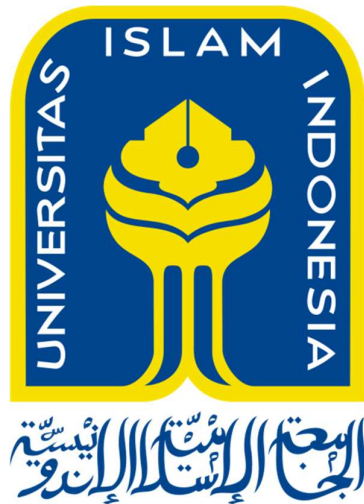


TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN DESAIN JEMBATAN
GREMBYANGAN RANGKA BAJA TIPE *WARREN*
DENGAN BENTANG 2 X 40 METER**

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



**RAHMA AMDRIANA
18511163**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2024**

TUGAS AKHIR

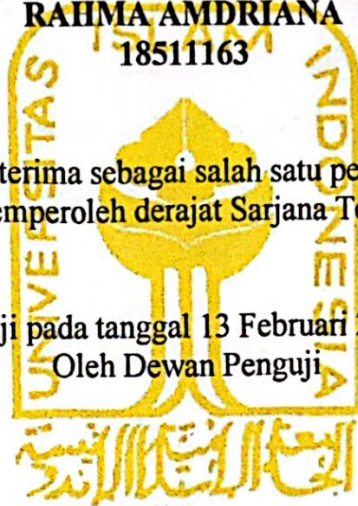
PERENCANAAN DESAIN JEMBATAN GREMBYANGAN RANGKA BAJA TIPE WARREN DENGAN BENTANG 2 X 40 METER

Disusun oleh

RAHMA AMDRIANA
18511163

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

Diuji pada tanggal 13 Februari 2024
Oleh Dewan Penguji



Pembimbing

Penguji I

Penguji II

15.02.24

15/24
/2

Surharyatma, Ir., M.T.
NIK :865110201

Astriana Hardawati, ST., M.Eng.
NIK :165111301

Malik Mushthofa, S.T., M.Eng.
NIK :185111302

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



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

15/2024
/2

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan ini Tugas Akhir yang menjadi syarat menyelesaikan program sarjana Teknik sipil, Falkultas 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, 2 Februari 2024
Yang membuat pernyataan,



Rahma Amdriana
(186511163)

KATA PENGANTAR


Puji Syukur penulis penjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Perancangan Desain Jembatan Grembyangan rangka baja tipe *Warren* dengan bentang 2 x 40 meter. 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 terimakasih 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 dorongan 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 membacanya.

Yogyakarta, 2 Februari 2024
Yang membuat pernyataan,



Rahma Amdriana
(186511163)

DAFTAR ISI

TUGAS AKHIR	i
TUGAS AKHIR	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	v
DAFTAR GAMBAR	viii
DAFTAR TABEL	xiv
DAFTAR NOTARIS DAN SINGKATAN	xix
ABSTRAK	xxii
ABSTRACT	xxiii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Batasan Penelitian	3
1.5 Manfaat Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PENELITIAN	5
2.1 Penelitian Terdahulu	5
2.1.1 Perencanaan Jembatan Menggunakan Struktur Rangka Baja	5
2.1.2 Desain Jembatan Rangka Baja Tipe Warren	5
2.1.3 Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe Pelengkung	6
2.1.4 Perencanaan Jembatan Rangka Baja Dengan Menggunakan LRFD	6
2.2 Penelitian Yang Dirancang	6
2.3 Perbandingan Penelitian	6
BAB III LANDASAN TEORI	8
3.1 Material	8

3.2	Defenisi Jembatan	9
3.3	Klarifikasi Jembatan Berdasarkan Pajang Bentang	9
3.4	Jembatan Rangka Baja	9
3.5	Jenis-jenis jembatan rangka baja	10
3.6	Rangka baja tipe werren	11
3.7	Pembebanan Jembatan	11
3.7.1	Beban Mati	11
3.7.2	Beban Lalu Lintas	13
3.7.3	Beban Aksi Lingkungan	16
3.7.4	Beban Gempa	18
3.8	Analisis Struktur Atas Jembatan Dengan Metode LRFD	21
3.9	Kombinasi Beban	22
3.10	Perencanaan Struktur Atas Jembatan	27
3.10.1	Lantai Kendaraan	27
3.10.2	Komponen Balok Komposit	28
3.10.3	Komponen Batang lentur	31
3.10.4	Komponen batang tarik	32
3.10.5	Komponen batang tekan	33
3.10.6	Sambungan	35
3.10.7	Lendutan	38
3.11	Perencanaan Struktur Bawah Jembatan	39
3.11.1	Abutment	39
3.11.2	Pilar	40
3.11.3	Pondasi	42
BAB IV METODE PENELITIAN		44
4.1	Tinjauan Umum	44
4.2	Sumber Data	44
4.2.1	Lokasi Jembatan	44
4.2.2	Data Sekunder	45
4.3	Data Jembatan	45
4.4	Tahapan Perencanaan	50

BAB V ANALISIS DAN PERENCANAAN	54
5.1 Struktur Atas Jembatan	54
5.1.1 Perencanaan Pelat lantai dan trotoar	55
5.1.2 Gelagar memanjang	67
5.1.3 Gelagar melintang	77
5.1.4 Rangka	86
5.1.5 Sambungan	134
5.1.6 Lendutan dan lawan lendutan (cember)	155
5.2 Struktur Bawah jembatan	156
5.2.1 Abutment	156
5.2.2 Pondasi Abutment	224
5.2.3 Pilar	262
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	311
6.1 Kesimpulan	311
6.2 Saran	313
DAFTAR PUSTAKA	314
LAMPIRAN	316

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Lokasi Jembatan Grembyangan	2
Gambar 3. 1 Jenis-Jenis Jembatan Rangka Baja	10
Gambar 3. 2 Beban Lajur "D"	14
Gambar 3. 3 Pembebanan Truk "T"	14
Gambar 3. 4 Faktor Beban Dinamis untuk Beban Lajur "D"	15
Gambar 3. 5 Peta percepatan puncak di bantu dasar (PGA) untuk probabilitas terlaMPau 7% dalam 75 tahun	18
Gambar 3. 6 Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di bantu dasar untuk probabilitas terlaMPau 7% dalam 75 tahun	19
Gambar 3. 7 Peta respon spektra percepatan 1 detik di bantu dasar untuk probabilitas terlaMPau 7% dalam 75 tahun	19
Gambar 3. 8 Bentuk tripikal respons spektra di permukaan tanah	21
Gambar 3. 9 Modulus penampang berbagi tipe profil simetri	31
Gambar 3. 10 Distribusi Tegangan pada Level beban berbeda	31
Gambar 3. 11 Gaya tarik yang terjadi pada lubang sambungan baut	33
Gambar 3. 12 Lubang selang seling	36
Gambar 3. 13 Pola keruntuhan sambungan baut	37
Gambar 3. 14 Pola kegagalan sambungan blok geser	38
Gambar 3. 15 Tipe dan bentuk kepala jembatan	39
Gambar 3. 16 Bentuk umum pilar jembatan	41
Gambar 4. 1 Lokasi Jembatan Grembyangan	44
Gambar 4. 2 Tampakk Memanjang Jembatan	46
Gambar 4. 3 Tampakk Melintang Jembatan	47
Gambar 4. 4 Data Penyelidikan Tanah BM1	48
Gambar 4. 5 Data Penyelidikan Tanah BM2	49
Gambar 4. 6 Peta Situasi	50
Gambar 4. 7 Flowcard Tahapan Perencanaan	51

Gambar 5. 1 Potongan Memanjang Jembatan	54
Gambar 5. 2 Potongan Melintang Jembatan	54
Gambar 5. 3 Peta Kontur	55
Gambar 5. 4 Potongan Melintang Pelat Lantai	55
Gambar 5. 5 Tampak Atas Pelat Lantai Kendaraan	57
Gambar 5. 6 Beban Truk "TT"	58
Gambar 5. 7 Grafik Faktor Beban Dinamis (FBD)	59
Gambar 5. 8 Pemodelan Analisis Struktur Pelat Lantai	60
Gambar 5. 9 Input Beban Mati Sendiri	61
Gambar 5. 10 Input Beban Trotoar	61
Gambar 5. 11 Input Beban Lapisan Perkerasan Jalan	61
Gambar 5. 12 Input Beban Genangan Air Hujan	61
Gambar 5. 13 Input Beban Pejalan Kaki	62
Gambar 5. 14 Input Beban 1 Truk Tepi	62
Gambar 5. 15 Momen Beban 1 Truk Tepi	62
Gambar 5. 16 Input Beban 1 Truk Tengah	62
Gambar 5. 17 Momen Beban 1 Truk Tengah	62
Gambar 5. 18 Input Beban 2 Truk	63
Gambar 5. 19 Momen Beban 2 Truk	63
Gambar 5. 20 Penulangan Pelat Lantai	67
Gambar 5. 21 Tinjauan Gelagar Memanjang	68
Gambar 5. 22 FBD untuk BGT Bentang 40 m	70
Gambar 5. 23 Letak Tumpuan Gelagar Memanjang	71
Gambar 5. 24 Pembebanan Gelagar Memanjang	71
Gambar 5. 25 Lebar Efektif	73
Gambar 5. 26 Pemasangan shear stud	77
Gambar 5. 27 Tinjauan Gelagar Melintang	78
Gambar 5. 28 Potongan Gelagar Melintang	78
Gambar 5. 29 FBD untuk BGT Bentang 40 m	81
Gambar 5. 30 Beban Mati Sendiri Pada Gelagar Melintang	82

Gambar 5. 31 Beban Mati Tambahan Pada Gelagar Melintang	82
Gambar 5. 32 Beban Lalulintas Pada Gelagar Melintang	82
Gambar 5. 33 SFD Gelagar Melintang	82
Gambar 5. 34 BMD Gelagar Melintang	82
Gambar 5. 35 Pembebanan Gelagar Memanjang Tepi	87
Gambar 5. 36 Pembebanan Gelagar Memanjang Tengah	88
Gambar 5. 37 Beban Mati Sendiri Pada SAP2000	89
Gambar 5. 38 Beban Mati Tambahan SAP2000	91
Gambar 5. 39 FBD untuk BGT Bentang 40 m	92
Gambar 5. 40 Beban Lajur Pada SAP2000	93
Gambar 5. 41 Beban Pejalan Kaki Pada SAP2000	94
Gambar 5. 42 Beban Rem Pada SAP2000	96
Gambar 5. 43 Beban Angin Struktur Pada SAP2000	99
Gambar 5. 44 Beban Angin Kendaraan Pada SAP2000	100
Gambar 5. 45 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA)	103
Gambar 5. 46 Klarifikasi Situs dan Respons Spektrum	104
Gambar 5. 47 Grafik Respons Spektrum	105
Gambar 5. 48 Beban Gempa $100\%EQ_x + 30\%EQ_y$ Pada SAP2000	110
Gambar 5. 49 Beban Gempa $30\%EQ_x + 100\%EQ_y$ Pada SAP2000	111
Gambar 5. 50 Tampak Kanan Jembatan Pemodelan SAP2000	111
Gambar 5. 51 Tampak Kiri Jembatan Pemodelan SAP2000	112
Gambar 5. 52 Tampak Kanan Jembatan Pemodelan SAP2000	112
Gambar 5. 53 Diagram NFD	115
Gambar 5. 54 Diagram BMD	115
Gambar 5. 55 Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Atas	136
Gambar 5. 56 Tampak Melintang Konfigurasi Sambungan Baut	136
Gambar 5. 57 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan	137
Gambar 5. 58 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan	138
Gambar 5. 59 Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka	140
Gambar 5. 60 Tampak Melintang Konfigurasi Sambungan Baut	140
Gambar 5. 61 Tampak Atas Konfigurasi Sambungan Baut Batang	141

Gambar 5. 62 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan	142
Gambar 5. 63 Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka	144
Gambar 5. 64 Tampak Melintang Konfigurasi Sambungan Baut	144
Gambar 5. 65 Tampak Atas Konfigurasi Sambungan Baut Batang	145
Gambar 5. 66 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan	146
Gambar 5. 67 Konfigurasi Sambungan Baut Batang Ikatan Angin	148
Gambar 5. 68 Tampak Melintang Konfigurasi Sambungan Baut	148
Gambar 5. 69 Tampak Samping Konfigurasi Sambungan Baut	149
Gambar 5. 70 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan	150
Gambar 5. 71 Tampak Samping Rangka Jembatan	151
Gambar 5. 72 Tampak Atas Rangka Jembatan	151
Gambar 5. 73 Detail Sambungan A	152
Gambar 5. 74 Detail Sambungan B	152
Gambar 5. 75 Detail Sambungan C	153
Gambar 5. 76 Detail Sambungan D	153
Gambar 5. 77 Detail Sambungan E	154
Gambar 5. 78 Detail Sambungan F	154
Gambar 5. 79 Detail Sambungan G	155
Gambar 5. 80 Lendutan Jembatan	155
Gambar 5. 81 Struktur Jembatan Grembyangan	157
Gambar 5. 82 Tampak Samping <i>Abutment</i>	158
Gambar 5. 83 Tampak Atas <i>Abutment</i>	158
Gambar 5. 84 Penyaluran Beban Struktur Atas pada <i>Abutment</i>	162
Gambar 5. 85 Berat Sendiri <i>Breast wall</i>	162
Gambar 5. 86 Diagram Tekanan Tanah Aktif	165
Gambar 5. 87 Beban Lajur "D"	168
Gambar 5. 88 Beban Pejalan Kaki	169
Gambar 5. 89 Beban Rem	170
Gambar 5. 90 Beban Angin Kendaraan pada <i>Breast wall</i>	172
Gambar 5. 91 Beban Angin Kendaraan pada <i>Breast wall</i>	173
Gambar 5. 92 Beban Gempa Arah X terhadap <i>Breast wall</i>	176

Gambar 5. 93 Beban Gempa Arah Y terhadap Brest wall	177
Gambar 5. 94 Beban Gesekan Perletakan pada <i>Breast wall</i>	178
Gambar 5. 95 Berat Mati Sendiri <i>Back wall</i> Atas	184
Gambar 5. 96 Diagram Tekanan Tanah Aktif <i>Back wall</i> Atas	185
Gambar 5. 97 Berat Mati Sendiri <i>Back wall</i> Bawah	187
Gambar 5. 98 Diagram Tekanan Tanah Aktif <i>Back wall</i> Bawah	188
Gambar 5. 99 Pembebanan Pada <i>Corbel</i>	191
Gambar 5. 100 Diagram Tekanan Tanah Aktif pada Wingwall	193
Gambar 5. 101 Grafik Mn-Pn <i>Breast wall Abutment</i>	199
Gambar 5. 102 Tampakk Samping Pemasangan Tulangan <i>breast wall</i>	204
Gambar 5. 103 Tampakk Melintang Pemasangan Tulangan <i>breast wall</i>	204
Gambar 5. 104 Tampakk Samping Pemasangan Tulangan	213
Gambar 5. 105 Tampakk Samping Pemasangan Tulangan	218
Gambar 5. 106 Tampakk Samping Pemasangan Tulangan <i>Wing wall</i>	223
Gambar 5. 107 Rekapitulasi Tulangan <i>Abutment</i>	224
Gambar 5. 108 Kapasitas Tahanan Ujung Tiang	226
Gambar 5. 109 Kapasitas Tahanan Gesek Selimut Tiang	228
Gambar 5. 110 Konfigurasi Pile	236
Gambar 5. 111 Momen Pada Pile Cap	238
Gambar 5. 112 Stabilitas <i>Abutment</i> Arah Memanjang	243
Gambar 5. 113 Stabilitas Guling <i>Abutment</i> Arah Melintang	247
Gambar 5. 114 Diagramn Interaksi Mn-Pn Tulangan Pile	254
Gambar 5. 115 Tulangan Pile cap	261
Gambar 5. 116 Dimensi Pilar	262
Gambar 5. 117 Tulangan <i>Pier head</i>	279
Gambar 5. 118 Diagramn Interaksi Mn-Pn Tulangan <i>Pier wall</i>	282
Gambar 5. 119 Penulangan <i>Pier wall</i>	287
Gambar 5. 120 Kapasitas Tahanan Ujung Tiang	289
Gambar 5. 121 Kapasitas Tahanan Gesek Selimut Tiang	291
Gambar 5. 122 Konfigurasi Pile	294
Gambar 5. 123 Momen Pada Pile Cap	296

Gambar 5. 124 Diagramn Interaksi Mn-Pn Tulangan Pile	303
Gambar 5. 125 Penulangan Pile Cap Pilar	310

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Rekapitulasi Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang	7
Tabel 3. 1 Sifat Mekanis Baja Struktural	8
Tabel 3. 2 Berat isi untuk Beban mati	12
Tabel 3. 3 Faktor Berat Sendiri	12
Tabel 3. 4 Faktor Beban Mati Tambahan	13
Tabel 3. 5 Faktor Beban lajur "D"	14
Tabel 3. 6 Faktor Beban Truk "T"	15
Tabel 3. 7 Nilai V_0 dan Z_0 untuk varian kondisi permukaan Hulu	16
Tabel 3. 8 Tekanan Angin Dasar	17
Tabel 3. 9 Komponen Beban Angin yang bekerja Pada Kendaraan	17
Tabel 3. 10 Faktor amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (FPGA/Fa)	20
Tabel 3. 11 Besar nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)	20
Tabel 3. 12 Faktor modifikasi respons untuk bangunan bawah	21
Tabel 3. 13 Faktor reduksi kekuatan untuk keadaan batas ultimit Baja	22
Tabel 3. 14 Faktor reduksi kekuatan untuk keadaan batas ultimit beton	22
Tabel 3. 15 Kombinasi Beban dan Faktor Beban	25
Tabel 3. 16 Parameter pengaruh pelat beton komposit dengan dek baja	30
Tabel 3. 17 Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan	34
Tabel 3. 18 Faktor panjang Tekuk	35
Tabel 3. 19 Tipe Baut Menurutt Ukurannya	36
Tabel 3. 20 Tipe baut menurutt nominalnya	36
Tabel 3. 21 Tinggi pemakaian kepala jembatan untuk berbagai bentuk	39
Tabel 3. 22 Pemilihan bentuk pondasi	43
Tabel 4. 1 Rencana Desain Jembatan	46
Tabel 5. 1 Rekapitulasi Beban pada Pelat Lantai	60
Tabel 5. 2 Rekapitulasi Tulangan Pelat	67

Tabel 5. 3 Rekapitulasi Beban Gelagar Memanjang	71
Tabel 5. 4 Rekapitulasi Beban Gelagar Melintang	81
Tabel 5. 5 Hitungan Berat Sendiri Struktur Atas	101
Tabel 5. 6 Pengujian N-SPT	102
Tabel 5. 7 Rekapitulasi Hasil Analisis Struktur Rangka Atas	113
Tabel 5. 8 Rekapitulasi Hasil Analisis Struktur Rangka Bawah	113
Tabel 5. 9 Rekapitulasi Hasil Analisis Struktur Rangka Diagonal	114
Tabel 5. 10 Rekapitulasi Hasil Analisis Struktur Rangka Angin	114
Tabel 5. 11 Rekapitulasi Kapasitas Penampang	134
Tabel 5. 12 Rekapitulasi Sambungan Rangka atas	138
Tabel 5. 13 Rekapitulasi Sambungan Rangka Bawah	142
Tabel 5. 14 Rekapitulasi Sambungan Rangka Diagonal	146
Tabel 5. 15 Rekapitulasi Sambungan Ikatan angin	150
Tabel 5. 16 Rekapitulasi Sambungan	151
Tabel 5. 17 Rekapitulasi Lendutan dan Camber	156
Tabel 5. 18 Dimensi Bagian Abutment	158
Tabel 5. 19 Data N-SPT pada BM 2	159
Tabel 5. 20 Nilai Parameter Tanah	160
Tabel 5. 21 Berat Mati Sendiri Struktur Atas	161
Tabel 5. 22 Perhitungan Gaya dan Momen pada <i>Breast wall</i>	163
Tabel 5. 23 Rekap Beban Mati Sendiri pada <i>Breast wall</i>	163
Tabel 5. 24 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada <i>Breast wall</i>	167
Tabel 5. 25 Rekapitulasi Gaya dan Momen Beban Gempa Pada <i>Breast wall</i>	177
Tabel 5. 26 Rekapitulasi Pembebanan Pada <i>Breast wall</i>	179
Tabel 5. 27 Kombinasi Beban Pada <i>Breast wall</i>	179
Tabel 5. 28 Faktor Beban pada Keadaan Batas	180
Tabel 5. 29 Kombinasi Beban Kuat I pada <i>Breast wall</i>	181
Tabel 5. 30 Kombinasi Beban Kuat II pada <i>Breast wall</i>	181
Tabel 5. 31 Kombinasi Beban Kuat III pada <i>Breast wall</i>	181
Tabel 5. 32 Kombinasi Beban Kuat IV pada <i>Breast wall</i>	182
Tabel 5. 33 Kombinasi Beban Kuat V pada <i>Breast wall</i>	182

Tabel 5. 34 Kombinasi Beban Ekstrim I EQx pada <i>Breast wall</i>	182
Tabel 5. 35 Kombinasi Beban Ekstrim I EQy pada <i>Breast wall</i>	183
Tabel 5. 36 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada <i>Breast wall</i>	183
Tabel 5. 37 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Back wall</i> Atas	186
Tabel 5. 38 Rekapitulasi Pembebanan Kombinasi pada <i>Back wall</i> Atas	187
Tabel 5. 39 Perhitungan Gaya dan Momen Berat Mati Sendiri pada <i>Back wall</i> Bawah	188
Tabel 5. 40 Rekapitulasi Pembebanan pada <i>Back wall</i> Bawah	190
Tabel 5. 41 Rekapitulasi Pembebanan Kombinasi pada <i>Back wall</i> Bawah	190
Tabel 5. 42 Perhitungan Gaya dan Momen Berat Mati Sendiri pada <i>Corbel</i>	191
Tabel 5. 43 Total Berat Mati Sendiri pada <i>Corbel</i>	191
Tabel 5. 44 Rekapitulasi Pembebanan pada <i>Corbel</i>	192
Tabel 5. 45 Kombinasi Beban Kuat I pada <i>Corbel</i>	193
Tabel 5. 46 Rekapitulasi Dari Gaya Horizontal Dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif Pada <i>Wing wall</i>	195
Tabel 5. 47 Kombinasi Pembebanan <i>Wing wall</i>	195
Tabel 5. 48 Rekapitulasi kombinasi beban pada <i>Breast wall</i>	196
Tabel 5. 49 Tinjauan Beban 1 Meter pada <i>Breast wall</i>	196
Tabel 5. 50 Rekapitulasi Tulangan <i>Breast wall</i>	203
Tabel 5. 51 Rekapitulasi Gaya Dan Momen Pada <i>Back wall</i> Atas	205
Tabel 5. 52 Tinjauan Beban 1 Meter pada <i>Back wall</i> Atas	205
Tabel 5. 53 Rekapitulasi Gaya Dan Momen Pada <i>Back wall</i> Bawah	209
Tabel 5. 54 Tinjauan Beban 1 Meter pada <i>Back wall</i> Bawah	209
Tabel 5. 55 Rekapitulasi Tulangan <i>back wall</i>	213
Tabel 5. 56 Rekapitulasi Gaya Dan Momen Pada <i>Corbel</i>	214
Tabel 5. 57 Tinjauan Beban 1 Meter pada <i>Corbel</i>	214
Tabel 5. 58 Rekapitulasi Tulangan <i>Corbel</i>	218
Tabel 5. 59 Rekapitulasi Gaya Dan Momen Pada <i>Wing wall</i>	218
Tabel 5. 60 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada <i>Wing wall</i>	219
Tabel 5. 61 Rekapitulasi Tulangan <i>Wing wall</i>	222

Tabel 5. 62 Rekapitulasi Tulangan pada <i>Abutment</i>	223
Tabel 5. 63 Hasil Pengujian SPT	225
Tabel 5. 64 eras Mati Tambahan Akibat Tanah Timbunan di	231
Tabel 5. 65 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif di Tepi	231
Tabel 5. 66 Gaya dan Momen Akibat Gempa pada Tepi Pile Cap	234
Tabel 5. 67 Rekapitulasi Pembebanan Kuat I pada Pile Cap	234
Tabel 5. 68 Kombinasi Beban pada Pile Cap	235
Tabel 5. 69 Jarak As Pile ke As Pile Cap	238
Tabel 5. 70 Rekapitulasi Beban Maksimum Tiang akibat Gaya Aksial dan	239
Tabel 5. 71 Data Parameter Tanah Berdasarkan N-SPT	240
Tabel 5. 72 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Tiang Pancang	240
Tabel 5. 73 Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Tiang	240
Tabel 5. 74 Momen Akibat Gaya Lateral	242
Tabel 5. 75 Perhitungan Pembebanan <i>Abutment</i>	244
Tabel 5. 76 Stabilitas Geser <i>Abutment</i> Arah Memanjang	246
Tabel 5. 77 Stabilitas Geser <i>Abutment</i> Arah Melintang	246
Tabel 5. 78 Momen Akibat <i>Abutment</i> dan Pile Cap	248
Tabel 5. 79 Momen Akibat Tanah Timbunan di Atas Pile Cap	248
Tabel 5. 80 Rekapitulasi Beban	249
Tabel 5. 81 Kombinasi Beban Ekstrim 1 Eqx	250
Tabel 5. 82 Stabilitas Guling <i>Abutment</i> arah Memanjang	251
Tabel 5. 83 Stabilitas Guling <i>Abutment</i> arah Melintang	251
Tabel 5. 84 Stabilitas Kapasitas Dukungan Izin Satu Tiang	252
Tabel 5. 85 Stabilitas Kapasitas Dukungan Izin Kelompok Tiang	252
Tabel 5. 86 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada atas Pile cap <i>Abutment</i>	256
Tabel 5. 87 Rekapitulasi Desain Tulangan Pondasi <i>Abutment</i>	261
Tabel 5. 88 Dimensi Pilar	262
Tabel 5. 89 Pembebanan Struktur Bawah	263
Tabel 5. 90 Rekapitulasi Pembebanan <i>Pier head</i>	273
Tabel 5. 91 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan <i>Pier head</i>	273
Tabel 5. 92 Rekapitulasi Pembebanan <i>Pier wall</i>	274

Tabel 5. 93 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan <i>Pier wall</i>	275
Tabel 5. 94 Beban Kombinasi <i>Pier head</i> Lebar 1m	275
Tabel 5. 95 Rekapitulasi Tulangan <i>pier head</i>	278
Tabel 5. 96 Beban Kombinasi <i>Pier wall</i> Lebar 1m	280
Tabel 5. 97 Rekapitulasi Penulangan <i>Pier wall</i>	287
Tabel 5. 98 Rekapitulasi Kombinasi Pile Cap	287
Tabel 5. 99 Hasil Pengujian SPT	288
Tabel 5. 100 Jarak As Pile ke As Pile Cap	296
Tabel 5. 101 Rekapitulasi Beban Maksimum Tiang akibat Gaya Aksial dan	297
Tabel 5. 102 Data Parameter Tanah Berdasarkan N-SPT	298
Tabel 5. 103 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Tiang Pancang	298
Tabel 5. 104 Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Tiang	298
Tabel 5. 105 Momen Akibat Gaya Lateral	300
Tabel 5. 106 Stabilitas Kapasitas Dukungan Izin Satu Tiang	301
Tabel 5. 107 Stabilitas Kapasitas Dukungan Izin Kelompok Tiang	301
Tabel 5. 108 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Pile cap Pilar	305
Tabel 5. 109 Rekapitulasi Desain Tulangan Pondasi pilar	310

DAFTAR NOTARIS DAN SINGKATAN

Ae	= luas penampang efektif
As	= luas penampang tulangan
Ag	= luas penampang kotor
Ant	= luas penampang bersih
A1d	= luas satu buah tulangan
b	= lebar tinjauan
b0	= keliling kritis
B	= lebar
B'	= lebar penampang kritis
BE	= lebar efektif
Bx	= lebar arah memanjang jembatan
By	= lebar arah melintang jembatan
C	= kohesi tanah
Cc	= gaya desak pada beton
Cs	= gaya tarik pada beton
Csm	= koefisien respons gempa
D	= diameter pile
d	= tinggi efektif beton
db	= diameter baut
dh	= diameter lubang baut
dp	= diameter tulangan pokok
ds	= diameter tulangan sengkang
E	= modulus elastisitas baja
Ec	= modulus elastisitas beton
f'c	= kuat tekan beton

f_s'	=	tegangan baja daerah desak
F_u	=	tegangan ultimit baja
F_e	=	tegangan tekuk elastis
F_{cr}	=	tegangan kritis
F_y	=	tegangan leleh baja
g	=	percepatan gravitasi
G	=	modulus geser
h	=	tinggi
H	=	gaya penyebab geser pondasi
Hizin	=	kapasitas dukung izin lateral pile
I	=	inersia
J	=	konstanta torsi
K	=	faktor panjang efektif
K_a	=	koefisien tekanan tanah aktif
L	=	panjang
M_{gl}	=	momen penyebab guling
M_u	=	momen ultimit
M_n	=	momen nominal
M_w	=	momen penahan guling
n	=	jumlah
P	=	gaya aksial
P_u	=	gaya aksial ultimit
P_n	=	gaya aksial nominal
q	=	berat terdistribusi
Q_u	=	kapasitas dukung pondasi
r	=	radius girasi
s	=	jarak
sb	=	selimut beton

SF	= faktor aman
t	= tebal
T	= waktu periode getar struktur
W	= berat
γ	= berat volume
ρ	= rasio tulangan
σ	= tegangan
ϕ	= sudut geser dalam
ϕ	= faktor reduksi

ABSTRAK

Jembatan grebyangan dibangun untuk memudahkan akses masyarakat dengan menghubungkan ruas jalan Berbah-Kalasan dengan ruas jalan Piyungan-Prambanan. Jembatan ini membentang di atas Sungai Opak, tepatnya di Dusun Kebondalem, Kelurahan Mardurejo, Kecamatan Prambanan, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. Jembatan ini direncanakan dibangun menggunakan struktur atas rangka baja tipe *warren* dengan 2 bentang yang memiliki Panjang 40 m.

Dasar yang digunakan dalam perencanaan jembatan ini mengacu pada peraturan terbaru dalam pembebanannya yaitu SNI 1726:2016 dan SNI 2833:2016. Sedangkan dalam perencanaan baja dan beton menggunakan peraturan lama yang masih berlaku yaitu RSNI T-12:2004 dan RSNI T-03:2005. Perancangan ini menggunakan bantuan *software* SAP2000 V22 dan *Microsoft Excel* dalam proses analisisnya.

Hasi yang didapatkan dalam perencanaan jembatan ini yaitu, pelat lantai memiliki ketebalan 0,25 m. Rangka Utama batang atas, batang bawah dan batang diagonal menggunakan IWF 300x300x10x15. Gelagar memanjang menggunakan IWF 200x200x8x12. Gelagar melintang menggunakan IWF 700x300x13x20. Ikatan angin menggunakan IWF 175x175x7,5x11. Sambungan menggunakan baut mutu A325. Struktur atas ditumpu dengan dua *abutment* diujung dan satu pilar di tengah. Pondasi yang digunakan berupa pondasi dalam tiang pancang dengan diameter 0,8 m kedalaman 18 m.

Kata Kunci: Jembatan, Rangka Baja, *Warren*, SAP2000

ABSTRACT

Grembyangan bridge was built to ease public access by connecting Berbah-Kalasan road section with Piyungan-Prambanan road section. The bridge span over Opak river, at Dusun Kebondalem, Kelurahan madurejo, Kecamatan Prambanan, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. This bridge was planned to build using warren steel truss as the dobel structure with 40 meters.

The reference that used on this bridge planning according to the news loading rules which is SNI 1726:2016 and SNI 2833:2016. While during steel and concrete planning using the old rules that still valid which is RSNI T-12:2004 and RSNI T-03:2005. The planning of this bridge is using SAP2000 V22 software and Microsoft Excel for the analysis process.

The result obtained from this bridge planning are the vehicle plate thickness is 0,25 m, the steel profile that used on the upper main truss, bottom main truss and the stringer is IWF 300x300x10x15, the steel profile that used on the middle bracing is IWF 200x200x8x12, the steel profile that used on the cross girder is IWF 700x300x13x20, the steel profile that used on the end bracing is IWF 175x175x7,5x11. The joint on this bridge using bolt A325 grade that put together with gusset plate. The structure supported by 2 pieces of abutment at the end and 1 pieces pilar at the middle. The foundation that used is spun pile foundation with 0,8 meters diameter and 18 m length.

Keyword: *Bridge, Truss, Steel, Warren, SAP2000*

BABI PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kabupaten Sleman adalah salah satu kabupaten di Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta. Kabupaten Sleman merupakan salah satu dari empat kabupaten yang memiliki lokasi yang strategis sebagai jalur transportasi. Kabupaten Sleman memiliki banyak sungai sehingga di butuhkan infrastruktur yang dapat mendukung kelancaran transportasi. Dari sekian banyak sungai diantaranya terdapat Sungai Opak, untuk mengatasi sungai tersebut maka di buat jembatan yang aman terhadap beban-beban yang bekerja, salah satunya adalah Jembatan Grembyangan.

Jembatan Grembyangan di bangun diantara Kecamatan Prambanan dan Kecamatan Berbah yang terhalang Sungai Opak sejauh 90 m. Sehingga termasuk dalam kategori jembatan sedang. Jembatan kategori sedang dapat didesain dengan berbagai tipe jembatan, salah satunya menggunakan tipe jembatan rangka.

Jembatan rangka (*truss bridge*) tersusun dari batang-batang yang dihubungkan satu sama lain dengan pelat buhul, dengan pengikat paku keling, baut, atau las. Batang-batang rangka ini hanya memikul gaya dalam aksial (normal) tekan atau tarik. Jembatan jenis ini memiliki banyak kelebihan. Pertama mutu bahan jembatan ini seragam sehingga kekuatannya juga seragam karena buatan pabrik. Kedua jembatan jenis ini memiliki kuat tekan dan kuat tarik yang tinggi sehingga dengan material yang sedikit mampu memenuhi kebutuhan struktur. Ketiga pemasangan rangka relatif cepat dan dapat menghemat tenaga kerja karena material baja dari pabrik, sehingga hanya membutuhkan pekerjaan pemasangan baja di lapangan.

Jembatan rangka memiliki banyak tipe salah satunya adalah *warren*. Jembatan *warren* memiliki kekuatan struktur yang lebih besar di bandingkan dengan jembatan tipe *pratt* (Santoso, 2021). Jembatan *warren* juga memiliki

keamanan, kenyamanan konstruksi dan beban yang lebih ringan di bandingkan dengan jembatan tipe *parker* (Purwanto dan Hariadi, 2018)

Dari pertimbangan di atas dapat didesain Jembatan Grembyangan dengan menggunakan rangka baja tipe *warren* dengan bentang 2 x 40 m yang berada di Kali Opak, Kabupaten Sleman. Dengan adanya jembatan tersebut, transportasi berjalan lebih lancar sehingga mendukung kegiatan ekonomi dan sosial di daerah tersebut. Berikut ini merupakan peta lokasi Jembatan Grembyangan yang dapat ditunjukkan pada Gambar 1.1



Gambar 1. 1 Lokasi Jembatan Grembyangan

(Sumber : *Google Earth*)

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang telah diuraikan diatas, permasalahan yang akan dibahas untuk Jembatan Grembyangan adalah sebagai berikut ini:

1. Berapa banyak tulangan serta tebal dari pelat lantai dan trotoar?
2. Berapa dimensi dari profil baja yang akan digunakan?
3. Berapa jumlah baut yang dibutuhkan untuk menyambung setiap struktur jembatan?
4. Bagaimana desain dari *abutment* beserta pondasi agar dapat menahan beban?
5. Bagaimana desain dari pilar merata pondasi agar dapat menahan beban?

1.3 Tujuan Penelitian

Penelitian ini bertujuan untuk:

1. Mendapatkan hasil desain dari pelat lantai dan trotoar berupa ketebalan dan jumlah tulangan yang digunakan.
2. Mendapatkan dimensi profil baja yang akan digunakan pada jembatan.
3. Mengetahui jumlah baut yang akan digunakan untuk menyambung jembatan.
4. Mendapatkan hasil desain *abutment* dan pondasi yang dapat menahan semua beban yang ada di jembatan.
5. Mendapatkan hasil desain pilar dan pondasi yang dapat menahan semua beban yang ada di jembatan.

1.4 Batasan Penelitian

Batasan dalam penelitian Jembatan Grembyangan adalah sebagai berikut ini:

1. Jembatan dirancang dengan menggunakan jenis kelas I
2. Struktur atas jembatan dirancang menggunakan tipe *warren* dengan pelat lantai jembatan menggunakan beton bertulang.
3. Jembatan dibagi menjadi 2 bentang dengan Panjang masing-masing bentang adalah 40 m.
4. Tinggi rangka pada jembatan yang digunakan adalah 6,5 m.
5. Lebar perkerasan jalan yang direncanakan adalah 7 m dengan lebar trotoar 1 m disisi kanan dan kiri jembatan.
6. Pelat lantai jembatan menggunakan mutu beton 30 MPa dan mutu baja 400 MPa.
7. Elemen rangka baja pada struktur atas jembatan menggunakan metode LRFD.
8. Perancangan pembebanan pada jembatan menggunakan RSNI T-02-2005 dan SNI 1725:2016.
9. Perancangan struktur baja menggunakan RSNI T-03-2005 standar perencanaan baja untuk jembatan.
10. Perancangan struktur beton menggunakan RSNI T -12-2004 standar perencanaan baja untuk jembatan.

11. Perencanaan beban gempa menggunakan SNI 2833:2016 perencanaan jembatan terhadap beban gempa.
12. Analisa beban gempa pada struktur atas menggunakan respon spectra tampak memperhitungkan sesar opak.
13. Analisis struktur atas menggunakan bantuan *software* SAP2000
14. Perencanaan jembatan tidak menghitung Rencana Anggaran Biaya (RAB).
15. Perencanaan jembatan tidak meliputi metode pelaksanaan konstruksi.
16. Jembatan dimodelkan memiliki tumpuan sendi-rol

1.5 Manfaat Penelitian

Manfaat yang bisa didapatkan dari penelitian ini adalah sebagai salah satu perencanaan struktur atas jembatan rangka baja tipe *Warren* dan struktur bawah meliputi pondasi, *abutment*, dan pilar yang aman untuk dilewati kendaraan.

BAB II

TINJAUN PENELITIAN

2.1 Penelitian Terdahulu

Telah banyak Penelitian terdahulu yang telah dilakukan oleh banyak orang yang hasilnya dapat dipertanggung jawabkan. Sehingga dapat dijadikan referensi penelitian selanjutnya untuk mempermudah dalam proses penelitian yang akan dilakukan. Oleh karena itu referensi tersebut dijadikan daftar pustaka untuk mendukung penelitian yang akan dilakukan, sehingga menambah kualitas hasil penelitian yang akan dilakukan. Berikut merupakan tinjauan terhadap penelitian terdahulu untuk mendukung tugas akhir ini.

2.1.1 Perencanaan Jembatan Menggunakan Struktur Rangka Baja

Penelitian ini dilakukan oleh Rahmawan (2016) dengan tugas akhir berjudul “Studi Perencanaan Jembatan Menggunakan Struktur Rangka Baja” merupakan penelitian jembatan rangka baja. Penelitian tersebut berlokasi pada Desa Ipi, Kecamatan Bengkulu Tengah. Jembatan tersebut memiliki bentang 70 m dan menggunakan peraturan SNI 1725-2016, dan RSNI-T-03-2005.

2.1.2 Desain Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren*

Penelitian ini dilakukan oleh Hidayatu Robby (2021) dengan tugas akhir yang berjudul “Desain Jembatan Lemah Abang Menggunakan Rangka Baja Tipe *Warren* Dengan Lantai Jembatan Di Bawah” merupakan penelitian jembatan rangka baja dengan tipe *warren*. Penelitian tersebut berlokasi pada Jl. Sembada Handayani, Kabupaten Guning Kidul, DIY. Jembatan tersebut memiliki bentang 90 m dan menggunakan peraturan SNI 1725-2016, dan RSNI-T-03-2005.

2.1.3 Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe Pelengkung

Penelitian ini dilakukan oleh Jimmy dkk (2020) dengan tugas akhir yang berjudul “Studi Alternatif Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe Pelengkung” merupakan penelitian jembatan rangka baja dengan tipe pelengkung. Penelitian tersebut berlokasi pada Desa Perancak Kab. Jembarna, Bali. Jembatan tersebut memiliki bentang 100 m dan menggunakan peraturan SNI 1725-2016, dan RSNI-T-03-2005.

2.1.4 Perencanaan Jembatan Rangka Baja Dengan Menggunakan LRFD

Penelitian ini dilakukan oleh Yatnikasari (2021) dengan tugas akhir yang berjudul “Alternatif Perencanaan Jembatan Rangka Baja Dengan Menggunakan Metode LRFD” merupakan penelitian jembatan rangka baja dengan menggunakan metode LRFD. Penelitian tersebut berlokasi pada Jl. Gelatik, Temindung Permai Kecamatan Sungai Pinang Kota Samarinda. Jembatan tersebut memiliki bentang 39 m dan menggunakan peraturan SNI 1725-2016, SNI 1729-2020, dan SNI 2833-2016.

2.2 Penelitian Yang Dirancang

Dari penelitian terdahulu jembatan yang dirancang adalah jembatan rangka baja dengan berbagai macam tipe dan peraturan yang digunakan. Pada penelitian kali ini tipe jembatan yang digunakan adalah jembatan rangka tipe *warren* dengan bentang 2 x 40 m yang terletak di Dusun Kebondalam, Kecamatan Prambanan, Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. Jembatan yang dirancang berupa struktur atas, struktur bawah, dan pondasi. Peraturan yang digunakan adalah SNI 1725-2016 tentang pembebanan untuk jembatan, RSNI T 03-2005 tentang struktur baja untuk jembatan, dan SNI 2833-2016 tentang perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa.

2.3 Perbandingan Penelitian

Berikut ini merupakan rekapitulasi perbandingan antara penelitian terdahulu dan penelitian yang akan dilakukan dapat dilihat pada Tabel 2.1

Tabel 2. 1 Rekapitulasi Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Variabel Tinjau	Penelitian Terdahulu				Penelitian Yang Akan Dilakukan
Peneliti	Rahmawan, (2016)	Jimy, Sudirman dan Agus, (2020)	Hidayatu Robby, (2021)	Yatnikasari dkk., (2021)	Rahma Amdriana (202)
Judul	Studi Perencanaan Jembatan Menggunakan Struktur Rangka Baja di Desa Ipi Kabupaten Morowali Sulawesi	Studi Alternatif Perencanaan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe Pelengkung	Desain Jembatan Lemah Abang Menggunakan Rangka Baja Tipe <i>Warren</i> Dengan Lantai Jembatan Di Bawah	Alternatif Perencanaan Jembatan Rangka Baja Dengan Menggunakan Metode Lrfd Di Jembatan Gelatik Kota Samarinda	Perencanaan Jembatan Rangka Baja Tipe <i>Warren</i> dengan Bentang 2 x 40 m
Lokasi	Desa Ipi, Kecamatan Bengkulu Tengah	Desa Perancak Kab. Jembrana, Bali.	Jl. Sembada Handayani, Kabupaten Guning Kidul, DIY	Jl. Gelatik, Temindung Permai Kecamatan Sungai Pinang Kota Samarinda.	Jl. Kebondalem, Madorejo, Kecamatan Prambana, Kabupaten Sleman, DIY
Peraturan	SNI 1725-2016, RSNI-T-03-2005	SNI 1725-2016, RSNI-T-03-2005	SNI 1725-2016, RSNI-T-03-2005	SNI 1725-2016, SNI 1729-2015, SNI 2833-2016	SNI 1725-2016, RSNI-T-03-2005 SNI 2833-2016
Bentang	100 m	39 m	90 m	70m	80 m

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Material

Dalam tugas akhir ini menggunakan dua material yaitu:

3.1.1 Baja

Material baja yang unggul dilihat dari segi kekuatan, kekakuan dan daktilitasnya. Material baja juga memiliki keunggulan karena material baja di buat di pabrik sehingga mempunyai kontrol yang baik dan mutu yang terjaga. Sehingga bisa di pakai untuk mengevaluasi struktur yang menanggung pembeban. (Dewobroto, 2016). Didalam RSNI T 03-2005, perencanaan jembatan memiliki persyaratan sifat mekanis baja struktur yang minimum yang dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut ini.

Tabel 3. 1 Sifat Mekanis Baja Struktural

Jenis Baja	Tegangan Putus	Tegangan Leleh	Peregangan
	Minimum	Minimum	Minimum
	MPa	MPa	%
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:RSNI T-03-2005

Dalam perencanaan jembatan sifat mekanis baja lainnya yang terdapat dalam RSNI T-03-2005 seperti berikut ini.

Modulus Elastis $E = 200.000 \text{ MPa}$

Modulus Geser $G = 80.000 \text{ MPa}$

Angka Poison $\mu = 0,3$

Koefisien pemuaian $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$

3.1.2 Beton

Beton adalah campuran antara semen, agregat halus, agregat kasar, dan air dengan atau tanpa bahan tambah yang membentuk massa padat. (RSNI T-12-2004). Beton merupakan material yang kuat menahan tekan dan lemah dalam tarik sehingga memerlukan baja tulangan agar bersifat duktail sehingga kuat dalam menahan beban gempa.

3.2 Defenisi Jembatan

Jembatan merupakan suatu konstruksi yang di buat untuk mempermudah jalannya transportasi yang menghubungkan jalan yang sebelumnya terpisahkan oleh sungai, jurang, atau lembah. Jembatan merupakan bagian dari jalan, baik jalan raya atau jalan kereta api. Jembatan sengaja dibuat agar jalannya transportasi tidak terganggu sehingga kebutuhan dari orang-orang dapat terpenuhi.

3.3 Klarifikasi Jembatan Berdasarkan Panjang Bentang

Ada 3 tipe bentang jembatan yang diklarifikasi berguna untuk menentukan struktur atas yang baik untuk digunakan:

1. Jembatan dengan bentang panjang 35-100 m, bisa digunakan jembatan rangka baja.
2. Jembatan dengan bentang 16-50 m, bisa menggunakan beton prategang dengan berbagai tipe bervariasi seperti gelagar I dengan menggunakan lantai komposit, gelagar T pasca prategang, gelagar box monolitik dalam bentang sederhana, tergantung dari Panjang bentang yang akan digunakan.
3. Jembatan dengan tipe bervariasi seperti tipe pelat, kanal pracetak, gelagar T atau box, tergantung Panjang bentang yang akan digunakan.

3.4 Jembatan Rangka Baja

Struktur Rangka memiliki keuntungan sebagai berikut ini:

1. Baja mempunyai kuat tarik dan kuat tekan yang tinggi, sehingga material yang sedikit dapat memenuhi kebutuhan.

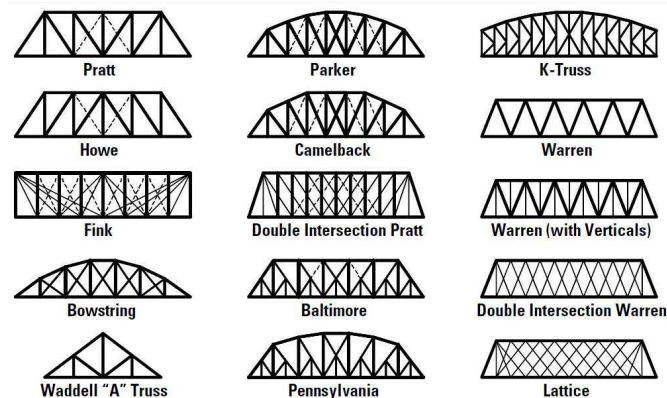
2. Dapat menghemat tenaga kerja karena baja diproduksi di pabrik, sehingga di lapangan tinggal melaksanakan pemasangan
3. Jembatan baja dapat dengan mudah diperbaiki dari karat yang menyebabkan penurunan kekuatan struktur karena dapat di bongkar dengan mudah.
4. Pemasangan jembatan baja di lapangan cepat dan memerlukan ruang yang sempit
5. Rendah biaya pemasangan.
6. Jadwal konstruksi yang cepat.

3.5 Jenis-jenis jembatan rangka baja

Perencanaan jembatan ini menggunakan jembatan rangka baja pada jembatan jalan raya (*highway bridge*) yang menggunakan kategori jembatan yang memiliki bentang menengah. Berikut ini adalah jenis jembatan rangka baja:

1. *Baltimore truss*
2. *Curve chord pratt truss*
3. *Double warren truss*
4. *Howe truss*
5. *Pensylvania truss*
6. *Pratt truss*
7. *Through truss*
8. *Warren truss* dan lain-lain

Berikut ini terdapat Gambar Jenis-Jenis Jembatan Rangka Baja pada Gambar 3.1



Gambar 3. 1 Jenis-Jenis Jembatan Rangka Baja

Perencanaan jembatan ini didesain menggunakan sistem rangka baja tipe *warren*. Tipe *warren* merupakan tipe yang paling banyak ditemui di Indonesia dan praktis dalam konstruksinya sehingga dapat menjaga nilai dan kekuatannya.

3.6 Rangka baja tipe werren

Truss Warren adalah jenis jembatan rangka dimana rangka utama adalah trapesium yang terdiri dari rangkaian segitiga. Pada perbandingan rangka jembatan tipe *warren* dan tipe *pratt* pada jembatan Brantas oleh Santoso (2021) dari output analisis didapatkan dalam jembatan *warren* rasio kekuatan terhadap berat struktur adalah 3,417 sedangkan jembatan tipe *pratt* mempunyai rasio kekuatan struktur *warren* lebih besar dari pada *pratt*.

Purwanto dan Hariadi, (2018) tentang analisis perbandingan jembatan tipe *parker* dan tipe *warren* dengan bentang 50 m didapatkan kesimpulan bahwa nilai defleksi jembatan *warren* memiliki nilai -0,235 lebih kecil dari jembatan *parker* yaitu -2,340, sehingga gaya *vertical* tipe *warren* lebih kecil dari jembatan *parker*, dan bobot lebih ringan dari jembatan *parker* yaitu jembatan tipe *warren* 176.738,93 kg sedangkan jembatan tipe *parker* 245.634,73 kg. sehingga jembatan tipe *warren* memiliki keamanan, kenyamanan konstruksi dan beban yang lebih ringan di bandingkan dengan jembatan tipe *parker*. Selain itu jembatan *warren* merupakan jembatan yang paling banyak ditemukan di Indonesia.

3.7 Pembebanan Jembatan

Dalam perencanaan jembatan, analisis pembebanan jembatan berpedoman pada SNI 1725-2016. Sehingga dapat mengetahui beban yang bekerja pada jembatan agar dapat menyesuaikan kebutuhan yang ada dan tidak terjadinya pemborosan baik dari kekuatan dan biaya.

3.7.1 Beban Mati

Beban mati yang terdapat dalam jembatan terbagi menjadi 2 yaitu sebagai berikut ini.

1. Beban mati sendiri (MS)

Beban mati sendiri adalah beban pada jembatan yang merupakan elemen struktural dan nonstruktural yang dianggap tetap. Dalam mencari berat mati sendiri harus mengetahui berat isi dan kerapatan massa untuk setiap material yang digunakan yang dapat dilihat dalam SNI 1725-2016 Pasal 7.1 yang dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut ini

Tabel 3. 2 Berat isi untuk Beban mati

No.	Bahan	Berat Isi (kN/m ³)	Kerapatan Massa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>bituminous wearing surfaces</i>)	22,0	2245
2	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt or clay</i>)	17,2	1775
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	1250-200
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

Setelah menemukan berat sendiri, kemudian terdapat factor beban yang digunakan yang dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut ini

Tabel 3. 3 Faktor Berat Sendiri

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

Sumber: SNI 1725-2016

2. Beban mati tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah beban nonstruktural yang terdapat di jembatan. Beban mati tambahan ini terpengaruh oleh umur jembatan, berikut ini adalah

factor yang terdapat pada beban mati tambahan jembatan yang dapat dilihat pada Tabel 3.4 berikut ini

Tabel 3. 4 Faktor Beban Mati Tambahan

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^L)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MS}^U)	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00	2,00	0,7
	Khusus (terawas)	1,00	1,40	0,8
Catatan : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas				

Sumber: SNI 1725-2016

3.7.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas terdiri dari dua yaitu beban lajur “D” dan beban truk “T”. Beban lajur dihasilkan dari lebar jalur kendaraan serta Panjang bentang dari jembatan itu sendiri. Sedangkan untuk beban truk di ambil dari simulasi pengaruh roda kendaraan dengan menempatkan 3 gandar pada posisi dalam lajur lalu lintas. Berikut ini adalah beban yang terjadi pada lalu lintas

1. Beban lajur (TD)

Beban lajur merupakan gabungan dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Beban terbagi rata terdiri dari beban q kPa yang berada pada sepanjang jembatan yang akan di buat. Berikut merupakan besaran q untuk BGT dan sebaran beban lajur ditunjukkan pada Gambar 3.2 berikut ini

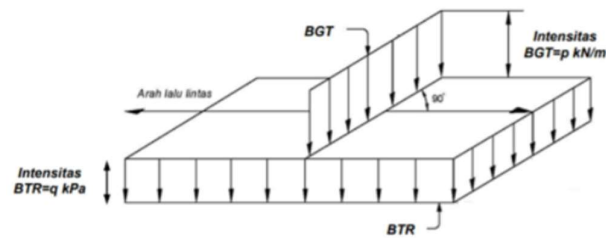
$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m, maka } q = 9 \text{ kPa} \quad (3. 1)$$

$$\text{Jika } L > 30 \text{ m, maka } q = 9 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa} \quad (3. 2)$$

Keterangan:

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

L = Panjang total benatang jembatan dalam satuan meter.



Gambar 3. 2 Beban Lajur "D"

Sumber: SNI 1725-2016

Sedangkan untuk BGT terdiri dari p sebesar 49,0 kN/m dikali dengan lebar jalur jembatan yang digunakan. BGT di letakkan di tengah bentang jembatan. Dalam beban lajur "D" terdapat faktor beban yang digunakan yang dapat dilihat pada Tabel 3.5 berikut ini

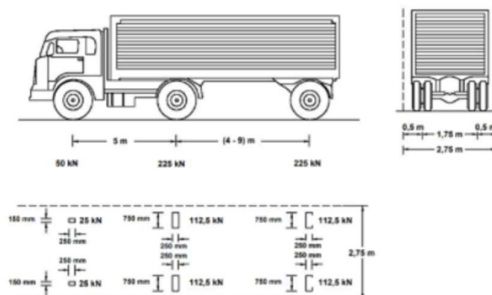
Tabel 3. 5 Faktor Beban lajur "D"

Tipe Beban	Jembatan	Faktor Beban (γ_{RD})	
		Keadaan Batas Layan (γ_{SRD})	Keadaan Batas Ultimit (γ_{URD})
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

Sumber: SNI 1725-2016

2. Beban Truk (TT)

Beban truk "T" merupakan beban kendaraan truk semitrailer yang berat dari setiap gandarnya disebarkan menjadi beban yang rata dan sama besar. Jarak antara dua gandar bisa berubah ubah dari 4 m – 9 m. susunan berat gandar dapat dilihat pada Gambar 3.3. Beban truk dapat juga memiliki faktor yang mempengaruhi beban yang dapat dilihat pada Tabel 3.6 berikut ini



Gambar 3. 3 Pembebanan Truk "T"

Sumber: SNI 1725-2016

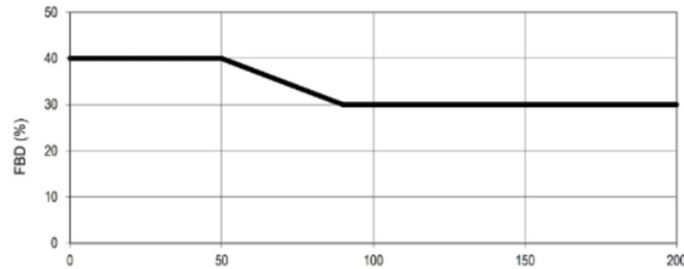
Tabel 3. 6 Faktor Beban Truk "T"

Jembatan	Faktor Beban	
	K ^S TD	K ^U TD
Beton	1,0	1,8
Box Girder Baja	1,0	2,0

Sumber: SNI 1725-2016

3. Faktor beban dinamis

Faktor beban dinamis (FBD) adalah hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Besar FBD berdasarkan dari frekuensi dasar dari suspensi kendaraan yang memiliki rentang 2 Hz – 5 Hz. FBD akan dinyatakan sebagai beban ekuivalen statis. Untuk beban truk "T" FBD di ambil 30 % dari beban truk. Sedangkan untuk beban lajur "D" FBD yang diambil berdasarkan grafik yang digunakan yang dapat dilihat pada Gambar 3.4 berikut ini.



Gambar 3. 4 Faktor Beban Dinamis untuk Beban Lajur "D"

Sumber: SNI 1725-2016

4. Beban Rem (TB)

Beban rem berada di semua lajur lalulintas sesuai arahnya. Gayanya di asumsikan bekerja secara horizontal dengan jarak 1800 mm di atas permukaan jalan. Nilai gaya rem didapatkan dari kedua kondisi berikut ini:

- 25 % dari berat gandar truk desain
- 5 % dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

5. Beban pejalan kaki (TP)

Beban pejalan kaki adalah beban terletak pada trotoar jembatan yang memiliki lebar lebih dari 600 mm. Trotoar di rencanakan dapat menahan beban

pejalan kaki sebesar 5 kPa yang di anggap bekerja bersamaan dengan beban kendaraan pada lajur lalu lintas.

3.7.3 Beban Aksi Lingkungan

Beban aksi lingkungan adalah beban yang berpengaruh terhadap temperature, angin, banjir, gempa dan penyebab dari alam lainnya. Pada perencanaan ini beban aksi lingkungan yang dihitung dapat dilihat sebagai berikut ini:

1. Beban angin horizontal

Jembatan yang memiliki elevasi lebih tinggi dari 10000 mm di atas permukaan tanah atau air, maka kecepatan angin rencana harus di hitung dengan persamaan berikut ini :

$$VDz = 2,5 V_o \left(\frac{V10}{VB} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3. 3)$$

Keterangan :

VDz = Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana Z

V_o = kecepatan gesekan angin

V10 = kecepatan angin pada atas permukaan tanah atau air

VB = Kecepatan angin rencana dengan rentang 90 – 126 km/jam

Z = Elevasi struktur dari muka tanah Dimana Z > 10000 mm

Z₀ = Panjang gesekan di hulu jembatan

Untuk nilai dari V₀ dan Z₀ dapat dilihat pada Tabel 3.7 berikut ini

Tabel 3. 7 Nilai V₀ dan Z₀ untuk varian kondisi permukaan Hulu

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
V _o (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z _o (km/jam)	70	1000	2500

Sumber: SNI 1725-2016

2. Beban angin pada struktur (EWs)

Beban angin strukut dapat dicari dengan persamaan berikut ini

$$PD = PB \left(\frac{VDZ}{VB} \right)^2 \quad (3. 4)$$

Keterangan:

PB = Tekanan angin dasar

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

Total gaya dari beban angin tidak boleh kurang dari 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap pada struktu rangka dan pelengkung, dan juga tidak kurang dari 4,4 kN/mm untuk balok atau gelgar.

3. Gaya angin pada kendaraan (EWI)

Jembatan dirancang menampung beban gaya akibat tekanan angin untuk kendaraan, Dimana tekanan tersebut diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 n/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm pada atas permukaan jalan. Jika angin yang bekerja tidak tegak lurus maka komponenn yang bekerja tegak lurus maupun parallel terhadap kendaraan berbagi sudut serang yang dapat dilihat pada Tabel 3.9 berikut ini

Tabel 3. 9 Komponen Beban Angin yang bekerja Pada Kendaraan

Sudut (°)	Komponen Tegak Lurus (MPa)	Komponen Sejajar (MPa)
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,2	0,35
45	0,96	0,47
60	0,5	0,55

Sumber: SNI 1725-2016

4. Tekanan angin vertical

Jembatan harus dapat menampung beban garis memanjang jembatan yang mempresentasikan gaya angin vertical ke atas sebesar $9,6 \times 10^{-4}$ MPa dikali lebar jembatan, termasuk parapet dan trotoar. Gaya ini ditinjau untuk batas Kuat III dan Layan IV yang tidak melibatkan angin pada kendaraan, dan hanya ditinjau untuk kasus pembebanan Dimana arah angin bekerja tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan.

3.7.4 Beban Gempa

Beban Gempa berpedoman pada SNI 2833:2016. Pada perencanaan jembatan penting untuk mempertimbangkan keruntuhan dan kerusakan pada jangka Panjang. Berikut adalah hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan jembatan :

1. Beban gempa

Beban gempa dihasilkan sebagai gaya horizontal yang didapatkan dari hasil perkalian antara koefisien respon elastik dengan berat struktur ekuivalen yang dimodif dengan faktor modifikasi respon. Koefisien respon elastic dapat dilihat pada peta perencanaan bantuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Berikut ini adalah persamaan yang digunakan :

$$EQ = \frac{Csm}{R} \times Wt \quad (3.5)$$

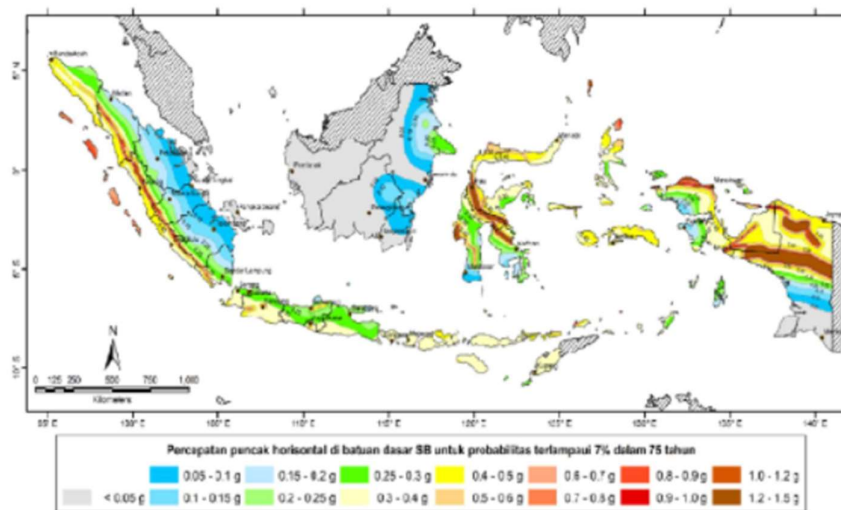
Keterangan:

Eq = gaya gempa horizontal statis

Csm = Koefisien respons elastic

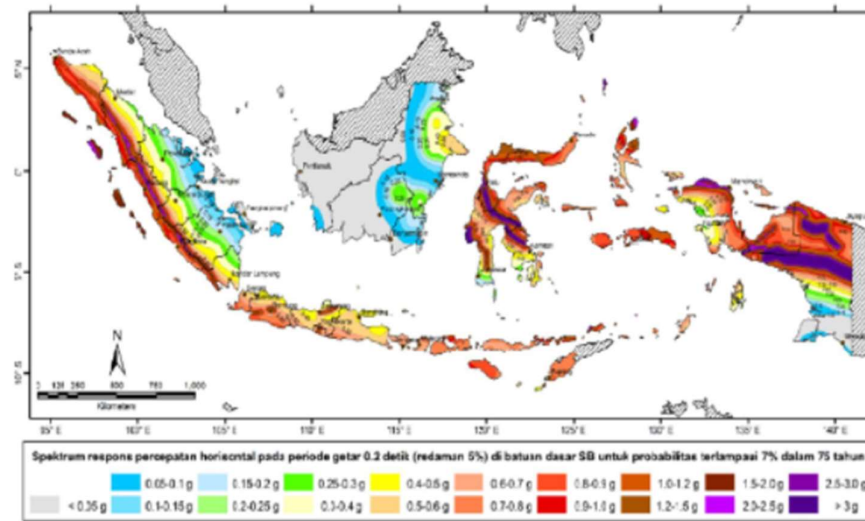
R = faktor modifikasi respons

Wt = berat total struktur



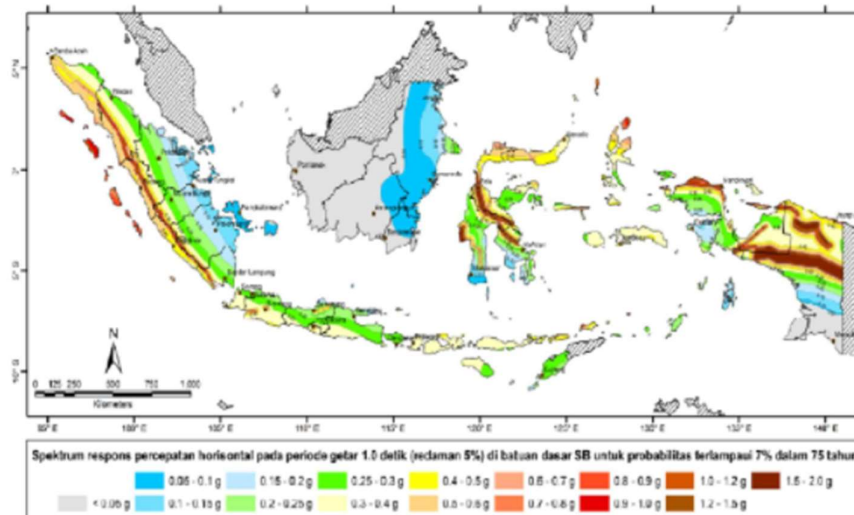
Gambar 3. 5 Peta percepatan puncak di bantu dasar (PGA) untuk probabilitas terlaMPau 7% dalam 75 tahun

Sumber: SNI 2833:2016



Gambar 3. 6 Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di bantu dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Sumber: SNI 2833:2016



Gambar 3. 7 Peta respon spektra percepatan 1 detik di bantu dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Sumber: SNI 2833:2016

2. Faktor situs

Dalam penempatan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi untuk PGA, periode pendek dan periode 1 detik. Faktor tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.10 dan Tabel 3.11 berikut ini

Tabel 3. 10 Faktor amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (FPGA/Fa)

Kelas Situs	PGA ≤ 0,1	PGA = 0,2	PGA = 0,3	PGA = 0,4	PGA > 0,5
	Ss ≤ 0,25	Ss = 0,5	Ss = 0,75	Ss = 1	Ss > 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

Sumber: SNI 2833:2016

Tabel 3. 11 Besar nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)

Kelas Situs	S1 ≤ 0,1	S1 = 0,2	S1 = 0,3	S1 = 0,4	S1 ≥ 0,5
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4

Sumber: SNI 2833:2016

3. Respons spektra rencana

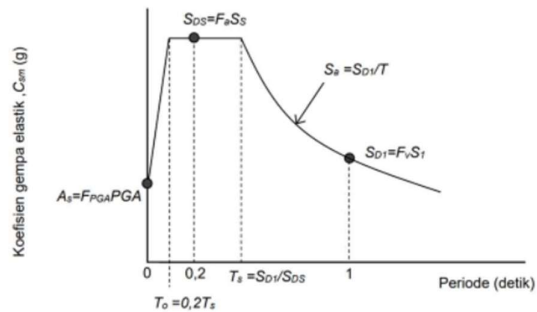
Respons spektra adalah nilai dari respons maksimum berderajat kebebasan tunggal pada berbagai frekuensi alami teredam akibat goyangan tanah. Respons spektra di tentukan oleh 3 nilai percepatan puncak yang dirumuskan dengan persamaan berikut ini:

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

$$SDS = F_a \times S_s \quad (3.7)$$

$$SD1 = F_v \times S1 \quad (3.8)$$

Dari rumus tersebut didapatkan grafik respons spektra seperti Gambar 3.8 berikut ini



Gambar 3. 8 Bentuk tripikal respons spektra di permukaan tanah

Sumber: SNI 2833:2016

4. Faktor modifikasi respons

Faktor modifikasi respons adalah gaya gempa rencana yang ditentukan dengan membagi gaya gempa elastis. Faktor modifikasi respons dapat dilihat pada Tabel 3.12 berikut ini

Tabel 3. 12 Faktor modifikasi respons 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

3.8 Analisis Struktur Atas Jembatan Dengan Metode LRFD

Menurut Setiawan (2002), metode ASD dalam perencanaan struktur baja telah digunakan dalam waktu kurang lebih 100 tahun. Tapi dalam 20 tahun terakhir prinsip perencanaan struktur baja mulai beralih ke konsep LRFD yang jauh lebih rasional dengan berdasarkan konsep probabilitas. Secara umum struktur baja dikatakan aman apabila memenuhi persyaratan berikut ini:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i \times Q_i \quad (3.9)$$

Di bagian kiri dari persamaan tersebut mempresentasikan kekuatan sebuah struktur dan di bagian kanan mempresentasikan beban yang harus ditanggung oleh struktur. Faktor tahanan kekuatan atau faktor reduksi kekuatan dalam perancangan jembatan berdasarkan LRFD di tentukan dalam RSNI T-03 2005 untuk struktur baja dan RSNI T-12 2004 untuk struktur beton. Berikut ini adalah nilai dari faktor tersebut yang dapat dilihat pada Tabel 3.13 dan Tabel 3.14 berikut ini

Tabel 3. 13 Faktor rekduksi kekuatan untuk keadaan batas ultimit Baja

Situasi Rencana	Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)
a. Lentur	0,90
b. Geser	0,90
c. Aksial tekan	0,85
d. Aksial tarik	
1. terhadap kuat tarik leleh	0,9
2. Terhadap kuat tarik fraktur	0,75
e. Penghubung geser	0,75
f. Sambungan baut	0,75
g. Hubungan las	
1. Las tumpul dengan penetrasi penuh	0,90
2. Las sudut dan las tumpul dengan penetrasi sebagian	0,75

Sumber : RSNI T-03-2005

Tabel 3. 14 Faktor reduksi kekuatan untuk keadaan batas ultimit beton

Situasi Rencana	Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)
a. Lentur	0,80
b. Geser dan Torsi	0,70
c. Aksial tekan	
1. Tulangan spiral	0,70
2. Tulangan sengkang biasa	0,65
d. Tumpuan beton	0,70

Sumber : RSNI T-12-2004

3.9 Kombinasi Beban

Dalam perancangan jembatan terdapat beban kombinasi yang berpedoman pada SNI 1725-2016 untuk mengetahui gaya total terfaktor yang bekerja pada jembatan. Berikut adalah kombinasi pembebanan yang digunakan.

