \times 0,05 \\
 &= 0,85 - \left(\frac{35 - 28}{7}\right) \times 0,05 \\
 &= 0,80
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio tul } balance (\rho_b) &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_{c'}}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y}\right) \\
 &= 0,8 \times 0,85 \times \frac{35}{390} \times \left(\frac{600}{600 + 90}\right) \\
 &= 0,03698
 \end{aligned}$$

Faktor tahanan momen maks (Rmax)

$$\begin{aligned}
 R_{max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left[1 - \left(0,5 \times 0,75 \times \rho_b \times \frac{f_y}{0,85 \times f_c}\right)\right] \\
 &= 0,75 \times 0,04 \times 390 \times \left[1 - \left(0,5 \times 0,75 \times 0,04 \times \frac{390}{0,85 \times 35}\right)\right] \\
 &= 8,851
 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi lentur } \phi = 0,8$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen nominal rencana (Mn)} &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{98,21}{0,8} \\
 &= 122,76 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\
 &= \frac{122,76 \times 10^6}{1000 \times 800^2} \\
 &= 0,191 < R_{max} \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,85 \times \frac{f_{c'}}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{Rn}{0,85 \times f_{c'}}}\right] \\
 &= 0,85 \times \frac{35}{390} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{0,191}{0,85 \times 35}}\right] \\
 &= 0,00049
 \end{aligned}$$

$$\text{Rasio tul min } (\rho_{min}) = 0,25\% \times \frac{1,4}{f_y}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,25\% \times \frac{1,4}{390} \\
&= 0,00090 \\
\text{Rasio tul pakai } (\rho) &= 0,00090 \\
\text{Luas tul perlu } (A_s) &= \rho \times b \times d \\
&= 0,00090 \times 1000 \times 800 \\
&= 717,949 \text{ mm}^2 \\
\text{Jarak tul perlu } (s) &= \frac{\frac{\pi}{4} \times dp^2 \times b}{A_s} \\
&= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{717,949} \\
&= 280,051 \text{ mm} \\
\text{Jarak tul pakai } (s) &= 200 \text{ mm} \\
\text{Luas tulangan pakai} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times dp^2 \times b}{s} \\
&= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{200} \\
&= 1005,3 \text{ mm}^2 \\
\text{Tulangan pokok menggunakan D16} &- 200. \\
\text{Luas tulangan bagi perlu } (A_s') &= 0,5 \times A_s \\
&= 0,5 \times 1005,3 \\
&= 502,65 \text{ mm}^2 \\
\text{Jarak tul bagi perlu } (s') &= \frac{\frac{\pi}{4} \times ds^2 \times b}{A_s} \\
&= \frac{\frac{\pi}{4} \times 13^2 \times 1000}{502,65} \\
&= 264,063 \text{ mm} \\
\text{Jarak tul bagi pakai } (s') &= 150 \text{ mm} \\
\text{Luas tulangan pakai} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times ds^2 \times b}{s} \\
&= \frac{\frac{\pi}{4} \times 13^2 \times 1000}{150} \\
&= 884,88 \text{ mm}^2 \\
\text{Tulangan bagi } \textit{back wall} \text{ bawah menggunakan D13} &- 150.
\end{aligned}$$

c. Tulangan Geser

$$\text{Gaya geser ultimit (Vu)} = 392828,25 \text{ N}$$

$$\text{Momen ultimit selebar (Mu)} = 98207062,5 \text{ Nmm}$$

$$\text{Diameter tul sengkang (ds)} = 13 \text{ mm}$$

$$\frac{Vu \times d}{Mu} = \frac{392828,25 \times 800}{98207062,5} = 3,20$$

Berdasarkan RSNI T-12-2004 nilai $\frac{Vu \times d}{Mu} < 1$, apabila nilainya lebih dari 1 maka dapat menggunakan nilai 1.

$$\begin{aligned} \text{Rasio tul pakai } (\rho) &= \frac{\text{Aspakai}}{b \times d} \\ &= \frac{1005,3}{1000 \times 700} \\ &= 0,0014 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser beton maks (Vcmaks)} &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 1000 \times 800 \\ &= 788811 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser beton

$$\begin{aligned} (Vc) &= \left(\sqrt{f'c} + 120 \times \rho \times \frac{Vu \times d}{Mu} \right) \times \frac{b \times d}{7} \\ &= \left(\sqrt{35} + 120 \times 0,0014 \times 1 \right) \times \frac{1000 \times 800}{7} \\ &= 693357 \text{ N} \end{aligned}$$

$$Vc \text{ pakai} = 693357 \text{ N}$$

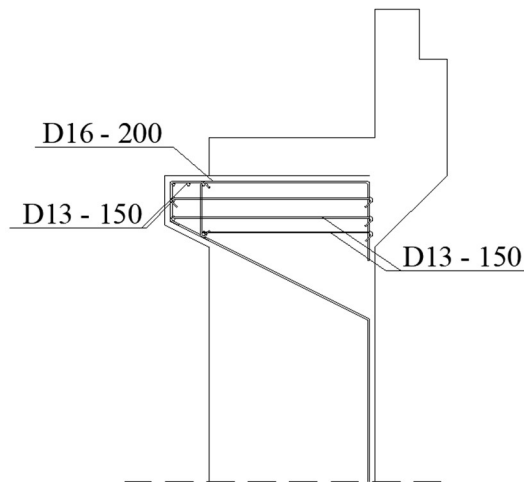
$$\begin{aligned} \phi Vc &= 0,7 \times Vc \\ &= 0,7 \times 693357 \\ &= 485350,10 \text{ N} \end{aligned}$$

$\phi Vc > Vu$ sehingga corbel tidak perlu tulangan geser .

Berikut merupakan rekapitulasi tulangan pada corbel dapat dilihat pada Tabel 5.45.

Tabel 5.45 Rekapitulasi Tulangan Pada Corbel

Bagian Abutment	Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
Corbel	Tulangan Pokok	D16 – 200
	Tulangan bagi	D13 – 150

**Gambar 5.48 Penulangan Corbel**

11. Penulangan pada *Wing Wall*

a. Perencanaan *Wing Wall*

Perencanaan *wing wall* menggunakan lebar tinjauan sebesar 1 meter agar memudahkan perencanaan. Perhitungan gaya dan momen akibat Kuat I pada *wing wall* dapat dilihat menjadi seperti pada Tabel 5.46 berikut.

Tabel 5.46 Gaya dan Momen *Wing Wall* Atas Tinjauan 1 Meter

Kombinasi Pembebanan	Lebar = 5,40 m			Lebar = 1 m		
	P	H _x	M _x	P	H _x	M _x
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
Kuat I	0	-2041,3	-6441,2	0	-429,28	-1354,6

$$\text{Momen ultimit (M}_x\text{)} = 6441,2 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser ultimit (V}_x\text{)} = 2041,3 \text{ kN}$$

Tebal <i>wing wall</i> (hw)	= 0,50
Lebar <i>wing wall</i> (Hx)	= 4,755 m
Kuat tekan beton (fc')	= 35 MPa
Tegangan leleh baja (fy)	= 390 MPa
Momen ultimit selebar 1 m (Mu)	= 1354,6 kNm
Gaya geser ultimit selebar 1 m (Vu)	= 429,28 kN

b. Tulangan Lentur

Lebar tinjauan (b)	= 1000 mm
Momen ultimit selebar 1 m (Mu)	= 1354,6 kNm
Tebal beton (bw)	= 500 mm
Modulus elastisitas baja (E)	= 200.000 MPa
Diameter pokok (dp)	= 32 mm
Diameter bagi (ds)	= 25 mm
Jarak tul dengan sisi luar beton (d')	= 35 mm
Tinggi efektif (d)	= b2 – d'
	= 500 – 35
	= 465 mm

Faktor distribusi tegangan (β_1)	$= 0,85 - \left(\frac{f_{c'} - 28}{7}\right) \times 0,05$ $= 0,85 - \left(\frac{35 - 28}{7}\right) \times 0,05$ $= 0,80$
--	--

Rasio tul <i>balance</i> (ρ_b)	$= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_{c'}}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + \dots}\right)$ $= 0,8 \times 0,85 \times \frac{35}{390} \times \left(\frac{600}{600 + 90}\right)$ $= 0,03698$
---------------------------------------	--

Faktor tahanan momen maks (Rmax)	
Rmax	$= 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left[1 - \left(0,5 \times 0,75 \times \rho_b \times \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}}\right)\right]$ $= 0,75 \times 0,04 \times 390 \times \left[1 - \left(0,5 \times 0,75 \times 0,04 \times \frac{390}{0,85 \times 35}\right)\right]$ $= 8,851$

Faktor reduksi lentur ϕ	= 0,8
------------------------------	-------

$$\begin{aligned}
 \text{Momen nominal rencana (Mn)} &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{1354,62}{0,8} \\
 &= 1693,27 \text{ kNm} \\
 \text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\
 &= \frac{1693,27 \times 10^6}{1000 \times 465^2} \\
 &= 7,831 < R_{\max} \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{Rn}{0,85 \times f_c}} \right] \\
 &= 0,85 \times \frac{35}{390} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{7,831}{0,85 \times 35}} \right] \\
 &= 0,0238
 \end{aligned}$$

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

$$\text{Rasio tul pakai } (\rho) = 0,0238$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tul perlu (As)} &= \rho \times b \times h' \\
 &= 0,0238 \times 1000 \times 465 \\
 &= 11061,893 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tul perlu (s)} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times dp^2 \times b}{As} \\
 &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 32^2 \times 1000}{11061,893} \\
 &= 72,704 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tul pakai (s)} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan pakai} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times dp^2 \times b}{s} \\
 &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 32^2 \times 1000}{100} \\
 &= 8042,48 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan pokok menggunakan D32 – 100.

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan bagi perlu (As')} &= 0,5 \times A_s \\
 &= 0,5 \times 8042,18 \\
 &= 4021,24 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tul bagi perlu (s')} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times d_s^2 \times b}{A_s} \\
 &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 25^2 \times 1000}{4021,24} \\
 &= 122,070 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tul bagi pakai (s')} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan pakai} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times d_s^2 \times b}{s} \\
 &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 25^2 \times 1000}{100} \\
 &= 4908,74 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan bagi *back wall* bawah menggunakan D25 – 100.

c. Tulangan Geser

$$\text{Gaya geser ultimit (Vu)} = 429287,47 \text{ N}$$

$$\text{Diameter tul sengkang (ds)} = 13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser beton maks (Vcmaks)} &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 1000 \times 465 \\
 &= 458496,18 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,7 \times V_c \\
 &= 0,7 \times 458496,18 \\
 &= 320947,33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$\phi V_c < V_u$ sehingga *wing wall* perlu tulangan geser.

$$\begin{aligned}
 \phi V_s &= V_u - \phi V_c \\
 &= 429287,47 - 320947,33 \\
 &= 108340,14 \text{ N}
 \end{aligned}$$

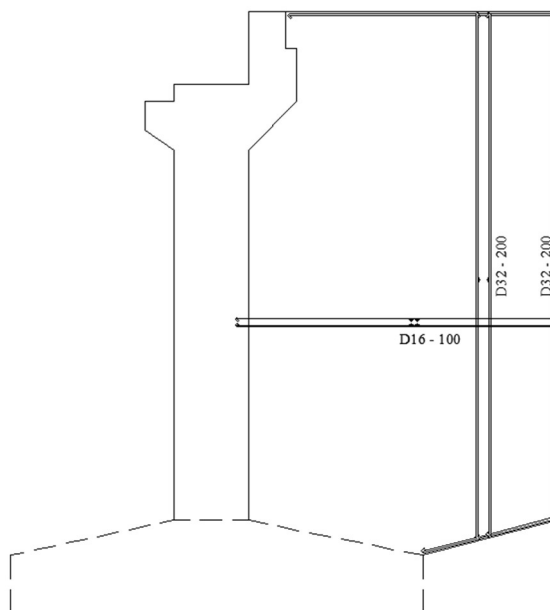
$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{\phi V_s}{\phi} \\
 &= \frac{108340,14}{0,7} \\
 &= 154771,63 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan geser (Asv)} &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s_y} \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{300} \\
 &= 442,44 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jarak tulangan perlu (S)} &= \frac{Asv \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{442,44 \times 390 \times 465}{154771,63} \\
 &= 518,42 \text{ mm} \\
 &= 500 \text{ mm} \\
 S_{\min} &= 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan rekapitulasi tulangan pada *wing wall* dapat dilihat pada Tabel 5.47.

Tabel 5.47 Rekapitulasi Tulangan Pada *Wing Wall*

Bagian Abutment	Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
	Tulangan Pokok	D32 – 100
	Tulangan bagi	D25 – 100
	Tulangan geser	D13 – 500

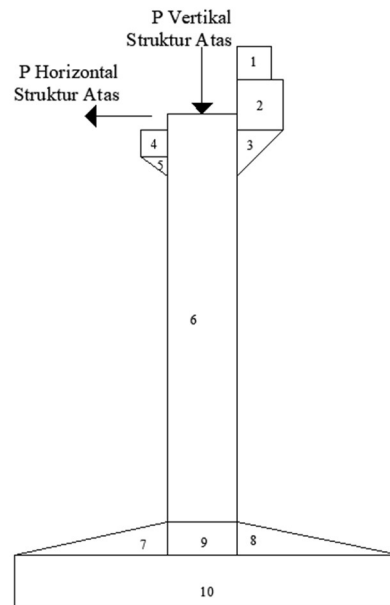


Gambar 5.49 Penulangan *Wing Wall*

12. Pembebanan Pada *Pile Cap*

a. Berat mati sendiri

1) Struktur atas



Gambar 5.50 Pembebanan Berat Mati Struktur Atas Pada *Pile Cap*

$$P_{BS1} = 2274,93 \text{ kN}$$

$$e = 0,1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{BS1} &= 0,5 P_{BS} \times e \\ &= 1137,465 \times 0,1 \\ &= 113,7465 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Berat mati sendiri abutment dan *pile cap*

Pembebanan beban mati sendiri abutment dan *pile cap* dapat dilihat pada Tabel 5.48.

Tabel 5.48 Perhitungan Berat Mati Sendiri Abutment dan *Pile Cap*

No	ys	P	T	L	Shape	V	Berat P _{BS2}	Lengan Momen	Momen X
		m	m	m		m ³	kN		kNm
1	24	0,65	0,631	12	1	4,9218	118,123	0,975	115,1701
2	24	0,85	0,931	12	1	9,4962	227,9088	1,075	245,002
3	24	0,85	0,85	12	0,5	4,335	104,04	0,93	97,104
4	24	0,5	0,5	12	1	3	72	-0,9	-64,8
5	24	0,5	0,35	12	0,5	1,05	25,2	-0,9	-22,68
6	24	1,3	7,6	12	1	118,56	2845,44	0	0
7	24	5,35	0,61	12	0,5	19,581	469,944	-2,43	-1143,53
8	24	5,35	0,61	12	0,5	19,581	469,944	2,43	1143,53
9	24	1,3	0,61	12	1	9,516	228,384	0	0
10	24	7,2	1	12	1	86,4	2073,6	0	0
Jumlah							6634,584		369,7961

$$P_{BS2} = 6634,584 \text{ kN}$$

$$M_{BS2} = 369,796 \text{ kNm}$$

b. Berat Mati Tambahan

1) Struktur atas (MT)

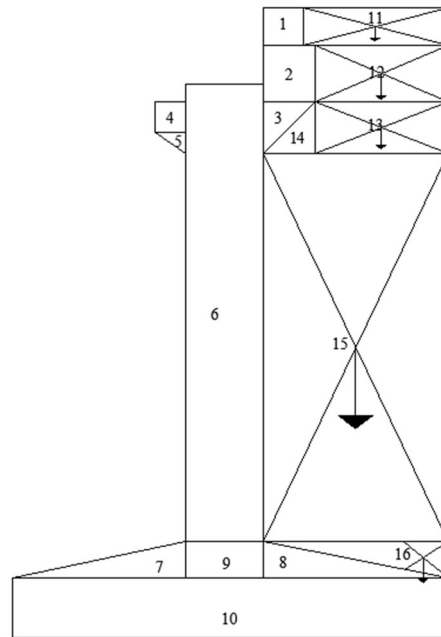
$$P_{MT1} = 927 \text{ kN}$$

$$e = 0,1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{MT1} &= 0,5P_{MT1} \times e \\
 &= 463,5 \times 0,1 \\
 &= 46,35 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2) Akibat timbunan belakang abutment

Pembebanan beban mati tambahan akibat tanah timbunan yang berada di atas *pile cap* dapat dilihat pada Gambar 5.51 dan perhitungan gaya yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 5.49.



Gambar 5.51 Berat Mati Tambahan Akibat Timbunan di Atas *Pile Cap*

Tabel 5.49 Momen Mati Tambahan Akibat Timbunan di Atas *Pile Cap*

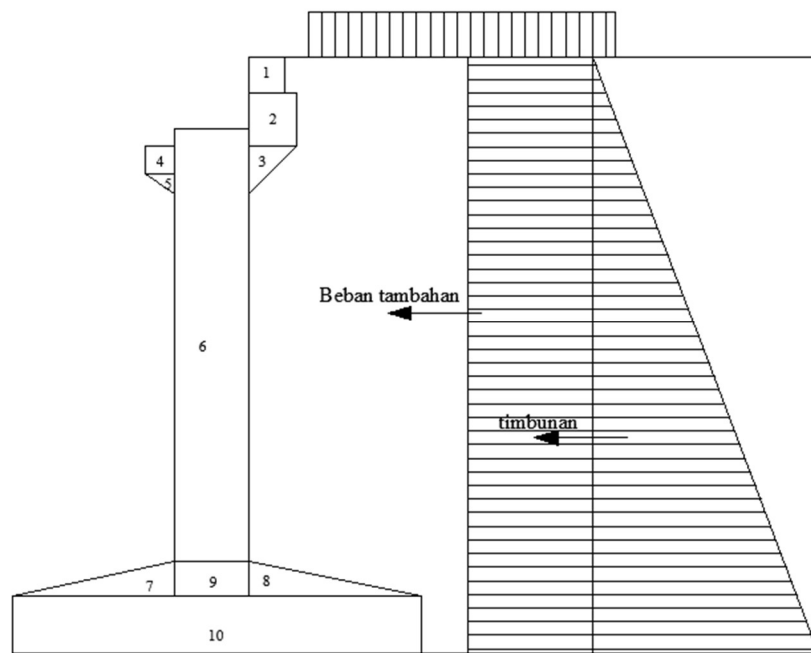
No	γ_s	P	T	L	Shape	V	Berat PMT 2	Lengan Momen	Momen X
		m	m	m		m ³	kN		kNm
11	17,3	2,4	0,631	12	1	18,1728	314,389	2,50	785,97
12	17,3	2,2	0,931	12	1	24,5784	425,206	2,60	1105,54
13	17,3	2,2	0,85	12	1	22,44	388,212	2,12	821,72
14	17,3	0,85	0,85	12	0,5	8,67	149,991	1,08	161,24
15	17,3	3,05	6,45	12	1	236,07	4084,011	2,68	10958,76
16	17,3	3,05	0,61	12	0,5	11,163	193,120	4,71	909,27
Jumlah							5554,929		14742,50

$$P_{MT2} = 5554,929 \text{ kN}$$

$$M_{MT2} = 14742,501 \text{ kNm}$$

c. Tekanan tanah aktif (TA)

Pembebanan tekanan tanah aktif pada *pile cap* dapat dilihat pada Gambar 5.52. Rekapitulasi gaya dan momen yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 5.52.



Gambar 5.52 Diagram Tekanan Tanah Aktif Pada *Pile Cap*

Tabel 5.50 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif Pada *Pile Cap*

Gaya Tekanan Tanah Aktif	P_{TA} (kN)	Lengan (m)	M_{TA} (kNm)
Beban Tambahan Lajur	-553,6988	5,2365	-2899,443787
Timbunan Tanah	-4142,0626	6,982	-28919,88074
Kohesi	0	5,2365	0
Jumlah	-4695,761		-31819,3245

$$P_{TA} = -4695,761 \text{ kN}$$

$$M_{TA} = 31819,325 \text{ kNm}$$

d. Beban lajur

$$P_{BTR} = 1890 \text{ kN}$$

$$P_{BGT} = 480,20 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} P_{TD} &= P_{BTR} + P_{BGT} \\ &= 1890 + 480,20 \\ &= 2370,20 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban lajur D dari struktur atas dibagi dua karena abutment yang terdapat di kedua ujung jembatan sehingga perhitungannya dibagi dua.

$$\begin{aligned} 0,5P_{TD} &= 0,5 \times P_{TD} \\ &= 0,5 \times 2370,20 \\ &= 1185,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{TD} &= e \times 0,5P_{TD} \\ &= 0,1 \times 1185,1 \\ &= 118,51 \text{ kNm} \end{aligned}$$

e. Beban pejalan kaki

$$P_{TP} = 300 \text{ kN}$$

Beban pejalan kaki dari struktur atas dibagi dua karena abutment yang terdapat di kedua ujung jembatan sehingga perhitungannya dibagi dua.

$$\begin{aligned} 0,5P_{TP} &= 0,5 \times P_{TP} \\ &= 0,5 \times 300 \\ &= 150 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{TA} &= e \times 0,5P_{TP} \\ &= 0,1 \times 150 \\ &= 15 \text{ kNm} \end{aligned}$$

f. Beban rem

$$P_{TB} = 127 \text{ kN}$$

Beban rem dari struktur atas dibagi dua karena abutment yang terdapat di kedua ujung jembatan sehingga perhitungannya dibagi dua.

$$\begin{aligned}
0,5P_{TB} &= 0,5 \times P_{TB} \\
&= 0,5 \times 127 \\
&= 63,5 \text{ kN} \\
\text{Lengan (L)} &= 10,4731 \text{ m} \\
M_{TB} &= L \times 0,5P_{TB} \\
&= 10,4731 \times 63,5 \\
&= 665,042 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

g. Beban angin struktur

$$P_{EWS} = 814,469 \text{ kN}$$

Beban angin struktur dibagi dua karena abutment yang terdapat di kedua ujung jembatan sehingga perhitungannya dibagi dua.

$$\begin{aligned}
0,5P_{EWS} &= 0,5 \times P_{EWS} \\
&= 0,5 \times 814,469 \\
&= 407,346 \text{ kN} \\
\text{Lengan (L)} &= 10,212 \text{ m} \\
M_{EWS} &= L \times 0,5P_{EWS} \\
&= 10,212 \times 407,346 \\
&= 4159,822 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

h. Beban angin kendaraan

$$P_{EWI} = 74,135 \text{ kN}$$

Beban angin struktur dibagi dua karena abutment yang terdapat di kedua ujung jembatan sehingga perhitungannya dibagi dua.

$$\begin{aligned}
0,5P_{EWI} &= 0,5 \times P_{EWI} \\
&= 0,5 \times 74,135 \\
&= 37,067 \text{ kN} \\
\text{Lengan (L)} &= 0,1 \text{ m} \\
M_{EWI} &= L \times 0,5P_{EWI} \\
&= 0,1 \times 37,067 \\
&= 3,707 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

i. Beban gempa lateral

$$EQ_x = 548,951 \text{ kN}$$

$$EQ_y = 444,188 \text{ kN}$$

Gaya gempa elastis memiliki 2 tinjauan kombinasi pembebanan yaitu $100\% EQ_x + 30\% EQ_y$ dan $100\% EQ_y + 30\% EQ_x$. Sehingga perhitungan kombinasi pembebanan dapat dilihat sebagai berikut.

$$\begin{aligned} 30\% EQ_x &= 30\% \times EQ_x \\ &= 30\% \times 548,951 \\ &= 164,685 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 30\% EQ_y &= 30\% \times EQ_y \\ &= 30\% \times 444,188 \\ &= 133,256 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5.51 Gaya dan Momen Gempa Lateral Pada Tepi *Pile Cap*

Beban	PEQ _x (kN)	PEQ _y (kN)	Lengan (m)	MEQ _x (kNm)	MEQ _y (kNm)
Arah X	548,951	133,256	9,211	5056,387	1227,424
Arah Y	164,685	444,188	9,211	1516,916	4091,413

j. Beban gesekan perletakan

$$T_{BF} = 573,375 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan (L)} = 9,211 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{BF} &= L \times -T_{BF} \\ &= 9,211 \times -573,375 \\ &= -5281,357 \text{ kNm} \end{aligned}$$

k. Rekapitulasi Pembebanan

Tabel 5.52 Rekapitulasi Pembebanan Pada *Pile Cap*

No	Jenis Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban sendiri struktur atas,	BS1	1137,4			113,75	
2	Beban sendiri struktur bawah	BS2	6634,6			369,80	
3	Beban mati tambahan	MT1	463,5			46,35	
4	Beban mati tambahan timbunan	MT2	5554,929			14742,50	
5	Beban lajur	TD	1185,1			118,51	
6	Beban pejalan kaki	TP	150			15	
7	Beban rem	TB		-63,5		-665,04	
8	Beban angin struktur	Ews			407,3		4160
9	Beban angin kendaraan	Ewl	37,07			3,71	
10	Beban gesekan perletakan	BF		-573,375		-5281,36	
11	Tekanan tanah aktif	TA		-4695,8		-31819,3	
12	Beban gempa lateral arah X	EQx		-548,95	133,26	-5056,4	1227,42
13	Beban gempa lateral arah Y	EQy		-164,69	444,19	-1516,9	4091,41
			15162,6	-6046,3	984,8	-28929,4	9478,7

l. Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dapat dilihat sebagai berikut.

Kombinasi pembebanan yang digunakan untuk analisis adalah kombinasi

Kuat I karena nilai P_u dan M_u terbesar.

Tabel 5.53 Kombinasi Pembebanan Pada *Pile Cap*

Kombinasi Pembebanan	P	Hx	Hy	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	27984,23	-6557,38	0,00	-18504,87	0,00
Kuat II	25042,81	-6531,98	0,00	-24355,67	0,00
Kuat III	14747,87	-6443,08	570,29	-44168,05	5823,75
Kuat IV	14747,87	-6443,08	0,00	-44168,05	0,00
Kuat V	14784,94	-6443,08	162,94	-44164,34	1663,93
Ekstrem I Arah X	16953,93	-7011,08	133,26	-44947,24	1227,42
Ekstrem I Arah Y	16553,40	-6626,81	444,19	-41447,82	4091,41

13. Analisa Pondasi di Abutment

a. Data Pondasi Tiang Pancang

1) Data Tiang pancang

Data tiang pancang yang digunakan pada perencanaan diambil dari WIKA Beton *PC Piles*. Data yang digunakan sebagai berikut.

Kuat tekan beton (f_c')	= 52 MPa
Tegangan leleh (f_y)	= 420 MPa
Modulus elastisitas beton (E_c)	= 233892,18 MPa
Berat tiang pancang (q)	= 641 kg/m
Diameter tiang pancang (D)	= 800 mm
Gaya desak ijin	= 415 ton

2) Data tanah

Data tanah pada analisa ini berdasarkan data pengujian SPT (*Standard Penetration Test*) di titik BM 2.

Tabel 5.54 Nilai N-SPT

Kedalaman (m)	N-SPT
1,5	2
3	2
4,5	2
6	5
7,5	7
9	8
10,5	15
12	15
13,5	20
15	20
16,5	45
18	50
19,5	55
21	60

b. Daya dukung aksial ijin pada tiang pancang

1) Menurut kekuatan bahan tiang

Kekuatan bahan tiang pancang menggunakan nilai yang didapat dari katalog WIKI *PC Piles*.

$$\begin{aligned}\text{Gaya desak ijin} &= 415 \text{ ton} \\ &= 4071,15 \text{ kN}\end{aligned}$$

2) Menurut Meyerhoff

a) Kapasitas tahanan ujung tiang

$$\text{Kedalaman tiang (H)} = 19,5 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tiang (D)} = 0,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas penampang ujung tiang (A}_p\text{)} &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \\ &= \frac{\pi}{4} \times 0,8^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,5026 \text{ m}^2 \\
\text{Ketinggian 8D di atas tiang} &= H - 8D \\
&= 19,5 - 8 \times 0,8 \\
&= 13,1 \text{ m} \\
\text{Ketinggian 4D di bawah tiang} &= H + 4D \\
&= 19,5 + 4 \times 0,8 \\
&= 22,7 \text{ m} \\
\text{N rata-rata 8D di atas tiang (N1)} &= \frac{7+8+15+15+20+20+45+50}{8} \\
&= 22,5 \\
\text{N rata-rata 4D di bawah tiang (N2)} &= \frac{60}{1} \\
&= 60 \\
\text{N ujung tiang} &= 50 \\
\text{N} &= \frac{22,5+60+50}{3} \\
&= 44,167 \\
\text{Kapasitas tahanan ujung tiang (Qp)} &= 40 \times N \times A_p \\
&= 40 \times 44,167 \times 0,5026 \\
&= 888,023 \text{ ton} \\
\text{b) Kapasitas tahanan gesek selimut tiang} \\
\text{Diameter tiang (D)} &= 0,8 \text{ m} \\
\text{Kedalaman ujung tiang (H)} &= 19,5 \text{ m} \\
\text{Tinggi lapisan tanah pasir (H1)} &= 15 \text{ m} \\
\text{Tinggi lapisan tanah lanau (H2)} &= 3 \text{ m} \\
\text{Luas selimut lapisan tanah pasir (As)} &= \pi \times D \times H1 \\
&= \pi \times 0,8 \times 15 \\
&= 37,699 \text{ m}^2 \\
\text{Luas selimut lapisan tanah lanau (Ac)} &= \pi \times D \times H2 \\
&= \pi \times 0,8 \times 3 \\
&= 7,539 \text{ m}^2 \\
\text{N rata-rata lapisan tanah pasir}
\end{aligned}$$

$$(N_s) = \frac{2+2+2+5+7+8+15+15+20+20}{10}$$

$$= 9,6$$

N rata-rata lapisan tanah lanau

$$(N_c) = \frac{45+50}{2}$$

$$= 47,5$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas tahanan gesek selimut (Qs)} &= \frac{N_s \times A_s}{5} + \frac{N_c \times A_c}{2} \\ &= \frac{9,6 \times 37,699}{5} + \frac{47,5 \times 7,539}{2} \\ &= 251,453 \text{ ton} \end{aligned}$$

c) Daya dukung ultimate dan izin tiang pancang

$$\begin{aligned} \text{Daya dukung ultimate (Qult)} &= Q_p + Q_s \\ &= 888,023 + 251,453 \\ &= 1139,476 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Safety factor (SF)} = 3$$

$$\begin{aligned} \text{Kekuatan izin tiang (Qall)} &= \frac{Q_{ult}}{SF} \\ &= \frac{1139,476}{3} \\ &= 379,825 \text{ ton} \\ &= 3726,0885 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{W tiang} &= q \times H \\ &= 641 \times 19,5 \\ &= 12499,5 \text{ kg} \\ &= 122,62 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Qall netto} &= Q_{all} - W_{tiang} \\ &= 3726,0885 - 122,62 \\ &= 3603,468 \text{ kN} \end{aligned}$$

Qall netto yang didapat lebih kecil dibandingkan dengan nilai gaya desak izin berdasarkan kekuatan bahan. Rekapitulasi dari daya dukung aksial tiang pancang dapat dilihat pada Tabel 5.55.