- Kuat I : Kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya yang timbul dalam keadaan normal tampak memperhitungkan beban angin.
- Kuat II : Kombinasi pembebanan yang terkait dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang di tentukan tan menghitung beban angin.
- Kuat III : Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban nagin berkecepatan 90 – 126 km/jam
- Kuat IV : Kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan beban hidup yang besar
- Kuat V : Kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional nomar jembatan dengan memperhitungkan beban angin
- Ekstrem I : Kombinasi pembebanan gempa. Faktor beban hidup yang mempertimbangkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa
- Ekstrem 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 banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan dan tumbukan kapal
- Layan I : kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 – 126 km/jam. Kombinasi ini juga di gunkana untuk mengkontrol lendutan pada goronggorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengkontrol lebar retakan struktur beton bertulangan dan juga untuk analisis tegangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi ini juga harus digunakan untuk investigasi stabilitas lereng.
- Layan II : Kombinasi pembebanan yang ditunjukan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan slip pada sambungan akibat beban kendaraan

- Layan III : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pratekan tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.
- Layan IV : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak.
- Fatik : Kombinasi beban fatik dan fraktur sehubungan dengan umur fatik akibat induksi beban yang waktunya tak terbatas

Dari semua jenis kombinasi pembebanan yang ada di pilih yang memiliki nilai terbesar atau nilai ekstrim maksimum dan minimum. Faktor yang menentukan nilai kombinasi pembebanan jembatan dapat dilihat lebih lengkap pada Tabel 3.15 berikut ini

Tabel 3. 15 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

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

Keterangan :

MS	= Beban mati pada komponen structural dan nonstuktural 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
TT	= Beban truk "T"
TD	= Beban lajur "D"
TB	= Gaya akibat rem
TR	= Gaya sentrifugal
TP	= Beban pejalan kaki
EU	= Beban arus dan hanyut
EWs	= beban angin struktur
EWl	= beban angin pada kendaraan
BF	= Gaya Fraksi
EUn	= Gaya akibat penurunan
EQ	= Gaya beban horizontal stasis
TC	= Gaya akibat tumbukan kendaraan
TV	= Gaya akibat tumbukan kapal

Menurut SNI 2833:2016 gaya gempa elastis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasikan sehingga memiliki dua buah tinjauan seperti berikut ini

1. 100% gaya gempa pada arah X dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah Y
2. 100% gaya gempa pada arah Y dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah X

3.10 Perencanaan Struktur Atas Jembatan

Dalam perencanaan struktur atas jembatan, jembatan harus mampu menahan beban yang bekerja seperti berikut ini

1. Beban mati sendiri
2. Beban mati tambahan
3. Beban lalu lintas
4. Beban pejalan kaki
5. Beban rem
6. Beban angin struktur
7. Beban angin kendaraan
8. Beban gempa

Dari beban tersebut terdapat beberapa hal yang perlu direncanakan dalam pembuatan struktur atas jembatan di atasnya sebagai berikut ini

3.10.1 Lantai Kendaraan

Lantai kendaraan dirancang agar dapat menahan beban di atasnya. Pelat lantai kendaraan yang digunakan yaitu pelat satu arah yang mana beban hanya akan disalurkan pada masing masing tumpuan pada bentang pendek pelat tersebut. Pelat lantai tersebut akan menumpu pada gelagar memanjang jembatan berikut ini perancangan lantai kendaraan

1. Tebal pelat lantai kendaraan

Dalam RSNI T-12 2004 pasal 5.5.2 tebal pelat lantai minimum dapat dilihat pada persamaan berikut

$$ts \geq 200 \text{ mm} \quad (3.10)$$

$$ts \geq (100 + 40l) \text{ mm} \quad (3.11)$$

Keterangan

ts = tebal pelat lantai kendaraan

l = Panjang bentang pelat lantai

2. Perhitungan tulangan

- a. Menentukan momen ultimit rencana

$$Mu = K.MMS + K.MMA + K.MTT + K.MTP \quad (3.12)$$

- b. Menentukan momen nominal

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} \quad (3.13)$$

c. Menentukan rasio tulangan

$$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{maksimum} \quad (3.14)$$

1) Rasio tulangan minimum

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} \quad (3.15)$$

2) Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \quad (3.16)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{balance} \quad (3.17)$$

3) Rasio tulangan perlu

$$\rho_{perlu} = \frac{1,4}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \quad (3.18)$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} \quad (3.19)$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} \quad (3.20)$$

d. Menentukan luas tulangan

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

e. Menentukan jarak tulangan pokok

$$S_{pokok} = \frac{A1d \times b}{As} \quad (3.22)$$

3.10.2 Komponen Balok Komposit

Balok komposit digunakan dalam perancangan gelagar memanjang jembatan karena untuk menghubungkan pelat lantai di atasnya. Berikut merupakan hal yang perlu di perhatikan dalam perancangan balok komposit gelagar memanjang jembatan.

1. Penentuan lebar efektif

a. Untuk balok interior diambil nilai terkecil dari persamaan berikut ini

$$bE \leq L/4 \quad (3.23)$$

$$bE \leq bo \quad (3.24)$$

b. Untuk balok eksterior diambil nilai terkecil dari persamaan berikut ini

$$bE \leq \frac{L}{8} + \text{jarak tepi} \quad (3.25)$$

$$bE \leq b_o + \text{jarak tepi} \quad (3.26)$$

2. Penentuan jenis profil

Terdapat 2 kondisi jenis profil seperti berikut ini

a. Apabila $h/tw \leq 3,76 \sqrt{E/F_y}$, maka profil dalam keadaan kompak sehingga momen nominal ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang plastis untuk keadaan batas leleh.

b. Apabila $h/tw > 3,76 \sqrt{E/F_y}$, maka profil dalam keadaan tidak kompak sehingga momen nominal harus di tentukan dari superposisi tegangan elastis dengan menghitung efek penampang untuk keadaan batas leleh pada baja atau hancur beton.

3. Menentukan posisi sumbu netral plastis

Untuk menentukan garis sumbu betral plastis, dapat dua kondisi yang bisa terjadi seperti berikut ini

a. Apabila $T \leq C$, maka garis sumbu netral plastis terdapat pada pelat beton

b. Apabila $T > C$, maka garis sumbu netral plastis terdapat pada blok baja yaitu pada sayap atau badan

Berikut ini persamaan untuk keterangan dari dua kondisi di atas

$$C = 0,85 \times f_c' \times A_c \quad (3.27)$$

$$T = F_y \times A_s \quad (3.28)$$

4. Menentukan nominal

Momen nominal pada blok komposit tergantung dengan posisi garis netral pada balok seperti berikut ini

a. Kondisi $T \leq C$

$$M_n = T \times dl \quad (3.29)$$

b. Kondisi $T > C$

$$M_n = C \times dl \quad (3.30)$$

5. Penghubung geser

Karena adanya perbedaan material antara pelat lantai dan gelagar dapat mengakibatkan adanya pergeseran. Berikut ini merupakan persamaan yang perlu diperhatikan dalam merancang penghubung geser

a. Menentukan diameter stud

$$d_{sa} < 2,5 t_f \quad (3.31)$$

b. Menentukan kuat geser nominal satu stud

$$Q_{n1} = 0,5 \times A_s \times \sqrt{f_c' \times E_c} \quad (3.32)$$

$$Q_{n2} = R_g \times R_p \times A_s \times F_u \quad (3.33)$$

Nilai dari R_g dan R_p ditentukan dalam Tabel 3.16 berikut ini

Tabel 3. 16 Parameter pengaruh pelat beton komposit dengan dek baja

Kondisi	R_g	R_p
Tanpa dek	1,0	0,75
Dek diorientasikan paralel terhadap profil baja		
$\frac{wr}{hr} \geq 1,5$	1,0	0,75
$\frac{wr}{hr} < 1,5$	0,85	0,75
Dek diorientasikan tegak lurus terhadap profil baja		
Jumlah angkur baja stud berkepala yang memiliki rusuk dek yang sama		
1	1,0	0,6
2	0,85	0,6
3 atau lebih	0,7	0,6
hr = tinggi rusuk nominal wr = lebar rata-rata rusuk atau hauns beton		

Sumber: SNI 1729:2020

c. Menentukan jumlah stud

$$n = \frac{V'}{Q_n} \quad (3.34)$$

d. Pemasangan stud

Ketentuan pemasangan stud pada gelagar baja

1) Jarak minimal antar stud secara memanjang

$$S_1 = 6 \times d_{sa} \quad (3.35)$$

2) Jarak minimal antar stud secara melintang

$$S_2 = 4 \times d_{sa} \quad (3.36)$$

3) Jarak maksimal antar stud

$$S_{maks} = 3 \times t_s \quad (3.37)$$

3.10.3 Komponen Batang lentur

Struktur lentur jembatan dapat terjadi pada gelagar melintang. berikut ini hal yang perlu di perhatikan saat merencanakan komponen struktur lentur.

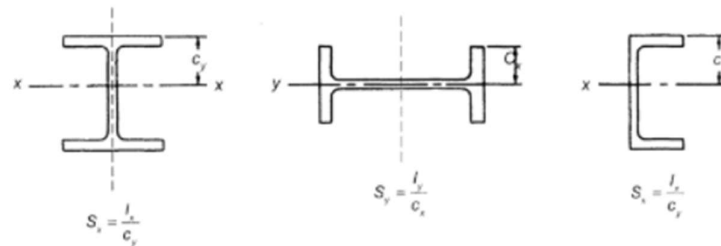
1. Kondisi umum

Berikut ini adalah persamaan yang perlu diperhatikan dalam kondisi umum

$$f = \frac{Mx}{Sx} + \frac{My}{Sy} \quad (3.38)$$

$$Sx = \frac{Ix}{Cy} \quad (3.39)$$

$$Sy = \frac{Iy}{Cx} \quad (3.40)$$



Gambar 3. 9 Modulus penampang berbagai tipe profil simetri

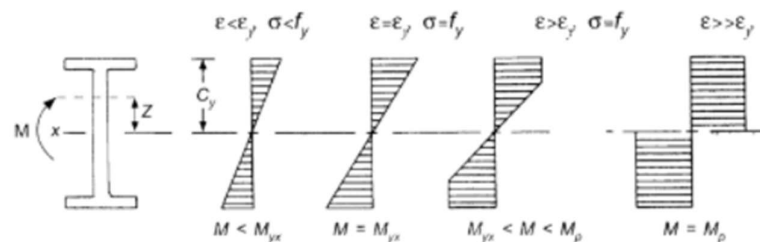
Sumber: SNI 1729:2020

Dalam melakukan perencanaan struktur lentur, kekuatan lentur yang di izinkan sebagai berikut ini

$$Mu \leq \phi Mn \quad (3.41)$$

2. Pelelehan

$$Mn = Mp = fy \cdot Z \quad (3.42)$$



Gambar 3. 10 Distribusi Tegangan pada Level beban berbeda

Sumber: SNI 1729:2020

3. Tekuk torsi lateral

Berikut ini adalah persyaratan tekuk torsi lateral

- Apabila $L < L_p$, maka keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak digunakan
- Apabila $L_p < L < L_r$, maka momen nominal dapat dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 \cdot f_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad (3.43)$$

- Apabila $L > L_r$, maka momen nominal dapat dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p \quad (3.44)$$

- Pembatasan Panjang LP dan Lr di tentukan sebagaimana berikut ini

$$L_p = 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.45)$$

Lr

$$= 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 \cdot F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot H_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x \cdot H_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E} \right)^2}} \quad (3.46)$$

3.10.4 Komponen batang tarik

Struktur tarik pada jembatan terjadi pada rangka utama jembatan dan ikatan angin. Dalam menentukan tahanan nominal suatu batang tarik, harus diperiksa terhadap tiga macam kondisi keruntuhan yang menentukan yaitu leleh dari luas penampang kotor, faktor dari luas penampang efektif pada daerah sambungan, dan geser blok pada sambungan (setiawan 2002).

- Persyaratan kuat tarik rencana

Gaya aksial terfaktor harus memenuhi persyaratan berikut ini

$$P_u \leq \phi P_n \quad (3.47)$$

P_n merupakan kuat tarik nominal yang besarnya di ambil dari nilai terkecil dari berikut ini

- a. Kuat tarik nominal berdasarkan kelelahan penampang bruto

$$P_n = A_g \times F_y \quad (3.48)$$

- b. Kuat tarik nominal berdasarkan fraktur penampang efektif

$$P_n = A_e \times f_u \quad (3.49)$$

Nilai ϕ digunakan adalah 0,9 untuk persamaan kuat tarik nominal berdasarkan kelelahan pada penampang bruto. Sedangkan untuk persamaan tarik akibat fraktur menggunakan 0,75.

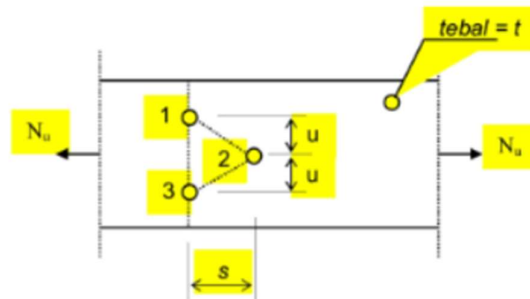
2. Luas penampang efektif

$$A_e = A_n t \cdot U \quad (3.50)$$

3. Luasan akibat sambungan baut

$$A = A_n t \quad (3.51)$$

Nilai dari luasan tersebut di ambil yang paling minimum diantara 3 pilihan tersebut potongan 1-2-3 sebagaimana Gambar 3.11 berikut ini



Gambar 3. 11 Gaya tarik yang terjadi pada lubang sambungan baut

Sumber: RSNI T-3:2005

Potongan 1-3

$$A_n t = A_g - n \cdot d \cdot t \quad (3.52)$$

Potongan 1-2-3

$$A_n t = A_g - n d t + \sum \frac{s^2 t}{4u} \quad (3.53)$$

3.10.5 Komponen batang tekan

Struktur tekan pada jembatan dapat terjadi pada rangka utama jembatan dan ikatan angin.

1. Perencanaan akibat gaya tekan

$$P_u \leq \phi_n P_n \quad (3.54)$$
2. Kelangsingan elemen penampang baja
 Perbedaan anatara maksimum lebar dan tebal untuk elem tertekan pada baja ditunjukkan pada Tabel 3.17

Tabel 3. 17 Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan

Jenis Elemen	λ	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal	
		λ_p (kompak)	λ_r (tak-kompak)
Pelat sayap balok-I dan kanal dalam lentur	b/t	$\frac{170}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}}$
Pelat sayap balok-I hibrida atau balok tersusun yang di las dalam lentur	b/t	$\frac{170}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{420}{\sqrt{(f_y - f_r)/k_e}}$
Pelat sayap dari komponenkomponen struktur tersusun dalam tekan	b/t		$\frac{290}{\sqrt{f_y / k_e}}$
Elemen tanpa pengaku	Sayap bebas dari profil siku kembar yang menyatu pada sayap lainnya, pelat sayap dari komponen struktur kanal dalam aksial tekan, profil siku dan pelat yang menyatu dengan balok atau komponen struktur tekan	b/t	$\frac{250}{\sqrt{f_y}}$
	Sayap dari profil siku tunggal pada penyokong, sayap dari profil siku ganda dengan pelat kopel pada penyokong, elemen yang tidak diperkaku, yaitu yang ditumpu pada salah satu sisinya	b/t	$\frac{200}{\sqrt{f_y}}$
	Pelat badan dari profil T	d/t	$\frac{335}{\sqrt{f_y}}$

Sumber: RSNI T-03:2005

3. Kelangsingan komponen struktur tekan
 Kelangsingan komponen struktur dibatasi menurut persamaan berikut ini

$$\lambda = \frac{KL}{ry} \leq 140 \quad (3.55)$$
4. Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur
 Kuat tekan nominal akibat tekuk lentur pada komponen struktur tekan dinyatakan dengan persamaan berikut ini.













$$P_n = (0,66\lambda c^2) A_g \cdot f_y \text{ untuk } \lambda c \leq 1,5 \quad (3.56)$$

$$P_n = (0,88/\lambda c^2) A_g \cdot f_y \text{ untuk } \lambda c > 1,5 \quad (3.57)$$

$$\lambda c = \frac{Lk}{r\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.58)$$

$$Lk = kc L \quad (3.59)$$

Tabel 3. 18 Faktor panjang Tekuk

	Kolom Tumpuan Bersegi			Kolom Bersegi		
Bentuk tekuk						
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung	 = Rotasi terjepit, translasi terjepit	 = Rotasi bebas, translasi terjepit	 = Rotasi terjepit, translasi bebas	 = Rotasi terjepit, translasi bebas	 = Rotasi bebas, translasi bebas	 = Rotasi terjepit, translasi bebas

Sumber: RSNI T-03:2005

5. Kuat tekan akibat tekuk lentur torsi

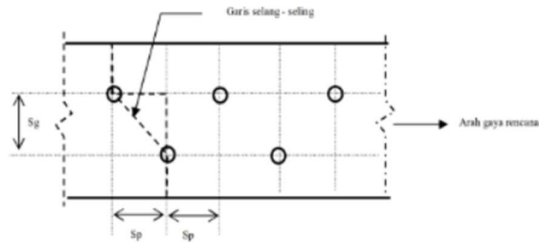
Kuat tekan akibat tekuk lentur torsi hanya dapat terjadi pada komponen struktur tekan yang terdiri dari sumbu simetris saja seperti profil canal, profil T, profil siku ganda, dan siku tunggal.

3.10.6 Sambungan

Perencanaan sambungan adalah menyambungkan antara dua atau lebih profil baja yang dirangkai menjadi suatu struktur yang kuat. Berikut adalah hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan sambungan baut.

1. Pengukuran luas penampang profil

$$\frac{Sp^2 t}{4Sg} \quad (3.60)$$



Gambar 3. 12 Lubang selang seling

Sumber: RSNI T-03:2005

2. Tipe baut

Tipe baut dapat dilihat pada Tabel 3.18 berikut ini

Tabel 3. 19 Tipe Baut Menurutt Ukurannya

Diameter Nominal Baut	Luas Baut			Dimensi Lubang	
	A_c (mm)	A_s (mm)	A_0 (mm)	Standar (mm)	Ukuran Lebih (mm)
M16	144	157	201	18	20
M20	225	245	314	22	24
M24	324	353	452	27	30
M30	519	561	706	33	38
M36	759	817	1016	39	44

Sumber RSNI T-05:2005

Tabel 3. 20 Tipe baut menurut nominalnya

Tipe Baut	Kuat Tarik Nominal (MPa)	Kuat Geser Nominal (MPa)
Baut A307	310	186
Baut grup A (A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	620	372
Baut grup A (A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	620	469
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	780	469
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan pasal A3.4, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,45 F_u$
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan pasal A3.4, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,563 F_u$

Sumber RSNI T-05:2005

3. Spasi dan jarak tepi minimum

Sambungan baut harus memenuhi persyaratan persamaan berikut ini

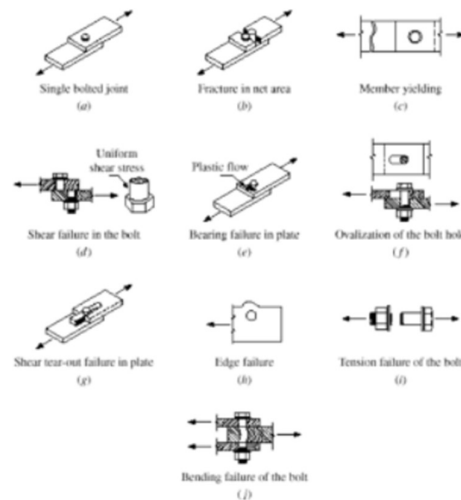
$$S \geq 3d \quad (3. 61)$$

$$St \geq 1,25d \quad (3. 62)$$

4. Jenis keruntuhan sambungan baut

Pola keruntuhan pada baut disebabkan oleh beberapa hal seperti berikut ini

- a. Geser baut
- b. Tarik baut
- c. Geser tumpu
- d. Blok geser
- e. Tarik plat buhul
- f. Desak pelat buhul



Gambar 3. 13 Pola keruntuhan sambungan baut

Sumber: Vinnakota:2006

5. Tahan nominal baut

$$Rn \leq \phi n Rn \quad (3. 63)$$
6. Tahan geser tumpu

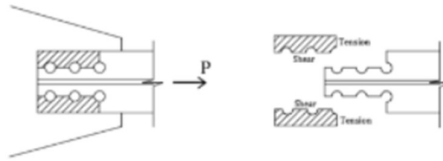
$$\phi Rn = 0,75 \times Fnt \times Ab \quad (3. 64)$$
7. Tana tarik baut

$$\phi Rn = 0,75 \times Fnt \times Ab \quad (3. 65)$$
8. Tahan tumpu baut

$$Rn = 3 \times db \times tp \times Fu \quad (3. 66)$$
9. Tahan tumpu pelat buhul

$$Rn = 1,5 \times Lct \times tp \times Fu \quad (3. 67)$$
10. Tahan bolok geser

Berikut ini adalah pola keruntuhan sambungan akibat blok geser.



Gambar 3. 14 Pola kegagalan sambungan blok geser

Sumber: Sandjaya, 2018

$$Rn = [(0,6 \cdot Fu \cdot Anv) + (Ubs \cdot Fu \cdot Ant)] \quad (3.68)$$

$$\leq [(0,6 \cdot Fu \cdot Agv) + (Ubs \cdot Fu \cdot Ant)]$$

11. Tahan tarik pelat buhul

a. Kekuatan tarik leleh pelat buhul

$$\phi Rn = 0,9 \times Ag \times Fy \quad (3.69)$$

b. Kekuatan tarik fraktur pelat buhul

$$\phi Rn = 0,75 \times Ag \times Fy \quad (3.70)$$

12. Tahan tekan pelat buhul

a. Batas kelangsingan

$$\frac{KL}{r} \leq 25 \quad (3.71)$$

b. Kapasitas desak

$$\phi Pnt = 0,85 \times Fy \times Ag \times \text{Jumlah pelat buhul} \quad (3.72)$$

3.10.7 Lendutan

Menurut RSNI T-03-2005, lendutan jembatan dibatasi sebesar $L/800$. Besar lendutan tersebut dihasilkan dari analisis kombinasi beban layan I. jika suatu hal menyebabkan lendut melebihi batas yang ada, maka jembatan perlu diberikan cember atau lawan lendut. Dalam Bina Marga 2021 nilai camber diberikan sebesar 150% dari lendut hasil kombinasi layan I dengan arah berlawanan dengan lendut yang terjadi.

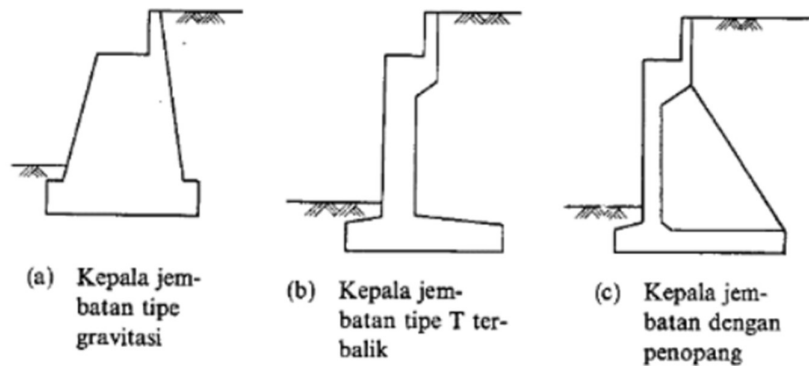
3.11 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

Struktur bawah jembatan adalah struktur yang meneruskan beban dari struktur atas ke tanah. Struktur bawah terbagi menjadi *abutment* dan pilar, namun pada pembahasan ini di tambahkan pondasi.

3.11.1 *Abutment*

Abutment adalah salah satu komponen dari struktur bawah yang menahan beban struktur atas. *Abutment* terletak pada ujung jembatan yang dapat menahan gaya lateral akibat tekanan tanah. *Abutment* memiliki beberapa bagian diantaranya lain *breast wall*, *back wall*, *corbel*, *wing wall*, dan *pile cap*.

Abutment memiliki beberapa bentuk yang berbeda yang menggunakan beton bertulang. Tipe *abutment* di tentukan berdasarkan tinggi pemakaian, jenis bangunan atas jembatan dan kondisi tanah pondasi dan kondisi bangunan berikut ini beberapa tipe *abutment* yang dapat dilihat pada Gambar 3.15



Gambar 3. 15 Tipe dan bentuk kepala jembatan

Sumber: Sosrodarsono, 2000

Tabel 3. 21 Tinggi pemakaian kepala jembatan untuk berbagai bentuk

Tipe dan Bentuk Abutment	Tinggi Pemakaian (m)					
	0	5	10	15	20	25
Tipe dengan penopang	8m 20m					
Bentuk T terbalik	12m					
Tipe semi gravitasi	7m					
Tipe Gravitasi						

Sumber: Sosrodarsono, 2000

1. Beban yang bekerja di *abutment*

Dimensi *abutment* diperhitungkan dengan cara menghitung beban yang terjadi pada *abutment* terlebih dahulu. Pembebanan pada *abutment* dibagi menjadi beban dari struktur atas dan struktur bawah jembatan. Berikut merupakan beban yang digunakan dalam perencanaan *abutment*

a. Beban dari struktur atas jembatan

- 1) Beban mati sendiri struktur atas MS
- 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
- 2) Tekanan tanah aktif

2. Stabilitas *abutment*

Setelah mendapatkan nilai dari beban kemudian perlu untuk menghitung stabilitas *abutment* untuk menghindari perubahan struktur seperti guling dan geser. Pada stabilitas *abutment* digunakan faktor amannya yaitu 1,5. Control stabilitas *abutment* dapat dilihat dari persamaan berikut ini.

$$SF = \frac{\sum H}{\sum Hx} > 1,5 \quad (3.73)$$

Keterangan :

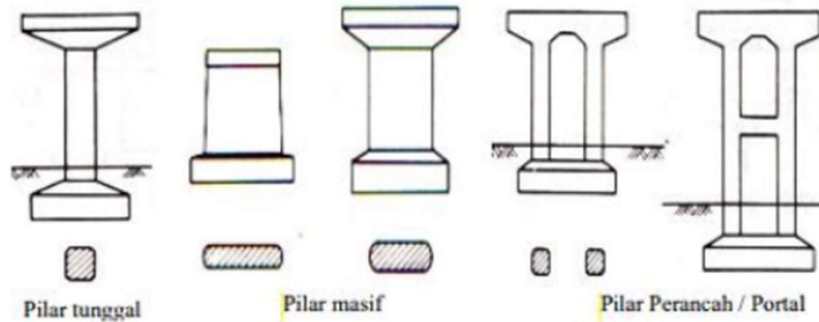
$\sum H$ = penjumlahan gaya penahanan arah x dan y

$\sum Hx$ = penjumlahan gaya geser arah x dan y

3.11.2 Pilar

Pilar memiliki berbagai macam bentuk. Perencanaan pilar perlu untuk memperhatikan aliran air pada banjir sehingga tidak menghambat aliran air.

Penampang pilar yang baik adalah Ketika penampang yang langsing berbentuk oval. Bentuk umum untuk jembatan yang berada di atas Sungai dapat dilihat pada Gambar 3.16 berikut ini



Gambar 3. 16 Bentuk umum pilar jembatan

Sumber: Bina Marga, 2010

1. Pengaruh P-Delta

Pada SNI 2833:2016 P-Delta dalam arah longitudinal atau melintang perlu memperhatikan beberapa persamaan berikut ini.

$$\Delta Pu < 0,25 \phi Mn \quad (3.74)$$

$$\Delta = Rd \times \Delta e \quad (3.75)$$

$$\text{Bila } T < 1,25 Ts \quad (3.76)$$

$$Rd = \left(1 - \frac{1}{R}\right) \times \frac{1,25 Ts}{T} + \frac{1}{R} \quad (3.77)$$

$$\text{Bila } T \geq 1,25 Ts \quad (3.78)$$

$$Rd = 1 \quad (3.79)$$

Keterangan:

Δ = perpindahan titik pilar relatif terhadap dasar pondasi

Δe = perpindahan berdasarkan analisis elastisitas

T = periosde mode getar fundamental

$$Ts = \frac{SD1}{SDS}$$

R = Faktor modifikasi respons

Pu = beban aksial terfaktor pada kolom atau pilar

Φ = faktor reduksi lentur kolom

Mn = kuat lentur kolom atau pilar

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 yang dapat dilihat pada persamaan berikut ini.

$$\text{Sumbu Vertikal} = \frac{P_{ru}}{\phi_{Agr} \cdot 0,85 \cdot f_{c'}} \quad (3.80)$$

$$\text{Sumbu Horizontal} = \frac{P_{ru}}{\phi_{Agr} \cdot 0,85 \cdot f_{c'}} \times \frac{e_f}{h} \quad (3.81)$$

$$e_f = \frac{M_u}{P_u} \quad (3.82)$$

Keterangan:

- Agr = luas penampang kolom
- Fc' = mutu beton
- Φ = faktor reduksi lentur kolom
- Pu = beban aksial terfaktor pada kolom atau pilar
- Mn = momen ultimate kolom atau pilar

3.11.3 Pondasi

Pondasi merupakan struktur bawah jembatan yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi memiliki berbagai macam tipe sehingga perlu di perhatikan kedalaman tanah dan karakteristik tanah. Dalam memilih pondasi yang tepat perlu diperhatikan berikut ini.

1. Tidak meletakkan pondasi langsung pada daerah dengan gerus besar, jika terpaksa maka perlu dilindungi pondasi terhadap gerusan.
2. Jauhi meletakkan pondasi pada daerah gelincir lokal dan global
3. Jauhi penyebaran gaya dari pondasi *abutment* jauh ke lereng / tebing Sungai
4. Gunakan pondasi sesuai jenis tanah yang di gunkana di bawah *abutment* atau pilar

Untuk dapat memahami tipe pondasi dapat dilihat pada Tabel 3.22 berikut ini

Tabel 3. 22 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 METODE PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

Metodologi penelitian adalah sebuah rangkaian langkah-langkah yang dilakukan dengan terencana dan sistematis agar dapat memecahkan masalah sehingga mendapatkan jawaban terhadap pertanyaan pertanyaan tertentu. Langkah-langkah penelitian harus sesuai dan saling mendukung, agar dapat memberikan kesimpulan-kesimpulan yang tidak meragukan (Sumadi,2003)

Penelitian ini dimulai dari pengamatan, dan pengumpulan data yang dilanjutkan dengan proses analisis struktur. Proses analisis struktur dalam suatu perancangan desain jembatan menghasilkan gaya serta momen yang di hitung supaya jembatan tidak mengalami kegagalan. Setelah itu, dibuat pembahasan dan mengambil kesimpulan atas desain yang di buat.

4.2 Sumber Data

4.2.1 Lokasi Jembatan

Jembatan Grembyangan di bangun diantara Kecamatan Prambanan dan Kecamatan Berbah yang terhalang Sungai Opak sejauh 90m yang terletak di Kabupaten Sleman, Daerah Istimewa Jogjakarta. Lokasi jembatan dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut ini.



Gambar 4. 1 Lokasi Jembatan Grembyangan

(Sumber : Google Earth)

4.2.2 Data Sekunder

Dalam proses perancangan desain Jembatan Grembyangan memerlukan data-data lapangan. Data lapangan yang diperlukan didapatkan dari data sekunder yang di berikan oleh pemilik data kepada peneliti secara tidak langsung. Data sekunder yang diperlukan antaran lain sebagai berikut ini:

1. Data topografi
2. Data penyelidikan tanah

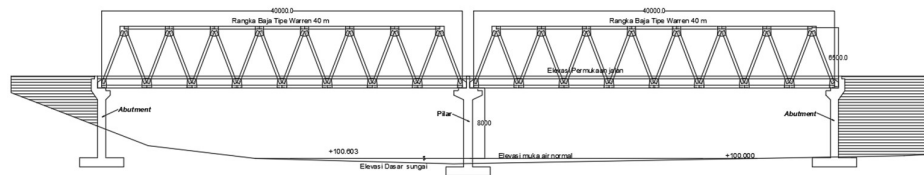
4.3 Data Jembatan

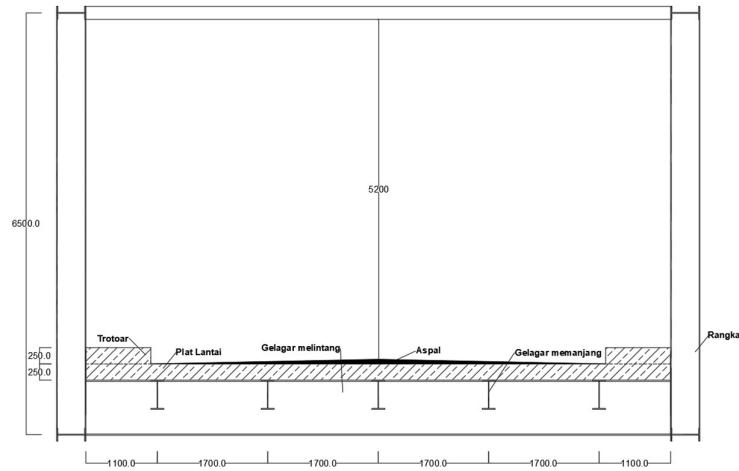
Jembatan grembyangan didesain dengan menggunakan struktur rangka baja tipe *warren* dengan plat lantai kendaraan beton karena jembatan ini memiliki Panjang 80 m sehingga, didesain menjadi 2 bentang dimana masing-masing bentang memiliki panjang 40 m. Jembatan ini memiliki ketinggian 8 m dari dasar sungai. Jembatan ini merupakan jembatan jalan raya dengan kelas jembatan A sehingga terdiri dari 2 buah jalur dan 2 buah lajur yang memiliki lebar 3,5 m dan memiliki trotoar selebar 1 m. Jembatan ini memiliki tinggi bebas lalu lintas sebesar 5,2 m sehingga kendaraan besar dapat melintasi jembatan. Karena jembatan ini didesain 2 bentang sehingga jembatan ini memiliki 1 buah pilar di tengah dan 2 buah *abutment* di kiri dan kanan jembatan. Jembatan ini menggunakan pondasi tiang pancang agar mendapatkan daya dukung tanah. berikut ini merupakan rincian jembatan dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4. 1 Rencana Desain Jembatan

Komponen	Keterangan
Tipe struktur	Rangka baja tipe <i>warren</i>
Fungsi	Jembatan jalan raya
Kelas	A
Panjang bentang	40 m
Jumlah bentang	2 bentang
Lebar perkerasan jalan	7 m
Lebat trotoar	2 x 1 m
Jumlah lajur	2 lajur
Jumlah <i>abutment</i>	2 buah
Tinggi	6,5 m
Tinggi bebas lalu lintas	5,2 m
Tinggi dari permukaan sungai	8 m
Jenis pondasi	Tiang pancang

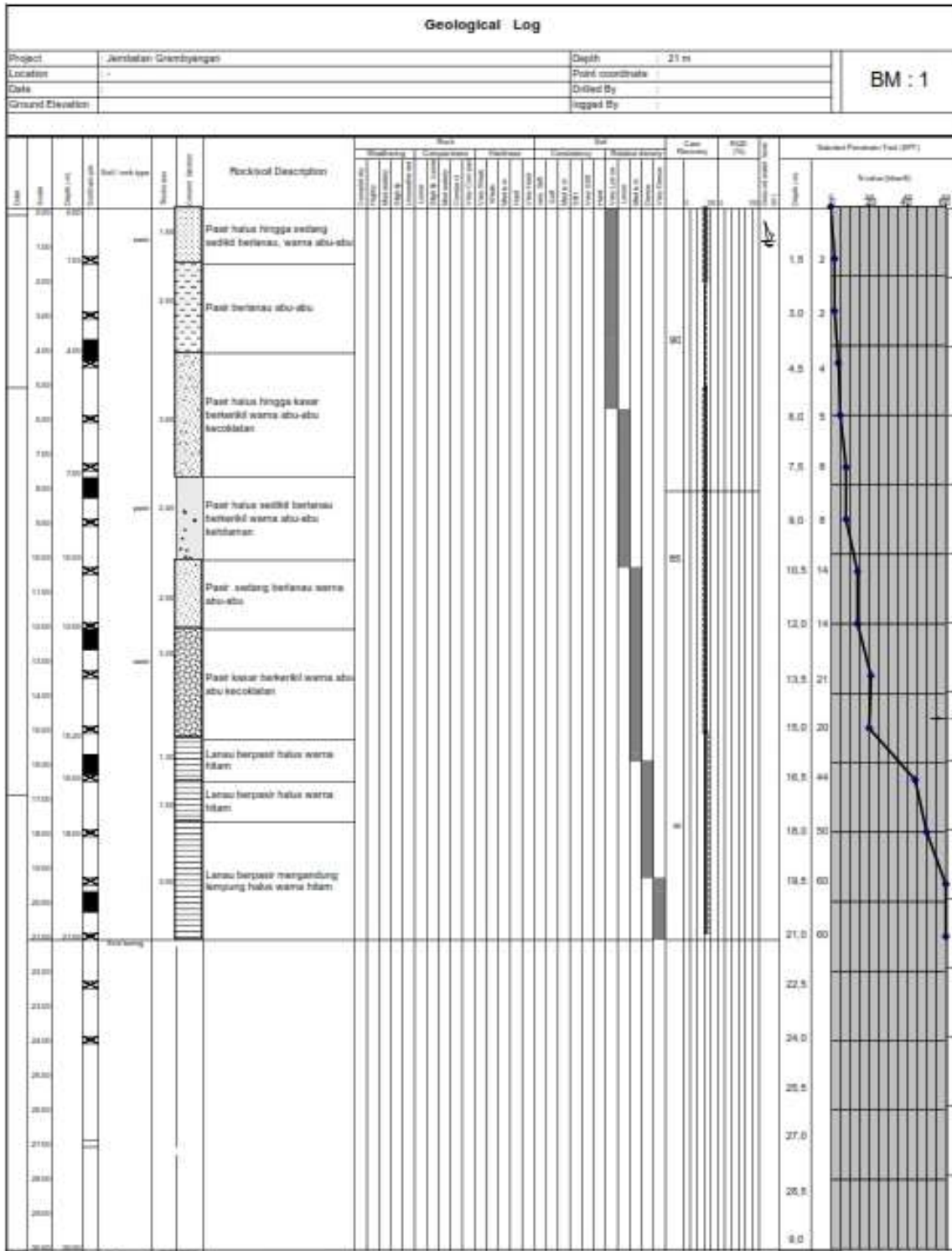
Dari data di atas untuk mudah memahami rincian data tersebut maka dibuatkan gambar tampak memanjang dan melintang jembatan yang dapat dilihat pada Gambar 4.2 dan Gambar 4.3 berikut ini.

**Gambar 4. 2 Tampak Memanjang Jembatan**

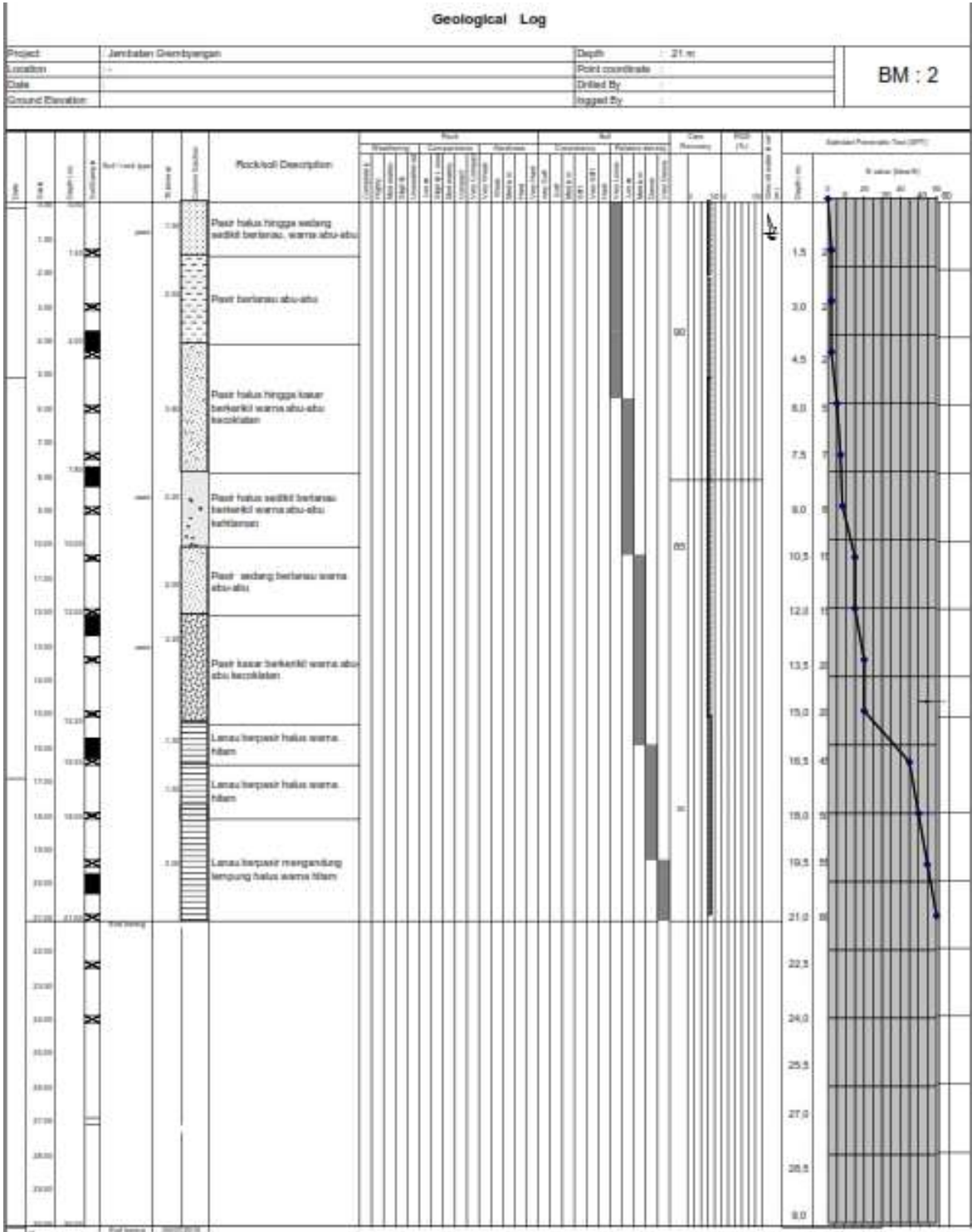


Gambar 4.3 Tampak Melintang Jembatan

Terdapat data tanah *borlog* yang didapatkan dari data sekunder. Data tersebut digunakan sebagai landasan pembuatan pondasi untuk jembatan Grembyangan. Terdapat 2 buah data penyelidikan tanah yang digunakan untuk pembuatan *abutment* jembatan yang dapat dilihat pada Gambar 4.4 dan 4.5 dan peta lokasi jembatan yang dapat dilihat pada Gambar 4.6



Gambar 4. 4 Data Penelitian Tanah BM1



Gambar 4. 5 Data Penelitian Tanah BM2



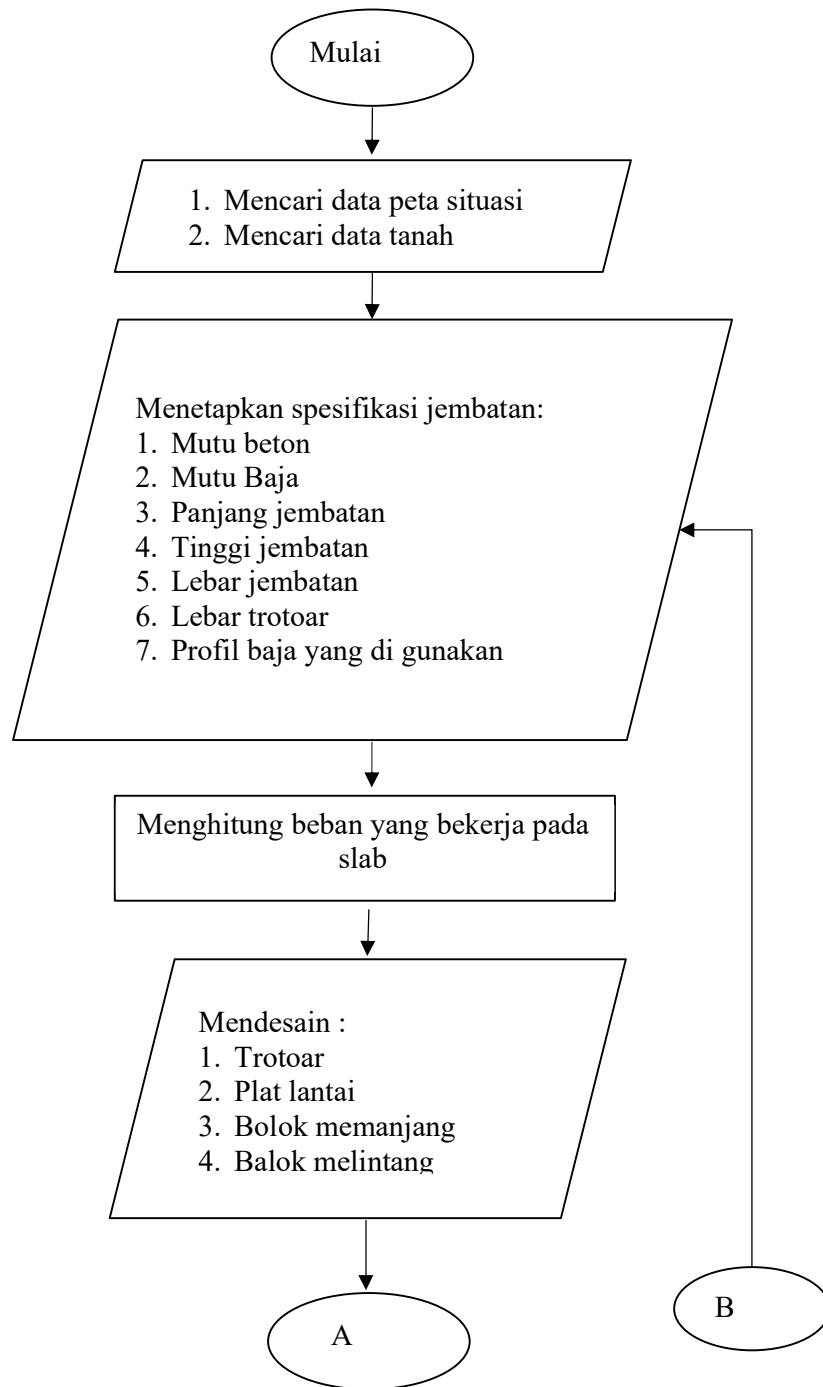
Gambar 4. 6 Peta Situasi

4.4 Tahapan Perencanaan

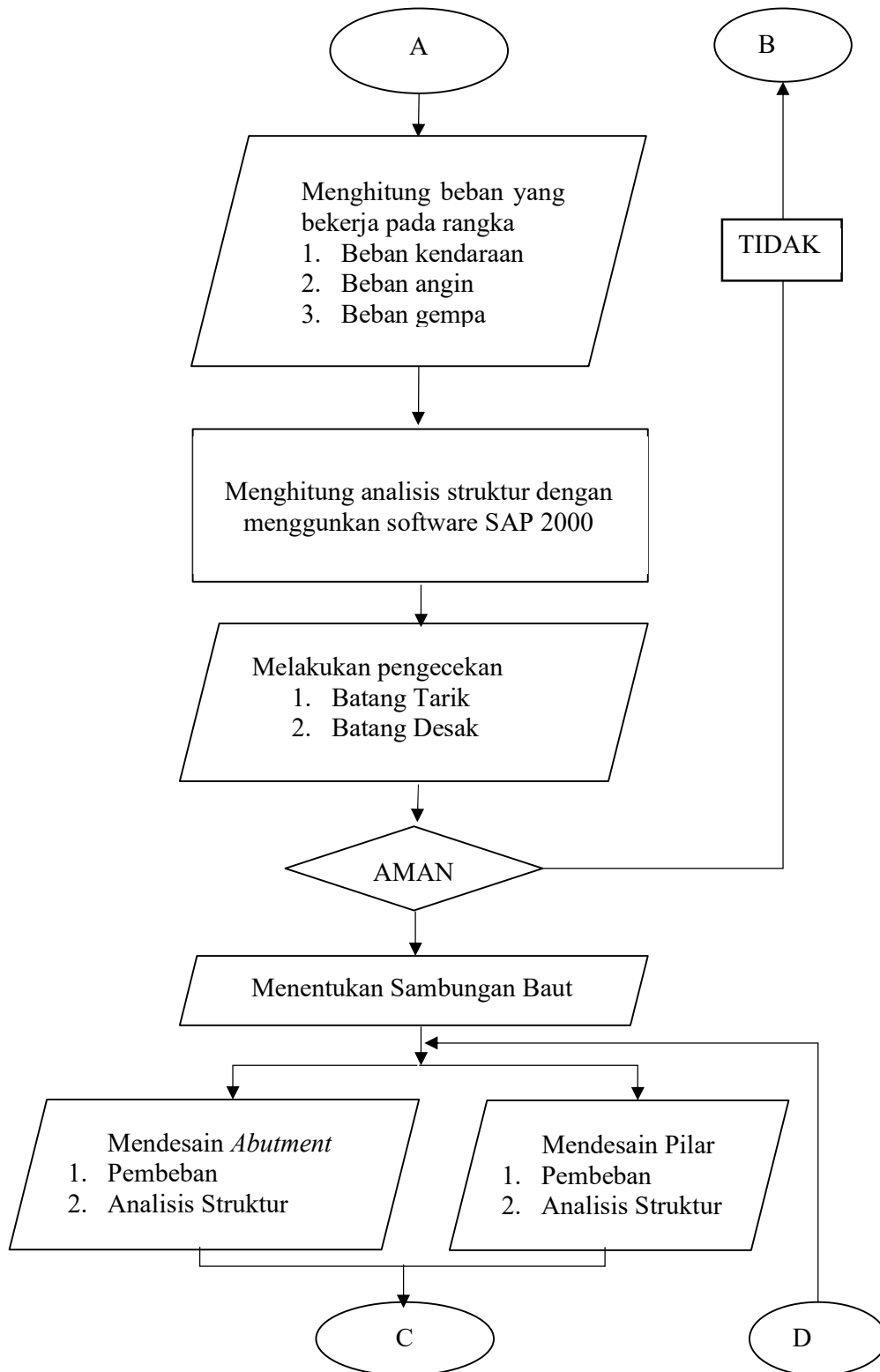
Pelaksanaan penelitian dibagi dalam beberapa tahap untuk perencanaan jembatan Grembyangan di Sungai Opak, yaitu:

1. Mencari data tanah, dan peta wilayah untuk perancangan ulang jembatan.
2. Menetapkan spesifikasi dan konfigurasi struktur.
3. Menetapkan beban yang bekerja pada Slab
4. Mendesain plat lantai, trotoar, balok memanjang, dan balok melintang
5. Menghitung beban jembatan yang bekerja dalam rangka dengan menggunakan peraturan perencanaan jembatan SNI 1725-2016 dan RSNI T-02-2005.
6. Membuat rancangan sambungan baut dari elemen struktur atas.
7. Melakukan pemodelan dan analisis struktur menggunakan program SAP 2000
8. Melakukan pengecekan batang tarik
9. Melakukan pengecekan batang tekan
10. Jika telah aman maka lanjut merencanakan struktur bawah jembatan seperti *abutment*, pilar, dan pondasi
11. Membuat gambar hasil rancangan
12. Membuat kesimpulan dari hasil rancangan.

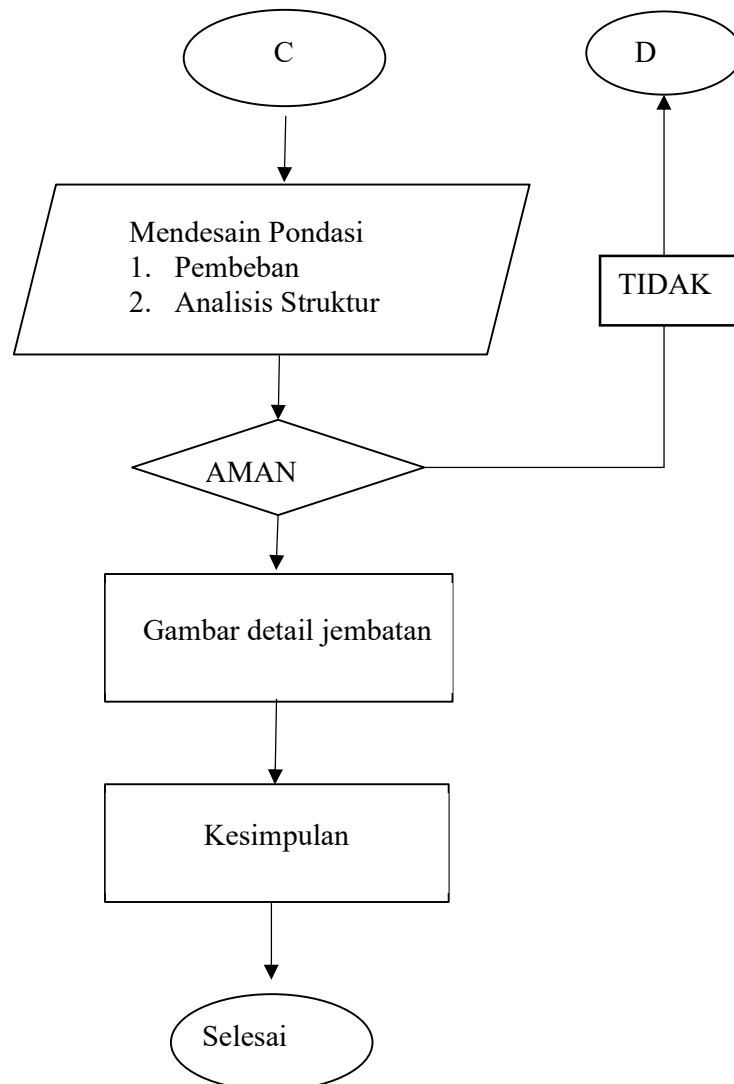
Adapun flowchart tahapan perencanaan ulang jembatan dapat dilihat pada Gambar 4.7 berikut ini



Gambar 4. 7 Flowcard Tahapan Perencanaan



Gambar 4. 2 Flowcard Tahapan Perencanaan (Lanjutan)

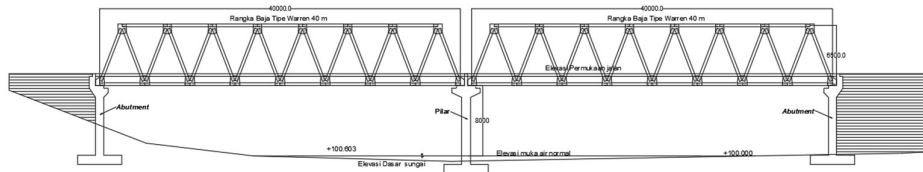


Gambar 4.2 Flowcard Tahapan Perencanaan (Lanjutan)

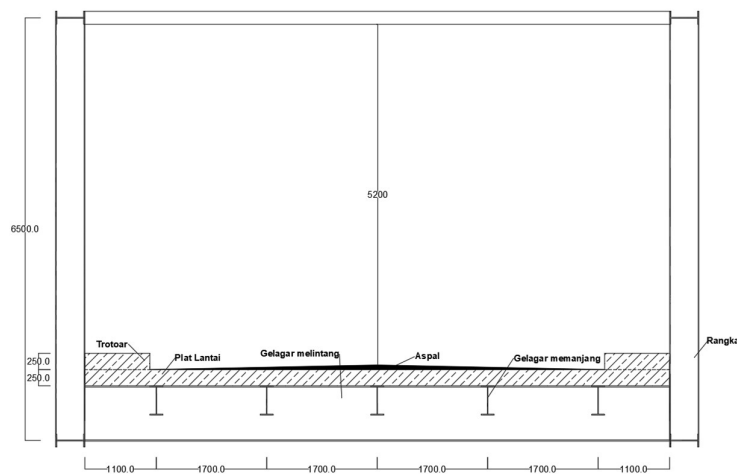
BAB V ANALISIS DAN PERENCANAAN

5.1 Struktur Atas Jembatan

Pada struktur atas jembatan mendapatkan beban secara langsung dari kendaraan yang melintas diatas jembatan. Kemudian beban tersebut akan disalurkan menuju struktur bawah jembatan. Perhitungan yang diperlukan untuk perencanaan struktur atas jembatan adalah pelat lantai, trotoar, gelagar memanjang, gelagar melintang, rangka utama, ikatan angin dan sambungan. Bagian rangka dibagi menjadi 8 segmen setiap bentang jembatan yang berjarak 5 m. Panjang segmen tersebut berpedoman pada Bina Marga. Berikut merupakan bentuk struktur atas jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan Gambar 5.2 berikut ini.



Gambar 5. 1 Potongan Memanjang Jembatan



Gambar 5. 2 Potongan Melintang Jembatan

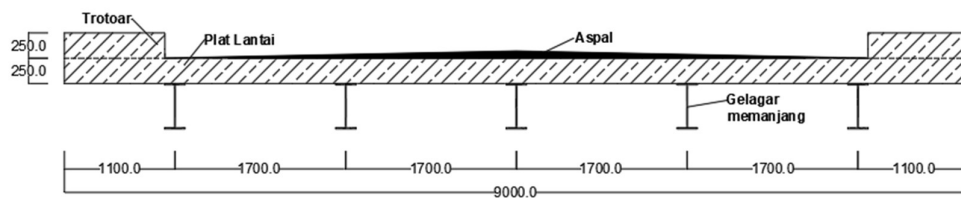
Kemudian untuk topografi pada wilayah yang akan di bangun jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut ini.



Gambar 5. 3 Peta Kontur

5.1.1 Perencanaan Pelat lantai dan trotoar

Pelat lantai adalah bagian dari struktur atas jembatan yang memiliki fungsi sebagai tempat lewatnya kendaraan serta pejalan kaki. Perencanaan pelat lantai menggunakan beton bertulang. Berikut ini merupakan sketsa dari pelat lantai kendaraan yang dapat dilihat pada Gambar 5.4 berikut ini.



Gambar 5. 4 Potongan Melintang Pelat Lantai

Berikut ini adalah tahapan dalam perencanaan pelat lantai kendaraan pada jembatan

1. Data perencanaan

Data yang digunakan dalam perencanaan pelat lantai jembatan dapat dilihat pada bawah ini:

- | | |
|-----------------------------------|-------------------------|
| a. Mutu beton | $f_c' = 30 \text{ MPa}$ |
| b. Tebal trotoar | $h_2 = 0,25 \text{ m}$ |
| c. Tebal lapisan perkerasan jalan | $h_3 = 0,05 \text{ m}$ |

- | | |
|-----------------------------|--------------------------------|
| d. Tebal genangan air hujan | $h_4 = 0,05 \text{ m}$ |
| e. Lebar trotoar | $b = 1 \text{ m}$ |
| f. Berat jenis beton | $\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$ |
| g. Berat jenis aspal | $\gamma_a = 22 \text{ kN/m}^3$ |
| h. Berat jenis air | $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ |
| i. Panjang tinjauan | $l = 1 \text{ m}$ |

2. Tebal pelat

Dalam RSNI T-12 2004, tebal untuk pelat lantai kendaraan di gunakan dari nilai terbesar diantara berikut ini:

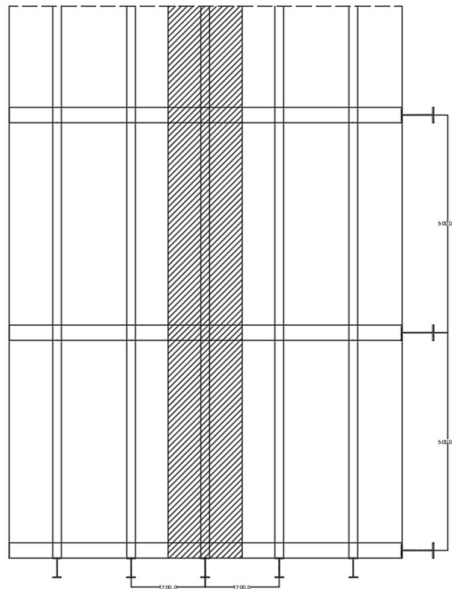
- $t_{\text{min}1} \geq 200 \text{ mm}$
- $t_{\text{min}1} \geq (100 + 40L) \text{ mm}$
 $\geq (100 + 40 \times 1,7) \text{ mm}$
 $\geq 168 \text{ mm}$

Dari syarat tersebut didapatkan tebal minimum pelat lantai sebesar 200 mm. sehingga tebal yang digunakan untuk perencanaan jembatan adalah

$$t_s = 250 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

3. Tipe pelat

Dalam melakukan perencanaan harus tau tipe pelat yang akan digunakan. Berikut ini merupakan perhitungan untuk menentukan jenis pelat yang akan digunakan dan gambar pelat lantai yang dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut ini.



Gambar 5. 5 Tampakk Atas Pelat Lantai Kendaraan

$$L_x = 1700 \text{ mm}$$

$$L_y = 5000 \text{ mm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{5000}{1700}$$

$$= 2,94$$

Dari data tersebut di dapatkan $2,94 > 2$ sehingga tipe plat yang di gunkana adalah pelat 1 arah.

4. Pembebanan

Pembeban yang ada pada pelat lantai kendaraan yaitu beban mati sendiri berupa pelat lantai yang terbuat dari beton bertulang, beban mati tambahan berupa trotoar, lapisan perkerasan jalan, genangan air hujan, serta beban hidup berupa beban truk “TT” dan beban pejalan kaki. Dalam mempermudah perencanaan, maka pelat lantai ditinjau sebesar 1 m secara memanjang. Berikut ini merupakan perhitungan pembebanan pelat lantai kendaraan.

a. Beban mati sendiri (MS)

Berat Pelat lantai

$$Q_{\text{pelat}} = \gamma_b \times l \times t_s$$

$$= 24 \times 1 \times 0,25$$

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

b. Beban mati tambahan (MA)

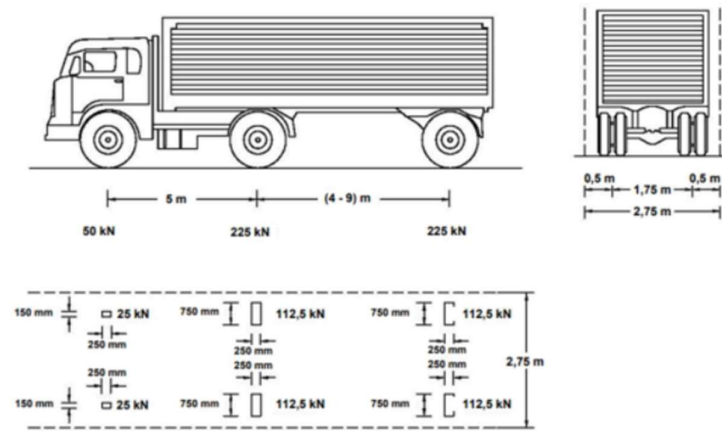
$$\begin{aligned}
 1) \text{ Berat trotoar} \quad Q_{\text{trotoar}} &= \gamma b \times l \times h_2 \\
 &= 24 \times 1 \times 0,25 \\
 &= 6 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2) \text{ Lapisan perkerasan jalan} \quad Q_{\text{aspal}} &= \gamma_a \times l \times h_3 \\
 &= 22 \times 1 \times 0,05 \\
 &= 1,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 3) \text{ Genangan air hujan} \quad Q_{\text{hujan}} &= \gamma_w \times l \times h_4 \\
 &= 10 \times 1 \times 0,05 \\
 &= 0,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

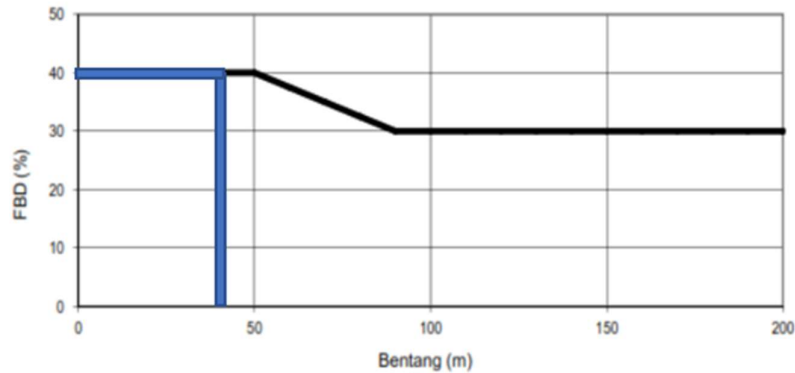
c. Beban truk (TT)

Sebuah truk mempunyai beban sebesar 500 kN, yang tersebar melalui gandar yang memiliki lebar sebesar 1750 mm. Beban truk yang digunakan memiliki momen yang besar terhadap pelat lantai. Berikut ini merupakan Gambar 5.6 beban truk TT dapat dilihat sebagai berikut ini.



Gambar 5. 6 Beban Truk "TT"

Dari gambar dapat diketahui bahwa intensitas beban truk satu roda memiliki nilai sebesar 112,5 kN. Nilai tersebut belum mempresentasikan truk yang bergerak secara dinamis pada jembatan. Oleh karena itu nilai tersebut harus dikali dengan faktor beban dinamis (FBD). Nilai dari faktor beban dinamis dapat di cari menggunakan grafik seperti Gambar 5.7 berikut ini.