Tabel 5.55 Rekapitulasi Daya Dukung Aksial Tiang Pancang

Daya Dukung Aksial Tiang pancang	Pijin (kN)
Berdasarkan kekuatan bahan	4071
Metode Meyerhoff	3603
Daya dukung aksial terkecil	3603

c. Perkiraan dimensi *pile cap*

$$\text{Daya dukung aksial tiang (Pijin)} = 3603 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter tiang pancang (D)} = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah baris tiang pancang (m)} = 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tiang pancang dalam satu baris (n)} = 3 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar tiang pancang arah x (X)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang pancang arah y (Y)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang pancang (S)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1}\left(\frac{D}{S}\right) \\ &= \tan^{-1}\left(\frac{0,8}{2,4}\right) \\ &= 18,435^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Efisiensi kelompok tiang pancang (Eg)} &= 1 - \theta \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \right) \\ &= 1 - 18,4 \left(\frac{(3-1)5 + (5-1)3}{90 \times 5 \times 3} \right) \\ &= 0,699 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Daya dukung kelompok tiang} &= Eg \times Pijin \times m \times n \\ &= 0,699 \times 3603 \times 5 \times 3 \\ &= 37813,64116 \text{ kN} > Pu \end{aligned}$$

d. Daya dukung lateral ijin tiang pancang

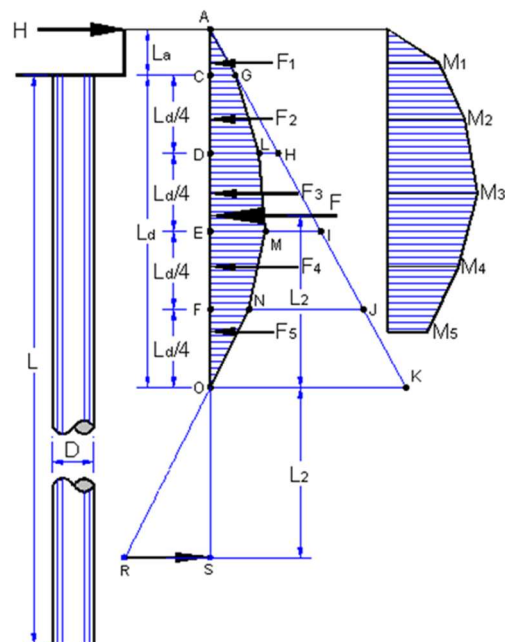
$$\text{Tinggi pilecap (La = h10)} = 1,0 \text{ m}$$

$$\text{Sudut gesek dalam } (\varphi) = 35^\circ$$

$$\text{Berat volume tanah timbunan } (\gamma_s) = 17,30 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Panjang tiang pancang (L)} = 19,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang jepitan tiang (Ld)} &= \frac{1}{3}L \\
 &= \frac{1}{3} \times 19,50 \\
 &= 6,50 \text{ m} \\
 \text{Lebar pile cap arah y (By)} &= 12 \text{ m} \\
 \text{Koefisien tekanan tanah pasif (Kp)} &= \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \\
 &= \tan^2\left(45 + \frac{35}{2}\right) \\
 &= 3,690
 \end{aligned}$$



Gambar 5.53 Diagram Gaya Lateral Pada Tiang Pancang

Tabel 5.56 Tekanan Tanah Pasif Efektif

Bagian	Kedalaman	H (m)	$H \cdot w_s \cdot K_p$ (kN/m ²)	Bagian	P (kN/m ²)
OK	$L_a + L_d =$	7,500	478,800	O	0,000
FJ	$L_a + 3/4 \cdot L_d =$	5,875	375,060	FN = 1/4*FJ	93,765
EI	$L_a + 1/2 \cdot L_d =$	4,250	271,320	EM = 1/2*EI	135,660
DH	$L_a + 1/4 \cdot L_d =$	2,625	167,580	DL = 3/4*DH	111,720
CG	$L_a =$	1,000	63,840	CG	63,840

Tabel 5.57 Rekapitulasi Momen Pada Tiang Pancang

Kode	p ₁ (kN/m ²)	p ₂ (kN/m ²)	Panjang bagian		F (kN)	Lengan thd.O (m)	M (kNm)
			Notasi	(m)			
F1	0,000	93,765	$L_a =$	1,00	563	6,83	3844
F2	93,765	135,660	$L_d / 4 =$	1,63	2237	5,69	12722
F3	135,660	111,720	$L_d / 4 =$	1,63	2412	4,06	9799
F4	111,720	63,840	$L_d / 4 =$	1,63	1712	2,44	4172
F5	63,840	0,000	$L_d / 4 =$	1,63	622	1,08	674
Total,				F =	7546	M =	31212

Perhitungan daya dukung ijin lateral sebagai berikut

Jumlah baris tiang (m) = 5 buah

Jumlah tiang per baris (n) = 3 buah

$$L2 = \frac{M}{F} = \frac{31212}{7546} = 4,136 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya lateral (H)} &= \frac{F \times 2 \times L2}{L2 + Ld + La} \\ &= \frac{7546 \times 2 \times 4,136}{4,136 + 6,50 + 1} \\ &= 5364,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya lateral satu tiang (h)} = \frac{H}{m \times n}$$

$$= \frac{5364,5}{5 \times 3}$$

$$= 357,634 \text{ kN}$$

Safety factor (SF) = 3

Daya dukung lateral ijin satu tiang

(hijin 1) $= \frac{h}{SF}$

$$= \frac{357,634}{3}$$

$$= 119,211 \text{ kN}$$

Gaya lateral total $= \text{hijin} \times m \times n$

$$= 119,211 \times 5 \times 3$$

$$= 1788,168 \text{ kN}$$

Perhitungan momen pada tiang pancang dapat dilihat Tabel 5.58 Dan contoh perhitungan dapat dilihat sebagai berikut.

Jarak H terhadap F1 (L1) $= \frac{2}{3} La$

$$= \frac{2}{3} \times 1,0$$

$$= 0,67 \text{ m}$$

Momen akibat L1 (M_{L1}) $= H \times L1$

$$= 5364,5 \times 0,67$$

$$= 3576,34 \text{ kNm}$$

Momen di titik F1 (M1) $= M_{L1} - (Fi \times yi)$

$$= 3576,34 - (563 \times 0)$$

$$= 0 \text{ kNm}$$

Tabel 5.58 Rekapitulasi Diagram Momen di Tiang Pancang

Kode	L _i (m)	M _{Li} (kNm)	F _i * y _i (kNm)					Diagram M _i (kNm)
			F ₁	F ₂	F ₃	F ₄	F ₅	
			563	2237	2412	1712	622	
M ₁	0,67	3576,34						3576,34
M ₂	1,479	7934,99	457,10					7477,89
M ₃	3,104	16652,31	1371,31	5452,43				9828,57

Lanjutan Tabel 5.58 Rekapitulasi Diagram Momen di Tiang Pancang

Kode	L_i (m)	M_{Li} (kNm)	F_1	F_2	F_3	F_4	F_5	Diagram M_i (kNm)
M ₄	4,729	25369,63	2285,52	9087,38	9798,56			4198,17
M ₅	6,354	34086,95	3199,73	12722,33	13717,99	10875,82		-6428,92

Momen yang terjadi digunakan momen yang paling besar

Momen (M) = 9829 kNm

Jumlah baris tiang (m) = 5 buah

Jumlah tiang per baris (n) = 3 buah

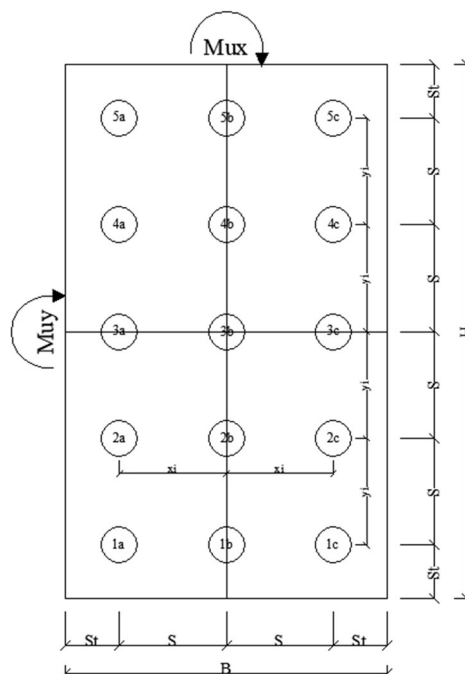
Momen maksimum

$$= \frac{M}{SF \times m \times n}$$

$$= \frac{9829}{3 \times 5 \times 3}$$

$$= 218,413 \text{ kNm}$$

e. Gaya pada Tiang pancang

**Gambar 5.54 Denah Abutment**

1) Jarak antar tiang pancang

Jarak tepi *pile cap* ke as tiang (St) = 1,2 m

Jarak antar tiang arah x (x) = 2,4 m

Jarak antar tiang arah y (y) = 2,4 m

Tabel 5.59 Jarak antara Tiang Pancang ke Titik Berat

Pile	xi	yi	xi ²	yi ²
1a	-2,40	-4,80	5,76	23,04
1b	0,00	-4,80	0,00	23,04
1c	2,40	-4,80	5,76	23,04
2a	-2,40	-2,40	5,76	5,76
2b	0,00	-2,40	0,00	5,76
2c	2,40	-2,40	5,76	5,76
3a	-2,40	0,00	5,76	0,00
3b	0,00	0,00	0,00	0,00
3c	2,40	0,00	5,76	0,00
4a	-2,40	2,40	5,76	5,76
4b	0,00	2,40	0,00	5,76
4c	2,40	2,40	5,76	5,76
5a	-2,40	4,80	5,76	23,04
5b	0,00	4,80	0,00	23,04
5c	2,40	4,80	5,76	23,04
Jumlah			57,60	172,80

2) Gaya dan momen yang diterima oleh *Pile Cap*

Gaya dan momen yang diterima oleh *pile cap* didapat dari hasil perhitungan pembebanan *pile cap*. Berikut gaya dan momen yang diterima oleh *pile cap*.

Tabel 5.60 Gaya Yang Diterima *Pile Cap*

Kombinasi	P	M _x	M _y
Pembebanan	(kN)	(kNm)	(kN)
Kuat I	27984,23	-6557,38	0,00
Kuat II	25042,81	-6531,98	0,00

Lanjutan 5.60 Gaya Yang Diterima *Pile Cap*

Kombinasi	P	M_x	M_y
Pembebanan	(kN)	(kNm)	(kN)
Kuat III	14747,87	-6443,08	5823,75
Kuat IV	14747,87	-6443,08	0,00
Kuat V	14784,94	-6443,08	1663,93
Ekstrem I Arah X	16953,93	-7011,08	1227,42
Ekstrem I Arah Y	16553,40	-6626,81	4091,41

3) Gaya dan momen yang diterima oleh Tiang Pancang

Perhitungan beban dan momen pada tiang pancang diperlukan untuk mengontrol agar tiang aman.

Tabel 5.61 Gaya Aksial Yang Diterima Tiang

	P/n	$\frac{Mx \times xmax}{m \times \Sigma X^2}$	$\frac{My \times ymax}{n \times \Sigma Y^2}$	$\frac{Mx \times xmin}{m \times \Sigma X^2}$	$\frac{My \times ymin}{n \times \Sigma Y^2}$	Pmax	Pmin
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Kuat I	1865,62	-154,21	0,00	154,21	0,00	1711,41	2019,82
Kuat II	1669,52	-202,96	0,00	202,96	0,00	1466,56	1872,48
Kuat III	983,19	-368,07	53,92	368,07	-53,92	669,05	561,20
Kuat IV	983,19	-368,07	0,00	368,07	0,00	615,12	1351,26
Kuat V	985,66	-368,04	15,41	368,04	-15,41	633,03	1338,29
Ekstrem I Arah X	1130,26	-374,56	11,37	374,56	-11,37	767,07	1493,46
Ekstrem I Arah Y	1103,56	-345,40	37,88	345,40	-37,88	796,05	1411,08

f. Stabilitas Abutment

1) Kontrol Daya Dukung Ijin Akibat Gaya dan Momen

Gaya aksial yang diterima oleh tiang pancang perlu dilakukan pengecekan apakah tiang akan mengalami kegagalan tekan atau tarik. Syarat untuk kontrol pada gaya aksial yaitu Pmax tidak boleh melebihi Pijin kelompok dan Pmin > 0.

Tabel 5.62 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang

	$P_{\max}$	$P_{\min}$	P_{ijin}	Keterangan Thdp Tarik	Keterangan Thdp Tekan
	(kN)	(kN)	(kN)		
Kuat I	1711,41	2019,82	3603	Aman	Aman
Kuat II	1466,56	1872,48	3603	Aman	Aman
Kuat III	669,05	561,20	3603	Aman	Aman
Kuat IV	615,12	1351,26	3603	Aman	Aman
Kuat V	633,03	1338,29	3603	Aman	Aman
Ekstrem I Arah X	767,07	1493,46	3603	Aman	Aman
Ekstrem I Arah Y	796,05	1411,08	3603	Aman	Aman

2) Kontrol Gaya Geser Akibat Gaya Lateral Yang Terjadi

Perhitungan untuk momen ultimit dilakukan tanpa menghitung beban dari tiang pancang. Maka gaya geser akan ditahan oleh tiang pancang sehingga tidak perlu melakukan kontrol.

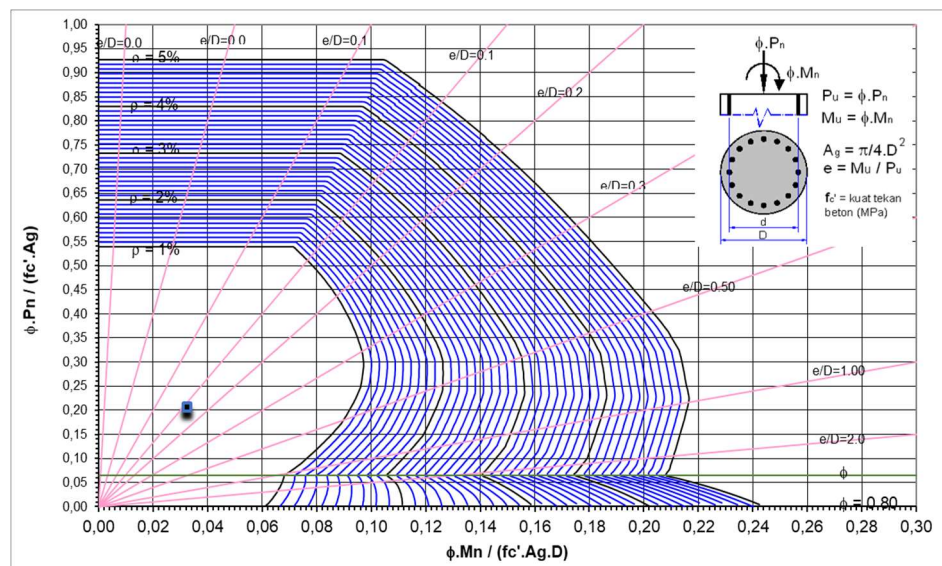
14. Analisis Kekuatan Pondasi Abutment

a. Penulangan Tiang Pancang

1) Tulangan Longitudinal Tekan Lentur

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya aksial maksimum (Pmax)} &= 3603,47 \text{ kN} \\
 \text{Momen maksimum (Mmax)} &= 451,03 \text{ kNm} \\
 \text{Diameter tiang pancang (D)} &= 800 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan pokok (Dpokok)} &= 25 \text{ mm} \\
 \text{Faktor beban ultimit (K)} &= 1,5 \\
 \text{Gaya aksial ultmit (\Phi Pn)} &= K \times Pmax \\
 &= 1,5 \times 3603,47 \\
 &= 5405,203 \text{ kN} \\
 \text{Momen ultimit (\Phi Mn)} &= K \times Mmax
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,5 \times 451,03 \\
 &= 676,541 \text{ kN} \\
 \text{Luas penampang tiang (Ag)} &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 800^2 \\
 &= 502654,823 \text{ mm}^2 \\
 \text{Rasio tulangan } (\rho) &= 1\% \\
 \text{Luas tulangan yang diperlukan (As)} &= \rho \times Ag \\
 &= 1\% \times 502654,823 \\
 &= 5026,54 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas satu tulangan (A1d)} &= \frac{\pi}{4} \times D_{pokok}^2 \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 25^2 \\
 &= 490,874 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jumlah tulangan yang diperlukan} &= \frac{As}{A1d} \\
 &= \frac{5026,54}{490,874} \\
 &= 10,24 \approx 12 \text{ buah}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.55 Analisis Diagram Interaksi Mn-Pn Tiang Pancang di Abutment

Dari perhitungan Mn-Pn yang diplotkan ke dalam diagram interaksi kolom tulangan yang digunakan aman karena berada di dalam rasio yang digunakan. Tulangan lentur tiang pancang dapat digunakan D25.

2) Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya aksial ultimit (Pu)} &= 5405,203 \text{ kN} \\
 &= 5405202,58 \text{ N} \\
 \text{Momen ultimit (Mu)} &= 676,541 \text{ kNm} \\
 &= 676541223,01 \text{ Nmm} \\
 \text{Gaya lateral ijin tiang (hijin)} &= 1788,17 \text{ kN} \\
 &= 1788167,84 \text{ N} \\
 \text{Panjang tiang (L)} &= 19500 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tiang pancang (D)} &= 800 \text{ mm} \\
 \text{Kuat tekan beton (fc')} &= 35 \text{ MPa} \\
 \text{Tegangan leleh baja (fy)} &= 390 \text{ MPa} \\
 \text{Tebal ekivalen penampang (h)} &= \sqrt{Ag} \\
 &= \sqrt{502654,823} \\
 &= 708,982 \text{ mm} \\
 \text{Lebar ekivalen penampang (b)} &= h \\
 &= 708,982 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tul sengkang (Dsengkang)} &= 16 \text{ mm} \\
 \text{Faktor beban ultimit (K)} &= 1,5 \\
 \text{Faktor reduksi geser (\phi)} &= 0,7 \\
 \text{Gaya geser ultimit (Vu1)} &= \frac{Mu}{L} \\
 &= \frac{676541223,01}{1950} \\
 &= 34694,422 \text{ kN} \\
 \text{Gaya geser akibat lateral (Vu2)} &= K \times \text{hijin} \\
 &= 1,5 \times 1788167,84 \\
 &= 2682251,767 \text{ N} \\
 \text{Gaya geser ultimit maks (Vu)} &= 2682251,767 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tul. dengan sisi luar beton (d')} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Tebal efektif (d)} &= h - d' \\ &= 708,982 - 100 \\ &= 608,982 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kekuatan beton menahan geser :

$$\begin{aligned}V_c &= \left(1 + \frac{Nu}{1,4 A_g}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) \times b \times d \\ &= \left(1 + \frac{5405202,58}{1,4 \times 502654,825}\right) \times \left(\frac{\sqrt{35}}{6}\right) \times 708,982 \times 608,982 \\ &= 752708,903 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,7 \times 752708,903 \\ &= 526896,232 \text{ N} < V_u\end{aligned}$$

Perlu perhitungan tulangan geser untuk tiang pancang

$$\begin{aligned}V_s &= 0,5 \times \frac{V_u}{\phi} \\ &= 0,5 \times \frac{2682251,767}{0,7} \\ &= 1915894,12 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan geser (A}_{sv}\text{)} &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \\ &= 0,5 \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 \\ &= 402,12 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan perlu (S)} &= \frac{A_{sv} \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{402,12 \times 390 \times 608,982}{1915894,12} \\ &= 50 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$S_{min} = 300 \text{ mm}$$

b. Penulangan *Pile Cap*

1) Gaya dan Momen Ultimate *Pile Cap*

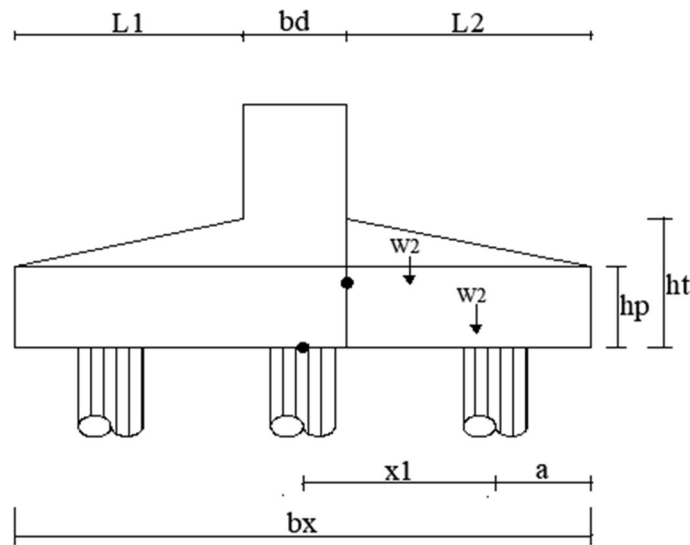
Momen dan gaya ultimate yang digunakan untuk penulangan *pile cap* adalah Kuat I. Berikut rekapitulasi beban pada *pile cap*.

Tabel 5.63 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada *Pile Cap*

No	Jenis Beban	Notasi	Kuat I	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Px	Py	Mx	My
				kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban sendiri struktur atas	BS1	1,3	1478,70	0	0	147,9	0
2	Beban sendiri struktur bawah	BS2	2	13269,17	0	0	739,6	0
3	Beban mati tambahan	MT1	1,8	834,3	0	0	83,4	0
4	Beban mati tambahan timbunan	MT2	1,8	9998,87	0	0	26536,5	0
5	Beban lajur	TD	1,8	2133,18			213,3	
6	Beban pejalan kaki	TP	1,8	270			27,0	
7	Beban rem	TB	1,8		-114,3	0	-1197,1	0
8	Beban angin struktur	Ews	0	0	0	0	0,0	0
9	Beban angin kendaraan	Ewl	0	0	0	0	0,0	0
10	Beban gesekan perletakan	BF	1	0	-573,38	0	-5281,4	0
11	Tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	-5869,7	0	-39774,2	0
12	Beban gempa lateral arah X	EQx	0	0	0	0	0,0	0
13	Beban gempa lateral arah Y	EQy	0	0	0	0	0,0	0
				27984,23	-6557,4	0	-18504,9	

2) Gaya dan Momen akibat berat sendiri

Perhitungan momen akibat berat sendiri pada *pile cap* menggunakan kantilever *pile cap* yang mengarah ke dalam jembatan seperti pada Gambar 5.56.



Gambar 5.56 Gaya Geser dan Momen Pada *Pile Cap* di Abutment

Tabel 5.64 Momen Akibat Berat Sendiri Pada *Pile Cap*

Kode	Parameter Berat Bagian Beton			Shape	Volume	Berat	Lengan	Momen
	B	h	Panjang		(m ³)	(kN)	(m)	(kNm)
W ₁	5,35	1,00	12,00	1	64,2	1540,800	2,675	4121,640
W ₂	5,35	0,61	12,00	0,5	19,581	469,944	1,783	838,067
Jumlah,					W _s =	2010,744	M _s =	4959,707

$$\text{Faktor beban ultimit (K)} = 1,5$$

$$\begin{aligned} \text{Momen ultimit (Mus)} &= K \times Ms \\ &= 1,5 \times 4959,707 \\ &= 7439,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser ultimit (Wus)} &= K \times Ws \\ &= 1,5 \times 2010,744 \\ &= 3016,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal breast wall (Bd)} = 1300 \text{ mm}$$

3) Gaya Geser dan Momen Akibat Tiang

$$\text{Jarak tiang dengan titik berat pile cap (X3)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{Jarak tiang dengan titik berat pile cap (X2)} = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tiang total} &= 15 \text{ buah} \\
 \text{Jumlah baris tiang arah y (n)} &= 3 \\
 \text{Jumlah } X^2 &= 57,60 \text{ m} \\
 \text{Reaksi tiang pancang pada momen arah x (P)} &= 2645,66 \text{ kN} \\
 \text{Perhitungan gaya geser dan momen akibat reaksi tiang dihitung} \\
 \text{dengan rumus:} \\
 \text{Gaya geser ultimit } \textit{pile cap} (V_{up}) &= n \times P_i \\
 \text{Momen ultimit } \textit{pile cap} (M_{up}) &= n \times P_i \times \frac{x_i - b}{2}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.65 Momen Maksimal Akibat Reaksi Tiang Pancang Akibat *Pile Cap*

No Tiang	Jarak tiang terhadap pusat	Lengan thd. Sisi luar dinding	Pi	$n \times P_i$	M $= n \times P_i \times x_p$
	Xi (m)	Xp (m)	kN	kN	(kNm)
1	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0
3	2,40	1,75	1711,41	8557,03	14974,82
Jumlah			8557,03	8557,03	14974,82

4) Tulangan Lentur *pile cap*

$$\text{Momen maks } \textit{pile cap} \text{ akibat reaksi tiang (Mp)} = 14974,82 \text{ kNm}$$

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} (B_y) = 12 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen ultimit rencana } \textit{pile cap} (M_{ur}) &= M_p - M_{us} \\
 &= 14974,82 - 7439,56 \\
 &= 7535,26 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen ultimit per meter (Mu)} &= \frac{M_{ur}}{B_y} \\
 &= \frac{7535,26}{12} \\
 &= 627,94 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Gaya geser rencana } \textit{pile cap} (V_{ur}) = (n \times P_{max}) - W_{us}$$

$$\begin{aligned}
&= (3 \times 1711,41) - 3016,12 \\
&= 5540,92 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser ultimit per meter (Vu)} &= \frac{V_{ur}}{B_y} \\
&= \frac{5540,92}{12} \\
&= 461,74 \text{ kN} \\
\text{Kuat tekan beton (fc')} &= 35 \text{ MPa} \\
\text{Tegangan leleh baja (fy)} &= 390 \text{ Mpa} \\
\text{Modulus elastisitas baja (E)} &= 200.000 \text{ MPa} \\
\text{Tebal } pile \text{ cap (ht)} &= 1610 \text{ mm} \\
\text{Jarak tul dengan sisi luar beton (d')} &= 100 \text{ mm} \\
\text{Tinggi efektif (d)} &= ht - d' \\
&= 1610 - 100 \\
&= 1510 \text{ mm} \\
\text{Diameter tul. pokok (Dpokok)} &= 19 \text{ mm} \\
\text{Diameter tul. bagi (Dbagi)} &= 16 \text{ mm} \\
\text{Faktor distribusi tegangan } (\beta_1) &= 0,85 - \left(\frac{f_c' - 28}{7}\right) \times 0,05 \\
&= 0,85 - \left(\frac{35 - 28}{7}\right) \times 0,05 \\
&= 0,80 \\
\text{Rasio tul } balance \text{ (}\rho_b\text{)} &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y}\right) \\
&= 0,8 \times 0,85 \times \frac{35}{390} \times \left(\frac{600}{600 + 390}\right) \\
&= 0,03698 \\
\text{Faktor tahanan momen maks (Rmax)} & \\
R_{max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left[1 - \left(0,5 \times 0,75 \times \rho_b \times \frac{f_y}{0,85 \times f_{ct}}\right)\right] \\
&= 0,75 \times 0,04 \times 390 \times \left[1 - \left(0,5 \times 0,75 \times 0,04 \times \frac{390}{0,85 \times 35}\right)\right] \\
&= 8,851 \\
\text{Faktor reduksi lentur } \phi &= 0,8 \\
\text{Momen nominal rencana (Mn)} &= \frac{Mu}{\phi}
\end{aligned}$$

$$= \frac{627,94}{0,8}$$

$$= 784,92 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{784,92 \times 10^6}{1000 \times 1510^2} \end{aligned}$$

$$= 0,344 < R_{\max} \text{ (Aman)}$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned} \rho &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{Rn}{0,85 \times f_c'}} \right] \\ &= 0,85 \times \frac{35}{390} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{0,344}{0,85 \times 35}} \right] \\ &= 0,00089 \end{aligned}$$

$$\text{Rasio tul min } (\rho_{\min}) = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{390}$$

$$= 0,0009$$

$$\text{Rasio tul pakai } (\rho) = 0,0009$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tul perlu (As)} &= \rho \times b \times h' \\ &= 0,0009 \times 1000 \times 1510 \\ &= 1355,13 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tul perlu (s)} = \frac{\frac{\pi}{4} \times dp^2 \times b}{As}$$

$$= \frac{\frac{\pi}{4} \times 19^2 \times 1000}{1355,13}$$

$$= 209,227 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tul pakai (s)} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Luas tulangan pakai (As)} = \frac{\frac{\pi}{4} \times dp^2 \times b}{s}$$

$$= \frac{\frac{\pi}{4} \times 19^2 \times 1000}{200}$$

$$= 1417,64 \text{ mm}^2$$

Tulangan pokok *pile cap* menggunakan D19 – 200.

$$\text{Luas tulangan bagi perlu (As')} = 0,5 \times As$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times 1417,64 \\
 &= 677,56 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jarak tul bagi perlu (s')} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times ds^2 \times b}{As} \\
 &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{677,56} \\
 &= 296,742 \text{ mm} \\
 \text{Jarak tul bagi pakai (s')} &= 250 \text{ mm} \\
 \text{Luas tulangan pakai} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times ds^2 \times b}{s} \\
 &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{250} \\
 &= 804,248 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan bagi *pile cap* menggunakan D16 – 250.

5) Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser ultimit (Vu)} &= 461743,57 \text{ N} \\
 \text{Diameter tul sengkang (ds)} &= 13 \text{ mm} \\
 \text{Gaya geser beton maks (Vcmaks)} &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 1000 \times 1510 \\
 &= 1488880,08 \text{ N} \\
 Vc \text{ pakai} &= 1488880,08 \text{ N} \\
 \phi Vc &= 0,7 \times Vc \\
 &= 0,7 \times 1488880,08 \\
 &= 1042216,06 \text{ N}
 \end{aligned}$$

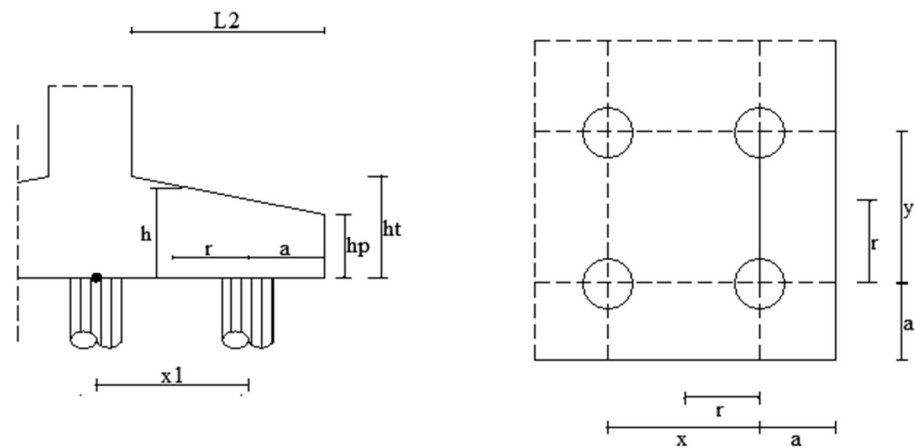
$\phi Vc > Vu$ sehingga *pile cap* tidak perlu tulangan geser .

Berikut merupakan rekapitulasi tulangan pada *pile cap* dapat dilihat pada Tabel 5.66.

Tabel 5.66 Rekapitulasi Tulangan Pada *Pile Cap*

Bagian Abutment	Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
<i>Pile Cap</i>	Tulangan Pokok	D19– 200
	Tulangan bagi	D16 – 250

6) Kontrol Geser Pons

**Gambar 5.57 Kontrol *Pile Cap* Terhadap Geser Pons Abutment**

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser pons yang disyaratkan (fv)} &= 0,3\sqrt{f_c'} \\ &= 0,3\sqrt{35} \\ &= 1,775 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi geser} = 0,7$$

$$\text{Jarak antar tiang pancang arah x (x)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang pancang arah y (y)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{Jarak tiang dengan tepi (a)} = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar (d')} = 100$$

$$\begin{aligned} r1 &= \frac{2,4}{2} \\ &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r2 &= \frac{2,4}{2} \\ &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$r_{\min} = 1,2 \text{ m}$$

$$h_p = 1 \text{ m}$$

$$h_t = 1,610 \text{ m}$$

$$\text{Panjang sisi luar pile cap (L1)} = 5,35 \text{ m}$$

$$\text{Tebal bidang kritis geser pons (h)} = h_p + \frac{r+a}{L1} \times (h_t - h_p)$$

$$= 1 + \frac{1,2+1,2}{5,35} \times (1,61 - 1)$$

$$= 1,27364 \text{ m}$$

$$= 1273,64 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif bidang kritis geser pons (d)} = h - d'$$

$$= 1273,64 - 100$$

$$= 1173,64 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang total bidang (Lv)} = 2 \times (r + a) \times \frac{\pi}{2} \times r$$

$$= 2 \times (1,2 + 1,2) \times \frac{\pi}{2} \times 1,2$$

$$= 6,684 \text{ m}$$

$$= 6684,95 \text{ mm}$$

$$\text{Luas bidang kritis geser (Av)} = Lv \times h$$

$$= 6684,95 \times 1173,64$$

$$= 10762778,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Gaya geser pons (Pn)} = Av \times Fv$$

$$= 10762778,5 \times 1,775$$

$$= 19102036,89 \text{ N}$$

$$\text{Kapabilitas geser pons } (\Phi P_n) = \Phi P_n$$

$$= 0,7 \times 19102036,89$$

$$= 13371425,83 \text{ N}$$

$$= 13371,42 \text{ kN}$$

$$\text{Reaksi ultimit satu tiang pancang (Pmax)} = 1711,41 \text{ N}$$

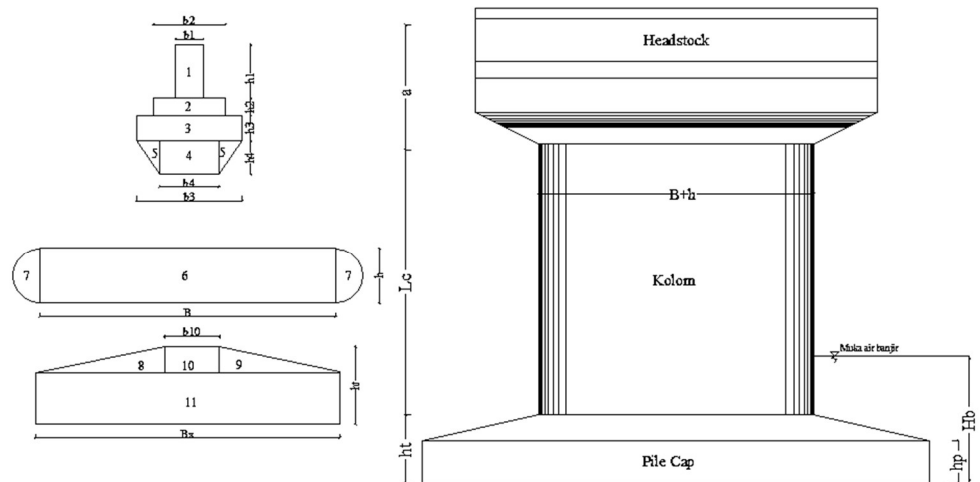
$P_{max} < \Phi P_n$ maka *pile cap* dapat dikatakan aman terhadap geser.

5.3.2 Perencanaan Pilar Jembatan

1. Data Jembatan

Pada perencanaan pilar jembatan, data pada struktur atas pada pilar menggunakan perhitungan yang sama pada saat perencanaan abutment. Hal yang membedakan pada perencanaan abutment dan pilar adalah struktur bawahnya. Pilar pada perencanaan jembatan ini digunakan dua buah. Perhitungan pilar hanya mengambil satu pilar saja. Pada Tabel 5.67

menunjukkan data struktur bawah. Bentuk pilar dapat dilihat pada Gambar 5.58



Gambar 5.58 Dimensi Pilar

Tabel 5.67 Data Dimensi Pilar

<i>Pier Head</i>							
h1	=	1262	mm	b1	=	650	mm
h2	=	400	mm	b2	=	1700	mm
h3	=	600	mm	b3	=	2500	mm
h4	=	800	mm	b4	=	1400	mm
h5	=	800	mm	b5	=	550	mm
<i>Kolom pilar</i>							
h6	=	1300	mm	b6	=	5200	mm
h7	=	1300	mm	b7	=	0	mm
<i>Pile Cap</i>							
bx	=	7200	mm	by	=	12000	mm
h8	=	610	mm	b8	=	3050	mm
h9	=	610	mm	b9	=	2850	mm
h10	=	610	mm	b10	=	1300	mm
h11	=	1000	mm	b11	=	7200	mm

Data yang dibutuhkan dalam perhitungan pilar selain dimensi struktur adalah data sungai dan mutu material.

Kedalaman air banjir (H_b) = 3 m

Kedalaman air rata-rata (Hr)	= 1,5 m
Kecepatan air rata-rata (V)	= 2 m/s
Mutu beton (f_c')	= 35 MPa
Tegangan leleh baja (f_y)	= 390 MPa

2. Pembebanan pada Pilar

a. Berat sendiri (BS)

Berat mati sendiri pada pilar dibagi menjadi berat sendiri struktur atas jembatan dan berat struktur pilar.

1) Struktur atas

Dari hasil perhitungan berat sendiri dari struktur atas, berat struktur dibagi dua pada ujung jembatan. Oleh karena itu perhitungan P_{BS} sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 W_{BS} &= 2274,93 \text{ kN} \\
 P_{BS} &= 0,5 \times 2274,93 \\
 &= 1137,465 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Struktur bawah

Perhitungan momen dan berat dari pilar dapat dilihat pada Tabel 5.68 berikut.

Tabel 5.68 Berat Mati Struktur Pilar

No	b (m)	h (m)	by (m)	Shape	Berat (kN)
1	0,65	1,262	9,5	1	187,028
2	1,7	0,4	9,5	1	155,040
3	2,5	0,6	9,5	1	342,000
4	1,4	0,8	6,5	1	174,720
5	0,55	0,8	6,5	0,5	34,320
6	5,2	1,3	6,5	1	1054,560
7	0	1,3	6,5	$\frac{1}{4}\Pi$	269,181
8	3,05	0,61	12	0,5	267,912
9	2,85	0,61	12	0,5	250,344
10	1,3	0,61	12	1	228,384
11	7,2	1	12	1	2073,600
Jumlah					5037,089

b. Beban mati tambahan (MT)

Beban mati tambahan pada pilar adalah beban mati non-struktural atau dari struktur atas jembatan. Beban mati tambahan terdiri dari lapis aspal, genangan air hujan, dan trotoar.

$$\begin{aligned}
 W_{MT} &= P_{MT \text{ aspal}} + P_{MT \text{ genangan air}} + P_{MT \text{ trotoar}} \\
 &= 462 + 105 + 360 \\
 &= 927 \text{ kN} \\
 P_{MT} &= 0,5 \times 927 \\
 &= 463,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Beban Lajur (TD)

Perhitungan beban akibat beban lajur :

$$\begin{aligned}
 W_{TD} &= 2370,20 \text{ kN} \\
 P_{TD} &= 0,5 \times W_{TD} \\
 &= 0,5 \times 2370,20 \\
 &= 1185,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Beban pejalan kaki (TP)

Intensitas beban pejalan kaki = 5 kN/m^2

Panjang Jembatan (L) = 30 m

Lebar trotoar (b2) = 1 m

Jumlah trotoar (n) = 2 buah

$$\begin{aligned}
 W_{TP} &= TP \times b2 \times L \times n \\
 &= 5 \times 1 \times 30 \times 2 \\
 &= 300 \text{ kN} \\
 P_{TP} &= 0,5 \times W_{TP} \\
 &= 0,5 \times 300 \\
 &= 150 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Beban rem (TB)

$$\begin{aligned}
 W_{TB} &= 127 \text{ kN} \\
 P_{TB} &= 0,5 \times 127 \\
 &= 63,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

f. Beban angin struktur (EWs)

1) Beban Angin Struktur Atas Lateral

Jembatan Grembyangan memiliki ketinggian $\pm 103,022$ m di atas permukaan laut. Lokasi jembatan yang berada di daerah dengan lahan yang terbuka. Beban angin direncanakan sebagai berikut

Kondisi lokasi

$$\text{Kecepatan angin rencana } (V_b) = 90 \text{ km/jam}$$

$$\text{Kecepatan angin pada 10 m } (V_{10}) = 90 \text{ km/jam}$$

$$\text{Ketinggian jembatan } (Z) = 103,22 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan gesek angin } (V_0) = 17 \text{ km/jam}$$

$$\text{Panjang gesekan di hulu jembatan } (Z_0) = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_{DZ} &= 2,5 \times V_0 \times \frac{V_{10}}{V_B} \times \ln \frac{Z}{Z_0} \\ &= 2,5 \times 17 \times \frac{90}{90} \times \ln \frac{103,22 \times 10^{-3}}{1000 \times 10^{-6}} \\ &= 196,985 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

$$\text{Tekanan angin dasar } (P_b) = 0,0024 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Tekanan angin desain } (P_d) &= P_b \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\ &= 0,0024 \times \left(\frac{196,985}{90} \right)^2 \\ &= 0,01149 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi pelat dan gelagar } (h_s) = 1,162 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi tinggi sandaran } (h_p) = 1,25 \text{ m}$$

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas bidang kontak angin } (A) &= L \times (h_s + h_p) \\ &= 30 \times (1,162 + 1,2) \\ &= 70,86 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan angin } (P_H) &= P_d \times A \\ &= 0,01149 \times 70,86 \times 10^6 \\ &= 814692,922 \text{ N} \\ &= 814,692 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi } H_a (H_a) = h_s + h_p$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,162 + 1,25 \\
 &= 2,412 \text{ m} \\
 {}^{1/2}\text{Tinggi Ha } ({}^{1/2}\text{Ha}) &= 0,5 \times Ha \\
 &= 0,5 \times 2,412 \\
 &= 1,206 \text{ m} \\
 T_{EW1} &= 814,692 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Beban Angin Struktur Bawah Lateral

Tekanan angin desain struktur bawah berdasarkan SNI 1725:2016 diambil 0,0019 MPa

$$\begin{aligned}
 \text{Tekanan angin desain (Pd)} &= 0,0019 \text{ MPa} \\
 \text{Luas kolom (Ac)} &= Lc \times h \\
 &= 6,423 \times 1,3 \\
 &= 8,349 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas } pier \text{ head (Ap)} &= A1+A2+A3+A5+A5 \\
 &= 4,560 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas bidang kontak (A)} &= Ac + Ap \\
 &= 8,349 + 4,560 \\
 &= 12,910 \text{ m}^2 \\
 \text{Gaya tekan angin (PH)} &= Pd \times A \\
 &= 0,0019 \times 12,910 \times 10^6 \\
 &= 24529,38 \text{ N} \\
 &= 24,529 \text{ kN} \\
 \text{Tinggi bidang kontak (H)} &= Lc + a \\
 &= 6,423 + (0,4+0,6+0,8) \\
 &= 8,223 \text{ m} \\
 {}^{1/2}\text{Tinggi H } ({}^{1/2}\text{H}) &= 0,5 \times H \\
 &= 0,5 \times 8,223 \\
 &= 4,111 \text{ m} \\
 T_{EW2} &= 24,529 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Beban Angin Struktur Bawah Longitudinal

$$\text{Tekanan angin desain (Pd)} = 0,0019 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
\text{Luas kolom (Ac)} &= Lc \times (B + h) \\
&= 6,423 \times (6,5 + 1,3) \\
&= 41,75 \text{ m}^2 \\
\text{Luas pier head (Ap)} &= (h_2 + h_3 + h_4) \times By \\
&= (0,4 + 0,6 + 0,8) \times 9,5 \\
&= 17,1 \text{ m}^2 \\
\text{Luas bidang kontak (A)} &= Ac + Ap \\
&= 41,75 + 17,1 \\
&= 58,85 \text{ m}^2 \\
\text{Gaya tekan angin (PH)} &= P_d \times A \\
&= 0,0019 \times 58,85 \times 10^6 \\
&= 111814,05 \text{ N} \\
&= 111,814 \text{ kN} \\
\text{Tinggi bidang kontak (H)} &= Lc + a \\
&= 6,423 + (0,4+0,6+0,8) \\
&= 8,223 \text{ m} \\
\frac{1}{2}\text{Tinggi H (}\frac{1}{2}\text{H)} &= 0,5 \times H \\
&= 0,5 \times 8,223 \\
&= 4,111 \text{ m} \\
T_{EW} &= 111,814 \text{ kN}
\end{aligned}$$

g. Beban angin kendaraan (EWI)

$$\text{Panjang jembatan (L)} = 30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
h_{EWI} &= 1,8 + 1,162 \\
&= 2,962 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$T_{EW} = 1,46 \text{ N/mm}$$

$$\text{Jarak as truk (x)} = 1,75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
P_{EWI} &= \frac{h \times L}{x} \times T_{EW} \\
&= \frac{2,962 \times 30}{1,75} \times 1,46 \\
&= 74,135 \text{ kN}
\end{aligned}$$

h. Beban gempa vertikal (EQv)

$$\text{Reaksi perletakan beban mati struktur atas (P}_{BS}) = 2274,92 \text{ kN}$$

$$\text{Reaksi perletakan beban mati tambahan (P}_{MT}) = 927 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Gempa vertikal I (EQ}_{v1}) &= 10\% \times (P_{BS} + P_{MA}) \\ &= 10\% \times (2274,92 + 927) \\ &= 320,193 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gempa vertikal 2 (EQ}_{v2}) &= 120\% \times ((P_{BS} + P_{MA}) - EQ_{v1}) \\ &= 120\% \times ((3201,93) - 320,193) \\ &= 3458,084 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_{EQV} = 3458,084 \text{ kN}$$

i. Beban gempa lateral (EQ)

$$SD_s = 0,89 \text{ g}$$

$$SD1 = 0,65 \text{ g}$$

$$Ts = 0,73 \text{ g}$$

$$T0 = 0,15 \text{ g}$$

1) Kekakuan struktur atas

$$\text{Berat struktur atas (W)} = 2274,93 \text{ kN}$$

$$\text{Mutu beton (f}_{c'}) = 35 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas beton (E}_c) &= 4700 \times \sqrt{f_{c'}} \\ &= 4700 \times \sqrt{35} \\ &= 27805,575 \text{ MPa} \\ &= 27805574,98 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar kolom (b}_6) = 5,2 \text{ m}$$

$$\text{Tebal penampang pilar (h}_6) = 1,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang kolom (A)} &= (B \times h) + \left(\frac{\pi}{4} \times h^2\right) \\ &= (5200 \times 1300) + \left(\frac{\pi}{4} \times 1300^2\right) \\ &= 8087322,896 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar ekuivalen (b}_e) &= \frac{A}{h} \\ &= \frac{8087322,896}{1300} \end{aligned}$$

$$= 6221,017 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal pilar yg terguncang (H)} &= L_c + a \\ &= 6,423 + (0,4+0,6+0,8) \\ &= 8,223 \text{ m} \end{aligned}$$

a) Kekakuan struktur arah X

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia (I)} &= \frac{1}{12} \times b e \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 6221,017 \times 1300^3 \\ &= 1138964641206,62 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan struktur (Kp)} &= 3 \times \frac{E \times I}{L^3} \\ &= 3 \times \frac{27805,57498 \times 1138964641206,62}{5200^3} \\ &= 675699,10 \text{ N/mm} \\ &= 675699,10 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Kekakuan struktur arah Y

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia (I)} &= \frac{1}{12} \times b b \times B y^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 1300 \times 6221,017^3 \\ &= 26082330810553,60 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan struktur (Kp)} &= 3 \times \frac{E \times I}{L^3} \\ &= 3 \times \frac{27805,57498 \times 26082330810553,60}{5200^3} \\ &= 15473533,62 \text{ N/mm} \\ &= 15473533,62 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Periode getar struktur (T)

a) Periode getar struktur arah X

$$\begin{aligned} T &= 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp}} \\ &= 2\pi \times \sqrt{\frac{5720,475}{9,81 \times 675699,10}} \\ &= 0,184 \text{ detik} \end{aligned}$$

b) Periode getar struktur arah Y

$$\begin{aligned}
 T &= 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp}} \\
 &= 2\pi \times \sqrt{\frac{5720,475}{9,81 \times 15473533,62}} \\
 &= 0,038 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

3) Menentukan koefisien respons elastis (Csm)

a) Penentuan Csm arah X

$$T = 0,184 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{SD1}{SDs} \\
 &= \frac{0,65}{0,89} \\
 &= 0,730 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,730 \\
 &= 0,146 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $T > T_0$ maka nilai Csm sama dengan Sds berikut:

$$Csm = 0,89 \text{ g}$$

b) Penentuan Csm arah Y

$$T = 0,038 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{SD1}{SDs} \\
 &= \frac{0,65}{0,89} \\
 &= 0,730 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,730 \\
 &= 0,146 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $T < T_0$ maka nilai Csm menggunakan persamaan berikut:

$$\begin{aligned}
 Csm &= (SDs - As) \times \frac{T}{T_0} + As \\
 &= (0,89 - 0,5517) \times \frac{0,038}{0,146} + 0,5517 \\
 &= 0,641 \text{ g}
 \end{aligned}$$

4) Gaya gempa

a) Gaya gempa arah X

$$\begin{aligned}
 EQ_x &= \frac{C_{sm}}{R} \times W \\
 &= \frac{0,89}{3} \times 2274,93 \\
 &= 674,896 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Gaya gempa arah Y

$$\begin{aligned}
 EQ_y &= \frac{C_{sm}}{R} \times W \\
 &= \frac{0,641}{3} \times 2274,93 \\
 &= 486,102 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

j. Aliran air, benda hanyutan, dan tumbukan kayu (EF)

1) Tumbukan Kayu

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor air beban banjir (f)} &= 1,5 \\
 \text{Lendutan elastisitas kolom (d)} &= 0,075 \text{ m} \\
 \text{Massa kayu (M)} &= 2 \text{ ton} \\
 \text{Kecepatan air saat banjir (Va)} &= 1,4 \times V \times f \\
 &= 1,4 \times 2 \times 1,5 \\
 &= 4,2 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya akibat tumbukan (T}_{EF}\text{)} &= \frac{2 \times V a^2}{d} \\
 &= \frac{2 \times 4,2^2}{0,075} \\
 &= 470,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Benda hanyutan

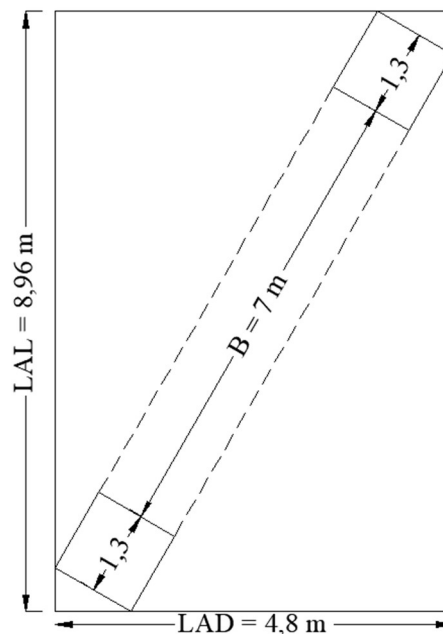
$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien seret benda hanyutan (Cd)} &= 1,04 \\
 \text{Kedalaman benda hanyutan (Dh)} &= 1,2 \text{ m} \\
 \text{Panjang bentang 1 (L1)} &= 30 \text{ m} \\
 \text{Panjang bentang 2 (L2)} &= 30 \text{ m} \\
 \text{Panjang bentang 3 (L3)} &= 30 \text{ m} \\
 \text{Kecepatan saat banjir (Vs)} &= f \times V \\
 &= 1,5 \times 2 \\
 &= 3 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang hamparan (L)} &= 0,5 \times (L1 + L2 + L3) \\
 &= 0,5 \times (30 + 30 + 30) \\
 &= 45 \text{ m} \\
 \text{Luas proyeksi benda hanyutan (Ad)} &= L \times Dh \\
 &= 45 \times 1,2 \\
 &= 54 \text{ m}^2 \\
 \text{Gaya benda hanyutan (T}_{EF}\text{)} &= 0,5 \times Cd \times Ad \times Vs^2 \\
 &= 0,5 \times 1,04 \times 54 \times 3^2 \\
 &= 252,72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya yang diambil antara benda hanyutan dan akibat tumbukan diambil sebesar 470,4 kN.

3) Aliran dan Gaya angkat air

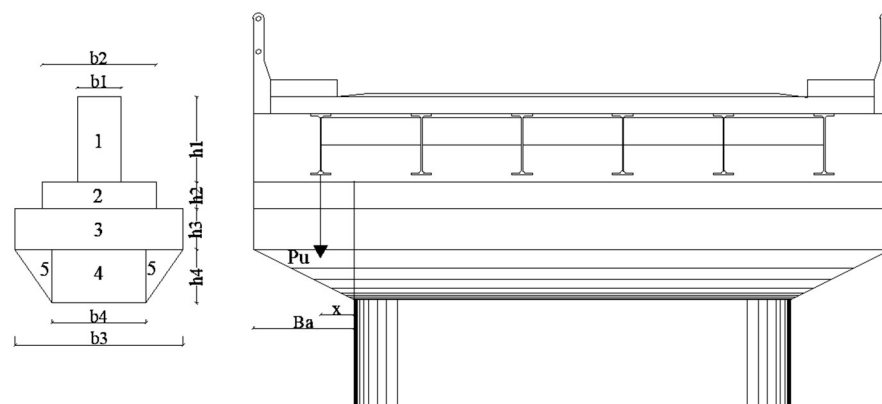
$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien seret (Cd)} &= 1,4 \\
 \text{Koefisien angkat (Cl)} &= 0,9 \\
 \text{Muka air banjir (Hb)} &= 3 \text{ m} \\
 \text{Kecepatan air sungai (V)} &= 2 \text{ m/s} \\
 \text{Faktor air beban banjir (f)} &= 1,5
 \end{aligned}$$



Gambar 5.59 Beban Aliran Air di Pilar

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang pilar tegak lurus (L}_{AD}\text{)} &= 4,8 \text{ m} \\
 \text{Luas proyeksi pier tegak lurus (A}_d\text{)} &= L_{AD} \times Hb \\
 &= 4,8 \times 3 \\
 &= 14,4 \text{ m}^2 \\
 \text{Panjang pilar searah aliran (L}_{AL}\text{)} &= 8,96 \text{ m} \\
 \text{Luas proyeksi pier tegak lurus (A}_L\text{)} &= L_{AL} \times Hb \\
 &= 8,96 \times 3 \\
 &= 26,88 \text{ m}^2 \\
 \text{Kecepatan air rata-rata banjir (V}_s\text{)} &= f \times V \\
 &= 1,5 \times 2 \\
 &= 3 \text{ m/s} \\
 \text{Gaya seret air arah y melintang (T}_{EFY}\text{)} &= 0,5 \times Cd \times A_d \times V_s^2 \\
 &= 0,5 \times 0,7 \times 14,4 \times 3^2 \\
 &= 90,72 \text{ kN} \\
 \text{Gaya seret arah x memanjang (T}_{EFX}\text{)} &= 0,5 \times CL \times A_L \times V_s^2 \\
 &= 0,5 \times 0,9 \times 26,88 \times 3^2 \\
 &= 108,864 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Pembebanan di *Pier Head*
 - a. Gaya dan Momen yang terjadi



Gambar 5.60 Tinjauan Kepala Pilar

Lebar <i>pier head</i> (b_y)	$= 9,5 \text{ m}$
Lebar kantilever <i>pier head</i> (b_a)	$= 1,5 \text{ m}$
Jarak antar gelagar (s)	$= 1,5 \text{ m}$
Tinggi <i>pier head</i> (h)	$= h_2 + h_3 + h_4$
	$= 0,4 + 0,6 + 0,8$
	$= 1,8 \text{ m}$
Lebar kepala pilar (b)	$= \frac{b_2 + b_4}{2}$
	$= \frac{1,7 + 1,4}{2}$
	$= 1,55 \text{ m}$
Jumlah gelagar (n)	$= 6$
Lengan reaksi gelagar terhadap tepi (x)	$= ba - \frac{b_y (n-1) \times s}{2}$
	$= 1,5 - \frac{9,5 - (6-1) \times 1,5}{2}$
	$= 0,5 \text{ m}$
Berat satu gelagar tepi (PBS)	$= 84,81 \text{ kN}$
Berat satu trotoar (PMT)	$= 180 \text{ kN}$
Berat pelat kendaraan 1,25 m	$= h \times s \times L \times \gamma_{concrete}$
	$= 0,25 \times 1,5 \times 30 \times 24$
	$= 270 \text{ kN}$
Berat mati tambahan total (PMT tot)	$= PMT_1 + PMT_2$
	$= 180 + 270$
	$= 450 \text{ kN}$
Beban pejalan kaki satu sisi (PTP)	$= 150 \text{ kN}$
Beban gempa vertikal (EQv)	$= 577,595 \text{ kN}$

Tabel 5.69 Rekapitulasi Beban Pada *Pier Head*

Beban	Notasi	Gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
Berat sendiri	BS	84,81	0,5	42,405
Berat mati tambahan	MT	450	0,5	225
Beban pejalan kaki	TP	150	0,5	75
Gempa Vertikal	EQv	577,5948	0,5	288,7974

b. Rekapitulasi Kombinasi Beban

Tabel 5.70 Kombinasi Beban Kuat I Pada *Pier Head*

Jenis Beban	Notasi	Kuat I	P kN	M kNm
Beban mati sendiri	BS	1,3	110,253	55,1265
Beban mati tambahan	MT	2	900	450
Beban pejalan kaki	TP	1,8	270	135
Beban gempa vertikal	Eqv	0	0	0
Jumlah			1280,253	640,1265

Tabel 5.71 Kombinasi Beban Ekstrem I Pada *Pier Head*

Jenis Beban	Notasi	Ekstrem I	P kN	M kNm
Beban mati sendiri	BS	1,3	110,253	55,1265
Beban mati tambahan	MT	2	900	450
Beban pejalan kaki	TP	0,3	45	22,5
Beban gempa vertikal	Eqv	1	577,5948	288,797
Jumlah			1632,848	816,424

Berdasarkan dua kombinasi yang dihitung, gaya dan momen terbesar pada kombinasi Ekstrem I.