Gambar 5. 7 Grafik Faktor Beban Dinamis (FBD)

Dari grafik tersebut di dapatkan faktor beban dinamis sebesar 40%. Untuk mencari nilai beban truk “T” menggunakan FBD 30% seperti berikut ini

$$\begin{aligned}
 \text{Intensitas beban truk TT} &= 112,5 \text{ kN} \\
 \text{Faktor beban dinamis} &= 30 \% \\
 P_{TT} &= TT \times (100\% + \text{FBD}) \\
 &= 112,5 \times (100\% + 30\%) \\
 &= 146,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Beban pejalan kaki (TP)

Karena trotoar memiliki lebar 1000 mm dimana itu lebih besar dari 600 mm sehingga harus mampu memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kN/m². Berikut adalah perhitungan beban pejalan kaki.

$$\begin{aligned}
 Q_{TP} &= q \times l \\
 &= 5 \times 1 \\
 &= 5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

e. Rekapitulasi

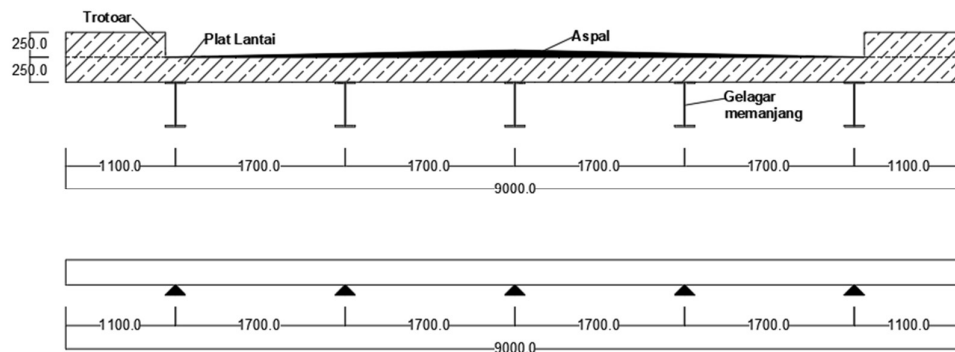
Dari hasil yang didapatkan maka nilai tersebut akan dikalikan dengan faktor beban yang sesuai dengan jenis beban. Berikut ini merupakan rekapitulasi beban pada pelat yang dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut ini.

Tabel 5. 1 Rekapitulasi Beban pada Pelat Lantai

Pembebanan		Q (kN/m)	Faktor beban ultimate	Qu (kN/m)
MS	Troroar	6	1,3	7,8
	Pelat lantai	6	1,3	7,8
MA	Asphalt	1,1	2	2,2
	Air Hujan	0,5	2	1
TP	Pejalan kaki	5	1,4	7
Pembebanan		P (kN)	Faktor beban ultimate	Pu (kN)
TT	Truk	146,25	2	292,5

5. Analisis struktur

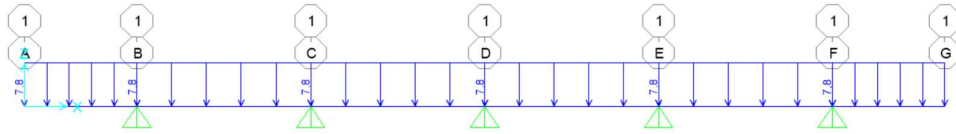
Dari hasil pembebanan yang didapatkan, maka dapat dilakukan analisis struktur dengan bantuan software SAP2000. Pelat dimodelkan sebagai struktur menerus yang bertumpuan sendi di atas gelagar memanjang. Berikut ini adalah model dari analisis struktur yang dapat dilihat pada Gambar 5.8 berikut ini.

**Gambar 5. 8 Pemodelan Analisis Struktur Pelat Lantai**

Berikut ini merupakan hasil dari input beban dalam analisis yang dilakukan

a. Beban mati sendiri

Beban mati pelat lantai didistribusikan sepanjang 9 m dengan beban 7,8 kN/m seperti Gambar 5.9 berikut ini

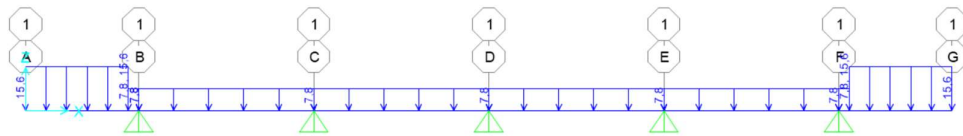


Gambar 5. 9 Input Beban Mati Sendiri

b. Beban mati tambahan

1) Trotoar

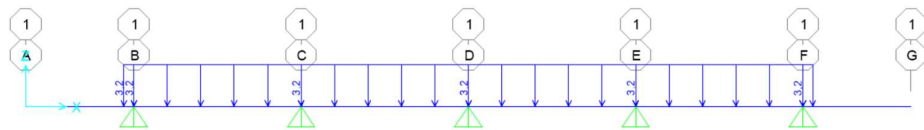
Beban mati tambahan trotoar didistribusikan sepanjang 1 m di sebelah kiri dan kanan dengan beban 7,8 kN seperti Gambar 5.10 berikut ini



Gambar 5. 10 Input Beban Trotoar

2) Lapisan perkerasan jalan

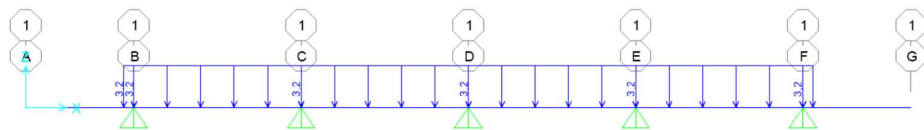
Beban mati tambahan lapisan perkerasan jalan didistribusikan dilajur kendaraan dengan lebar 7 m sebesar 2,2 kN/m seperti Gambar 5.11 berikut ini.



Gambar 5. 11 Input Beban Lapisan Perkerasan Jalan

3) Genangan air hujan

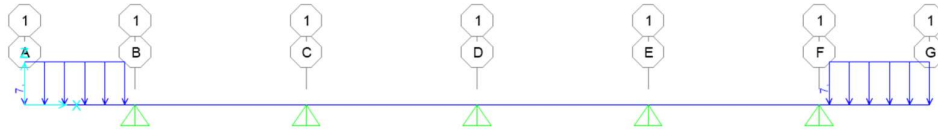
Beban mati tambahan genangan air hujan didistribusikan dilajur kendaraan sebesar 1 kN/m seperti Gambar 5.12 berikut ini.



Gambar 5. 12 Input Beban Genangan Air Hujan

c. Beban pejalan kaki

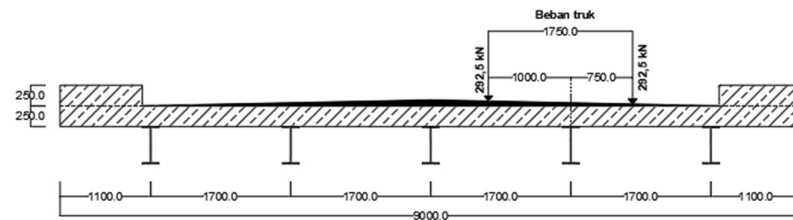
Beban pejalan kaki didistribusikan sepanjang 1 m di sebelah kiri dan kanan dengan beban 7 kN/m seperti Gambar 5.13



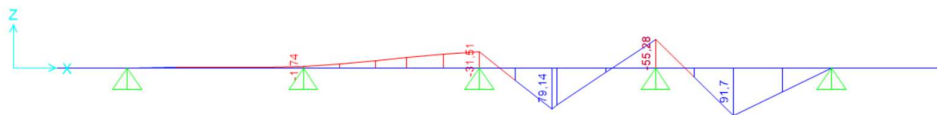
Gambar 5.13 Input Beban Pejalan Kaki

d. Beban truk

1) Kondisi 1 buah truk di tengah jalur

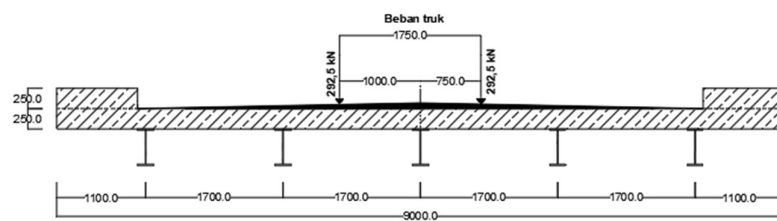


Gambar 5.14 Input Beban 1 Truk Tepi

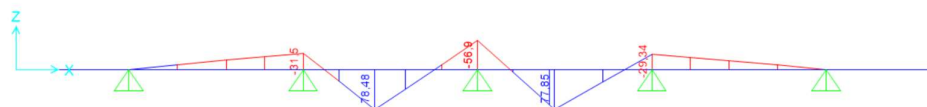


Gambar 5.15 Momen Beban 1 Truk Tepi

2) Kondisi 1 buah truk di tengah jembatan

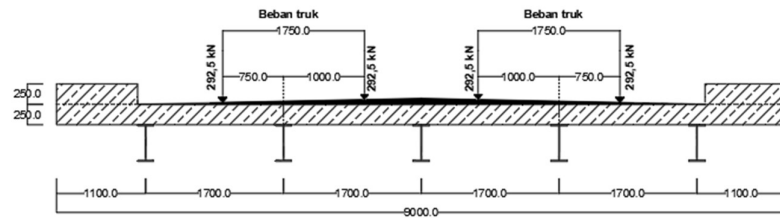


Gambar 5.16 Input Beban 1 Truk Tengah

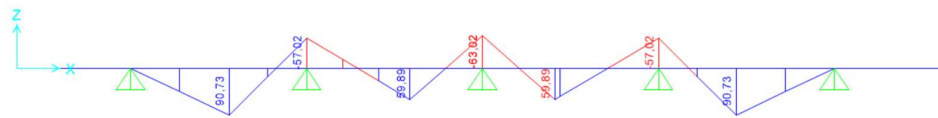


Gambar 5.17 Momen Beban 1 Truk Tengah

3) Kondisi 2 buah truk di tengah lajur



Gambar 5. 18 Input Beban 2 Truk



Gambar 5. 19 Momen Beban 2 Truk

Dari kondisi diatas dapat disimpulkan bahwa kondisi pelat 1 truk di tengah lajur memiliki momen yang paling tinggi yaitu sebagai berikut ini:

$$\text{Momen negatif} \quad M^- = 55,28 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen positif} \quad M^+ = 91,7 \text{ kNm}$$

$$\text{Diambil nilai terbesar} \quad Mu = 91,7 \text{ kNm}$$

6. Penulangan

a. Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok	d_p	= 16 mm
Diameter tulangan bagi	d_s	= 13 mm
Kuat tekan beton	f'_c	= 30 MPa
Kuat tarik baja	f_y	= 400 MPa
Faktor distribusi tegangan beton	β_1	= 0,83571
Faktor distribusi tegangan lentur	ϕ	= 0,9
Tebal pelat lantai kendaraan	h	= 250 mm
Selimit beton	S_b	= 20 mm
Lebar pelat yang ditinjau	b	= 1000 mm

1) Kontrol ketebalan pelat

Ketebalan pelat memiliki syarat yang diperlukan sebagai berikut ini

$$\begin{aligned}
 h &> \frac{l}{24} \\
 250 \text{ mm} &> \frac{1700}{24} \\
 250 \text{ mm} &> 70,833 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dari data tersebut dapat di simpulkan bahwa telah memenuhi persyaratan.

- 2) Menghitung nilai momen nominal

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{91,7}{0,9} \\
 &= 101,889 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- 3) Menentukan tinggi efektif pelat lantai

$$\begin{aligned}
 d &= h - s_b - \frac{1}{2} \times dp \\
 &= 250 - 20 - \frac{1}{2} \times 16 \\
 &= 222 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 4) Menghitung R_n

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{101,889 \times 10^6}{1000 \times 222^2} \\
 &= 3,444 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 5) Menghitung nilai m

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85 \times f'c} \\
 &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\
 &= 15,686
 \end{aligned}$$

- 6) Menghitung rasio tulangan ρ

Karena $fy < 420 \text{ MPa}$ berdasarkan rasio tulangan minimum, maka nilai

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= 0,002 \\
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,83571 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0,03196
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \times 0,3196 \\ &= 0,02397\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1,4}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1,4}{15,686} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 3,444}{400}} \right) \\ &= 0,013\end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$, maka digunakan rasio tulangan sebagai berikut ini

$$\begin{aligned}\rho_{\text{pakai}} &= \rho_{\text{perlu}} \\ &= 0,013\end{aligned}$$

7) Menghitung luas tulangan pokok

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,013 \times 1000 \times 222 \\ &= 1677,357 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

8) Menghitung jarak tulangan pokok

Berikut ini merupakan batas tulangan pokok

a) 450 mm

b) $3h = 3 \times 250$
 $= 750 \text{ mm}$

Dari batas di atas maka di ambil lah 450 mm sebagai batas maksimum.

$$\begin{aligned}S_{\text{pokok}} &= \frac{A_1 d \times b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{1677,357} \\ &= 119,868 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$S_{\text{pokok}} = 110 \text{ mm}$$

Dari data tersebut di dapatkan $110 \text{ m} < 450 \text{ m}$ sehingga telah memenuhi persyaratan.

9) Kontrol

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \frac{b}{S_{\text{poko}}} \times A_1 d$$

$$= \frac{1000}{110} \times \frac{\pi}{4} \times 16^2$$

$$= 1827,836 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s\text{perlu}} > A_s$ maka telah memenuhi syarat, sehingga tulangan pokok yang digunakan adalah **D16-110**

b. Tulangan bagi

1) Luas tulangan bagi yang diperlukan

$$A_{s'} = 50\% \times A_s$$

$$= 50\% \times 1677,357$$

$$= 838,678 \text{ mm}^2$$

2) Menghitung jarak tulangan bagi

Berikut ini merupakan batas tulangan pokok

a) 450 mm

b) $5h = 5 \times 250$

$$= 1250 \text{ mm}$$

Dari batas di atas maka di ambil lah 450 mm sebagai batas maksimum.

$$S_{\text{bagi}} = \frac{A_{1d} \times b}{A_s}$$

$$= \frac{\frac{\pi}{4} \times 13^2 \times 1000}{838,678}$$

$$= 158,2637 \text{ mm}$$

$$S_{\text{bagi}} = 150 \text{ mm}$$

3) Kontrol

$$A_{s\text{perlu}} = \frac{b}{S_{\text{poko}}} \times A_{1d}$$

$$= \frac{1000}{150} \times \frac{\pi}{4} \times 13^2$$

$$= 884,882 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s\text{perlu}} > A_s$ maka telah memenuhi syarat, sehingga tulangan pokok yang digunakan adalah **D13-150**

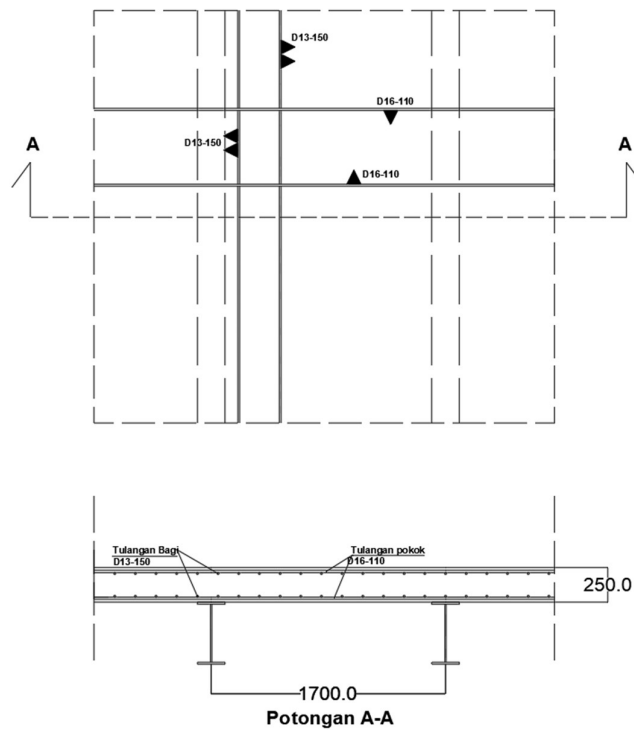
7. Rekapitulasi Tulangan Pelat

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan maka dapat direkap penulangan pelat lantai yang dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut ini.

Tabel 5. 2 Rekapitulasi Tulangan Pelat

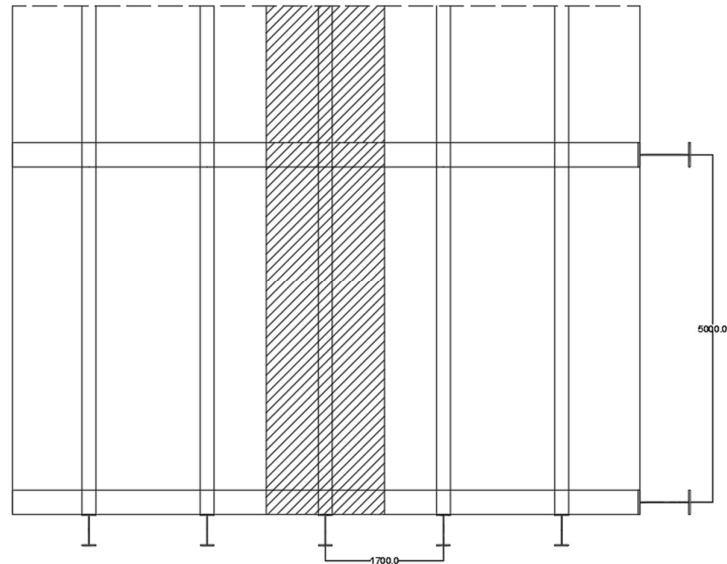
Bagian	Tulangan Pokok	Tulangan Bagi
Pelat Lantai	D16-100	D13-150

Dari Rekap Tersebut dapat dibuat Gambar sesuai dengan rekap dari tulangan pelat lantai tersebut yang dapat dilihat pada Gambar 5.20 berikut ini.

**Gambar 5. 20 Penulangan Pelat Lantai**

5.1.2 Gelagar memanjang

Gelagar memanjang adalah bagian dari struktur baja yang memiliki sifat komposit dengan pelat lantai kendaraan di atasnya. Gelagar memanjang dalam menahan beban menerima gaya lentur. Beban yang diterima pada gelagar memanjang bakal di teruskan menuju gelagar melintang. Berikut ini merupakan bentuk tinjauan dari gelagar memanjang yang dapat dilihat pada Gambar 5.21.



Gambar 5. 21 Tinjauan Gelagar Memanjang

Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam perencanaan gelagar memanjang jembatan.

1. Pembebanan

Pembebanan pada gelagar memanjang terdiri dari beban mati sendiri (MS) dari gelagar dan pelat lantai, beban mati tambahan (MA) terdiri dari lapisan perkerasan jalan dan genangan air hujan, beban kendaraan (TD) berupa beban terbagi rata dan beban garis terpusat. Berikut ini adalah perhitungan dari beban beban tersebut.

a. Beban sendiri (MS)

1) Berat sendiri pelat lantai (Q_{MS1})

$$\text{Jarak antar gelagar} \quad r = 1,7 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi pelat lantai} \quad h = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Berat Jenis Beton} \quad \gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri pelat lantai

$$\begin{aligned} Q_{MS1} &= \gamma_c \times h \times r \\ &= 24 \times 0,25 \times 1,7 \\ &= 10,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Berat sendiri gelagar

Pada gelagar memanjang menggunakan profil IWF 200x200x8x12

$$\begin{aligned}
 Q_{MS2} &= 49,9 \text{ kg/m} \\
 &= 49,9 \times \frac{9,81}{1000} \\
 &= 0,4895 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Berat mati tambahan (MA)

1) Berat sendiri aspal

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak antar gelagar} & \quad r = 1,7 \text{ m} \\
 \text{Tebal lapisan perkerasan} & \quad h = 0,05 \text{ m} \\
 \text{Berat Jenis Aspal} & \quad \gamma_a = 22 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

Berat sendiri pelat lantai (Q_{MA1})

$$\begin{aligned}
 Q_{MA1} &= \gamma_a \times h \times r \\
 &= 22 \times 0,05 \times 1,7 \\
 &= 1,87 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) Berat sendiri air hujan

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak antar gelagar} & \quad r = 1,7 \text{ m} \\
 \text{Tebal genangan hujan} & \quad h = 0,05 \text{ m} \\
 \text{Berat Jenis Air} & \quad \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

Berat sendiri pelat lantai (Q_{MA2})

$$\begin{aligned}
 Q_{MA2} &= \gamma_w \times h \times r \\
 &= 10 \times 0,05 \times 1,7 \\
 &= 0,85 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

c. Beban lajur "D" (TD)

1) Berat terbagi merata (BTR)

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak antar gelagar} & \quad r = 1,7 \text{ m} \\
 \text{Panjang jembatan} & \quad L = 40 \text{ m} \\
 \text{Faktor beban binamarga} & \quad \text{FBM} = 10 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \\
 &= 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{40} \right) \\
 &= 7,875 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan hitungan Beban Terbagi Merata (BTR)

$$Q_{BTR} = q \times r \times \text{FBM}$$

$$= 7,875 \times 1,7 \times 70\%$$

$$= 9,371 \text{ kN/m}$$

2) Berat garis tegak (BGT)

Dalam SNI 1725:2016, BGT harus di tempatkan di tengah jembatan dengan posisi tegak lurus terhadap arah lalu lintas jembatan.

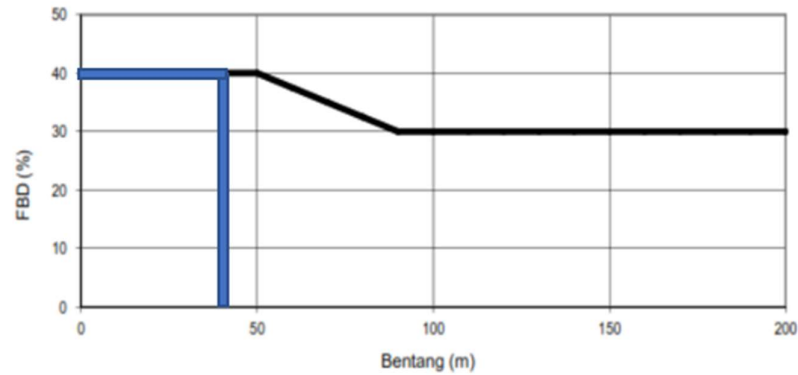
Intensitas BGT $p = 49 \text{ kN/m}$

Panjang jembatan $L = 90 \text{ m}$

Jarak antar gelagar memanjang $r = 1,7$

Faktor beban dinamis $FBD = 40\%$

Berikut ini merupakan FBD untuk BGT bentang 40 m



Gambar 5. 22 FBD untuk BGT Bentang 40 m

Beban garis tegak

$$P_{BGT} = (1+FBD) \times p \times r \times FBM$$

$$= (1+40\%) \times 49 \times 1,7 \times 70\%$$

$$= 81,634 \text{ kNm}$$

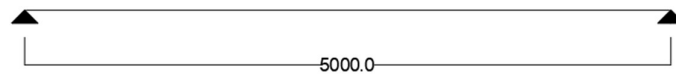
Dari hitungan di atas dapat dilakukan rekapitulasi total pembebanan yang dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut ini

Tabel 5. 3 Rekapitulasi Beban Gelagar Memanjang

Pembebanan		Q (kN/m)	Faktor beban ultimate	Qu	Satuan
MS	Beban sendiri pelat	10,2	1,3	13,26	kN/m
	Beban sendiri baja	0,49	1,3	0,636	kN/m
MA	Asphalt	1,87	2	3,74	kN/m
	Air	0,85	2	1,7	kN/m
TD	Beban Terbagi merata	9,371	1,4	13,120	kN/m
Total Beban Merata (Qu)				32,456	kN/m
Pembebanan		P (kN)	Faktor beban ultimate	Pu	Satuan
TD	Beban garis tegak	81,634	2	163,268	kN
Total Beban Titik (Pu)				163,268	kN

2. Perhitungan Momen ultimate

Dalam perhitungan momen menggunakan sambungan sederhana karena gelagar memanjang bertumpuan pada gelagar melintang sehingga tumpuan gelagar memanjang diasumsikan sebagai tumpuan sendi-sendi seperti pada Gambar 5.23 berikut ini.

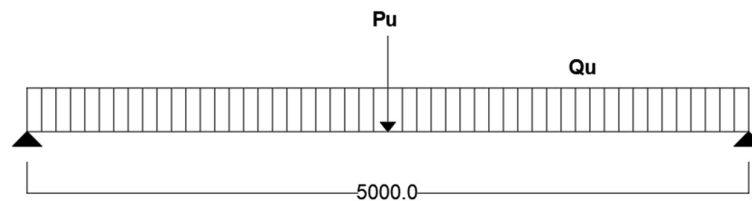
**Gambar 5. 23 Letak Tumpuan Gelagar Memanjang**

Sehingga perhitungan momen digelagar memanjang dapat dilihat sebagai berikut ini

Beban merata $Q_u = 32,456 \text{ kN/m}$

Beban Titik $P_u = 163,268$

Jarak antar gelagar $l = 5 \text{ m}$

**Gambar 5. 24 Pembebanan Gelagar Memanjang**

Momen ultimate pada gelagar memanjang dapat dihitung sebagai berikut ini

$$\begin{aligned}
 M_u &= \left(\frac{1}{8} \times q \times l^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times p \times l\right) \\
 &= \left(\frac{1}{8} \times 32,456 \times 5^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times 163,268 \times 5\right) \\
 &= 305,510 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Selain momen ultimate terdapat kuat geser ultimate pada gelagar memanjang sebagai berikut ini

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{\left(\frac{l}{2} \times q \times l\right) + \left(\frac{l}{2} \times p\right)}{l} \\
 &= \frac{\left(\frac{5000}{2} \times 32,456 \times 5000\right) + \left(\frac{1}{2} \times 163,268\right)}{5000} \\
 &= 162,774 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

3. Desain Gelagar Memanjang

Dalam gelagar memanjang ini profil yang akan di gunakan adalah IWF200x200x8x12 dengan menggunakan standar JIS G3101-SS400 dengan mutu baja BJ 55.

Tinggi	$h = 200 \text{ mm}$
Lebar	$b = 200 \text{ mm}$
Tebal badan	$t_w = 8 \text{ mm}$
Tebal Sayap	$t_f = 12 \text{ mm}$
Berat	$q = 49,9 \text{ kg/m}$
Luas penampang	$A_s = 6353 \text{ mm}^2$
Faktor reduksi	$\Theta = 0,9$
Tegangan leleh baja	$F_y = 410 \text{ MPa}$
Tegangan putus baja	$F_u = 510 \text{ MPa}$
Modulus elastisitas	$E = 200000 \text{ mm}$
Tebal pelat lantai	$t_s = 250 \text{ mm}$

a. Lebar efektif pelat (b_E)

Panjang pelat lantai $L = 9000 \text{ mm}$

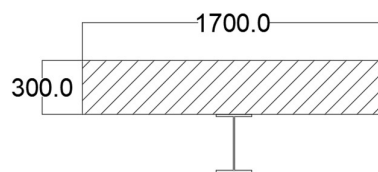
Jarak antara gelagar memanjang $b_0 = 1700 \text{ mm}$

Lebar efektif pelat

$$b_E = \frac{L}{4}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{9000}{4} \\
 &= 2250 \text{ mm} \\
 b_E &= b_0 \\
 &= 1700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dari kedua lebar efektif yang didapatkan diambil yang memiliki nilai kecil yaitu $b_E = 1700 \text{ mm}$. Sehingga dapat digambarkan sebagai berikut ini



Gambar 5. 25 Lebar Efektif

- b. Cek klarifikasi profil badan

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{h}{tw} \\
 &= \frac{200}{8} \\
 &= 25
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_{pw} &= 3,75 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 3,75 \times \sqrt{\frac{20000}{410}} \\
 &= 83,045
 \end{aligned}$$

Dari hasil yang didapatkan maka dapat disimpulkan $\lambda \leq \lambda_{pw}$ sehingga dapat dibilang bahwa profil badan kompak.

- c. Resultan gaya maksimum (C&T)

C & T dihitung untuk mengetahui posisi garis netral plastis (g.n.p)

- 1) Gaya tekan maksimal

$$\begin{aligned}
 C &= 0,85 \times f'_c \times A_c \\
 &= 0,85 \times 30 \times 42500 \\
 &= 10837,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Gaya tarik maksimal

$$\begin{aligned} T &= F_y \times A_s \\ &= 410 \times 6,353 \\ &= 2604,73 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil yang di dapatkan dapat diketahui bahwa gaya tarik kecil daripada gaya tekan sehingga garis netral plastis berada pada garis netral plastis.

3) Jarak garis netral plastis

$$\begin{aligned} \text{g.n.p} &= t_s - \frac{1}{2} \times \frac{F_y \times A_s}{0,85 \times f'_{cx} \times b \times e} \\ &= 250 - \frac{1}{2} \times \frac{410 \times 6353}{0,85 \times 30 \times 1700} \\ &= 219,957 \text{ mm} \end{aligned}$$

d. Momen lentur balok komposit

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times F_y \times A_s \times \left(\text{g.n.p} + \frac{1}{2} \times h \right) \\ &= 0,9 \times 410 \times 6353 \times \left(219,957 + \frac{1}{2} \times 200 \right) \\ &= 750,061 \text{ kNm} \end{aligned}$$

e. Cek keamanan profil

$$\begin{aligned} M_u &= 305,51 \text{ kNm} \\ \phi M_n &= 750,061 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dari hasil tersebut dapat diketahui bahwa $\phi M_n \geq M_u$ sehingga profil dapat dikatakan aman.

f. Kuat geser balok

1) Rasio tinggi tebal

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{h}{t_w} \\ &= \frac{200}{8} \\ &= 25 \end{aligned}$$

$$\lambda_{pf} = 2,24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 2,24 \times \sqrt{\frac{20000}{410}}$$

$$= 49,473$$

Berpedoman pada SNI 1729-2015 $\lambda < \lambda_{pf}$ maka akan menggunakan $\phi = 1$ dan $C_v = 1$

2) Cek keamanan profil terhadap geser

$$V_u = 162,774 \text{ kNm}$$

$$V_n = \phi \times 0,6 \times F_y \times A_{web} \times C_v$$

$$= 1 \times 0,6 \times 410 \times 200 \times 8 \times \frac{1}{1000}$$

$$= 393,6 \text{ kNm}$$

Dari hasil tersebut dapat diketahui bahwa $V_n > V_u$ sehingga profil dapat dikatakan aman.

g. Shear Stud

1) Syarat shear stud

Berpedoman pada SNI 03-1729-2015 ada beberapa syarat terkait penggunaan shear stud sebagai berikut ini :

- Diameter shear stud $< 2,5$ tebal pelat sayap (t_f)
- Jarak longitudinal antara shear stud $> 6 \times \phi_{stud}$
- Jarak transversal antara shear stud $> 4 \times \phi_{stud}$
- Jarak maksimal antara shear stud = $8 \times$ tebal pelat

Maka digunakana :

$$\text{Diameter shear stud } \phi_{stud} = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal sayap profil } t_f = 12 \text{ mm}$$

$$\phi_{stud} < 2,5 t_f$$

$$19 < 2,5 \times 12$$

$$19 < 30 \text{ mm}$$

Dari hasil tersebut dapat dikatakan aman.

2) Kuat geser nominal shear stud

$$Q_n' = 0,5 \times A_{sa} \times \sqrt{F'_{cx} E_c} < R_g \times R_p \times A_{sa} \times F_u$$

$$Q_{n1} = 0,5 \times A_{sa} \times \sqrt{F'_{cx} E_c}$$

$$= 0,5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \times \sqrt{30 \times (4700 \times \sqrt{30})}$$

$$= 124,58 \text{ kN}$$

Pelat komposit direncanaakN tanpa menggunakan dek baja, sehingga:

$$R_g = 1$$

$$R_p = 0,75$$

$$Q_{n2} = R_g \times R_p \times A_s \times F_u$$

$$= 1 \times 0,75 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \times 410$$

$$= 87,185 \text{ kN}$$

Dari kedua nilai Q_n yang di dapatkan maka diambilah nilai tercil yaitu:

$$Q_{n'} = 87,185 \text{ kN}$$

3) Gaya geser perlu

Berikut ini ada dua gaya geser dan akan dipilih gaya geser yang memiliki nilai terkecil

$$V' = F_y \times A_s$$

$$= 410 \times 6353$$

$$= 2604,73 \text{ kN}$$

$$V' = 0,85 \times f'_c \times A_c$$

$$= 0,85 \times 30 \times 425$$

$$= 10837,5 \text{ kN}$$

4) Jumlah shear stud dan jarak pemasangan

$$n = \frac{V_r}{Q_n}$$

$$= \frac{2604,73}{87,185}$$

$$= 29,87$$

$$= 30 \text{ buah}$$

$$S_{\text{longitudinal}} = \frac{5000}{0,5 \times 30}$$

$$= 333,333 \text{ mm}$$

$$= 340 \text{ mm}$$

5) Cek syarat

- a) Jarak longitudinal antara shear stud
- $> 6 \times \phi_{\text{stud}}$

$$340 \text{ mm} > 6 \times 19$$

$$340 \text{ mm} > 114 \text{ mm}$$

Dari hasil tersebut diketahui telah memenuhi syarat

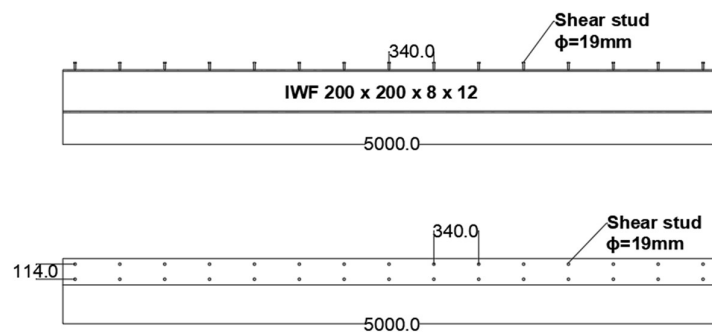
- b) Jarak transversal antara shear stud
- $> 4 \times \phi_{\text{stud}}$

$$6 \times \phi_{\text{stud}} > 4 \times \phi_{\text{stud}}$$

$$6 \times 19 > 4 \times 19$$

$$114 > 76 \text{ mm}$$

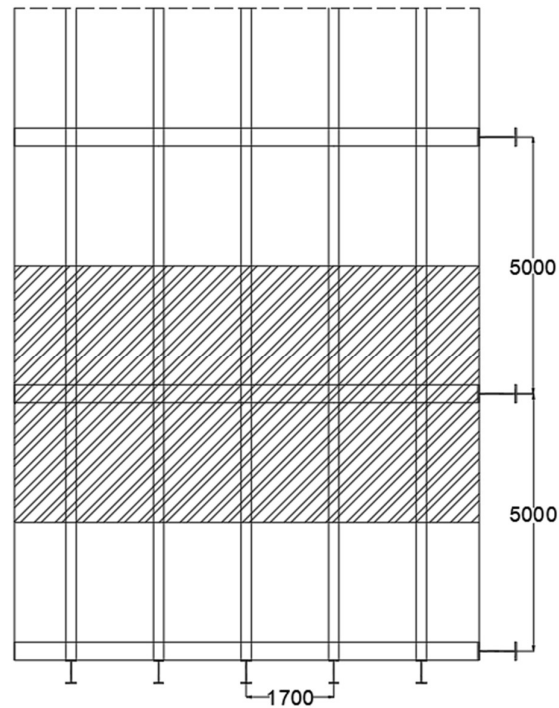
Dari hasil tersebut diketahui telah memenuhi syarat Berikut ini adalah detail pemasangan shear stud dapat dilihat pada Gambar 5.26 dibawah ini



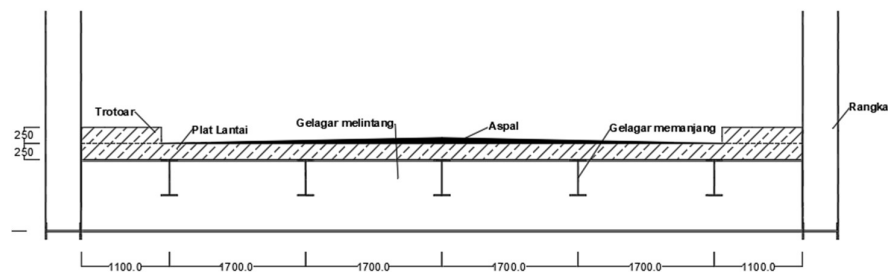
Gambar 5. 26 Pemasangan shear stud

5.1.3 Gelagar melintang

Gelagar melintang adalah bagian jembatan rangka baja dalam menahan beban menerima gaya lentur. Beban tersebut di dapatkan dari beban gelagar memanjang kemudian di teruskan ke titik buhul pada rangka baja. Berikut ini merupakan tinjauan gelagar melintang yang dapat dilihat pada Gambar 5.27 dan Gambar 5.28



Gambar 5. 27 Tinjauan Gelagar Melintang



Gambar 5. 28 Potongan Gelagar Melintang

1. Pembebanan

Pembebanan yang terjadi pada gelagar melintang yaitu beban mati (MS) dari gelagar dan pelat lantai, beban mati tambahan (MA) seperti lapisan perkerasan jalan dan genangan air hujan, serta beban kendaraan (TD) berupa beban terbagi rata dan beban terpusat. Pembebanan pada gelagar melintang dihitung seperti berikut ini.

a. Beban sendiri (MS)

1) Berat sendiri pelat lantai (Q_{MS1})

Jarak antar gelagar $r = 5 \text{ m}$

Tinggi pelat lantai $h = 0,25 \text{ m}$

Berat Jenis Beton $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Berat sendiri pelat lantai

$$\begin{aligned} Q_{MS1} &= \gamma_c \times h \times r \\ &= 24 \times 0,25 \times 5 \\ &= 30 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Berat sendiri gelagar

Pada gelagar melintang menggunakan profil IWF 700x300x13x20

$$\begin{aligned} Q_{MS2} &= 163 \text{ kg/m} \\ &= 163 \times \frac{9,81}{1000} \\ &= 1,599 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Berat mati tambahan (MA)

1) Berat sendiri aspal

Jarak antar gelagar $r = 5 \text{ m}$

Tebal lapisan perkerasan $h = 0,05 \text{ m}$

Berat Jenis Aspal $\gamma_a = 22 \text{ kN/m}^3$

Berat sendiri pelat lantai (Q_{MA1})

$$\begin{aligned} Q_{MA1} &= \gamma_a \times h \times r \\ &= 22 \times 0,05 \times 5 \\ &= 5,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Berat sendiri air hujan

Jarak antar gelagar $r = 5 \text{ m}$

Tebal genangan hujan $h = 0,05 \text{ m}$

Berat Jenis Air $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Berat sendiri pelat lantai (Q_{MA2})

$$\begin{aligned} Q_{MA2} &= \gamma_w \times h \times r \\ &= 10 \times 0,05 \times 5 \\ &= 0,85 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Beban sendiri trotoar

Jarak antar gelagar $r = 5 \text{ m}$

Tebal trotoar $h = 0,25 \text{ m}$

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

Berat sendiri pelat lantai (Q_{MA3})

$$\begin{aligned} Q_{MA3} &= \gamma_w \times h \times r \\ &= 24 \times 0,05 \times 5 \\ &= 30 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Beban lajur "D" (TD)

1) Berat terbagi merata (BTR)

Jarak antar gelagar $r = 5 \text{ m}$
 Panjang jembatan $L = 40 \text{ m}$
 Faktor beban binamarga $FBM = 10 \text{ kN/m}^3$

$$\begin{aligned} q &= 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \\ &= 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{40} \right) \\ &= 7,875 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan hitungan Beban Terbagi Merata (BTR)

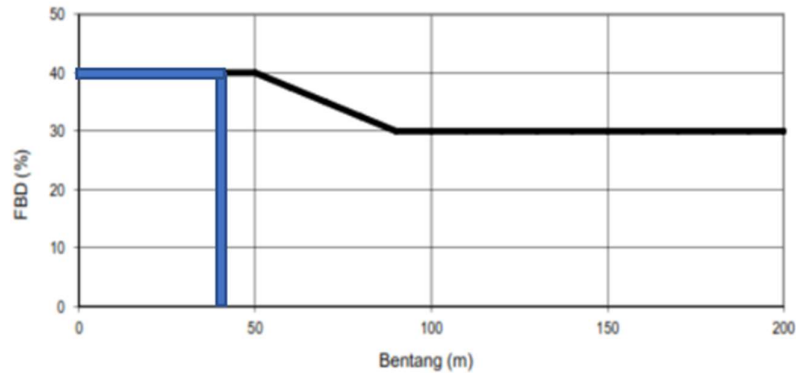
$$\begin{aligned} Q_{BTR} &= q \times r \times FBM \\ &= 7,875 \times 5 \times 70\% \\ &= 27,563 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Berat garis tegak (BGT)

Dalam SNI 1725:2016, BGT harus di tempatkan di tengah jembatan dengan posisi tegak lurus terhadap arah lalu lintas jembatan.

Intensitas BGT $p = 49 \text{ kN/m}$
 Panjang jembatan $L = 90 \text{ m}$
 Jarak antar gelagar melintang $r = 5$
 Faktor beban dinamis $FBD = 40\%$

Berikut ini merupakan FBD untuk BGT bentang 40 m



Gambar 5. 29 FBD untuk BGT Bentang 40 m

Beban garis tegak

$$\begin{aligned}
 P_{\text{BGT}} &= (1+\text{FBD}) \times p \times \text{FBM} \\
 &= (1+40\%) \times 49 \times 70\% \\
 &= 48,020 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari hitungan di atas dapat dilakukan rekapitulasi total pembebanan yang dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut ini

Tabel 5. 4 Rekapitulasi Beban Gelagar Melintang

Pembebanan		Q (kN/m)	Faktor beban ultimate	Qu	Satuan
MS	Beban sendiri pelat	30,0	1,3	39	kN/m
	Beban sendiri baja	1,599	1,3	2,079	kN/m
MA	Asphalt	5,50	2	11	kN/m
	Air	0,85	2	1,7	kN/m
	Trotoar	30,00	2	60	kN/m
TD	Beban Terbagi merata	27,563	1,4	38,588	kN/m
Total Beban Merata (Qu)				152,366	kN/m
Pembebanan		P (kN)	Faktor beban ultimate	Pu	Satuan
TD	Beban garis tegak	48,020	2	96,04	kN
Total Beban Titik (Pu)				96,04	kN

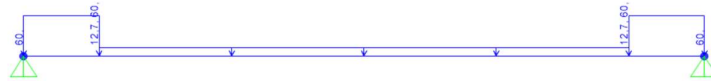
2. Perhitungan momen dan gaya geser

Beban mati sendiri dimasukkan sebesar 41,36 kN/m sebagai beban merata sepanjang lebar jembatan yaitu 9 m berikut ini Gambarnya



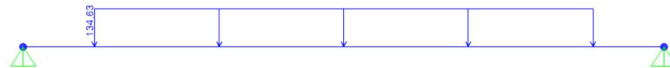
Gambar 5. 30 Beban Mati Sendiri Pada Gelagar Melintang

Beban Mati tambahan terdapat 3 bagian dari beban mati tambahan yaitu beban Aspal, Genangan Air dan Trotor. Beban Aspal dan Genangan air disatukan sehingga dapat dimasukkan beban sebesar 12,7 kN/m di sepanjang jalan kemudian dimasukkan beban trotoar sebesar 60 kN/m di bagian trotoar pada sisi kiri dan kanan, beban yang dimasukkan adalah beban merata. Berikut ini Gambarnya



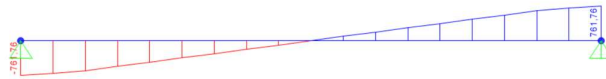
Gambar 5. 31 Beban Mati Tambahan Pada Gelagar Melintang

Beban lalulintas yang didapatkan sebesar 134,63 kN/m yang membentang selebar jalan dalam bentuk beban merata beriku adalah Gambarnya



Gambar 5. 32 Beban Lalulintas Pada Gelagar Melintang

Dari Memasukkan beban beban tersebut di dapatkan nilai SFD dan BMD sebesar 761,76 kN dan 1866,79 kNm berikut ini Gambarnya



Gambar 5. 33 SFD Gelagar Melintang



Gambar 5. 34 BMD Gelagar Melintang

Dari analisis SAP 2000 dapat diperoleh nilai

$$M_u = 1866,79 \text{ kNm}$$

$$V_u = 761,76 \text{ kN}$$

1. Analisis penampang profil

Dalam gelagar melintang ini profil yang akan di gunakan adalah IWF700x300x13x20 dengan menggunakan standar JIS G3101-SS400 dengan mutu baja BJ 55.

Tinggi	$h = 700 \text{ mm}$
Lebar	$b = 300 \text{ mm}$
Tebal badan	$t_w = 13 \text{ mm}$
Tebal Sayap	$t_f = 20 \text{ mm}$
Berat	$q = 163 \text{ kg/m}$
Luas penampang	$A_s = 20750 \text{ mm}^2$
Momen inersia X	$I_x = 1699000000 \text{ mm}^4$
Momen inersia Y	$I_y = 90120835 \text{ mm}^4$
Radius girasi X	$r_x = 287,33 \text{ mm}$
Radius girasi Y	$r_y = 66,1744 \text{ mm}$
Modulus elastisitas X	$S_x = 4854440 \text{ mm}^3$
Modulus elastisitas Y	$S_y = 600805,6 \text{ mm}^3$
Modulus Plastis X	$Z_x = 5495700 \text{ mm}^3$
Modulus Plastis Y	$Z_y = 927885 \text{ mm}^3$
Faktor reduksi	$\Theta = 0,9$
Tegangan leleh baja	$F_y = 410 \text{ MPa}$
Tegangan putus baja	$F_u = 510 \text{ MPa}$
Modulus elastisitas	$E = 200000 \text{ mm}^2/\text{s}^2$
Tebal pelat lantai	$t_s = 250 \text{ mm}$

a. Cek klarifikasi profil sayap

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{0,5 \times b}{t_f} \\ &= \frac{0,5 \times 300}{20} \\ &= 7,5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_{pf} &= 0,38 x \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 0,38 x \sqrt{\frac{20000}{410}} \\
 &= 8,393 \\
 \lambda_{rf} &= \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= \sqrt{\frac{20000}{410}} \\
 &= 22,0863
 \end{aligned}$$

Dari hasil yang didapatkan maka dapat disimpulkan $\lambda \leq \lambda_{pf}$ dan $\lambda \leq \lambda_{rf}$ sehingga dapat dibidang bahwa profil sayap kompak.

b. Cek klarifikasi profil badan

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{h}{tw} \\
 &= \frac{700}{13} \\
 &= 53,846 \\
 \lambda_{pw} &= 3,76 x \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 3,76 x \sqrt{\frac{20000}{410}} \\
 &= 83,045 \\
 \lambda_{rw} &= 5,7 x \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 5,7 x \sqrt{\frac{20000}{410}} \\
 &= 125,892
 \end{aligned}$$

Dari hasil yang didapatkan maka dapat disimpulkan $\lambda \leq \lambda_{pw}$ dan $\lambda \leq \lambda_{rw}$ sehingga dapat dibilang bahwa profil badan kompak. Dalam SNI 1729-2015 dikatakan bahwa dikarenakan profil badan dan profil sayap mempunyai penampang yang kompak maka profil IWF gelagar melintang mengacu pada F2 dalam kondisi batas dihitung adalah kondisi batas yield (Y), dan lateral torsional buckling (LTB).

- c. Cek batas Panjang tidak dibresing untuk kondisi leleh (L_p)

$$L_b = 1700 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 1,76 \times 68,748 \times \sqrt{\frac{20000}{410}} \\ &= 2672,377 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari hasil yang didapatkan maka dapat diketahui bahwa $L_b < L_p$ maka momen nominal rencana yang digunakan adalah sebagai berikut ini.

- d. Momen nominal terhadap kondisi pelelehan.

$$\begin{aligned} M_n &= M_p \\ &= Z_x \times F_y \\ &= 5495700 \times 410 \times 10^{-6} \\ &= 2253,237 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- e. Cek keamanan profil

$$M_u = 1866,79 \text{ kNm}$$

$$M_n = 2253,237 \text{ kNm}$$

Dari hasil tersebut dapat diketahui bahwa $M_n \geq M_u$ sehingga profil dapat dikatakan aman.

- f. Kuat geser balok

- 1) Rasio tinggi tebal

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{h}{t_w} \\ &= \frac{700}{13} \\ &= 53,846 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_{pf} &= 2,24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 2,46 \times \sqrt{\frac{20000}{410}} \\
 &= 49,473 \\
 \lambda_{rf} &= 1,1 \times \sqrt{\frac{K_v \times E}{F_y}} \\
 &= 1,1 \times \sqrt{\frac{5,34 \times 20000}{410}} \\
 &= 56,142
 \end{aligned}$$

Berpedoman pada SNI 1729-2015 $\lambda > \lambda_{pf}$ dan $\lambda > \lambda_{rf}$ maka akan menggunakan $\phi = 1$ sehingga nilai cv menjadi

$$\begin{aligned}
 C_v &= \frac{\lambda_{rf}}{\lambda} \\
 &= \frac{56,142}{53,846} \\
 &= 1,043
 \end{aligned}$$

2) Cek keamanan profil terhadap geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= 761,76 \text{ kN} \\
 V_n &= \phi \times 0,6 \times F_y \times A_{web} \times C_v \\
 &= 1 \times 0,6 \times 410 \times 700 \times 13 \times \frac{1,043}{1000} \\
 &= 2334,039 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari hasil tersebut dapat diketahui bahwa $V_n > V_u$ sehingga profil dapat dikatakan aman.

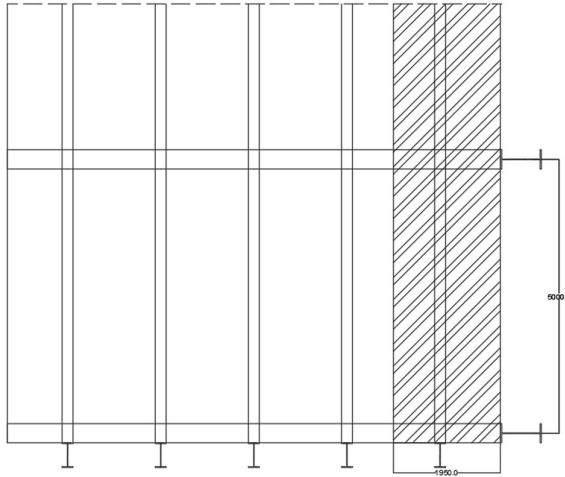
5.1.4 Rangka

Struktur rangka adalah struktur utama yang digunakan dalam perencanaan jembatan. Rangka baja menerima dan menahan beban aksial seperti gaya tekana dan gaya tarik. Berikut adalah perhitungan dalam perencanaan struktur rangka baja jembatan.

1. Pembebanan

a. Beban sendiri (MS)

1) Akibat pelat pada gelagar memanjang tepi



Gambar 5. 35 Pembebanan Gelagar Memanjang Tepi

a) Beban sendiri pelat tepi

Lebar $b = 1,95 \text{ m}$

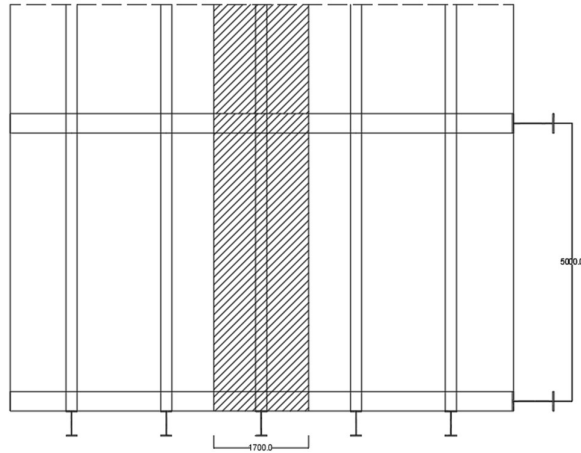
Tinggi pelat lantai $h = 0,25 \text{ m}$

Berat Jenis Beton $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Berat sendiri pelat lantai

$$\begin{aligned} Q_{MS\text{pelat tepi}} &= \gamma_c \times h \times b \\ &= 24 \times 0,25 \times 1,95 \\ &= 11,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Akibat pelat pada gelagar memanjang tengah



Gambar 5. 36 Pembebanan Gelagar Memanjang Tengah

a) Beban sendiri pelat tengah

Lebar $b = 1,7 \text{ m}$

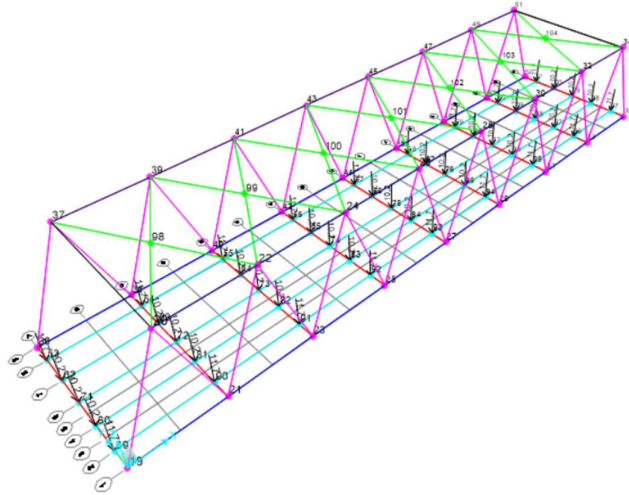
Tinggi pelat lantai $h = 0,25 \text{ m}$

Berat Jenis Beton $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Berat sendiri pelat lantai

$$\begin{aligned} Q_{MS\text{pelat tengah}} &= \gamma_c \times h \times b \\ &= 24 \times 0,25 \times 1,7 \\ &= 10,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dari hitungan diatas, beban di letakkan sama seperti beban yang di dapatkan pada masing masing gelagar menajang. Beban yang di letakkan pada gelagar memajang merupakan beban titik seperti Gambar 5.37 Berikut ini



Gambar 5. 37 Beban Mati Sendiri Pada SAP2000

b. Berat mati tambahan (MA)

1) Akibat pelat pada gelagar memanjang tepi

a) Berat sendiri aspal

$$\text{Lebar} \quad b = 0,95 \text{ m}$$

$$\text{Tebal lapisan perkerasan} \quad h = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat Jenis Aspal} \quad \gamma_a = 22 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri pelat lantai (Q_{MA1})

$$\begin{aligned} Q_{MA1} &= \gamma_a \times h \times b \\ &= 22 \times 0,05 \times 0,95 \\ &= 1,045 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Berat sendiri air hujan

$$\text{Lebar} \quad b = 0,95 \text{ m}$$

$$\text{Tebal genangan hujan} \quad h = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat Jenis Air} \quad \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri pelat lantai (Q_{MA2})

$$\begin{aligned} Q_{MA2} &= \gamma_w \times h \times b \\ &= 10 \times 0,05 \times 0,95 \\ &= 0,475 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c) Beban sendiri trotoar

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar} & \quad b = 1 \text{ m} \\
 \text{Tebal trotoar} & \quad h = 0,25 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis beton} & \quad \gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Berat sendiri pelat lantai (Q}_{MA3}\text{)} \\
 Q_{MA3} & = \gamma_w \times h \times b \\
 & = 24 \times 0,25 \times 1 \\
 & = 6 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

d) Total beban mati tambahan tepi

$$\begin{aligned}
 MA_{\text{tepi}} & = Q_{MA1} + Q_{MA2} + Q_{MA3} \\
 & = 1,045 + 0,475 + 6 \\
 & = 7,52 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) Akibat pelat pada gelagar memanjang tengah

a) Berat sendiri aspal

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar} & \quad b = 1,7 \text{ m} \\
 \text{Tebal lapisan perkerasan} & \quad h = 0,05 \text{ m} \\
 \text{Berat Jenis Aspal} & \quad \gamma_a = 22 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Berat sendiri pelat lantai (Q}_{MA1}\text{)} \\
 Q_{MA1} & = \gamma_a \times h \times b \\
 & = 22 \times 0,05 \times 1,7 \\
 & = 1,87 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b) Berat sendiri air hujan

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar} & \quad b = 1,7 \text{ m} \\
 \text{Tebal genangan hujan} & \quad h = 0,05 \text{ m} \\
 \text{Berat Jenis Air} & \quad \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Berat sendiri pelat lantai (Q}_{MA2}\text{)} \\
 Q_{MA2} & = \gamma_w \times h \times b \\
 & = 10 \times 0,05 \times 1,7 \\
 & = 0,85 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

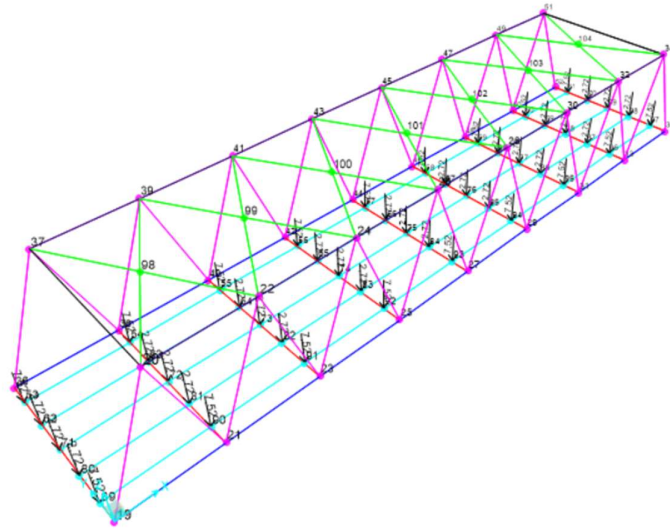
c) Total beban mati tambahan tengah

$$MA_{\text{tepi}} = Q_{MA1} + Q_{MA2}$$

$$= 1,87 + 0,85$$

$$= 7,52 \text{ kN/m}$$

Dari hitungan diatas, beban di letakkan sama seperti beban yang di dapatkan pada masing masing gelagar menajang. Beban yang di letakkan pada gelagar memajang merupakan beban titik seperti Gambar 5.38 Berikut ini



Gambar 5. 38 Beban Mati Tambahan SAP2000

c. Beban lajur “D” (TD)

1) Berat terbagi merata (BTR)

$$\text{Jarak antar gelagar tepi } r_1 = 0,95 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar gelagar tengah } r_2 = 1,7 \text{ m}$$

$$\text{Panjang jembatan } L = 40 \text{ m}$$

$$\text{Faktor beban binamarga } \text{FBM} = 70\%$$

$$q = 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{L} \right)$$

$$= 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{40} \right)$$

$$= 7,875 \text{ kN/m}^2$$

Berikut ini merupakan hitungan Beban Terbagi Merata (BTR)

$$Q_{\text{BTR tepi}} = q \times r_1 \times \text{FBM}$$

$$= 7,875 \times 0,95 \times 70\%$$

$$\begin{aligned}
 &= 5,237 \text{ kN/m} \\
 Q_{\text{BTR tengah}} &= q \times r_2 \times \text{FBM} \\
 &= 7,875 \times 1,7 \times 70\% \\
 &= 9,371 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) Berat garis tegak (BGT)

Dalam SNI 1725:2016, BGT harus di tempatkan di tengah jembatan dengan posisi tegak lurus terhadap arah lalu lintas jembatan.

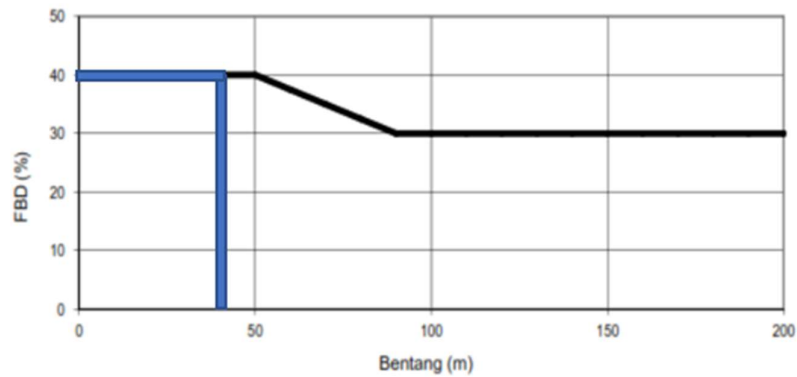
Intensitas BGT $p = 49 \text{ kN/m}$

Panjang jembatan $L = 40 \text{ m}$

Jarak antar gelagar melintang $r = 1,7 \text{ m}$

Faktor beban dinamis $\text{FBD} = 40\%$

Berikut ini merupakan FBD untuk BGT bentang 40 m

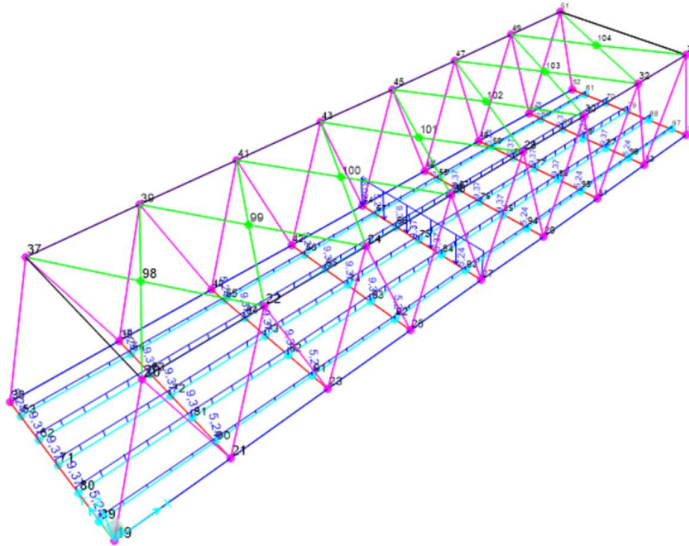


Gambar 5. 39 FBD untuk BGT Bentang 40 m

Beban garis tegak

$$\begin{aligned}
 P_{\text{BGT}} &= (1+\text{FBD}) \times p \times \text{FBM} \\
 &= (1+40\%) \times 49 \times 70\% \\
 &= 48,02 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sehingga di dapatkan beban lajur “D” dapat dilihat pada Gambar 5.36 berikut ini



Gambar 5. 40 Beban Lajur Pada SAP2000

d. Beban pejalan kaki (TP)

$$\text{Beban (q)} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Panjang segmen (l)} = 5 \text{ m}$$

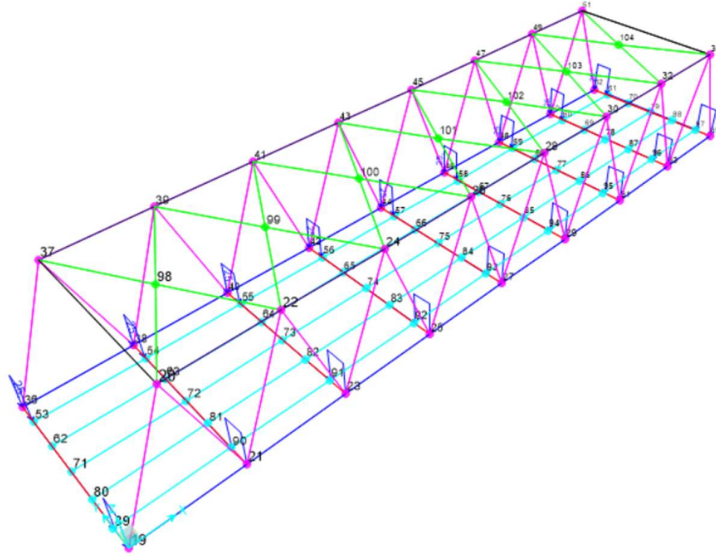
Berat sendiri pejalan kaki

$$Q_{TP} = q \times l$$

$$= 5 \times 5$$

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

Pembebanan pejalan kaki dapat dilihat pada Gambar 5.41 berikut ini



Gambar 5. 41 Beban Pejalan Kaki Pada SAP2000

e. Beban gaya rem (TB)

Berpedoman dalam SNI 1725:2016, gaya rem diambil dari 25% dari berat gandar truk desain dan 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata dan diambil nilai terbesar dari kedua nilai tersebut.

1) Gaya rem 1

$$\text{Berat gandar truk } T = 225 \text{ kN}$$

Beban gaya rem 1

$$\begin{aligned} P_{TB1} &= 25\% \times T \\ &= 25\% \times 225 \\ &= 56,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Gaya rem 2

$$\text{Panjang jembatan } L = 40 \text{ m}$$

$$\text{Lebar lalulintas } b = 7 \text{ m}$$

$$\text{Berat truk rencana } P_{TT} = 500 \text{ kN}$$

$$\text{Beban terbagi rata } Q_{BTR} = 7,875 \text{ kN/m}^2$$

Beban gaya rem 2

$$\begin{aligned} P_{TB2} &= 5\% \times (P_{TT} \times Q_{BTR} \times b \times L) \\ &= 5\% \times (500 \times 7,875 \times 7 \times 40) \\ &= 135,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

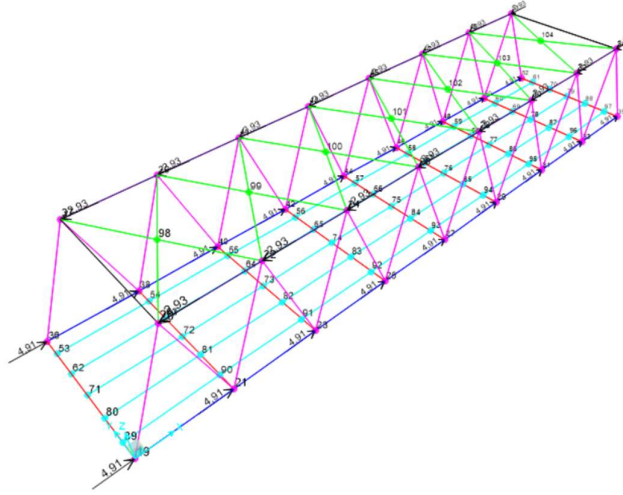
Dari kedua gaya rem tersebut diambil nilai terbesar sesuai dengan SNI 1725:2016 sehingga mendapatkan hasil P_{TB} sebesar 135,25 kN. Gaya rem diletakkan disemua lajur rencana yang dimasukkan yang berisi lalulintas dengan arah horizontal dengan jarak dari permukaan jalan sebesar 1800 mm pada arah longitudinal. Supaya gaya rem bekerja pada titik tengah gelagar memanjang, T_{TB} di konversikan menjadi momen dengan jarak lengan y .

$$\begin{aligned} y &= 1,8 \times t_a \times t_p \times \frac{D}{2} \\ &= 1,8 \times 0,05 \times 0,25 \times \frac{0,3}{2} \\ &= 2,25 \text{ m} \end{aligned}$$

Pada Struktur rangka tidak ada momen yang bekerja sehingga efek momen ditransformasikana menjadi gaya tarik di titik buhul bawah dan gaya tekan di titik buhul atas seperti Gambar berikut ini

$$\begin{aligned} \Sigma M_{B2} &= 0 \\ (P_{B1} \times H) n_{bawah} - T_{TB} \times (H-y) &= 0 \\ P_{B1} &= \frac{T_{TB} \times (H-y)}{H \times n_{baw}} \\ &= \frac{135,25 \times (6,5-2,25)}{6,5 \times 18} \\ &= 4,913 \text{ kN} \\ \Sigma M_{B1} &= 0 \\ (P_{B2} \times H) n_{atas} - T_{TB} \times (H-y) &= 0 \\ P_{B2} &= \frac{T_{TB} \times (H-y)}{H \times n_{atas}} \\ &= \frac{135,25 \times (6,5-2,25)}{6,5 \times 16} \\ &= 2,926 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berikut ini adalah perletakan beban rem pada SAP2000



Gambar 5. 42 Beban Rem Pada SAP2000

f. Beban angin (EW)

1) Beban angin struktur (EW_s)

Berpedoman pada SNI 1725:2016 tekanan angin disebabkan oleh angin yang direncanakan dengan kecepatan dasar (V_B) sebesar 90 – 126 km/jam. Sehingga nilai V_{10} diambil dari:

- Grafik kecepatan dasar untuk berbagai periode ulangan
- Survey angin pada lokasi jembatan
- Jika tidak ada data yang lebih bagus, maka $V_{10} = V_B = 90 - 126$ km/jam

Kecepatan angin pada elevasi 10m $V_{10}=126\text{km/jam}$

Kecepatan angin direncanakan pada elevasi 10m $V_B =126\text{km/jam}$

Elevasi struktur dari permukaan tanah $Z =40\text{m}$

Panjang gesekan angin di hulu jembatan $V_0 =19,3\text{km/jam}$

Kecepatan gesekan angin di hulu jembatan $Z_0 =1\text{m}$

Tekanan angin dasar angin tekan $P_{BT}=0,0024\text{ MPa}$

Tekanan angin dasar angin hisap $P_{BH}=0,0012\text{ MPa}$

Kecepatan angin rencana di elevasi rencana

$$\begin{aligned} V_{DZ} &= 2,5 \times V_0 \times \frac{V_{10}}{V_B} \times \ln \frac{Z}{Z_0} \\ &= 2,5 \times 19,3 \times \frac{126}{126} \times \ln \frac{40}{1} \\ &= 177,988 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

Tekanan angin rencana pada bidang tekan

$$\begin{aligned} P_{DT} &= P_{BT} \times \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right)^2 \\ &= 0,0024 \times \left(\frac{126}{126}\right)^2 \\ &= 0,00479 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tekanan angin rencana pada bidang hisap

$$\begin{aligned} P_{DH} &= P_{BH} \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 \\ &= 0,0012 \times \left(\frac{177,988}{126}\right)^2 \\ &= 0,0024 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kedua tekanan angin tersebut dikalikan dengan luas penampang rangka yang terkena beban angin untuk mendapatkan beban angin pada masing – masing join.