4. Pembebanan di Pier Wall

a. Berat sendiri (BS)

Berat mati sendiri pada pilar dibagi menjadi berat sendiri struktur atas jembatan dan berat struktur pilar.

1) Struktur atas

Dari hasil perhitungan berat sendiri dari struktur atas, berat struktur dibagi dua pada ujung jembatan. Oleh karena itu perhitungan P_{BS} sebagai berikut.

$$W_{BS} = 2274,93 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} P_{BS} &= 0,5 \times 2274,93 \\ &= 1137,465 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial kolom } P_{BS} &= 2 \times 0,5 \times 2274,93 \\ &= 2274,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Struktur bawah

Tabel 5.72 Berat Struktur Bawah Pier Wall

No	γ_s (kN/m ³)	P (m)	T (m)	L (m)	Shape	V (m ³)	Berat PBS 2 (kN)
1	24	0,65	1,262	9,5	1	7,793	187,028
2	24	1,7	0,4	9,5	1	6,46	155,04
3	24	2,5	0,6	9,5	1	14,25	342
4	24	1,4	0,8	6,5	1	7,28	174,72
5	24	0,55	0,8	6,5	0,5	1,43	34,32
6	24	5,2	1,3	6,5	1	43,94	1054,56
7	24	0	1,3	6,5		1,327	269,181
Jumlah							2216,849

b. Beban mati tambahan (MT)

Beban mati tambahan pada pilar adalah beban mati non-struktural atau dari struktur atas jembatan. Beban mati tambahan terdiri dari lapis aspal, genangan air hujan, dan trotoar.

$$\begin{aligned} W_{MT} &= P_{MT \text{ aspal}} + P_{MT \text{ genangan air}} + P_{MT \text{ trotoar}} \\ &= 462 + 105 + 360 \\ &= 927 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Gaya aksial kolom (P}_{MT}) &= 2 \times 0,5 \times 927 \\ &= 927 \text{ kN}\end{aligned}$$

c. Beban Lajur (TD)

Perhitungan beban akibat beban lajur :

$$W_{TD} = 2370,20 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\text{Gaya aksial kolom P}_{TD} &= 2 \times 0,5 \times W_{TD} \\ &= 2 \times 0,5 \times 2370,20 \\ &= 2370,2 \text{ kN}\end{aligned}$$

d. Beban pejalan kaki (TP)

$$\text{Intensitas beban pejalan kaki} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Panjang Jembatan (L)} = 30 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar (b}_2) = 1 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah trotoar (n)} = 2 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned}W_{TP} &= TP \times b_2 \times L \times n \\ &= 5 \times 1 \times 30 \times 2 \\ &= 300 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Gaya aksial kolom P}_{TP} &= 2 \times 0,5 \times W_{TP} \\ &= 2 \times 0,5 \times 300 \\ &= 300 \text{ kN}\end{aligned}$$

e. Beban rem (TB)

$$W_{TB} = 127 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan momen dengan kolom (L}_{TB} \text{ kolom)} = 8,841 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen terhadap kolom M}_{TB} &= W_{TB} \times L_{TB} \\ &= 127 \times 8,841 \\ &= 1122,807 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\text{Gaya horizontal kolom (H}_x) = 127 \text{ kN}$$

f. Beban angin struktur (EWs)

1) Beban Angin Struktur Atas Lateral

Jembatan Grembyangan memiliki ketinggian $\pm 103,022 \text{ m}$ di atas permukaan laut. Lokasi jembatan yang berada di daerah dengan lahan yang terbuka. Beban angin direncanakan sebagai berikut

Kondisi lokasi

$$\text{Kecepatan angin rencana } (V_b) = 90 \text{ km/jam}$$

$$\text{Kecepatan angin pada 10 m } (V_{10}) = 90 \text{ km/jam}$$

$$\text{Ketinggian jembatan } (Z) = 103,22 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan gesek angin } (V_0) = 17 \text{ km/jam}$$

$$\text{Panjang gesekan di hulu jembatan } (Z_0) = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_{DZ} &= 2,5 \times V_0 \times \frac{V_{10}}{V_B} \times \ln \frac{Z}{Z_0} \\ &= 2,5 \times 17 \times \frac{90}{90} \times \ln \frac{103,22 \times 10^{-3}}{1000 \times 10^{-6}} \\ &= 196,985 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

$$\text{Tekanan angin dasar } (P_b) = 0,0024 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Tekanan angin desain } (P_d) &= P_b \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\ &= 0,0024 \times \left(\frac{196,985}{90} \right)^2 \\ &= 0,01149 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi pelat dan gelagar } (h_s) = 1,162 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi tinggi sandaran } (h_p) = 1,25 \text{ m}$$

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas bidang kontak angin } (A) &= L \times (h_s + h_p) \\ &= 30 \times (1,162 + 1,2) \\ &= 70,86 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan angin } (P_H) &= P_d \times A \\ &= 0,01149 \times 70,86 \times 10^6 \\ &= 814692,922 \text{ N} \\ &= 814,692 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi } H_a (H_a) &= h_s + h_p \\ &= 1,162 + 1,25 \\ &= 2,412 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \text{Tinggi } H_a (\frac{1}{2} H_a) &= 0,5 \times H_a \\ &= 0,5 \times 2,412 \\ &= 1,206 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{EW1} &= 814,692 \text{ kN} \\
 L_{EW} \text{ kolom} &= \frac{1}{2} H_a \times a \times L_c \\
 &= 1,206 \times (0,4 + 0,6 + 0,8) \times 6,423 \\
 &= 9,429 \\
 \text{Momen terhadap kolom } M_{EW} &= T_{ew} \times L_{ew} \\
 &= 814,692 \times 9,429 \\
 &= 7681,739 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2) Beban Angin Struktur Bawah Lateral

Tekanan angin desain struktur bawah berdasarkan SNI 1725:2016 diambil 0,0019 MPa

$$\begin{aligned}
 \text{Tekanan angin desain (Pd)} &= 0,0019 \text{ MPa} \\
 \text{Luas kolom (Ac)} &= L_c \times h \\
 &= 6,423 \times 1,3 \\
 &= 8,349 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas } pier \text{ head (Ap)} &= A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 \\
 &= 4,560 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas bidang kontak (A)} &= A_c + A_p \\
 &= 8,349 + 4,560 \\
 &= 12,910 \text{ m}^2 \\
 \text{Gaya tekan angin (PH)} &= P_d \times A \\
 &= 0,0019 \times 12,910 \times 10^6 \\
 &= 24529,38 \text{ N} \\
 &= 24,529 \text{ kN} \\
 \text{Tinggi bidang kontak (H)} &= L_c + a \\
 &= 6,423 + (0,4 + 0,6 + 0,8) \\
 &= 8,223 \text{ m} \\
 \frac{1}{2} \text{Tinggi H (}\frac{1}{2}H\text{)} &= 0,5 \times H \\
 &= 0,5 \times 8,223 \\
 &= 4,111 \text{ m} \\
 T_{EW2} &= 24,529 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L_{EW} \text{ kolom} &= \frac{1}{2} H_a \\
&= 4,111 \text{ m} \\
\text{Momen terhadap kolom } M_{EW2} &= T_{ew} \times L_{ew} \\
&= 24,529 \times 4,111 \\
&= 100,852 \text{ kNm} \\
\text{Total gaya akibat angin } T_{EWT} &= T_{EW1} + T_{EW2} \\
&= 814,692 + 24,529 \\
&= 839,222 \text{ kN} \\
\text{Total momen pada kolom (My)} &= M_{EW} + M_{EW2} \\
&= 7681,739 + 100,852 \\
&= 7782,592 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

3) Beban Angin Struktur Bawah Longitudinal

$$\begin{aligned}
\text{Tekanan angin desain (Pd)} &= 0,0019 \text{ MPa} \\
\text{Luas kolom (Ac)} &= L_c \times (B + h) \\
&= 6,423 \times (6,5 + 1,3) \\
&= 41,75 \text{ m}^2 \\
\text{Luas } pier \text{ head (Ap)} &= (h_2 + h_3 + h_4) \times B_y \\
&= (0,4 + 0,6 + 0,8) \times 9,5 \\
&= 17,1 \text{ m}^2 \\
\text{Luas bidang kontak (A)} &= A_c + A_p \\
&= 41,75 + 17,1 \\
&= 58,85 \text{ m}^2 \\
\text{Gaya tekan angin (P_H)} &= P_d \times A \\
&= 0,0019 \times 58,85 \times 10^6 \\
&= 111814,05 \text{ N} \\
&= 111,814 \text{ kN} \\
\text{Tinggi bidang kontak (H)} &= L_c + a \\
&= 6,423 + (0,4+0,6+0,8) \\
&= 8,223 \text{ m} \\
\frac{1}{2} \text{Tinggi H (}\frac{1}{2}H\text{)} &= 0,5 \times H \\
&= 0,5 \times 8,223
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 4,111 \text{ m} \\
 T_{EW} &= 111,814 \text{ kN} \\
 L_{EW} \text{ kolom} &= \frac{1}{2} H_a \\
 &= 4,111 \text{ m} \\
 \text{Momen terhadap kolom } M_x &= T_{ew} \times L_{ew} \\
 &= 111,814 \times 4,111 \\
 &= 459,723 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

g. Beban angin kendaraan (EWI)

$$\text{Panjang jembatan (L)} = 30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 h_{EWI} &= 1,8 + 1,162 \\
 &= 2,962 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$T_{EW} = 1,46 \text{ N/mm}$$

$$\text{Jarak as truk (x)} = 1,75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P_{EWI} &= \frac{h \times L}{x} \times T_{EW} \\
 &= \frac{2,962 \times 30}{1,75} \times 1,46 \\
 &= 74,135 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya tekan pangkal kolom } P_{EWI} &= P_{EWI \text{ kiri}} + P_{EWI \text{ kanan}} \\
 &= \frac{74,135}{2} + \frac{74,135}{2} \\
 &= 74,135 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

h. Beban gempa vertikal (EQv)

$$\text{Reaksi perletakan beban mati struktur atas (P}_{BS}) = 2274,92 \text{ kN}$$

$$\text{Reaksi perletakan beban mati tambahan (P}_{MT}) = 927 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gempa vertikal I (EQ}_{v1}) &= 10\% \times (P_{BS} + P_{MA}) \\
 &= 10\% \times (2274,92 + 927) \\
 &= 320,193 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gempa vertikal 2 (EQ}_{v2}) &= 120\% \times ((P_{BS} + P_{MA}) - EQ_{v1}) \\
 &= 120\% \times ((3201,93) - 320,193) \\
 &= 3458,084 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$P_{EQV} = 3458,084 \text{ kN}$$

i. Beban gempa lateral (EQ)

$$SDs = 0,89 \text{ g}$$

$$SD1 = 0,65 \text{ g}$$

$$Ts = 0,73 \text{ g}$$

$$T0 = 0,15 \text{ g}$$

1) Kekakuan struktur atas

$$\text{Berat struktur atas (W)} = 2274,93 \text{ kN}$$

$$\text{Mutu beton (fc')} = 35 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas beton (Ec)} &= 4700 \times \sqrt{fc'} \\ &= 4700 \times \sqrt{35} \\ &= 27805,575 \text{ MPa} \\ &= 27805574,98 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar kolom (b6)} = 5,2 \text{ m}$$

$$\text{Tebal penampang pilar (h6)} = 1,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang kolom (A)} &= (B \times h) + \left(\frac{\pi}{4} \times h^2\right) \\ &= (5200 \times 1300) + \left(\frac{\pi}{4} \times 1300^2\right) \\ &= 8087322,896 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar ekuivalen (be)} &= \frac{A}{h} \\ &= \frac{8087322,896}{1300} \\ &= 6221,017 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal pilar yg terguncang (H)} &= Lc + a \\ &= 6,423 + (0,4+0,6+0,8) \\ &= 8,223 \text{ m} \end{aligned}$$

a) Kekakuan struktur arah X

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia (I)} &= \frac{1}{12} \times be \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 6221,017 \times 1300^3 \\ &= 1138964641206,62 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\text{Kekakuan struktur (Kp)} = 3 \times \frac{E \times I}{L^3}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3 \times \frac{27805,57498 \times 1138964641206,62}{5200^3} \\
 &= 675699,10 \text{ N/mm} \\
 &= 675699,10 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b) Kekakuan struktur arah Y

$$\begin{aligned}
 \text{Momen inersia (I)} &= \frac{1}{12} \times b \times B y^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 1300 \times 6221,017^3 \\
 &= 26082330810553,60 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kekakuan struktur (Kp)} &= 3 \times \frac{E \times I}{L^3} \\
 &= 3 \times \frac{27805,57498 \times 26082330810553,60}{5200^3} \\
 &= 15473533,62 \text{ N/mm} \\
 &= 15473533,62 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) Periode getar struktur (T)

a) Periode getar struktur arah X

$$\begin{aligned}
 T &= 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp}} \\
 &= 2\pi \times \sqrt{\frac{5720,475}{9,81 \times 675699,10}} \\
 &= 0,184 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

b) Periode getar struktur arah Y

$$\begin{aligned}
 T &= 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp}} \\
 &= 2\pi \times \sqrt{\frac{5720,475}{9,81 \times 15473533,62}} \\
 &= 0,038 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

3) Menentukan koefisien respons elastis (Csm)

a) Penentuan Csm arah X

$$\begin{aligned}
 T &= 0,184 \text{ detik} \\
 T_s &= \frac{SD}{SD_s} \\
 &= \frac{0,65}{0,89} \\
 &= 0,730 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times Ts \\
 &= 0,2 \times 0,730 \\
 &= 0,146 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $T > T_0$ maka nilai C_{sm} sama dengan S_{ds} berikut:

$$C_{sm} = 0,89 \text{ g}$$

b) Penentuan C_{sm} arah Y

$$\begin{aligned}
 T &= 0,038 \text{ detik} \\
 T_s &= \frac{SD}{S_{Ds}} \\
 &= \frac{0,65}{0,89} \\
 &= 0,730 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times Ts \\
 &= 0,2 \times 0,730 \\
 &= 0,146 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $T < T_0$ maka nilai C_{sm} menggunakan persamaan berikut:

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= (S_{Ds} - A_s) \times \frac{T}{T_0} + A_s \\
 &= (0,89 - 0,5517) \times \frac{0,038}{0,146} + 0,5517 \\
 &= 0,641 \text{ g}
 \end{aligned}$$

4) Gaya gempa

a) Gaya gempa arah X

$$\begin{aligned}
 EQ_x &= \frac{C_{sm}}{R} \times W \\
 &= \frac{0,89}{3} \times 2274,93 \\
 &= 674,896 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Gaya gempa arah Y

$$\begin{aligned}
 EQ_y &= \frac{C_{sm}}{R} \times W \\
 &= \frac{0,641}{3} \times 2274,93 \\
 &= 486,102 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lengan kolom } L_{EQ} = a + Lc$$

$$= (0,4 + 0,6 + 0,8) + 6,423$$

$$= 8,2230 \text{ m}$$

$$\text{Momen gempa x (Mx)} = EQ_x \times LEQ$$

$$= 674,896 \times 8,223$$

$$= 5549,669 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen gempa y (My)} = EQ_y \times LEQ$$

$$= 486,102 \times 8,223$$

$$= 3997,2189 \text{ kNm}$$

$$H_x = 674,896 \text{ Kn}$$

$$H_y = 486,102 \text{ kN}$$

j. Aliran air, benda hanyutan, dan tumbukan kayu (EF)

1) Tumbukan Kayu

$$\text{Faktor air beban banjir (f)} = 1,5$$

$$\text{Lendutan elastisitas kolom (d)} = 0,075 \text{ m}$$

$$\text{Massa kayu (M)} = 2 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan air saat banjir (Va)} &= 1,4 \times V \times f \\ &= 1,4 \times 2 \times 1,5 \\ &= 4,2 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya akibat tumbukan (T}_{EF}) &= \frac{2 \times V a^2}{d} \\ &= \frac{2 \times 4,2^2}{0,075} \\ &= 470,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Benda hanyutan

$$\text{Koefisien seret benda hanyutan (Cd)} = 1,04$$

$$\text{Kedalaman benda hanyutn (Dh)} = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Panjang bentang 1 (L1)} = 30 \text{ m}$$

$$\text{Panjang bentang 2 (L2)} = 30 \text{ m}$$

$$\text{Panjang bentang 3 (L3)} = 30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan saat banjir (Vs)} &= f \times V \\ &= 1,5 \times 2 \\ &= 3 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang hamparan (L)} &= 0,5 \times (L1 + L2 + L3) \\
 &= 0,5 \times (30 + 30 + 30) \\
 &= 45 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas proyeksi benda hanyutan (Ad)} &= L \times Dh \\
 &= 45 \times 1,2 \\
 &= 54 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya benda hanyutan (T}_{EF}\text{)} &= 0,5 \times Cd \times Ad \times Vs^2 \\
 &= 0,5 \times 1,04 \times 54 \times 3^2 \\
 &= 252,72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya yang diambil antara benda hanyutan dan akibat tumbukan diambil sebesar 470,4 kN.

$$\text{Muka air banjir (Hb)} = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan kolom L}_{EF} &= Hb \\
 &= 3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen kolom (My)} &= TEF \times LEF \\
 &= 470,4 \times 3 \\
 &= 1411,2 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Gaya horizontal} = 470,4 \text{ kN}$$

3) Aliran dan Gaya angkat air

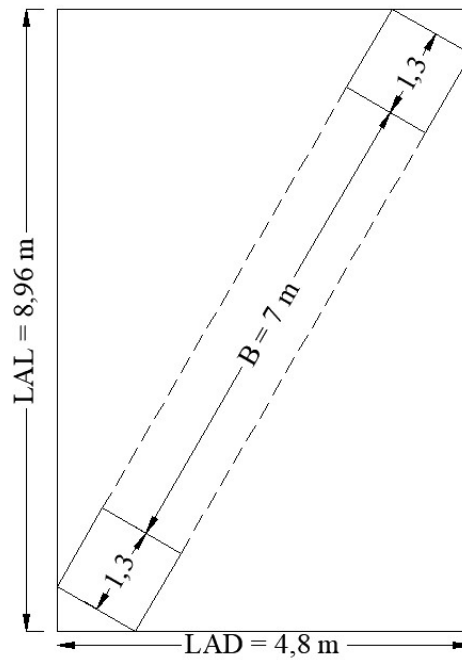
$$\text{Koefisien seret (Cd)} = 1,4$$

$$\text{Koefisien angkat (Cl)} = 0,9$$

$$\text{Muka air banjir (Hb)} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan air sungai (V)} = 2 \text{ m/s}$$

$$\text{Faktor air beban banjir (f)} = 1,5$$



Gambar 5.61 Beban Aliran Air di Pilar

$$\text{Panjang pilar tegak lurus (L}_{AD}\text{)} = 4,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas proyeksi pier tegak lurus (A}_d\text{)} &= L_{AD} \times Hb \\ &= 4,8 \times 3 \\ &= 14,4 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Panjang pilar searah aliran (L}_{AL}\text{)} = 8,96 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas proyeksi pier tegak lurus (A}_L\text{)} &= L_{AL} \times Hb \\ &= 8,96 \times 3 \\ &= 26,88 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan air rata-rata banjir (V}_s\text{)} &= f \times V \\ &= 1,5 \times 2 \\ &= 3 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya seret air arah y melintang (T}_{EFY}\text{)} &= 0,5 \times Cd \times A_d \times V_s^2 \\ &= 0,5 \times 1,4 \times 14,4 \times 3^2 \\ &= 90,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya seret arah x memanjang (T}_{EFX}\text{)} &= 0,5 \times CL \times A_L \times V_s^2 \\ &= 0,5 \times 0,9 \times 26,88 \times 3^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 108,864 \text{ kN} \\
 \text{Lengan kolom } L_{EF} &= \frac{Hb}{2} \\
 &= 1,5 \text{ m} \\
 \text{Momen kolom (Mx)} &= TEFx \times LEF \\
 &= 108,864 \times 1,5 \\
 &= 338,567 \text{ kNm} \\
 \text{Momen kolom (My)} &= TEFy \times LEF \\
 &= 90,72 \times 1,5 \\
 &= 282,14 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

k. Rekapitulasi Beban

Tabel 5.73 Rekapitulasi Pembebanan Pada *Pier Wall*

No	Jenis Beban	Notasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati sendiri	BS	4491,7				
2	Beban mati tambahan	MT	927				
3	Beban lajur	TD	2370,20				
4	Beban pejalan kaki	TP	300				
5	Beban rem	TB		127		1122,8	
6	Beban angin struktur	Ews		839,2	111,814	459,723	7783
7	Beban angin kendaraan	Ewl	74,1			0	
8	Beban gesekan perletakan	BF	0				
9	Beban gempa vertikal	EQv	3458,0				
10	Beban gempa lateral arah X	Eqlt			486,1		3997,2
11	Gempa longitudinal	Eqlt		674,8		5549,6	
12	Aliran air	EU		108,864	90,72	163,296	136,08
13	benda hanyutan	EU			470,4		1411,2

1. Kombinasi Pembebanan

Tabel 5.74 Rekap Gaya dan Momen Kuat I *Pier Wall*

No	Jenis Beban	Notasi	Kuat I	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Px	Py	Mx	My
				kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati sendiri	BS	1,3	5839,3	0	0	0	0
2	Beban mati tambahan	MT	2	1854	0	0	0	0
3	Beban lajur	TD	1,8	4266,36	0	0	0	0
4	Beban pejalan kaki	TP	1,8	540	0	0	0	0
5	Beban rem	TB	1,8	0	228,6	0	2021,0526	0
6	Beban angin struktur	Ews	0	0	0	0	0	0
7	Beban angin kendaraan	Ewl	0	0	0	0	0	
8	Beban gesekan perletakan	BF	1	0	0	0	0	0
9	Beban gempa vertikal	EQv	0	0	0	0	0	0
10	Beban gempa lateral arah X	EqLt	0	0	0	0	0	0
11	Gempa longitudinal	EqLd	0	0	0	0	0	0
12	Aliran air	EU	1	0	108,9	90,7	163,296	136,1
13	benda hanyutan	EU	1	0	0	470,4	0	1411,2
Jumlah				12499,6	337,5	561,1	2184,3	1547,3

Tabel 5.75 Rekap Gaya dan Momen Ekstrem I *Pier Wall*

No	Jenis Beban	Notasi	Ekstrem I	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Px	Py	Mx	My
				kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati sendiri	BS	1,3	5839,3	0	0	0	0
2	Beban mati tambahan	MT	2	1854	0	0	0	0
3	Beban lajur	TD	0,3	711,06	0	0	0	0
4	Beban pejalan kaki	TP	0,3	90	0	0	0	0
5	Beban rem	TB	0,3	0	38,1	0	336,8	0
6	Beban angin struktur	Ews	0	0	0	0	0	0
7	Beban angin kendaraan	Ewl	0	0	0	0	0	0
8	Beban gesekan perletakan	BF	1	0	0	0	0	0
9	Beban gempa vertikal	EQv	1	3458,0	0	0	0	0
10	Beban gempa lateral arah X	Eqlt	0	0	0	0	0	0
11	Gempa longitudinal	Eqld	1	0	674,8	0	5549,6	0
12	Aliran air	EU	1	0	108,9	90,7	163,296	136,1
13	benda hanyutan	EU	1	0	0	470,4	0	1411,2
Jumlah				11952,4	821,9	561,1	6049,8	1547,3

Tabel 5.76 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Pier Wall*

<i>PIER WALL</i>	P	Hx	Hy	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	12499,7	337,5	561,1	2184,3	1547,3
Kuat II	11431,6	286,7	561,1	1735,2	1547,3
Kuat III	7693,3	1283,8	717,7	806,9	12442,9
Kuat IV	7693,3	108,9	561,1	163,3	1547,3
Kuat V	7767,4	444,6	605,8	347,2	4660,3
Ekstrem I Arah X	11952,5	821,9	561,1	6049,8	1547,3
Ekstrem I Arah Y	11952,5	147,0	1047,2	500,1	5544,5

5. Penulangan di *Pier Head*

a. Tulangan Lentur

$$\text{Momen ultimit (Mx)} = 816,424 \text{ kNm}$$

$$\text{Tebal } pier \text{ head (h)} = 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar } pier \text{ head (b)} = 1550 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton (f'c)} = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja (fy)} = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja (E)} = 200.000 \text{ MPa}$$

$$\text{Momen ultimit selebar 1 m (Mu)} = 85,939 \text{ kNm}$$

$$\text{Diameter pokok (dp)} = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter bagi (ds)} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tul dengan sisi luar beton (d')} = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif (d)} &= h - d' \\ &= 1800 - 150 \\ &= 1650 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor distribusi tegangan (\beta_1)} &= 0,85 - \left(\frac{f'c - 28}{7}\right) \times 0,05 \\ &= 0,85 - \left(\frac{35 - 28}{7}\right) \times 0,05 \\ &= 0,80 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tul } balance \text{ (pb)} &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f'c}{fy} \times \left(\frac{600}{600 + fy}\right) \\ &= 0,8 \times 0,85 \times \frac{35}{390} \times \left(\frac{600}{600 + 390}\right) \\ &= 0,03698 \end{aligned}$$

Faktor tahanan momen maks (Rmax)

$$\begin{aligned} R_{max} &= 0,75 \times \rho b \times fy \times \left[1 - \left(0,5 \times 0,75 \times \rho b \times \frac{fy}{0,85 \times f'c}\right)\right] \\ &= 0,75 \times 0,04 \times 390 \times \left[1 - \left(0,5 \times 0,75 \times 0,04 \times \frac{390}{0,85 \times 35}\right)\right] \\ &= 8,851 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi lentur } \phi = 0,8$$

$$\begin{aligned} \text{Momen nominal rencana (Mn)} &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{85,939}{0,8} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 107,424 \text{ kNm} \\
 \text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\
 &= \frac{107,424 \times 10^6}{1000 \times 800^2} \\
 &= 0,0394 < R_{\max} \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{Rn}{0,85 \times f_c}} \right] \\
 &= 0,85 \times \frac{35}{390} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{0,0394}{0,85 \times 35}} \right] \\
 &= 0,00393
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio tul min } (\rho_{\min}) &= 0,25\% \times \frac{1,4}{f_y} \\
 &= 0,25\% \times \frac{1,4}{390} \\
 &= 0,00090
 \end{aligned}$$

$$\text{Rasio tul pakai } (\rho) = 0,00393$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tul perlu (As)} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,00393 \times 1000 \times 1650 \\
 &= 6482,536 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tul perlu (s)} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times dp^2 \times b}{As} \\
 &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 32^2 \times 1000}{6482,536} \\
 &= 124,064 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tul pakai (s)} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan pakai} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times dp^2 \times b}{s} \\
 &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 32^2 \times 1000}{100} \\
 &= 8042,477 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan pokok menggunakan D32 – 100.

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan bagi perlu (As')} &= 0,5 \times As \\
 &= 0,5 \times 8042,477 \\
 &= 4021,239 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tul bagi perlu (s')} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times ds^2 \times b}{As} \\
 &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 25^2 \times 1000}{4021,239} \\
 &= 122,070 \text{ mm} \\
 \text{Jarak tul bagi pakai (s')} &= 100 \text{ mm} \\
 \text{Luas tulangan pakai} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times ds^2 \times b}{s} \\
 &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 25^2 \times 1000}{100} \\
 &= 4908,738 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan bagi *pier head* menggunakan D25 – 100.

b. Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser ultimit (Vu)} &= 1632847,8 \text{ N} \\
 \text{Gaya geser beton (Vc)} &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 1000 \times 1600 \\
 &= 1626921,94 \text{ N} \\
 \phi Vc &= 0,7 \times Vc \\
 &= 0,7 \times 1626921,94 \\
 &= 1138845,358 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$\phi Vc < Vu$ sehingga *pier head* perlu tulangan geser.

$$\begin{aligned}
 Vs &= \frac{Vu}{\phi} - Vc \\
 &= \frac{1632847,8}{0,7} - 1626921,94 \\
 &= 1193794,356
 \end{aligned}$$

$$S_{min} = 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan geser (Asv)} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times D_{sengkang}^2 \times b}{S_{min}} \\
 &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 25^2 \times 1000}{300} \\
 &= 1636,246 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tulangan perlu (Sx)} = \frac{Asv \times fy \times d}{Vs}$$

$$= \frac{1636,246 \times 390 \times 1650}{1193794,356}$$

$$= 881,998 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan pakai (S)} = 500 \text{ mm}$$

Tulangan geser *pier head* menggunakan D25 – 500.