Panjang batang atas	la	= 35 m
Panjang batang bawah	lb	= 40 m
Panjang jembatan	L	= 90 m
Panjang 1 bentang jembatan	l	= 40 m
Tinggi jembatan	h	= 6,5 m
Jumlah join	n	= 17

Luas area yang Tekena beban angin

$$\begin{aligned} A_b &= 30\% \times \frac{la+lb}{2} \times h \\ &= 30\% \times \frac{35+40}{2} \times 6,5 \\ &= 73125000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gaya angin horizontal pada bidang tekan

$$P_{EWT} = \frac{A_b \times P_{DT}}{l}$$

$$= \frac{73125000 \times 0,00479}{40}$$

$$= 8,755 \text{ N/mm}$$

Berpedoman pada SNI 1725:2016 pasal

19.6.1.1 gaya angin horizontal pada bidang tekan tidak boleh diambil kurang dari 4,4 N/mm

$$8,755 \text{ N/mm} > 4,4 \text{ N/mm}$$

Dari data tersebut dapat diketahui bahwa telah aman.

Nilai beban pada masing – masing join

$$P_{EWT} = \frac{8,755 \times 40}{17}$$

$$= 20,6 \text{ kN}$$

Gaya angin horizontal pada bidang hisap

$$P_{EWH} = \frac{Ab \times PDT}{1}$$

$$= \frac{73125000 \times 0,0024}{40}$$

$$= 4,378$$

Berpedoman pada SNI 1725:2016 pasal 9.6.1.1 gaya angin horizontal pada bidang hisap tidak boleh diambil kurang dari 2,2 N/mm

$$4,378 \text{ N/mm} > 2,2 \text{ N/mm}$$

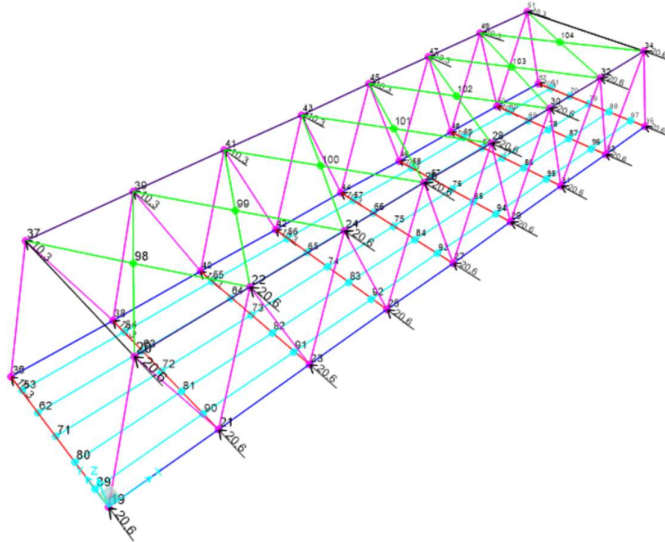
Dari data tersebut dapat diketahui bahwa telah aman.

Nilai beban pada masing – masing join

$$P_{EWH} = \frac{4,378 \times 40}{17}$$

$$= 10,3 \text{ kN}$$

Sehingga pembebanan pada struktur angin dapat di modelkan didalam SAP2000 seperti Gambar 5.43 berikut ini



Gambar 5. 43 Beban Angin Struktur Pada SAP2000

2) Beban angin kendaraan (EW_L)

Berpedoman pada SNI 1725:2016 jembatan dirancang agar bisa menahan gaya akibat tekan angin pada kendaraan. Tekanan diasumsikan sebagai beban menerus yang memiliki nilai sebesar 1,46 N/mm, yang diletakan tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan dengan jarak antar roda 1,75 m.

Agar beban angin kendaraan dapat bekerja pada titik tengah gelagar memanjang maka EW_L dikonversikan menjadi momen dengan jarak lengan y . dimana nilai y dapat dihitung sebagai berikut ini

$$\begin{aligned} y &= 1,8 \times t_a \times t_p \times \frac{D}{2} \\ &= 1,8 \times 0,05 \times 0,25 \times \frac{0,3}{2} \\ &= 2,25 \text{ m} \end{aligned}$$

Karena pada struktur rangka tidak ada momen yang bekerja, efek momen tersebut ditransformasikan menjadi beban merata Q_{EWL} seperti pada hitungan berikut ini

$$\begin{aligned} \Sigma M &= 0 \\ EW_L \times y &= 2Q_{EWL} \times \frac{1750}{2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{EWL} &= \frac{EWL \times y}{1750} \\
 &= \frac{1,46 \times 2250}{1750} \\
 &= 1,877 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

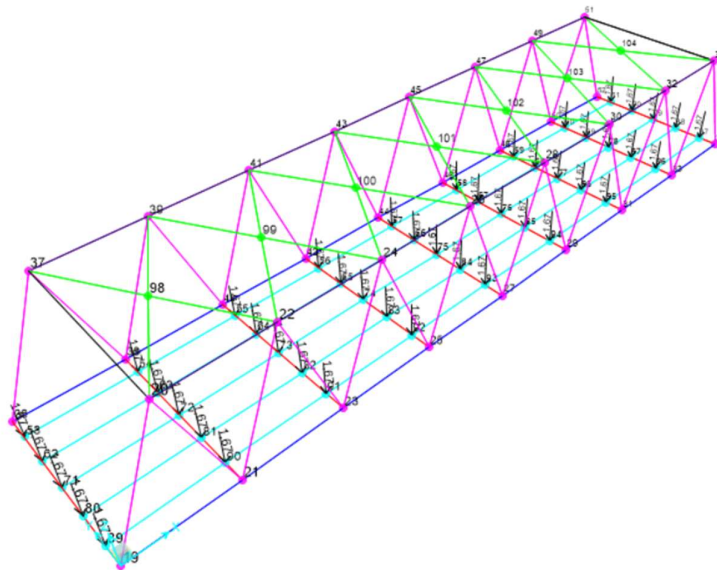
Nilai beban anhin kendaraan pada masing – masing join gelagar memanjang

Panjang jembatan $L = 40$

Jumlah join $n = 45$

$$\begin{aligned}
 P_{EWL} &= \frac{Q_{EWL} \times L}{n} \\
 &= \frac{1,877 \times 40}{45} \\
 &= 1,669 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pembebanan untuk beban angin kendaraan diletakkan pada masing-masing join gelagar memanjang sebagai beban titik seperti pada Gambar 5.44 berikut ini



Gambar 5. 44 Beban Angin Kendaraan Pada SAP2000

g. Beban gempa (EQ)

Berpedoman pada SNI 1725:2016 jembatan direncanakan memiliki kemungkinan kecil untuk ambruk dan dapat mengalami kerusakan dan

gangguan terhadap gempa dapat dilakukan perhitungan dengan persamaan 3.16 sebagai berikut ini

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t$$

Keterangan:

EQ = gaya gempa horizontal statis (kN),

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis,

R_d = faktor modifikasi respons,

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

1) Perhitungan berat struktur (W_t)

Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai seperti Table 5.5 berikut ini :

Tabel 5. 5 Hitungan Berat Sendiri Struktur Atas

Jenis	Berat Sendiri	Berat Sendiri	Panjang	lebar	Tebal	Berat	Jumlah	Total
	kN/m	kN/m ³						
Rangka atas	0,922		5			4,611	14	64,550
Rangka bawah	0,922		5			4,611	16	73,771
Batang diagonal	0,922		6,964			6,422	32	205,503
Ikatan angin	0,394		5,148			2,030	28	56,843
penghubung ikatan angin	0,394		8			3,155	2	6,310
Gelagar memanjang	0,490		5			2,448	40	97,904
Gelagar melintang	1,599		9			14,391	9	129,521
Pelat Lantai		24	40	7	0,25			1680
Trotoa		24	40	1	0,25			240
Lapisan aspal		22	40	7	0,05			308
Air hujan		10	40	7	0,05			140
WT								3002,402

2) Respon Spektra

a) Analisis Kelas Situs

Berpedoman pada SNI 2833:2016 kalrifikasi kelas situs dapat ditentukan dari 3 metode yaitu nilai rata-rata cepat rambat gelombang geser (V_s), hasil uji penetrasi standar (N) dan kuat geser

tak terdrainase (Su). Untuk Jembatan Grempyangan data yang di dapatkan berupa pengujian N-SPT sebagai berikut ini

Tabel 5. 6 Pengujian N-SPT

Kedalaman	Jenis Tanah	Tebal lapisan (t)	N-SPT	t/N
1,5	Pasir halus hingga sedikit berlunau	1,5	2	0,750
3	Pasir berlunau abu-abu	1,5	2	0,750
4,5	Pasir halus hingga kasar berkerikil warna abu-abu kecoklatan	1,5	4	0,375
6		1,5	5	0,300
7,5		1,5	8	0,188
9	Pasir halus hingga sedikit berlunau berkerikil warna abu-abu kehitaman	1,5	8	0,188
10,5	Pasir sedang berlunau warna abu-abu	1,5	14	0,107
12		1,5	14	0,107
13,5	Pasir kasar berkerikil warna abu-abu kecoklatan	1,5	21	0,071
15		1,5	20	0,075
16,5	Lunau berlapis warna hitam	1,5	44	0,034
18	Lanau berlapis mengandung lempung halus warna hitam	1,5	50	0,030
19,5		1,5	60	0,025
21		1,5	60	0,025
Jumlah		21		3,025

Untuk mendapatkan nilai N, digunakan persamaan sebagai berikut ini:

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{\sum t_i}{\sum \left(\frac{t_i}{n} \right)} \\
 &= \frac{21}{3,025} \\
 &= 6,943
 \end{aligned}$$

Berdasarkan Tabel Klarifikasi Kelas Situs, dengan $N < 15$ maka jenis tanah masuk pada kelas situs tanah lunak (SE)

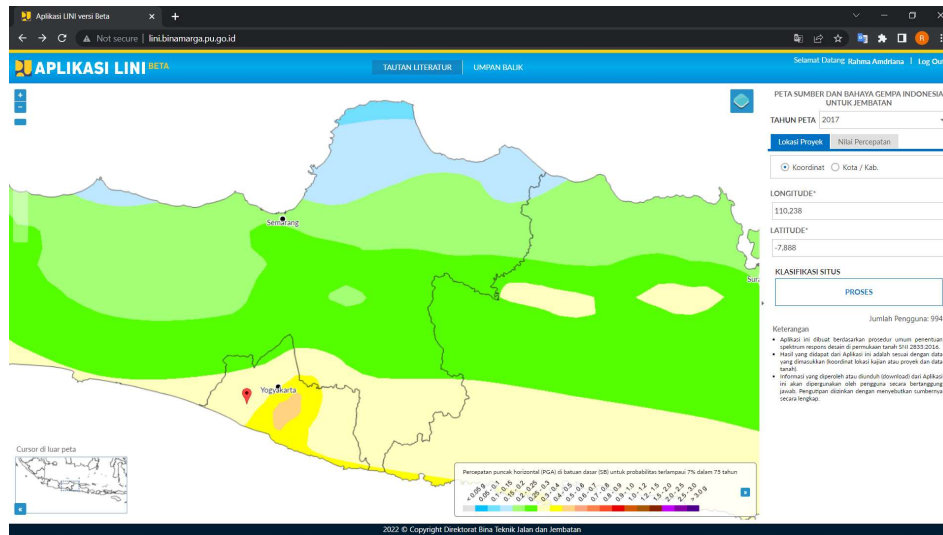
b) Menentukan PGA, SS dan S1

Berdasarkan peta Gempa dalam <http://lini.binamarga.pu.go.id/> di masukkan data tempat Jembatan Grembyangan di bangun berupa koordinat dan didapatkan hasil sebagai berikut ini:

Koordinat lokasi = -7.6483465,110.4755601

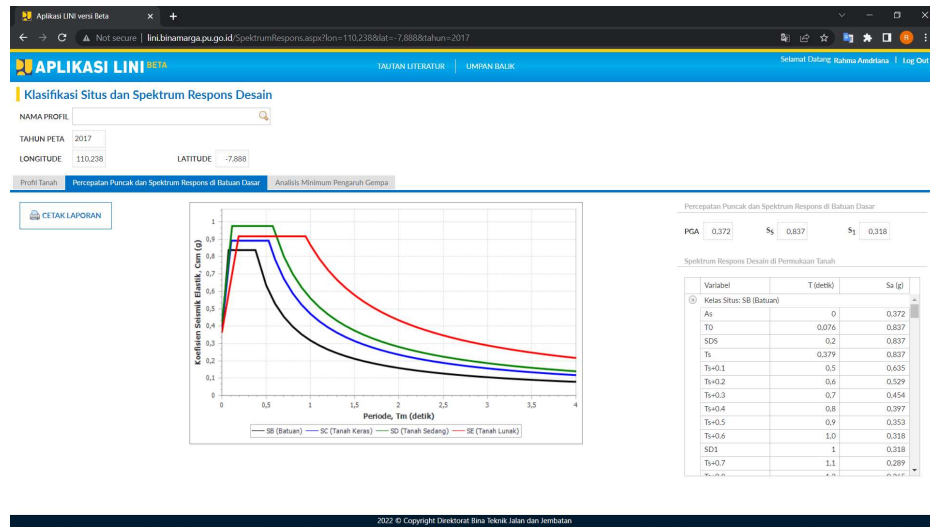
Kelas situs = Tanah Lunak (SE)

Dari koordinat tersebut dapat dilihat pada peta lokasinya berada seperti gambar berikut ini



Gambar 5. 45 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA)

Dari Peta tersebut didapatkan nilai PGA SS dan S1 seperti Gambar berikut ini



Gambar 5. 46 Klarifikasi Situs dan Respons Spektrum

Berikut data yang di dapatkan dari <http://lini.binamarga.pu.go.id/>

$$PGA = 0,372$$

$$SS = 0,837$$

$$S1 = 0,318$$

- c) Menentukan factor situs F_{PGA} , F_a dan F_v
- d) Dari nilai PGA, SS dan S1 dengan menggunakan kelas situs tanah lunak dapat menentukan nilai dari F_{PGA} , F_a dan F_v sebagai berikut ini:

$$F_{PGA} = 0,984$$

$$F_a = 1,0956$$

$$F_v = 2,728$$

- e) Menggambar grafik respon spektra

Untuk menggambar grafik respon spektra harus melakukan perhitungan terlebih dahulu sebagai berikut ini:

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

$$= 0,984 \times 0,372$$

$$= 0,366$$

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

$$= 1,0956 \times 0,837$$

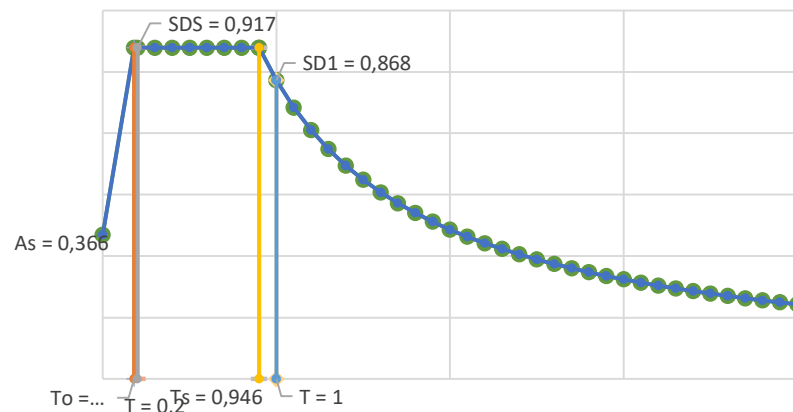
$$= 0,917$$

$$\begin{aligned}
 S_{D1} &= F_v \times S_1 \\
 &= 2,728 \times 0,318 \\
 &= 0,868
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{D5}} \\
 &= \frac{0,868}{0,917} \\
 &= 0,946
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,946 \\
 &= 0,189
 \end{aligned}$$

Dari data yang di dapat dapat buat grafik respon spektra sebagai berikut ini:



Gambar 5. 47 Grafik Respons Spektrum

3) Koefisien respons gempa elastis (Csm)

Dalam menentukan Csm terlebih dahulu harus mengetahui nilai periode alami (T), supaya dapat di bandingkan dengan T0 dan Ts yang berpedoman pada SNI 2833:2016, nilai periode alami dapat dihitung dengan persamaan berikut ini:

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times K}}$$

Keterangan:

- T = Waktu periode alami (s)
 Wt = Berat total struktur (kN)
 g = percepatan gravitasi (9,81 m/s²)
 K = kekakuan struktur pilar

Untuk mendapatkan nilai T, harus mengetahui nilai K yang dihitung sebagai berikut ini:

a) Kekakuan Struktur (K)

$$K = \frac{12 \times E \times I}{L^3}$$

Keterangan :

- E = Modulus elastisitas beton (kPa)
 I = Momen Inersial (m⁴)
 L = tinggi struktur pilar (m)

Penampang pilar pada Jembatan Grembyangan menggunakan :

Mutu beton $f'c = 25 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas $E = 4700 \times \sqrt{f'c}$
 $= 23500 \text{ MPa}$

Tinggi kolom pilar $L = 8 \text{ m}$

Lebar kolom pilar $h = 1,2 \text{ m}$

Panjang kolom pilar $b = 6 \text{ m}$

Luas daerah 1 $(A_1) = b \times h$
 $= 6 \times 1,2$
 $= 7,2 \text{ m}^2$

Luas daerah 2 $(A_2) = \frac{1}{2} \times \frac{1}{4} \times \pi \times h^2$
 $= \frac{1}{2} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 1,2^2$
 $= 0,565 \text{ m}^2$

Jarak titik berat sumbu X

Daerah 1 $X_1 = 0 \text{ m}$

Daerah 2 $X_2 = \frac{\frac{4 \times h}{2}}{3 \times \pi} + \frac{1}{2} \times b$

$$= 3,255 \text{ m}$$

Jarak titik berat sumbu Y

$$\text{Daerah 1} \quad Y1 = 0 \text{ m}$$

$$\text{Daerah 2} \quad Y2 = 0 \text{ m}$$

Momen Inersia Ix

$$\begin{aligned} \text{Daerah 1} &= \frac{1}{12} x b^3 x h + A1 x x1^2 \\ &= \frac{1}{12} x 6^3 x 1,2 + 7,2 x 0^2 \\ &= 21,6 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Daerah 2} &= 0,11 x \left(\frac{h}{A2}\right)^4 + A2 x x2^2 \\ &= 0,11 x \left(\frac{1,2}{0,565}\right)^4 + 0,565 x 3,255^2 \\ &= 6,004 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total} &= \Sigma (Ix + A x X^2) \\ &= 21,6 + 6,004 + 6,004 \\ &= 33,609 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Momen Inersia Iy

$$\begin{aligned} \text{Daerah 1} &= \frac{1}{12} x b x h^3 + A1 x y1^2 \\ &= \frac{1}{12} x 6 x 1,2^3 + 7,2 x 0^2 \\ &= 0,864 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Daerah 2} &= \frac{\pi r^4}{8} + A2 x y2^2 \\ &= \frac{\pi 0,6^4}{8} + 0,565 x 0^2 \\ &= 0,051 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total} &= \Sigma (Ix + A x Y^2) \\ &= 0,864 + 0,051 + 0,051 \\ &= 0,966 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan struktur arah X} \quad Kx &= \frac{12 x E x Ix}{L^3} \\ &= \frac{12 x 23500 x 33,609}{8^3} \\ &= 18510992,66 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kekakuan struktur arah Y } K_y &= \frac{12 \times E \times I_y}{L^3} \\
 &= \frac{12 \times 23500 \times 0,966}{8^3} \\
 &= 531937,7027 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b) Waktu periode alami (T)

$$\begin{aligned}
 \text{Waktu periode alami arah X } T_x &= 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times K_x}} \\
 &= 2\pi \times \sqrt{\frac{3002,4}{9,81 \times 18510992,66}} \\
 &= 0,0255 \text{ s}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Waktu periode alami arah Y } T_y &= 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times K_y}} \\
 &= 2\pi \times \sqrt{\frac{3002,4}{9,81 \times 531937,7027}} \\
 &= 0,151 \text{ s}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan yang didapatkan:

$$\begin{aligned}
 T_x &< T_0 \\
 0,0255 &< 0,189
 \end{aligned}$$

c) Koefisien respons gempa elastis (Csm)

Berdasarkan nilai $T_x < T_0$ sesuai dengan SNI 2833:2016 koefisien respons gempa elastis arah X (Csmx) menggunakan persamaan berikut ini:

$$\begin{aligned}
 C_{smx} &= SDS - A_s \frac{T_x}{T_0} + A_s \\
 &= 0,917 - 0,366 \times \frac{0,0255}{0,189} + 0,366 \\
 &= 1,234
 \end{aligned}$$

Sedangkan untuk arah Y diketahui bahwa

$$\begin{aligned}
 T_y &< T_0 \\
 0,151 &< 0,189
 \end{aligned}$$

Seingga koefisien respons gempa arah Y (Csm_y) menggunakan persamaan berikut ini:

$$C_{smy} = SDS - A_s \frac{T_y}{T_0} + A_s$$

$$= 0,917 - 0,366 \times \frac{0,151}{0,189} + 0,366$$

$$= 0,991$$

4) Faktor modifikasi respons (R)

Jembata gemrayangan termasuk dalam kategori jembatan penting yang menggunakan 1 pilar beton bertulang, sehingga factor modifikasi Respons (R) untuk bangunan bawah di dapatkan nilai

$$R = 2$$

5) Gaya gempa horizontal

Gaya gempa horizontal arah X

$$EQ_x = \frac{C_{smx}}{R} \times Wt$$

$$= \frac{1,234}{2} \times 3002,4$$

$$= 1851,936 \text{ kN}$$

Joint

$$n = 8$$

$$EQ_x = \frac{1851,936}{8}$$

$$= 231,492 \text{ kN}$$

$$30\% EQ_x = 30\% \times EQ_x$$

$$= 30\% \times 231,492$$

$$= 69,448 \text{ kN}$$

Gaya gempa horizontal arah Y

$$EQ_y = \frac{C_{smy}}{R} \times Wt$$

$$= \frac{0,991}{2} \times 3002,4$$

$$= 1488,413 \text{ kN}$$

Joint

$$n = 34$$

$$EQ_y = \frac{EQ_y}{n}$$

$$= \frac{1488,413}{34}$$

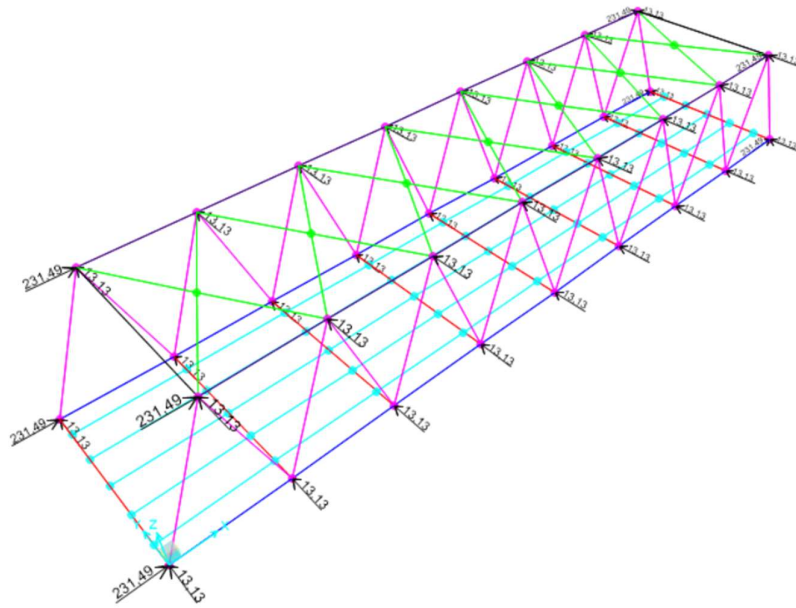
$$= 43,777 \text{ kN}$$

$$30\% E_{Qy} = 30\% \times E_{Qy}$$

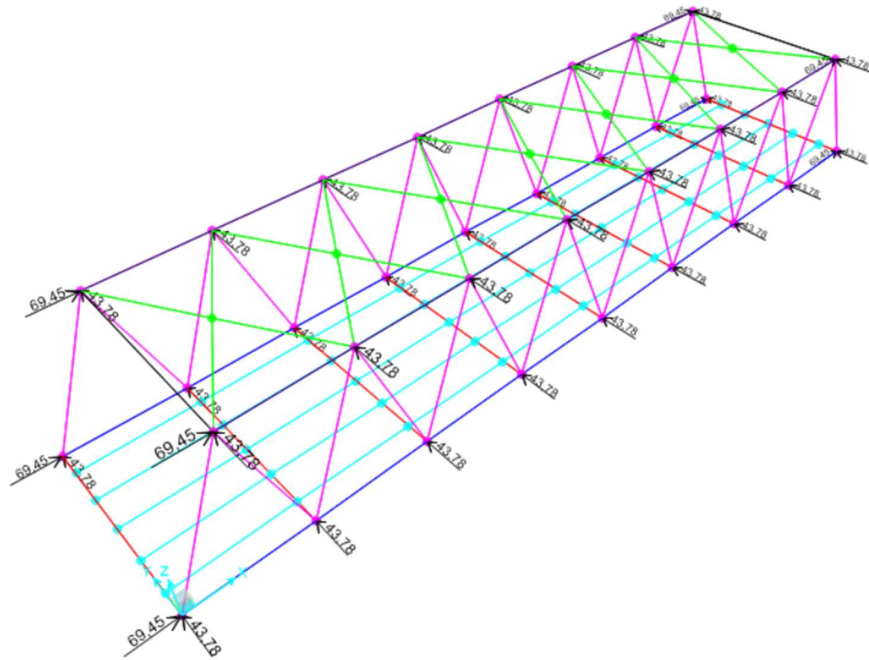
$$= 30\% \times 43,777$$

$$= 13,133 \text{ kN}$$

Berikut ini merupakan Gambar 5.48 Pembebanan Gaya Gempa Horizontal



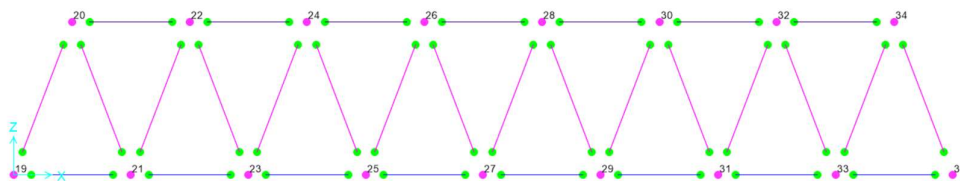
Gambar 5. 48 Beban Gempa 100%EQx + 30%EQy Pada SAP2000



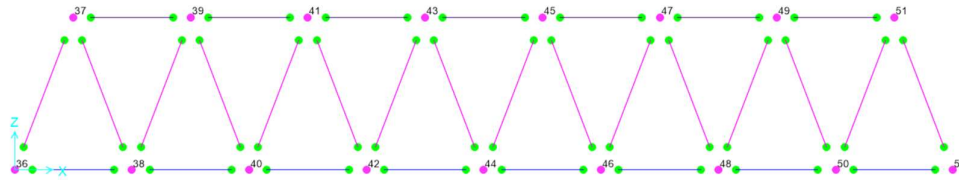
Gambar 5. 49 Beban Gempa 30%EQx + 100%EQy Pada SAP2000

2. Analisis struktur

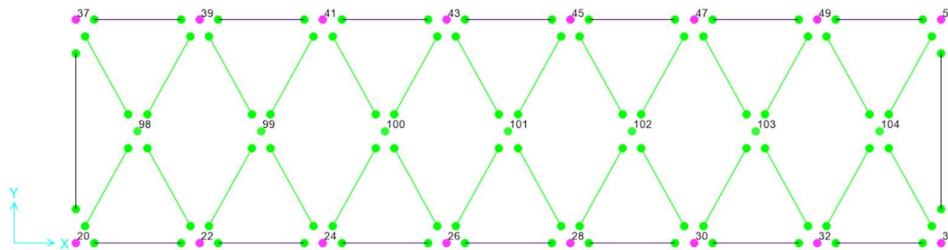
Dari pembebanan diatas maka dilakukan analisis menggunakan program SAP2000 untuk mendapatkan gaya dalam elemen struktur. Dalam memodelkan analisis struktur perlu dilakukan release momen agar proses analisis struktur dapat sesuai dengan keadaan aslinya. Berikut ini adalah pemodelan pada SAP2000 yang dapat dilihat pada Gambar 5.50, Gambar 5.51 dan Gambar 5.52



Gambar 5. 50 Tampak Kanan Jembatan Pemodelan SAP2000



Gambar 5. 51 Tampak Kiri Jembatan Pemodelan SAP2000



Gambar 5. 52 Tampak Kanan Jembatan Pemodelan SAP2000

Analisis menggunakan beban kombinasi yang telah di tentukan pada SNI 1725:2016 seperti berikut ini

- a. Kuat I $= 1,3MS + 2MA + 1,8TD + 1,8TB + 1,8TP$
- b. Kuat II $= 1,3MS + 2MA + 1,4TD + 1,4TB + 1,4TP$
- c. Kuat II $= 1,3MS + 2MA + 1,4EW_s$
- d. Kuat IV $= 1,3MS + 2MA$
- e. Kuat V $= 1,3MS + 2MA + 0,4EW_s + EW_L$
- f. Ekstrim I $= 1,3MS + 2MA + EQ$
- g. Ekstrim II $= 1,3MS + 2MA + 0,5TD + 0,5TB + 0,5TP$
- h. Layan I $= MS + MA + TD + TB + TP + 0,3EW_s + EW_L$
- i. Layan II $= MS + MA + 1,3TD + 1,3TB + 1,3TP$
- j. Layan III $= MS + MA + 0,8TD + 0,8TB + 0,8TP$
- k. Layan IV $= MS + MA + 0,7EW_s$

Berikut ini merupakan Tabel Rekapitulasi Hasil Analisis Struktur Menggunakan SAP2000

Tabel 5. 7 Rekapitulasi Hasil Analisis Struktur Rangka Atas

REKAP RANGKA ATAS			
Frame	Kombinasi	P Tarik	P Tekan
128	KUAT I	0	-2597,996
128	KUAT II	0	-2165,564
121	KUAT III	0	-849,513
128	KUAT IV	0	-652,052
121	KUAT V	0	-707,68
121	EKSTREM I ARAH X	0	-1313,744
121	EKSTREM I ARAH Y	0	-1603,274
128	EKSTREM II	0	-1192,592
121	LAYAN I	0	-1611,577
128	LAYAN II	0	-1868,486
128	LAYAN III	0	-1327,946
121	LAYAN IV	0	-561,515

Tabel 5. 8 Rekapitulasi Hasil Analisis Struktur Rangka Bawah

REKAP RANGKA BAWAH			
Frame	Kombinasi	P Tarik	P Tekan
52	KUAT I	2240,069	0
52	KUAT II	1869,16	0
49	KUAT III	631,905	0
52	KUAT IV	570,981	0
60	KUAT V	587,598	0
60	EKSTREM I ARAH X	1506,612	0
60	EKSTREM I ARAH Y	1290,212	0
52	EKSTREM II	1034,616	0
60	LAYAN I	1367,792	0
52	LAYAN II	1611,124	0
52	LAYAN III	1147,489	0
60	LAYAN IV	435,836	0

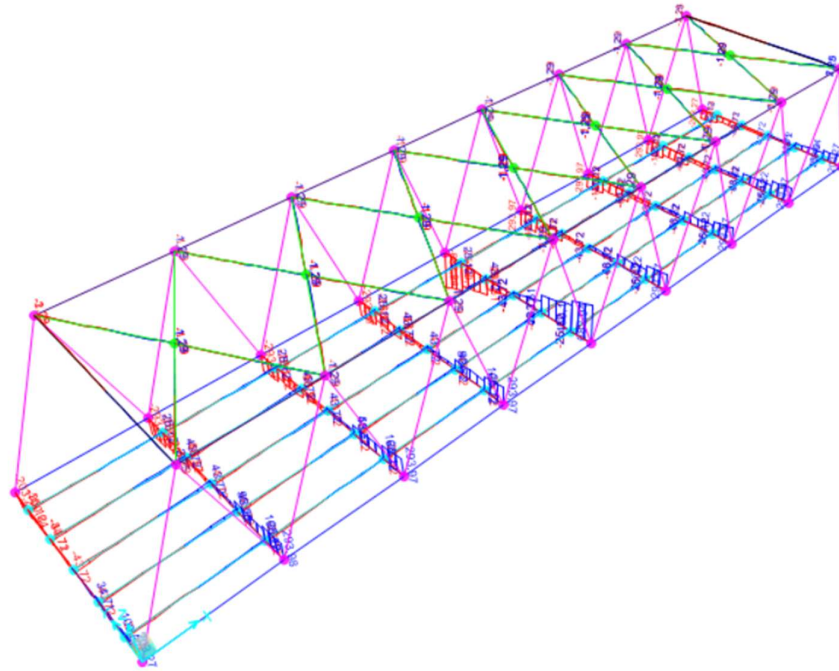
Tabel 5. 9 Rekapitulasi Hasil Analisis Struktur Rangka Diagonal

REKAP RANGKA DIAGONAL				
Frame Tarik	Frame Tekan	Kombinasi	P Tarik	P Tekan
18	17	KUAT I	1427,722	-1443,384
18	17	KUAT II	1197,588	-1213,25
47	48	KUAT III	416,141	-431,777
18	17	KUAT IV	392,12	-407,782
47	48	KUAT V	398,708	-414,362
47	48	EKSTREM I ARAH X	769,228	-784,934
47	48	EKSTREM I ARAH Y	745,829	-761,422
18	17	EKSTREM II	679,787	-695,449
18	17	LAYAN I	873,779	-885,827
18	17	LAYAN II	1026,143	-1038,19
18	17	LAYAN III	738,476	-750,523
47	48	LAYAN IV	290,115	-302,149

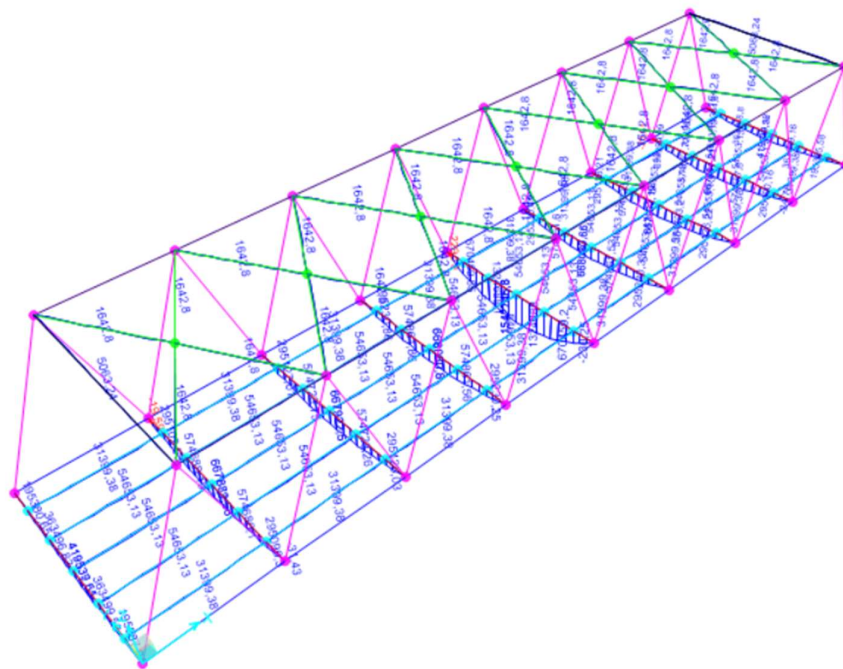
Tabel 5. 10 Rekapitulasi Hasil Analisis Struktur Rangka Angin

REKAP IKATAN ANGIN				
Frame Tarik	Frame Tekan	Kombinasi	P Tarik	P Tekan
138	134	KUAT I	6,263	-6,263
138	134	KUAT II	5,323	-5,323
152	144	KUAT III	199,567	-181,233
138	134	KUAT IV	2,033	-2,033
146	144	KUAT V	56,433	-53,233
146	155	EKSTREM I ARAH X	127,208	-108,792
152	154	EKSTREM I ARAH Y	428,792	-348,792
138	134	EKSTREM II	3,208	-3,208
146	144	LAYAN I	44,674	-42,274
138	134	LAYAN II	4,498	-4,498
138	134	LAYAN III	3,323	-3,323
152	144	LAYAN IV	99,357	-91,043

Sehingga mendapatkan diagram NFD dan BMD dapat dilihat pada gambar berikut ini



Gambar 5. 53 Diagram NFD



Gambar 5. 54 Diagram BMD

3. Desain profil rangka utama jembatan

Dari analisis di dapatkan gaya-gaya aksial pada elemen rangka yaitu rangka atas, batang diagonal, rangka bawah, dan ikatan angin. Dari gaya aksial menjadi elemen-elemen struktur yang mengalami gaya tarik dan tekan. Sehingga menghasilkan momen ultimet pada gelagar memanjang dan gelagar melintang sehingga kedua elemen tersebut berperilaku sebagai batang lentur.

a. Batang atas

Menurut Table dan NFD bahwa gaya aksial yang paling besar di dapatkan pada frame 128 Sebesar $P_u = -2597,996$ kN. Batang atas didesain sebagai batang tekan menggunakan profil IWF 300x300x10x15 dengan standar JIS G3101-SS400 dengan mutu baja BJ 55. Sehingga dapat dihitung sebagai berikut ini.

Tinggi	h	= 300 mm
Lebar	b	= 300 mm
Tebal badan	t_w	= 10 mm
Tebal Sayap	t_f	= 15 mm
Luas penampang	A_s	= 11700 mm ²
Momen inersia X	I_x	= 199300000 mm ⁴
Momen inersia Y	I_y	= 67522500 mm ⁴
Radius girasi X	r_x	= 130,524 mm
Radius girasi Y	r_y	= 75,968 mm
Modulus elastisitas X	S_x	= 1328850 mm ³
Modulus elastisitas Y	S_y	= 450150 mm ³
Modulus Plastis X	Z_x	= 1464750 mm ³
Modulus Plastis Y	Z_y	= 681750 mm ³
Faktor reduksi	Θ	= 0,9
Tegangan leleh baja	F_y	= 410 MPa
Tegangan putus baja	F_u	= 550 MPa
Modulus elastisitas	E	= 200000 N/mm ²
Panjang	L	= 5000 mm

1) Cek kelangsingan Sayap

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{0,5 \times b}{tf} \\ &= \frac{0,5 \times 300}{15} \\ &= 10\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_{pf} &= 0,56 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 0,56 \times \sqrt{\frac{20000}{410}} \\ &= 12,368\end{aligned}$$

$\lambda \leq \lambda_{pf}$ sehingga dapat dikatakan bahwa profil tersebut kompak.

2) Cek kelangsingan badan

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{h_o}{tw} \\ &= \frac{300 - (2 \times 15)}{10} \\ &= 27\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_{pw} &= 1,49 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 1,49 \times \sqrt{\frac{20000}{410}} \\ &= 32,909\end{aligned}$$

Dari hasil yang didapatkan maka dapat disimpulkan $\lambda \leq \lambda_{pw}$ sehingga dapat dikatakan bahwa profil tidak langsing. Dalam SNI 1729:2015 dikarenakan profil badan tidak langsing maka profil IWF gelagar melintang mengacu dalam kondisi batas tekuk lentur (flexural bucling FB), dan tekuk torsi (torsional bucling TB).

3) Tekuk lentur FB

a) Rasio kelangsingan batang

$$\begin{aligned}\frac{K x L}{r y} &= \frac{K x L}{r y} \\ &= \frac{1 x 5000}{75,968} \\ &= 65,817\end{aligned}$$

b) Tegangan tekuk elastis

$$\begin{aligned}F_e &= \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{K x L}{r y}\right)^2} \\ &= \frac{\pi^2 x 20000}{\left(\frac{1 x 5000}{75,968}\right)^2} \\ &= 455,672 \text{ MPa}\end{aligned}$$

c) Jenis tekuk

$$\begin{aligned}\frac{K x L}{r y} &\leq 4,71 x \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \frac{1 x 5000}{75,968} &\leq 4,71 x \sqrt{\frac{20000}{410}} \\ 65,518 &\leq 104,026\end{aligned}$$

Dari hasil yang didapatkan diketahui bahwa kelangsingan batang lebih kecil dari batas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729:2015 pasal E4 jenis tekuk masuk dalam tekuk inelastic sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut ini

d) Tegangan kritis

$$\begin{aligned}F_{cr} &= \left(0,658^{\frac{f_y}{f_e}}\right) x f_y \\ &= \left(0,658^{\frac{410}{455,672}}\right) x 410 \\ &= 281,338 \text{ MPa}\end{aligned}$$

e) Kuat tekan nominal

$$\begin{aligned}P_n &= \Phi x F_{cr} x A_g \\ &= 0,9 x 281,338 x 11700 x 10^{-3} \\ &= 2962,493 \text{ kN}\end{aligned}$$

4) Tekuk torsi

a) Konstanta pembekokan

$$\begin{aligned}
 C_w &= \frac{I_y \times h_0^2}{4} \\
 &= \frac{67522500 \times 270^2}{4} \\
 &= 1,23 \times 10^{12}
 \end{aligned}$$

b) Konstanta torsi

$$\begin{aligned}
 J &= \frac{1}{3} \times [(2 \times t f^3 \times b) + (t w^3 \times h_0)] \\
 &= \frac{1}{3} \times [(2 \times 15^3 \times 300) + (10^3 \times 270)] \\
 &= 765000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

c) Tegangan tekuk elastis untuk sambungan simetri ganda

$$\begin{aligned}
 F_e &= \left[\left(\frac{\pi^2 \times E \times C_w}{K L^2} \right) + (G \times J) \right] \times \frac{1}{I_x \times I_y} \\
 &= \left[\left(\frac{\pi^2 \times 20000 \times 1,23 \times 10^{12}}{5000^2} \right) + (80000 \times 765000) \right] \times \frac{1}{199300000 \times 67522500} \\
 &= 593,518 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

d) Jenis tekuk

$$\begin{aligned}
 \frac{K \times L}{r_y} &\leq 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 \frac{1 \times 5000}{75,968} &\leq 4,71 \times \sqrt{\frac{20000}{410}} \\
 65,518 &\leq 104,026
 \end{aligned}$$

Dari hasil yang didapatkan diketahui bahwa kelangsingan batang lebih kecil dari bbatas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729:2015 pasal E4 jenis tekuk masuk dalam tekuk inelastic sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut ini

e) Tegangan kritis

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) \times F_y \\
 &= \left(0,658^{\frac{410}{593,518}} \right) \times 410 \\
 &= 307,054 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

f) Kuat tekan rencana

$$\begin{aligned}\Phi P_n &= \Phi \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 307,054 \times 11700 \times 10^{-3} \\ &= 3233,281 \text{ kN}\end{aligned}$$

5) Cek keamanan profil

$$\begin{aligned}\Phi P_n &> P_u \\ 2962,493 &> 2597,996\end{aligned}$$

Dari data diatas dapat diasumsikan bahwa profil yang digunakan telah aman.

b. Batang bawah

Menurut Table dan NFD bahwa gaya aksial yang paling besar di dapatkan pada frame 52 Sebesar $P_u = 2240,069 \text{ kN}$. Batang atas didesain sebagai batang tekan menggunakan profil IWF 300x300x10x15 dengan standar JIS G3101-SS400 dengan mutu baja BJ 55. Sehingga dapat dihitung sebagai berikut ini.

Tinggi	$h = 300 \text{ mm}$
Lebar	$b = 300 \text{ mm}$
Tebal badan	$t_w = 10 \text{ mm}$
Tebal Sayap	$t_f = 15 \text{ mm}$
Luas penampang	$A_s = 11700 \text{ mm}^2$
Momen inersia X	$I_x = 199300000 \text{ mm}^4$
Momen inersia Y	$I_y = 67522500 \text{ mm}^4$
Radius girasi X	$r_x = 130,524 \text{ mm}$
Radius girasi Y	$r_y = 75,968 \text{ mm}$
Modulus elastisitas X	$S_x = 1328850 \text{ mm}^3$
Modulus elastisitas Y	$S_y = 450150 \text{ mm}^3$
Modulus Plastis X	$Z_x = 1464750 \text{ mm}^3$
Modulus Plastis Y	$Z_y = 681750 \text{ mm}^3$
Faktor reduksi	$\Theta = 0,9$
Tegangan leleh baja	$F_y = 410 \text{ MPa}$
Tegangan putus baja	$F_u = 550 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas} \quad E &= 200000 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Panjang} \quad L &= 5000 \text{ mm} \end{aligned}$$

1) Luas penampang bersih

Konfigurasi baut yang direncanakan dipasang dalam dua baris sehingga:

$$\begin{aligned} n &= 2 \\ A_n &= A_g - (n \times d_h \times t_f) \\ &= 11700 - (2 \times 33 \times 15) \\ &= 10710 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Factor shear lag

Berdasarkan Tabel D 3.1 SNI 1729:2015, nilai U ditetapkan sebesar $U=1$. Karena semua komponen struktur tarik disalurkan kesambung.

3) Luas penampang efektif

$$\begin{aligned} A_e &= U \times A_n \\ &= U \times 10710 \\ &= 10710 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4) Kuat tarik rencana

a) Kuat tarik untuk kondisi leleh pada penampang bruto

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= \Phi \times F_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 410 \times 11700 \times 10^{-3} \\ &= 4317,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Kuat tarik kriteria fraktur penampang berlubang

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= \Phi \times F_u \times A_e \\ &= 0,75 \times 550 \times 10710 \times 10^{-3} \\ &= 4417,875 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari kedua kuat tarik yang didapatkan maka diambil yang memiliki nilai yang terkecil yaitu 4317,3 kN

5) Cek keamanan

$$\begin{aligned} \Phi P_n &> P_u \\ 4317,3 &> 2240,069 \end{aligned}$$

Dari data diatas dapat diasumsikan bahwa profil yang digunakan telah aman.

c. Batang diagonal

Beban aksial pada batang diagonal mengakibatkan adanya batang tekan dan batang tarik oleh karena itu harus dihitung sebagai berikut ini:

1) Batang tekan

Menurut Table dan NFD bahwa gaya aksial yang paling besar di dapatkan pada frame 17 Sebesar $P_u = -1443,384$ kN. Batang atas didesain sebagai batang tekan menggunakan profil IWF 300x300x10x15 dengan standar JIS G3101-SS400 dengan mutu baja BJ 55. Sehingga dapat dihitung sebagai berikut ini.

Tinggi	$h = 300$ mm
Lebar	$b = 300$ mm
Tebal badan	$t_w = 10$ mm
Tebal Sayap	$t_f = 15$ mm
Luas penampang	$A_s = 11700$ mm ²
Momen inersia X	$I_x = 199300000$ mm ⁴
Momen inersia Y	$I_y = 67522500$ mm ⁴
Radius girasi X	$r_x = 130,524$ mm
Radius girasi Y	$r_y = 75,968$ mm
Modulus elastisitas X	$S_x = 1328850$ mm ³
Modulus elastisitas Y	$S_y = 450150$ mm ³
Modulus Plastis X	$Z_x = 1464750$ mm ³
Modulus Plastis Y	$Z_y = 681750$ mm ³
Faktor reduksi	$\Theta = 0,9$
Tegangan leleh baja	$F_y = 410$ MPa
Tegangan putus baja	$F_u = 550$ MPa
Modulus elastisitas	$E = 200000$ N/mm ²
Panjang	$L = 5000$ mm

a) Cek kelangsingan Sayap

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{0,5 \times b}{tf} \\ &= \frac{0,5 \times 300}{15} \\ &= 10\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda pf &= 0,56 \times \sqrt{\frac{E}{Fy}} \\ &= 0,56 \times \sqrt{\frac{20000}{410}} \\ &= 12,368\end{aligned}$$

$\lambda \leq \lambda pf$ sehingga dapat dikatakan bahwa profil tersebut tidak langsing.

b) Cek kelangsingan badan

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{ho}{tw} \\ &= \frac{300 - (2 \times 15)}{10} \\ &= 27\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda pw &= 1,49 \times \sqrt{\frac{E}{Fy}} \\ &= 1,49 \times \sqrt{\frac{20000}{410}} \\ &= 32,909\end{aligned}$$

Dari hasil yang didapatkan maka dapat disimpulkan $\lambda \leq \lambda pw$ sehingga dapat dikatakan bahwa profil tidak langsing. Dalam SNI 1729:2015 dikarenakan profil badan tidak langsing maka profil IWF gelagar melintang mengacu dalam kondisi batas tekuk lentur (flexural bucling FB), dan tekuk torsi (torsional bucling TB).

c) Tekuk lentur FB

i. Rasio kelangsingan batang

$$\frac{K \times L}{ry} = \frac{K \times L}{ry}$$

$$= \frac{1 \times 5000}{75,968}$$

$$= 65,817$$

ii. Tegangan tekuk elastis

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{K \times L}{r_y}\right)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 20000}{\left(\frac{1 \times 5000}{75,968}\right)^2}$$

$$= 455,672 \text{ MPa}$$

iii. Jenis tekuk

$$\frac{K \times L}{r_y} \leq 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{1 \times 5000}{75,968} \leq 4,71 \times \sqrt{\frac{20000}{410}}$$

$$65,518 \leq 104,026$$

Dari hasil yang didapatkan diketahui bahwa kelangsingan batang lebih kecil dari batas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729:2015 pasal E4 jenis tekuk masuk dalam tekuk inelastic sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut ini

iv. Tegangan kritis

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{f_y}{F_e}\right) \times f_y$$

$$= \left(0,658 \frac{410}{455,672}\right) \times 410$$

$$= 281,338 \text{ MPa}$$

v. Kuat tekan nominal

$$P_n = \Phi \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0,9 \times 281,338 \times 11700 \times 10^{-3}$$

$$= 2962,493 \text{ kN}$$

d) Tekuk torsi

i. Konstanta pembekokan

$$\begin{aligned} C_w &= \frac{I_y \times h_0^2}{4} \\ &= \frac{67522500 \times 270^2}{4} \\ &= 1,23 \times 10^{12} \end{aligned}$$

ii. Konstanta torsi

$$\begin{aligned} J &= \frac{1}{3} \times [(2 \times t f^3 \times b) + (t w^3 \times h_0)] \\ &= \frac{1}{3} \times [(2 \times 15^3 \times 300) + (10^3 \times 270)] \\ &= 765000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

iii. Tegangan tekuk elastis untuk sambungan simetri ganda

$$\begin{aligned} F_e &= \left[\left(\frac{\pi^2 \times E \times C_w}{K L^2} \right) + (G \times J) \right] \times \frac{1}{I_x \times I_y} \\ &= \left[\left(\frac{\pi^2 \times 20000 \times 1,23 \times 10^{12}}{5000^2} \right) + (80000 \times 765000) \right] \times \frac{1}{199300000 \times 67522500} \\ &= 593,518 \text{ MPa} \end{aligned}$$

iv. Jenis tekuk

$$\begin{aligned} \frac{K \times L}{r_y} &\leq 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \frac{1 \times 5000}{75,968} &\leq 4,71 \times \sqrt{\frac{20000}{410}} \\ 65,518 &\leq 104,026 \end{aligned}$$

Dari hasil yang didapatkan diketahui bahwa kelangsingan batang lebih kecil dari batas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729:2015 pasal E4 jenis tekuk masuk dalam tekuk inelastic sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut ini

v. Tegangan kritis

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) \times F_y \\ &= \left(0,658^{\frac{410}{593,518}} \right) \times 410 \\ &= 307,054 \text{ MPa} \end{aligned}$$

vi. Kuat tekan rencana

$$\begin{aligned}\Phi P_n &= \Phi \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 307,054 \times 11700 \times 10^{-3} \\ &= 3233,281 \text{ kN}\end{aligned}$$

e) Cek keamanan profil

$$\begin{aligned}\Phi P_n &> P_u \\ 3233,281 &> 1443,384\end{aligned}$$

Dari data diatas dapat diasumsikan bahwa profil yang digunakan telah aman.

d. Batang tarik

Menurut Table dan NFD bahwa gaya aksial yang paling besar di dapatkan pada frame 18 Sebesar $P_u = 1427,722 \text{ kN}$. Batang atas didesain sebagai batang tekan menggunakan profil IWF 300x300x10x15 dengan standar JIS G3101-SS400 dengan mutu baja BJ 55. Sehingga dapat dihitung sebagai berikut ini.

Tinggi	$h = 300 \text{ mm}$
Lebar	$b = 300 \text{ mm}$
Tebal badan	$t_w = 10 \text{ mm}$
Tebal Sayap	$t_f = 15 \text{ mm}$
Luas penampang	$A_s = 11700 \text{ mm}^2$
Momen inersia X	$I_x = 199300000 \text{ mm}^4$
Momen inersia Y	$I_y = 67522500 \text{ mm}^4$
Radius girasi X	$r_x = 130,524 \text{ mm}$
Radius girasi Y	$r_y = 75,968 \text{ mm}$
Modulus elastisitas X	$S_x = 1328850 \text{ mm}^3$
Modulus elastisitas Y	$S_y = 450150 \text{ mm}^3$
Modulus Plastis X	$Z_x = 1464750 \text{ mm}^3$
Modulus Plastis Y	$Z_y = 681750 \text{ mm}^3$
Faktor reduksi	$\Theta = 0,9$
Tegangan leleh baja	$F_y = 410 \text{ MPa}$
Tegangan putus baja	$F_u = 550 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$
Panjang	$L = 5000 \text{ mm}$

a) Luas penampang bersih

Konfigurasi baut yang direncanakan dipasang dalam dua baris sehingga:

$$\begin{aligned} n &= 2 \\ A_n &= A_g - (n \times d_h \times t_f) \\ &= 11700 - (2 \times 33 \times 15) \\ &= 10710 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b) Factor shear lag

Berdasarkan Tabel D 3.1 SNI 1729:2015, nilai U ditetapkan sebesar $U = 1$. Karena semua komponen struktur tarik disalurkan kesambung.

c) Luas penampang efektif

$$\begin{aligned} A_e &= U \times A_n \\ &= U \times 10710 \\ &= 10710 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d) Kuat tarik rencana

i. Kuat tarik untuk kondisi leleh pada penampang bruto

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= \Phi \times F_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 410 \times 11700 \times 10^{-3} \\ &= 4317,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

ii. Kuat tarik kriteria fraktur penampang berlubang

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= \Phi \times F_u \times A_e \\ &= 0,75 \times 550 \times 10710 \times 10^{-3} \\ &= 4417,875 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari kedua kuat tarik yang didapatkan maka diambil yang memiliki nilai yang terbesar yaitu 4417,875 kN

e) Cek keamanan

$$\begin{aligned} \Phi P_n &> P_u \\ 4417,875 &> 1427,722 \end{aligned}$$

Dari data diatas dapat diasumsikan bahwa profil yang digunakan telah aman.

e. Ikatan angin

Beban aksial pada ikatan angin mengakibatkan adanya batang tekan dan batang tarik oleh karena itu harus dihitung sebagai berikut ini:

1) Batang tekan

Menurut Table dan NFD bahwa gaya aksial yang paling besar di dapatkan pada frame 154 Sebesar $P_u = -348,792$ kN. Batang atas didesain sebagai batang tekan menggunakan profil IWF 175x175x7,5x11 dengan standar JIS G3101-SS400 dengan mutu baja BJ 55. Sehingga dapat dihitung sebagai berikut ini.

Tinggi	$h = 175$ mm
Lebar	$b = 175$ mm
Tebal badan	$t_w = 7,5$ mm
Tebal Sayap	$t_f = 11$ mm
Luas penampang	$A_s = 4997,5$ mm ²
Momen inersia X	$I_x = 28164706$ mm ⁴
Momen inersia Y	$I_y = 9830900$ mm ⁴
Radius girasi X	$r_x = 75,072$ mm
Radius girasi Y	$r_y = 44,353$ mm
Modulus elastisitas X	$S_x = 321882,4$ mm ³
Modulus elastisitas Y	$S_y = 112353,1$ mm ³
Modulus Plastis X	$Z_x = 359591,9$ mm ³
Modulus Plastis Y	$Z_y = 170589$ mm ³
Faktor reduksi	$\Theta = 0,9$
Tegangan leleh baja	$F_y = 410$ MPa
Tegangan putus baja	$F_u = 550$ MPa
Modulus elastisitas	$E = 200000$ N/mm ²
Panjang	$L = 5000$ mm

a) Cek kelangsingan Sayap

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{0,5 \times b}{tf} \\ &= \frac{0,5 \times 175}{11} \\ &= 7,955\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_{pf} &= 0,56 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 0,56 \times \sqrt{\frac{20000}{410}} \\ &= 12,368\end{aligned}$$

$\lambda \leq \lambda_{pf}$ sehingga dapat di katakana bahwa profil tersebut tidak langsing.

b) Cek kelangsingan badan

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{ho}{tw} \\ &= \frac{175 - (2 \times 11)}{11} \\ &= 20,4\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_{pw} &= 1,49 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 1,49 \times \sqrt{\frac{20000}{410}} \\ &= 32,909\end{aligned}$$

Dari hasil yang didapatkan maka dapat disimpulkan $\lambda \leq \lambda_{pw}$ sehingga dapat dibilang bahwa profil tidak langsing. Dalam SNI 1729:2015 dikarenakan profil badan tidak langsing maka profil IWF gelagar melintang mengacu dalam kondisi batas tekuk lentur (flexural bucling FB), dan tekuk torsi (torsional bucling TB).

c) Tekuk lentur FB

i. Rasio kelangsingan batang

$$\begin{aligned}\frac{K \times L}{r_y} &= \frac{K \times L}{r_y} \\ &= \frac{1 \times 5000}{44,353} \\ &= 112,732\end{aligned}$$

ii. Tegangan tekuk elastis

$$\begin{aligned}F_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{K \times L}{r_y}\right)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 20000}{\left(\frac{1 \times 5000}{44,353}\right)^2} \\ &= 155,321 \text{ MPa}\end{aligned}$$

iii. Jenis tekuk

$$\begin{aligned}\frac{K \times L}{r_y} &> 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \frac{1 \times 5000}{75,968} &> 4,71 \times \sqrt{\frac{20000}{410}} \\ 112,733 &> 104,026\end{aligned}$$

Dari hasil yang didapatkan diketahui bahwa kelangsingan batang lebih besar dari batas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729:2020 pasal E3 jenis tekuk masuk dalam tekuk elastis sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut ini

iv. Tegangan kritis

$$\begin{aligned}F_{cr} &= 0,877 \times f_e \\ &= 0,877 \times 155,321 \\ &= 136,216 \text{ MPa}\end{aligned}$$

v. Kuat tekan nominal

$$\begin{aligned}P_n &= \Phi \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 136,216 \times 4997,5 \times 10^{-3} \\ &= 2962,493 \text{ kN}\end{aligned}$$

d) Tekuk torsi

i. Konstanta pembekokan

$$\begin{aligned} C_w &= \frac{I_y \times h^3}{4} \\ &= \frac{9830900 \times 153^3}{4} \\ &= 57532884525 \end{aligned}$$

ii. Konstanta torsi

$$\begin{aligned} J &= \frac{1}{3} \times [(2 \times t f^3 \times b) + (t w^3 \times h)] \\ &= \frac{1}{3} \times [(2 \times 11^3 \times 175) + (7,5^3 \times 153)] \\ &= 176798,958 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

iii. Tegangan tekuk elastis untuk sambungan simetri ganda

$$\begin{aligned} F_e &= \left[\left(\frac{\pi^2 \times E \times C_w}{K L^2} \right) + (G \times J) \right] \times \frac{1}{I_x \times I_y} \\ &= \left[\left(\frac{\pi^2 \times 20000 \times 57532884525}{5000^2} \right) + (80000 \times 176798,958) \right] \times \frac{1}{28164706 \times 9830900} \\ &= 491,807 \text{ MPa} \end{aligned}$$

vi. Jenis tekuk

$$\begin{aligned} \frac{K \times L}{r_y} &> 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \frac{1 \times 5000}{75,968} &> 4,71 \times \sqrt{\frac{20000}{410}} \\ 112,733 &> 104,026 \end{aligned}$$

Dari hasil yang didapatkan diketahui bahwa kelangsingan batang lebih besar dari batas tekuk elastis, berdasarkan SNI 1729:2015 pasal E3 jenis tekuk masuk dalam tekuk elastis sehingga nilai F_{cr} dihitung menggunakan rumus sebagai berikut ini

iv. Tegangan kritis

$$\begin{aligned} F_{cr} &= 0,877 \times f_e \\ &= 0,877 \times 491,807 \\ &= 431,315 \text{ MPa} \end{aligned}$$

v. Kuat tekan rencana

$$\begin{aligned}\Phi P_n &= \Phi \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 431,315 \times 4997,5 \times 10^{-3} \\ &= 1939,948 \text{ kN}\end{aligned}$$

e) Cek keamanan profil

$$\begin{aligned}\Phi P_n &> P_u \\ 1939,948 &> 348,792\end{aligned}$$

Dari data diatas dapat diasumsikan bahwa profil yang digunakan telah aman.

2) Batang tarik

Menurut Table dan NFD bahwa gaya aksial yang paling besar di dapatkan pada frame 152 Sebesar $P_u = 428,792 \text{ kN}$. Batang atas didesain sebagai batang tekan menggunakan profil IWF 175x175x7,5x11 dengan standar JIS G3101-SS400 dengan mutu baja BJ 55. Sehingga dapat dihitung sebagai berikut ini.

Tinggi	$h = 175 \text{ mm}$
Lebar	$b = 175 \text{ mm}$
Tebal badan	$t_w = 7,5 \text{ mm}$
Tebal Sayap	$t_f = 11 \text{ mm}$
Luas penampang	$A_s = 4997,5 \text{ mm}^2$
Momen inersia X	$I_x = 28164706 \text{ mm}^4$
Momen inersia Y	$I_y = 9830900 \text{ mm}^4$
Radius girasi X	$r_x = 75,072 \text{ mm}$
Radius girasi Y	$r_y = 44,353 \text{ mm}$
Modulus elastisitas X	$S_x = 321882,4 \text{ mm}^3$
Modulus elastisitas Y	$S_y = 112353,1 \text{ mm}^3$
Modulus Plastis X	$Z_x = 359591,9 \text{ mm}^3$
Modulus Plastis Y	$Z_y = 170589 \text{ mm}^3$
Faktor reduksi	$\Theta = 0,9$
Tegangan leleh baja	$F_y = 410 \text{ MPa}$
Tegangan putus baja	$F_u = 550 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas} \quad E &= 200000 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Panjang} \quad L &= 5000 \text{ mm} \end{aligned}$$

a) Luas penampang bersih

Konfigurasi baut yang direncanakan dipasang dalam dua baris sehingga:

$$\begin{aligned} n &= 2 \\ A_n &= A_g - (n \times d_h \times t_f) \\ &= 4997,5 - (2 \times 33 \times 11) \\ &= 4271,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b) Factor shear lag

Berdasarkan Tabel D 3.1 SNI 1729:2015, nilai U ditetapkan sebesar $U = 1$. Karena semua komponen struktur tarik disalurkan kesambung.

c) Luas penampang efektif

$$\begin{aligned} A_e &= U \times A_n \\ &= 1 \times 4271,5 \\ &= 4271,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d) Kuat tarik rencana

i. Kuat tarik untuk kondisi leleh pada penampang bruto

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= \Phi \times F_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 410 \times 4997,5 \times 10^{-3} \\ &= 1844,078 \text{ kN} \end{aligned}$$

ii. Kuat tarik kriteria fraktur penampang berlubang

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= \Phi \times F_u \times A_e \\ &= 0,75 \times 550 \times 4271,5 \times 10^{-3} \\ &= 1761,994 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari kedua kuat tarik yang didapatkan maka diambil yang memiliki nilai yang terbesar yaitu 1761,994 kN

e) Cek keamanan

$$\begin{aligned} \Phi P_n &> P_u \\ 1761,994 &> 428,792 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari data diatas dapat diasumsikan bahwa profil yang digunakan telah aman.

f. Rekapitulasi kapasitas penampang

Berikut ini merupakan rekapitulasi kapasitas penampang hasil perhitungan yang dapat ditunjukkan pada Tabel 5.11

Tabel 5. 11 Rekapitulasi Kapasitas Penampang

Batang	Kondisi	Pn	Pu	Pu/Pn	Hasil
Gelagar Memanjang IWF200x200x8x12	Komposit	750,061	305,51	41%	Aman
		kNm	kNm		
Gelagar melintang IWF 700X300X13X20	Lentur	2253,24	1866,79	83%	Aman
		kNm	kNm		
Rangka Atas IWF 300x300x10x15	Tekan	3233,28	2598	80%	Aman
		kNm	kNm		
Rangka Bawah IWF 300x300x10x15	Tarik	4256,03	2240,07	53%	Aman
		kNm	kNm		
	Tekan	3233,28	1443,38	45%	Aman
Rangka Diagonal IWF 300x300x10x15		kNm	kNm		
	Tarik	4317,3	1427,72	33%	Aman
		kNm	kNm		
	Tekan	1939,95	348,792	18%	Aman
Ikatan Angin IWF 175x175x7,5x11		kNm	kNm		
	Tarik	1761,99	428,792	24%	Aman
		kNm	kNm		

5.1.5 Sambungan

Pada desain jembatan ini menggunakan jenis sambungan baut. Batang-batang yang disambungkan bertumpuan pada pelat buhul. Konfigurasi baut pada setiap elem yang disambungkan di rencanakan dalam dua baris. Berikut ini merupakan perhitungan sambungan.