6. Penulangan di *Pier Wall*

a. Kontrol stabilitas *buckling* arah x

Beban terbesar pada arah X terjadi ketika kombinasi pembebanan Ekstrem I arah X.

$$\text{Gaya aksial (Pu)} = 11952,458 \text{ kN}$$

$$\text{Tinggi } \textit{pier wall} \text{ (Lc)} = 6,423 \text{ m}$$

$$\text{Tebal } \textit{pier wall} \text{ (h)} = 1,3 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } \textit{pier wall} \text{ (B)} = 5,2 \text{ m}$$

$$\text{Modulus elastisitas beton (Ec)} = 27805574,98 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Luas tampang (Ac)} = B \times h$$

$$= 5,2 \times 1,3$$

$$= 8,087 \text{ m}^2$$

$$\text{Lebar efektif (Be)} = \frac{Ac}{h}$$

$$= \frac{8,087}{1,3}$$

$$= 6,221 \text{ m}$$

$$\text{Inersia penampang (Ib)} = \frac{1}{12} \times Be \times h^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 6,221 \times 1,3^3$$

$$= 1,139 \text{ m}^4$$

$$\text{Jari-jari inersia} = \sqrt{\frac{Ib}{Ac}}$$

$$= \sqrt{\frac{1,139}{8,087}}$$

$$= 0,3752$$

$$\text{Faktor panjang tekuk} = 2,2$$

$$\text{Angka kelangsingan} = \frac{K \times Lc}{r}$$

$$= \frac{2,2 \times 6,423}{0,3752}$$

$$= 37,653$$

Angka kelangsingan = 37,653 > 22 maka pengaruh *buckling* perlu dipertimbangkan. Sehingga untuk menghindari terjadi buckling maka perlu adanya perbesaran momen ultimit.

$$\begin{aligned} \text{Beban mati ultimit } \textit{pier wall} \text{ (DL)} &= P_{BS} + P_{MT} \\ &= 2274,93 + 927 \\ &= 3201,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban lalu lintas ultimit } \textit{pier wall} \text{ (LL)} &= P_{TD} + P_{TP} \\ &= 2370,2 + 300 \\ &= 2670,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perbandingan beban mati ultimit dengan beban tetap (β_d)

$$\begin{aligned} \beta_d &= \frac{DL}{DL+LL} \\ &= \frac{3201,93}{3201,93 + 2670,2} \\ &= 0,5453 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan lentur } \textit{pier wall} \text{ (EI)} &= \frac{0,4 \times E_c \times I_b}{1 + \beta_d} \\ &= \frac{0,4 \times 27805574,98 \times 1,139}{1 + 0,5453} \\ &= 8197777,528 \text{ kNm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban aksial kritis (Pc)} &= \frac{\pi^2 \times EI}{(K \times L_c)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 8197777,528}{(2,2 \times 6,423)^2} \\ &= 405204,881 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor perbesaran momen } (\delta) &= \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0,75 \times P_c}} \\ &= \frac{1}{1 - \frac{11952,45773}{0,75 \times 405204,881}} \\ &= 1,041 \end{aligned}$$

$$\text{Momen ultimit setelah diperbesar (Mu)} = \delta \times M_{ux}$$

Hasil perbesaran momen dapat dilihat pada Tabel 5.77.

Tabel 5.77 Rekapitulasi Momen Perbesaran Arah X *Pier Wall*

Kombinasi Beban	Pu (kN)	Mux (kNm)	Mu (kNm)
Kuat I	12499,67	2184,35	2273,78
Kuat II	11431,59	1735,23	1806,27
Kuat III	7693,31	806,91	839,94
Kuat IV	7693,31	163,30	169,98
Kuat V	7767,45	347,19	361,40
Ekstrem I Arah X	11952,46	6049,81	6297,49
Ekstrem I Arah Y	11952,46	500,14	520,61

b. Tulangan pokok *pier wall*

Pada perhitungan penulangan *pier wall* diambil gaya dan momen dari setiap kombinasi yang nilai momennya sudah diperbesar seperti Tabel 5.77. Nilai yang digunakan untuk perhitungan *pier wall* berdasarkan sumbu X sebagai sumbu terlemah. Dalam mempermudah perhitungan maka lebar tinjauan *pier wall* ditetapkan sebesar 1 m seperti Tabel 5.78 di bawah.

Tabel 5.78 Nilai Gaya dan Momen Pada Tinjauan Lebar *Pier Wall* 1 Meter

Kombinasi Beban	Pu (kN)	Mx (kNm)
Kuat I	2403,783	420,067
Kuat II	2198,383	333,697
Kuat III	1479,483	155,175
Kuat IV	1479,483	31,403
Kuat V	1493,740	66,766
Ekstrem I Arah X	2298,550	1163,424
Ekstrem I Arah Y	2298,550	96,180

Mutu beton (f_c') = 35 MPa

Tegangan leleh baja (f_y) = 390 MPa

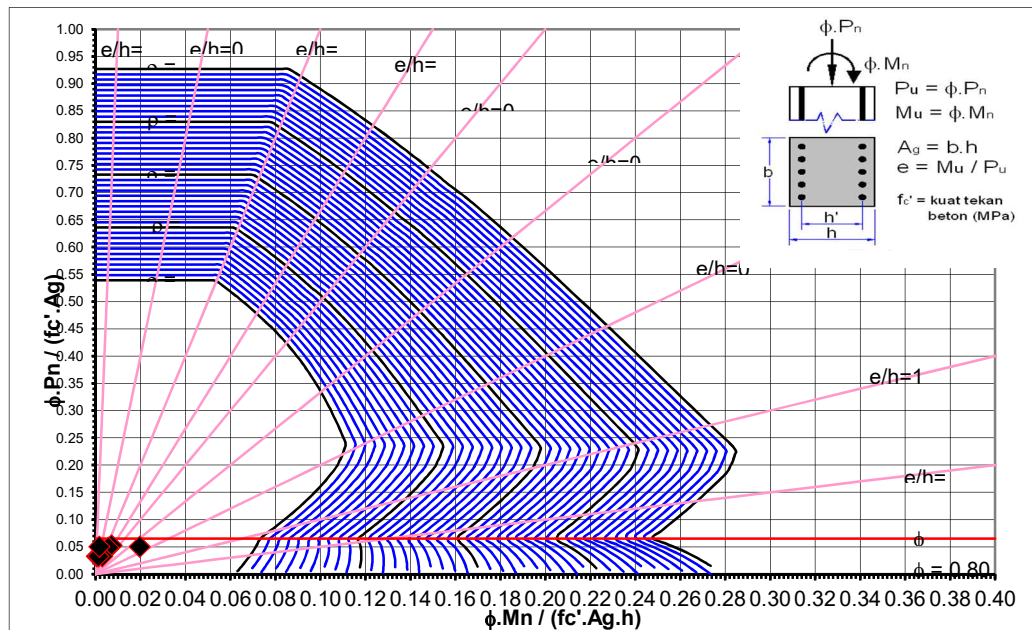
$$\begin{aligned}
 \text{Lebar penampang (bc)} &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi pier wall (hc)} &= 1300 \text{ mm} \\
 \text{Lebar pier wall (By)} &= 12 \text{ m} \\
 \text{Luas Penampang (Ag)} &= bc \times hc \\
 &= 1000 \times 1300 \\
 &= 1300000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Modulus elastisitas baja (Es)} &= 200.000 \text{ MPa} \\
 \text{Faktor distribusi tegangan } (\beta_1) &= 0,85 - \left(\frac{f_c' - 28}{7}\right) \times 0,05 \\
 &= 0,85 - \left(\frac{35 - 28}{7}\right) \times 0,05 \\
 &= 0,80
 \end{aligned}$$

Dalam perhitungan kebutuhan tulangan ini menggunakan diagram interaksi kolom. Nilai Pn-Mn yang didapat dari analisis dicari nilai α dan β . Nilai α dan β dapat dilihat pada Tabel 5.79.

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \frac{\phi P_n}{f_c \times A_g} \\
 \beta &= \frac{\phi M_n}{f_c \times A_g \times h}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.79 Rekapitulasi Mn-Pn untuk Diagram Interaksi Kolom

Kombinasi Beban	Lebar = 5,2 m		Lebar = 1 m		α	β
	Pu (kN)	Mu (kNm)	Pu (kN)	Mx (kNm)		
Kuat I	12499,7	2184,35	2403,78	420,07	0,053	0,0071
Kuat II	11431,6	1735,23	2198,38	333,70	0,048	0,0056
Kuat III	7693,3	806,91	1479,48	155,17	0,033	0,0026
Kuat IV	7693,3	163,30	1479,48	31,40	0,033	0,0005
Kuat V	7767,4	347,19	1493,74	66,77	0,033	0,0011
Ekstrem I Arah X	11952,5	6049,81	2298,55	1163,42	0,051	0,0197
Ekstrem I Arah Y	11952,5	500,14	2298,55	96,18	0,051	0,0016

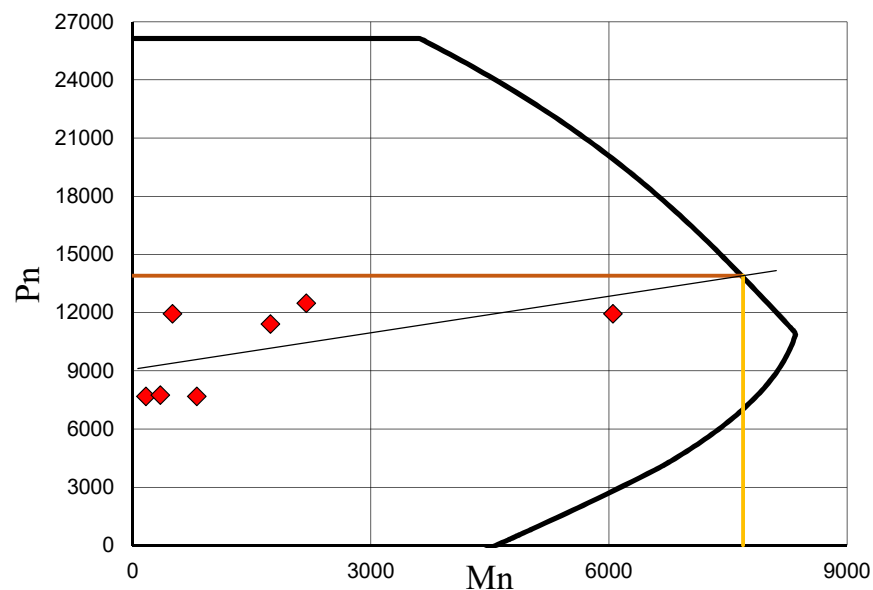


Gambar 5.62 Nilai α dan β Dalam Interaksi Pilar

Jarak tul. dengan sisi luar beton (d')	$= 100 \text{ mm}$
Tinggi efektif (d)	$= h - (2 \times d')$
	$= 1300 - (2 \times 100)$
	$= 1100 \text{ mm}$
d/h	$= \frac{d}{h}$
	$= \frac{1100}{1300}$
	$= 0,846 \approx 0,85$
Rasio tulangan yang diperlukan (ρ)	$= 1,0 \%$
Luas tulangan yang diperlukan (A_s)	$= \rho \times bc \times hc$
	$= 1,0\% \times 1000 \times 1300$
	$= 13000 \text{ mm}^2$
Diameter tulangan pokok (d_p)	$= 32 \text{ mm}$
Tulangan tekan = tarik	$= 0,5 \times A_s$
	$= 0,5 \times 13000$
	$= 6500 \text{ mm}^2$
Jarak tulanga perlu	$= \frac{\pi}{4} \times \frac{d_p^2 \times bc}{0,5 A_s}$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{\pi}{4} \times \frac{32^2 \times 1000}{6500} \\
 &= 124 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm} \\
 \text{Jumlah lapis baja tulangan 1 sisi (n)} &= 2 \text{ lapis} \\
 \text{Luas tulangan tekan dan tarik } A_s &= A_s' \\
 &= \frac{\pi}{4} \times n \times \frac{bc}{s} \times dp^2 \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 2 \times \frac{1000}{100} \times 32^2 \\
 A_s = A_s' &= 16085 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas tulangan total (Ast)} &= 32170 \text{ mm}^2 \\
 \text{Rasio tulangan total (ptotal)} &= \frac{Ast}{bc \times hc} \\
 &= \frac{32170}{1000 \times 1300} \\
 &= 2,475 \%
 \end{aligned}$$

Berdasarkan gaya aksial dan momen arah x yang diplot pada diagram interaksi kolom dengan rasio tulangan minimum 1%, nilai mn-pn berada di dalam garis. Dapat disimpulkan berdasarkan Gambar 5.68 bahwa tulangan yang dihitung dapat dikatakan aman dengan nilai Mn didapatkan sebesar 7690 kNm dan nilai Pn sebesar 13900 kN. Tulangan pokok yang digunakan untuk *pier wall* adalah D32 – 100.



Gambar 5.63 Nilai Mn-Pn dari Diagram Interaksi Pilar

c. Kontrol Pengaruh P-Delta

$$\begin{aligned}
\text{Gaya aksial} &= 13900 \text{ kN} \\
\text{Momen ultimit} &= 7690 \text{ kNm} \\
\text{Gaya aksial per meter (Pu)} &= 2673,08 \text{ kN} \\
\text{Momen ultimit per meter (Mu)} &= 1478,85 \text{ kNm} \\
\text{Luas tampang (Ac)} &= (B \times h) + \left(\frac{\pi}{4} \times h^2\right) \\
&= (5,2 \times 1,3) + \left(\frac{\pi}{4} \times 1,3^2\right) \\
&= 8,087 \text{ m}^2 \\
\text{Lebar efektif (Be)} &= \frac{Ac}{h} \\
&= \frac{8,087}{1,3} \\
&= 6,221 \text{ mm} \\
\text{Inersia penampang } pier \text{ wall (Ib)} &= \frac{1}{12} \times be \times hc^3 \\
&= \frac{1}{12} \times 6,221 \times 1,3^3 \\
&= 1,139 \text{ m}^4 \\
\text{Modulus elastisitas beton (Ec)} &= 27805574,98 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Faktor modifikasi respon (R)} &= 2 \\
\text{Periode getar arah x (T)} &= 0,1845 \text{ detik} \\
\text{Periode panjang (Ts)} &= 0,73 \text{ detik} \\
1,25 Ts &= 0,9125 \text{ detik}
\end{aligned}$$

Nilai $T < 1,25T_s$ sehingga R_d dihitung menggunakan rumus berikut:

$$\begin{aligned}
R_d &= \left(1 - \frac{1}{R}\right) \times \frac{1,25 T_s}{T} + \frac{1}{R} \\
&= \left(1 - \frac{1}{2}\right) \times \frac{0,9125}{0,1845} + \frac{1}{2} \\
&= 2,972 \\
\Delta_e &= \frac{Mu \times L}{Ec \times I_c} \\
&= \frac{1478,85 \times 6,423^2}{27805574,98 \times 1,139} \\
&= 0,00193 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\Delta &= Rd \times \Delta \\
&= 2,972 \times 0,00193 \\
&= 0,00573 \text{ m} \\
\Delta Pu &= Pu \times \Delta \\
&= 2673,08 \times 0,00573 \\
&= 15,3035 \text{ kNm} \\
0,25\phi Mn &= 0,25 \times \phi \times Mn \\
&= 0,25 \times 0,8 \times 1478,85 \\
&= 295,769 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2833:2016 bahwa pilar harus memenuhi persyaratan $\Delta Pu < 0,25\phi Mn$. Sehingga control P-Delta pada *pier wall* aman.

d. Pembesian tulangan geser

$$\begin{aligned}
\text{Gaya aksial per meter (Pu)} &= 2673,08 \text{ kN} \\
\text{Momen ultimit per meter (Mu)} &= 1478,85 \text{ kNm} \\
\text{Gaya Geser rencana (Vu)} &= \frac{Mu}{L} \\
&= \frac{1478,85 \times 10^6}{6423} \\
&= 230242,278 \text{ N} \\
\text{Diameter tul. sengkang (ds)} &= 13 \text{ mm} \\
\text{Lebar tinjauan (b)} &= 1000 \text{ mm} \\
\text{Tinggi } pier \text{ wall (H)} &= 1300 \text{ mm} \\
\text{Luas satu tulangan (Ad1)} &= \frac{\pi}{4} \times ds^2 \\
&= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \\
&= 132,732 \text{ mm}^2 \\
\text{Luas penampang (Ag)} &= b \times H \\
&= 1000 \times 1300 \\
&= 1300000 \text{ mm}^2 \\
\text{Jarak tul. dengan sisi luar beton (d')} &= 100 \text{ mm} \\
\text{Tinggi efektif (d)} &= 1100 \text{ mm} \\
\text{Kuat geser beton (Vc)} &= \left(1 + \frac{Pu}{14 \times Ag}\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b \times d
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \left(1 + \frac{2673,08}{14 \times 1,3 \times 10^6}\right) \times \frac{\sqrt{35}}{6} \times 1000 \times 1100 \\
&= 1243914,535 \text{ N} \\
\phi V_c &= 0,70 \times V_c \\
&= 0,70 \times 1243914,535 \\
&= 870740,1746 \text{ N}
\end{aligned}$$

$\phi V_c > V_u$ sehingga perhitungan gaya geser sudah aman sehingga tulangan geser dapat menggunakan geser minimum.

Syarat tulangan geser:

$$\begin{aligned}
S_{\min 1} &= 0,5 \times H \\
&= 0,5 \times 1300 \\
&= 650 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$S_{\min 2} = 300 \text{ mm}$$

$$S \text{ tulangan geser} = 300 \text{ mm}$$

Jarak terkecil dari kedua syarat $S_{\min}$ adalah 300 mm sehingga tulangan geser pada *pier wall* menggunakan tulangan D13 – 300.

Berdasarkan perhitungan tulangan *pier wall* tulangan yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.80 berikut.

Tabel 5.80 Rekapitulasi Tulangan Pada *Pier Wall*

Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
Tulangan Pokok	2D32 – 100
Tulangan geser	D13 – 300

7. Pembebanan di *Pile Cap*

a. Berat sendiri (BS)

Berat mati sendiri pada pilar dibagi menjadi berat sendiri struktur atas jembatan dan berat struktur pilar.

1) Struktur atas

Dari hasil perhitungan berat sendiri dari struktur atas, berat struktur dibagi dua pada ujung jembatan. Oleh karena itu perhitungan P_{BS} sebagai berikut.

$$W_{BS} = 2274,93 \text{ kN}$$

$$P_{BS} = 0,5 \times 2274,93$$

$$= 1137,465 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya aksial pondasi } P_{BS} = 2 \times 0,5 \times 2274,93$$

$$= 2274,93 \text{ kN}$$

2) Struktur bawah

Tabel 5.81 Berat Sendiri Struktur *Pile Cap*

No	γ_s (kN/m ³)	P (m)	T (m)	L (m)	Shape	V (m ³)	Berat PBS 2 (kN)
1	24	0,65	1,262	9,5	1	7,793	187,028
2	24	1,7	0,4	9,5	1	6,46	155,04
3	24	2,5	0,6	9,5	1	14,25	342
4	24	1,4	0,8	6,5	1	7,28	174,72
5	24	0,55	0,8	6,5	0,5	1,43	34,32
6	24	5,2	1,3	6,5	1	43,94	1054,56
7	24	0	1,3	6,5		1,327	269,181
8	24	3,05	0,61	12	0,5	11,163	267,912
9	24	2,85	0,61	12	0,5	10,431	250,344
10	24	1,3	0,61	12	1	9,516	228,384
11	24	7,2	1	12	1	86,4	2073,6
Jumlah							5037,089

b. Beban mati tambahan (MT)

$$W_{MT1} = 927 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya aksial pondasi } (P_{MT}) = 2 \times 0,5 \times 927$$

$$= 927 \text{ kN}$$

c. Beban Lajur (TD)

Perhitungan beban akibat beban lajur :

$$W_{TD} = 2370,20 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya aksial pondasi } P_{TD} = 2 \times 0,5 \times W_{TD}$$

$$= 2 \times 0,5 \times 2370,20$$

$$= 2370,2 \text{ kN}$$

d. Beban pejalan kaki (TP)

$$\begin{aligned}
 W_{TP} &= TP \times b \times L \times n \\
 &= 5 \times 1 \times 30 \times 2 \\
 &= 300 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya aksial pondasi } P_{TP} &= 2 \times 0,5 \times W_{TP} \\
 &= 2 \times 0,5 \times 300 \\
 &= 300 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Beban rem (TB)

$$W_{TB} = 127 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan momen dengan pondasi } (L_{TB}) = 10,662 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen terhadap pondasi } M_{TB} &= W_{TB} \times L_{TB} \\
 &= 127 \times 10,662 \\
 &= 1354,074 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Gaya horizontal pondasi } (H_x) = 127 \text{ kN}$$

f. Beban angin struktur (EWs)

1) Beban Angin Struktur Atas Lateral

Jembatan Grembyangan memiliki ketinggian $\pm 103,022 \text{ m}$ di atas permukaan laut. Lokasi jembatan yang berada di daerah dengan lahan yang terbuka. Beban angin direncanakan sebagai berikut

Kondisi lokasi

$$\text{Kecepatan angin rencana } (V_b) = 90 \text{ km/jam}$$

$$\text{Kecepatan angin pada 10 m } (V_{10}) = 90 \text{ km/jam}$$

$$\text{Ketinggian jembatan } (Z) = 103,22 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan gesek angin } (V_0) = 17 \text{ km/jam}$$

$$\text{Panjang gesekan di hulu jembatan } (Z_0) = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DZ} &= 2,5 \times V_0 \times \frac{V_{10}}{V_b} \times \ln \frac{Z}{Z_0} \\
 &= 2,5 \times 17 \times \frac{90}{90} \times \ln \frac{103,22 \times 10^{-3}}{1000 \times 10^{-6}} \\
 &= 196,985 \text{ km/jam}
 \end{aligned}$$

$$\text{Tekanan angin dasar } (P_b) = 0,0024 \text{ MPa}$$

$$\text{Tekanan angin desain } (P_d) = P_b \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_b} \right)^2$$

$$\begin{aligned}
&= 0,0024 \times \left(\frac{196,985}{90}\right)^2 \\
&= 0,01149 \text{ MPa} \\
\text{Tinggi pelat dan gelagar (hs)} &= 1,162 \text{ m} \\
\text{Tinggi tinggi sandaran (hp)} &= 1,25 \text{ m} \\
\text{Panjang jembatan (L)} &= 30 \text{ m} \\
\text{Luas bidang kontak angin (A)} &= L \times (hs + hp) \\
&= 30 \times (1,162 + 1,2) \\
&= 70,86 \text{ m}^2 \\
\text{Gaya tekan angin (P}_H\text{)} &= P_d \times A \\
&= 0,01149 \times 70,86 \times 10^6 \\
&= 814692,922 \text{ N} \\
&= 814,692 \text{ kN} \\
\text{Tinggi Ha (Ha)} &= hs + ht \\
&= 1,162 + 1,25 \\
&= 2,412 \text{ m} \\
\frac{1}{2}\text{Tinggi Ha } (\frac{1}{2}Ha) &= 0,5 \times Ha \\
&= 0,5 \times 2,412 \\
&= 1,206 \text{ m} \\
T_{EW1} &= 814,692 \text{ kN} \\
L_{EW} \text{ kolom} &= \frac{1}{2} Ha + a + L_c + h_p \\
&= 1,206 + (0,4 + 0,6 + 0,8) + 6,423 + (1,61) \\
&= 11,039 \text{ m} \\
\text{Momen terhadap kolom } M_{EW} &= T_{ew} \times L_{ew} \\
&= 814,692 \times 11,039 \\
&= 8993,395 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

2) Beban Angin Struktur Bawah Lateral

Tekanan angin desain struktur bawah berdasarkan SNI 1725:2016 diambil 0,0019 MPa

$$\text{Tekanan angin desain (Pd)} = 0,0019 \text{ MPa}$$

$$\text{Luas kolom (Ac)} = L_c \times h$$

$$\begin{aligned}
&= 6,423 \times 1,3 \\
&= 8,349 \text{ m}^2 \\
\text{Luas } pier \text{ head } (A_p) &= A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 \\
&= 4,560 \text{ m}^2 \\
\text{Luas bidang kontak } (A) &= A_c + A_p \\
&= 8,349 + 4,560 \\
&= 12,910 \text{ m}^2 \\
\text{Gaya tekan angin } (P_H) &= P_d \times A \\
&= 0,0019 \times 12,910 \times 10^6 \\
&= 24529,38 \text{ N} \\
&= 24,529 \text{ kN} \\
\text{Tinggi bidang kontak } (H) &= L_c + a \\
&= 6,423 + (0,4 + 0,6 + 0,8) \\
&= 8,223 \text{ m} \\
\frac{1}{2} \text{Tinggi } H \text{ } (\frac{1}{2}H) &= 0,5 \times H \\
&= 0,5 \times 8,223 \\
&= 4,111 \text{ m} \\
T_{EW2} &= 24,529 \text{ kN} \\
L_{EW} \text{ pondasi} &= \frac{1}{2} H_a + h_p \\
&= 4,111 + 1,61 \\
&= 5,721 \text{ m} \\
\text{Momen terhadap pondasi } M_{EW2} &= T_{ew} \times L_{ew} \\
&= 24,529 \times 5,721 \\
&= 140,345 \text{ kNm} \\
\text{Total gaya akibat angin } T_{EWT} &= T_{EW1} + T_{EW2} \\
&= 814,692 + 24,529 \\
&= 839,222 \text{ kN} \\
\text{Total momen pondasi } (M_y) &= M_{EW} + M_{EW2} \\
&= 8993,395 + 140,345 \\
&= 9133,740 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

3) Beban Angin Struktur Bawah Longitudinal

$$\begin{aligned}
\text{Tekanan angin desain (Pd)} &= 0,0019 \text{ MPa} \\
\text{Luas kolom (Ac)} &= L_c \times (B + h) \\
&= 6,423 \times (5,2 + 1,3) \\
&= 41,749 \text{ m}^2 \\
\text{Luas pier head (Ap)} &= (h_2 + h_3 + h_4) \times B_y \\
&= (0,4 + 0,6 + 0,8) \times 9,5 \\
&= 17,1 \text{ m}^2 \\
\text{Luas bidang kontak (A)} &= A_c + A_p \\
&= 41,749 + 17,1 \\
&= 58,849 \text{ m}^2 \\
\text{Gaya tekan angin (P_H)} &= P_d \times A \\
&= 0,0019 \times 58,849 \times 10^6 \\
&= 111814,05 \text{ N} \\
&= 111,814 \text{ kN} \\
\text{Tinggi bidang kontak (H)} &= L_c + a \\
&= 6,423 + (0,4+0,6+0,8) \\
&= 8,223 \text{ m} \\
\frac{1}{2}\text{Tinggi H (}\frac{1}{2}\text{H)} &= 0,5 \times H \\
&= 0,5 \times 8,223 \\
&= 4,111 \text{ m} \\
T_{EW} &= 111,814 \text{ kN} \\
L_{EW} \text{ pondasi} &= \frac{1}{2} H_a + h_p \\
&= 4,111 + 1,61 \\
&= 5,721 \text{ m} \\
\text{Momen terhadap pondasi } M_x &= T_{ew} \times L_{ew} \\
&= 111,814 \times 5,721 \\
&= 639,744 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

g. Beban angin kendaraan (EWI)

$$\text{Panjang jembatan (L)} = 30 \text{ m}$$

$$h_{EWI} = 1,8 + 1,162$$

$$= 2,962 \text{ m}$$

$$T_{EW} = 1,46 \text{ N/mm}$$

$$\text{Jarak as truk (x)} = 1,75 \text{ m}$$

$$P_{EWI} = \frac{h \times L}{x} \times T_{EW}$$

$$= \frac{2,962 \times 30}{1,75} \times 1,46$$

$$= 74,135 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya tekan pondasi} \quad P_{EWI} = P_{EWI \text{ kiri}} + P_{EWI \text{ kanan}}$$

$$= \frac{74,13}{2} + \frac{74,135}{2}$$

$$= 74,135 \text{ kN}$$

h. Beban gempa vertikal (EQv)

$$\text{Reaksi perletakan beban mati struktur atas (P}_{BS}) = 2274,92 \text{ kN}$$

$$\text{Reaksi perletakan beban mati tambahan (P}_{MT}) = 927 \text{ kN}$$

$$\text{Gempa vertikal I (EQ}_{V1}) = 10\% \times (P_{BS} + P_{MA})$$

$$= 10\% \times (2274,92 + 927)$$

$$= 320,193 \text{ kN}$$

$$\text{Gempa vertikal 2 (EQ}_{V2}) = 120\% \times ((P_{BS} + P_{MA}) - EQ_{V1})$$

$$= 120\% \times ((2274,92 + 927) - 320,193)$$

$$= 3458,084 \text{ kN}$$

$$P_{EQV} = 3458,084 \text{ kN}$$

i. Beban gempa lateral (EQ)

$$SD_s = 0,89 \text{ g}$$

$$SD1 = 0,65 \text{ g}$$

$$T_s = 0,73 \text{ g}$$

$$T0 = 0,15 \text{ g}$$

1) Kekakuan struktur atas

$$\text{Berat struktur atas (W)} = 5720,475 \text{ kN}$$

$$\text{Mutu beton (f}_{c'}) = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas beton (E}_c) = 4700 \times \sqrt{f_{c'}}$$

$$= 4700 \times \sqrt{35}$$

$$= 27805,575 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
\text{Modulus elastisitas beton (Ec)} &= 27805574,98 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Lebar kolom (b6)} &= 5,2 \text{ m} \\
\text{Tebal penampang pilar (h6)} &= 1,3 \text{ m} \\
\text{Luas penampang kolom (A)} &= (B \times h) + \left(\frac{\pi}{4} \times h^2\right) \\
&= (5200 \times 1300) + \left(\frac{\pi}{4} \times 1300^2\right) \\
&= 8087322,896 \text{ mm}^2 \\
\text{Lebar ekuivalen (be)} &= \frac{A}{h} \\
&= \frac{8087322,896}{1300} \\
&= 6221,017 \text{ mm} \\
\text{Tebal pilar yg terguncang (H)} &= L_c + a \\
&= 6,423 + (0,4+0,6+0,8) \\
&= 8,223 \text{ m}
\end{aligned}$$

a) Kekakuan struktur arah X

$$\begin{aligned}
\text{Momen inersia (I)} &= \frac{1}{12} \times be \times h^3 \\
&= \frac{1}{12} \times 6221,017 \times 1300^3 \\
&= 1138964641206,62 \text{ mm}^4 \\
\text{Kekakuan struktur (Kp)} &= 3 \times \frac{E \times I}{L^3} \\
&= 3 \times \frac{27805,57498 \times 1138964641206,62}{5200^3} \\
&= 675699,10 \text{ N/mm} \\
&= 675699,10 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

b) Kekakuan struktur arah Y

$$\begin{aligned}
\text{Momen inersia (I)} &= \frac{1}{12} \times b6 \times By^3 \\
&= \frac{1}{12} \times 1300 \times 6221,017^3 \\
&= 26082330810553,60 \text{ mm}^4 \\
\text{Kekakuan struktur (Kp)} &= 3 \times \frac{E \times I}{L^3} \\
&= 3 \times \frac{27805,57498 \times 26082330810553,60}{5200^3} \\
&= 15473533,62 \text{ N/mm}
\end{aligned}$$

$$\text{Kekakuan struktur (Kp)} = 15473533,62 \text{ kN/m}$$

2) Periode getar struktur (T)

c) Periode getar struktur arah X

$$\begin{aligned} T &= 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp}} \\ &= 2\pi \times \sqrt{\frac{5720,475}{9,81 \times 675699,10}} \\ &= 0,184 \text{ detik} \end{aligned}$$

d) Periode getar struktur arah Y

$$\begin{aligned} T &= 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp}} \\ &= 2\pi \times \sqrt{\frac{5720,475}{9,81 \times 15473533,62}} \\ &= 0,038 \text{ detik} \end{aligned}$$

3) Menentukan koefisien respons elastis (Csm)

c) Penentuan Csm arah X

$$T = 0,184 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned} T_s &= \frac{SD}{SD_s} \\ &= \frac{0,65}{0,89} \\ &= 0,730 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_s \\ &= 0,2 \times 0,730 \\ &= 0,146 \text{ detik} \end{aligned}$$

Karena nilai $T > T_0$ maka nilai Csm sama dengan Sds berikut:

$$Csm = 0,89 \text{ g}$$

d) Penentuan Csm arah Y

$$T = 0,038 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned} T_s &= \frac{SD1}{SD_s} \\ &= \frac{0,65}{0,89} \\ &= 0,730 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times Ts \\
 &= 0,2 \times 0,730 \\
 &= 0,146 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $T < T_0$ maka nilai C_{sm} menggunakan persamaan berikut:

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= (SD_s - A_s) \times \frac{T}{T_0} + A_s \\
 &= (0,89 - 0,5517) \times \frac{0,038}{0,146} + 0,5517 \\
 &= 0,641 \text{ g}
 \end{aligned}$$

4) Gaya gempa

c) Gaya gempa arah X

$$\begin{aligned}
 EQ_x &= \frac{C_{sm}}{R} \times W \\
 &= \frac{0,89}{3} \times 2274,93 \\
 &= 674,896 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d) Gaya gempa arah Y

$$\begin{aligned}
 EQ_y &= \frac{C_{sm}}{R} \times W \\
 &= \frac{0,641}{3} \times 2274,93 \\
 &= 486,102 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan pondasi } L_{EQ} &= a + Lc + hp \\
 &= (0,4 + 0,6 + 0,8) + 6,423 + 1,61 \\
 &= 9,833 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen gempa x (Mx)} &= EQ_x \times LEQ \\
 &= 674,896 \times 9,833 \\
 &= 6636,251 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen gempa y (My)} &= EQ_y \times LEQ \\
 &= 486,102 \times 9,833 \\
 &= 4779,843 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$H_x = 674,896 \text{ Kn}$$

$$H_y = 486,102 \text{ kN}$$

j. Aliran air, benda hanyutan, dan tumbukan kayu (EF)

1) Tumbukan Kayu

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor air beban banjir (f)} &= 1,5 \\
 \text{Lendutan elastisitas kolom (d)} &= 0,075 \text{ m} \\
 \text{Massa kayu (M)} &= 2 \text{ ton} \\
 \text{Kecepatan air saat banjir (Va)} &= 1,4 \times V \times f \\
 &= 1,4 \times 2 \times 1,5 \\
 &= 4,2 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya akibat tumbukan (T}_{\text{EF}}) &= \frac{2 \times V a^2}{d} \\
 &= \frac{2 \times 4,2^2}{0,075} \\
 &= 470,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Benda hanyutan

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien seret benda hanyutan (Cd)} &= 1,04 \\
 \text{Kedalaman benda hanyutan (Dh)} &= 1,2 \text{ m} \\
 \text{Panjang bentang 1 (L1)} &= 30 \text{ m} \\
 \text{Panjang bentang 2 (L2)} &= 30 \text{ m} \\
 \text{Panjang bentang 3 (L3)} &= 30 \text{ m} \\
 \text{Kecepatan saat banjir (Vs)} &= f \times V \\
 &= 1,5 \times 2 \\
 &= 3 \text{ m/s} \\
 \text{Panjang hamparan (L)} &= 0,5 \times (L1 + L2 + L3) \\
 &= 0,5 \times (30 + 30 + 30) \\
 &= 45 \text{ m} \\
 \text{Luas proyeksi benda hanyutan (Ad)} &= L \times Dh \\
 &= 45 \times 1,2 \\
 &= 54 \text{ m}^2 \\
 \text{Gaya benda hanyutan (T}_{\text{EF}}) &= 0,5 \times Cd \times Ad \times Vs^2 \\
 &= 0,5 \times 1,04 \times 54 \times 3^2 \\
 &= 252,72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya yang diambil antara benda hanyutan dan akibat tumbukan diambil sebesar 470,4 kN.

$$\text{Muka air banjir (Hb)} = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan pondasi } L_{EF} &= Hb + h_p \\ &= 3 + 1,61 \\ &= 4,61 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pondasi (My)} &= TEF \times LEF \\ &= 470,4 \times 4,61 \\ &= 2168,544 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya horizontal} = 470,4 \text{ kN}$$

3) Aliran dan Gaya angkat air

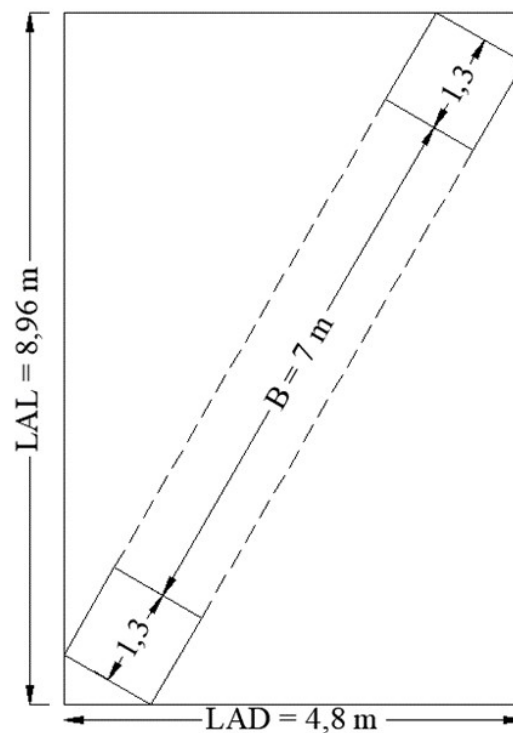
$$\text{Koefisien seret (Cd)} = 1,4$$

$$\text{Koefisien angkat (Cl)} = 0,9$$

$$\text{Muka air banjir (Hb)} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan air sungai (V)} = 2 \text{ m/s}$$

$$\text{Faktor air beban banjir (f)} = 1,5$$



Gambar 5.64 Beban Aliran Air di Pilar

$$\begin{aligned}
\text{Panjang pilar tegak lurus (L}_{AD}\text{)} &= 4,8 \text{ m} \\
\text{Luas proyeksi pier tegak lurus (A}_d\text{)} &= L_{AD} \times Hb \\
&= 4,8 \times 3 \\
&= 14,4 \text{ m}^2 \\
\text{Panjang pilar searah aliran (L}_{AL}\text{)} &= 8,96 \text{ m} \\
\text{Luas proyeksi pier tegak lurus (A}_L\text{)} &= L_{AL} \times Hb \\
&= 8,96 \times 3 \\
&= 26,88 \text{ m}^2 \\
\text{Kecepatan air rata-rata banjir (V}_s\text{)} &= f \times V \\
&= 1,5 \times 2 \\
&= 3 \text{ m/s} \\
\text{Gaya seret air arah y melintang (T}_{EFy}\text{)} &= 0,5 \times Cd \times A_d \times V_s^2 \\
&= 0,5 \times 1,4 \times 14,4 \times 3^2 \\
&= 90,72 \text{ kN} \\
\text{Gaya seret arah x memanjang (T}_{EFx}\text{)} &= 0,5 \times CL \times A_L \times V_s^2 \\
&= 0,5 \times 0,9 \times 26,88 \times 3^2 \\
&= 108,864 \text{ kN} \\
\text{Lengan pondasi L}_{EF} &= \frac{Hb}{2} + h_p \\
&= 1,5 + 1,61 \\
&= 3,11 \text{ m} \\
\text{Momen kolom (M}_x\text{)} &= T_{EFx} \times L_{EF} \\
&= 108,864 \times 3,11 \\
&= 338,567 \text{ kNm} \\
\text{Momen kolom (M}_y\text{)} &= T_{EFy} \times L_{EF} \\
&= 90,72 \times 3,11 \\
&= 282,139 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

k. Rekapitulasi Beban

Tabel 5.82 Rekapitulasi Pembebanan Pada *Pile Cap*

No	Jenis Beban	Notasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	P _x	P _y	M _x	M _y
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati sendiri	BS	7312,0			0,0	
2	Beban mati tambahan	MT	927,0			0,0	
3	Beban lajur	TD	2370,2			0,0	
4	Beban pejalan kaki	TP	300,0			0,0	
5	Beban rem	TB		127,0		1354,1	
6	Beban angin struktur	Ews		24,5	814,7	8993,4	9133,7
7	Beban angin kendaraan	Ewl	74,1			0,0	
8	Beban gesekan perletakan	BF	0,0				
9	Beban gempa vertikal	EQv	3458,1				
10	Beban gempa lateral arah X	EqLt			486,1		4779,8
11	Gempa longitudinal	Eqld		674,9		6636,3	
12	Aliran air	EU		108,9	90,7	338,6	282,1
13	benda hanyutan	EU			470,4		2168,5

1. Kombinasi Pembebanan

Tabel 5.83 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada *Pile Cap*

Pile Cap	P	H _x	H _y	M _x	M _y
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	16166,0	337,5	561,1	2775,9	2450,7
Kuat II	15097,9	286,7	561,1	2234,3	2450,7
Kuat III	11359,6	143,2	1701,7	12929,3	15237,9
Kuat IV	11359,6	108,9	561,1	338,6	2450,7
Kuat V	11433,8	118,7	887,0	3935,9	6104,2
Ekstrem I Arah X	15618,8	821,9	561,1	7381,0	2450,7
Ekstrem I Arah Y	15618,8	147,0	1047,2	744,8	7230,5

8. Analisa Pondasi di Pilar

a. Data pondasi tiang pancang

1) Data tiang pancang

Data tiang pancang yang digunakan pada perencanaan diambil dari WKA Beton *PC Piles*. Data yang digunakan sebagai berikut.

Kuat tekan beton (f_c')	= 52 MPa
Tegangan leleh (f_y)	= 420 MPa
Modulus elastisitas beton (E_c)	= 233892,18 MPa
Berat tiang pancang (q)	= 641 kg/m
Diameter tiang pancang (D)	= 800 mm
Gaya desak ijin	= 415 ton

2) Data tanah

Data tanah pada analisa ini berdasarkan data pengujian SPT (*Standard Penetration Test*) di titik BM 2.

Tabel 5.84 Nilai N-SPT

Kedalaman (m)	N-SPT
1,5	2
3	2
4,5	2
6	5
7,5	7
9	8
10,5	15
12	15
13,5	20
15	20
16,5	45
18	50
19,5	55
21	60

b. Daya dukung aksial

1) Menurut kekuatan bahan tiang

Kekuatan bahan tiang pancang menggunakan nilai yang didapat dari katalog WIKA *PC Piles*.

$$\begin{aligned}\text{Gaya desak ijin} &= 415 \text{ ton} \\ &= 4071,15 \text{ kN}\end{aligned}$$

2) Menurut Meyerhoff

a) Kapasitas tahanan ujung tiang

$$\text{Kedalaman tiang (H)} = 19,5 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tiang (D)} = 0,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas penampang ujung tiang (A}_p\text{)} &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \\ &= \frac{\pi}{4} \times 0,8^2 \\ &= 0,5026 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Ketinggian 8D di atas tiang} &= H - 8D \\ &= 19,5 - 8 \times 0,8 \\ &= 13,1 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Ketinggian 4D di bawah tiang} &= H + 4D \\ &= 19,5 + 4 \times 0,8 \\ &= 22,7 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{N rata-rata 8D di atas tiang (N1)} &= \frac{7+8+15+15+20+20+45+50}{8} \\ &= 22,5\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{N rata-rata 4D di bawah tiang (N2)} &= \frac{60}{1} \\ &= 60\end{aligned}$$

$$\text{N ujung tiang} = 50$$

$$\begin{aligned}\text{N} &= \frac{22,5+60+}{3} \\ &= 44,167\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kapasitas tahanan ujung tiang (Q}_p\text{)} &= 40 \times N \times A_p \\ &= 40 \times 44,167 \times 0,5026 \\ &= 888,023 \text{ ton}\end{aligned}$$

b) Kapasitas tahanan gesek selimut tiang

$$\text{Diameter tiang (D)} = 0,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kedalaman ujung tiang (H)} &= 19,5 \text{ m} \\
 \text{Tinggi lapisan tanah pasir (H1)} &= 15 \text{ m} \\
 \text{Tinggi lapisan tanah lanau (H2)} &= 3 \text{ m} \\
 \text{Luas selimut lapisan tanah pasir (As)} &= \pi \times D \times H1 \\
 &= \pi \times 0,8 \times 15 \\
 &= 37,699 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas selimut lapisan tanah lanau (Ac)} &= \pi \times D \times H2 \\
 &= \pi \times 0,8 \times 3 \\
 &= 7,539 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

N rata-rata lapisan tanah pasir

$$\begin{aligned}
 (\text{Ns}) &= \frac{2+2+2+5+7+8+15+15+20+2}{10} \\
 &= 9,6
 \end{aligned}$$

N rata-rata lapisan tanah lanau

$$\begin{aligned}
 (\text{Nc}) &= \frac{45+50}{2} \\
 &= 47,5
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kapasitas tahanan gesek selimut (Qs)} &= \frac{Ns \times As}{5} + \frac{Nc \times Ac}{2} \\
 &= \frac{9,6 \times 37,699}{5} + \frac{47,5 \times 7,539}{2} \\
 &= 251,453 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

c) Daya dukung ultimate dan izin tiang pancang

$$\begin{aligned}
 \text{Daya dukung ultimate (Qult)} &= Qp + Qs \\
 &= 888,023 + 251,453 \\
 &= 1139,476 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\text{Safety factor (SF)} = 3$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kekuatan izin tiang (Qall)} &= \frac{Qult}{SF} \\
 &= \frac{1139,476}{3} \\
 &= 379,825 \text{ ton} \\
 &= 3726,0885 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{W tiang} &= q \times H \\
 &= 641 \times 19,5
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 12499,5 \text{ kg} \\
 &= 122,62 \text{ kN} \\
 \text{Qall netto} &= Q_{all} - W_{tiang} \\
 &= 3726,0885 - 122,62 \\
 &= 3603,468 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Qall netto yang didapat lebih kecil dibandingkan dengan nilai gaya desak izin berdasarkan kekuatan bahan. Rekapitulasi dari daya dukung aksial tiang pancang dapat dilihat pada Tabel 5.85.

Tabel 5.85 Rekapitulasi Daya Dukung Aksial Tiang Pancang

Daya Dukung Aksial Tiang pancang	Pijin (kN)
Berdasarkan kekuatan bahan	4071
Metode Meyerhoff	3603
Daya dukung aksial terkecil	3603

c. Perkiraan Dimensi

$$\text{Daya dukung aksial tiang (Pijin)} = 3603 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter tiang pancang (D)} = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah baris tiang pancang (m)} = 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tiang pancang dalam satu baris (n)} = 3 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar tiang pancang arah x (X)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang pancang arah y (Y)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang pancang (S)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1}\left(\frac{D}{S}\right) \\
 &= \tan^{-1}\left(\frac{0,8}{2,4}\right) \\
 &= 18,435^\circ
 \end{aligned}$$

$$\text{Efisiensi kelompok tiang pancang (Eg)} = 1 - \theta \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \right)$$

$$= 1 - 18,4 \left(\frac{(3-1)5 + (5-1)3}{90 \times 5 \times 3} \right)$$

$$= 0,699$$

$$\begin{aligned}
 \text{Daya dukung kelompok tiang} &= \frac{Eg \times P_{ijin} \times m \times n}{SF} \\
 &= \frac{0,699 \times 3603 \times 5 \times 3}{3} \\
 &= 37913,641 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Daya Dukung Lateral

$$\text{Tinggi pilecap (La = h10)} = 1,0 \text{ m}$$

$$\text{Sudut gesek dalam } (\varphi) = 35^\circ$$

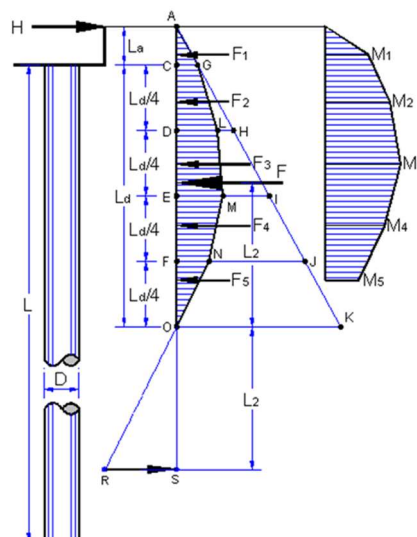
$$\text{Berat volume tanah timbunan } (\gamma_s) = 17,30 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Panjang tiang pancang (L)} = 19,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang jepitan tiang (Ld)} &= \frac{1}{3} L \\
 &= \frac{1}{3} \times 19,50 \\
 &= 6,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar pile cap arah y (By)} = 12 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien tekanan tanah pasif (Kp)} &= \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \\
 &= \tan^2\left(45 + \frac{35}{2}\right) \\
 &= 3,690
 \end{aligned}$$



Gambar 5.65 Diagram Gaya Lateral Pada Tiang Pancang

Tabel 5.86 Tekanan Tanah Pasif Efektif

Bagian	Kedalaman	H (m)	$H \cdot w_s \cdot K_p$ (kN/m ²)	Bagian	P (kN/m ²)
OK	$L_a + L_d =$	7,500	478,800	O	0,000
FJ	$L_a + 3/4 \cdot L_d =$	5,875	375,060	FN = 1/4*FJ	93,765
EI	$L_a + 1/2 \cdot L_d =$	4,250	271,320	EM = 1/2*EI	135,660
DH	$L_a + 1/4 \cdot L_d =$	2,625	167,580	DL = 3/4*DH	111,720
CG	$L_a =$	1,000	63,840	CG	63,840

Tabel 5.87 Rekapitulasi Momen Pada Tiang Pancang

Kode	p ₁ (kN/m ²)	p ₂ (kN/m ²)	Panjang bagian		F (kN)	Lengan thd.O (m)	M (kNm)
			Notasi	(m)			
F1	0,000	93,765	$L_a =$	1,00	563	6,83	3844
F2	93,765	135,660	$L_d / 4 =$	1,63	2237	5,69	12722
F3	135,660	111,720	$L_d / 4 =$	1,63	2412	4,06	9799
F4	111,720	63,840	$L_d / 4 =$	1,63	1712	2,44	4172
F5	63,840	0,000	$L_d / 4 =$	1,63	622	1,08	674
Total,				F =	7546	M =	31212

Perhitungan daya dukung ijin lateral sebagai berikut

Jumlah baris tiang (m) = 5 buah

Jumlah tiang per baris (n) = 3 buah

$$\begin{aligned}
 L_2 &= \frac{M}{F} \\
 &= \frac{31212}{7546} \\
 &= 4,136 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya lateral (H)} &= \frac{F \times 2 \times L_2}{L_2 + L_d + L_a} \\
 &= \frac{7546 \times 2 \times 4,136}{4,136 + 6,50 + 1,00} \\
 &= 5364,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya lateral satu tiang (h)} &= \frac{H}{m \times n} \\
 &= \frac{5364,5}{5 \times 3}
 \end{aligned}$$

$$= 357,634 \text{ kN}$$

$$\text{Safety factor (SF)} = 3$$

Daya dukung lateral ijin satu tiang

$$\begin{aligned} (\text{hijin 1}) &= \frac{h}{SF} \\ &= \frac{357,634}{3} \end{aligned}$$

$$= 119,211 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya lateral total} &= \text{hijin} \times m \times n \\ &= 119,211 \times 5 \times 3 \\ &= 1788,168 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan momen pada tiang pancang dapat dilihat Tabel 5.90 Dan contoh perhitungan dapat dilihat sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Jarak H terhadap F1 (L1)} &= \frac{2}{3} La \\ &= \frac{2}{3} \times 1,0 \\ &= 0,67 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat L1 (M}_{L1}) &= H \times L1 \\ &= 5364,5 \times 0,67 \\ &= 3576,34 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen di titik F1 (M1)} &= M_{L1} - (Fi \times yi) \\ &= 3576,34 - (563 \times 0) \\ &= 0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tabel 5.88 Rekapitulasi Diagram Momen di Tiang Pancang

Kode	L _i (m)	M _{Li} (kNm)	F _i * y _i (kNm)					Diagram M _i (kNm)
			F ₁	F ₂	F ₃	F ₄	F ₅	
			563	2237	2412	1712	622	
M ₁	0,67	3576,34						3576,34
M ₂	1,479	7934,99	457,10					7477,89
M ₃	3,104	16652,31	1371,31	5452,43				9828,57
M ₄	4,729	25369,63	2285,52	9087,38	9798,56			4198,17
M ₅	6,354	34086,95	3199,73	12722,33	13717,99	10875,82		-6428,92

Momen yang terjadi digunakan momen yang paling besar

$$\text{Momen (M)} = 9829 \text{ kNm}$$

$$\text{Jumlah baris tiang (m)} = 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tiang per baris (n)} = 3 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen maksimum} &= \frac{M}{SF \times m \times n} \\ &= \frac{9829}{3 \times 5 \times 3} \\ &= 218,413 \text{ kNm} \end{aligned}$$

e. Gaya yang diterima tiang

1) Jarak antar tiang

$$\text{Jarak tepi } \textit{pile cap} \text{ ke as tiang (St)} = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang arah x (x)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang arah y (y)} = 2,4 \text{ m}$$

Tabel 5.89 Jarak antara Tiang Pancang ke Titik Berat

Pile	xi	yi	xi ²	yi ²
1a	-2,40	-4,80	5,76	23,04
1b	0,00	-4,80	0,00	23,04
1c	2,40	-4,80	5,76	23,04
2a	-2,40	-2,40	5,76	5,76
2b	0,00	-2,40	0,00	5,76
2c	2,40	-2,40	5,76	5,76
3a	-2,40	0,00	5,76	0,00
3b	0,00	0,00	0,00	0,00
3c	2,40	0,00	5,76	0,00
4a	-2,40	2,40	5,76	5,76
4b	0,00	2,40	0,00	5,76
4c	2,40	2,40	5,76	5,76
5a	-2,40	4,80	5,76	23,04
5b	0,00	4,80	0,00	23,04
5c	2,40	4,80	5,76	23,04
Jumlah			57,60	172,80

2) Gaya dan momen yang diterima oleh *pile cap*

Gaya dan momen yang diterima oleh *pile cap* didapat dari hasil perhitungan pembebanan *pile cap*. Berikut gaya dan momen yang diterima oleh *pile cap*.

Tabel 5.90 Gaya Yang Diterima *Pile Cap*

Kombinasi	P	M_x	M_y
Pembebanan	(kN)	(kNm)	(kN)
Kuat I	16165,99	2775,90	2450,68
Kuat II	15097,91	2234,27	2450,68
Kuat III	11359,63	12929,32	15237,92
Kuat IV	11359,63	338,57	2450,68
Kuat V	11433,76	3935,93	6104,18
Ekstrem I Arah X	15618,77	7381,04	2450,68
Ekstrem I Arah Y	15618,77	744,79	7230,53

3) Gaya dan momen yang diterima oleh tiang pancang

Perhitungan beban dan momen pada tiang pancang diperlukan untuk mengontrol agar tiang aman.

Tabel 5.91 Gaya Aksial Yang Diterima Tiang

	P/n	$\frac{Mx \times xmax}{m \times \Sigma X^2}$	$\frac{My \times ymax}{n \times \Sigma Y^2}$	$\frac{Mx \times xmin}{m \times \Sigma X^2}$	$\frac{My \times ymin}{n \times \Sigma Y^2}$	Pmax	Pmin
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Kuat I	1077,73	38,55	13,61	-38,55	-13,61	1129,90	1025,56
Kuat II	1006,53	31,03	13,61	-31,03	-13,61	1051,17	961,88
Kuat III	757,31	179,57	84,66	-179,57	-84,66	1021,54	852,23
Kuat IV	757,31	4,70	13,61	-4,70	-13,61	775,63	738,99
Kuat V	762,25	54,67	33,91	-54,67	-33,91	850,83	673,67
Ekstrem I Arah X	1041,25	102,51	13,61	-102,51	-13,61	1157,38	925,12
Ekstrem I Arah Y	1041,25	10,34	40,17	-10,34	-40,17	1091,77	990,74

f. Stabilitas Pilar

1) Kontrol daya dukung ijin akibat gaya dan momen

Gaya aksial yang diterima oleh tiang pancang perlu dilakukan pengecekan apakah tiang akan mengalami kegagalan tekan atau tarik. Syarat untuk kontrol pada gaya aksial yaitu P_{max} tidak boleh melebihi P_{ijin} kelompok dan $P_{min} > 0$.

Tabel 5.92 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang

	P_{max}	P_{min}	P_{ijin}	Keterangan Thdp Tarik	Keterangan Thdp Tekan
	(kN)	(kN)	(kN)		
Kuat I	1129,90	1261,47	3603	Aman	Aman
Kuat II	1051,17	1167,70	3603	Aman	Aman
Kuat III	1021,54	1719,31	3603	Aman	Aman
Kuat IV	775,63	839,49	3603	Aman	Aman
Kuat V	850,83	1095,81	3603	Aman	Aman
Ekstrem I Arah X	1157,38	1416,87	3603	Aman	Aman
Ekstrem I Arah Y	1091,77	1273,13	3603	Aman	Aman

2) Kontrol gaya geser akibat gaya lateral

Perhitungan untuk momen ultimit dilakukan tanpa menghitung beban dari tiang pancang. Maka gaya geser akan ditahan oleh tiang pancang sehingga tidak perlu melakukan kontrol.

9. Analisa Kekuatan Pondasi Pilar

a. Penulangan Tiang Pancang

1) Tulangan longitudinal tekan lentur

Gaya aksial maksimum (P_{max}) = 3603,47 kN

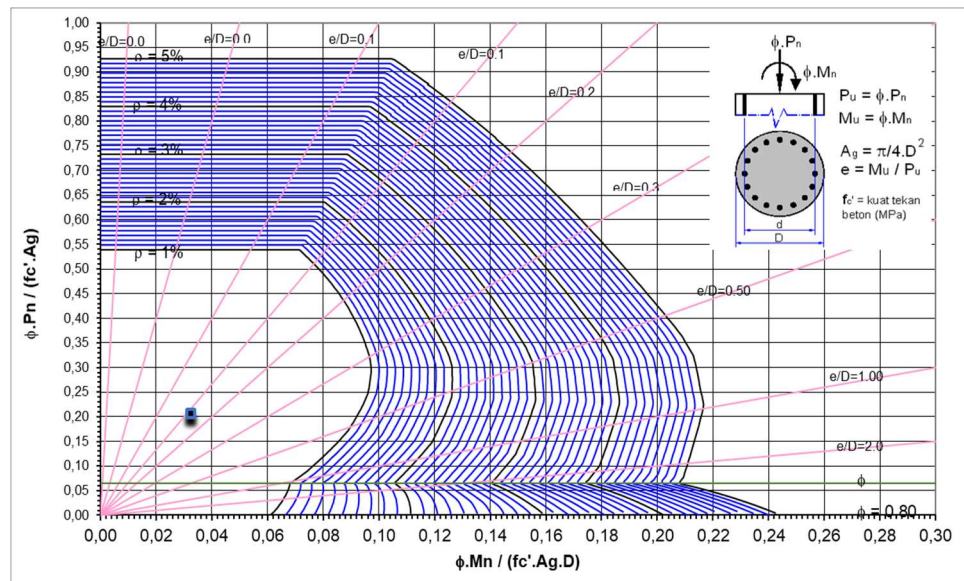
Momen maksimum (M_{max}) = 451,03 kNm

Diameter tiang pancang (D) = 800 mm

Diameter tulangan pokok (D_{pokok}) = 25 mm

Faktor beban ultimit (K) = 1,5

$$\begin{aligned}
\text{Gaya aksial ultmit } (\Phi P_n) &= K \times P_{max} \\
&= 1,5 \times 3603,47 \\
&= 5405,203 \text{ kN} \\
\text{Momen ultimit } (\Phi M_n) &= K \times M_{max} \\
&= 1,5 \times 451,03 \\
&= 676,541 \text{ kN} \\
\text{Luas penampang tiang } (A_g) &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \\
&= \frac{\pi}{4} \times 800^2 \\
&= 502654,823 \text{ mm}^2 \\
\text{Rasio tulangan } (\rho) &= 1\% \\
\text{Luas tulangan yang diperlukan } (A_s) &= \rho \times A_g \\
&= 1\% \times 502654,823 \\
&= 5026,54 \text{ mm}^2 \\
\text{Luas satu tulangan } (A_{1d}) &= \frac{\pi}{4} \times D_{pokok}^2 \\
&= \frac{\pi}{4} \times 25^2 \\
&= 490,874 \text{ mm}^2 \\
\text{Jumlah tulangan yang diperlukan} &= \frac{A_s}{A_{1d}} \\
&= \frac{5026,54}{490,874} \\
&= 10,24 \approx 12 \text{ buah}
\end{aligned}$$



Gambar 5.66 Analisis Diagram Interaksi Mn-Pn Tiang Pancang di Pilar

Dari perhitungan Mn-Pn yang diplotkan ke dalam diagram interaksi kolom tulangan yang digunakan aman karena berada di dalam rasio yang digunakan. Tulangan lentur tiang pancang dapat digunakan D25.