1. Sambungan batang atas

Gaya aksial untuk perencanaan sambungan diambil dari nilai kuat tekan rencana pada batang atas sebesar $\phi P_n = 3233,281$ kN. Sehingga dapat dihitung dengan menggunakan Langkah Langkah berikut ini:

Tipe baut	= A325 M30
Kuat tarik nominal baut	$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$
Kuat geser nominal baut	$F_{nv} = 372 \text{ MPa}$
Diameter baut	$d_b = 30 \text{ mm}$
Diameter lubang baut	$d_h = 33 \text{ mm}$
Tebal pelat buhul	$t = 15 \text{ mm}$
Tegangan putus baja	$F_u = 550 \text{ MPa}$
Tegangan leleh baja	$F_y = 410 \text{ MPa}$

a. Luas penampang baut

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 30^2 \\ &= 706,585 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b. Kuat geser satu buah baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times F_{nv} \times A_b \\ &= 0,75 \times 372 \times 706,585 \\ &= 197,213 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Jumlah baut

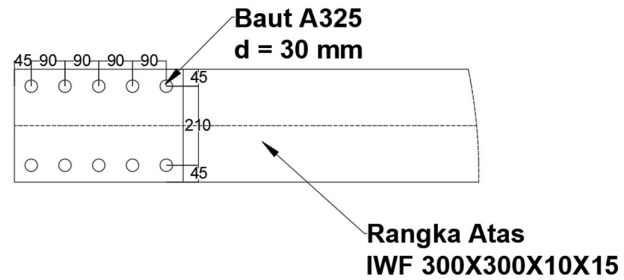
$$\begin{aligned} n_b &= \frac{\phi P_n}{\phi R_n} \\ &= \frac{3233,281}{197,213} \\ &= 16,4 \text{ buah} \\ &= 20 \text{ buah} \end{aligned}$$

d. Jarak spasi minimum antar baut

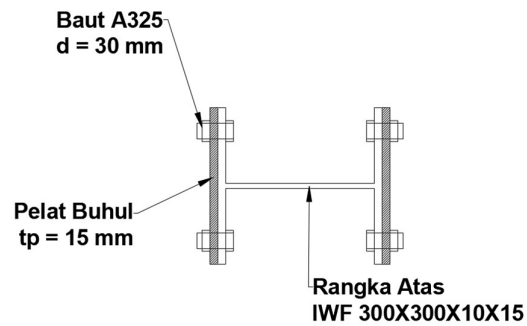
$$\begin{aligned} s &= 3 \times d_b \\ &= 3 \times 30 \\ &= 90 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_t &= \frac{1}{2} \times s \\ &= \frac{1}{2} \times 90 \\ &= 45 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak spasi minimum antara baut adalah 38 mm sehingga 45 mm telah memenuhi syarat minimum. Berikut ini merupakan gambar peletakan baut pada Rangka atas.



Gambar 5. 55 Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka Atas

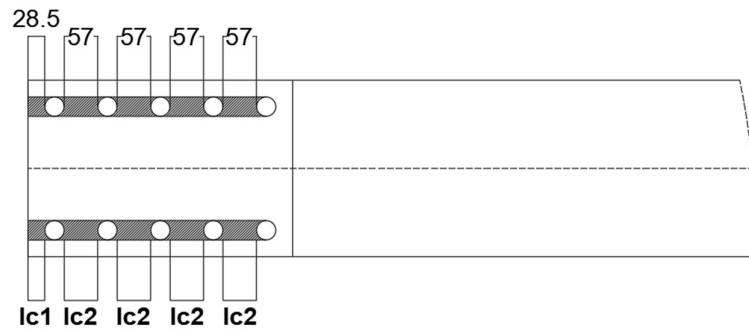


Gambar 5. 56 Tampakk Melintang Konfigurasi Sambungan Baut

e. Kuat tumpu batang tarik

$$\begin{aligned}lc 1 &= st - \frac{1}{2} \times dh \\ &= 45 - \frac{1}{2} \times 33 \\ &= 28,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}lc 2 &= s - (2 \times \frac{1}{2} \times dh) \\ &= 90 - (2 \times \frac{1}{2} \times 33) \\ &= 57 \text{ mm}\end{aligned}$$



Gambar 5. 57 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan

$$\begin{aligned} R_{n1} &= 1,5 \times l_{c1} \times t \times F_u \\ &= 1,5 \times 28,5 \times 15 \times 550 \\ &= 352687,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= 3 \times d_b \times t \times F_u \\ &= 3 \times 30 \times 15 \times 550 \\ &= 742500 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_{n1} = 352687,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R_{n2} &= 1,5 \times l_{c2} \times t \times F_u \\ &= 1,5 \times 57 \times 15 \times 550 \\ &= 705375 \text{ kN} \\ &= 3 \times d_b \times t \times F_u \\ &= 3 \times 30 \times 15 \times 550 \\ &= 742500 \text{ kN} \end{aligned}$$

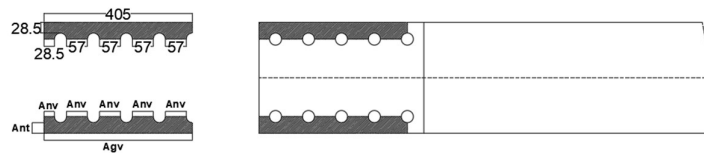
$$R_{n2} = 705375 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 2 \times R_{n1} + 8 \times R_{n2} \\ &= 2 \times 352687,5 + 8 \times 705375 \\ &= 6348375 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. Kuat balok geser

$$\begin{aligned} A_{gv} &= (4 \times s + s_t) \times t \times 2 \\ &= (4 \times 90 + 45) \times 15 \times 2 \\ &= 12150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Anv &= Agv - (dh \times 4,5) \\
 &= 12150 - (33 \times 4,5) \\
 &= 12001,5 \text{ mm} \\
 Ant &= (st - \frac{1}{2} \times dh) \times 2 \\
 &= (45 - \frac{1}{2} \times 33) \times 2 \\
 &= 57 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 5. 58 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan

$$Ubs = 1$$

$$\begin{aligned}
 Rnf &= 0,6 \times Fu \times Anv + Ubs \times Fu \times Ant \\
 &= 0,6 \times 550 \times 12001,5 + 1 \times 550 \times 57 \\
 &= 3991845 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rny &= 0,6 \times Fy \times Agv + Ubs \times Fu \times Ant \\
 &= 0,6 \times 410 \times 12150 + 1 \times 550 \times 67 \\
 &= 3020350 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= 0,75 \times Rny \\
 &= 0,75 \times 3020350 \\
 &= 2265188 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 12 Rekapitulasi Sambungan Rangka atas

Jenis	Rn (KN)
Kuat geser	3944,27
kuat tumpu pelat	6348375
kuat blok geser	2265188
Rn pakai	3944,27

2. Sambungan batang bawah

Gaya aksial untuk perencanaan sambungan diambil dari nilai kuat tekan rencana pada batang atas sebesar $\phi P_n = 4317,3$ kN. Sehingga dapat dihitung dengan menggunakan Langkah Langkah berikut ini:

Tipe baut	= A325 M30
Kuat tarik nominal baut	$F_{nt} = 620$ MPa
Kuat geser nominal baut	$F_{nv} = 372$ MPa
Diameter baut	$d_b = 30$ mm
Diameter lubang baut	$d_h = 33$ mm
Tebal pelat buhul	$t = 15$ mm
Tegangan putus baja	$F_u = 550$ MPa
Tegangan leleh baja	$F_y = 410$ MPa

a. Luas penampang baut

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 30^2 \\ &= 706,585 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b. Kuat geser satu buah baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times F_{nv} \times A_b \\ &= 0,75 \times 372 \times 706,585 \\ &= 197,213 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Jumlah baut

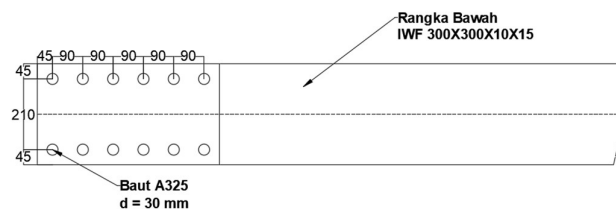
$$\begin{aligned} n_b &= \frac{\phi P_n}{\phi R_n} \\ &= \frac{4317,3}{197,213} \\ &= 21,89 \text{ buah} \\ &= 24 \text{ buah} \end{aligned}$$

d. Jarak spasi minimum antar baut

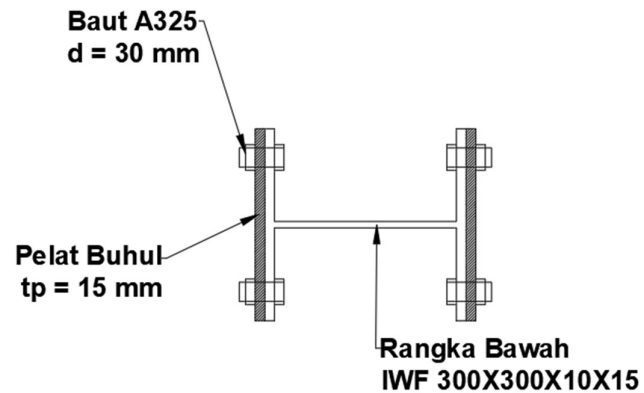
$$\begin{aligned} s &= 3 \times d_b \\ &= 3 \times 30 \\ &= 90 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 st &= \frac{1}{2} \times s \\
 &= \frac{1}{2} \times 90 \\
 &= 45 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak spasi minimum antara baut adalah 38 mm sehingga 45 mm telah memenuhi syarat minimum. Berikut ini merupakan gambar peletakan baut pada Rangka atas.



Gambar 5. 59 Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka



Gambar 5. 60 Tampakk Melintang Konfigurasi Sambungan Baut

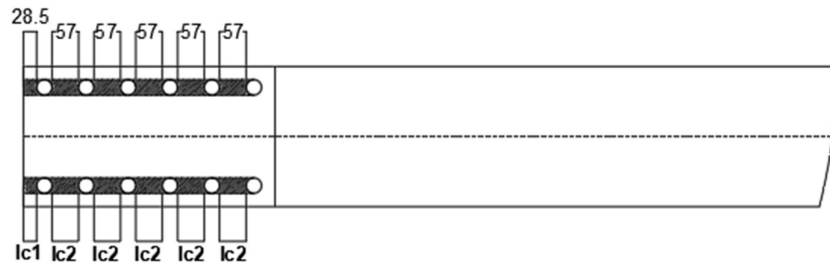
e. Kuat tumpu batang tarik

$$\begin{aligned}
 lc 1 &= st - \frac{1}{2} \times dh \\
 &= 45 - \frac{1}{2} \times 33 \\
 &= 28,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$lc 2 = s - (2 \times \frac{1}{2} \times dh)$$

$$= 90 - \left(2 \times \frac{1}{2} \times 33\right)$$

$$= 57 \text{ mm}$$



Gambar 5. 61 Tampak Atas Konfigurasi Sambungan Baut Batang

$$R_{n1} = 1,5 \times l_{c1} \times t \times F_u$$

$$= 1,5 \times 28,5 \times 15 \times 550$$

$$= 352687,5 \text{ kN}$$

$$= 3 \times d_b \times t \times F_u$$

$$= 3 \times 30 \times 15 \times 550$$

$$= 742500 \text{ kN}$$

$$R_{n1} = 352687,5 \text{ kN}$$

$$R_{n2} = 1,5 \times l_{c2} \times t \times F_u$$

$$= 1,5 \times 57 \times 15 \times 550$$

$$= 705375 \text{ kN}$$

$$= 3 \times d_b \times t \times F_u$$

$$= 3 \times 30 \times 15 \times 550$$

$$= 742500 \text{ kN}$$

$$R_{n2} = 705375 \text{ kN}$$

$$R_n = 2 \times R_{n1} + 8 \times R_{n2}$$

$$= 2 \times 352687,5 + 10 \times 705375$$

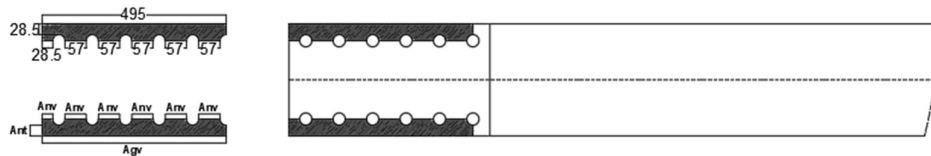
$$= 7759125 \text{ kN}$$

f. Kuat balok geser

$$A_{gv} = (5 \times s + st) \times t \times 2$$

$$= (5 \times 90 + 45) \times 15 \times 2$$

$$\begin{aligned}
 &= 14850 \text{ mm} \\
 \text{Anv} &= \text{Agv} - (\text{dh} \times 4,5) \\
 &= 14850 - (33 \times 5,5) \\
 &= 14668,5 \text{ mm} \\
 \text{Ant} &= (\text{st} - \frac{1}{2} \times \text{dh}) \times 2 \\
 &= (45 - \frac{1}{2} \times 33) \times 2 \\
 &= 57 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 5. 62 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan

$$U_{bs} = 1$$

$$\begin{aligned}
 R_{nf} &= 0,6 \times F_u \times \text{Anv} + U_{bs} \times F_u \times \text{Ant} \\
 &= 0,6 \times 550 \times 14668,5 + 1 \times 550 \times 57 \\
 &= 4871955 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{ny} &= 0,6 \times F_y \times \text{Agv} + U_{bs} \times F_u \times \text{Ant} \\
 &= 0,6 \times 410 \times 14850 + 1 \times 550 \times 67 \\
 &= 3684450 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= 0,75 \times R_{ny} \\
 &= 0,75 \times 3684450 \\
 &= 2763338 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 13 Rekapitulasi Sambungan Rangka Bawah

Jenis	Rn (KN)
Kuat geser	4733,123
kuat tumpu pelat	7759125
kuat blok geser	2763338
Rn pakai	4733,123

3. Batang Diagonal

Gaya aksial untuk perencanaan sambungan diambil dari nilai kuat tekan rencana pada batang atas sebesar $\phi P_n = 4317,3$ kN. Sehingga dapat dihitung dengan menggunakan Langkah Langkah berikut ini:

Tipe baut	= A325 M30
Kuat tarik nominal baut	$F_{nt} = 620$ MPa
Kuat geser nominal baut	$F_{nv} = 372$ MPa
Diameter baut	$d_b = 30$ mm
Diameter lubang baut	$d_h = 33$ mm
Tebal pelat buhul	$t = 15$ mm
Tegangan putus baja	$F_u = 550$ MPa
Tegangan leleh baja	$F_y = 410$ MPa

a. Luas penampang baut

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 30^2 \\ &= 706,585 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b. Kuat geser satu buah baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times F_{nv} \times A_b \\ &= 0,75 \times 372 \times 706,585 \\ &= 197,213 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Jumlah baut

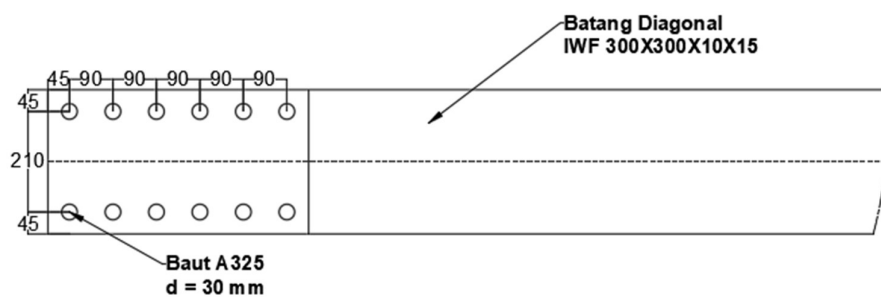
$$\begin{aligned} n_b &= \frac{\phi P_n}{\phi R_n} \\ &= \frac{4317,3}{197,213} \\ &= 21,89 \text{ buah} \\ &= 24 \text{ buah} \end{aligned}$$

d. Jarak spasi minimum antar baut

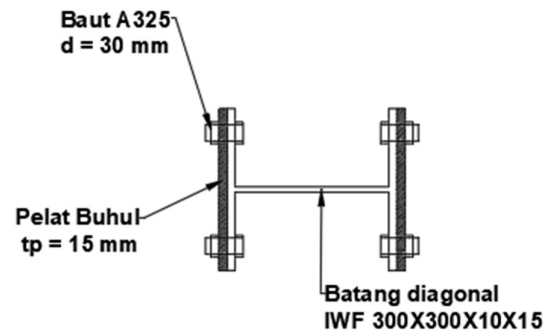
$$\begin{aligned} s &= 3 \times d_b \\ &= 3 \times 30 \\ &= 90 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 st &= \frac{1}{2} \times s \\
 &= \frac{1}{2} \times 90 \\
 &= 45 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak spasi minimum antara baut adalah 38 mm sehingga 45 mm telah memenuhi syarat minimum. Berikut ini merupakan gambar peletakan baut pada Rangka atas.



Gambar 5. 63 Konfigurasi Sambungan Baut Batang Rangka



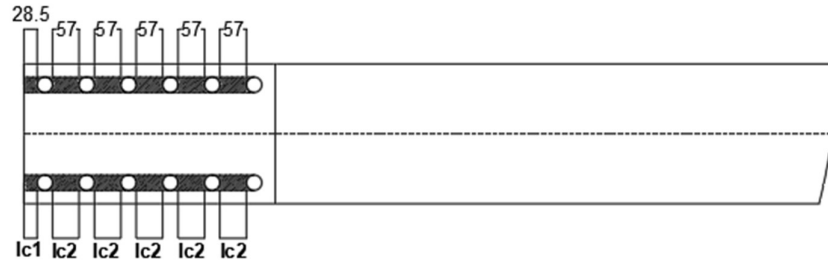
Gambar 5. 64 Tampakk Melintang Konfigurasi Sambungan Baut

e. Kuat tumpu batang tarik

$$\begin{aligned}
 lc 1 &= st - \frac{1}{2} \times dh \\
 &= 45 - \frac{1}{2} \times 33
 \end{aligned}$$

$$= 28,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} lc2 &= s - \left(2 \times \frac{1}{2} \times dh \right) \\ &= 90 - \left(2 \times \frac{1}{2} \times 33 \right) \\ &= 57 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 5. 65 Tampak Atas Konfigurasi Sambungan Baut Batang

$$\begin{aligned} Rn1 &= 1,5 \times lc1 \times t \times Fu \\ &= 1,5 \times 28,5 \times 15 \times 550 \\ &= 352687,5 \text{ kN} \\ &= 3 \times db \times t \times Fu \\ &= 3 \times 30 \times 15 \times 550 \\ &= 742500 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Rn1 = 352687,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Rn2 &= 1,5 \times lc2 \times t \times Fu \\ &= 1,5 \times 57 \times 15 \times 550 \\ &= 705375 \text{ kN} \\ &= 3 \times db \times t \times Fu \\ &= 3 \times 30 \times 15 \times 550 \\ &= 742500 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Rn2 = 705375 \text{ kN}$$

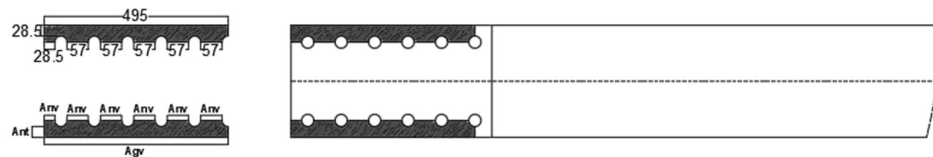
$$\begin{aligned} Rn &= 2 \times Rn1 + 8 \times Rn2 \\ &= 2 \times 352687,5 + 10 \times 705375 \\ &= 7759125 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. Kuat balok geser

$$\begin{aligned} A_{gv} &= (5 \times s + st) \times t \times 2 \\ &= (5 \times 90 + 45) \times 15 \times 2 \\ &= 14850 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nv} &= A_{gv} - (dh \times 4,5) \\ &= 14850 - (33 \times 5,5) \\ &= 14668,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nt} &= (st - \frac{1}{2} \times dh) \times 2 \\ &= (45 - \frac{1}{2} \times 33) \times 2 \\ &= 57 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 5. 66 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan

$$U_{bs} = 1$$

$$\begin{aligned} R_{nf} &= 0,6 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \\ &= 0,6 \times 550 \times 14668,5 + 1 \times 550 \times 57 \\ &= 4871955 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{ny} &= 0,6 \times F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \\ &= 0,6 \times 410 \times 14850 + 1 \times 550 \times 67 \\ &= 3684450 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 0,75 \times R_{ny} \\ &= 0,75 \times 3684450 \\ &= 2763338 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5. 14 Rekapitulasi Sambungan Rangka Diagonal

Jenis	Rn (KN)
Kuat geser	4733,123
kuat tumpu pelat	7759125
kuat blok geser	2763338
Rn pakai	4733,123

4. Ikatan Angin

Gaya aksial untuk perencanaan sambungan diambil dari nilai kuat tekan rencana pada batang atas sebesar $\phi P_n = 1939,949$ kN. Sehingga dapat dihitung dengan menggunakan Langkah Langkah berikut ini:

Tipe baut	= A325 M30
Kuat tarik nominal baut	$F_{nt} = 620$ MPa
Kuat geser nominal baut	$F_{nv} = 372$ MPa
Diameter baut	$d_b = 30$ mm
Diameter lubang baut	$d_h = 33$ mm
Tebal pelat buhul	$t = 15$ mm
Tegangan putus baja	$F_u = 550$ MPa
Tegangan leleh baja	$F_y = 410$ MPa

1) Luas penampang baut

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 30^2 \\ &= 706,585 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Kuat geser satu buah baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times F_{nv} \times A_b \\ &= 0,75 \times 372 \times 706,585 \\ &= 197,213 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Jumlah baut

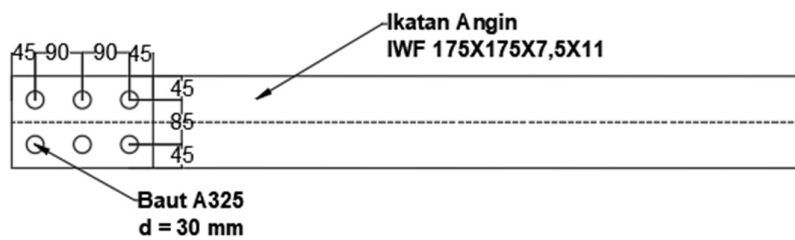
$$\begin{aligned} n_b &= \frac{\phi P_n}{\phi R_n} \\ &= \frac{1939,949}{197,213} \\ &= 9,83 \text{ buah} \\ &= 12 \text{ buah} \end{aligned}$$

4) Jarak spasi minimum antar baut

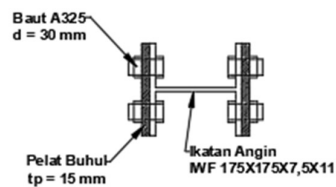
$$\begin{aligned} s &= 3 \times d_b \\ &= 3 \times 30 \\ &= 90 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 st &= \frac{1}{2} \times s \\
 &= \frac{1}{2} \times 90 \\
 &= 45 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak spasi minimum antara baut adalah 38 mm sehingga 45 mm telah memenuhi syarat minimum. Berikut ini merupakan gambar peletakan baut pada Rangka atas.



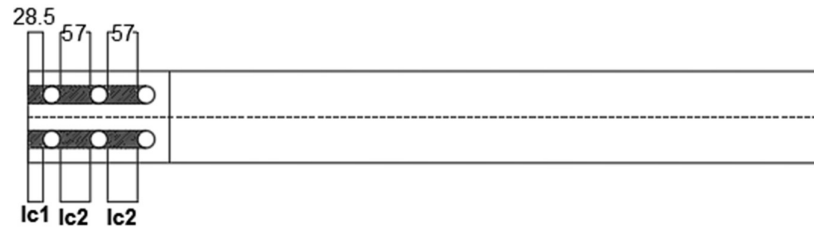
Gambar 5. 67 Konfigurasi Sambungan Baut Batang Ikatan Angin



Gambar 5. 68 Tampak Melintang Konfigurasi Sambungan Baut

5) Kuat tumpu batang tarik

$$\begin{aligned}
 lc 1 &= st - \frac{1}{2} \times dh \\
 &= 45 - \frac{1}{2} \times 33 \\
 &= 28,5 \text{ mm} \\
 lc 2 &= s - (2 \times \frac{1}{2} \times dh) \\
 &= 90 - (2 \times \frac{1}{2} \times 33) \\
 &= 57 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 5. 69 Tampakk Samping Konfigurasi Sambungan Baut

$$\begin{aligned} R_{n1} &= 1,5 \times l_{c1} \times t \times F_u \\ &= 1,5 \times 28,5 \times 15 \times 550 \\ &= 352687,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= 3 \times d_b \times t \times F_u \\ &= 3 \times 30 \times 15 \times 550 \\ &= 742500 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_{n1} = 352687,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R_{n2} &= 1,5 \times l_{c2} \times t \times F_u \\ &= 1,5 \times 57 \times 15 \times 550 \\ &= 705375 \text{ kN} \\ &= 3 \times d_b \times t \times F_u \\ &= 3 \times 30 \times 15 \times 550 \\ &= 742500 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_{n2} = 705375 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 2 \times R_{n1} + 8 \times R_{n2} \\ &= 2 \times 352687,5 + 4 \times 705375 \\ &= 3526875 \text{ kN} \end{aligned}$$

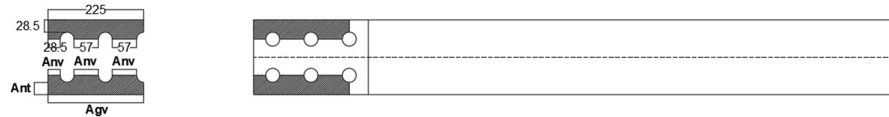
6) Kuat balok geser

$$\begin{aligned} A_{gv} &= (2 \times s + st) \times t \times 2 \\ &= (2 \times 90 + 45) \times 15 \times 2 \\ &= 6750 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nv} &= A_{gv} - (d_h \times 4,5) \\ &= 6750 - (33 \times 5,5) \end{aligned}$$

$$= 6667,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Ant} &= \left(st - \frac{1}{2} \times dh \right) \times 2 \\ &= \left(45 - \frac{1}{2} \times 33 \right) \times 2 \\ &= 57 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 5. 70 Pola Keruntuhan Kuat Tumpu pada Sambungan

$$U_{bs} = 1$$

$$\begin{aligned} R_{nf} &= 0,6 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \\ &= 0,6 \times 550 \times 6667,5 + 1 \times 550 \times 57 \\ &= 2231625 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{ny} &= 0,6 \times F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \\ &= 0,6 \times 410 \times 6750 + 1 \times 550 \times 67 \\ &= 1691850 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 0,75 \times R_{ny} \\ &= 0,75 \times 1691850 \\ &= 1268888 \text{ kN} \end{aligned}$$

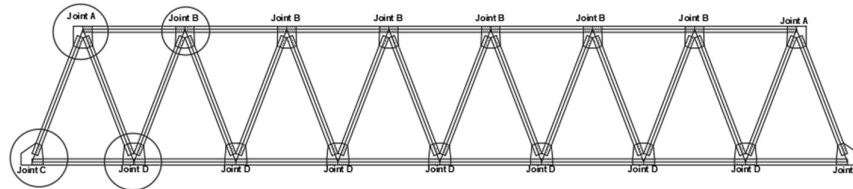
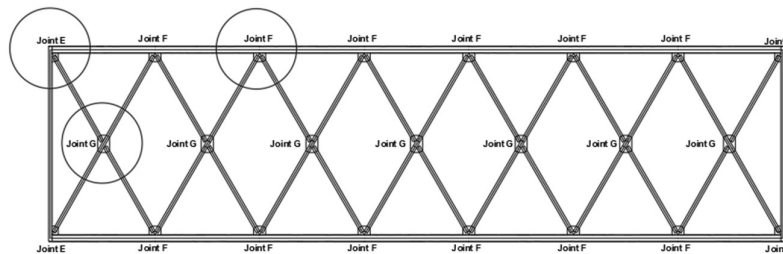
Tabel 5. 15 Rekapitulasi Sambungan Ikatan angin

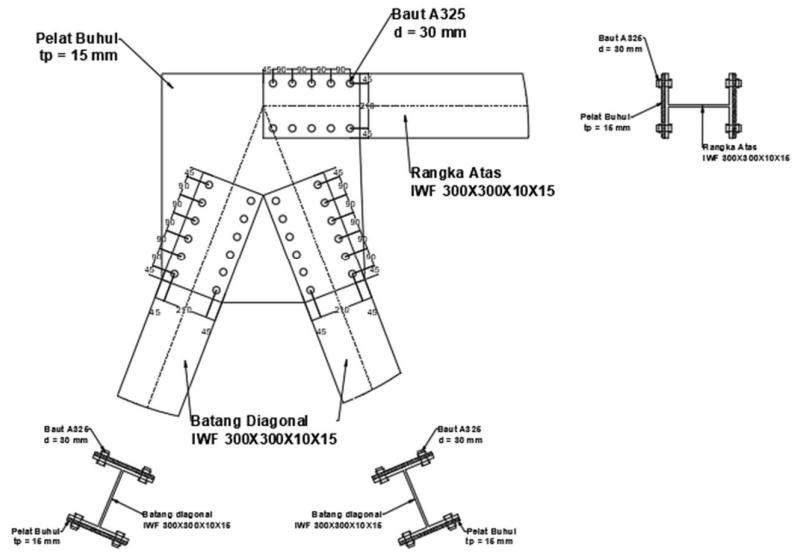
Jenis	Rn (KN)
Kuat geser	2366,562
kuat tumpu pelat	3526875
kuat blok geser	1268888
Rn pakai	2366,562

5. Rekapitulasi

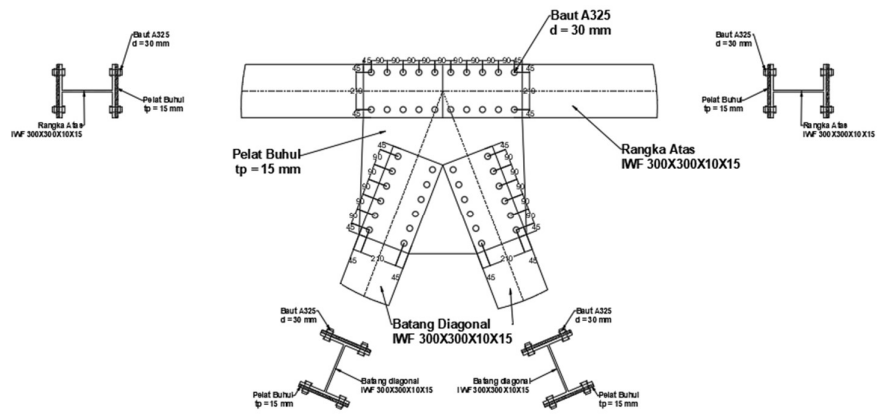
Tabel 5. 16 Rekapitulasi Sambungan

Batang	Gaya aksial	Kuat Geser	Kuat tumpu pelat	Kuat blok geser	Kontrol $R_n > P_n$
	P_n	R_n	R_n	R_n	
	kN	kN	kN	kN	
Rangka Atas	3233,2811	3944,2696	6348375	2265187,5	AMAN
Rangka Bawah	4317,3	4733,1235	7759125	2763337,5	AMAN
Diagonal	4317,3	4733,1235	7759125	2763337,5	AMAN
Ikatan Angin	1939,9486	2366,5617	3526875	1268887,5	AMAN

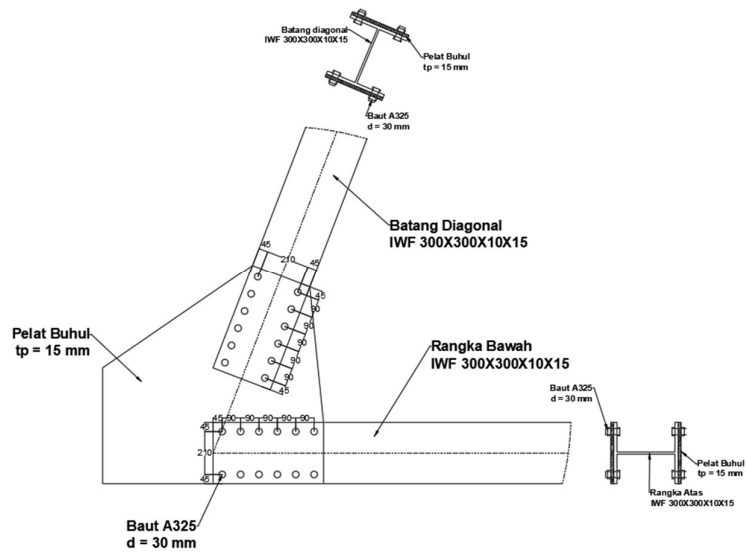
**Gambar 5. 71 Tampakk Samping Rangka Jembatan****Gambar 5. 72 Tampakk Atas Rangka Jembatan**



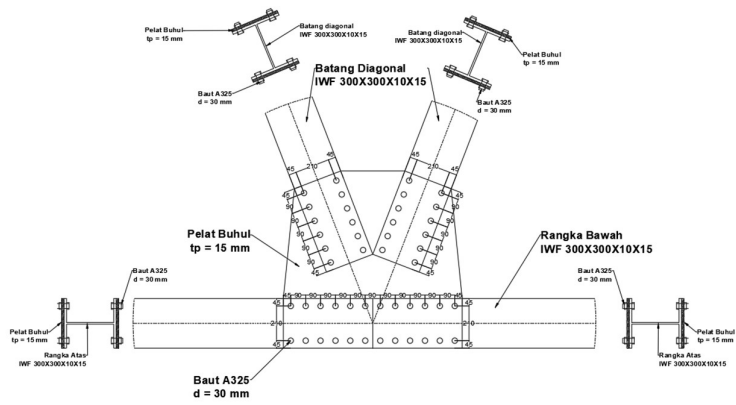
Gambar 5. 73 Detail Sambungan A



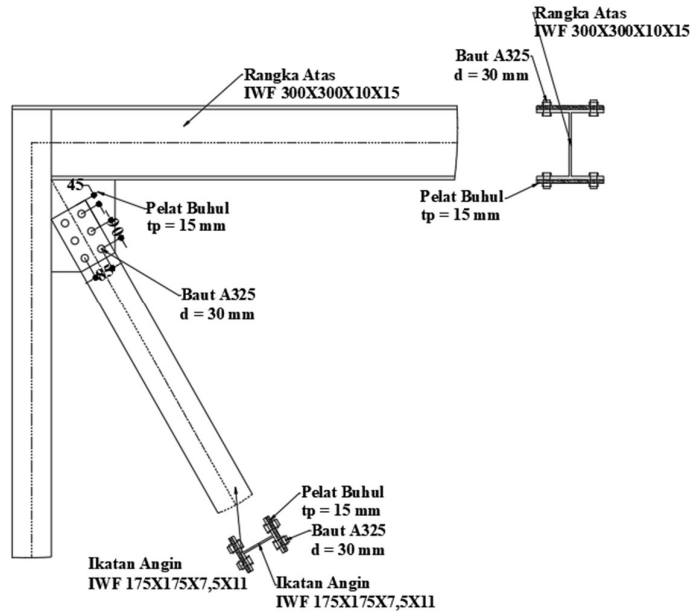
Gambar 5. 74 Detail Sambungan B



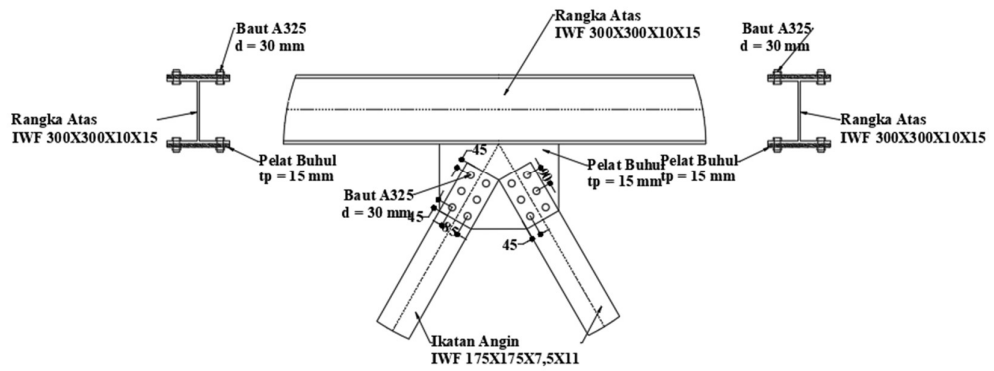
Gambar 5. 75 Detail Sambungan C



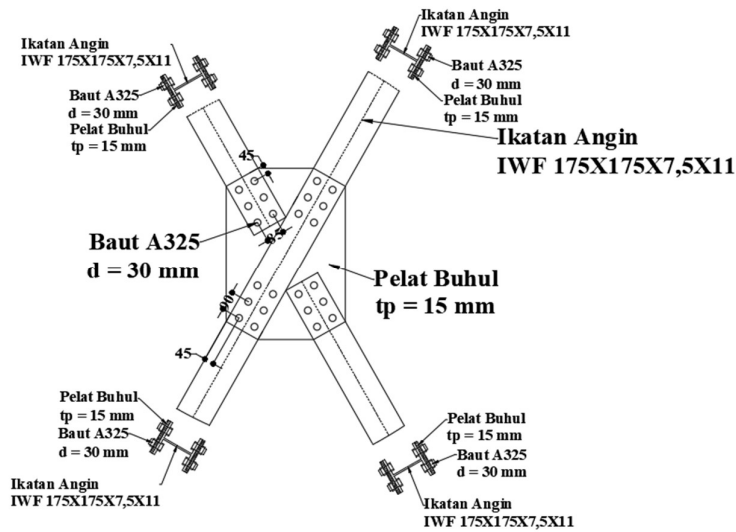
Gambar 5. 76 Detail Sambungan D



Gambar 5. 77 Detail Sambungan E



Gambar 5. 78 Detail Sambungan F



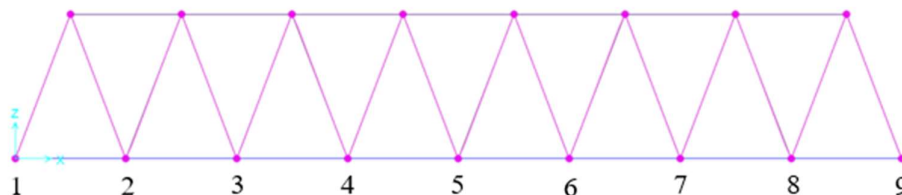
Gambar 5. 79 Detail Sambungan G

5.1.6 Lentutan dan lawan lentutan (*cember*)

Pada jembatan lentutan perlu dibatasi supaya memberikan rasa aman dan nyaman bagi pengendara yang melewatinya. Menurut RSNI T-03 2005, lentutan pada jembatan dibatasi sebesar $L/800$. Besar lentutan tersebut diambil dari hasil analisis struktur dengan kombinasi Beban Layar I. berikut ini merupakan batas lentutan yang diizinkan.

$$\begin{aligned} \delta_{\text{izin}} &= L/800 \\ &= 40/800 \\ &= 0,05 \text{ m} \end{aligned}$$

Dari hasil pemodelan pada SAP2000, Lentutan yang terjadi pada struktur rangka dapat dilihat pada Gambar 5.81 berikut ini.



Gambar 5. 80 Lentutan Jembatan

Jika terdapat suatu hal yang menyebabkan lendutan berlebihan, maka jembatan perlu dilakukan *camber*. Menurut Panduan Perencanaan Teknis Jembatan Bina Marga (2021), nilai *camber* diberikan 150% dari lendutan hasil kombinasi Beban Layan I dengan arah berlawanan dengan lendutan yang terjadi. Berikut ini merupakan contoh perhitungan *camber* di titik 5

$$\begin{aligned} \text{Camber} &= - (150\% \times \delta) \\ &= - (150\% \times -0,05603) \\ &= 0,08404 \text{ m} \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan Rekapitulasi dari *camber* yang dapat dilihat pada Tabel

Tabel 5. 17 Rekapitulasi Lendutan dan Camber

Titik	Lendutan	Lendutan izin	<i>Camber</i>
	(m)	(m)	(m)
1	0	0,05	0
2	-0,02174	0,05	0,03261
3	-0,03947	0,05	0,0592
4	-0,05128	0,05	0,07693
5	-0,05603	0,05	0,08404
6	-0,05128	0,05	0,07693
7	-0,03944	0,05	0,05917
8	-0,02176	0,05	0,03263
9	0	0,05	0

5.2 Struktur Bawah jembatan

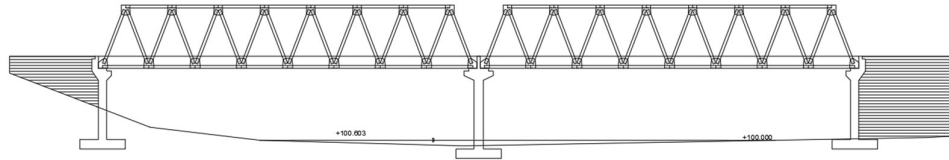
Struktur bawah jembatan memiliki fungsi untuk menyalurkan beban dari struktur atas jembatan ke lapisan permukaan tanah. Untuk struktur bawah yang akan dilakukan dalam perencanaan ini adalah *abutment*, pondasi dalam *abutment*, pilar dan pondasi dalam pilar. Berikut ini merupakan tahap dalam merancang struktur bawah jembatan.

5.2.1 *Abutment*

Kepala jembatan atau biasa disebut sebagai *abutment* adalah bagian dari struktur bawah jembatan yang memiliki fungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat tekanan tanah dari oprit jembatan. Berikut merupakan perencanaan *abutment*

1. Data struktur jembatan

Berikut ini adalah gambar jembatan yang dapat dilihat pada Gambar 5.82 berikut ini.



Gambar 5. 81 Struktur Jembatan Grembyangan

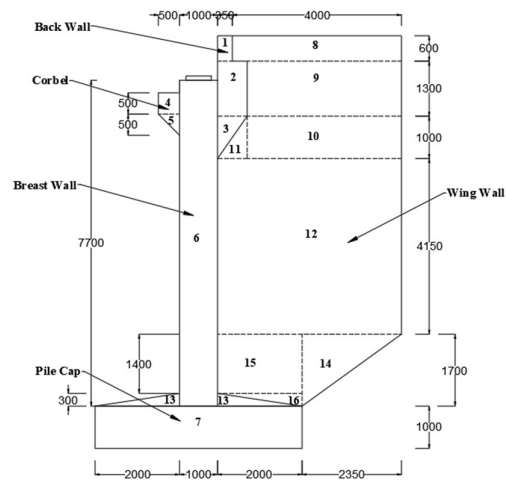
a. Struktur atas jembatan

Panjang jembatan	= 80 m
Jumlah bentang jembatan	= 2 buah
Tipe struktur atas jembatan	= jembatan rangka tipe <i>warren</i>
Tinggi struktur atas jembatan	= 6,5 m
Lebar struktur atas jembatan	= 9,2 m
Lebar lalu lintas	= 7 m
Lebar trotoar	= 1 m
Tebal pelat	= 0,25 m
Tebal trotoar	= 0,25 m
Tebal lapisan perkerasan tanah	= 0,05 m
Tebal genangan air hujan	= 0,05 m

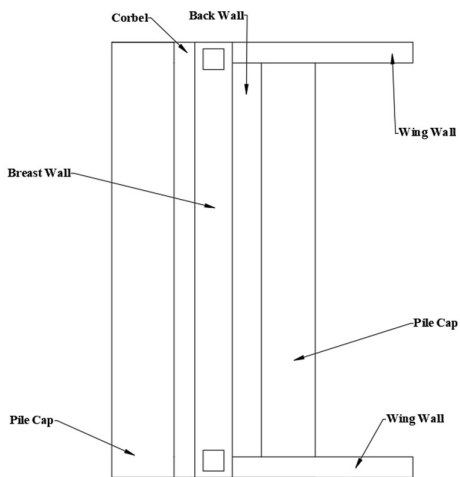
b. Struk bawah jembatan

1) Dimensi *abutment*

Pada perencanaan jembatan ini dimensi dari kedua *abutment* disamakan. Walaupun kondisi dari kontur berbeda dan kondisi tanah yang berbeda. Oleh karena ini di ambil yang memiliki bagian paling kritis. Berikut ini demensi dari bagian *abutment* dapat dilihat pada Gambar 5.83 dan 5.84 berikut ini.



Gambar 5. 82 Tampakk Samping *Abutment*



Gambar 5. 83 Tampakk Atas *Abutment*

Untuk dimensi dari *abutment* dapat dilihat lebih rinci lagi pada Tabel 5.17 berikut ini.

Tabel 5. 18 Dimensi Bagian Abutment

Bagian	bx	by	h	Bagian	bx	by	h
Satuan	mm	mm	mm	Satuan	mm	mm	mm
1	350	10500	600	9	3650	500	1300
2	700	10500	1300	10	3650	500	1000
3	700	10500	1000	11	700	500	1000
4	500	10500	500	12	4350	500	9000
5	500	10500	500	13	2000	11200	300
6	1000	10500	7700	14	2350	500	1700
7	4900	11200	1000	15	2000	500	1400
8	4000	500	600	16	2000	11200	300

2) Data material

a) Data material *abutment*

Berat volume beton $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Mutu beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu baja $f_y = 420 \text{ MPa}$

b) Data tanah asli

Dari hasil pengujian tanah maka terdapat BM-1 dan BM-2 kemudian dipilih BM-2 karena memiliki nilai yang lebih kritis yang dapat dilihat pada Tabel 5.18 berikut ini.

Tabel 5. 19 Data N-SPT pada BM 2

Lapisan	Kedalaman	Tebal Lapisan	NSPT
Satuan	m	m	
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

Dari data yang diperoleh maka dapat di tentukan nilai parameter tanah yang dapat dilihat pada Tabel 5.19 berikut ini.

Tabel 5. 20 Nilai Parameter Tanah

Lapisan	Kedalaman	Tebal Lapisan	NSPT	Berat volume tanah	sudut geser dalam	kohesi
Satuan	m	m		kN/m ³	°	kN/m ²
1	4,5	4,5	2	15,7	30	12,5
2	6	1,5	5	18,1	32	30
3	7,5	1,5	7	18,1	32	45
4	9	1,5	8	18,1	32	50
5	10,5	1,5	9	18,1	32	64
6	13,5	3	15	20,4	35	100
7	15	1,5	20	20,4	35	150
8	16,5	1,5	45	22	40	200
9	18	1,5	50	22	40	200
10	19,5	1,5	55	23,6	43	200
11	21	1,5	60	23,6	43	200

c. Data tanah timbunan

Tanah timbunan pada bagian ujung jembatan diasumsikan sebagai berikut ini.

Jenis tanah = Tanah lanau berpasir

Berat volume tanah $\gamma_s = 16,17 \text{ kN/m}^3$

Sudut geser dalam $\phi = 15^\circ$

Kohesi $c = 23,53 \text{ kN/m}^2$

2. Pembebanan pada *Breast wall*

a. Berat sendiri (MS)

1) Berat sendiri struktur atas

Perencanaan berat struktur atas jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.21 berikut ini.

Tabel 5. 21 Berat Mati Sendiri Struktur Atas

Rangka	Profil	Berat	Panjang Segmen	Banyak	Jumlah
Satuan		kN/m	m	buah	kN
Atas	IWF 300x300x10x15	0,92214	5	14	64,5498
Bawah	IWF 300x300x10x15	0,92214	5	16	73,7712
Diagonal	IWF 300x300x10x15	0,92214	6,9642	32	205,502956 4
Gelagar Memanjang	IWF200x200x8x12	0,48951 9	5	40	97,9038
Gelagar Melintang	IWF 700X300X13X20	1,59903	9	9	129,52143
Ikatan Angin	IWF 175x175x7,5x11	0,39436 2	5,1478	28	56,8427077
Ikatan Angin ujung	IWF 175x175x7,5x11	0,39436 2	9	2	7,098516
Total berat mati struktur rangka baja					635,190
Beton	Berat		Volume		Jumlah
Satuan	kN/m ³		m ³		kN
Pelat Lantai	24		70		1680
Sistem sambungan 10%					63,519
Total berat mati struktur atas					2378,709

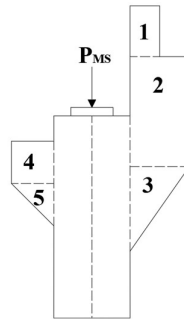
Dari Tabel di atas didapatkan total berat mati sendiri pada struktur atas sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned}
 P_{MS \text{ Struktur atas}} &= \text{Total berat mati struktur atas} \\
 &= 2378,709 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena pada jembatan memiliki 2 *abutment* maka berat mati sendiri struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2} P_{MS \text{ Struktur atas}} &= \frac{1}{2} \times 2378,709 \text{ kN} \\
 &= 1189,355 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

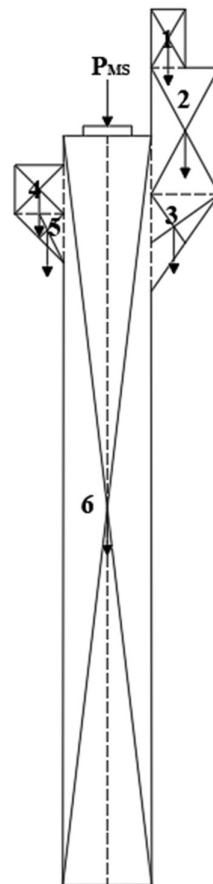
Beban mati sendiri disalurkan tepat pada titik tumpu *breast wall* sehingga tidak terjadi momen. Dapat dilihat pada Gambar 5.85 Penyaluran Beban Struktur Atas terhadap *Abutment*.



Gambar 5. 84 Penyaluran Beban Struktur Atas pada *Abutment*

2) Berat sendiri struktur bawah

Berikut ini merupakan dimensi dari *breast wall* yang akan digunakan pada Jembatan Grembyangan dapat dilihat pada Gambar 5.86 berikut ini.



Gambar 5. 85 Berat Sendiri *Breast wall*

Berat sendiri *breast wall* dapat dilihat pada Tabel 5.12 berikut ini

Tabel 5. 22 Perhitungan Gaya dan Momen pada *Breast wall*

No	b	h	Bentuk	Panjang	Berat Volume	Berat	Lengan	Arah Momen	Momen
	m	m		m	kN/m ³	kN	m		kNm
1	0,35	0,6	1	10,5	24	52,92	0,675	1	35,721
2	0,7	1,3	1	10,5	24	229,32	0,85	1	194,922
3	0,7	1	0,5	10,5	24	88,2	0,733	1	64,68
4	0,5	0,5	1	10,5	24	63	0,75	-1	-47,25
5	0,5	0,5	0,5	10,5	24	31,5	0,667	-1	-21
6	1	7,7	1	10,5	24	1940,4	0	0	0
JUMLAH						2405,34			227,07

3) Total berat mati sendiri

Berikut ini merupakan perhitungan dari berat mati pada *breast wall* dapat dilihat pada Tabel 5.22 berikut ini

Tabel 5. 23 Rekap Beban Mati Sendiri pada *Breast wall*

no	Jenis berat	PMS	MMS
		kN	kNm
1	Struktur atas	1189,354726	0
2	<i>Breast wall</i>	2211,3	213,276
Total Berat		3400,655	213,276

b. Beban mati tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah elemen nonstruktural yang terdapat pada struktur atas jembatan. Berikut perhitungan dari beban mati tambahan sendiri.

1) Trotoar

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

$$\text{Lebar trotoar} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\text{Panjang} \quad l = 40 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah} \quad n = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Berat jenis beton} \quad \gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$P_{MA \text{ trotoar}} = \gamma_b \times b \times h \times l \times n$$

$$= 24 \times 1 \times 0,25 \times 40 \times 2$$

$$= 480 \text{ kN}$$

2) Lapisan perkerasan jalan

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal lapisan perkerasan jalan } h &= 0,05 \text{ m} \\
 \text{Lebar lapisan perkerasan jalan } b &= 7 \text{ m} \\
 \text{Panjang } l &= 40 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis aspal } \gamma_a &= 22 \text{ kN/m}^3 \\
 P_{MA} \text{ lapisan perkerasan} &= \gamma_a \times b \times h \times l \\
 &= 22 \times 7 \times 0,05 \times 40 \\
 &= 308 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Air hujan

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal genangan air hujan } h &= 0,05 \text{ m} \\
 \text{Lebar } b &= 7 \text{ m} \\
 \text{Panjang } l &= 40 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis air } \gamma_a &= 10 \text{ kN/m}^3 \\
 P_{MA} \text{ air hujan} &= \gamma_a \times b \times h \times l \\
 &= 10 \times 7 \times 0,05 \times 40 \\
 &= 140 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4) Railing

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri profil } q &= 0,0498 \text{ kN/m} \\
 \text{Panjang } l &= 40 \text{ m} \\
 \text{Jumlah } n &= 4 \\
 P_{MA} \text{ railing} &= q \times l \times n \\
 &= 0,0498 \times 40 \times 4 \\
 &= 7,968 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5) Berat total

Berat keseluruhan dari beban mati tambahan dihitung sebagai berikut ini.

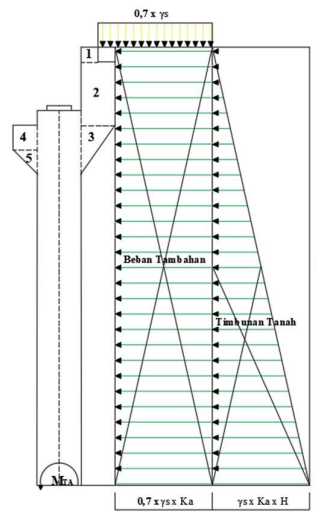
$$\begin{aligned}
 P_{MA} \text{ total} &= P_{MA} \text{ trotoar} + P_{MA} \text{ lapisan perkerasan} + P_{MA} \text{ air hujan} + P_{MA} \text{ railing} \\
 &= 480 + 308 + 140 + 7,968 \\
 &= 935,968 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena pada jembatan memiliki 2 *abutment* maka berat mati tambahan struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} P_{MA} \text{ Struktur atas} &= \frac{1}{2} \times 935,968 \text{ kN} \\ &= 467,984 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Tekanan tanah (TA)

Berpedoman dalam SNI 1725:2016, tanah yang berada di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati lalu lintas yang dapat dilihat pada Gambar 5.87 berikut ini.



Gambar 5. 86 Diagram Tekanan Tanah Aktif

Tanah timbunan yang digunakan pada ujung jembatan diasumsikan sama seperti tanah pada lapisan pertama yang memiliki data seperti berikut ini.

$$\begin{aligned} \text{Tinggi Timbunan} &= 8,75 \text{ m} \\ \text{Lebar timbunan tanah} &= 9,5 \text{ m} \\ \text{Berat volume tanah} &= 16,17 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Sudut geser dalam} &= 15^\circ \\ \text{Koheesi} &= 23,53 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Sudut geser antara tanah timbunan dan dinding *abutment*

$$\delta = 26^\circ$$

Sudut pada tanah timbunan terhadap garis horizontal

$$\beta = 0^\circ$$

Sudut pada dinding *abutment* terhadap garis horizontal

$$\theta = 90^\circ$$

Faktor pengurangan kekuatan

$$K_\phi^R = 0,7$$

Sudut geser efektif tanah

$$\begin{aligned}\Phi'_f &= \tan^{-1}(K_\phi^R \times \tan(\phi)) \\ &= \tan^{-1}(0,7 \times \tan(15)) \\ &= 10,623^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Gamma &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi'_f + \delta) \times \sin(\Phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \times \sin(\theta + \beta)}} \\ &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(10,623 + 26) \times \sin(10,623 - 0)}{\sin(90 - 26) \times \sin(90 + 0)}} \\ &= 1,35\end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}K_a &= \frac{\sin^2(\theta + \Phi'_f)}{\Gamma[\sin^2(\theta) \times \sin(\theta - \delta)]} \\ &= \frac{\sin^2(90 + 10,623)}{1,350 \times [\sin^2(90) \times \sin(90 - 26)]} \\ &= 0,796\end{aligned}$$

Berikut ini merupakan perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif

1) Tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$$\begin{aligned}TA1 &= 0,7 \times \gamma_s \times K_a \times H \times B_y \\ &= 0,7 \times 16,17 \times 0,796 \times 8,75 \times 9,5 \\ &= 749,196 \text{ kN}\end{aligned}$$

2) Tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\begin{aligned}TA2 &= 0,5 \times \gamma_s \times K_a \times H^2 \times B_y \\ &= 0,5 \times 16,17 \times 0,796 \times 8,75^2 \times 9,5 \\ &= 4682,474 \text{ kN}\end{aligned}$$

Rekapitulasi dari gaya horizontal dan momen akibat tekanan tanah aktif pada *breast wall* dapat dilihat pada Tabel 5.23 berikut ini.

Tabel 5. 24 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif pada *Breast wall*

Gaya tekanan Tanah aktif	PTA	Lengan	Momen
	kN	m	kNm
Akibat beban tambahan	-749,196	4,4	-3277,732
Akibat timbunan	-4682,474	2,9	-13657,217
Jumlah	-5431,670		-16934,949

d. Beban lajur (TD)

1) Beban terbagi rata (BTR)

$$\text{Panjang jembatan} \quad L = 40 \text{ m}$$

$$\text{Lebar lajur kendaraan} \quad b = 7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{BTR} &= 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \\ &= 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{40} \right) \\ &= 7,875 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{BTR}} &= \text{BTR} \times b \times L \\ &= 7,875 \times 7 \times 40 \\ &= 2205 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Beban garis terpusat (BGT)

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

$$\text{Faktor beban dinamis} = 40\%$$

$$\text{Lebar lajur kendaraan} \quad b = 7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{BGT}} &= \text{BGT} \times (100\% + \text{FBD}) \times b \\ &= 49 \times (100\% + 40\%) \times 7 \\ &= 480,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Berat total

Berat total yang terjadi pada beban lajur dapat dilihat di bawah ini

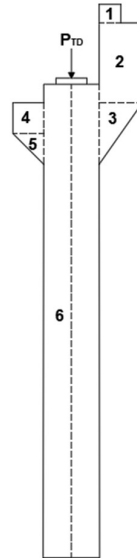
$$\begin{aligned} P_{\text{TD struktur atas}} &= P_{\text{BTR}} + P_{\text{BGT}} \\ &= 2205 + 480,2 \\ &= 2685,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena pada jembatan memiliki 2 *abutment* maka beban lajur dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini

$$\frac{1}{2} P_{\text{TD struktur atas}} = \frac{1}{2} \times 2685,2$$

$$= 1342,6 \text{ kN}$$

Beban lajur yang disalurkan pada *breast wall* tepat pada titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.



Gambar 5. 87 Beban Lajur "D"

- e. Beban pejalan kaki (TP)

Perhitungan beban pejalan kaki dapat dilihat di bawah ini

Panjang jembatan $L = 40 \text{ m}$

Lebar trotoar $b = 1 \text{ m}$

Jumlah trotoar $n = 2$

Intensitas beban pejalan kaki $= 5 \text{ kN/m}^2$

$P_{TP} = \text{intensitas pejalan kaki} \times L \times b \times n$

$$= 5 \times 40 \times 1 \times 2$$

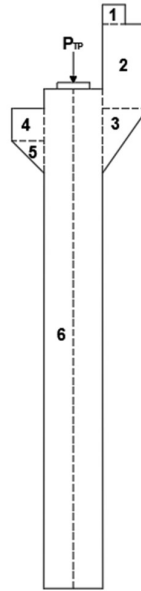
$$= 400 \text{ kN}$$

Karena pada jembatan memiliki 2 *abutment* maka beban pejalan kaki dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini

$$\frac{1}{2} P_{TP \text{ struktur atas}} = \frac{1}{2} \times 400$$

$$= 200 \text{ kN}$$

Beban pejalan kaki yang disalurkan pada *breast wall* tepat pada titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen yang dapat dilihat pada Gambar 5.89.



Gambar 5. 88 Beban Pejalan Kaki

f. Beban Rem (TB)

Beban rem yang akan digunakan adalah yang terbesar di antara berikut ini.

1) Beban rem 1

$$\text{Beban gandar truk} = 225 \text{ kN}$$

$$\text{Beban rem 1} = 25 \% \times \text{beban gandar truk}$$

$$= 25 \% \times 225$$

$$= 56,25 \text{ kN}$$

2) Beban rem 2

$$\text{Beban truk rencana} \quad TT = 500 \text{ kN}$$

$$\text{Beban terbagi rata} \quad BTR = 7,875 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Lebar jalur} \quad b = 7 \text{ m}$$

$$\text{Panjang bentang jembatan} \quad L = 40 \text{ m}$$

$$\text{Beban rem 2} = 5\% \times (TT + (BTR \times b \times L))$$

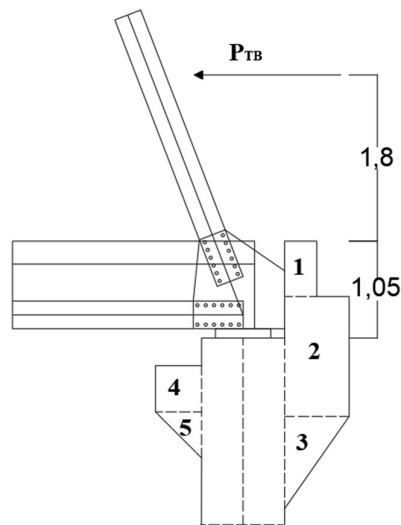
$$= 5\% \times (500 + (7,875 \times 7 \times 40))$$

$$= 135,25 \text{ kN}$$

Dari kedua beban rem di atas maka di ambil 135,25 kN karena lebih besar dari 56,25 kN. Kemudian beban rem tersebut di tempatkan pada lajur yang dilewati oleh kendaraan dengan arah yang sama. Gaya rem di asumsikan memiliki ketinggian 1800 mm di atas permukaan jalan yang bekerja secara horizontal. Karena pada jembatan memiliki 2 *abutment* maka beban rem dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} P_{TB} \text{ struktur atas} &= \frac{1}{2} \times -135,25 \text{ kN} \\ &= -67,625 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena beban rem tidak berada pada tumpuan maka terdapat lengan terhadap titik tumpu *breast wall* sehingga terjadi momen.



Gambar 5. 89 Beban Rem

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap titik tumpuan } breast \text{ wall } L_{TB} &= 1,8 + 1,05 + 7,7 \\ &= 10,55 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat beban rem } M_{TB} &= P_{TB} \times L_{TB} \\ &= -67,625 \times 10,55 \\ &= -713,444 \text{ kNm} \end{aligned}$$

g. Beban angin struktur (EWs)

Dari perhitungan beban pada struktur atas, didapatkan nilai beban angin struktur seperti berikut ini.

$$\begin{aligned} P_{EWs} &= P_{tekan} + P_{hisap} \\ &= 20,6 + 10,3 \\ &= 30,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena pada jembatan memiliki 2 *abutment* maka beban struktur angin dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} P_{EWs} &= \frac{1}{2} \times 30,9 \\ &= 15,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap titik berat *breast wall*

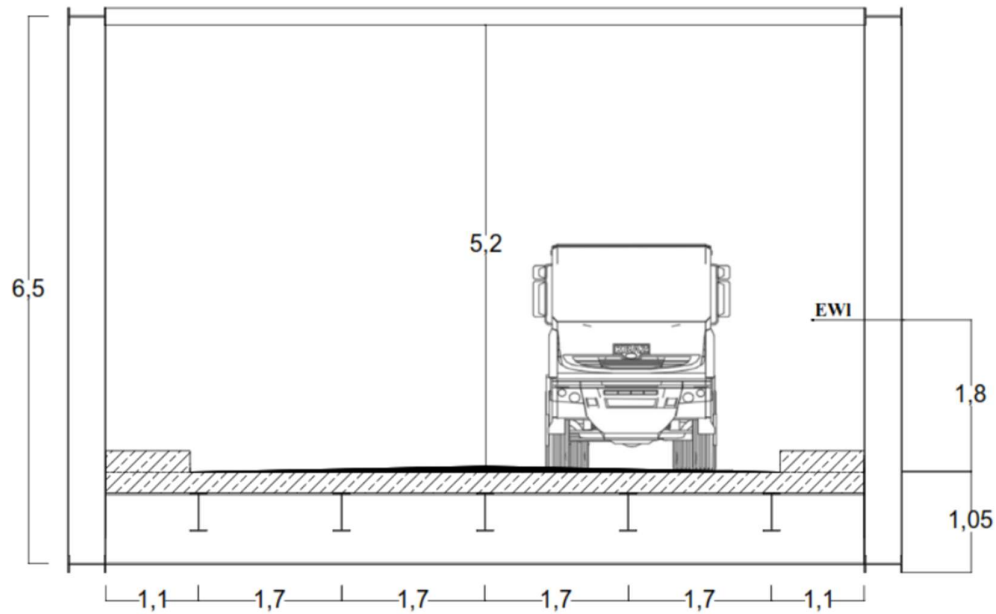
$$\begin{aligned} L_{EWs} &= \frac{1}{2} \times H \text{ rangka} + 7,7 \\ &= \frac{1}{2} \times 6,5 + 7,7 \\ &= 10,95 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat beban angin struktur pada *breast wall*

$$\begin{aligned} M_{EWs} &= P_{EWs} \times L_{EWs} \\ &= 15,45 \times 10,95 \\ &= 169,177 \text{ kNm} \end{aligned}$$

h. Beban angin kendaraan (EWI)

Beban angin juga di sebabkan oleh kendaraan yang melintas. Tekanan tersebut diasumsikan sebagai tekanan menerus yang memiliki beban 1,46 N/mm secara tagak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan yang memiliki jarak antara roda sebesar 1,75 m seperti pada Gambar 5.91 berikut ini



Gambar 5. 90 Beban Angin Kendaraan pada *Breast wall*

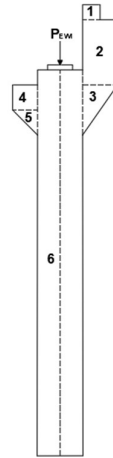
Perhitungan yang digunakan dapat dilihat di bawah ini.

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang jembatan } L &= 40 \text{ m} \\
 P_{EWI} &= \frac{h \times L}{x} \times TEW \\
 &= \frac{(1,8 + 1,05) \times 40}{1,75} \times 1,46 \\
 &= 95,108 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena pada jembatan memiliki 2 *abutment* maka beban struktur angin kendaraan dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2} P_{EWI} &= \frac{1}{2} \times 95,108 \text{ kN} \\
 &= 47,54 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Penyaluran beban angin kendaraan pada *breast wall* tetap di titik tumpuannya sehingga tidak ada momen yang bekerja.



Gambar 5. 91 Beban Angin Kendaraan pada *Breast wall*

i. Beban gempa lateral (EQ)

Berdasarkan perhitungan struktur atas jembatan, didapatkan data sebagai berikut ini.

$$PGA = 0,372 \text{ g}$$

$$S_s = 0,837 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,318 \text{ g}$$

$$F_{PGA} = 0,984$$

$$F_a = 1,096$$

$$F_v = 2,728$$

$$A_s = 0,366 \text{ g}$$

$$SD_s = 0,917 \text{ g}$$

$$SD_1 = 0,868 \text{ g}$$

$$T_s = 0,946$$

$$T_0 = 0,189$$

1) Berat struktur atas

$$W = 1189,354 \text{ kN}$$

$$\text{Mutu beton } F'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas beton } E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c}$$

$$= 4700 \times \sqrt{30}$$

$$= 25742,9602 \text{ MPa}$$

$$= 25742960,2 \text{ kN/m}^2$$

Lebar *abutment* $B_y = 9,5 \text{ m}$

Panjang *breast wall* $b_2 = 1 \text{ m}$

Tinggi *breast wall* $L = 7,7 \text{ m}$

a) Kekakuan struktur arah X

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia } I &= \frac{1}{12} \times B_y \times b_2^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 9,5 \times 1^3 \\ &= 0,792 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan struktur } K_p &= 3 \times \frac{E \times I}{L^3} \\ &= 3 \times \frac{25742960,2 \times 0,792}{7,7^3} \\ &= 133921,382 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Kekakuan struktur arah Y

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia } I &= \frac{1}{12} \times b_2 \times B_y^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 0,9 \times 1^3 \\ &= 71,448 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan struktur } K_p &= 3 \times \frac{E \times I}{L^3} \\ &= 3 \times \frac{25742960,2 \times 71,448}{7,7^3} \\ &= 12086404,764 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Periode getaran struktur (T)

a) Periode struktur arah X

$$\begin{aligned} T &= 2\pi \times \sqrt{\frac{W_t}{g \times K_p}} \\ &= 2\pi \times \sqrt{\frac{1189,354}{9,81 \times 133921,382}} \\ &= 0,189 \text{ detik} \end{aligned}$$

b) Periode struktur arah Y

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{W_t}{g \times K_p}}$$

$$= 2\pi \times \sqrt{\frac{1189,354}{9,81 \times 12086404,764}}$$

$$= 0,020 \text{ detik}$$

3) Menentukan koefisien respons elastic (Csm)

a) Penentuan Csm arah X

$$T = 0,189 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{SD_1}{SD_s}$$

$$= \frac{0,868}{0,917}$$

$$= 0,946 \text{ detik}$$

$$T_0 = 0,2 \times T_s$$

$$= 0,2 \times 0,917$$

$$= 0,189 \text{ detik}$$

Karena $T_0 < T < T_s$, maka nilai Csm sama dengan nilai SD1

$$C_{sm} = 0,868 \text{ detik}$$

b) Penentuan Csm arah Y

$$T = 0,021 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{SD_1}{SD_s}$$

$$= \frac{0,868}{0,917}$$

$$= 0,946 \text{ detik}$$

$$T_0 = 0,2 \times T_s$$

$$= 0,2 \times 0,946$$

$$= 0,189 \text{ detik}$$

Karena $T < T_0$, maka nilai Csm sama dicari menggunakan persamaan berikut ini.

$$C_{sm} = (SD_s - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s$$

$$= (0,946 - 0,366) \frac{0,020}{0,189} + 0,366$$

$$= 0,424 \text{ detik}$$

4) Gaya gempa rencana

a) Gaya gempa arah X

$$\begin{aligned} EQ_x &= \frac{Csm}{R} \times W \\ &= \frac{0,868}{2} \times 1189,354 \\ &= 515,884 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Gaya gempa arah Y

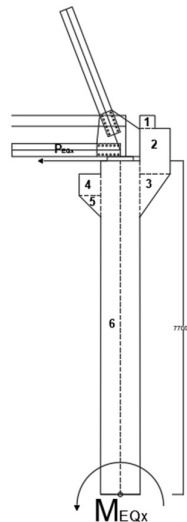
$$\begin{aligned} EQ_y &= \frac{Csm}{R} \times W \\ &= \frac{0,424}{2} \times 1189,354 \\ &= 252,142 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya gempa statis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasikan dengan 2 tinjauan yaitu 100%EQx + 30%EQy dan 100%EQy + 30%EQx. Sehingga perlu di cari nilai dari 30%EQ seperti berikut ini.

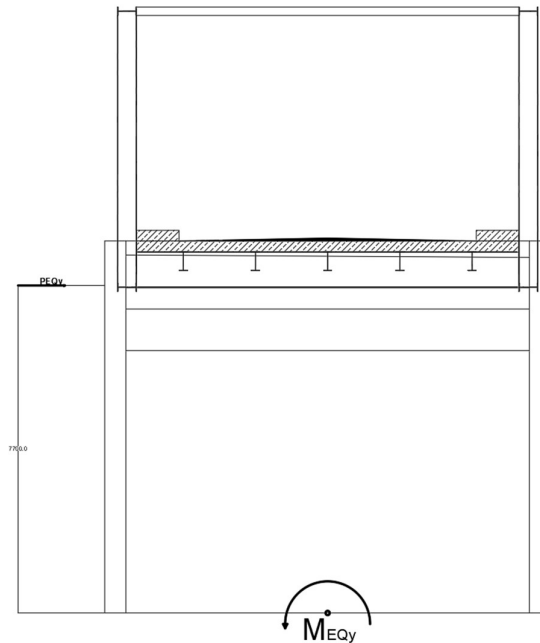
$$\begin{aligned} 30\%EQ_x &= 30\% \times 515,884 \\ &= 154,765 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 30\%EQ_y &= 30\% \times 252,142 \\ &= 75,642 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berikut ini adalah penyaluran beban gempa pada *breast wall* yang dapat dilihat pada Gambar 5.93 dan Gambar 5.94 berikut ini.



Gambar 5. 92 Beban Gempa Arah X terhadap Brest wall



Gambar 5. 93 Beban Gempa Arah Y terhadap Brest wall

Berikut adalah momen perhitungan akibat beban gempa pada *breast wall* yang dapat dilihat pada Tabel 5.24 berikut ini.

Tabel 5. 25 Rekapitulasi Gaya dan Momen Beban Gempa Pada *Breast wall*

Beban	P_{EQX}	P_{EQY}	Lengan	M_{EQX}	M_{EQY}
Beban arah X	515,885	75,643	7,7	3972,314	582,448
Beban arah Y	154,765	252,142	7,7	1191,694	1941,495

j. Beban terhadap gesekan perletakan (BF)

1) Kekakuan geser perletakan (K)

Dimensi elastomer = 600 x 600 mm

Tebal pelat baja = 5 mm

Tebal lapisan karet = 15 mm

Jumlah lapisan karet = 6

Ketebalan elastomer = (2x5) + (6x15)
= 100 mm

Kekakuan geser tiap lapisan = $18,5 \times 10^3$ kN/m

Kekakuan geser keseluruhan = $6 \times 18,5 \times 10^3$

$$= 111000 \text{ kN/m}$$

2) Pemuaian jembatan akibat temperature (ΔT)

Panjang bentang jembatan $L = 40 \text{ m}$

Tipe bangunan atas = Lantai beton diatas gelagar, rangka baja

Temperatur minimum $T_{\min} = 15^\circ\text{C}$

Temperatur maksimum $T_{\max} = 40^\circ\text{C}$

Koefisien perpanjangan $\alpha = 11 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$

Pemuaian $\Delta T = \alpha \times L \times (T_{\max} - T_{\min})$
 $= 11 \times 10^{-6} \times 40 \times (40 - 15)$
 $= 0,011 \text{ m}$

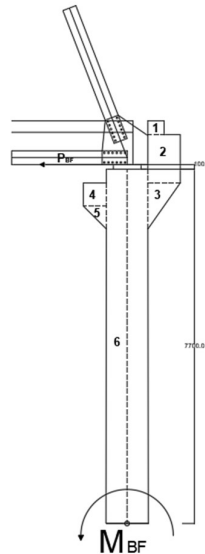
3) Beban gesekan pada perletakan (T_{BF})

$$T_{BF} = K \times \Delta T$$

$$= 111000 \times 0,011$$

$$= 1221 \text{ kN}$$

Berikut ini penyaluran beban geser perletakan pada *breast wall* yang dapat dilihat pada Gambar 5.95 berikut ini.



Gambar 5. 94 Beban Gesekan Perletakan pada *Breast wall*

Lengan terhadap titik tumpu $L_{BF} = 0,1 + 7,7$

$$= 7,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen gesekan perletakan } M_{BF} &= T_{BF} + L_{BF} \\ &= -1221 \times 7,6 \\ &= -9523,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

k. Rekapitulasi pembebanan

Hasil dari pembebanan yang telah di lakukan di atas kemudian di rekap dan dapat dilihat pada Tabel 5.25 berikut ini.

Tabel 5. 26 Rekapitulasi Pembebanan Pada *Breast wall*

No	Jenis beban	kode	vertikal	horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
A	Beban Mati						
1	Beban mati sendiri	MS	3400,654			213,276	
2	Beban mati tambhan	MA	467,984				
3	tekanan tanah aktif	TA		-4141,941		-6545,361	
B	Beban Lalulintas						
1	Beban lajur	TD	1342,6				
2	Beban pejalan kaki	TP	200				
3	beban rem	TB		-67,625		-713,44375	
C	Beban lingkungan						
1	beban angin struktur	EWS			15,45		169,17 75
2	beban angin kendaraan	EW L	47,55428 571				
3	beban gempa x	EQX		515,885	75,643	3972,314	582,44 8
4	beban gempa y	EQY		154,765	252,14 2	1191,694	1941,4 95
D	Beban aksi lainnya						
1	Beban geser perletakan	BF			1221		-9523,8

l. Kombinasi pembebanan

Pembebanan yang digunakan kemudian dikombinasikan yang di gunakan pada *breast wall* dapat dilihat pada Tabal 5.26 berikut ini.

Tabel 5. 27 Kombinasi Beban Pada *Breast wall*

Kombinasi	MS	TD	Ews	Ewl	BF	EQ
	MA	TB				
	TA	TP				
Kuat I		1,8			1	
Kuat II		1,4			1	
Kuat III			1,4		1	
kuat IV					1	
Kuat V			0,4	1	1	
Ekstrim I					1	1

Nilai faktor beban dapat dilihat pada Tabel 5.27 berikut ini.

Tabel 5. 28 Faktor Beban pada Keadaan Batas

Keadaan Batas	MS	MA	TA	EQ
Keadaan batas ultimate	1,3	2	1,25	0,3
keadaan batas layan	1	1	1	

Dari kedua table tersebut dihasilkan kombinasi beban seperti berikut ini.

$$\text{Kuat I} = 1,3\text{MS}+2\text{MA}+1,25\text{TA}+1,8\text{TD}+1,8\text{TP}+\text{BF}$$

$$\text{Kuat II} = 1,3\text{MS}+2\text{MA}+1,25\text{TA}+1,4\text{TD}+1,4\text{TP}+\text{BF}$$

$$\text{Kuat III} = 1,3\text{MS}+2\text{MA}+1,25\text{TA}+1,4\text{EWs}+\text{BF}$$

$$\text{Kuat IV} = 1,3\text{MS}+2\text{MA}+1,25\text{TA}+\text{BF}$$

$$\text{Kuat V} = 1,3\text{MS}+2\text{MA}+1,25\text{TA}+0,4\text{EWs}+\text{EWl}+\text{BF}$$

$$\text{Ekstrim I EQx} = 1,3\text{MS}+2\text{MA}+1,25\text{TA}+0,3\text{TD}+0,3\text{TP}+\text{BF}+\text{EQx}$$

$$\text{Ekstrim I EQy} = 1,3\text{MS}+2\text{MA}+1,25\text{TA}+0,3\text{TD}+0,3\text{TP}+\text{BF}+\text{EQy}$$

Berikut ini adalah perhitungan masing masing kombinasi pembebanan pada *breast wall*.

Tabel 5. 29 Kombinasi Beban Kuat I pada *Breast wall*

Jenis beban	kode	Faktor	vertikal	horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban Mati Sendiri	MS	1,3	4673,103143	0	0	295,1949	0
Beban Mati Tambahan	MA	2	935,968	0	0	0	0
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,25	0	-6789,58794	0	-21168,68654	0
Beban Lajur	TD	1,8	2416,68	0	0	0	0
Beban Pejalan Kaki	TP	1,8	360	0	0	0	0
Beban Rem	TB	1,8	0	-121,725	0	-1284,19875	0
Beban Geser Perletakan	BF	1	0	0	1221	0	-9523,8
JUMLAH			8385,751143	-6911,31294	1221	-22157,69039	-9523,8

Tabel 5. 30 Kombinasi Beban Kuat II pada *Breast wall*

Jenis beban	kode	Faktor	vertikal	horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban Mati Sendiri	MS	1,3	4673,103143	0	0	295,1949	0
Beban Mati Tambahan	MA	2	935,968	0	0	0	0
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,25	0	-6789,58794	0	-21168,68654	0
Beban Lajur	TD	1,4	1879,64	0	0	0	0
Beban Pejalan Kaki	TP	1,4	280	0	0	0	0
Beban Rem	TB	1,4	0	-94,675	0	-998,82125	0
Beban Geser Perletakan	BF	1	0	0	1221	0	-9523,8
JUMLAH			7768,711143	-6884,26294	1221	-21872,31289	-9523,8

Tabel 5. 31 Kombinasi Beban Kuat III pada *Breast wall*

Jenis beban	kode	Faktor	vertikal	horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban Mati Sendiri	MS	1,3	4673,103143	0	0	295,1949	0
Beban Mati Tambahan	MA	2	935,968	0	0	0	0
Tekanan Tanah Aktif	TA	1,25	0	6789,58794	0	21168,68654	0
Beban Angin Struktur	Ews	1,4	0	0	21,63	0	236,8485
Beban Geser Perletakan	BF	1	0	0	1221	0	-9523,8
JUMLAH			5609,071143	-6789,5879	1242,63	-20873,4916	-9286,952

Tabel 5. 32 Kombinasi Beban Kuat IV pada *Breast wall*

Jenis beban	kode	Faktor	vertikal	horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	MS	1,3	4673,10314 3	0	0	295,1949	0
Beban mati tambhan	MA	2	935,968	0	0	0	0
tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	- 6789,5879 4	0	- 21168,68 654	0
Beban geser perletakan	BF	1	0	0	1221	0	-9523,8
JUMLAH			5609,07114	-6789,587	1221	-20873,49	-9523,8

Tabel 5. 33 Kombinasi Beban Kuat V pada *Breast wall*

Jenis beban	kode	Faktor	vertikal	horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	MS	1,3	4673,103143	0	0	295,1949	0
Beban mati tambhan	MA	2	935,968	0	0	0	0
tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	-6789,58794	0	-21168,68654	0
beban angin struktur	Ews	0,4	0	0	6,18	0	67,671
beban angin kendaraan	Ewl	1	47,55428571	0	0	0	0
Beban geser perletakan	BF	1	0	0	1221	0	-9523,8
JUMLAH			5656,625429	-6789,58794	1227,18	-20873,49164	-9456,129

Tabel 5. 34 Kombinasi Beban Ekstrim I EQx pada *Breast wall*

Jenis beban	kode	Faktor	vertikal	horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	MS	1,3	4673,10314 3	0	0	295,1949	0
Beban mati tambhan	MA	2	935,968	0	0	0	0
tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	- 6789,5879 4	0	- 21168,68 654	0
Beban lajur	TD	0,3	402,78	0	0	0	0
Beban pejalan kaki	TP	0,3	60	0	0	0	0
beban rem	TB	0,3	0	-20,2875	0	-214,033	0
beban gempa x	Eqx	1	0	515,8849	75,642	3972,314	582,4485
Beban geser perletakan	BF	1	0	0	1221	0	-9523,8
JUMLAH			6071,85114 3	-6293,99	1296,6 42	- 17115,21	- 8941,352

Tabel 5. 35 Kombinasi Beban Ekstrim I EQy pada *Breast wall*

Jenis beban	kode	Faktor	vertikal	horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	MS	1,3	4673,1031 43	0	0	295,1949	0
Beban mati tambahan	MA	2	935,968	0	0	0	0
tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	- 6789,5879 4	0	- 21168,6865 4	0
Beban lajur	TD	0,3	402,78	0	0	0	0
Beban pejalan kaki	TP	0,3	60	0	0	0	0
beban rem	TB	0,3	0	-20,2875	0	214,033125	0
beban gempa y	EQ Y	1	0	154,76549 73	252,14220 13	1191,69432 9	1941,49 5
Beban geser perletakan	BF	1	0	0	1221	0	-9523,8
JUMLAH			6071,8511 43	- 6655,1099 4	1473,1422 01	- 19895,8304 4	- 7582,30 5

Tabel 5. 36 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Breast wall*

Kombinasi	Vertikal	horizontal		momen	
	P	Px	Py	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	8385,75114	6911,31294	22157,69039	798,64297	658,22028
Kuat II	7768,71114	6884,26294	21872,31289	739,87725	655,64409
Kuat III	5609,07114	6789,58794	20873,49164	534,19725	646,62742
kuat IV	5609,07114	6789,58794	20873,49164	534,19725	646,62742
Kuat V	5656,62543	6789,58794	20873,49164	538,72623	646,62742
Ekstrim I Eqx	6071,85114	6293,99045	17115,21034	578,27154	599,42766
Ekstrim I Eqy	6071,85114	6655,10994	19895,83044	578,27154	633,81999
Nilai Tebesar	8385,75114	6911,31294	22157,69039	798,64297	658,22028

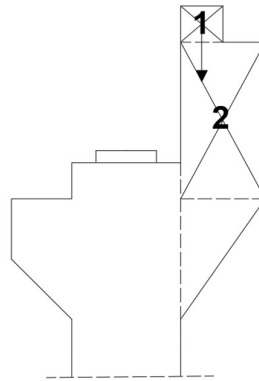
3. Pembebanan pada *Back wall*

Dalam mencari gaya-gaya yang bekerja pada *back wall*, perlu untuk mencari analisis beban. Untuk mencari analisis beban pada *back wall* dibagi menjadi 2 bagian yaitu.

a. *Back wall* atas

1) Berat mati sendiri (MS)

Bentuk *back wall* atas dapat dilihat pada Gambar 5.96 berikut ini.



Gambar 5. 95 Berat Mati Sendiri *Back wall* Atas

Gaya akibat berat mati sendiri pada *back wall* dapat dihitung seperti berikut ini.

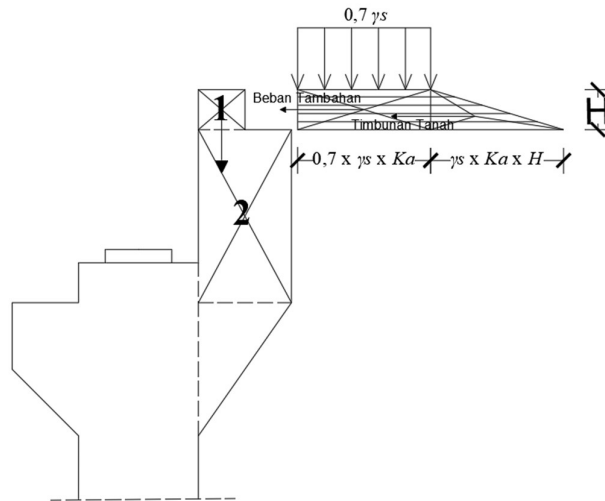
Lebar	b	$= 0,35 \text{ m}$
Tinggi	h	$= 0,6 \text{ m}$
Panjang	l	$= 10,5 \text{ m}$
Berat volume	γb	$= 24 \text{ kN/m}^3$
Berat mati sendiri 1	$MS1$	$= b \times h \times l \times \gamma b$
		$= 0,35 \times 0,6 \times 10,5 \times 24$
		$= 52,92 \text{ kN}$

Karena pusat massa *back wall* berada di atas titik tumpuannya maka tidak terdapat momen.

2) Tekanan tanah aktif (TA)

Berpedoman dalam SNI 1725:2016, tanah yang berada di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan setebal 0,7 m

yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati lalulintas yang dapat dilihat pada Gambar 5.97 berikut ini.



Gambar 5. 96 Diagram Tekanan Tanah Aktif *Back wall* Atas

Tanah timbunan yang digunakan pada ujung jembatan diasumsikan sama seperti tanah pada lapisan pertama yang memiliki data seperti berikut ini.

$$\text{Tinggi Timbunan} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar timbunan tanah} = 9,5 \text{ m}$$

$$\text{Berat volume tanah} = 16,17 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut geser dalam} = 15^\circ$$

$$\text{Kohesi} = 23,53 \text{ kN/m}^2$$

Sudut geser antara tanah timbunana dan dinding *abutment*

$$\delta = 26^\circ$$

Sudut pada tanah timbunan terhadap garis horizontal

$$\beta = 0^\circ$$

Sudut pada dinding *abutment* terhadap garis horizontal

$$\theta = 90^\circ$$

Faktor pengurangan kekuatan

$$K_\phi^R = 0,7$$

Sudut geser efektif tanah

$$\begin{aligned}\Phi'_f &= \tan^{-1}(K_\phi^R \times \tan(\phi)) \\ &= \tan^{-1}(0,7 \times \tan(15)) \\ &= 10,623^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Gamma &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi'_f + \delta) \times \sin(\Phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \times \sin(\theta + \beta)}} \\ &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(10,623 + 26) \times \sin(10,623 - 0)}{\sin(90 - 26) \times \sin(90 + 0)}} \\ &= 1,35\end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}K_a &= \frac{\sin^2(\theta + \Phi'_f)}{\Gamma[\sin^2(\theta) \times \sin(\theta - \delta)]} \\ &= \frac{\sin^2(90 + 10,623)}{1,350 \times [\sin^2(90) \times \sin(90 - 26)]} \\ &= 0,796\end{aligned}$$

Berikut ini merupakan perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif

a) Tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$$\begin{aligned}TA1 &= 0,7 \times \gamma_s \times K_a \times H \times B_y \\ &= 0,7 \times 16,17 \times 0,796 \times 0,6 \times 9,5 \\ &= 51,373 \text{ kN}\end{aligned}$$

b) Tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\begin{aligned}TA2 &= 0,5 \times \gamma_s \times K_a \times H^2 \times B_y \\ &= 0,5 \times 16,17 \times 0,796 \times 0,6^2 \times 9,5 \\ &= 37,323 \text{ kN}\end{aligned}$$

3) Rekapitulasi pembebanan

Rekapitulasi dari gaya horizontal dan momen akibat tekanan tanah aktif pada *back wall* dapat dilihat pada Tabel 5.36 berikut ini.

Tabel 5. 37 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif Pada *Back wall*

Atas

Gaya tekanan Tanah aktif	PTA	Lengan	Momen
	kN	m	kNm
Akibat beban tambahan	-51,373	0,3	-15,412
Akibat timbunan	-37,323	0,2	-7,465
Jumlah	-88,696		-22,877

4) Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan yang dipakai pada *back wall* atas menggunakan kombinasi beban Kuat I. Karena hanya ada dua jenis beban yang terjadi pada *back wall*. Berikut merupakan beban kombinasi pada *back wall* atas dapat dilihat pada Tabel 5.37 berikut ini.

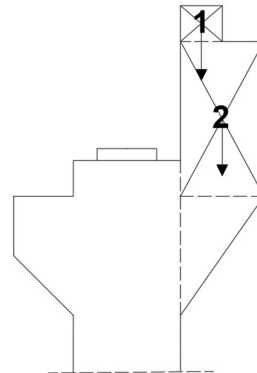
Tabel 5. 38 Rekapitulasi Pembebanan Kombinasi pada *Back wall* Atas

No	Jenis beban	kode	Faktor	vertikal	horizontal	Momen		
				P	Px	Py	Mx	My
Satuan				kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban Mati Sendiri	MS	1,3	68,796	0	0	0	0
2	Tekanan Tanah Aktif	TA	1,25	0	110,87	0	28,59574	0
JUMLAH				68,796	110,87	0	28,59574	0

c) *Back wall* bawah

1) Berat mati sendiri (MS)

Bentuk *back wall* atas dapat dilihat pada Gambar 5.98 berikut ini.



Gambar 5. 97 Berat Mati Sendiri *Back wall* Bawah

Gaya akibat berat mati sendiri pada *back wall* dapat dihitung seperti berikut ini.

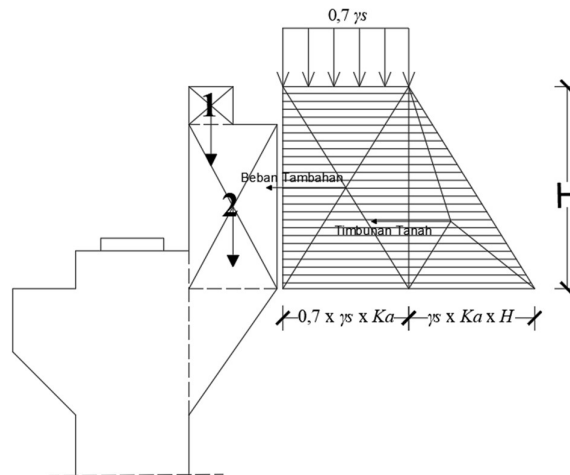
Tabel 5. 39 Perhitungan Gaya dan Momen Berat Mati Sendiri pada *Back wall* Bawah

no	b	h	bentuk	panjang	berat volume	berat	lengan	arah momen	momen
satuan	m	m		m	kN/m ³	kN	m		kNm
1	0,35	0,6	1	10,5	24	52,92	0,175	-1	-9,261
2	0,7	1,3	1	10,5	24	229,32	0,000	1	0
JUMLAH						282,24			-9,261

Karena pusat massa *back wall* berada di atas titik tumpuannya maka tidak terdapat momen.

2) Tekanan tanah aktif (TA)

Berpedoman dalam SNI 1725:2016, tanah yang berada di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati lalu lintas yang dapat dilihat pada Gambar 5.99 berikut ini.



Gambar 5. 98 Diagram Tekanan Tanah Aktif *Back wall* Bawah

Tanah timbunan yang digunakan pada ujung jembatan diasumsikan sama seperti tanah pada lapisan pertama yang memiliki data seperti berikut ini.

$$\text{Tinggi Timbunan} = 1,9 \text{ m}$$

$$\text{Lebar timbunan tanah} = 9,5 \text{ m}$$

$$\text{Berat volume tanah} = 16,17 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut geser dalam} = 15^\circ$$

$$\text{Kohesi} = 23,53 \text{ kN/m}^2$$

Sudut geser antara tanah timbunan dan dinding *abutment*

$$\delta = 26^\circ$$

Sudut pada tanah timbunan terhadap garis horizontal

$$\beta = 0^\circ$$

Sudut pada dinding *abutment* terhadap garis horizontal

$$\theta = 90^\circ$$

Faktor pengurangan kekuatan

$$K_\phi^R = 0,7$$

Sudut geser efektif tanah

$$\begin{aligned} \Phi'_f &= \tan^{-1}(K_\phi^R \times \tan(\phi)) \\ &= \tan^{-1}(0,7 \times \tan(15)) \\ &= 10,623^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Gamma &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi'_f + \delta) \times \sin(\Phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \times \sin(\theta + \beta)}} \\ &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(10,623 + 26) \times \sin(10,623 - 0)}{\sin(90 - 26) \times \sin(90 + 0)}} \\ &= 1,35 \end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{\sin^2(\theta + \Phi'_f)}{\Gamma[\sin^2(\theta) \times \sin(\theta - \delta)]} \\ &= \frac{\sin^2(90 + 10,623)}{1,350 \times [\sin^2(90) \times \sin(90 - 26)]} \\ &= 0,796 \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif

a) Tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$$\begin{aligned} \text{TA1} &= 0,7 \times \gamma_s \times K_a \times H \times B_y \\ &= 0,7 \times 16,17 \times 0,796 \times 1,9 \times 9,5 \\ &= 162,683 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\text{TA2} = 0,5 \times \gamma_s \times K_a \times H^2 \times B_y$$

$$= 0,5 \times 16,17 \times 0,796 \times 1,9^2 \times 9,5$$

$$= 374,265 \text{ kN}$$

3) Rekapitulasi pembebanan

Rekapitulasi dari gaya horizontal dan momen akibat tekanan tanah aktif pada *back wall* dapat dilihat pada Tabel 5.39 berikut ini.

Tabel 5. 40 Rekapitulasi Pembebanan pada *Back wall* Bawah

No	Jenis beban	kode	vertikal	horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
A	Beban Mati						
1	Beban mati sendiri	MS	282,24	0	0	0	0
2	tekanan tanah aktif	TA	0	-383,466	0	-294,378	0
Jumlah			282,24	-383,4659886	0	-294,377931	0

4) Kombinasi pembebanan

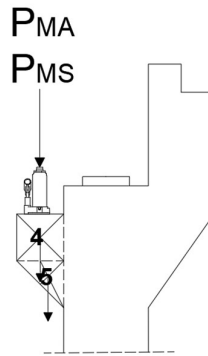
Kombinasi pembebanan yang dipakai pada *back wall* atas menggunakan kombinasi beban Kuat I. Karena hanya ada dua jenis beban yang terjadi pada *back wall*. Berikut merupakan beban kombinasi pada *back wall* atas dapat dilihat pada Tabel 5.40 berikut ini.

Tabel 5. 41 Rekapitulasi Pembebanan Kombinasi pada *Back wall* Bawah

No	Jenis beban	kode	Faktor	vertikal	horizontal		Momen	
				P	Px	Py	Mx	My
Satuan				kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati sendiri	MS	1,3	366,912	0	0	0	0
2	tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	-479,3	0	-367,972	0
JUMLAH				366,912	-479,3	0	-367,972	0

4. Pembebanan pada *Corbel*

Corbel pada jembatan berfungsi sebagai dudukan *hydraulic jack* pada saat proses *erection*, pemasangan *elastomer*, dan penggantian *elastomer*. Karena itu *corbel* harus mampu menahan berat mati sendiri serta beban mati tambahan berikut ini merupakan penyaluran beban yang terjadi pada *corbel* dapat dilihat pada Gambar 5.100



Gambar 5. 99 Pembebanan Pada Corbel

a. Berat mati sendiri (MS)

Berat mati sendiri di ambil dari perhitungan sebelumnya yang diperoleh seperti berikut ini.

- 1) Reaksi berat mati sendiri struktur atas $P_{MS} = 1189,354 \text{ kN}$
- 2) Jarak dari *jack* ke titik tumpuan *corbel* $L_{MS} = -0,25 \text{ m}$
- 3) Momen berat mati sendiri struktur atas $M_{MS} = P_{MS} \times L_{MS}$
 $= 1189,354 \times -0,25$
 $= -297,3 \text{ kNm}$

Setelah itu untuk beban mati sendiri *corbel* dapat dilihat perhitungannya pada Tabel 5.41 berikut ini.

Tabel 5. 42 Perhitungan Gaya dan Momen Berat Mati Sendiri pada Corbel

no	b	h	bentuk	panjang	berat volume	berat	lengan	arah momen	momen
satuan	m	m		m	kN/m ³	kN	m		kNm
4	0,5	0,5	1	10,5	24	63	0,25	-1	-15,75
5	0,5	0,5	0,5	10,5	24	31,5	0,167	-1	-5,25
JUMLAH						94,5			-21

Dari data di atas dapat di rekap di dalam Tabel 5.42 berikut ini

Tabel 5. 43 Total Berat Mati Sendiri pada Corbel

no	Jenis berat	PMS	MMS
		kN	kNm
1	Struktur atas	1189,355	-297,339
2	<i>Breast wall</i>	94,5	-21,000
Total Berat		1283,8547	-318,3386814

b. Berat mati tambahan (MA)

Berat mati tambahan pada struktur atas diambil dari perhitungan sebelumnya seperti berikut ini

- 1) Berat mati tambahan $P_{MA} = 467,984 \text{ kN}$
- 2) Jarak dari *jack* ke titik tumpuan *corbel* $L_{MA} = -0,25 \text{ m}$
- 3) Momen berat mati sendiri struktur atas $M_{MA} = P_{MS} \times L_{MS}$
 $= 467,984 \times -0,25$
 $= -117 \text{ kNm}$

c. Berat akibat *hydraulic jack*

Pada *corbel abutment* menggunakan 6 buah *hydraulic jack* dengan kapasitas masing-masing 100 ton. Berikut ini merupakan perhitungan berat *hydraulic jack* pada *corbel*

- Berat *hydraulic jack* = 62 kg
 Jumlah *hydraulic jack* = 6 buah
 Berat akibat *hydraulic jack* $P_{jack} = 3,6456 \text{ kN}$
 Jarak dari *jack* ke titik tumpuan $L_{jack} = -0,25$
 Momen berat mati sendiri $M_{jack} = P_{jack} \times L_{jack}$
 $= 3,6456 \times -0,25$
 $= -0,9114 \text{ kNm}$

d. Rekapitulasi pembebanan

Hasil rekapan beban korbel dapat dilihat pada Tabel berikut ini

Tabel 5. 44 Rekapitulasi Pembebanan pada *Corbel*

No	Jenis beban	kode	vertikal	horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
A	Beban Mati						
1	Beban mati sendiri	MS	1283,8547			-318,338681	
2	Beban mati tambhan	MA	467,984			-116,996	
3	Hydraulic jack	MA	3,6456			-0,9114	

e. Kombinasi pembebanan

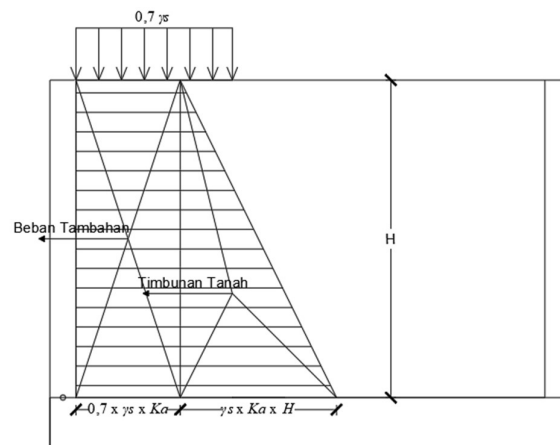
Kombinasai pembebanann yang digunakan pada *corbel* adalah Kuat I karena hanya memiliki dua jenis beban berikut ini adalah kombinasi pembebanan *corbel* dapat dilihat pada Tabel berikut ini.

Tabel 5. 45 Kombinasi Beban Kuat I pada *Corbel*

Jenis beban	kode	Faktor	vertikal	horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	MS	1,3	1669,011143	0	0	-413,84	0
Beban mati tambhan	MA	2	935,968	0	0	-233,992	0
Hydraulic jack	MA	2	7,2912	0	0	-1,8228	0
JUMLAH			2612,270343	0	0	-649,655	0

5. Pembebanan pada *Wing wall*

Pembebanan yang terjadi pada *wing wall* adalah tanah timbunan yang berada di belakang *abutment*. Berpedoman dalam SNI 1725:2016, tanah yang berada di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati lalu lintas yang dapat dilihat pada Gambar 5.101 berikut ini.



Gambar 5. 100 Diagram Tekanan Tanah Aktif pada *Wingwall*

Tanah timbunan yang digunakan pada ujung jembatan diasumsikan sama seperti tanah pada lapisan pertama yang memiliki data seperti berikut ini.

Tinggi Timbunan = 8,75 m

Lebar timbunan tanah = 4,35 m
 Berat volume tanah = 16,17 kN/m³
 Sudut geser dalam = 15°
 Kohesi = 23,53 kN/m²
 Sudut geser antara tanah timbunan dan dinding *abutment*

$$\delta = 26^\circ$$

Sudut pada tanah timbunan terhadap garis horizontal

$$\beta = 0^\circ$$

Sudut pada dinding *abutment* terhadap garis horizontal

$$\theta = 90^\circ$$

Faktor pengurangan kekuatan

$$K_\phi^R = 0,7$$

Sudut geser efektif tanah

$$\begin{aligned}\Phi'_f &= \tan^{-1}(K_\phi^R \times \tan(\phi)) \\ &= \tan^{-1}(0,7 \times \tan(15)) \\ &= 10,623^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Gamma &= 2c \times \sqrt{Ka} \times H^2 \times By + \sqrt{\frac{\sin(\Phi'_f + \delta) \times \sin(\Phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \times \sin(\theta + \beta)}} \\ &= 1 + \sqrt{\frac{\sin(10,623 + 26) \times \sin(10,623 - 0)}{\sin(90 - 26) \times \sin(90 + 0)}} \\ &= 1,35\end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}Ka &= \frac{\sin^2(\theta + \Phi'_f)}{\Gamma [\sin^2(\theta) \times \sin(\theta - \delta)]} \\ &= \frac{\sin^2(90 + 10,623)}{1,350 \times [\sin^2(90) \times \sin(90 - 26)]} \\ &= 0,796\end{aligned}$$

Berikut ini merupakan perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah aktif

Tekanan tanah aktif akibat beban tambahan

$$\begin{aligned}TA1 &= 0,7 \times \gamma_s \times Ka \times H \times By \\ &= 0,7 \times 16,17 \times 0,796 \times 8,75 \times 4,35 \\ &= 343,053 \text{ kN}\end{aligned}$$

Tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah

$$\begin{aligned}
 TA_2 &= 0,5 \times \gamma_s \times K_a \times H^2 \times B_y \\
 &= 0,5 \times 16,17 \times 0,796 \times 8,75^2 \times 4,35 \\
 &= 3634,574 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berikut ini adalah rekapitulasi dari gaya horizontal dan momen akibat tekanan tanah aktif pada *wing wall* dapat dilihat pada Tabel berikut ini.

Tabel 5. 46 Rekapitulasi Dari Gaya Horizontal Dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif Pada *Wing wall*

Jenis beban	kode	vertikal	horizontal		Momen	
		P	Px	Py	Mx	My
Satuan		kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban Mati						
tekanan tanah aktif	TA	0	-2487,133	0	-7754,424	0
Jumlah		0	-2487,133267	0	-7754,42412	0

Kombinasi yang digunakan dalam *wing wall* hanya kuat I karena beban yang terjadi hanya berasal dari tekanan tanah saja. Berikut ini adalah perhitungan kombinasi pembebanan *wing wall* dapat dilihat pada Tabel berikut ini.

Tabel 5. 47 Kombinasi Pembebanan *Wing wall*

Jenis beban	kode	Faktor	vertikal	horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	-3108,916584	0	-9693,03	0
JUMLAH			0	-3108,916584	0	-9693,03	0

6. Penulangan pada *Breast wall*

Dari perhitungan beban pada *Breast wall* dapat dilihat pada Rekapitulasi kombinasi beban pada Tabel 5.47 berikut ini.

Tabel 5. 48 Rekapitulasi kombinasi beban pada *Breast wall*

Kombinasi	Vertikal	horizontal		momen	
	P	Px	Py	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	8385,751143	-6911,312942	1221	-22157,6904	-9523,8
Kuat II	7768,711143	-6884,262942	1221	-21872,3129	-9523,8
Kuat III	5609,071143	-6789,587942	1242,63	-20873,4916	-9286,9515
kuat IV	5609,071143	-6789,587942	1221	-20873,4916	-9523,8
Kuat V	5656,625429	-6789,587942	1227,18	-20873,4916	-9456,129
Ekstrim I Eqx	6071,851143	-6293,990451	1296,64266	-17115,2103	-8941,35151
Ekstrim I Eqy	6071,851143	-6655,109944	1473,142201	-19895,8304	-7582,30505
Nilai Tebesar	8385,751143	-6293,990451	1473,142201	-17115,2103	-7582,30505

Breast wall dihitung dari sumbu lemahnya yaitu sumbu X, untuk mempermudah dalam perhitungan lebar *breast wall* di tinjau 1 m. berikut adalah perhitungannya dapat dilihat pada Tabel 5.48 berikut ini.

Tabel 5. 49 Tinjauan Beban 1 Meter pada *Breast wall*

Kombinasi	Lebar = 10,5m			Lebar = 1m		
	Pu	Px	Mx	Pu	Px	Mx
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
Kuat I	8385,75114	6911,31294	22157,69039	798,64297	658,22028	2110,25623
Kuat II	7768,71114	6884,26294	21872,31289	739,87725	655,64409	2083,07742
Kuat III	5609,07114	6789,58794	20873,49164	534,19725	646,62742	1987,95159
kuat IV	5609,07114	6789,58794	20873,49164	534,19725	646,62742	1987,95159
Kuat V	5656,62543	6789,58794	20873,49164	538,72623	646,62742	1987,95159
Ekstrim I Eqx	6071,85114	6293,99045	17115,21034	578,27154	599,42766	1630,02003
Ekstrim I Eqy	6071,85114	6655,10994	19895,83044	578,27154	633,81999	1894,84099
Nilai Tebesar	8385,75114	6911,31294	22157,69039	798,64297	658,22028	2110,25623

Dari tabel tersebut didapatkan nilai gaya dan momen terbesar dengan tinjauan lebar 1 m sebagai berikut ini

$$P_u = 798,642 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 658,220 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 2110,256 \text{ kNm}$$

Selanjutnya dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan seperti berikut ini.

a. Tulangan pokok

Perhitungan tulangan pokok pada *breast wall* menggunakan metode Mn-Pn berikut ini merupakan tahapan yang dilakukan dalam menghitungnya.

Panjang penampang	B	= 1000 mm
Lebar penampang	H	= 1000 mm
Luas Penampang	Ag	= B x H = 1000 x 1000 = 1000000 mm ²
Mutu beton	f'c	= 30 MPa
Mutu baja	fy	= 420 MPa
Diameter tulangan pokok	dp	= 25 mm
Diameter tulangan Sengkang	ds	= 13 mm
Selimit beton	sb	= 40 mm
Jarak minimum antar tulangan	st	= 25 mm
Jarak tulangan pokok ke tepi beton	d'	= sb+ds+dp+ $\frac{1}{2}$ st = 40 + 13 + 25 + $\frac{1}{2}$ ×

25

		= 90,5 mm
Tinggi efektif	d	= H – d' = 900 – 90,5 = 809,5 mm
Luas tulangan pokok	ASpokok	= $\frac{1}{4} \times \pi \times dp^2$ = $\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2$ = 490,873 mm ²
	β1	= $0,85 \times \left(\frac{f'c-28}{7}\right)^{0,05}$ = $0,85 \times \left(\frac{30-28}{7}\right)^{0,05}$ = 0,836

Pada perhitungan jumlah tulangan pokok, dilakukan perhitungan persen luas tulangan pokok pada suatu sisi berturut turut mulai dari 0,5%, 0,6%, 0,7%, 0,8%, 0,9% dan 1%. Kemudian nilai dari Mu-Pu diambil dari 3 kondisi sebagai berikut ini

Kondisi 1

Kombinasi dengan Pu terbesar

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= \text{Kuat I} \\ \text{Mu} &= 2110,256 \text{ kNm} \\ \text{Pu} &= 798,643 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kondisi 2

Kombinasi dengan Mu terbesar

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= \text{Kuat I} \\ \text{Mu} &= 2110,256 \text{ kNm} \\ \text{Pu} &= 798,643 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kondisi 3

Kombinasi dengan Mu-Pu terbesar

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= \text{Kuat I} \\ \text{Mu} &= 2110,256 \text{ kNm} \\ \text{Pu} &= 798,643 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan contoh perhitungan dari luas tulangan pokok satu sisi 0,5%. Untuk nilai lainnya akan ditampilkan di rekapitulasi Mn-Pn.

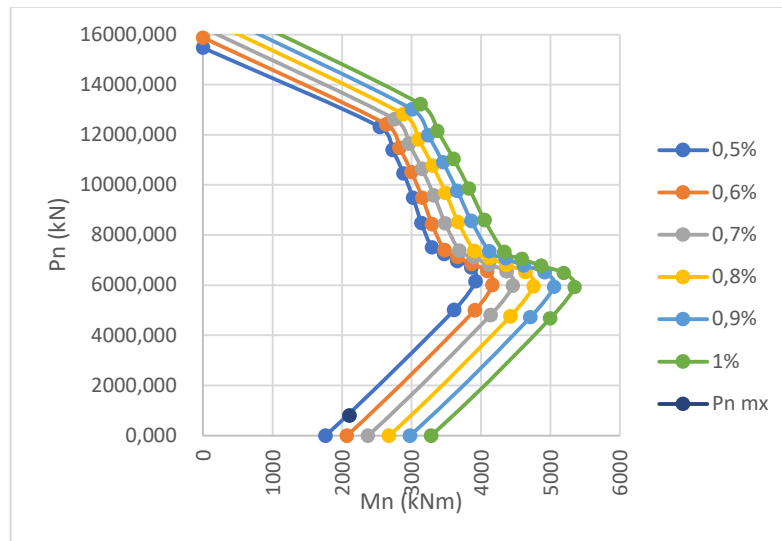
1) Jumlah tulangan pokok

$$\begin{aligned} \text{Luas satu tulangan pokok} & \quad \text{As pokok} = 490,873 \text{ mm}^2 \\ \text{Luas satu sisi tulangan pokok} & \quad \text{As} = 0,6\% \times Ag \\ & = 0,6\% \times 1000000 \\ & = 6000 \text{ mm}^2 \\ \text{Jumlah satu sisi tulangan pokok pakai As'} & = \frac{As}{As_{pokok}} \\ & = \frac{6000}{490,873} \\ & = 12,223 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 13 \text{ buah} \\
 \text{Luas satu sisi tulangan pokok pakai } As' &= n \times Aspokok \\
 &= 13 \times 490,873 \\
 &= 6381,360 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas dua sisi tulangan pokok pakai } Ast &= 2 \times As' \\
 &= 2 \times 6381,360 \\
 &= 12762,720 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2) Rekapitulasi $\phi M_n - \phi P_n$

Berikut ini merupakan rekapitulasi desai tulangan hasil perhitungan $\Phi M_n - \phi P_n$ dari setiap kondisi dengan trial luas tulangan longitudinal terhadap luasan penampang bruto beton dalam satu sisi berturut – turut sebesar 0,5%, 0,6%, 0,7%, 0,8%, dan 0,9% yang dapat dilihat pada Gambar 5.102 berikut ini



Gambar 5. 101 Grafik Mn-Pn Breast wall Abutment

Dari kondisi diatas digunakan luas tulangan satu sisi yang digunakan adalah 0,6% dengan nilai momen nominal sebesar 2363,960 kNm dan kuat desak nominal sebesar 798,643 kN. Jumlah tulangan tiap meter yang digunakan dalam satu sisi sebanyak 13 buah yang dipasang 2 lapis.

3) Cek tulangan pokok

$$A_g = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st \text{ digunakan}} = 12762,720 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min1}} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} \times H \times d' \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 1000 \times 90,5 \\ &= 295,052 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min2}} &= \frac{1,4}{f_y} \times H \times d' \\ &= \frac{1,4}{420} \times 1000 \times 90,5 \\ &= 301,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ Maks}} &= 0,85 \times \frac{3}{7} \times \beta_1 \times H \times d' \\ &= 0,85 \times \frac{3}{7} \times 0,836 \times 1000 \times 90,5 \\ &= 27551,709 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek rasio tulangan sebenarnya

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_{st \text{ digunakan}}}{A_g} \times 100\% \\ &= \frac{12762,720}{1000000} \times 100\% \\ &= 1,3\% \end{aligned}$$

Menurut RSNI T-12 (2004) nilai rasio tulangan memanjang kolom tidak boleh kurang dari 1% A_g dan tidak boleh lebih dari 8% A_g . Pada hasil perhitungan didapatkan nilai rasio tulangan memanjang sebesar 1,3 % A_g sehingga memenuhi syarat yang ada. Tulangan pokok yang digunakan pada *breast wall* adalah D25-50

4) Cek persyaratan P- Δ

Menurut SNI 2833 (2016), perpindahan lateral pada kolom atau pilar baik arah longitudinal atau melintang harus memenuhi persyaratan sebagai berikut ini.

$$\Delta P_u < 0,25 \phi M_n$$

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan data sebagai berikut ini

$$\text{Gaya desak ultimit} \quad P_u = 798,643 \text{ kN}$$

Momen ultimit	$M_u = 2110,256 \text{ kNm}$
Momen inersia penampang	$M_n = 2363,96 \text{ kNm}$
Faktor reduksi lentur	$\phi = 0,8$
Momen Inersia penampang	$I = \frac{1}{12} \times B \times H^3$ $= \frac{1}{12} \times 1 \times 1^3$ $= 0,08333 \text{ m}^4$
Modulus elastisitas beton	$E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c}$ $= 4700 \times \sqrt{30}$ $= 25742960,2 \text{ kN/m}^2$
Faktor modifikasi respons	$R = 2$
Periode mode getar arah X	$T_x = 0,189 \text{ s}$
Periode Panjang	$T_s = 0,946 \text{ s}$
1,25 T_s	$= 1,25 \times 0,946$ $= 1,1825 \text{ s}$

Karena $T_x < 1,25 T_s$, maka nilai R_d dihitung seperti berikut ini

R_d	$= \left(1 - \frac{1}{R}\right) \times \frac{1,25 \times T_s}{T_x} + \frac{1}{R}$ $= \left(1 - \frac{1}{2}\right) \times \frac{1,25 \times 0,946}{0,189} + \frac{1}{2}$ $= 3,6275$
Δe	$= \frac{M_u \times L^2}{E_c \times I}$ $= \frac{2110,256 \times 7,7^2}{25742960,2 \times 0,08333}$ $= 0,000405 \text{ m}$
Δ	$= R_d \times \Delta e$ $= 3,6275 \times 0,000405$ $= 0,001469$
ΔP_u	$= \Delta \times P_u$ $= 0,001469 \times 798,643$ $= 0,30069 \text{ kNm}$
$0,25\phi M_n$	$= 0,25 \times 0,8 \times 2363,96$

$$= 472,792 \text{ kNm}$$

$$\Delta P_u < 0,25\phi M_n$$

$$0,30069 < 472,792$$

Aman

b. Tulangan geser

Nilai gaya geser yang terjadi pada *breast wall* diambil dari gaya horizontal arah x karena memiliki bagian yang cukup kritis jika di bandingkan dengan arah y.

Gaya geser rencana	V_u	= 658,220 kN
Gaya desak ultimate	P_u	= 798,643 kN
Diameter tulangan geser	d_s	= 13 mm
Selimut beton	s_b	= 40 mm
Luas satu tulangan	A_{1d}	= $0,25 \times \pi \times d_s^2$ = $0,25 \times \pi \times 13^2$ = 132,7322 mm ²
Lebar tinjauan	b	= 1000 mm
Tinggi	H	= 1000 mm
Jarak titik berat tulangan ke tepi beton	d'	= 90,5 mm
Tinggi efektif	d	= $h - d'$ = 1000 - 90,5 = 909,5 mm

1) Kuat geser beton

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times \left(1 - \frac{P_u}{14 \times A_g}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) \times b \times d \\ &= 0,75 \times \left(1 - \frac{798,643}{14 \times 1000000}\right) \times \left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right) \times 1000 \times 909,5 \\ &= 622,727 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $\phi V_c > V_u$, maka tulangan geser yang diberikan adalah geser minimum.

2) Jarak tulangan geser

Jarak tulangan geser diambil nilai terkecil diantara kedua syarat yang ada sebagaimana berikut ini.

a) Syarat 1

$$\begin{aligned} S_{\min} &= 0,5 \times h \\ &= 0,5 \times 1000 \\ &= 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

b) Syarat 2

$$S_{\min} = 300 \text{ mm}$$

Dari kedua syarat tersebut didapatkan nilai terkecil 300 mm sehingga tulangan geser pada *breast wall* menggunakan D13-300.

c. Tulangan pengekang

Menurut RSNI T-12 (2004) tulangan memanjang pada kolom harus dikekang secara lateral apabila jarak pusat ke pusat antar tulangan lebih dari 150 mm. Dari data sebelumnya didapatkan data sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned} P_u &= 798,643 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 17086,519 \text{ kN} \\ 0,5\phi P_n &= 8543,259 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari data tersebut didapatkan bahwa $P_u < 0,5\phi P_n$ sehingga tidak perlu dilakukan perhitungan lanjut untuk tulangan pengekang. Kemudian tulangan pengekang dipasang setiap 4 buah tulangan pokok sehingga tulangan pengekang pada *breast wall* menggunakan tulangan D13-300.

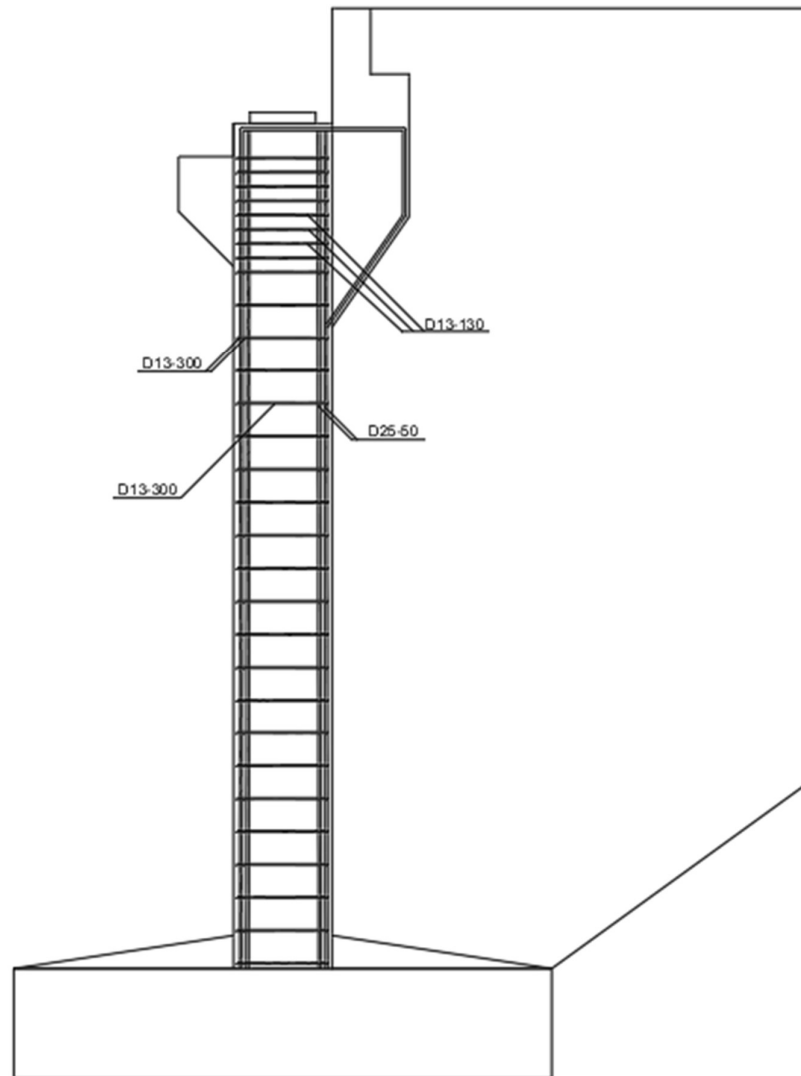
d. Rekapitulasi tulangan *Breast wall*

Berikut ini merupakan rekapitulasi tulangan yang digunakan pada *breast wall* yang ditunjukkan pada Tabel 5.49

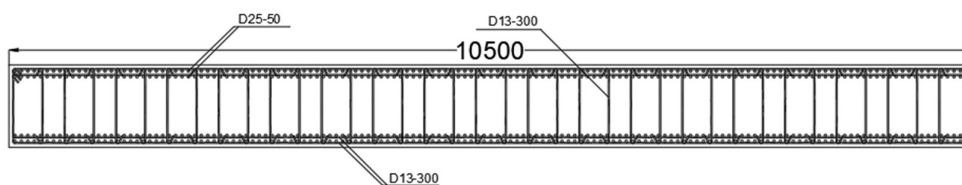
Tabel 5. 50 Rekapitulasi Tulangan *Breast wall*

Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
Tulangan Pokok	D25-50
Tulangan geser	D13-300
tulangan pengekang	D13-300

Kemudian pemasangan tulangan pada *breast wall* ditunjukkan pada Gambar 5.103 dan Gambar 5.104



Gambar 5. 102 Tampakk Samping Pemasangan Tulangan *breast wall*



Gambar 5. 103 Tampakk Melintang Pemasangan Tulangan *breast wall*

7. Penulangan pada *Back wall*

a. *Back wall* atas

Dari hasil perhitungan pembebanan pada *back wall* atas, didapatkan nilai gaya dan momen menurut kombinasi yang digunakan. Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya dan momen pada *back wall* atas yang ditunjukkan pada Tabel

Tabel 5. 51 Rekapitulasi Gaya Dan Momen Pada *Back wall* Atas

Jenis beban	kode	Faktor	vertikal	horizontal	Py	Momen	
			P	Px		Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	MS	1,3	68,796	0	0	0	0
tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	110,87	0	28,59574	0
JUMLAH			68,796	110,87	0	28,59574	0

Back wall atas dihitung berdasarkan sumbu lemah yaitu sumbu X. selain itu, untuk memudahkan perhitungan, maka lebar *back wall* atas ditinjau sebesar 1 m. karena itu perlu dihitung nilai gaya dan momen pada Sumbu X dengan tinjauan 1 m tersebut seperti yang ditunjukkan pada Tabel berikut ini.

Tabel 5. 52 Tinjauan Beban 1 Meter pada *Back wall* Atas

Kombinasi beban	Lebar 10,5 m			Lebar 1m		
	Pu	Px	Mx	Pu	Px	Mx
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
KUAT I	68,796	110,8702921	28,59573766	6,552	10,55907544	2,723404

Dari table tersebut didapatkan nilai gaya dan momen dengan tinjauan lebar 1 m sebagaimana berikut ini.

$$P_u = 6,552 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 10,559 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 2,7234 \text{ kNm}$$

Selanjutnya dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan sebagai berikut ini.

a. Tulangan pokok

$$\text{Diameter tulangan pokok} \quad dp = 19 \text{ mm}$$

Kuat tekan beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Kuat leleh baja tulangan	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Tebal <i>back wall</i> atas	$t = 350 \text{ mm}$
Selimut beton	$S_b = 40 \text{ mm}$
Lebar tinjauan	$l = 1000 \text{ mm}$
Faktor reduksi kuat lentur beton	$\phi = 0,8$
Momen ultimate	$M_u = 2,7234 \text{ kNm}$

1) Menghitung nilai momen nominal M_n

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{2,7234}{0,8} \\ &= 3,404 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Menentukan tinggi efektif d

$$\begin{aligned} d &= t - s_b - (0,5 \times dp) \\ &= 350 - 40 - (0,5 \times 19) \\ &= 300,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) Menghitung nilai R_n

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{3,404}{1000 \times 300,5^2} \\ &= 0,0000000037 \end{aligned}$$

4) Menghitung nilai m

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,471 \end{aligned}$$

5) Menghitung rasio tulangan ρ

Rasio tulangan minimum 1

$$\begin{aligned} \rho \text{ min 1} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,003 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum 2

$$\begin{aligned}\rho \text{ min 2} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \\ &= 0,003\end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum pakai

$$\rho \text{ min pakai} = 0,003$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned}\rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,0000000037}{420}} \right) \\ &= 0,00000330\end{aligned}$$

Karena $\rho \text{ min} > \rho \text{ perlu}$, maka rasio tulangan digunakan adalah sebagai berikut ini.

$$\rho \text{ pakai} = 0,003$$

6) Menghitung luas tulanga pokok As

$$\begin{aligned}\text{As pokok 1} &= \rho \times l \times d \\ &= 0,003 \times 1000 \times 300,5 \\ &= 1001,667 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As pokok 2} &= \frac{l \times d}{F_y} \\ &= \frac{1000 \times 300,5}{420} \\ &= 715,476 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{As pokok pakai} = 1001,667 \text{ mm}^2$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok S

$$\begin{aligned}\text{S pokok} &= \frac{A1d \times l}{As} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{1001,667} \\ &= 283,057 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{S pokok pakai} = 250 \text{ mm}$$

8) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned}
 A_s' &= \frac{A_1 d \times l}{Spakai} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{250} \\
 &= 1134,115 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$A_s' > A_s$, Aman

Sehingga tulangan pokok bacak wall atas menggunakan tulangan D19-250

b. Tulangan bagi

Diameter tulangan bagi $d_s = 13 \text{ mm}$

Lebar tinjauan $l = 1000 \text{ mm}$

Tebal $t = 350 \text{ mm}$

1) Menghitung luas tulangan bagi A_s

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ bagi 1} &= 50\% \times A_{spokok} \\
 &= 50\% \times 1001,667 \\
 &= 500,833 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ bagi 2} &= 0,002 \times l \times t \\
 &= 0,002 \times 1000 \times 350 \\
 &= 700 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ bagi pakai} = 700 \text{ mm}^2$$

2) Menghitung jarak tulangan bagi S

$$\begin{aligned}
 S \text{ bagi} &= \frac{A_1 d \times l}{A_s} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{700} \\
 &= 189,618
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\max 1} &= 5 \times t \\
 &= 5 \times 350 \\
 &= 1750 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{\max 2} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\text{bagi pakai}} = 180 \text{ mm}$$

3) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$A_s' = \frac{A_1 d \times l}{Spakai}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{180}$$

$$= 737,402 \text{ mm}^2$$

Sehingga tulangan bagi pada *back wall* atas menggunakan tulangan D13-180

b. *Back wall* bawah

Dari hasil perhitungan pembebanan pada *back wall* bawah, didapatkan nilai gaya dan momen menurut kombinasi yang digunakan. Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya dan momen pada *back wall* bawah yang ditunjukkan pada Tabel

Tabel 5. 53 Rekapitulasi Gaya Dan Momen Pada *Back wall* Bawah

Jenis beban	kode	Faktor	vertikal	horizontal	Momen		
			P	Px	Py	Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	MS	1,3	366,912	0	0	0	0
tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	-479,3	0	-367,972	0
JUMLAH			366,912	-479,3	0	-367,972	0

Back wall bawah dihitung berdasarkan sumbu lemah yaitu sumbu X. selain itu, untuk memudahkan perhitungan, maka lebar *back wall* bawah ditinjau sebesar 1 m. karena itu perlu dihitung nilai gaya dan momen pada Sumbu X dengan tinjauan 1 m tersebut seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.53 berikut ini.

Tabel 5. 54 Tinjauan Beban 1 Meter pada *Back wall* Bawah

Kombinasi beban	Lebar 10,5 m			Lebar 1m		
	Pu	Px	Mx	Pu	Px	Mx
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
KUAT I	366,912	-479,33249	-367,9724133	34,944	-45,6507129	-35,045

Dari table tersebut didapatkan nilai gaya dan momen dengan tinjauan lebar 1 m sebagaimana berikut ini.

$$P_u = 34,944 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 45,650 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 35,045 \text{ kNm}$$

Selanjutnya dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan sebagai berikut ini.

1) Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok	$d_p = 19 \text{ mm}$
Kuat tekan beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Kuat leleh baja tulangan	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Tebal <i>back wall</i> bawah	$t = 700 \text{ mm}$
Selimut beton	$S_b = 40 \text{ mm}$
Lebar tinjauan	$l = 1000 \text{ mm}$
Faktor reduksi kuat lentur beton	$\phi = 0,8$
Momen ultimate	$M_u = 35,045 \text{ kNm}$

a) Menghitung nilai momen nominal M_n

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{35,045}{0,8} \\ &= 43,806 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b) Menentukan tinggi efektif d

$$\begin{aligned} d &= t - s_b - (0,5 \times d_p) \\ &= 700 - 40 - (0,5 \times 19) \\ &= 650,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung nilai R_n

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{43,806}{1000 \times 650,5^2} \\ &= 0,000000103 \end{aligned}$$

c) Menghitung nilai m

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,471 \end{aligned}$$

d) Menghitung rasio tulangan ρ

Rasio tulangan minimum 1

$$\begin{aligned}\rho \text{ min 1} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,003\end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum 2

$$\begin{aligned}\rho \text{ min 2} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \\ &= 0,003\end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum pakai

$$\rho \text{ min pakai} = 0,003$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned}\rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,0000000103}{420}} \right) \\ &= 0,0000005471\end{aligned}$$

Karena $\rho \text{ min} > \rho \text{ perlu}$, maka rasio tulangan digunakan adalah sebagai berikut ini.

$$\rho \text{ pakai} = 0,003$$

e) Menghitung luas tulanga pokok As

$$\begin{aligned}\text{As pokok 1} &= \rho \times l \times d \\ &= 0,003 \times 1000 \times 650,5 \\ &= 2168,33 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As pokok 2} &= \frac{l \times d}{F_y} \\ &= \frac{1000 \times 650,5}{420} \\ &= 1548,810 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{As pokok pakai} = 2168,33 \text{ mm}^2$$

f) Menghitung jarak tulangan pokok S

$$\text{S pokok} = \frac{A1d \times l}{As}$$

$$\frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{2168,33}$$

$$= 130,759 \text{ mm}$$

$$S \text{ pokok pakai} = 130 \text{ mm}$$

g) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$As' = \frac{A1d \times l}{Spakai}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{130}$$

$$= 2180,990 \text{ mm}^2$$

$$As' > As, \text{ Aman}$$

Sehingga tulangan pokok bacak wall atas menggunakan tulangan D19-130

2) Tulangan bagi

$$\text{Diameter tulangan bagi } ds = 130 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar tinjauan } l = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal } t = 700 \text{ mm}$$

a) Menghitung luas tulangan bagi As

$$As \text{ bagi 1} = 50\% \times Aspokok$$

$$= 50\% \times 2168,33$$

$$= 1084,1667 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ bagi 2} = 0,002 \times l \times t$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 700$$

$$= 1400 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ bagi pakai} = 1400 \text{ mm}^2$$

b) Menghitung jarak tulangan bagi S

$$S \text{ bagi} = \frac{A1d \times l}{As}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{1400}$$

$$= 94,809 \text{ mm}$$

$$S_{max1} = 5 \times t$$

$$= 5 \times 700$$

$$= 3500 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\text{bagi pakai}} = 90 \text{ mm}$$

c) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned} A_{s'} &= \frac{A_1 d \times l}{s_{\text{pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{90} \\ &= 1474,803 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga tulangan bagi pada *back wall* atas menggunakan tulangan D13-90

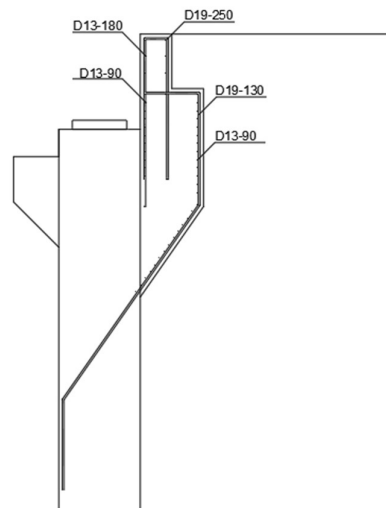
c. Rekapitulasi tulangan *back wall*

Berikut ini merupakan rekapitulasi tulangan yang digunakan pada *back wall* yang ditunjukkan pada Tabel

Tabel 5. 55 Rekapitulasi Tulangan *back wall*

Bagian	Jenis tulangan	Tulangan pakai
<i>Back wall</i> atas	Tulangan Pokok	D19-250
	Tulangan bagi	D13-180
<i>Back wall</i> bawah	Tulangan Pokok	D19-130
	Tulangan bagi	D13-90

Kemudian pemasangan tualangan pada *back wall* ditunjukkan pada Gambar



Gambar 5. 104 Tampak Samping Pemasangan Tulangan

8. Penulangan pada *corbel*

Dari hasil perhitungan pembebanan pada *corbel*, didapatkan nilai gaya dan momen menurut kombinasi yang digunakan. Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya dan momen pada *corbel* yang ditunjukkan pada Tabel 5.55

Tabel 5. 56 Rekapitulasi Gaya Dan Momen Pada Corbel

Jenis beban	kode	Faktor	vertikal	horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	MS	1,3	1669,011143	0	0	-413,84	0
Beban mati tambhan	MA	2	935,968	0	0	-233,992	0
Hydraulic jack	MA	2	7,2912	0	0	-1,8228	0
JUMLAH			2612,270343	0	0	-649,655	0

Corbel dihitung berdasarkan sumbu lemah yaitu sumbu X. selain itu, untuk memudahkan perhitungan, maka lebar *corbel* ditinjau sebesar 1 m. karena itu perlu dihitung nilai gaya dan momen pada Sumbu X dengan tinjauan 1 m tersebut seperti yang ditunjukkan pada Tabel 5.56 berikut ini.

Tabel 5. 57 Tinjauan Beban 1 Meter pada Corbel

Kombinasi beban	Lebar 10,5 m			Lebar 1m		
	Pu	Px	Mx	Pu	Px	Mx
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
KUATI	2612,270343	0	649,6550858	248,79	0	61,8719

a. Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok	$d_p = 19 \text{ mm}$
Kuat tekan beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Kuat leleh baja tulangan	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Tebal <i>back wall</i> atas	$t = 500 \text{ mm}$
Selimut beton	$S_b = 40 \text{ mm}$
Lebar tinjauan	$l = 1000 \text{ mm}$
Faktor reduksi kuat lentur beton	$\phi = 0,8$
Momen ultimate	$M_u = 61,8719 \text{ kNm}$

1) Menghitung nilai momen nominal M_n

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{61,8719}{0,8} \\ &= 77,340 \end{aligned}$$

2) Menentukan tinggi efektif d

$$\begin{aligned} d &= t - sb - (0,5 \times dp) \\ &= 500 - 40 - (0,5 \times 19) \\ &= 450,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) Menghitung nilai Rn

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{77,340}{1000 \times 450,5^2} \\ &= 0,00000003811 \end{aligned}$$

4) Menghitung nilai m

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,471 \end{aligned}$$

5) Menghitung rasio tulangan ρ

Rasio tulangan minimum 1

$$\begin{aligned} \rho_{\min 1} &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,003 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum 2

$$\begin{aligned} \rho_{\min 2} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times fy} \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \\ &= 0,003 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum pakai

$$\rho_{\min \text{ pakai}} = 003$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,00000003811}{420}} \right) \\ &= 0,00000105\end{aligned}$$

Karena $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}}$, maka rasio tulangan digunakan adalah sebagai berikut ini.