2) Tulangan geser

Gaya aksial ultimit (P_u)	$= 5405,203 \text{ kN}$ $= 5405202,58 \text{ kN}$
Momen ultmit (M_u)	$= 676,541 \text{ kNm}$ $= 676541223,01 \text{ Nmm}$
Gaya lateral ijin tiang (hijin)	$= 1788,17 \text{ kN}$ $= 1788167,84 \text{ N}$
Panjang tiang (L)	$= 19500 \text{ mm}$
Diameter tiang pancang (D)	$= 800 \text{ mm}$
Kuat tekan beton (f_c')	$= 35 \text{ MPa}$
Tegangan leleh baja (f_y)	$= 390 \text{ MPa}$
c	$= \sqrt{Ag}$ $= \sqrt{502654,823}$

$$\begin{aligned}
\text{Kekakuan struktur (Kp)} &= 708,982 \text{ mm} \\
\text{Lebar ekivalen penampang (b)} &= h \\
&= 708,982 \text{ mm} \\
\text{Diameter tul sengkang (Dsengkang)} &= 22 \text{ mm} \\
\text{Faktor beban ultimit (K)} &= 1,5 \\
\text{Faktor reduksi geser (\phi)} &= 0,7 \\
\text{Gaya geser ultimit (Vu1)} &= \frac{Mu}{L} \\
&= \frac{676541223,01}{19500} \\
&= 34694,422 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser akibat lateral (Vu2)} &= K \times \text{hijin} \\
&= 1,5 \times 1788167,84 \\
&= 2682251,767 \text{ N} \\
\text{Gaya geser ultimit maks (Vu)} &= 2682251,767 \text{ N} \\
\text{Jarak tul. dengan sisi luar beton (d')} &= 100 \text{ mm} \\
\text{Tebal efektif (d)} &= h - d' \\
&= 708,982 - 100 \\
&= 608,982 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Kekuatan beton menahan geser :

$$\begin{aligned}
V_c &= \left(1 + \frac{Nu}{1,4 Ag}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'c'}}{6}\right) \times b \times d \\
&= \left(1 + \frac{5405202,58}{1,4 \times 502654,823}\right) \times \left(\frac{\sqrt{35}}{6}\right) \times 708,982 \times 608,982 \\
&= 917475,979 \text{ N} \\
\phi V_c &= 0,7 \times 917475,979 \\
&= 642233,185 \text{ N} < V_u
\end{aligned}$$

Perlu perhitungan tulangan geser untuk tiang pancang

$$\begin{aligned}
V_s &= 0,5 \times \frac{V_u}{\phi} \\
&= 0,5 \times \frac{2682251,767}{0,7} \\
&= 1915894,12 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\text{Luas tulangan geser (Asv)} = \frac{\pi}{4} \times D^2$$

$$= 0,5 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2$$

$$= 760,27 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan perlu (S)} &= \frac{A_{sv} \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{760,27 \times 390 \times 608,982}{1915894,12} \\ &= 94 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{min} &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Penulangan *Pile Cap*

1) Gaya dan momen ultimate *pile cap*

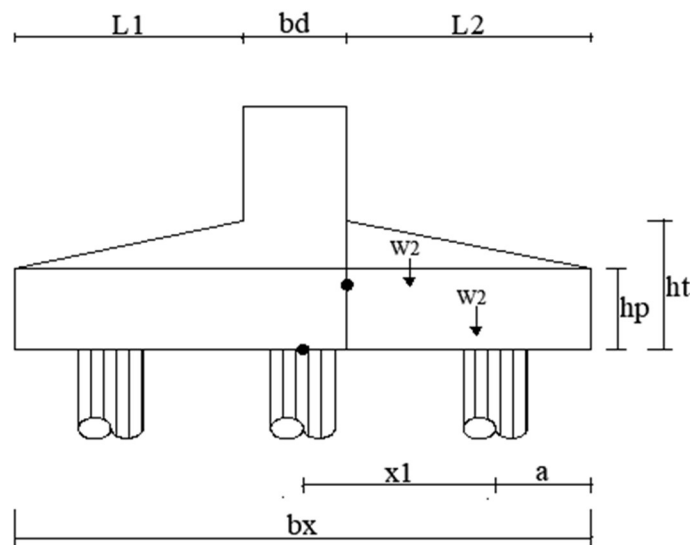
Momen dan gaya ultimate yang digunakan untuk penulangan *pile cap* adalah Kuat I. Berikut rekapitulasi beban pada *pile cap*.

Tabel 5.93 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Pada *Pile Cap*

No	Jenis Beban	Notasi	Kuat I	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	P _x	P _y	M _x	M _y
				kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati sendiri	BS	1,3	9505,6				
2	Beban mati tambahan	MT	2	1854,0				
3	Beban lajur	TD	1,8	4266,4				
4	Beban pejalan kaki	TP	1,8	540,0				
5	Beban rem	TB	1,8		228,6	0,0	2437,3	
6	Beban gesekan perletakan	BF	1					
7	Aliran air	EU	1		108,9	90,7	338,6	282,1
8	benda hanyutan	EU	1		0	470,4		2168,5
Jumlah				16166,0	337,5	561,1	2775,9	2450,7

2) Gaya dan momen akibat berat sendiri

Perhitungan momen akibat berat sendiri pada *pile cap* menggunakan kantilever *pile cap* yang mengarah ke dalam jembatan seperti pada Gambar 5.67.



Gambar 5.67 Gaya Geser dan Momen Pada *Pile Cap* di Pilar

Tabel 5.94 Momen Akibat Berat Sendiri Pada *Pile Cap*

Kode	Parameter Berat Bagian Beton			Shape	Volume	Berat	Lengan	Momen
	b	h	Panjang		(m ³)	(kN)	(m)	(kNm)
W ₁	3,05	1,00	12,00	1	36,6	878,400	1,525	1339,560
W ₂	3,05	0,61	12,00	0,5	11,163	267,912	1,017	272,377
Jumlah,					W _s =	1146,312	M _s =	1611,937

Faktor beban ultimit (K) = 1,5

Momen ultimit (Mus) = $K \times Ms$
 = $1,5 \times 1611,937$
 = 2417,91 kN

Gaya geser ultimit (Wus) = $K \times Ws$
 = $1,5 \times 1146,312$
 = 1719,47 kN

Tebal *pier wall* (Bd) = 1300 mm

3) Gaya geser dan momen akibat tiang

Jarak tiang dengan titik berat *pile cap* (X3) = 2,4 m

Jarak tiang dengan titik berat *pile cap* (X2) = 0 m

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tiang total} &= 15 \text{ buah} \\
 \text{Jumlah baris tiang arah y (n)} &= 3 \\
 \text{Jumlah } X^2 &= 57,60 \text{ m} \\
 \text{Reaksi tiang pancang pada momen arah x (P)} &= 1129,90 \text{ kN} \\
 \text{Perhitungan gaya geser dan momen akibat reaksi tiang dihitung} \\
 &\text{dengan rumus:} \\
 \text{Gaya geser ultimit } \textit{pile cap} (V_{up}) &= n \times P_i \\
 \text{Momen ultimit } \textit{pile cap} (M_{up}) &= n \times P_i \times \frac{x_i - b}{2}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.95 Momen Maksimal Akibat Reaksi Tiang Pancang Akibat *Pile Cap*

No Tiang	Jarak tiang terhadap pusat	Lengan thd. Sisi luar dinding	Pi	$n \times P_i$	M $= n \times P_i \times xp$
	Xi (m)	Xp (m)	kN	kN	(kNm)
1	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0
3	2,40	1,75	1129,90	3389,7	5931,98
Jumlah				3389,7	5931,98

4) Tulangan Lentur *Pile Cap*

$$\text{Momen maks } \textit{pile cap} \text{ akibat reaksi tiang (Mp)} = 5931,98 \text{ kNm}$$

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} (B_y) = 12 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen ultimit rencana } \textit{pile cap} (M_{ur}) &= M_p - M_{us} \\
 &= 5931,98 - 2417,91 \\
 &= 3514,08 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen ultimit per meter (Mu)} &= \frac{M_{ur}}{B_y} \\
 &= \frac{3514,08}{12} \\
 &= 292,84 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser rencana } \textit{pile cap} (V_{ur}) &= (n \times P_{max}) - W_{us} \\
 &= (3 \times 1129,9) - 1719,47
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 1670,24 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser ultimit per meter (Vu)} &= \frac{V_{ur}}{B_y} \\
&= \frac{1670,24}{12} \\
&= 139,19 \text{ kN} \\
\text{Kuat tekan beton (fc')} &= 35 \text{ MPa} \\
\text{Tegangan leleh baja (fy)} &= 390 \text{ Mpa} \\
\text{Modulus elastisitas baja (E)} &= 200.000 \text{ MPa} \\
\text{Tebal pile cap (ht)} &= 1610 \text{ mm} \\
\text{Jarak tul dengan sisi luar beton (d')} &= 100 \text{ mm} \\
\text{Tinggi efektif (d)} &= ht - d' \\
&= 1610 - 100 \\
&= 1510 \text{ mm} \\
\text{Diameter tul. pokok (Dpokok)} &= 25 \text{ mm} \\
\text{Diameter tul. bagi (Dbagi)} &= 13 \text{ mm} \\
\text{Faktor distribusi tegangan (\beta_1)} &= 0,85 - \left(\frac{f'c - 28}{7}\right) \times 0,05 \\
&= 0,85 - \left(\frac{35 - 28}{7}\right) \times 0,05 \\
&= 0,80 \\
\text{Rasio tul balance (\rho_b)} &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y}\right) \\
&= 0,8 \times 0,85 \times \frac{35}{390} \times \left(\frac{600}{600 + 90}\right) \\
&= 0,03698 \\
\text{Faktor tahanan momen maks (Rmax)} & \\
R_{max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left[1 - \left(0,5 \times 0,75 \times \rho_b \times \frac{f_y}{0,85 \times f'c}\right)\right] \\
&= 0,75 \times 0,04 \times 390 \times \left[1 - \left(0,5 \times 0,75 \times 0,04 \times \frac{390}{0,85 \times 35}\right)\right] \\
&= 8,851 \\
\text{Faktor reduksi lentur (\phi)} &= 0,8 \\
\text{Momen nominal rencana (Mn)} &= \frac{M_u}{\phi} \\
&= \frac{292,84}{0,8}
\end{aligned}$$

$$\text{Momen nominal rencana (Mn)} = 366,05 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}\text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{366,05 \times 10^6}{1000 \times 1510^2} \\ &= 0,160 < R_{\max} \text{ (Aman)}\end{aligned}$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned}\rho &= 0,85 \times \frac{f_{c'}}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{Rn}{0,85 \times f_{c'}}} \right] \\ &= 0,85 \times \frac{35}{390} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{0,160}{0,85 \times 35}} \right] \\ &= 0,00041\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Rasio tul min } (\rho_{\min}) &= 25\% \times \frac{1,4}{f_y} \\ &= 25\% \times \frac{1,4}{390} \\ &= 0,0009\end{aligned}$$

$$\text{Rasio tul pakai } (\rho) = 0,0009$$

$$\begin{aligned}\text{Luas tul perlu (As)} &= \rho \times b \times h' \\ &= 0,0009 \times 1000 \times 1510 \\ &= 1355,13 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak tul perlu (s)} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times dp^2 \times b}{As} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 25^2 \times 1000}{1355,13} \\ &= 362,234 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Jarak tul pakai (s)} = 350 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan pakai (As)} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times dp^2 \times b}{s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 25^2 \times 1000}{350} \\ &= 1402,50 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Tulangan pokok *pile cap* menggunakan D25 – 350.

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan bagi perlu (As')} &= 0,5 \times As \\ &= 0,5 \times 1402,50 \\ &= 677,56 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak tul bagi perlu (s')} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times ds^2 \times b}{As} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{677,56} \\ &= 296,742 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Jarak tul bagi pakai (s')} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan pakai} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times ds^2 \times b}{s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{100} \\ &= 2010,62 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Tulangan bagi *pile cap* menggunakan D16 – 100.

5) Tulangan Geser

$$\text{Gaya geser ultimit (Vu)} = 138780,50 \text{ N}$$

$$\text{Diameter tul sengkang (ds)} = 13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Gaya geser beton maks (Vcmaks)} &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 1000 \times 1510 \\ &= 1488880,08 \text{ N}\end{aligned}$$

$$V_c \text{ pakai} = 1488880,08 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,7 \times V_c \\ &= 0,7 \times 1488880,08 \\ &= 1042216,06 \text{ N}\end{aligned}$$

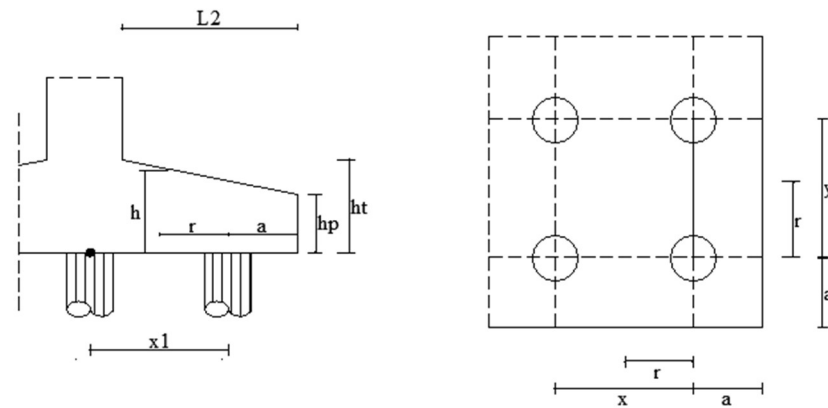
$\phi V_c > V_u$ sehingga *pile cap* tidak perlu tulangan geser .

Berikut merupakan rekapitulasi tulangan pada *pile cap* dapat dilihat pada Tabel 5.96.

Tabel 5.96 Rekapitulasi Tulangan Pada *Pile Cap*

Bagian Abutment	Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
<i>Pile Cap</i>	Tulangan Pokok	D25 – 350
	Tulangan bagi	D16 – 100

6) Kontrol Geser Pons

Gambar 5.68 Kontrol *Pile Cap* Terhadap Geser Pons Pilar

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser pons yang disyaratkan (fv)} &= 0,3\sqrt{f_c'} \\ &= 0,3\sqrt{35} \\ &= 1,775 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi geser} = 0,7$$

$$\text{Jarak antar tiang pancang arah x (x)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang pancang arah y (y)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{Jarak tiang dengan tepi (a)} = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar (d')} = 100$$

$$\begin{aligned} r1 &= \frac{2,4}{2} \\ &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r2 &= \frac{2,4}{2} \\ &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$r_{\min} = 1,2 \text{ m}$$

$$hp = 1 \text{ m}$$

$$ht = 1,610 \text{ m}$$

$$\text{Panjang sisi luar pile cap (L1)} = 3,05 \text{ m}$$

$$\text{Tebal bidang kritis geser pons (h)} = hp + \frac{r+a}{L1} \times (ht - hp)$$

$$= 1 + \frac{1,2+1,2}{3,05} \times (1,61 - 1)$$

$$= 1,48 \text{ m}$$

$$= 1480 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif bidang kritis geser pons (d)} = h - d'$$

$$= 1480 - 100$$

$$= 1380 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang total bidang (Lv)} = 2 \times (r + a) \times \frac{\pi}{2} \times r$$

$$= 2 \times (1,2 + 1,2) \times \frac{\pi}{2} \times 1,2$$

$$= 6,684 \text{ m}$$

$$= 6684,95 \text{ mm}$$

$$\text{Luas bidang kritis geser (Av)} = Lv \times h$$

$$= 6684,95 \times 1173,64$$

$$= 10762778,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Gaya geser pons (Pn)} = Av \times Fv$$

$$= 10762778,5 \times 1,775$$

$$= 19102036,89 \text{ N}$$

$$\text{Kapasitas geser pons } (\Phi P_n) = \Phi P_n$$

$$= 0,7 \times 19102036,89$$

$$= 13371425,83 \text{ N}$$

$$= 13371,42 \text{ kN}$$

$$\text{Reaksi ultimit satu tiang pancang (Pmax)} = 1129,9 \text{ N}$$

$P_{\max} < \Phi P_n$ maka *pile cap* dapat dikatakan aman terhadap geser.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Kesimpulan yang didapatkan dari hasil analisis dan perencanaan struktur atas dan bawah yang telah dilakukan sebagai berikut.

1. Struktur atas jembatan didapatkan hasil:
 - a. Tebal pelat jembatan adalah 0,25 m. Tulangan pokok pada momen positif dan negatif adalah D16 – 200. Tulangan bagi momen positif dan negatif adalah D13 – 250.
 - b. Gelagar utama menggunakan profil baja IWF 912.302.18.34. Gelagar baja memiliki baut sambung bermutu A325. Baut sambung pada badan gelagar berdiameter 32 mm sebanyak 28 buah dan baut sambung pada sayap berdiameter 32 mm sebanyak 32 buah.
 - c. Struktur bersifat komposit maka shear connector antara pelat dan gelagar untuk $\frac{1}{4}$ panjang bentang menggunakan 2D25 – 250. Pada bentang $\frac{1}{4}L$ sampai tengah bentang menggunakan 2D25 – 500.
2. Struktur Bawah Jembatan
 - a. Abutment
 - 1) *Breast wall* mempunyai lebar 7,6 m dan tebal 1,3 m. Tulangan longitudinal breast wall menggunakan D32 – 100 sebanyak dua lapis. Tulangan geser menggunakan D13 – 300.
 - 2) *Back wall* memiliki dua bagian yaitu atas dan bawah. *Back wall* bawah memiliki tebal 0,85 m dan bagian atas setebal 0,65 m. Tulangan untuk *back wall* atas dan bawah memiliki tulangan yang sama yaitu D16 – 100 untuk tulangan pokok dan tulangan bagi D13 – 200. Tulangan geser tidak diperlukan.
 - 3) Corbel

Corbel memiliki lebar 0,85 m. Tulangan pokok yang digunakan D16 – 200 dan tulangan bagi D13 – 150. Pada corbel tidak memerlukan tulangan geser

4) *Wing wall*

Wing wall memiliki tebal 0,50 m. Tinjauan untuk penulangan pada arah x dengan tulangan pokok yang digunakan D32 – 100 dan tulangan bagi D25 – 100. Tulangan geser pada *wing wall* D13 – 500.

5) *Pile cap*

Dimensi pada *pile cap* adalah 12 m x 7,2 m dengan jumlah tiang pancang 15 buah. Tulangan pokok yang digunakan D19 – 200 dan tulangan bagi D16 – 250. *Pile cap* tidak memerlukan tulangan geser.

6) Pondasi

Pondasi yang digunakan adalah tiang pancang dengan dimensi 0,8 m dengan panjang tiang 19,5 m.

b. Pilar

1) *Pier head*

Pier head memiliki tinggi 1,8 m dan lebar 2,5 m. Tulangan pokok yang digunakan D32 – 100 dan tulangan bagi D25 – 100. Tulangan geser pada *pier head* menggunakan D25 – 500.

2) *Pier wall*

Pier wall memiliki dimensi dengan tebal 1,3 m dan tinggi 6,423 m. Tulangan pokok yang digunakan D32 – 100 sebanyak dua lapis dan tulangan geser pada *pier wall* menggunakan D13 – 300.

3) *Pile cap*

Dimensi pada *pile cap* adalah 12 m x 7,2 m dengan jumlah tiang pancang 15 buah. Tulangan pokok yang digunakan D25 – 350 dan tulangan bagi D16 – 100. *Pile cap* tidak memerlukan tulangan geser.

4) Pondasi

Pondasi yang digunakan adalah tiang pancang dengan dimensi 0,8 m dengan panjang tiang 19,5 m.

6.2 Saran

Pada penelitian ini masih memiliki banyak kekurangan sehingga saran yang dapat disampaikan oleh penulis untuk penelitian yang akan datang yaitu:

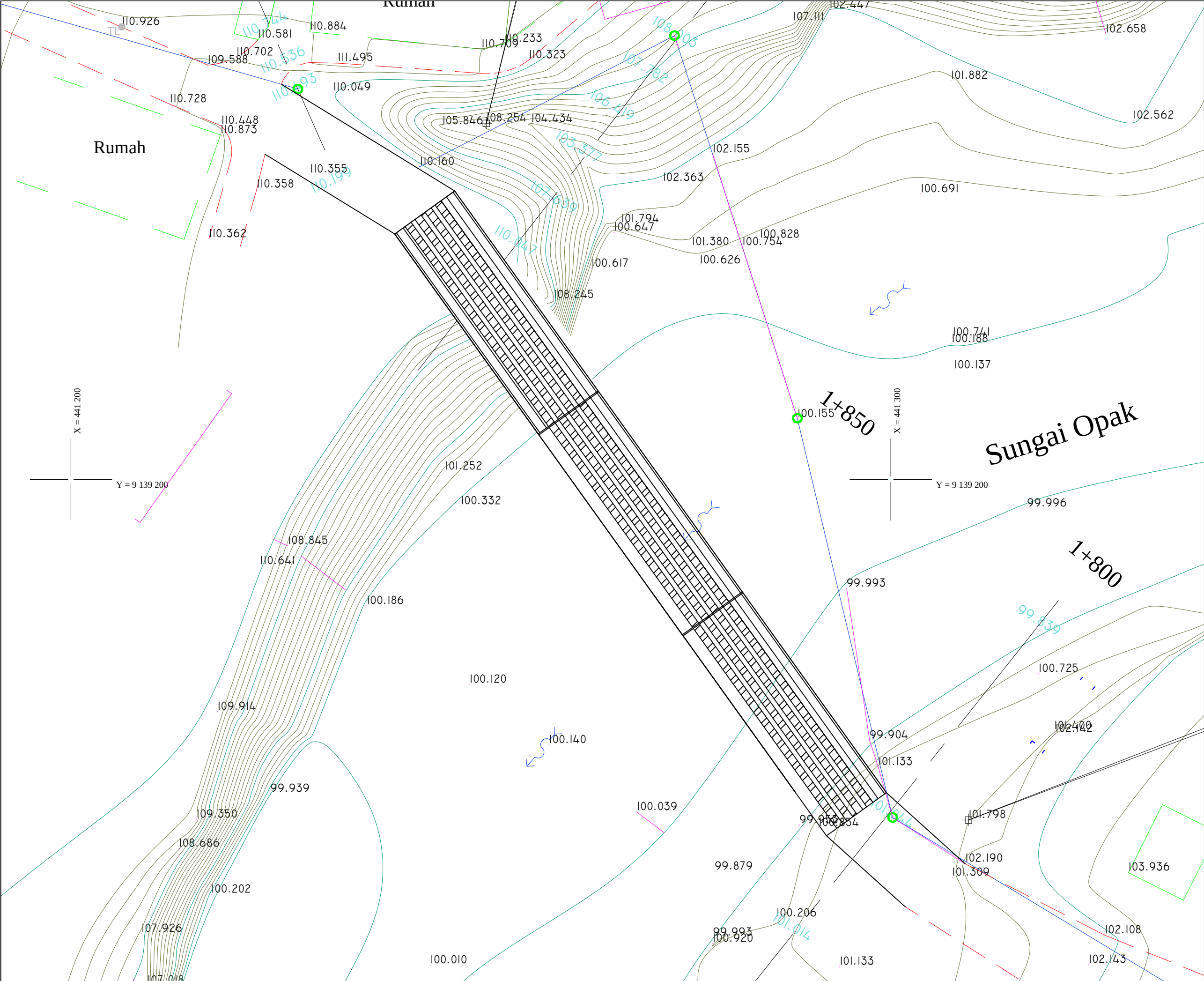
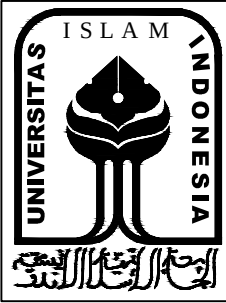
1. Perlu dilakukan analisis dengan mempertimbangkan diafragma jenis lain.
2. Dalam proses analisis perlu menambahkan analisis gempa pada jembatan dengan pertimbangan lokasi yang dilalui sesar.

DAFTAR PUSTAKA

- Alamsyah, A., & Ariyanti, D. (2021). *Desain Girder Jembatan Sungai Terkul Menggunakan Struktur Komposit Berdasarkan Pembebanan SNI 1725: 2016* (Studi Kasus: Kelurahan Terkul, Kecamatan Rupert). In *Seminar Nasional Industri dan Teknologi* (pp. 29-36).
- Bina Marga. 2010. *Perencanaan Teknik Jembatan*. Jakarta: Direktorat Bina Teknik Kementerian Pekerjaan Umum.
- Dipohusodo, I., 1993. *Struktur Beton Bertulang*. Jakarta: Badan Penelitian dan Pengembangan PU.
- Hidayat, M. T. (2021). *Perancangan Jembatan Kiringan Dengan Gelagar Baja Berdasarkan Sni 1725-2016 dan SNI 2833-2016*. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta
- Ikhsan, A., Pribadi, J.A., Indriyani, P. (2019). *Desain Jembatan Sungai Meskom Menggunakan Girder Prategang*. *Jurnal TeKLA*, 1(1), 38-45.
- Kuzmanovic, B. O., & Willems, N. (1977). *Steel Design For Structural Engineers*. Prentice-Hall, Inc.
- Nakazawa, K. 1984. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Terjemahan oleh Suyono Sosrodarsono. 2000. Pradnya Paramita. Jakarta.
- Rancangan Standardisasi Nasional Indonesia. 2005. *Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan (RSNI-03-2005)*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Rancangan Standardisasi Nasional. 2005. *Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan (RSNI T-12-2004)*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Rosediana, R. A., Suryanto, S., & Rasidi, N. (2020). *Perencanaan Ulang Struktur Atas Jembatan Komposit Dengan Menggunakan Gelagar Castella Beam* (Studi Kasus Jembatan Rejosari, Kendenglembu, Banyuwangi). *Jurnal Online SKRIPSI Manajemen Rekayasa Konstruksi Politeknik Negeri Malang*, 1(3), 23-29.
- Standar Nasional Indonesia. 2016. *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 2833:2016)*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

- Standar Nasional Indonesia. 2016. *Pembebanan Untuk Jembatan (SNI 1725:2016)*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Supriyadi B. & Muntohar A. S. 2007. *Jembatan*. Yogyakarta: Betta Offset.
- Vis & Kusuma, Gideon. *Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang (Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03)*. Erlangga.
- William T. Segui. (2007). *Steel Design (international Student Edition)*. Canada: Nelson Thomson.

LAMPIRAN



TUGAS AKHIR

Nama :

Putri Salsabilla

NIM :

18511010

Judul Gambar:

Tampak Situasi Jembatan

Skala:

1 : 100

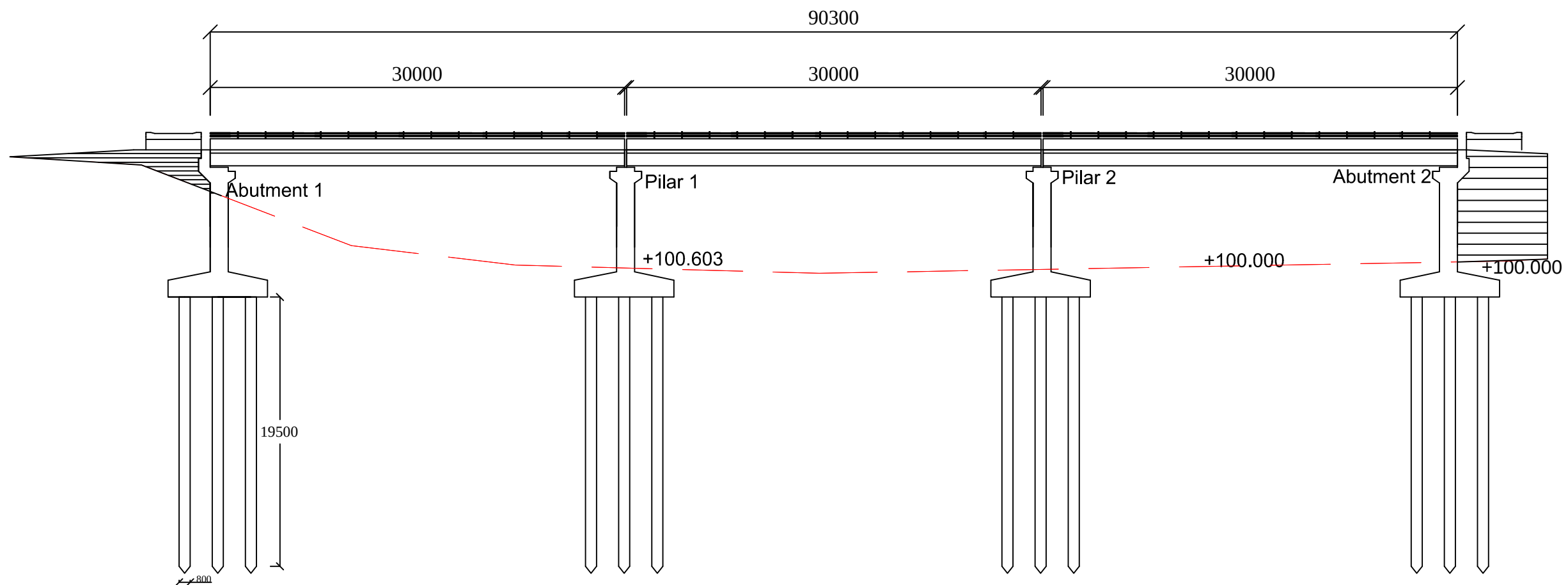
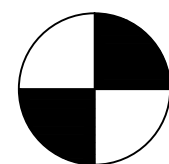
Dosen Pembimbing:

Ir. Surhayatma, M.T.