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,003$$

6) Menghitung luas tulanga pokok As

$$\begin{aligned}\text{As pokok 1} &= \rho \times l \times d \\ &= 0,003 \times 1000 \times 450,5 \\ &= 1501,667 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As pokok 2} &= \frac{l \times d}{F_y} \\ &= \frac{1000 \times 450,5}{420} \\ &= 1072,619 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{As pokok pakai} = 1501,667 \text{ mm}^2$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok S

$$\begin{aligned}\text{S pokok} &= \frac{A1d \times l}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{1501,667} \\ &= 188,809 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{S pokok pakai} = 180 \text{ mm}$$

8) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned}\text{As}' &= \frac{A1d \times l}{S_{\text{pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{180} \\ &= 1575,160 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{As}' > \text{As}, \text{ Aman}$$

Sehingga tulangan pokok bacak wall atas menggunakan tulangan D19-180

b. Tulangan bagi

Diameter tulangan bagi $d_s = 13$
 Lebar tinjauan $l = 1000$
 Tebal $t = 500$

1) Menghitung luas tulangan bagi As

$$\begin{aligned} \text{As bagi 1} &= 50\% \times A_{spokok} \\ &= 50\% \times 1501,667 \\ &= 750,833 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As bagi 2} &= 0,002 \times l \times t \\ &= 0,002 \times 1000 \times 500 \\ &= 1000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{As bagi pakai} = 1000 \text{ mm}^2$$

Menghitung jarak tulangan bagi S

$$\begin{aligned} S \text{ bagi} &= \frac{A1d \times l}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{1000} \\ &= 132,732 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max 1} &= 5 \times t \\ &= 5 \times 500 \\ &= 2500 \end{aligned}$$

$$S_{\max 2} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\text{bagi pakai}} = 130 \text{ mm}$$

2) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{A1d \times l}{S_{pakai}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{130} \\ &= 1021,018 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

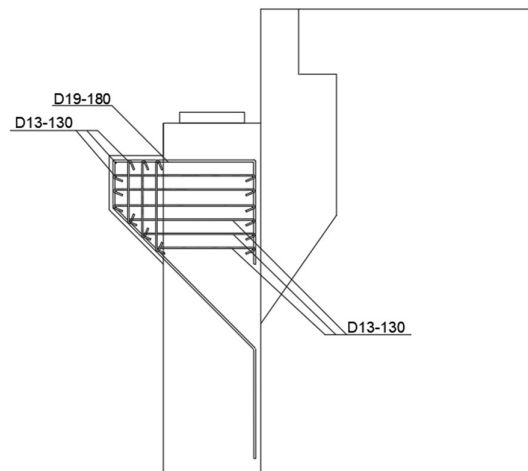
Sehingga tulangan bagi pada *back wall* atas menggunakan tulangan D13-130

- c. Rekapitulasi tulangan *corbel*
 Berikut ini merupakan rekapitulasi tulangan yang digunakan pada *corbel* yang ditunjukkan pada Tabel 5.57

Tabel 5. 58 Rekapitulasi Tulangan Corbel

Jenis tulangan	Tulangan pakai
Tulangan Pokok	D19-180
Tulangan bagi	D13-130

Kemudian pemasangan tualangan pada *corbel* ditunjukkan pada Gambar

**Gambar 5. 105 Tampakk Samping Pemasangan Tulangan**

9. Penulangan pada *Wing wall*

Dari hasil perhitungan pembebanan pada *Wing wall*, didapatkan nilai gaya dan momen menurut kombinasi yang digunakan. Berikut ini merupakan rekapitulasi gaya dan momen pada *Wing wall* yang ditunjukkan pada Tabel

Tabel 5. 59 Rekapitulasi Gaya Dan Momen Pada *Wing wall*

Jenis beban	kode	Faktor	vertikal	horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	-3108,916584	0	-9693,03	0
JUMLAH			0	-3108,916584	0	-9693,03	0

Wing wall dihitung berdasarkan sumbu lemah yaitu sumbu X. selain itu, untuk memudahkan perhitungan, maka lebar *Wing wall* ditinjau sebesar 1 m. karena itu perlu dihitung nilai gaya dan momen pada Sumbu X dengan tinjauan 1 m tersebut seperti yang ditunjukkan pada Tabel berikut ini.

Tabel 5. 60 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada *Wing wall*

Kombinasi beban	Lebar 10,5 m			Lebar 1m		
	Pu	Px	Mx	Pu	Px	Mx
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
KUAT I	0	-3108,916584	-9693,030154	0	-296,087294	-923,146

a. Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok	$d_p = 19 \text{ mm}$
Kuat tekan beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Kuat leleh baja tulangan	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Tebal <i>wing wall</i>	$t = 500 \text{ mm}$
Selimut beton	$S_b = 40 \text{ mm}$
Lebar tinjauan	$l = 1000 \text{ mm}$
Faktor reduksi kuat lentur beton	$\phi = 0,8$
Momen ultimate	$M_u = 923,146 \text{ kNm}$

1) Menghitung nilai momen nominal Mn

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{923,146}{0,8} \\
 &= 1153,932 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2) Menentukan tinggi efektif d

$$\begin{aligned}
 d &= t - s_b - (0,5 \times d_p) \\
 &= 500 - 40 - (0,5 \times 19) \\
 &= 450,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3) Menghitung nilai Rn

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{1153,932}{1000 \times 450,5^2} \\
 &= 0,000000568
 \end{aligned}$$

4) Menghitng nilai m

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 30}
 \end{aligned}$$

$$= 16,471$$

5) Menghitung rasio tulangan ρ

Rasio tulangan minimum 1

$$\begin{aligned}\rho \text{ min } 1 &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,003\end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum 2

$$\begin{aligned}\rho \text{ min } 2 &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \\ &= 0,003\end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum pakai

$$\rho \text{ min pakai} = 0,003$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned}\rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,000000568}{420}} \right) \\ &= 0,00000405\end{aligned}$$

Karena $\rho \text{ min} > \rho \text{ perlu}$, maka rasio tulangan digunakan adalah sebagai berikut ini.

$$\rho \text{ pakai} = 0,003$$

6) Menghitung luas tulanga pokok As

$$\begin{aligned}\text{As pokok 1} &= \rho \times l \times d \\ &= 0,00000252 \times 1000 \times 450,5 \\ &= 1501,667 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As pokok 2} &= \frac{l \times d}{F_y} \\ &= \frac{1000 \times 450,5}{420} \\ &= 1072,619 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{As pokok pakai} = 1501,667 \text{ mm}^2$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok S

$$\begin{aligned}
 S \text{ pokok} &= \frac{A1d \times l}{As} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{1501,667} \\
 &= 188,89 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S \text{ pokok pakai} = 180 \text{ mm}$$

8) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned}
 As' &= \frac{A1d \times l}{Spakai} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{180} \\
 &= 1575,160 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$As' > As, \text{ Aman}$$

Sehingga tulangan pokok *wing wall* menggunakan tulangan D19-180

b. Tulangan bagi

$$\text{Diameter tulangan bagi} \quad ds = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar tinjauan} \quad l = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal} \quad t = 500 \text{ mm}$$

1) Menghitung luas tulangan bagi As

$$\begin{aligned}
 As \text{ bagi 1} &= 50\% \times Aspokok \\
 &= 50\% \times 1501,667 \\
 &= 750,833 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As \text{ bagi 2} &= 0,002 \times l \times t \\
 &= 0,002 \times 1000 \times 500 \\
 &= 1000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$As \text{ bagi pakai} = 1000 \text{ mm}^2$$

2) Menghitung jarak tulangan bagi S

$$\begin{aligned}
 S \text{ bagi} &= \frac{A1d \times l}{As} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{1000} \\
 &= 132,732 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{max1} = 5 \times t$$

$$= 5 \times 500$$

$$= 2500 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\text{bagi pakai}} = 130 \text{ mm}$$

3) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned} A_{s'} &= \frac{A_1 d \times l}{S_{\text{pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{130} \\ &= 1021,018 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga tulangan bagi pada *wing wall* menggunakan tulangan D13-130

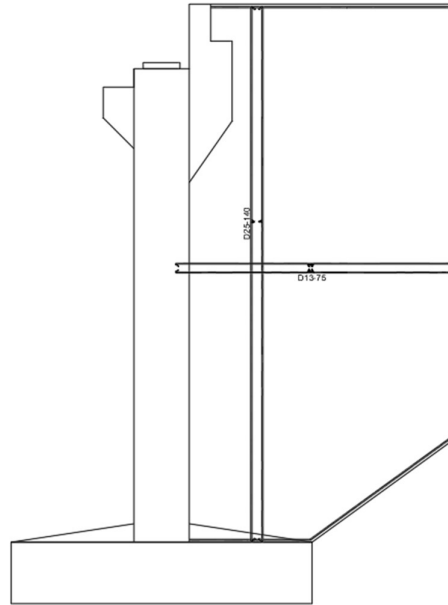
c. Rekapitulasi tulangan *wing wall*

Berikut ini merupakan rekapitulasi tulangan yang digunakan pada *wing wall* yang ditunjukkan pada Tabel

Tabel 5. 61 Rekapitulasi Tulangan *Wing wall*

Jenis tulangan	Tulangan pakai
Tulangan Pokok	D19-180
Tulangan bagi	D13-130

Kemudian pemasangan tulangan pada *wing wall* ditunjukkan pada Gambar



Gambar 5. 106 Tampak Samping Pemasangan Tulangan *Wing wall*

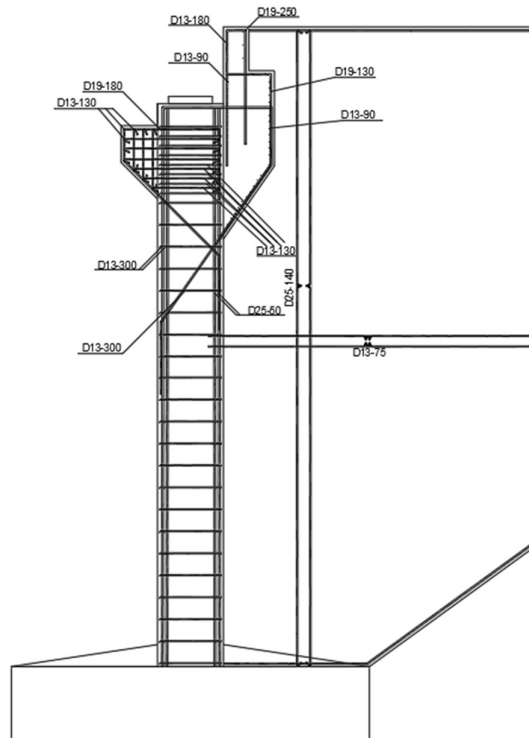
10. Rekapitulasi tulangan

Setelah dilakukan perhitungan tulangan pada setiap bagian *abutment*, selanjutnya dilakukan rekapitulasi kebutuhan tulangan secara keseluruhan pada *abutment* seperti yang ditunjukkan pada Tabel berikut ini.

Tabel 5. 62 Rekapitulasi Tulangan pada *Abutment*

Bagian	Tulangan Pokok	Tulangan Geser	Tulangan Pengekang	Tulangan Bagi
<i>Breast wall</i>	D25-50	D13-300	D13-300	
<i>Back wall atas</i>	D19-250			D13-180
<i>Back wall bawah</i>	D19-130			D13-90
<i>Corbel</i>	D19-180			D13-130
<i>Wing wall</i>	D19-180			D13-130

Berikut ini merupakan gambar penulangan pada *abutment* yang ditunjukkan pada Gambar



Gambar 5. 107 Rekapitulasi Tulangan *Abutment*

5.2.2 Pondasi *Abutment*

Pondasi memiliki fungsi untuk meneruskan beban struktur yang berada di atasnya menuju tanah dasar. Pada perencanaan Jembatan Grembyangan ini menggunakan pondasi tiang pancang. Pemilihan pondasi tiang pancang pada perancangan ini dikarenakan jenis lapisan tanah sebagian besar terdiri dari tanah pasir (*loose-medium*) sampai dengan kedalaman 18 m. selain itu jembatan ini juga jauh dari pemungkinan warga, sehingga pemilihan tiang pancang aman untuk dilakukan.

1. Data teknis

a. Material tiang pancang

Tiang pancang digunakan pada perencanaan jembatan grembyangan memiliki spesifikasi material sebagai berikut ini.

Produk tiang pancang = WIKA Beton PC Piles

Mutu beton tiang pancang $f'_c = 52$ MPa

Mutu baja $f_y = 420$ MPa

Modulus elastis beton	$E_c = 4700 \times \sqrt{30}$ $= 4700 \times \sqrt{30}$ $= 33892,182 \text{ MPa}$
Berat tiang pancang	$q = 641 \text{ kg/m}$
Diameter tiang pancang	$D = 800 \text{ mm}$
Kelas tiang	$= A3$
Tahan moemen	$= 51 \text{ ton.m}$
Gaya desak izin	$= 399,17 \text{ ton}$

b. Data tanah

Berikut ini merupakan data hasil pengujian Standar penetrasion test yang dilakukan pada lokasi pembangunan lokasi pembangunan jembatan Gremyangan.

Tabel 5. 63 Hasil Pengujian SPT

kedalaman	segmen	jenis tanah	NSPT
1,5	1,5	sand,very loose	2
3	1,5	sand,very loose	2
4,5	1,5	sand,very loose	2
6	1,5	sand,very loose	5
7,5	1,5	sand, loose	7
9	1,5	sand, loose	8
10,5	1,5	sand, loose	15
12	1,5	sand, medium	15
13,5	1,5	sand, medium	20
15	1,5	sand, medium	20
16,5	1,5	silt, dense	45
18	1,5	silt, dense	50
19,5	1,5	silt, very dense	55
21	1,5	silt, very dense	60

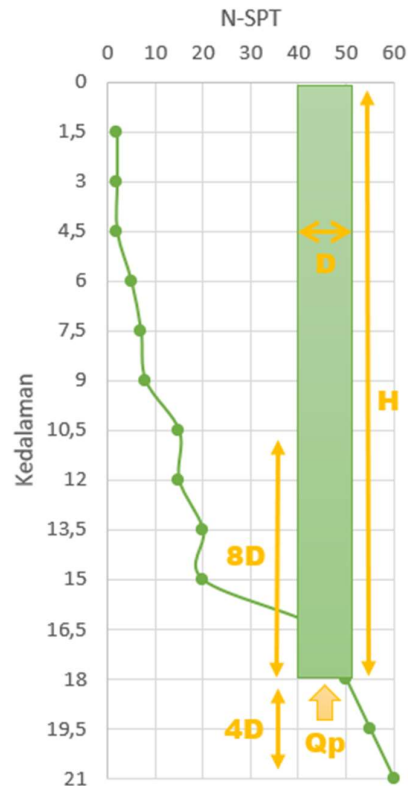
2. Perencanaan pondasi tiang pancang

Pondasi tiang pancang harus dapat memenuhi dua kritesia perencanaan yaitu kapasitas tahanan ujung tiang dan kapasitas tahan gesekan selimut tiang.

Berikut ini merupakan perhitungan perencanaan pondasi tiang pancang

a. Kapasitas tanah ujung tiang (*end bearing capacity*)

Tiang pancang yang digunakan pada perencanaan Jembatan Grembyangan direncanakan memiliki kedalaman 18 m dibawah tanah. Hal tersebut dipilih karena pada kedalaman tersebut kondisi lapisan tanah sudah berada pada tanah keras. Berikut ini merupakan ilustrasi kedalaman terhadap nilai N-SPT.



Gambar 5. 108 Kapasitas Tahanan Ujung Tiang

Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan menentukan kapasitas tanah ujung tiang berdasarkan metode meyerhoff (1953)

Kapasitas tiang	H	$= 18 \text{ m}$
Diameter tiang	D	$= 0,8 \text{ m}$
Luas penampang ujung tiang	A_b	$= 0,25 \times \pi \times D^2$
		$= 0,25 \times \pi \times 0,8^2$
		$= 0,50265 \text{ m}^3$

Perhitungan nilai rerata SPT pada ujung tiang dilakukan cara mengambil nilai rata-rata SPT setinggi 8D dari atas tiang, nilai SPT pada ujung tiang, serta rerata SPT setinggi 4D dari bawah ujung tiang.

$$\begin{aligned} \text{Elevasi 8D di atas tiang} &= H - 8 \times D \\ &= 18 - 8 \times 0,8 \\ &= 10,1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Elevasi 4D di bawah tiang} &= H + 4 \times D \\ &= 18 + 4 \times 0,8 \\ &= 19,7 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N rerata 8D di atas tiang} &= \frac{15+15+20+20+45}{5} \\ &= 23 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N rerata 4D di bawah tiang} &= \frac{55+60}{2} \\ &= 57,5 \end{aligned}$$

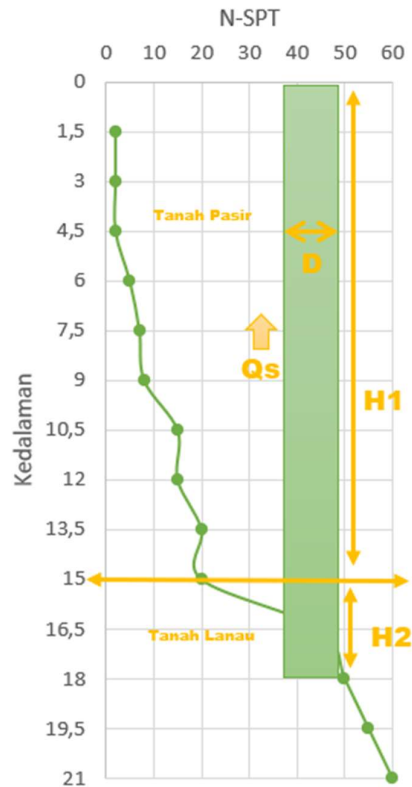
$$\text{N pada ujung tiang} = 50$$

$$\begin{aligned} \text{N} &= \frac{23+57,5+50}{3} \\ &= 43,5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas tahanan ujung tiang } Q_p &= 40 \times N \times A_b \\ &= 40 \times 43,5 \times 0,50265 \\ &= 874,619 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Kapasitas tanah gesek selimut tiang (*skin friction capacity*)

Dari hasil pengujian SPT, terdapat 2 jenis lapisan yang terdapat yaitu tanah pasir dan tanah lanau. Karena itu perhitungan kekuatan gesek selimut tiang harus ditinjau dari perbedaan jenis lapisan tanah tersebut. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam menentukan kapasitas tahanan gesek selimut tiang berdasarkan metode meyrhoff (1953)



Gambar 5. 109 Kapasitas Tahanan Gesek Selimut Tiang

Kedalaman tiang $H = 16,5 \text{ m}$

Diameter $D = 0,8 \text{ m}$

Tinggi lapisan tanah pasir $H1 = 15 \text{ m}$

Tinggi lapisan tanah lanau hingga ujung tiang $H2 = 3 \text{ m}$

Luas selimut lapisan tanah pasir $A_s = \pi \times D \times H1$
 $= \pi \times 0,8 \times 15$
 $= 37,699 \text{ m}^2$

Luas selimut lapisan tanah lanau $A_c = \pi \times D \times H2$
 $= \pi \times 0,8 \times 3$
 $= 7,54 \text{ m}^2$

Kemudian perhitungan nilai rerata SPT dilakukan dengan memisahkan bagian menurut jenis lapisan tanahnya sebagaimana berikut ini

Nilai rerata SPT lapisan tanah pasir (kedalaman 0-15 m)

$$N_s = \frac{2+2+2+5+7+8+15+15+20+20}{10}$$

$$= 9,6$$

Nilai rerata SPT lapisan tanah lanau (kedalaman 15- 18 m)

$$N_c = \frac{45+5}{2}$$

$$= 47,5$$

Kapasitas tanah gesekan selimut tiang Q_s

$$Q_s = \frac{N_s \times A_s}{5} + \frac{N_c \times A_c}{2}$$

$$= \frac{9,6 \times 37,699}{5} + \frac{47,5 \times 7,54}{2}$$

$$= 251,453 \text{ Ton}$$

- c. Daya dukung *ultimate* dan izin tiang pancang

Daya dukung *ultimate* tiang pancang didapatkan dengan menjumlahkan antara kapasitas tanah ujung tiang dan kapasitas tanah gesek selimut sebagai berikut ini

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

$$= 874,619 + 251,453$$

$$= 1126,0724 \text{ ton}$$

Kemudian dalam menentukan kekuatan izin tiang diperlukan nilai safety factor (SF) untuk mereduksi kekuatan *ultimate* dari tiang pancang sehingga tiang pancang tersebut aman digunakan. Nilai SF digunakan yaitu 3.

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

$$= \frac{1126,0724}{3}$$

$$= 375,357 \text{ ton}$$

$$= 3682,256 \text{ kN}$$

Setelah nilai kekuatan izin tersebut dikurangi dengan berat sendiri dari tiang pancang itu sendiri sehingga bisa didapatkan nilai bersih dari kekuatan izin yang terdapat pada tiang pancang.

$$W \text{ tiang} = q \times H$$

$$= 641 \times 16,5$$

$$= 10576,5 \text{ kg}$$

$$= 103,720 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{all netto}} = Q_{\text{all}} - W_{\text{tiang}}$$

$$= 3682,2569 - 103,720$$

$$= 3578,537 \text{ kN}$$

d. Kekuatan bahan tiang pancang

Kekuatan bahan tiang pancang diambil dari katalog WIKA Beton dengan spesifikasi berikut ini.

$$\text{Gaya desak izin} = 399,17 \text{ ton}$$

$$= 3915,8577 \text{ kN}$$

Nilai tersebut lebih besar dari $Q_{\text{all netto}}$ tiang pancang terhadap daya dukung tanah sehingga tiang mampu menahan daya dukung tanah yang terjadi.

e. Perkiraan dimensi *pile cap*

Dimensi pile cap diperkirakan dengan dimensi sebagai berikut ini

$$\text{Panjang pile cap arah X} \quad B = 4,9 \text{ m}$$

$$\text{Panjang pile cap arah Y} \quad H = 11,2 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi pile cap} \quad T = 1,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pile cap} \quad W &= B \times H \times T \times \gamma_b \\ &= 4,9 \times 11,2 \times 1,3 \times 24 \\ &= 1712,256 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. Data pembebanan pada tepi *pile cap*

Berikut ini merupakan pembebanan pada tepi pile cap.

1) Berat mati sendiri struktur atas

$$PMS1 = 1189,354 \text{ kN}$$

Karena arah beban akibat berat mati sendiri struktur atas tepat pada tumpuan pile cap, maka tidak terjadi momen pada tepi pile cap.

2) Berat mati sendiri *abutment* dan pile cap

Berikut ini adalah perhitungan dari berat mati sendiri pada *abutment* dan pile cap

$$PMS2 = W_{\text{abutment}} + W_{\text{pile cap}}$$

$$= 2405,34 + 1712,256$$

$$= 4117,596 \text{ kN}$$

3) Berat mati tambahan struktur atas

$$\text{PMA1} = 467,984 \text{ kN}$$

Karena arah beban mati struktur atas tepat pada tumpuan pile cap, maka tidak terjadi momen pada pile cap.

4) Berat mati tambahan akibat timbunan di belakang *abutment*

Berikut ini merupakan perhitungan berat mati tambahan akibat timbunan di belakang *abutment*.

Tabel 5. 64 erat Mati Tambahan Akibat Tanah Timbunan di

no	gs	p	T	L	bentuk	V	PMA2	lengan	Arah momen	Momen	
	kN/m3	m	m	m		m3	kN	m		kNm	
w1	16,17	1,6472	9,5	0,3	1	4,69452	75,91039	1,2736	1	96,67947	
w2	16,17	1,2972	9,5	2,3	1	28,34382	458,3196	1,7986	1	824,3336	
w3	16,17	0,7	9,5	1	0,5	3,325	53,76525	0,916667	1	49,28481	
w4	16,17	1,9907	9,5	6,4	1	121,0346	1957,129	1,44535	1	2828,736	
Jumlah							2545,124				3799,034

$$\text{PMA2} = 2545,124 \text{ kN}$$

$$\text{MMA2} = 3799,034 \text{ kNm}$$

5) Tekanan tanah aktif

Berikut ini rekapitulasi gaya horizontal dan momen akibat tanah aktif pada tepi pile cap yang di tunjukNa pada Tabel

Tabel 5. 65 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Aktif di Tepi

Gaya tekanan Tanah aktif	PTA	Lengan	Momen
	kN	m	kNm
Akibat beban tambahan	-749,196	4,4	-3277,732
Akibat timbunan	-4682,474	2,9	-13657,217
Jumlah	-5431,670		-16934,949

$$\text{PTA} = -5431,670 \text{ kN}$$

$$\text{MTA} = -16934,949 \text{ kNm}$$

6) Beban lajur TD

Dari hasil perhitungan sebelumnya di dapatkan Beban lajur pada struktur atas jembatan sebagai berikut ini

$$PBTR = 2205 \text{ kN}$$

$$PBGT = 480,2 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{PTD total} &= PBTR + PBGT \\ &= 2205 + 480,2 \\ &= 2685 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena *abutment* terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban lajur “D” struktur atas dibagi menjadi dua sehingga menjadi seperti ini.

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \text{ PTD struktur atas} &= 0,5 \times 2685 \\ &= 1342,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Penyaluran beban lajur “D” struktur atas pada tepi pile cap tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.

7) Beban pejalan kaki

Dari hasil perhitungan sebelumnya, didapatkan beban pejalan kaki pada struktur atas sebagai berikut ini.

$$PTP = 400 \text{ kN}$$

Karena *abutment* terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban pejalan kaki struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \text{ PTP} &= 0,5 \times 400 \\ &= 200 \text{ kN} \end{aligned}$$

Penyaluran beban pejalan kaki struktur atas pada tepi pile cap tepat di titik tumpuannya sehingga tidak terjadi momen.

8) Beban rem

Dari hasil perhitungan sebelumnya, didapatkan beban rem pada struktur atas jembatan sebagaimana berikut ini.

$$PTB = -135,25 \text{ kN}$$

Karena *abutment* terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban rem struktur atas dibagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \text{ PTB} &= 0,5 \times -135,25 \\ &= -67,625 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena beban rem tidak persisi pada tumpuan, sehingga terdapat lengan terhadap titik tumpuan *breast wall* yang mengakibatkan terjadi momen.

$$\begin{aligned} \text{LTB} &= 1,8 \times 8,75 \\ &= 10,55 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{MTB} &= \text{PTB} \times \text{LTB} \\ &= -67,625 \times 10,55 \\ &= -713,443 \text{ kNm} \end{aligned}$$

9) Beban angin struktur

Dari perhitungan beban struktur pada struktur atas, didapatkan nilai beban angin struktur sebagai berikut ini.

$$\text{PEWs} = 30,9 \text{ kN}$$

Karena *abutment* terdapat pada kedua sisi ujung jembatan, maka di bagi dua sehingga menjadi seperti berikut ini.

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \text{PEWs} &= 0,5 \times \text{PEWs} \\ &= 0,5 \times 30,9 \\ &= 15,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap titik berat pile cap

$$\begin{aligned} \text{LEWs} &= 0,5 \times 6,5 + 7,7 \\ &= 10,95 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat beban angin struktur pada pile cap

$$\begin{aligned} \text{MEWs} &= \text{PEWs} \times \text{LEWs} \\ &= 15,45 \times 10,95 \\ &= 169,1775 \text{ kNm} \end{aligned}$$

10) Beban angin kendaraan

Dari perhitungan sebelumnya, didapatkan beban angin kendaraan sebagaimana berikut ini.

$$\text{PEW1} = 95,108 \text{ kN}$$

Karena *abutment* terdapat pada kedua ujung jembatan, maka beban angin kendaraan dibagi menjadi dua sehingga seperti berikut ini.

$$\frac{1}{2} \text{PEW1} = 0,5 \times \text{PEW1}$$

$$= 0,5 \times 95,108$$

$$= 47,554 \text{ kN}$$

Penyaluran beban angin kendaraan struktur atas pada pile cap tepat di titik tumpunya sehingga tidak terjadi momen.

11) Beban gempa lateral EQ

Berikut ini perhitungan momen akibat beban gempa pada pile cap yang di tunjukan pada Tabel

Tabel 5. 66 Gaya dan Momen Akibat Gempa pada Tepi Pile Cap

Beban	PEQX	PEQY	lengan	MEQX	MEQY
Beban arah X	515,8849909	75,64266	7,7	3972,314	582,4485
Beban arah Y	154,7654973	252,1422	7,7	1191,694	1941,495

12) Beban terhadap gesekan perletakan BF

Dari hasil perhitungan sebelum, didapatkan beban terhadap gesekan perletakan sebagaimana berikut ini.

$$TBF = 1221 \text{ kN}$$

$$LBF = 0,1 + 7,7$$

$$= 7,8 \text{ m}$$

$$MBF = TBF \times LBF$$

$$= 1221 \times 7,8$$

$$= -9523,8 \text{ kNm}$$

13) Rekapitulasi pembebanan pada pile cap

Berikut ini merupakan rekapituulasi pembebanan pada pile cap.

Tabel 5. 67 Rekapitulasi Pembebanan Kuat I pada Pile Cap

Jenis beban	kode	Faktor	vertikal	horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
Satuan			kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban mati sendiri	MS	1,3	6899,036	0	0	295,1949	0
Beban mati tambahan	MA	2	6026,216	0	0	7598,068	0
tekanan tanah aktif	TA	1,25	0	-6789,59	0	-21168,7	0
Beban lajur	TD	1,8	2416,68	0	0	0	0
Beban pejalan kaki	TP	1,8	360	0	0	0	0
beban rem	TB	1,8	0	-121,725	0	-1284,2	0
Beban geser perletakan	BF	1	0	1221	0	-9523,8	0
JUMLAH			15701,93	-5690,31	0	-24083,4	0

14) Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam perencanaan pile cap diambil nilai tersebar dari setiap komponennya pada kombinasi Kuat I, Ekstrim I EQx, Ekstrim I EQy.

Tabel 5. 68 Kombinasi Beban pada Pile Cap

Kombinasi	Vertikal	horizontal		momen	
	P	Px	Py	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	15701,93	-5690,31	0	-24083,4	0
Ekstrim I Eqx	13388,03	-5072,99	75,64266	-19040,9	582,4485
Ekstrim I Eqty	13388,03	-5434,11	252,1422	-21821,6	1941,495
MAX	15701,93	-5072,99	252,1422	-19040,9	1941,495

g. Kebutuhan kelompok tiang

Perhitungan kebutuhan kelompok tiang yang dilakukan masih berupa perkiraan sementara karena beban yang bekerja hanya berupa gaya aksial saja dan belum mempertimbangkan akibat momen yang terjadi

$$\begin{aligned}
 N_p &= \frac{P_u}{Q_{allnetto}} \\
 &= \frac{15701,93}{3578,597} \\
 &= 4,387
 \end{aligned}$$

$$N_{pakai} = 10 \text{ buah}$$

h. Konfigurasi kelompok tiang

$$\text{Jumlah tiang X} \quad m = 2$$

$$\text{Jumlah tiang Y} \quad n = 5$$

$$\text{Jarak antara tiang} \quad s = 2,1$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat jarak antara tiang} &= 2,5D \leq S \leq 3D \\
 &= 2,5 \times 0,8 \leq S \leq 3 \times 0,8 \\
 &= 2 \leq S \leq 2,4
 \end{aligned}$$

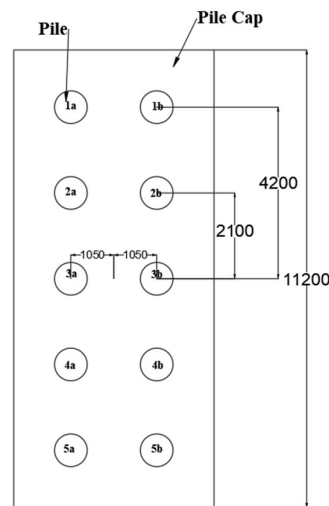
$$\text{Jarak tiang ke tepi} \quad St = 1,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat jarak tiang ke tepi} &= 1,5D \leq St \leq 2D \\
 &= 1,5 \times 0,8 \leq St \leq 2 \times 0,8 \\
 &= 1,2 \leq St \leq 1,6
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang pile cap arah X } B &= ((m - 1) \times S) + (2 \times St) \\
 &= ((2 - 1) \times 2,1) + (2 \times 1,4) \\
 &= 4,9 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang pile cap arah Y } H &= ((n - 1) \times S) + (2 \times St) \\
 &= ((5 - 1) \times 2,1) + (2 \times 1,4) \\
 &= 11,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan gambar konfigurasi pile pda pile cap yang digunakan.



Gambar 5. 110 Konfigurasi Pile

- i. Efisiensi kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1} \left(\frac{D}{S} \right) \\
 &= \tan^{-1} \left(\frac{0,8}{2,1} \right) \\
 &= 20,854^\circ
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Efisiensi kelompok tiang } E_g &= 1 - \frac{\theta}{90} \times \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{mn} \right] \\
 &= 1 - \frac{20,854}{90} \times \left[\frac{(5-1)2 + (2-1)5}{5 \times 2} \right] \\
 &= 0,698
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Daya dukung kelompok tiang } Q_{tk} &= E_g \times (m \times n) \times Q_{all \ netto} \\
 &= 0,698 \times 5 \times 2 \times 3578,537
 \end{aligned}$$

$$= 25005,7 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_{tk} &> P_u \\ 25005,7 \text{ kN} &> 15701,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

AMAN

j. Beban maksimum dan kapasitas maksimum tiang

Perhitungan beban maksimum tiang dilakukan untuk mengetahui kapasitas maksimum setiap tiang pada kelompok tiang akibat gaya aksial dan momen yang terjadi. Selain itu diperhitungkan juga kekuatan tiang akibat gaya lateral yang terjadi seperti akibat tekanan tanah pasif.

1) Beban maksimum akibat gaya aksial dan momen

Titik tiang pancang yang ditinjau dalam perhitungan yaitu titik 1b.

Perhitungan beban maksimum akibat gaya aksial dan momen pada tiang pancang dihitung sebagai berikut ini.

$$Q_{all \text{ netto}} = 3578,537 \text{ kN}$$

$$P_u = 15701,93 \text{ kN}$$

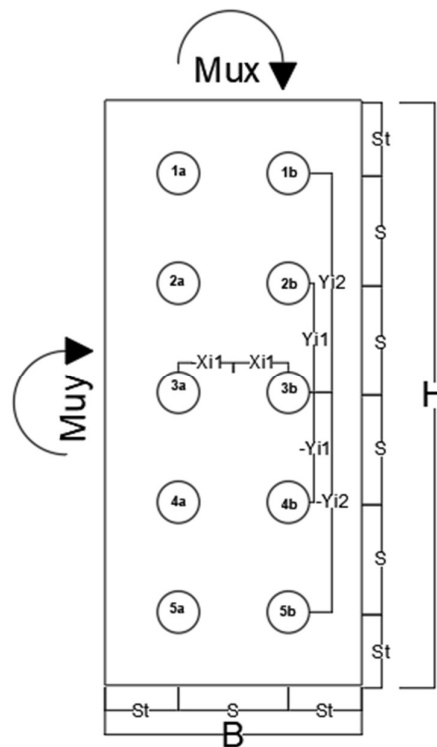
$$M_{ux} = 19040,94 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 1941,495 \text{ kNm}$$

$$\text{Jarak dari as pile ke as pile cap arah X} \quad x_i = 1,05 \text{ m}$$

$$\text{Jarak dari as pile ke as pile cap arah Y} \quad y_i = 4,2 \text{ m}$$

Perhitungan jarak as pile ke as pile cap lainnya dapat dilihat pada Gambar dan Tabel berikut ini



Gambar 5. 111 Momen Pada Pile Cap

Tabel 5. 69 Jarak As Pile ke As Pile Cap

pile	Xi	Yi	Xi2	yi2
	m	m		
1a	-1,05	4,2	1,1025	17,64
1b	1,05	4,2	1,1025	17,64
2a	-1,05	2,1	1,1025	4,41
2b	1,05	2,1	1,1025	4,41
3a	-1,05	0	1,1025	0
3b	1,05	0	1,1025	0
4a	-1,05	-2,1	1,1025	4,41
4b	1,05	-2,1	1,1025	4,41
5a	-1,05	-4,2	1,1025	17,64
5b	1,05	-4,2	1,1025	17,64
Jumlah			11,025	88,2

$$P_{maks\ 1b} = \frac{pu}{np} + \frac{M_{uy} \times x_i}{\sum x_i^2} + \frac{M_{ux} \times y_i}{\sum y_i^2}$$

$$= \frac{15701,93}{10} + \frac{1941,495 \times 1,05}{11,025} + \frac{19040,94 \times 4,2}{88,2}$$

$$= 2661,809 \text{ kN}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi beban maksimum tiang akibat gaya aksial dan momen yang ditunjukkan pada Tabel 5.69

Tabel 5. 70 Rekapitulasi Beban Maksimum Tiang akibat Gaya Aksial dan

pile	Xi	Yi	Xi2	yi2	Pmax	Pallnetto	Hasil
	m	m					
1a	-1,05	4,2	1,1025	17,64	2292	3578,537	AMAN
1b	1,05	4,2	1,1025	17,64	2661,809	3578,537	AMAN
2a	-1,05	2,1	1,1025	4,41	1838,645	3578,537	AMAN
2b	1,05	2,1	1,1025	4,41	2208,453	3578,537	AMAN
3a	-1,05	0	1,1025	0	1385,289	3578,537	AMAN
3b	1,05	0	1,1025	0	1755,097	3578,537	AMAN
4a	-1,05	-2,1	1,1025	4,41	931,9332	3578,537	AMAN
4b	1,05	-2,1	1,1025	4,41	1301,742	3578,537	AMAN
5a	-1,05	-4,2	1,1025	17,64	478,5774	3578,537	AMAN
5b	1,05	-4,2	1,1025	17,64	848,3859	3578,537	AMAN
Jumlah			11,025	88,2			

2) Kapasitas tiang pancang akibat gaya lateral

Selain akibat gaya aksial, tiang pancang juga harus diperhitungkan kekuatannya dalam menerima gaya lateral seperti gaya akibat tekanan tanah pasif yang terjadi setelah tiang dipancang. Gaya lateral ini berpengaruh terhadap kekuatan gaya geser serta momen maksimum yang bisa ditahan oleh tiang pancang tersebut. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui kapasitas akibat gaya lateral.

Overlap tiang pancang pada pile cap $L_a = 1,3 \text{ m}$

Diameter tiang pancang $D = 0,8 \text{ m}$

Panjang tiang pancang $L = 16,5 \text{ m}$

Panjang jepitan tiang pancang $L_d = 1/3 \times L$
 $= 1/3 \times 16,5$
 $= 5,5 \text{ m}$

a) Data parameter tanah

Data parameter tanah seteah lapisannya dapat dilihat pada Tabel berikut ini

Tabel 5. 71 Data Parameter Tanah Berdasarkan N-SPT

kedalaman	Nspt	γ_s	Φ	Kp
0-1,5	2	15,7	30	3
1,5-3	2	15,7	30	3
3-4,5	2	15,7	30	3
4,5-6	5	18,1	31	3,124035
6-7,5	7	18,1	31	3,124035
7,5-9	8	18,1	31	3,124035

b) Menghitung tekanan dan momen akibat tanah pasif pada tiang pancang

Perhitungan tekanan tanah pasif pada tiang pancang dapat dilihat pada Tabel berikut ini

Tabel 5. 72 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Tiang Pancang

Kedalaman			Lebar		Lebar P		
kode	notasi	m	kode	kN/m ²	kode	notasi	KN/m ²
AB	1/5 Ld	1,1	BD	124,344	BC	4/5 BD	99,4752
BE	2/5 Ld	2,2	EG	248,688	EF	3/5 EG	149,2128
EH	3/5 Ld	3,3	HJ	373,032	HI	2/5 HJ	149,2128
HK	4/5 Ld	4,4	KM	597,1156	KL	1/5 KM	119,4231
KN	Ld	5,5	NO	746,3945	N	0/5 NO	0

Tabel 5. 73 Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Tiang

kode	p1	p2	kedalam	F	lengan	Momen
F1	0	99,4752	1,1	54,71136	4,95	270,8212
F2	99,4752	149,2128	1,1	136,7784	3,813333	521,5816
F3	149,2128	149,2128	1,1	164,1341	2,75	451,3687
F4	149,2128	119,4231145	1,1	147,7498	1,67033	246,7909
F5	119,4231	0	1,1	65,68271	0,733333	48,16732
Jumlah				569,0563		1538,73

c) Kapasitas dukung lateral izin

Berdasarkan hasil perhitungan tekanan dan momen akibat tanah pasif sebelumnya, kapasitas dukung lateral izin dapat dihitung sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman} \quad L2 &= \frac{\Sigma M}{\Sigma F} \\ &= \frac{1538,73}{569,056} \\ &= 2,7 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya lateral} \quad H &= \frac{2 \times L2 \times F}{L2 + Ld + La} \\ &= \frac{2 \times 2,7 \times 569,056}{2,7 + 5,5 + 16,5} \\ &= 323,806 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Safety factor} \quad SF = 3$$

Kapasitas daya dukung izin lateral per tiang

$$\begin{aligned} H \text{ izin} &= \frac{H}{SF} \\ &= \frac{323,806}{3} \\ &= 107,935 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas daya dukung izin lateral per tiang

$$\begin{aligned} H \text{ izin per tiang} &= \frac{H_{izin}}{n} \\ &= \frac{107,935}{10} \\ &= 10,7935 \text{ kN} \end{aligned}$$

d) Momen akibat gaya lateral

Dengan adanya gaya lateral, maka dapat menyebabkan terjadinya momen pada tiang pancang. Berikut ini merupakan contoh perhitungan momen pada titik M1.

$$\begin{aligned} \text{Jarak dari H ke F1} \quad h_{i1} &= La + \left(\frac{2}{3} \times AB\right) \\ &= 16,5 + \left(\frac{2}{3} \times 1,1\right) \\ &= 2,033 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat H di F1} \quad M_{h1} &= H \times h_{i1} \\ &= 323,806 \times 2,033 \\ &= 658,406 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Besarnya momen di titik F1} &= M_{h1} - \sum(F_i \times y_i) \\ &= 658,4066 - 0 \\ &= 658,406 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan momen pada titik lainnya dapat dilihat pada Tabel berikut ini.

Tabel 5. 74 Momen Akibat Gaya Lateral

kode	hi	Mhi	yi	F1yi	F2yi	F3yi	F4yi	F5yi	M
M0	1	323,807	0	0	0	0	0	0	323,807
M1	2,35	760,946	0	0	0	0	0	0	760,946
M2	3,48 6	1129,00 6	1,13666 7	62,189	0	0	0	0	1066,817
M3	4,55	1473,32 0	1,06333 3	120,36 5	300,91 2	0	0	0	1052,043
M4	5,63 0	1822,92 5	1,080	179,43 5	448,58 8	538,30 6	0	0	656,596
M5	6,56	2126,33 1	0,937	230,70 0	576,74 9	692,09 9	623,01 1	0	3,772
MAX									1066,817

Dari hasil perhitungan didapatkan hasil sebagai berikut ini.

$$\text{Momen maksimum} = 1066,817 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen satu tiang} &= \frac{1066,817}{10} \\ &= 106,6817 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen izin satu tiang} &= \frac{\text{momen satu tiang}}{SF} \\ &= \frac{106,6817}{3} \\ &= 35,560 \text{ kNm} \end{aligned}$$

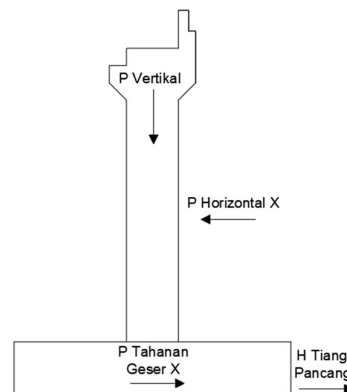
3. Stabilitas *abutment*

Abutment perlu dilakukan pengecekan stabilitas agar aman untuk digunakan sebagai penopang utama struktur atas jembatan. Dalam pengecekan, *abutment* dan pondasi dijadikan sebuah kesatuan struktur karena keduanya

bekerja bersamaan. *Abutment* harus mampu menahan pergeseran, penggulingan, dan daya dukung izin yang dibatasi oleh faktor aman tertentu. Berikut ini merupakan perhitungan stabilitas *abutment* yang dilakukan.

a. Stabilitas tanah geser

Pergeseran bisa terjadi pada *abutment* akibat adanya gaya lateral yang terjadi pada *abutment* tersebut. Oleh karena itu, *abutment* harus mampu mempertahankan posisinya untuk tidak bergeser baik secara memanjang maupun melintang dari arah jembatan. Bentuk penyebaran gaya dalam stabilitas *abutment* terhadap geser ditunjukkan pada Gambar 5.114



Gambar 5. 112 Stabilitas *Abutment* Arah Memanjang

Berikut ini merupakan contoh perhitungan stabilitas *abutment* terhadap geser pada arah memanjang jembatan yang menggunakan kombinasi beban Ekstrik 1 Eqx.

1) Perhitungan pembebanan

Perhitungan pembebanan pada *abutment* ditunjukkan pada Tabel berikut ini.

Tabel 5. 75 Perhitungan Pembebanan *Abutment*

No	Jenis Beban	Kode Beban	Vertikal	Horizontal		Faktor	Ekstrim 1 EQx		
			P	Px	Py		Vertikal	Horizontal	
			kN	kN	kN		P	Px	Py
							kN	kN	kN
1	Beban mati sendiri <i>Abutment</i> + Pile Cap	MS1	4117,596	0,000	0,000	1,300	5352,875	0,000	0,000
2	Beban mati tambahan timbunan di atas pile cap	MA1	2545,124	0,000	0,000	2,000	5090,248	0,000	0,000
1	Beban mati sendiri str atas	MS2	1189,355	0,000	0,000	1,300	1546,161	0,000	0,000
2	Beban mati tambahan str atas	MA2	467,984	0,000	0,000	2,000	935,968	0,000	0,000
3	Tekanan tanah aktif	TA	0,000	-5431,670	0,000	1,250	0,000	-6789,588	0,000
4	Beban lajur	TD	1342,600	0,000	0,000	0,300	402,780	0,000	0,000
5	Beban pejalan kaki	TP	200,000	0,000	0,000	0,300	60,000	0,000	0,000
6	Beban rem	TB	0,000	-67,625	0,000	0,300	0,000	-20,288	0,000
7	Beban angin struktur	Ews	0,000	0,000	15,450	0,000	0,000	0,000	0,000
8	Beban angin kendaraan	Ewl	47,554	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	Beban gempa arah X	Eqx	0,000	515,885	75,643	1,000	0,000	515,885	75,643
10	Beban gempa arah Y	Eqy	0,000	154,765	252,142	0,000	0,000	0,000	0,000
11	Beban gesekan perletakan	BF	0,000	1221,000	0,000	1,000	0,000	1221,000	0,000
			9910,213	-3607,645	343,235		13388,032	-5072,990	75,643

Gaya vertical	P	= 13388,032 kN
Gaya horizontal arah X Ekstrim I	P _x	= 5434,110 kN
Gaya horizontal arah Y Ekstrim I	P _y	= 2552,142 kN
Kapasitas dukung lateral izin	Hizin	= 323,806 kN
Lebar <i>abutment</i> arah X	B _x	= 4,9 m
Lebar <i>abutment</i> arah Y	B _y	= 11,2 m
Sudut gesek dalam di bawah pile cap	φ	= 30
Sudut geser antara tanah dan <i>abutment</i>	δ _b	= 26
Kohesi tanah di bawah pile cap	C _u	= 5 kN/m ²
Adhesi antara tanah dan dasar <i>abutment</i>	ca	= 2/3 x C _u
		= 2/3 x 5
		= 3,33 kN/m ²
Safety factor stabilitas geser		= 1,5 (Pasir)

Tahanan terhadap pergeseran

$$\begin{aligned}\sum R_h &= C_a \times (B_x \times B_y) + P \tan \delta_b + H_{izin} \\ &= 3,33 \times (4,9 \times 11,2) + 13388,032 \tan 26 + 323,806 \\ &= 8236,3239 \text{ kN}\end{aligned}$$

2) Stabilitas geser arah memanjang

$$\begin{aligned}\frac{\sum R_h}{\sum P_x} &= \frac{8236,3239}{5434,110} \\ &= 1,516 > 1,5 \text{ AMAN}\end{aligned}$$

3) Stabilitas geser arah melintang

$$\begin{aligned}\frac{\sum R_h}{\sum P_y} &= \frac{7877,348}{252,142} \\ &= 32,665 > 1,5 \text{ AMAN}\end{aligned}$$

4) Rekapitulasi stabilitas geser *abutment*

Berikut ini merupakan rekapitulasi stabilitas geser *abutment* dari berbagai kombinasi beban yang ada.

Tabel 5. 76 Stabilitas Geser *Abutment* Arah Memanjang

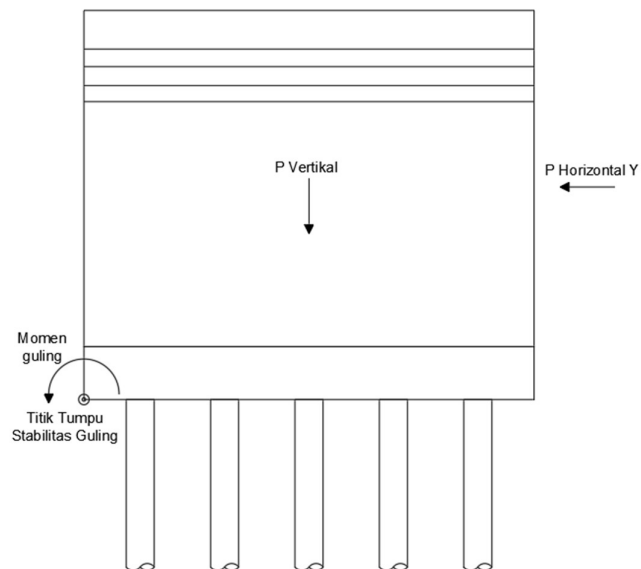
Kombinasi	P	Px	Rh	SF>1,5	Keterangan
	kN	kN	kN		
Ekstrim 1 EQx	13388,032	3424,393	7877,348068	2,300363156	AMAN
EX1EQy	13388,0	3811,0	7877,348068	2,066993487	AMAN
Layan 1	9910,2	2988,6	5971,44891	1,998098571	AMAN
Layan 2	10325,4	3008,9	6211,179588	2,064301286	AMAN
Layan 3	9554,1	2975,0	5765,869326	1,938080804	AMAN
Layan 4	8320,1	2920,9	5053,372905	1,730049794	AMAN

Tabel 5. 77 Stabilitas Geser *Abutment* Arah Melintang

Kombinasi	P	Py	Rh	SF>1,5	Keterangan
	kN	kN	kN		
Ekstrim 1 EQx	12631,607	81,989	7877,348	96,07839	AMAN
Ekstrim 1 EQy	12631,6	273,3	7877,3	28,82352	AMAN
Layan 1	9330,5	4,6	5971,4	1288,338	AMAN
Layan 2	9745,7	0,0	6211,2	-	AMAN
Layan 3	8974,4	0,0	5765,9	-	AMAN
Layan 4	7740,3	0,0	5053,4	-	AMAN

b. Stabilitas terhadap guling

Selain dapat menyebabkan pergeseran, gaya lateral yang terjadi pada *abutment* juga dapat menyebabkan guling. Titik guling tersebut terletak pada bagian ujung terluar dari *abutment* tersebut dilihat dari arah gaya lateral yang dominan terjadi. Berikut ini merupakan sebaran gaya dan momen terhadap stabilitas guling *abutment* yang ditunjukkan pada Gambar 5.117



Gambar 5. 113 Stabilitas Guling *Abutment* Arah Melintang

Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam menentukan stabilitas guling *abutment*

1) Momen tahanan

Momen tahanan yang terjadi pada *abutment* yaitu berat sendiri dari *abutment* tersebut serta timbunan tanah yang terdapat di belakang *abutment* yang berada pada atas pile cap. Besar momen tahanan yang terjadi ditentukan pada Tabel 5.77 dan Tabel 5.78 berikut ini.

Tabel 5. 78 Momen Akibat *Abutment* dan Pile Cap

No	gamma beton (kN/m ³)	P	T	L	bentuk	V	W	Lengan ke titik guling	Arah momen	Momen Tahan
1	24	0,35	0,6	10,5	1	2,205	52,92	3,078	1	162,9
2	24	0,7	1,3	10,5	1	9,555	229,32	3,253	1	746,0
3	24	0,7	1	10,5	0,5	3,675	88,2	3,136	1	276,6
4	24	0,5	0,5	10,5	1	2,625	63	1,753	1	110,4
5	24	0,5	0,5	10,5	0,5	1,3125	31,5	1,836	1	57,8
6	24	1	7,7	10,5	1	80,85	1940,4	2,4527	1	4759,2
7	24	4,9	1	11,2	1	54,88	1317,12	2,4527	1	3230,5
JUMLAH							3722,46			9343,5

Tabel 5. 79 Momen Akibat Tanah Timbunan di Atas Pile Cap

Bagian	gamma s timbunan (kN/m ³)	P	L	T	bentuk	V	W	Lengan ke titik guling	Arah momen	Momen Tahan
W1	16,17	1,6472	9,5	0,3	1	4,69452	75,9103884	4,0766	1	309,456
W2	16,17	1,2972	9,5	2,3	1	28,34382	458,319569	4,2516	1	1948,591
W3	16,17	0,7	9,5	1	0,5	3,325	53,76525	3,3697	1	181,173
W4	16,17	1,9907	9,5	6,4	1	121,03456	1957,12884	3,9033	1	7639,261
JUMLAH							2545,12404			10078,482

2) Momen guling

Momen guling didapatkan dari besaran gaya yang terjadi dari struktur atas jembatan serta gaya lateral akibat tekanan tanah aktif terhadap *abutment*. Besaran momen guling yang terjadi ditunjukkan pada Tabel berikut ini.

Tabel 5. 80 Rekapitulasi Beban

No	Jenis Beban	Kode Beban	Beban Vertikal	Horizontal		Momen		
			P	Px	Py	Lengan ke titik guling	Mx	My
			kN	kN	kN	m	kNm	kNm
1	Beban mati sendiri str atas	MS2	1189,355	0,000	0,000	2,453	2917,130	0,000
2	Beban mati tambahan str atas	MA2	467,984	0,000	0,000	2,453	1147,824	0,000
3	Tekanan tanah aktif 1	TA	0,000	-749,196	0,000	5,375	-4026,928	0,000
	Tekanan tanah aktif 2	TA	0,000	-4682,474	0,000	3,917	-18339,692	0,000
	Tekanan tanah aktif 3	TA						
4	Beban lajur	TD	1342,600	0,000	0,000	2,453	3292,995	0,000
5	Beban pejalan kaki	TP	200,000	0,000	0,000	2,453	490,540	0,000
6	Beban rem	TB	0,000	-67,625	0,000	7,700	-520,713	0,000
7	Beban angin struktur	Ews	0,000	0,000	15,450	7,700	0,000	118,965
8	Beban angin kendaraan	Ewl	47,554	0,000	0,000	2,453	116,636	0,000
9	Beban gempa arah X	Eqx	0,000	515,885	75,643	7,700	3972,314	582,448
10	Beban gempa arah Y	Eqy	0,000	154,765	252,142	7,700	1191,694	1941,495
11	Beban gesekan perletakan	BF	0,000	1221,000	0,000	7,700	9401,700	0,000
Jumlah			3247,493	-3607,645	343,235		-356,497	2642,908

Dari hasil perhitungan beban tersebut, dilakukan perhitungan beban terfaktor dengan kombinasi beban ekstrim 1 EQx.

Tabel 5. 81 Kombinasi Beban Ekstrim 1 Eqx

No	Jenis Beban	Kode Beban	Faktor	Vertikal	Horizontal	
				P	Mx	My
				kN	kNm	kNm
1	Beban mati sendiri str atas	MS2	1,3	1546,161	3792,269	0,000
2	Beban mati tambahan str atas	MA2	2	935,968	2295,649	0,000
3	Tekanan tanah aktif 1	TA	1,25	0,000	-5033,660	0,000
	Tekanan tanah aktif 2	TA	1,25	0,000	-22924,614	0,000
	Tekanan tanah aktif 3	TA	1,25			
4	Beban lajur	TD	0,3	402,780	987,899	0,000
5	Beban pejalan kaki	TP	0,3	60,000	147,162	0,000
6	Beban rem	TB	0,3	0,000	-156,214	0,000
7	Beban angin struktur	Ews	0	0,000	0,000	0,000
8	Beban angin kendaraan	Ewl	0	0,000	0,000	0,000
9	Beban gempa arah X	Eqx	1	0,000	3972,314	582,448
10	Beban gempa arah Y	Eqy	0	0,000	0,000	0,000
11	Beban gesekan perletakan	BF	1	0,000	9401,700	0,000
Jumlah				2944,909	-7517,495	582,448

Gaya vertical total $P = 12631,607 \text{ kN}$

Momen guling arah X Ekstrim I $M_{glx} = 7517,4951 \text{ kNm}$

Momen guling arah Y Ekstrim I $M_{gly} = 582,448 \text{ kNm}$

Momen max dari tiang pancang $M_{max} = 1066,817 \text{ kNm}$

Momen pertahanan guling total arah X

$$M_{wx} = 33370,317 \text{ kNm}$$

Momen pertahanan guling total arah Y

$$\begin{aligned} M_{wy} &= (P \times (B_y/2)) + M_{\max} \\ &= 73163,207 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Stabilitas guling arah X

$$\begin{aligned} \frac{M_{wx}}{\sum M_{glx}} &= \frac{33370,317}{7517,4951} \\ &= 4,439 > 2 \text{ (AMAN)} \end{aligned}$$

Stabilitas guling arah Y

$$\begin{aligned} \frac{M_{wy}}{\sum M_{gly}} &= \frac{73163,207}{582,448} \\ &= 125,613 > 2 \text{ (AMAN)} \end{aligned}$$

Rekapitulasi stabilitas guling

Berikut ini merupakan rekapitulasi stabilitas guling *abutment* dari berbagai kombinasi beban yang ada.

Tabel 5. 82 Stabilitas Guling *Abutment* arah Memanjang

Kombinasi	P	M _{wx}	M _{glx}	SF>2	Keterangan
	kN	kN	kN		
Ekstrim 1 EQx	2944,909	33370,316	7517,495	4,43902066	AMAN
Ekstrim 1 EQy	2944,909	33370,316	10298,115	3,24042948	AMAN
Layan 1	3247,493	20488,788	5520,506	3,71139677	AMAN
Layan 2	3662,719	20488,788	4658,296	4,39834431	AMAN
Layan 3	2891,419	20488,788	6289,707	3,25751079	AMAN
Layan 4	1657,339	20488,788	8899,965	2,3021201	AMAN

Tabel 5. 83 Stabilitas Guling *Abutment* arah Melintang

Kombinasi	P	M _{wy}	M _{gly}	SF>2	Keterangan
	kN	kN	kN		
Ekstrim 1 EQx	2944,909	73163,207	582,448	125,6131805	AMAN
Ekstrim 1 EQy	2944,909	17558,309	1941,495	9,043705515	AMAN
Layan 1	3247,493	19252,778	35,690	539,4521708	AMAN
Layan 2	3662,719	21578,042	0,000	-	AMAN
Layan 3	2891,419	17258,762	0,000	-	AMAN
Layan 4	1657,339	10347,914	0,000	-	AMAN

c. Stabilitas kapasitas dukung izin

1) Kapasitas dukung izin satu tiang

Berikut ini merupakan stabilitas kapasitas dukung izin satu tiang pada *abutment* ditunjukkan pada Tabel

Tabel 5. 84 Stabilitas Kapasitas Dukungan Izin Satu Tiang

Kombinasi	Vertikal	momen		P max	Qizin	Keterangan
	Pu	Mx	My			Pmax < Qizin
	kN	kNm	kNm			
Ekstrim I Eqx	13388,03	19040,94	582,4485	2300,986	3578,537	AMAN
Ekstrim I Eqty	13388,03	21821,56	1941,495	2562,83	3578,537	AMAN
Layan I	9910,213	23146,09	50,75325	2098,05	3578,537	AMAN
Layan II	10325,44	23360,12	0	2144,931	3578,537	AMAN
Layan III	9554,139	23003,4	0	2050,814	3578,537	AMAN
Layan IV	8320,059	22432,64	118,4243	1911,505	3578,537	AMAN

2) Kapasitas dukung izin kelompok tiang

Berikut ini merupakan stabilitas kapasitas dukung izin kelompok tiang pada *abutment* yang ditunjukkan pada Tabel 5.84

Tabel 5. 85 Stabilitas Kapasitas Dukungan Izin Kelompok Tiang

Kombinasi	Vertikal	momen		Qizin	Keterangan
	Pu	Mux	Muy		Pu < Qizin
	kN	kNm	kNm		
Ekstrim I Eqx	13388,03	19040,94	582,4485	25005,7	AMAN
Ekstrim I Eqty	13388,03	21821,56	1941,495	25005,7	AMAN
Layan I	9910,213	23146,09	50,75325	25005,7	AMAN
Layan II	10325,44	23360,12	0	25005,7	AMAN
Layan III	9554,139	23003,4	0	25005,7	AMAN
Layan IV	8320,059	22432,64	118,4243	25005,7	AMAN

4. Perhitungan tulangan tiang pancang

Tiang pancang yang digunakan dalam perencanaan ini berupa tiang pancang pracetak yang diproduksi oleh WIKA beton. Oleh karena itu kebutuhan tulangan secara detail telah diperhitungkan sebaik mungkin oleh produsen tiang pancang tersebut. Akan tetapi dalam penelitian ini perlu mengetahui contoh perhitungan kebutuhan tiang pancang. Berikut ini merupakan

perhitungan kebutuhan tulangan tiang pancang. Berikut ini perhitungan yang dilakukan dalam menentukan kebutuhan tulangan tiang pancang.

Jenis tiang = WIKA beton PC piles

Diameter tiang pancang $D = 800 \text{ mm}$

Luas penampang tiang pancang $A_g = 502654,825 \text{ mm}^2$

Diameter tulangan pokok $d_p = 25 \text{ mm}$

Diameter tulangan geser $d_s = 13 \text{ mm}$

a. Tulangan pokok

Menurut RSNI T-03 (2005), perbandingan luas tulangan pokok terhadap luas penampang setidaknya bernilai 1% dengan batas maksimum 8%.

Luas 1 tulangan pokok $A_{1d} = 490,873 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan rencana $n = 16 \text{ buah}$

Jumlah luas tulangan pokok $A_s = A_{1d} \times n$

$$= 490,873 \times 16$$

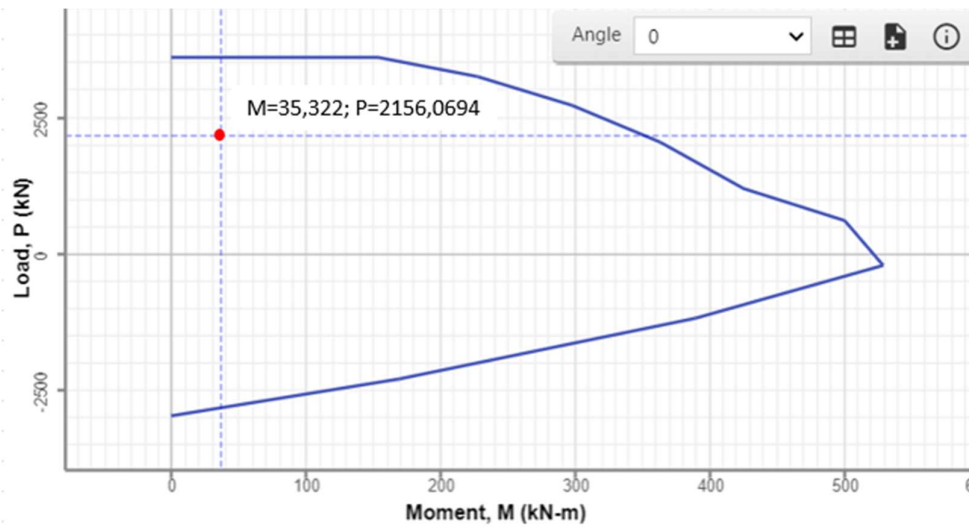
$$= 7853,981 \text{ mm}^2$$

Rasio tulangan $= \frac{A_s}{A_g} \times 100\%$

$$= \frac{7853,981}{502654,825} \times 100\%$$

$$= 1,563 \%$$

Dari hasil perhitungan didapatkan rasio telangan sebesar 1,563 % yang mana memenuhi ketentuan yang ada. Kemudian dilakukan pemeriksaan dengan diagram interaksi Mn-Pn sebagai berikut ini.



Gambar 5. 114 Diagramn Interaksi Mn-Pn Tulangan Pile

Dari hasil pemeriksaan melalui diagram interaksi Mn-Pn, didapatkan bahwa kapasitas pile memenuhi dalam menahan beban yang ada. Sehingga pile dirancang dengan tulangan 16D25.

b. Tulangan geser

Mutu beton tiang pancang = 52 MPa
 Tegangan izin bahan = $0,3 \times f'_c$
 = 15,6 MPa

Kedalam tiang H = 18 m

Diameter tiang D = 800 mm

Luas penampang tiang $A_g = 502654,825 \text{ mm}^2$

Lebar ekuivalen penampang $b_w = 531,736 \text{ mm}$

Diameter tulangan pokok $d_p = 25 \text{ mm}$

Diameter tulangan geser $d_s = 13 \text{ mm}$

Tebal efektif $d' = 75 \text{ mm}$

Gaya aksial maksimum $P_u = 3578,537 \text{ kN}$

Momen maksimum tiang $M_u = 35,561 \text{ kNm}$

Gaya lateral izin tiang $H_{izin} = 10,794 \text{ kN}$

Faktor beban ultimet K = 1,5

Faktor reduksi geser $\phi = 0,7$

Gaya geser ultimet akibat momen

$$\begin{aligned}
 V_{u1} &= \frac{Mu}{H} \\
 &= \frac{35,561}{18} \\
 &= 1,976 \text{ kN} \\
 &= 1975,588 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Gaya geser ultimit akibat gaya lateral

$$\begin{aligned}
 V_{u2} &= K \times H_{izin} \\
 &= 1,5 \times 10,794 \\
 &= 16,190 \text{ kN} \\
 &= 266190,334 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Gaya geser ultimate pakai

$$V_u = 10794 \text{ N}$$

Kekuatan geser beton

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left(1 + \frac{Pu}{14 \times Ag}\right) \times \left(\frac{\sqrt{F'_c}}{6}\right) \times bw \times d' \\
 &= \left(1 + \frac{3578,537}{14 \times 282743,339}\right) \times \left(\frac{\sqrt{52}}{6}\right) \times 531,736 \times 75 \\
 &= 326628,808 \text{ N} \\
 \phi V_c &= 0,7 \times 326628,808 \\
 &= 228640,166 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan didapatkan $\phi V_c > V_u$, maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum yaitu D13-300.