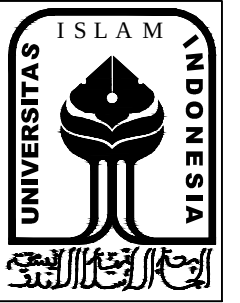
TTD

Halaman:

1



Potongan Memanjang Jembatan



TUGAS AKHIR

Nama :

Putri Salsabilla

NIM :

18511010

Judul Gambar:

Potongan
Memanjang
Jembatan

Skala:

1:500

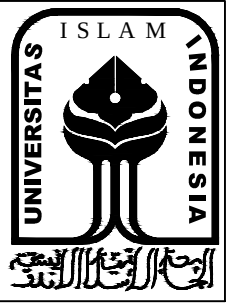
Dosen Pembimbing:

Ir. Surhayatma, M.T.

TTD

Halaman:

2



TUGAS AKHIR

Nama :

Putri Salsabilla

NIM :

18511010

Judul Gambar:

Potongan
Melintang
Jembatan

Skala:

1:300

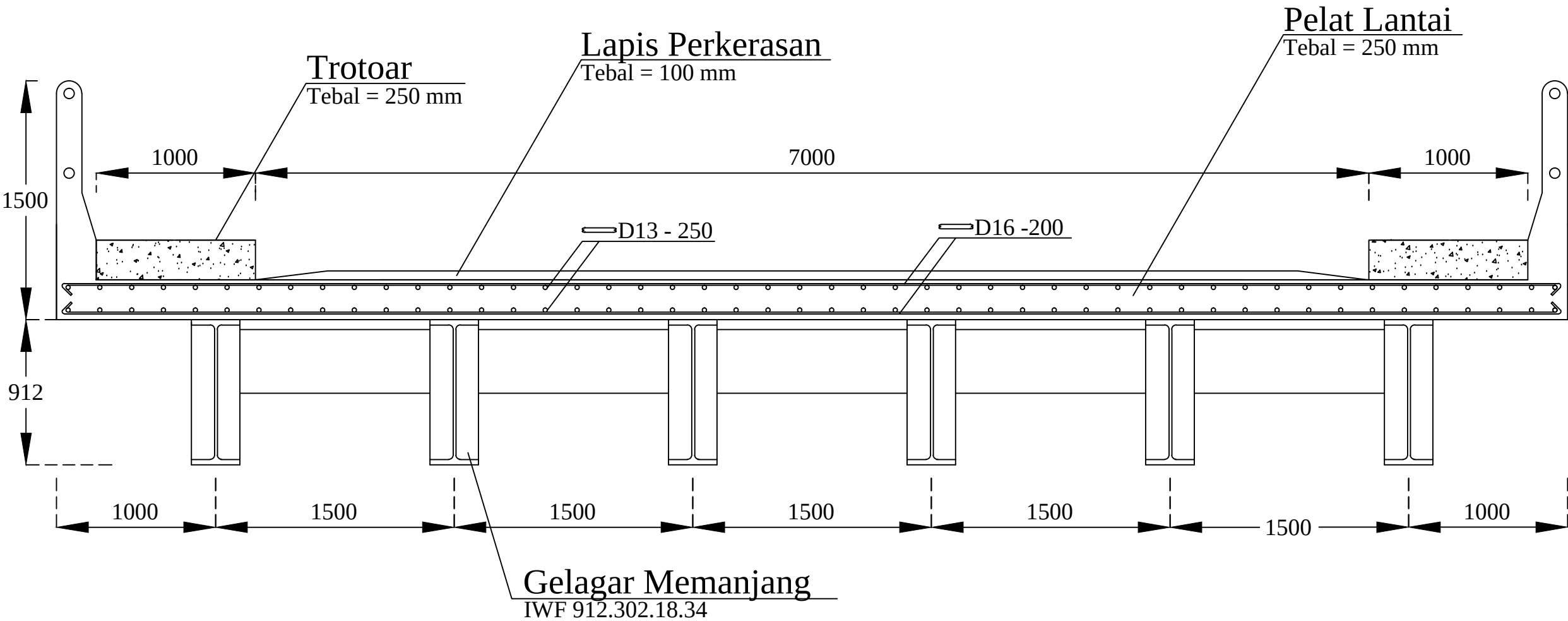
Dosen Pembimbing:

Ir. Surhayatma, M.T.

TTD

Halaman:

3



Potongan Melintang Jembatan
Skala 1 : 300



TUGAS AKHIR

Nama :

Putri Salsabilla

NIM :

18511010

Judul Gambar:

Detail Sambungan Baut

Skala:

1:900

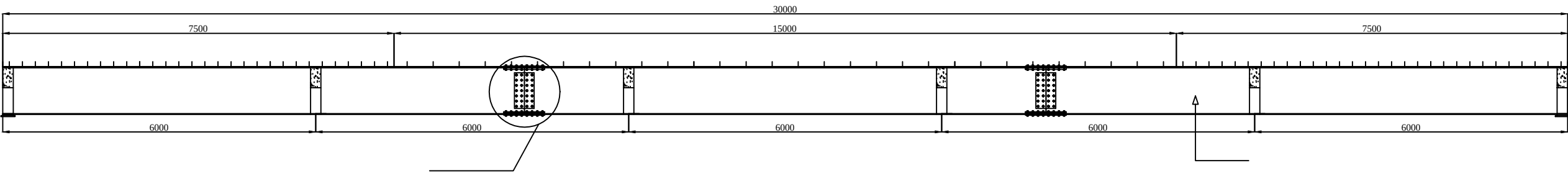
Dosen Pembimbing:

Ir. Surhayatma, M.T.

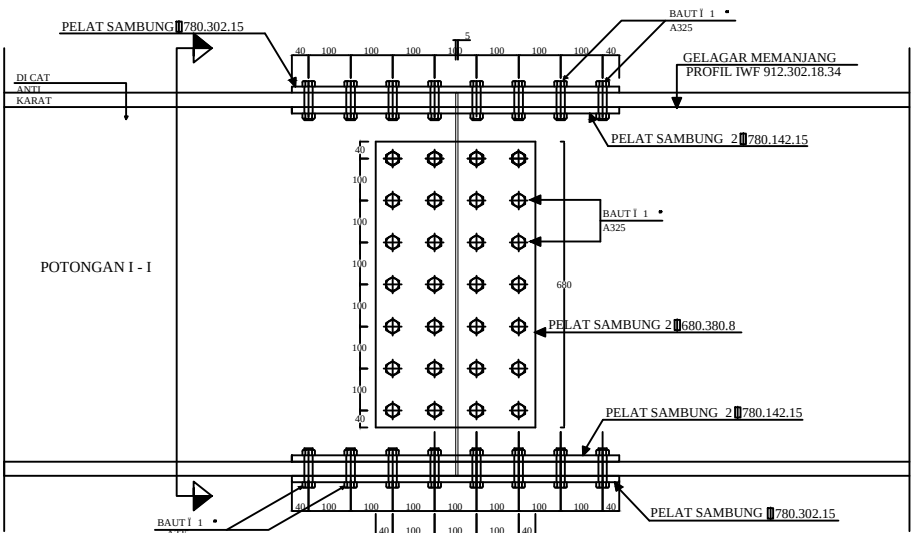
TTD

Halaman:

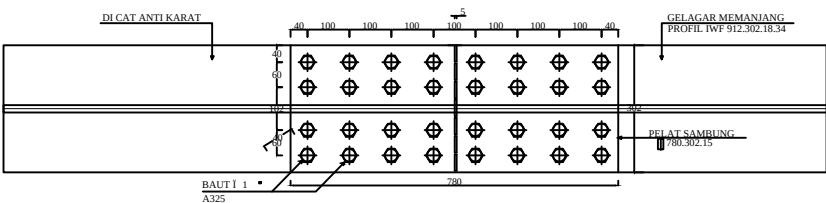
4



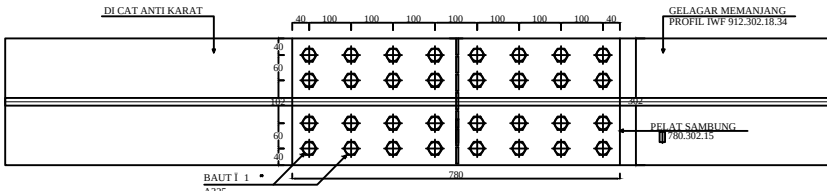
POTONGAN GELAGAR MEMANJANG LETAK STUD DAN SAMBUNGAN
Skala 1 : 900



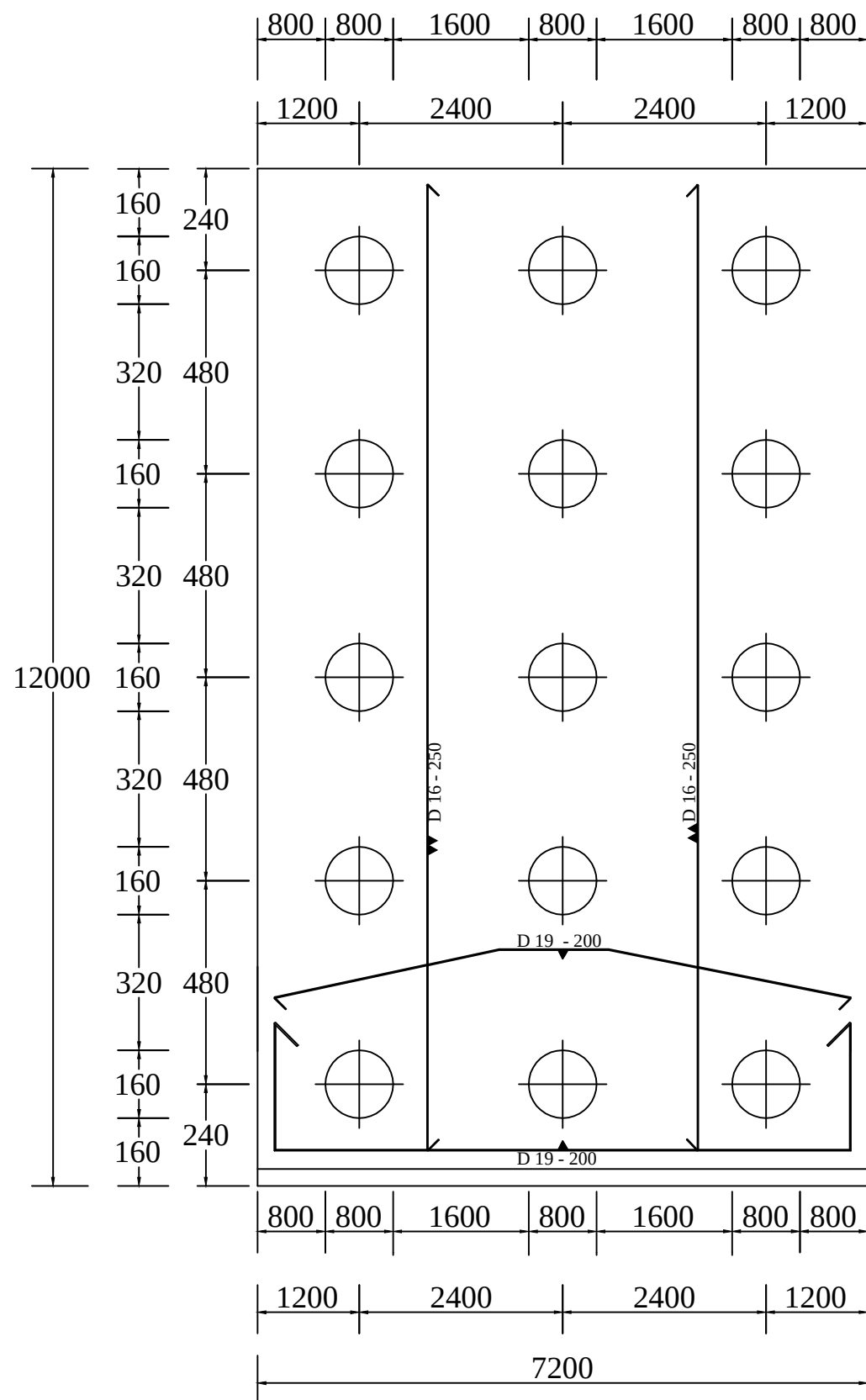
Detail Sambungan Gelagar
Skala 1 : 400



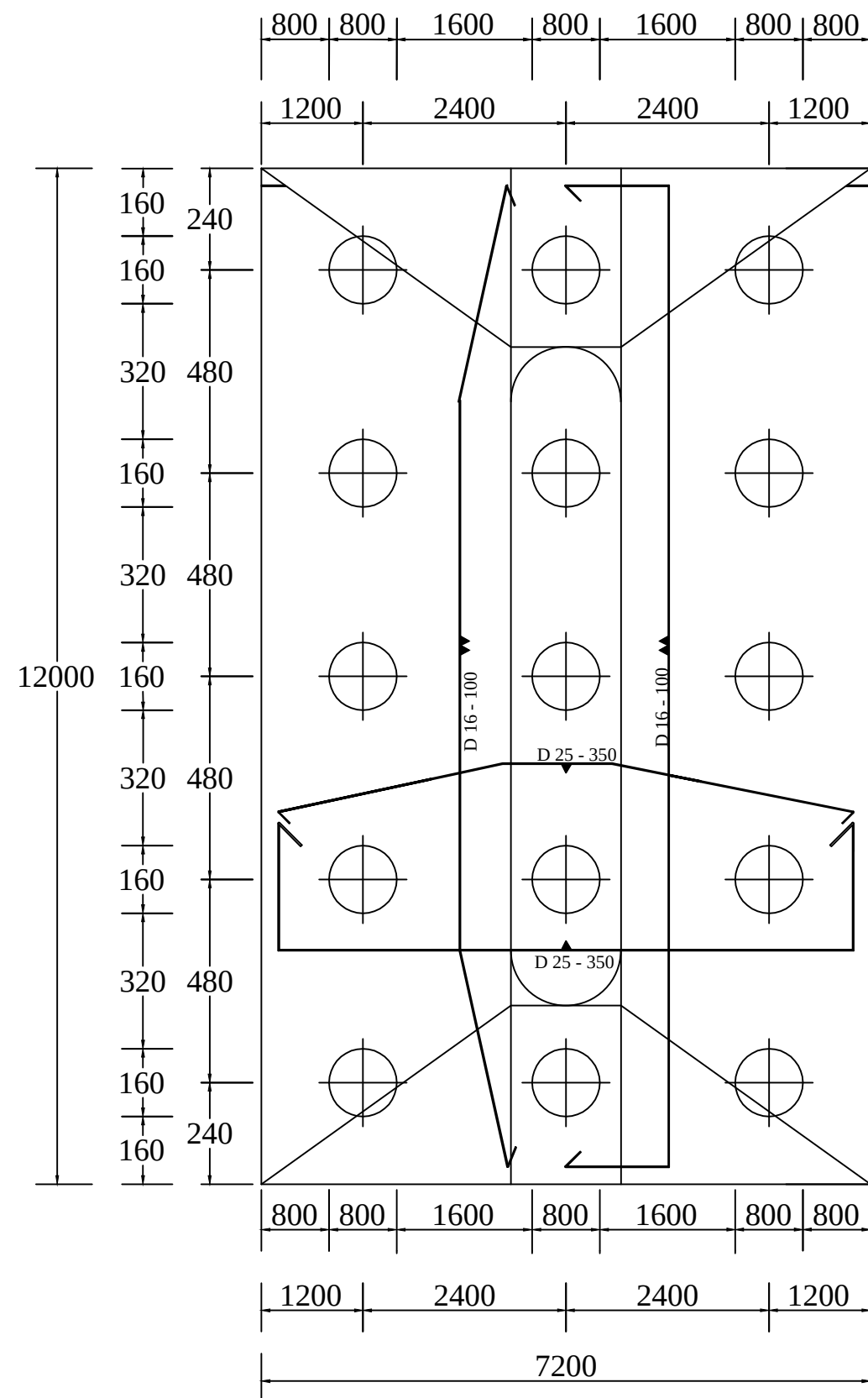
Tampak Atas
Skala 1 : 400



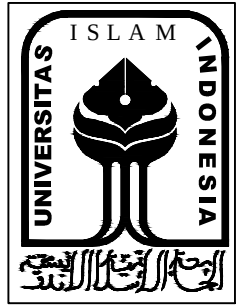
Tampak Bawah
Skala 1 : 400



 Pile Cap Abutment
Skala 1 : 150



 Pile Cap Pilar
Skala 1 : 150



TUGAS AKHIR

Nama :

Putri Salsabilla

NIM :

18511010

Judul Gambar:

**Penulangan Pile
Cap**

Skala:

1:150

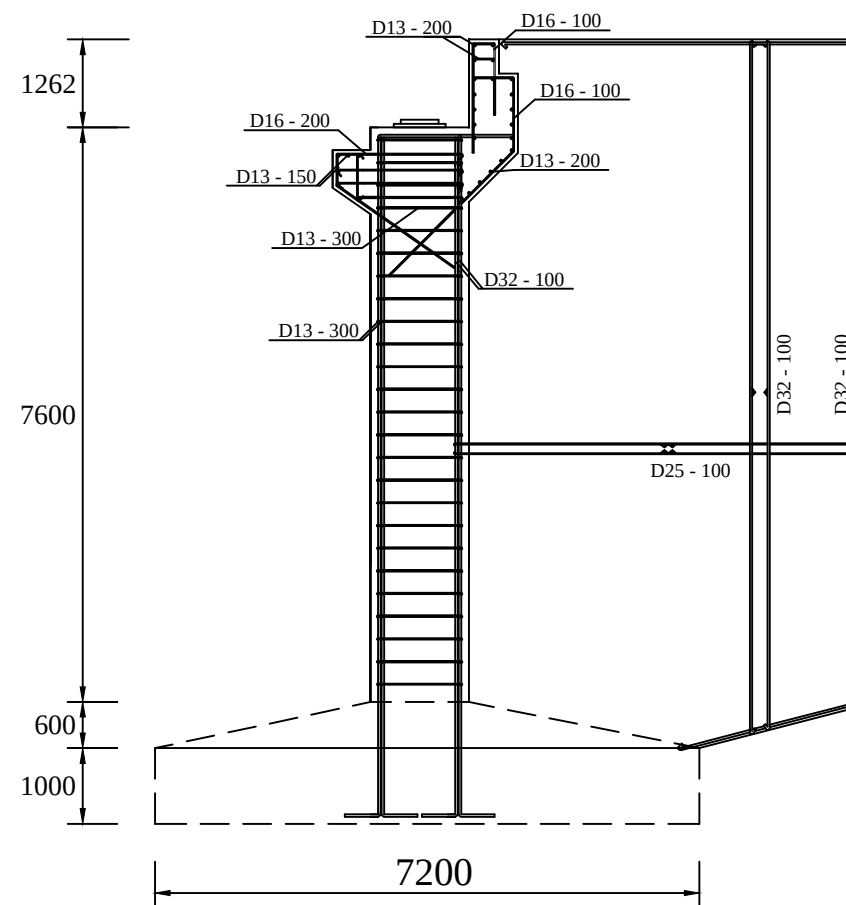
Dosen Pembimbing:

Ir. Surhayatma, M.T.

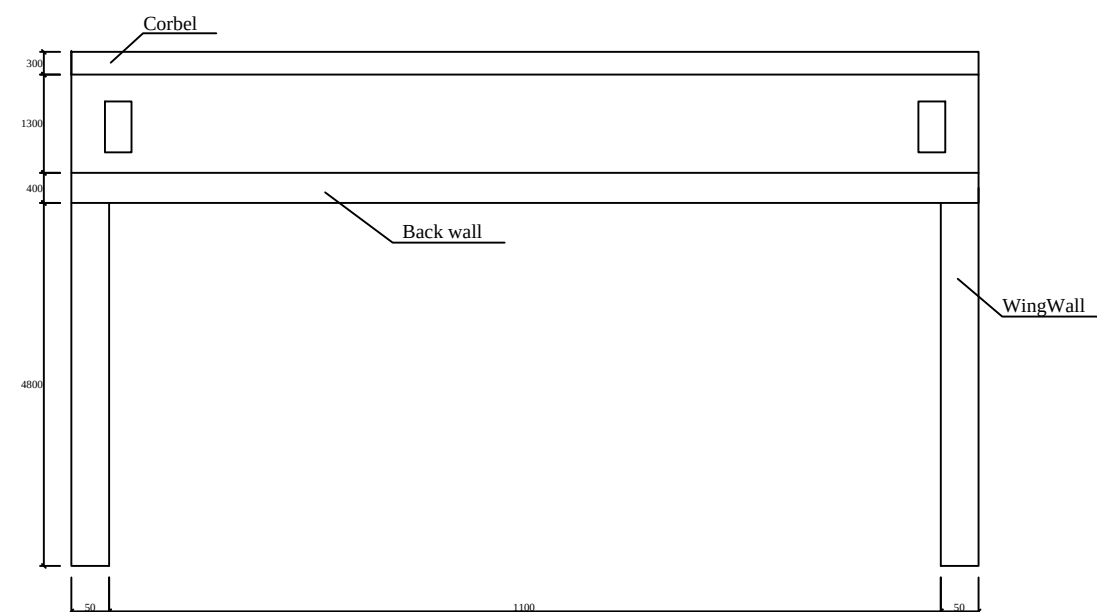
TTD

Halaman:

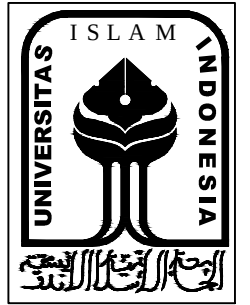
5



 Tulangan Abutment
Skala 1 : 100



 Tampak Atas Abutment
Skala 1 : 100



TUGAS AKHIR

Nama :

Putri Salsabilla

NIM :

18511010

Judul Gambar:

**Penulangan
Abutment**

Skala:

1:100

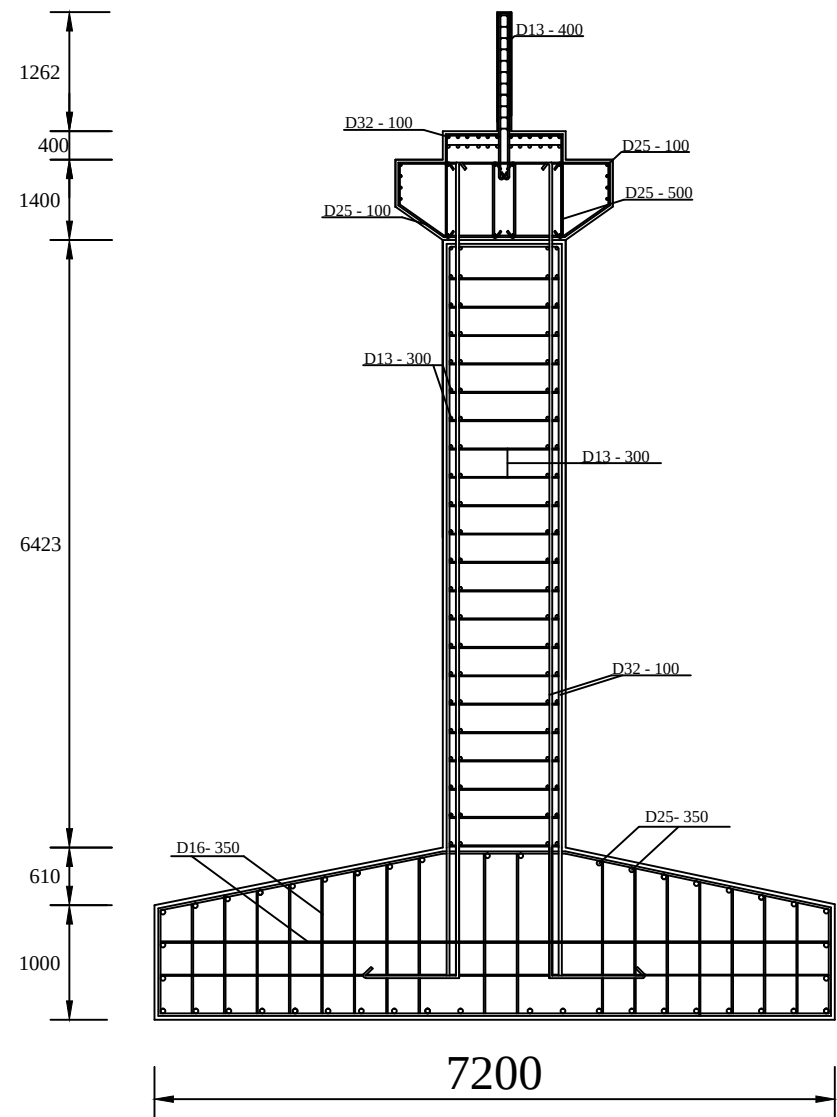
Dosen Pembimbing:

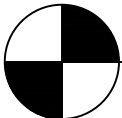
Ir. Surhayatma, M.T.

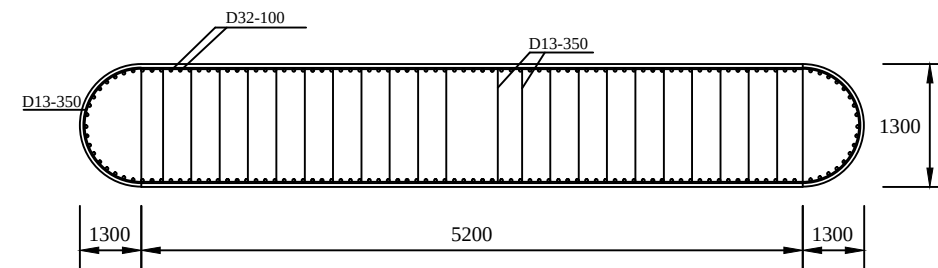
TTD

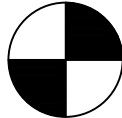
Halaman:

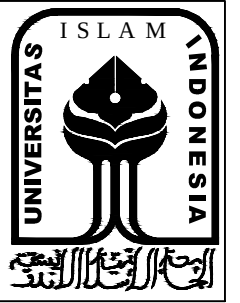
6




Penulangan Pilar
 Skala 1 : 80




Tulangan Dinding Pilar
 Skala 1 : 80



TUGAS AKHIR

Nama :

Putri Salsabilla

NIM :

18511010

Judul Gambar:

Penulangan Pilar

Skala:

1:80

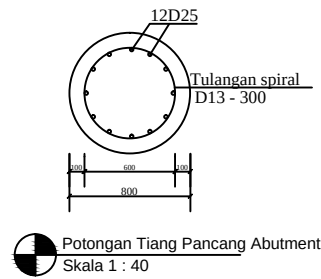
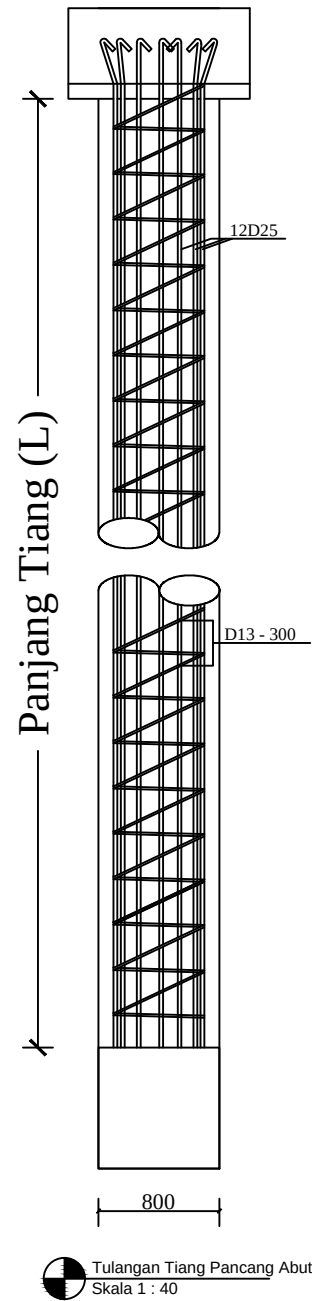
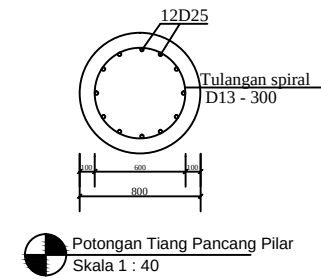
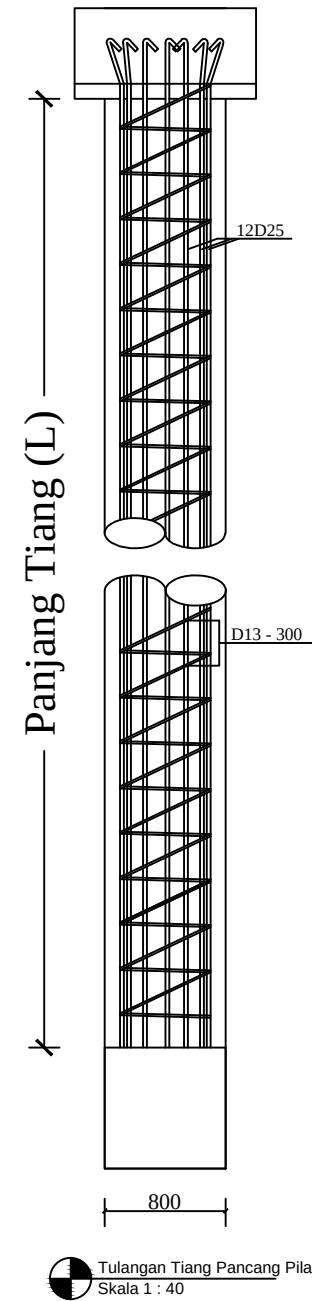
Dosen Pembimbing:

Ir. Surhayatma, M.T.

TTD

Halaman:

7



TUGAS AKHIR

Nama :

Putri Salsabilla

NIM :

18511010

Judul Gambar:

**Tulangan
Pondasi**

Skala:

1:50

Dosen Pembimbing:

Ir. Surhayatma, M.T.

TTD

Halaman:

8