5. Perhitungan tulangan *pile cap abutment*

Pile cap merupakan sebuah bagian yang berfungsi sebagai penyalur beban dari atas *abutment* menuju pile. Selain itu, pile cap juga berfungsi untuk menyatukan pile atau tiang pancang dalam satu kelompok tiang. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam perencanaan tulangan pile cap *abutment*

a. Pembebanan

Pembebanan yang digunakan dalam perencanaan tulangan pile cap dilakukan dalam kondisi LRFD atau ultimate. Sebagai contoh perhitungan diambil dari kombinasi Kuat 1 karena kombinasi tersebut

memiliki nilai gaya aksial terbesar. Berikut ini merupakan rekapitulasi beban dari perhitungan yang telah dilakukan sebelumnya yang ditunjukkan pada Tabel

Tabel 5. 86 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada atas Pile cap *Abutment*

Kombinasi	Lebar = 10,5m			Lebar = 1m		
	Pu	Px	Mx	Pu	Px	Mx
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
Kuat I	8385,75114	6911,31294	22157,69039	798,64297	658,22028	2110,25623
Kuat II	7768,71114	6884,26294	21872,31289	739,87725	655,64409	2083,07742
Kuat III	5609,07114	6789,58794	20873,49164	534,19725	646,62742	1987,95159
kuat IV	5609,07114	6789,58794	20873,49164	534,19725	646,62742	1987,95159
Kuat V	5656,62543	6789,58794	20873,49164	538,72623	646,62742	1987,95159
Ekstrim I Eqx	6071,85114	6293,99045	17115,21034	578,27154	599,42766	1630,02003
Ekstrim I Eqy	6071,85114	6655,10994	19895,83044	578,27154	633,81999	1894,84099
Nilai Tebesar	8385,75114	6911,31294	22157,69039	798,64297	658,22028	2110,25623

b. Momen ultimit rencana

Gaya tekan Ultimete $P_u = 798,642 \text{ kN}$

Tinggi pile Cap $H = 1,3 \text{ m}$

Lebar pile cap X $B_x = 4,9 \text{ m}$

Lebar pile cap Y $B_y = 11,2 \text{ m}$

Lebar *breast wall* arah X $B_{bx} = 1 \text{ m}$

Lebar *breast wall* arah Y $B_{by} = 1 \text{ m}$

Jumlah baris tiang arah X $n_x = 2$

Jumlah baris tiang arah Y $n_y = 5$

$$\begin{aligned} \text{Lebar penampang kisis } B' &= \frac{B_x - B_{bx}}{2} \\ &= \frac{4,9 - 1}{2} \\ &= 1,95 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat pile cap terhadap penampang kisis

$$\begin{aligned} q &= \gamma b \times B \times h \\ &= 24 \times 4,9 \times 1,3 \\ &= 152,88 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Jarak antara tiang

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

Momen ultimate rencana

$$\begin{aligned} Mu &= 2 \times \left(\frac{Pu}{ns} \times S \right) - \left(\frac{1}{2} \times q \times B^2 \right) \\ &= 2 \times \left(\frac{798,642}{10} \times 2,1 \right) - \left(\frac{1}{2} \times 152,88 \times 1,95^2 \right) \\ &= 44,767 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen ultimate rencana per 1 meter

$$\begin{aligned} Mu &= \frac{44,767}{11,2} \\ &= 3,997 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Tulangan lentur *pile cap*

Diameter tulangan pokok	$d_p = 25 \text{ mm}$
Kuat tekan beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Kuat leleh baja tulangan	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Tebal pile cap	$t = 1300 \text{ mm}$
Selimit beton	$s_b = 75 \text{ mm}$
Lebar tinjauan	$b = 1000 \text{ mm}$
Faktor reduksi kuat lentur beton	$\phi = 0,8$
Moemen ultimate	$M_u = 3,997 \text{ kNm}$

1) Nilai momen nominal Mn

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{3,997}{0,8} \\ &= 4,996 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Menentukan tinggi efektif d

$$\begin{aligned} d &= t - s_b - (0,5 \times d_p) \\ &= 1300 - 75 - (0,5 \times 25) \\ &= 1212,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) Menghitung nilai Rn

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{4,996}{1000 \times 1212,5^2} \end{aligned}$$

$$= 0,003 \text{ MPa}$$

4) Menghitung nilai m

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,471 \end{aligned}$$

5) Menghitung rasio tulangan ρ

Rasio tulangan minimum 1

$$\begin{aligned} \rho \text{ min } 1 &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,003 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum 2

$$\begin{aligned} \rho \text{ min } 2 &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \\ &= 0,003 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum pakai

$$\rho \text{ min pakai} = 0,003$$

Rasio tulangan perlu

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,003}{420}} \right) \\ &= 0,00001 \end{aligned}$$

Karena $\rho \text{ min} > \rho \text{ perlu}$, maka rasio tulangan digunakan adalah sebagai berikut ini.

$$\rho \text{ pakai} = 0,003$$

6) Menghitung luas tulanga pokok As

$$\begin{aligned} \text{As pokok } 1 &= \rho \times l \times d \\ &= 0,003 \times 1000 \times 1212,5 \\ &= 4041,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As pokok 2} &= \frac{l \times d}{F_y} \\ &= \frac{1000 \times 1212,5}{420} \\ &= 2886,905 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{As pokok pakai} = 4041,667 \text{ mm}^2$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok S

$$\begin{aligned} \text{S pokok} &= \frac{A_{1d} \times l}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4041,667} \\ &= 121,453 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{S pokok pakai} = 120 \text{ mm}$$

8) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned} \text{As}' &= \frac{A_{1d} \times l}{S_{pakai}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{120} \\ &= 4090,615 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{As}' > \text{As}, \text{ Aman}$$

Sehingga tulangan pokok *pile cap* menggunakan tulangan D25-120

d. Tulangan geser *pile cap*

1) Kuat geser satu arah

$$\text{Gaya tekan Ultimete} \quad P_u = 838,7 \text{ kN}$$

$$\text{Tinggi pile Cap} \quad H = 1,3 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pile cap X} \quad B_x = 4,9 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pile cap Y} \quad B_y = 11,2 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } \textit{breast wall} \text{ arah X} \quad B_{bx} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } \textit{breast wall} \text{ arah Y} \quad B_{by} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Luas penampang pile cap} \quad A_g = 54,88 \text{ m}^2$$

$$\text{Tebal efektif pile cap} \quad d = 1225 \text{ mm}$$

Daerah pembebanan geser satu arah

$$\begin{aligned} G' &= B_x - \left(\frac{B_x}{2} + \frac{B_{bx}}{2} + d \right) \\ &= 4,9 - \left(\frac{4,9}{2} + \frac{1}{2} + 1,225 \right) \end{aligned}$$

$$= 0,725 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{Pu}{Ag} \times Bx \times G' \\ &= \frac{838,7}{54,88} \times 4,9 \times 0,725 \\ &= 51,698 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser rencana per 1 meter

$$\begin{aligned} V_{ux} &= 51,698/11,2 \\ &= 4,616 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1225 \\ &= 838,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $\phi V_c > V_{ux}$, maka tulangan geser satu arah menggunakan tulangan geser minimum yaitu D13-300.

2) Kuat geser dua arah

$$B' = 1,925 \text{ m}$$

$$\text{Keliling kritis } B_0 = 6,45 \text{ m}$$

$$\text{Panjang } \textit{breast wall} \text{ arah X } B_{bx} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang } \textit{breast wall} \text{ arah Y } B_{by} = 10500 \text{ mm}$$

$$\text{Perbandingan sisi kolom } \beta_c = 10,5$$

$$\text{Nilai } \lambda \text{ untuk beton normal} = 1$$

$$\text{Nilai } \lambda_s = 40$$

Gaya geser rencana

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{Pu}{Ag} \times (Ag - (B' \times B_y)) \\ &= \frac{838,7}{54,88} \times (54,88 - (1,925 \times 11,2)) \\ &= 773,723 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser rencana per 1 meter

$$\begin{aligned} V_{ux} &= 773,723/11,5 \\ &= 69,082 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser dua arah yang mampu ditahan beton diambil nilai terkecil dari tiga persamaan berikut ini

$$\begin{aligned}
 \text{a) } V_{c1} &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times B_0 \times d \\
 &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{10,5}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 6,45 \times 2,225 \\
 &= 8758,426 \text{ kN} \\
 \text{b) } V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\lambda s \times d}{B_0} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times B_0 \times d \\
 &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 0,925}{6,45} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 6,45 \times 2,225 \\
 &= 34471,919 \text{ kN} \\
 \text{c) } V_{c3} &= 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times B_0 \times d \\
 &= 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 6,45 \times 2,225 \\
 &= 14135,658 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga persamaan tersebut didapatkan nilai V_c terkecil sebesar 8758,426 kN sehingga gaya geser nominal yang mampu diahan beton sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 8758,426 \\
 &= 6568,820 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

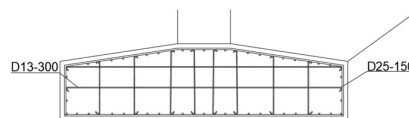
Karena $\phi V_c > V_{ux}$, maka tulangan geser satu arah menggunakan tulangan geser minimum yaitu D13-300.

6. Rekapitulasi tulangan *pile dan pile cap*

Rekapitulasi desai tulangan pile dan pile cap dapat dilihat pada Tabel sebagai berikut ini.

Tabel 5. 87 Rekapitulasi Desain Tulangan Pondasi *Abutment*

	Jenis Tulangan	
	Tulangan Pokok	Tulangan Geser
	mm	mm
Tiang pancang	16D25	D13-300
Pile cap	D25-120	D13-300

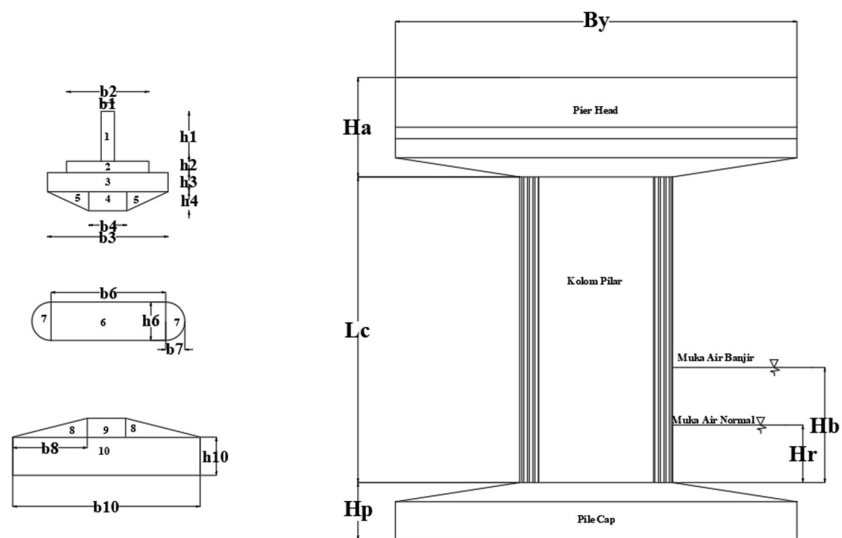


Gambar 5. 115 Tulangan Pile cap

5.2.3 Pilar

1. Data Jembatan

Pada perencanaan pilar jembatan, data struktur atas yang digunakan sama dengan perencanaan *abutment*. Hal yang membedakan perncanaan pilar dan *abutment* adalah struktur bawahnya. Pilar pada perencanaan jembatan ini digunakan satu buah. Bentuk pilar dapat dilihat pada Gambar dan dimensinya dapat dilihat pada Tabel berikut ini



Gambar 5. 116 Dimensi Pilar

Tabel 5. 88 Dimensi Pilar

<i>Pier head</i>					
h1	1300	mm	b1	350	mm
h2	300	mm	b2	2150	mm
h3	500	mm	b3	3150	mm
h4	500	mm	b4	1000	mm
h5	500	mm	b5	1075	mm
Kolom Pilar					
h6	1000	mm	b6	3000	mm
h7	1000	mm	b7	500	mm
Pile Cap					
bx	4900	mm	by	10500	mm
h8	500	mm	b8	1950	mm
h9	500	mm	b9	1000	mm
h10	1000	mm	b10	4900	mm

Data yang digunakan dalam perhitungan pilar selain dimensi adalah data Sungai dan mutu material.

Kedalaman air banjir	Hb = 3m
Kedalaman air rata-rata	Hr = 1,5 m
Kecepatan air rata-rata	V = 2 m/s
Mutu beton	Fc' = 30 MPa
Tegangan leleh baja	Fy = 390 MPa

2. Pembebanan Pada Pilar

a. Berat sendiri (MS)

Berat mati sendiri dari pilar terbagi menjadi dua yaitu berat struktur atas jembatan dan berat struktur dari pilar sendiri.

1) Struktur atas

Berat struktur atas yang diambil untuk pilar yaitu berat dari struktur atas jembatan utuh, karena menampung dua bagian dari sisi jembatan. Berikut ini berat dari struktur atas jembatan

$$PMS = 2378,709 \text{ kN}$$

2) Struktur bawah

Perhitungan berat dari pilar dapat dilihat pada Tabel berikut ini

Tabel 5. 89 Pembebanan Struktur Bawah

No	b	h	by	bentuk	berat volume	Berat
	m	m	m		kN/m ³	kN
1	0,35	1,3	10,5	1	24	4,7775
2	2,15	0,3	10,5	1	24	6,7725
3	3,15	0,5	10,5	1	24	16,5375
4	1	0,5	3	1	24	1,5
5	1,025	0,5	10,5	0,5	24	5,38125
Jumlah pier head					Wh	34,96875
6	3	1,1	8	1	24	26,4
7	0,5	1,1	8	0,785398	24	3,455752
Jumlah kolom					Wc	29,85575
8	1,9	0,5	11,2	0,5	24	10,64
9	1	0,5	3	1	24	1,5
10	4,9	1	11,2	1	24	54,88
Jumlah pile cap					Wp	67,02

b. Beban Mati Tambahan

Berat mati tambahan pada pilar adalah beban mati nonstruktural dari struktur atas. Beban mati tambahan terdiri dari lapisan aspal, genangan air hujan dan trotoar.

$$\text{PMT} = 928 \text{ kN}$$

c. Beban Lajur

Perhitungan beban akibat beban lajur

$$\text{PTD} = 2685,2 \text{ kN}$$

d. Beban Pejalan Kaki

Beban pejalan kaki sama dengan perhitungan sebelumnya berikut ini hasilnya

$$\text{PTP} = 400 \text{ kN}$$

e. Beban Rem

Beban rem sama dengan perhitungan sebelumnya berikut hasilnya

$$\text{PTB} = 135,25 \text{ kN}$$

Momen untuk *pier head*

$$\text{LTB} = 4,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{MTB} &= \text{PTD} \times \text{LTB} \\ &= 595,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen untuk *pier wall*

$$\text{LTB} = 12,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{MTB} &= \text{PTD} \times \text{LTB} \\ &= 1677,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen untuk pile cap

$$\text{LTB} = 13,9 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{MTB} &= \text{PTD} \times \text{LTB} \\ &= 1879,975 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. Beban Angin Struktur

1) Beban angin struktur atas lateral

Jembatan Grembyangan memiliki ketinggian 9 m diatas permukaan air, sehingga ketinggian jembatan yang digunakan untuk beban struktur angin adalah ketinggian minimum yaitu 10 m berikut ini perhitungannya

Kecepatan angin rencana $V_b = 126 \text{ km/jam}$

Kecepatan angin pada elevasi 10m $V_{10} = 126 \text{ km/jam}$

Elevasi struktur dari permukaan tanah $Z = 10 \text{ m}$

Panjang gesekan angin di hulu jembatan $V_0 = 19,3 \text{ km/jam}$

Kecepatan gesekan angin di hulu jembatan $Z_0 = 1 \text{ m}$

Kecepatan angin rencana di elevasi rencana

$$\begin{aligned} V_{DZ} &= 2,5 \times V_0 \times \frac{V_{10}}{V_b} \times \ln \frac{Z}{Z_0} \\ &= 2,5 \times 19,3 \times \frac{126}{126} \times \ln \frac{10}{1} \\ &= 111,099 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

Tekanan angin rencana pada bidang tekan

$$\begin{aligned} P_{DT} &= P_{BT} \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_b} \right)^2 \\ &= 0,0024 \times \left(\frac{111,099}{126} \right)^2 \\ &= 0,00186 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tekanan angin rencana pada bidang hisap

$$\begin{aligned} P_{DH} &= P_{BH} \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_b} \right)^2 \\ &= 0,0012 \times \left(\frac{111,099}{126} \right)^2 \\ &= 0,00093 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kedua tekanan angin tersebut dikalikan dengan luas penampang rangka yang terkena beban angin untuk mendapatkan beban angin pada masing – masing join.

Panjang batang atas $l_a = 35 \text{ m}$

Panjang batang bawah	lb	= 40 m
Panjang jembatan	L	= 80 m
Panjang 1 bentang jembatan	l	= 40 m
Tinggi jembatan	h	= 6,5 m
Jumlah join	n	= 17

Luas area yang Tekena beban angin

$$\begin{aligned}
 Ab &= 30\% \times \frac{la+lb}{2} \times h \\
 &= 30\% \times \frac{35+40}{2} \times 6,5 \\
 &= 73,125 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Gaya angin horizontal pada bidang tekan

$$\begin{aligned}
 P_{EWT} &= \frac{Ab \times PDT}{n} \\
 &= \frac{73,125 \times 0,00186}{17} \\
 &= 8,026 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya angin horizontal pada bidang hisap

$$\begin{aligned}
 P_{EWH} &= \frac{Ab \times PDH}{n} \\
 &= \frac{73,125 \times 0,00093}{17} \\
 &= 4,013 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{EWI} &= P_{EWT} + P_{EWH} \\
 &= 12,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Beban angin struktur bawah lateral

Tekana angin desain struktur bawah berdasarkan SNI 1725:2016 di ambil 0,0019 MPa

$$\text{Tekanan angin desain} \quad Pd = 0,0019 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas kolom} \quad Ac &= Lc \times h \\
 &= 8 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Luas pier head} \quad Ap = 3,7125 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas bidang kontak} \quad A &= Ac + Ap \\
 &= 11,7125 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Gaya tekan angin} \quad Ph = Pd \times A$$

$$= 0,0019 \times 11,7125$$

$$= 22,253 \text{ kN}$$

$$T_{EW2} = 22,253 \text{ kN}$$

3) Beban angin struktur bawah longitudinal

Tekana angin desain struktur bawah berdasarkan SNI 1725:2016 di ambil 0,0019 MPa

$$\text{Tekanan angin desain} \quad Pd = 0,0019 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas kolom} \quad Ac &= Lc \times h \\ &= 32 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Luas } pier \text{ head} \quad Ap = 22,05 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Luas bidang kontak} \quad A &= Ac + Ap \\ &= 54,05 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan angin} \quad Ph &= Pd \times A \\ &= 0,0019 \times 54,05 \\ &= 102,695 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$T_{EW3} = 102,695 \text{ kN}$$

Jadi T_{EW} yang di ambil adalah yang terbesar yaitu 102,695 kN

Momen untuk *pier head*

$$LTB = 1,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} MTB &= PTD \times LTB \\ &= 133,503 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen untuk *pier wall*

$$LTB = 5,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} MTB &= PTD \times LTB \\ &= 544,283 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen untuk pile cap

$$LTB = 6,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} MTB &= PTD \times LTB \\ &= 698,326 \text{ kN} \end{aligned}$$

g. Beban Angin Kendaraan

$$\text{Panjang jembatan} \quad L = 40 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P_{EWI} &= \frac{h \times L}{x} \times TEW \\
 &= \frac{(1,8 + 1,05) \times 40}{1,75} \times 1,46 \\
 &= 95,108 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

h. Beban Gempa Vertikal

$$\text{Reaksi perletakan beban mati struktur atas} \quad P_{MS} = 2378,709 \text{ kN}$$

$$\text{Reaksi perletakan beban mati tambahan} \quad P_{MT} = 928 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gempa vertical 1} \quad EQ_{V1} &= 10\% \times (P_{MS} + P_{MT}) \\
 &= 10\% \times (2378,709 + 928) \\
 &= 330,67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gempa vertical 1} \quad EQ_{V2} &= 120\% \times (P_{MS} + P_{MT}) - EQ_{V1} \\
 &= 120\% \times (2378,709 + 928) - EQ_{V1} \\
 &= 3571,246 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$P_{EQV} = 3571,246 \text{ kN}$$

i. Beban Gempa Lateral

$$SD_s = 0,917 \text{ g}$$

$$SD_1 = 0,868 \text{ g}$$

$$T_s = 0,946$$

$$T_0 = 0,189$$

1) Berat struktur atas

$$W = 3355,511 \text{ kN}$$

$$\text{Mutu beton} \quad F'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Modulus elastisitas beton} \quad E_c &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \\
 &= 4700 \times \sqrt{30} \\
 &= 25742,9602 \text{ MPa} \\
 &= 25742960,2 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar kolom} \quad B = 4 \text{ m}$$

$$\text{Tebal kolom} \quad h = 1 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi kolom} \quad L = 8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas penampang kolom} \quad A &= (b_6 \times h_6) + (0,25 \times \pi \times h^2) \\
 &= 3,7853 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar ekivalen} \quad Be &= \frac{A}{h} \\ &= 3,7853 \end{aligned}$$

a) Kekakuan struktur arah X

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia} \quad I &= \frac{1}{12} \times Be \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 3,7853 \times 1^3 \\ &= 0,315 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan struktur} \quad Kp &= 12 \times \frac{E \times I}{L^3} \\ &= 12 \times \frac{25742960,2 \times 0,315}{8^3} \\ &= 190326,864 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Kekakuan struktur arah Y

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia} \quad I &= \frac{1}{12} \times h \times Be^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 1 \times 3,785^3 \\ &= 4,52 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan struktur} \quad Kp &= 12 \times \frac{E \times I}{L^3} \\ &= 12 \times \frac{25742960,2 \times 4,52}{8^3} \\ &= 2727239,168 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Periode getaran struktur (T)

a) Periode struktur arah X

$$\begin{aligned} T &= 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp}} \\ &= 2\pi \times \sqrt{\frac{1189,354}{9,81 \times 190326,864}} \\ &= 0,266 \text{ detik} \end{aligned}$$

b) Periode struktur arah Y

$$\begin{aligned} T &= 2\pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp}} \\ &= 2\pi \times \sqrt{\frac{1189,354}{9,81 \times 2727239,168}} \\ &= 0,07 \text{ detik} \end{aligned}$$

3) Menentukan koefisien respons elastic (Csm)

a) Penentuan Csm arah X

$$T = 0,226 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{SD_1}{SD_s}$$

$$= \frac{0,868}{0,917}$$

$$= 0,946 \text{ detik}$$

$$T_0 = 0,2 \times T_s$$

$$= 0,2 \times 0,917$$

$$= 0,189 \text{ detik}$$

Karena $T_0 < T < T_s$, maka nilai Csm sama dengan nilai SD_s

$$C_{sm} = 0,917 \text{ detik}$$

b) Penentuan Csm arah Y

$$T = 0,07 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{SD_1}{SD_s}$$

$$= \frac{0,868}{0,917}$$

$$= 0,946 \text{ detik}$$

$$T_0 = 0,2 \times T_s$$

$$= 0,2 \times 0,946$$

$$= 0,189 \text{ detik}$$

Karena $T < T_0$, maka nilai Csm sama dicari menggunakan persamaan berikut ini.

$$C_{sm} = (SD_s - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s$$

$$= (0,946 - 0,366) \frac{0,07}{0,189} + 0,366$$

$$= 0,571 \text{ detik}$$

4) Gaya gempa rencana

a) Gaya gempa arah X

$$EQ_x = \frac{C_{sm}}{R} \times W$$

$$= \frac{0,917}{2} \times 3355,511$$

$$= 1538,53 \text{ kN}$$

b) Gaya gempa arah Y

$$\begin{aligned} EQ_y &= \frac{C_{sm}}{R} \times W \\ &= \frac{0,571}{2} \times 3355,511 \\ &= 957,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya gempa statis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasikan dengan 2 tinjauan yaitu 100%EQ_x + 30%EQ_y dan 100% EQ_y + 30% EQ_x. Sehingga perlu di cari nilai dari 30%EQ seperti berikut ini.

$$\begin{aligned} 30\%EQ_x &= 30\% \times 1538,53 \\ &= 461,559 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 30\%EQ_y &= 30\% \times 957,93 \\ &= 287,379 \text{ kN} \end{aligned}$$

j. Aliran air, benda hanyut, dan tumbuhan kayu

1) Tumbukan kayu

Faktor air beban banjir	f	= 1,5
Lendutan elastisitas kolom	d	= 0,075 m
Massa kayu	M	= 2 ton
Kecepatan air saat banjir	V _a	= 1,4 x v x f = 1,4 x 2 x 1,5 = 4,2 m/s
Gaya akibat tumbukan	T _{EF}	= $\frac{2 \times v a^2}{d}$ = 470,4 kN

2) Benda hanyut

Koefisien seret benda hanyut	C _d	= 1,04
Kedalaman benda hanyut	D _h	= 1,2 m
Panjang bentang 1	L ₁	= 40 m
Panjang bentang 2	L ₂	= 40 m
Kecepatan saat banjir	V _s	= f x v

$$= 1,5 \times 2$$

$$= 3 \text{ m/s}$$

Panjang haMParan $L = 20 \text{ m}$

Luas proyeksi benda hanyut $Ad = L \times Dh$

$$= 20 \times 1,2$$

$$= 24 \text{ m}^2$$

Gaya benda hanyut $T_{EF} = 0,5 \times cd \times Ad \times Vs^2$

$$= 112,32 \text{ kN}$$

Gaya yang di ambil antara benda hanyut dan akibat tumbukan yang memiliki nilai lebih besar yaitu 470,4 kN

3) Aliran dan gaya angkat air

Koefisien seret $Cd = 1,4$

Koefisien angkat $C1 = 0,9$

Muka air banjir $Hb = 3 \text{ m}$

Kecepatan air Sungai $V = 2 \text{ m/s}$

Faktor air beban banjir $f = 1,5$

Panjang pilar tegak lurus $L_{AD} = 2,015 \text{ m}$

Luas proyeksi pier tegak lurus $Ad = L_{AD} \times Hb$

$$= 2,0155 \times 3$$

$$= 6,0465 \text{ m}^2$$

Panjang pilar searah aliran $L_{AL} = 3,823 \text{ m}$

Luas proyeksi pier searah aliran $AL = L_{AL} \times Hb$

$$= 3,823 \times 3$$

$$= 11,469$$

Kecepatan air rata-rata banjir $Vs = f \times v$

$$= 3 \text{ m/s}$$

Gaya seret air arah y melintang $T_{EFY} = 0,5 \times cd \times Ad \times Vs^2$

$$= 19,046 \text{ kN}$$

Gaya seret air arah x memanjang $T_{EFX} = 0,5 \times cd \times AL \times Vs^2$

$$= 36,127 \text{ kN}$$

3. Pembebanan di *Pier head*

Berikut ini merupakan rekapitulasi pembebanan pada *pier head* yang dapat dilihat pada Tabel

Tabel 5. 90 Rekapitulasi Pembebanan *Pier head*

Beban	Notasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P	T _x	T _y	M _x	M _y
		kN	kN	kN	kNm	kNm
Beban sendiri	MS	2413,9407				
Beban mati	MT	928				
Beban lajur	TD	2685,2				
Beban pejalan kaki	TP	400				
Gaya rem	TB		135,25		595,1	
Beban angin struktur	EWS			102,695		133,504
Beban angin kendaraan	EWL	95,1085714				
Beban gempa vertikal	EQV	3571,24621				

Kombinasi beban yang di gunakan pada *pier head* adalah kombinasi kuat dan kombinasi ekstrem yang dapat dilihat pada Tabel berikut ini

Tabel 5. 91 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Pier head*

Kombinasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	T _x	T _y	M _x	M _y
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	10642,59148	243,45	0	1071,18	0
Kuat II	9408,511483	189,35	0	833,14	0
Kuat III	4994,122911	0	143,773	0	186,9049
Kuat IV	4994,122911	0	0	0	0
Kuat V	5089,231483	0	41,078	0	53,4014
Ekstrim I	8565,369119	0	0	0	0

4. Pembebanan di *Pier wall*

Berikut ini merupakan rekapitulasi dari pembebanan *pier wall* yang dapat dilihat pada Tabel berikut ini

Tabel 5. 92 Rekapitulasi Pembebanan *Pier wall*

No	Jenis Beban	Notasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Px	Py	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Beban mati sendiri	MS	2441,08 2				
2	Beban mati tambahan	MT	928				
3	Beban lajur	TD	2685,2				
4	Beban pejalan kaki	TP	400				
5	Beban rem	TB		135,25		1677,1	
6	Beban angin struktur	Ews		12,0393 9	102,695	148,084 5	544,283 5
7	Beban angin kendaraan	Ewl	95,1085 7				
8	Beban geser perletakan	BF	0				
9	Beban vertikal gempa	Eqv	3571,24 6				
10	Beban gempa lateral arah X	Eqx		1538,53 1	287,379 2	14308,3 4	2672,62 7
11	Beban gempa lateral arah Y	Eqy		461,559 3	957,930 7	4292,50 1	8908,75 5
12	Aliran air	EU		36,1273 5	19,0464 8	85,7091 4	4,5
13	Benda hanyut	EU			470,4		1411,2

Kombinasi beban yang di gunakan pada *pier wall* adalah kombinasi kuat dan kombinasi ekstrem yang dapat dilihat pada Tabel berikut ini

Tabel 5. 93 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Pier wall*

Kombinasi	Vertikal	Horizontal		Momen	
	P	Tx	Ty	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	10582,77	279,5774	489,4465	3104,489	1415,7
Kuat II	9348,687	225,4774	489,4465	2433,649	1415,7
Kuat III	5029,407	52,98249	633,2195	293,0274	2177,697
Kuat IV	5029,407	36,12735	489,4465	85,70914	1415,7
Kuat V	5124,516	40,9431	530,5245	144,9429	1633,413
Ekstrim I	9526,213	538,2616	1447,377	4881,34	10324,46

5. Penulangan di *Pier head*

Desain tulangan *pier head* dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini

Tabel 5. 94 Beban Kombinasi *Pier head* Lebar 1m

Kombinasi	Lebar 10,5 m			Lebar 1 m		
	Pu	Vu	Mu	Pu	Vu	Mu
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Kuat I	10642,59148	243,45	1071,18	1013,58	23,18571	102,0171
Kuat II	9408,511483	189,35	833,14	896,0487	18,03333	79,34667
Kuat III	4994,122911	0	0	475,6308	0	0
Kuat IV	4994,122911	0	0	475,6308	0	0
Kuat V	5089,231483	0	0	484,6887	0	0
Ekstrim I	8565,369119	0	0	815,7494	0	0
MAX				1013,58	23,18571	102,0171

a. Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok	$d_p = 25 \text{ mm}$
Diameter tulangan bagi	$d_b = 13 \text{ mm}$
Kuat tekan beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Kuat leleh baja tulangan	$f_y = 400 \text{ MPa}$
Selimut beton	$S_b = 40 \text{ mm}$
Lebar tinjauan	$b = 1000 \text{ mm}$
Tinggi <i>pier head</i>	$h = 2600 \text{ mm}$
Faktor reduksi kuat lentur beton	$\phi = 0,9$
Faktor distribusi tegangan beton	$\beta_1 = 0,85$
Momen ultimate	$M_u = 102,017 \text{ kNm}$

1) Menghitung nilai momen nominal M_n

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{102,017}{0,9} \\ &= 113,352 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Menentukan tinggi efektif d

$$\begin{aligned} d &= h - sb - (0,5 \times dp) \\ &= 2600 - 40 - (0,5 \times 25) \\ &= 2547,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) Menghitung nilai R_n

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{113,352}{1000 \times 2547,5^2} \\ &= 0,0174 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) Menghitung nilai m

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\ &= 15,686 \end{aligned}$$

5) Menghitung rasio tulangan ρ

Dikarenakan $f_y < 420$ MPa, sehingga rasio tulangan minimum menjadi $\rho_{\min} = 0,002$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,0325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0,0243 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1,4}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1,4}{15,686} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,0174}{400}} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,0000611$$

Karena $\rho_{\min} > \rho$ perlu, maka rasio tulangan digunakan adalah sebagai berikut ini.

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,002$$

- 6) Menghitung luas tulangan pokok A_s

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times l \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 2547,5 \\ &= 5095 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 7) Menghitung jarak tulangan pokok S

$$\begin{aligned} S_{\text{pokok}} &= \frac{A_1 d \times l}{A_s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{5095} \\ &= 96,344 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{pokok pakai}} = 95 \text{ mm}$$

- 8) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned} A_s_{\text{perlu}} &= \frac{A_1 d \times l}{S_{\text{pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{95} \\ &= 5167,093 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s_{\text{perlu}} > A_s, \text{ Aman}$$

Sehingga tulangan pokok *pier head* menggunakan tulangan D25-95

- b. Tulangan bagi

- 1) Menghitung luas tulangan bagi A_s'

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_{s_{\text{pokok}}} \\ &= 50\% \times 5095 \\ &= 2583,546 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung jarak tulangan bagi S

$$\begin{aligned} S_{\text{bagi}} &= \frac{A_1 d \times l}{A_s'} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{2583,546} \\ &= 51,376 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S \text{ bagi} = 50 \text{ mm}$$

- 2) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{A_1 d \times l}{S_{pakai}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{50} \\ &= 2654,65 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga tulangan bagi pada *pier head* menggunakan tulangan D13-50

- c. Tulangan geser

- 1) Gaya geser yang mampu ditambah beton

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 2547,5 \\ &= 8491,667 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 2) Cek gaya geser yang ditahan beton

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 8491,667 \\ &= 6368,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dikarenakan $\phi V_c > V_u$ maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum.

- 3) Jarak tulangan minimum

Berdasarkan RSNI T-12 2004 jarak antara Sengkang diambil nilai terkecil dari berikut ini

$$\begin{aligned} \text{a) } 0,5 \times h_c &= 0,5 \times 2600 \\ &= 1300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{b) } 300 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan geser D13-300

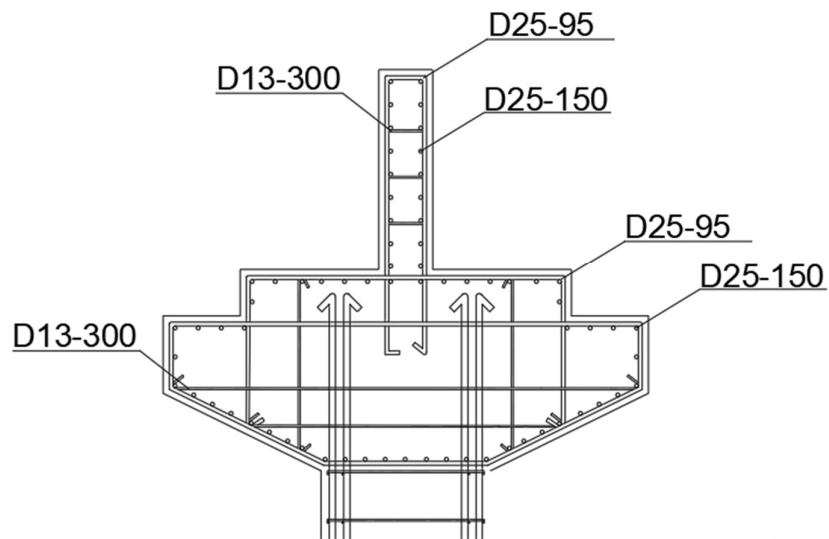
- d. Rekapitulasi tulangan *pier head*

Berikut ini merupakan rekapitulasi tulangan yang digunakan pada *pier head* yang ditunjukkan pada Tabel

Tabel 5. 95 Rekapitulasi Tulangan *pier head*

Jenis tulangan	Tulangan pakai
Tulangan Pokok	D25-95
Tulangan bagi	D13-50
Tulangan geser	D13-300

Kemudian pemasangan tulangan pada *pier head* ditunjukkan pada Gambar



Gambar 5. 117 Tulangan *Pier head*

6. Penulangan di *pier wall*

Desain tulangan pada kolom mengacu pada SNI 2847 2019 dan RSNI T-12 2004. Perhitungan dilakukan pada sumbu lemah yakni sumbu X berikut perhitungannya

a. Rekap momen dan gaya tekan

Momen dan gaya tekan diambil berdasarkan kombinasi yang memberikan nilai paling besar dari kombinasi Kuat dan ekstrem seperti berikut ini

Tabel 5. 96 Beban Kombinasi Pier wall Lebar 1m

Kombinasi	Lebar Be			Lebar 1m		
	P	T _x	M _x	P	T _x	M _x
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
Kuat I	10585,95	279,5774	3104,489	3528,651	93,19245	1034,83
Kuat II	9351,874	225,4774	2433,649	3117,291	75,15912	811,2164
Kuat III	5032,594	52,98249	293,0274	1677,531	17,66083	97,67579
Kuat IV	5032,594	36,12735	85,70914	1677,531	12,04245	28,56971
Kuat V	5127,703	40,9431	144,9429	1709,234	13,6477	48,31431
Ekstrim I Eqx	9529,4	1615,735	14901,84	3176,467	538,5784	4967,281
Ekstrim I Eqy	9529,4	1701,494	19195,75	3176,467	567,1646	6398,582
	MAX			3528,651	567,1646	6398,582

Sehingga mendapatkan nilai seperti di bawah ini

$$P_u = 3528,651 \text{ kN}$$

$$V_u = 567,1646 \text{ kN}$$

$$M_u = 6398,582 \text{ kNm}$$

b. Perhitungan sifat penampang

$$\text{Modulus elastisitas beton } E = 235000000 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang kolom } A &= b_6 \times h_6 + 0,25 \pi \times h_7^2 \\ &= 3,810 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar ekivalen } B_e &= \frac{A}{h_7} \\ &= 3,463 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Inersia arah x } I_x &= \frac{1}{12} \times B_e \times h_7^3 \\ &= 0,384 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jari jari girasi } r &= \sqrt{\frac{I_x}{A}} \\ &= 0.317 \text{ m} \end{aligned}$$

c. Cek kelangsingan kolom

$$\text{Faktor Panjang efektif } K = 2,2 \text{ (untuk kolom bergoyang)}$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai kelangsingan} &= \frac{K \times L}{r} \\ &= 55,425 > 22 \end{aligned}$$

Dikarenakan nilai dari kelasingan lebih besar dari 22 maka diperhitungkan faktor pembesaran momen sebagai berikut ini.

1) Beban mati *pier wall*

$$\begin{aligned} DL &= PMS + PMT \\ &= 3371,533 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Beban lalu lintas *pier wall*

$$\begin{aligned} LL &= PTD + PTP \\ &= 3085,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Perbandingan beban mati terhadap beban tetap

$$\begin{aligned} \beta_d &= \frac{DL}{DL+LL} \\ &= 0,522 \end{aligned}$$

4) Kekakuan lentur *pier wall*

$$\begin{aligned} EI &= \frac{0,4 \times E \times I_x}{1 + \beta_d} \\ &= 23726335,99 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

5) Beban tekuk

$$\begin{aligned} P &= \frac{\pi^2 \times EI}{(K \times L)^2} \\ &= 755970,913 \text{ kN} \end{aligned}$$

6) Faktor pembesaran momen

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{1}{\left(1 - \frac{Pu}{0,75 \times Pc}\right)} \\ &= 1,006 \end{aligned}$$

7) Momen ultimit desain

$$\begin{aligned} Mu &= \delta \times Mu \\ &= 6438,653 \end{aligned}$$

d. Desain tulangan pokok

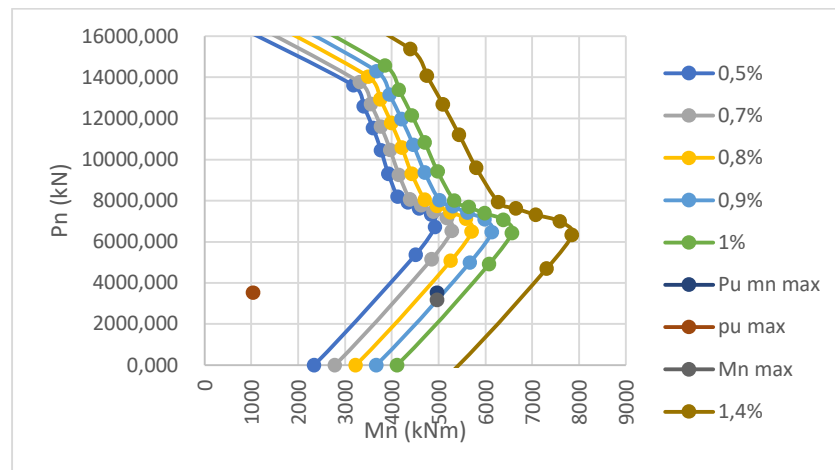
Perhitungan tulangan pokok pada *breast wall* menggunakan metode Mn-Pn berikut ini merupakan tahapan yang dilakukan dalam menghitungnya.

$$\text{Panjang penampang} \quad B = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar penampang} \quad H = 1100 \text{ mm}$$

Luas Penampang	$A_g = B \times H$ $= 1000 \times 1100$ $= 900000 \text{ mm}^2$
Mutu beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Mutu baja	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Diameter tulangan pokok	$d_p = 41 \text{ mm}$
Diameter tulangan Sengkang	$d_s = 13 \text{ mm}$
Selimit beton	$s_b = 40 \text{ mm}$
Jarak minimum antar tulangan	$s_t = 25 \text{ mm}$
Jarak tulangan pokok ke tepi beton	$d' = s_b + d_s + d_p + \frac{1}{2}s_t$ $= 40 + 13 + 41 + \frac{1}{2} \times 25$ $= 106,5 \text{ mm}$
Tinggi efektif	$d = H - d'$ $= 1100 - 106,5$ $= 993,5 \text{ mm}$ $\beta_1 = 0,85 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right)^{0,05}$ $= 0,85 \times \left(\frac{30 - 28}{7}\right)^{0,05}$ $= 0,836$

Berikut ini gambar Diagram Mn-Pn dari hasil perhitungan kolom pilar



Gambar 5. 118 Diagramn Interaksi Mn-Pn Tulangan *Pier wall*

Dari kondisi diatas digunakan luas tulangan satu sisi yang digunakan adalah 1,4% dengan nilai momen nominal sebesar 6398,582 kNm dan kuat desak nominal sebesar 3528,651 kN. Jumlah tulangan tiap meter yang digunakan dalam satu sisi sebanyak 12 buah yang dipasang 2 lapis.

Cek tulangan pokok

$$A_g = 1100000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st \text{ digunakan}} = 31686,104 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min1}} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \times H \times d' \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 1100 \times 106,5 \\ &= 381,938 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min2}} &= \frac{1,4}{f_y} \times H \times d' \\ &= \frac{1,4}{420} \times 1100 \times 106,5 \\ &= 390,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ Maks}} &= 0,85 \times \frac{3}{7} \times \beta_1 \times H \times d' \\ &= 0,85 \times \frac{3}{7} \times 0,836 \times 1100 \times 106,5 \\ &= 35665,002 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek rasio tulangan sebenarnya

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_{st \text{ digunakan}}}{A_g} \times 100\% \\ &= \frac{31686,104}{1100000} \times 100\% \\ &= 2,9\% \end{aligned}$$

Menurut RSNI T-12 (2004) nilai rasio tulangan memanjang kolom tidak boleh kurang dari 1% A_g dan tidak boleh lebih dari 8% A_g . Pada hasil perhitungan didapatkan nilai rasio tulangan memanjang sebesar 2,9% A_g sehingga memenuhi syarat yang ada. Tulangan pokok yang digunakan pada *breast wall* adalah D41-45

e. Cek stabilitas

Menurut SNI 2833 (2016), perpindahan lateral pada kolom atau pilar baik arah longitudinal atau melintang harus memenuhi persyaratan sebagai berikut ini.

$$\Delta P_u < 0,25 \phi M_n$$

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan data sebagai berikut ini

Gaya desak ultimit	$P_u = 3528,651 \text{ kN}$
Momen ultimit	$M_u = 6438,653 \text{ kNm}$
Momen inersia penampang	$M_n = 6836,945 \text{ kNm}$
Faktor reduksi lentur	$\phi = 0,8$
Momen Inersia penampang	$I = \frac{1}{12} \times B \times H^3$ $= \frac{1}{12} \times 1 \times 1,1^3$ $= 0,1109 \text{ m}^4$
Modulus elastis beton	$E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c}$ $= 4700 \times \sqrt{30}$ $= 25742960,2 \text{ kN/m}^2$
Faktor modifikasi respons	$R = 2$
Periode mode getar arah X	$T_x = 0,229 \text{ s}$
Periode Panjang	$T_s = 0,946 \text{ s}$
1,25 T_s	$= 1,25 \times 0,946$ $= 1,1825 \text{ s}$

Karena $T_x < 1,25 T_s$, maka nilai R_d dihitung seperti berikut ini

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right) \times \frac{1,25 \times T_s}{T_x} + \frac{1}{R}$$

$$= \left(1 - \frac{1}{2}\right) \times \frac{1,25 \times 0,946}{0,229} + \frac{1}{2}$$

$$= 3,0807$$

$$\Delta_e = \frac{M_u \times L^2}{E_c \times I}$$

$$= \frac{6438,653 \times 8^2}{25742960,2 \times 0,1109}$$

$$= 0,00164 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Delta &= R_d \times \Delta e \\ &= 3,0807 \times 0,00164 \\ &= 0,00507 \text{ m} \\ \Delta P_u &= \Delta \times P_u \\ &= 0,00507 \times 3528,651 \\ &= 17,9161 \text{ kNm} \\ 0,25\phi M_n &= 0,25 \times 0,8 \times 6836,9453 \\ &= 1367,389 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta P_u &< 0,25\phi M_n \\ 17,9161 &< 1367,389 \end{aligned}$$

Aman

e. Desain tulangan geser

Nilai gaya geser yang terjadi pada *pier wall* diambil dari gaya horizontal arah x karena memiliki bagian yang cukup kritis jika di bandingkan dengan arah y.

Gaya geser rencana	V_u	= 567,164 kN
Gaya desak ultimate	P_u	= 3528,651 kN
Diameter tulangan geser	d_s	= 13 mm
Selimut beton	s_b	= 40 mm
Luas satu tulangan	A_{1d}	= $0,25 \times \pi \times d_s^2$ = $0,25 \times \pi \times 13^2$ = 132,7322 mm ²
Lebar tinjauan	b	= 1000 mm
Tinggi	H	= 1100 mm
Jarak titik berat tulangan ke tepi beton	d'	= 106,5 mm
Tinggi efektif	d	= $h - d'$ = 1100 - 106,5 = 993,5 mm

3) Kuat geser beton

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times \left(1 - \frac{P_u}{14 \times A_g}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) \times b \times d \\ &= 0,75 \times \left(1 - \frac{3528,651}{14 \times 900000}\right) \times \left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right) \times 1100 \times 993,5 \\ &= 680,358 \text{ kN}\end{aligned}$$

Karena $\phi V_c > V_u$, maka tulangan geser yang diberikan adalah geser minimum.

4) Jarak tulangan geser

Jarak tulangan geser diambil nilai terkecil diantara kedua syarat yang ada sebagaimana berikut ini.

c) Syarat 1

$$\begin{aligned}S_{min} &= 0,5 \times h \\ &= 0,5 \times 900 \\ &= 450 \text{ mm}\end{aligned}$$

d) Syarat 2

$$S_{min} = 300 \text{ mm}$$

Dari kedua syarat tersebut didapatkan nilai terkecil 300 mm sehingga tulangan geser pada *breast wall* menggunakan D13-300.

f. Desain tulangan pengekang

Menurut RSNi T-12 (2004) tulangan memanjang pada kolom harus dikekang secara lateral apabila jarak pusat ke pusat antar tulangan lebih dari 150 mm. Dari data sebelumnya didapatkan data sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned}P_u &= 3528,651 \text{ kN} \\ \phi P_n &= 17294,370 \text{ kN} \\ 0,5\phi P_n &= 8647,1848 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dari data tersebut didapatkan bahwa $P_u < 0,5\phi P_n$ sehingga tidak perlu dilakukan perhitungan lanjut untuk tulangan pengekang. Kemudian tulangan pengekang dipasang setiap 4 buah tulangan pokok sehingga tulangan pengekang pada *pier wall* menggunakan tulangan D13-300.

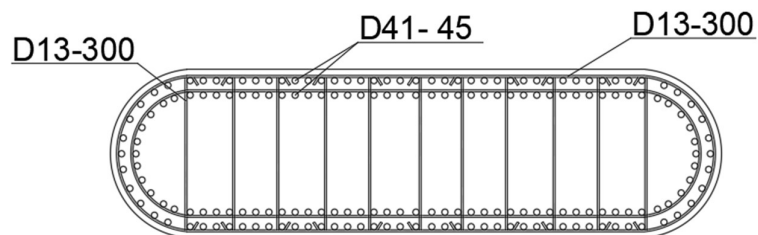
g. Rekapitulasi penulangan pada *pier wall*

Rekapitulasi penulangan *pier wall* dapat dilihat pada Tabel berikut ini

Tabel 5. 97 Rekapitulasi Penulangan *Pier wall*

Jenis Tulangan	Tulangan Pakai
Tulangan Pokok	D41-45
Tulangan geser	D13-300
Tulangan pengekang	D13-300

Berikut ini merupakan Gambar penulangan pada *pier wall*

**Gambar 5. 119 Penulangan *Pier wall***

7. Pembebanan di pile cap

Momen dan gaya tekan diambil berdasarkan kombinasi yang memberikan nilai paling besar dari kombinasi Kuat dan ekstrem seperti berikut ini

Tabel 5. 98 Rekapitulasi Kombinasi Pile Cap

Kombinasi	Vertikal	horizontal		momen	
	P	Px	Py	Mx	My
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Kuat I	10673,08	279,5774	489,4465	3492,337	6407,539
Kuat II	9439	225,4774	489,4465	2740,347	6407,539
Kuat III	5119,72	52,98249	633,2195	340,983	7385,196
Kuat IV	5119,72	36,12735	489,4465	108,3821	6407,539
Kuat V	5214,829	40,9431	530,5245	174,8395	6686,87
Ekstrim I Eqx	9616,526	1615,735	769,1497	17293,93	9428,334
Ekstrim I Eqy	9616,526	538,4122	1421,791	5658,841	16476,86
MAX	10673,08	1615,735	1421,791	17293,93	16476,86

8. Analisis Pondasi di Pilar

a. Data pondasi tiang pancang

Tiang pancang digunakan pada perencanaan jembatan grembyangan memiliki spesifikasi material sebagai berikut ini.

Produk tiang pancang = WIKA Beton PC Piles

Mutu beton tiang pancang $f'c = 52 \text{ MPa}$

Mutu baja $f_y = 420 \text{ MPa}$

Modulus elastis beton $E_c = 4700 \times \sqrt{30}$
 $= 4700 \times \sqrt{30}$
 $= 33892,182 \text{ MPa}$

Berat tiang pancang $q = 641 \text{ kg/m}$

Diameter tiang pancang $D = 800 \text{ mm}$

Kelas tiang = A3

Tahan moemen = 51 ton.m

Gaya desak izin = 399,17 ton

b. Data tanah

Berikut ini merupakan data hasil pengujian Standar penetrasion test yang dilakukan pada lokasi pembangunan lokasi pembangunan jembatan Grembyangan.

Tabel 5. 99 Hasil Pengujian SPT

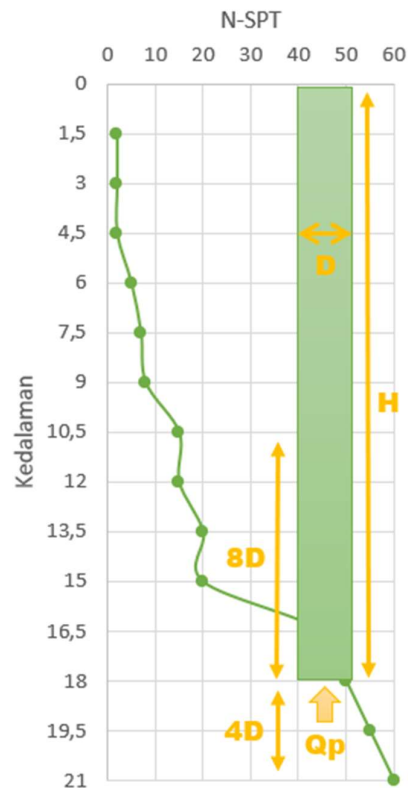
kedalaman	segmen	jenis tanah	NSPT
1,5	1,5	sand,very loose	2
3	1,5	sand,very loose	2
4,5	1,5	sand,very loose	2
6	1,5	sand,very loose	5
7,5	1,5	sand, loose	7
9	1,5	sand, loose	8
10,5	1,5	sand, loose	15
12	1,5	sand, medium	15
13,5	1,5	sand, medium	20
15	1,5	sand, medium	20
16,5	1,5	silt, dense	45
18	1,5	silt, dense	50
19,5	1,5	silt, very dense	55
21	1,5	silt, very dense	60

c. Perencanaan pondasi tiang pancang

Pondasi tiang pancang harus dapat memenuhi dua kriteria perencanaan yaitu kapasitas tahanan ujung tiang dan kapasitas tahanan gesekan selimut tiang. Berikut ini merupakan perhitungan perencanaan pondasi tiang pancang

1) Kapasitas tanah ujung tiang (*end bearing capacity*)

Tiang pancang yang digunakan pada perencanaan Jembatan Grembyangan direncanakan memiliki kedalaman 18 m dibawah tanah. Hal tersebut dipilih karena pada kedalaman tersebut kondisi lapisan tanah sudah berada pada tanah keras. Berikut ini merupakan ilustrasi kedalaman terhadap nilai N-SPT.



Gambar 5. 120 Kapasitas Tahanan Ujung Tiang

Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan menentukan kapasitas tanah ujung tiang berdasarkan metode meyerhoff (1953)

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas tiang} \quad H &= 18 \text{ m} \\ \text{Diameter tiang} \quad D &= 0,8 \text{ m} \\ \text{Luas penampang ujung tiang} \quad A_b &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 0,8^2 \\ &= 0,50265 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Perhitungan nilai rerata SPT pada ujung tiang dilakukan cara mengambil nilai rata-rata SPT setinggi 8D dari atas tiang, nilai SPT pada ujung tiang, serta rerata SPT setinggi 4D dari bawah ujung tiang.

$$\begin{aligned} \text{Elevasi 8D di atas tiang} &= H - 8 \times D \\ &= 18 - 8 \times 0,8 \\ &= 10,1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Elevasi 4D di bawah tiang} &= H + 4 \times D \\ &= 18 + 4 \times 0,8 \\ &= 19,7 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N rerata 8D di atas tiang} &= \frac{15+15+20+20+45}{5} \\ &= 23 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N rerata 4D di bawah tiang} &= \frac{55+6}{2} \\ &= 57,5 \end{aligned}$$

$$\text{N pada ujung tiang} = 50$$

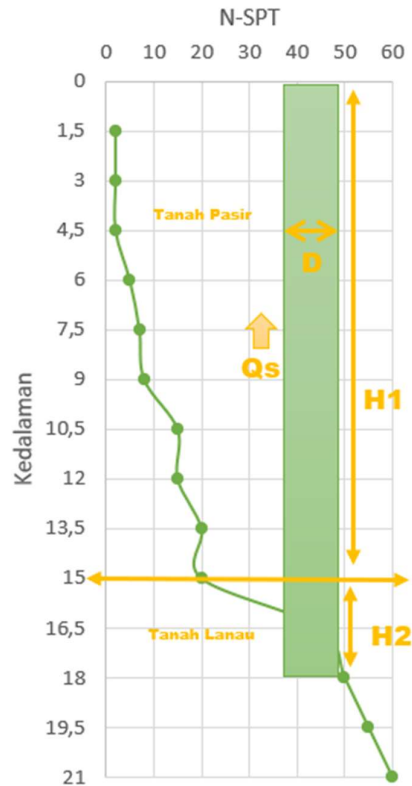
$$\begin{aligned} N &= \frac{23+57,5+50}{3} \\ &= 43,5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas tahanan ujung tiang } Q_p &= 40 \times N \times A_b \\ &= 40 \times 43,5 \times 0,50265 \\ &= 874,619 \text{ ton} \end{aligned}$$

2) Kapasitas tanah gesek selimut tiang (*skin friction capacity*)

Dari hasil pengujian SPT, terdapat 2 jenis lapisan yang terdapat yaitu tanah pasir dan tanah lanau. Karena itu perhitungan kekuatan gesek selimut tiang harus ditinjau dari perbedaan jenis lapisan tanah tersebut.

Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam menentukan kapasitas tahanan gesek selimut tiang berdasarkan metode meyrhoff (1953)



Gambar 5. 121 Kapasitas Tahanan Gesek Selimut Tiang

Kedalaman tiang $H = 18 \text{ m}$

Diameter $D = 0,8 \text{ m}$

Tinggi lapisan tanah pasir $H1 = 15 \text{ m}$

Tinggi lapisan tanah lanau hingga ujung tiang $H2 = 3 \text{ m}$

Luas selimut lapisan tanah pasir $A_s = \pi \times D \times H1$
 $= \pi \times 0,8 \times 15$
 $= 37,699 \text{ m}^2$

Luas selimut lapisan tanah lanau $A_c = \pi \times D \times H2$
 $= \pi \times 0,8 \times 3$
 $= 7,54 \text{ m}^2$

Kemudian perhitungan nilai rerata SPT dilakukan dengan memisahkan bagian menurut jenis lapisan tanahnya sebagaimana berikut ini

Nilai rerata SPT lapisan tanah pasir (kedalaman 0-15 m)

$$N_s = \frac{2+2+2+5+7+8+15+15+20+20}{10} \\ = 9,6$$

Nilai rerata SPT lapisan tanah lanau (kedalaman 15- 18 m)

$$N_c = \frac{45+5}{2} \\ = 47,5$$

Kapasitas tanah gesekan selimut tiang Q_s

$$Q_s = \frac{N_s \times A_s}{5} + \frac{N_c \times A_c}{2} \\ = \frac{9,6 \times 37,699}{5} + \frac{47,5 \times 7,54}{2} \\ = 251,453 \text{ Ton}$$

3) Daya dukung *ultimate* dan izin tiang pancang

Daya dukung ultimate tiang pancang didapatkan dengan menjumlahkan antara kapasitas tanah ujung tiang dan kapasitas tanah gesek selimut sebagai berikut ini

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \\ = 874,619 + 251,453 \\ = 1126,07 \text{ ton}$$

Kemudian dalam menentukan kekuatan izin tiang diperlukan nilai safety factor (SF) untuk mereduksi kekuasan ultimate dari tiang pancang sehingga tiang pancang tersebut aman digunakan. Nilai SF digunakan yaitu 3.

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \\ = \frac{1126,07}{3} \\ = 399,17 \text{ ton} \\ = 3682,26 \text{ kN}$$

Setelah nilai kekuatan izin tersebut dikurangi dengan berat sendiri dari tiang pancang itu sendiri sehingga bisa didapatkan nilai bersih dari kekuatan izin yang terdapat pada tiang pancang.

$$\begin{aligned} W \text{ tiang} &= q \times H \\ &= 641 \times 18 \\ &= 10576,5 \text{ kg} \\ &= 103,720 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q \text{ all netto} &= Q_{\text{all}} - W \text{ tiang} \\ &= 3682,26 - 103,720 \\ &= 3578,537 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Kekuatan bahan tiang pancang

Kekuatan bahan tiang pancang diambil dari katalog WIKA Beton dengan spesifikasi berikut ini.

$$\begin{aligned} \text{Gaya desak izin} &= 399,17 \text{ ton} \\ &= 3915,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai tersebut lebih besar dari $Q_{\text{all netto}}$ tiang pancang terhadap daya dukung tanah sehingga tiang mampu menahan daya dukung tanah yang terjadi.

d. Kebutuhan kelompok tiang

Perhitungan kebutuhan kelompok tiang yang dilakukan masih berupa perkiraan sementara karena beban yang bekerja hanya berupa gaya aksial saja dan belum mempertimbangkan akibat momen yang terjadi

$$\begin{aligned} N_p &= \frac{P_u}{Q_{\text{all netto}}} \\ &= \frac{10673,08}{3578,537} \\ &= 2,98 \end{aligned}$$

$$N \text{ pakai} = 10 \text{ buah}$$

e. Konfigurasi kelompok tiang

$$\text{Jumlah tiang X} \quad m = 2$$

$$\text{Jumlah tiang Y} \quad n = 5$$

$$\text{Jarak antara tiang} \quad s = 2,1$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat jarak antara tiang} &= 2,5D \leq S \leq 3D \\
 &= 2,5 \times 0,8 \leq S \leq 3 \times 0,8 \\
 &= 2 \leq S \leq 2,4
 \end{aligned}$$

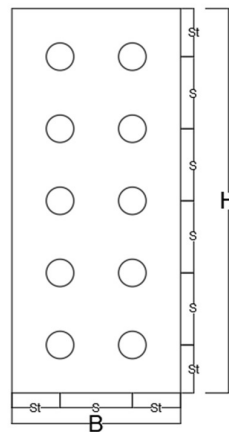
$$\text{Jarak tiang ke tepi} \quad St = 1,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat jarak tiang ke tepi} &= 1,5D \leq S \leq 2D \\
 &= 1,5 \times 0,8 \leq S \leq 2 \times 0,8 \\
 &= 1,2 \leq S \leq 1,6
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang pile cap arah X} \quad B &= (m - 1) \times S + (2 \times St) \\
 &= ((2 - 1) \times 2,1) + (2 \times 1,4) \\
 &= 4,9 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang pile cap arah Y} \quad H &= (n - 1) \times S + (2 \times St) \\
 &= ((5 - 1) \times 2,1) + (2 \times 1,4) \\
 &= 11,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan gambar konfigurasi pile pada pile cap yang digunakan.



Gambar 5. 122 Konfigurasi Pile

f. Efisiensi kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1} \left(\frac{D}{S} \right) \\
 &= \tan^{-1} \left(\frac{0,8}{2,1} \right) \\
 &= 20,854^\circ
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Efisiensi kelompok tiang} \quad E_g &= 1 - \frac{\theta}{90} \times \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{mn} \right] \\
 &= 1 - \frac{20,854}{90} \times \left[\frac{(5-1)2 + (2-1)5}{5 \times 2} \right] \\
 &= 0,698
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Daya dukung kelompok tiang} \quad Q_{tk} &= E_g \times (m \times n) \times Q_{all\ netto} \\
 &= 0,698 \times 5 \times 2 \times 3578,537 \\
 &= 25005,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{tk} &> P_u \\
 25005,7 \text{ kN} &> 10673,08 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

AMAN

g. Beban maksimum dan kapasitas maksimum tiang

Perhitungan beban maksimum tiang dilakukan untuk mengetahui kapasitas maksimum setiap tiang pada kelompok tiang akibat gaya aksial dan momen yang terjadi. Selain itu diperhitungkan juga kekuatan tiang akibat gaya lateral yang terjadi seperti akibat tekanan tanah pasif.

1) Beban maksimum akibat gaya aksial dan momen

Titik tiang pancang yang ditinjau dalam perhitungan yaitu titik 1b.

Perhitungan beban maksimum akibat gaya aksial dan momen pada tiang pancang dihitung sebagai berikut ini.

$$Q_{all\ netto} = 3578,537 \text{ kN}$$

$$P_u = 10673,08 \text{ kN}$$

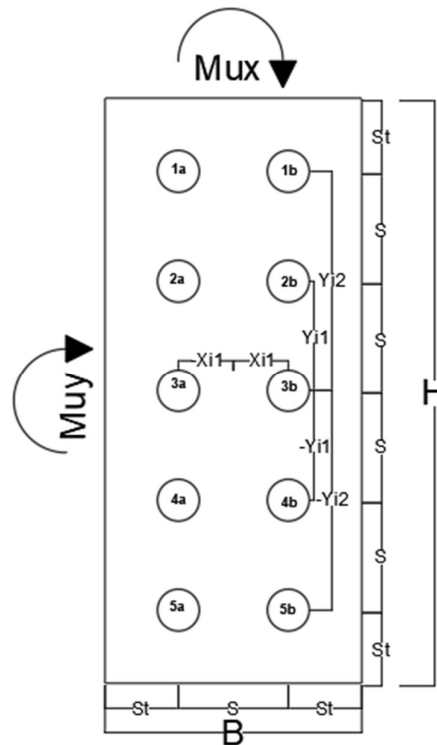
$$M_{ux} = 17293,93 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 9428,334 \text{ kNm}$$

$$\text{Jarak dari as pile ke as pile cap arah X} \quad x_i = 1,05 \text{ m}$$

$$\text{Jarak dari as pile ke as pile cap arah Y} \quad y_i = 4,2 \text{ m}$$

Perhitungan jarak as pile ke as pile cap lainnya dapat dilihat pada Gambar dan Tabel berikut ini



Gambar 5. 123 Momen Pada Pile Cap

Tabel 5. 100 Jarak As Pile ke As Pile Cap

pile	Xi	Yi	Xi2	yi2
	m	m		
1a	-1,05	4,2	1,1025	17,64
1b	1,05	4,2	1,1025	17,64
2a	-1,05	2,1	1,1025	4,41
2b	1,05	2,1	1,1025	4,41
3a	-1,05	0	1,1025	0
3b	1,05	0	1,1025	0
4a	-1,05	-2,1	1,1025	4,41
4b	1,05	-2,1	1,1025	4,41
5a	-1,05	-4,2	1,1025	17,64
5b	1,05	-4,2	1,1025	17,64
Jumlah			11,025	88,2

$$P_{maks\ 1b} = \frac{pu}{np} + \frac{M_{uy} \times x_i}{\sum x_i^2} + \frac{M_{ux} \times y_i}{\sum y_i^2}$$

$$= \frac{10673,08}{10} + \frac{9428,334 \times 1,05}{11,025} + \frac{17293,93 \times 4,2}{88,2}$$

$$= 2788,765 \text{ kN}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi beban maksimum tiang akibat gaya aksial dan momen yang ditunjukkan pada Tabel

Tabel 5. 101 Rekapitulasi Beban Maksimum Tiang akibat Gaya Aksial dan

pile	Xi	Yi	Xi2	yi2	Pmax	Pallnetto	Hasil
	m	m					
1a	-1,05	4,2	1,1025	17,64	1573,12	2156,069	AMAN
1b	1,05	4,2	1,1025	17,64	1973,954	2156,069	AMAN
2a	-1,05	2,1	1,1025	4,41	1433,627	2156,069	AMAN
2b	1,05	2,1	1,1025	4,41	1834,461	2156,069	AMAN
3a	-1,05	0	1,1025	0	1294,134	2156,069	AMAN
3b	1,05	0	1,1025	0	1694,968	2156,069	AMAN
4a	-1,05	-2,1	1,1025	4,41	1154,641	2156,069	AMAN
4b	1,05	-2,1	1,1025	4,41	1555,475	2156,069	AMAN
5a	-1,05	-4,2	1,1025	17,64	1015,148	2156,069	AMAN
5b	1,05	-4,2	1,1025	17,64	1415,982	2156,069	AMAN
Jumlah			11,025	88,2			

2) Kapasitas tiang pancang akibat gaya lateral

Selain akibat gaya aksial, tiang pancang juga harus diperhitungkan kekuatannya dalam menerima gaya lateral seperti gaya akibat tekanan tanah pasif yang terjadi setelah tiang dipancang. Gaya lateral ini berpengaruh terhadap kekuatan gaya geser serta momen maksimum yang bisa ditahan oleh tiang pancang tersebut. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan untuk mengetahui kapasitas akibat gaya lateral.

Overlap tiang pancang pada pile cap $L_a = 1,5 \text{ m}$

Diameter tiang pancang $D = 0,8 \text{ m}$

Panjang tiang pancang $L = 16,5 \text{ m}$

Panjang jepitan tiang pancang $L_d = 1/3 \times L$
 $= 1/3 \times 16,5$
 $= 5,5 \text{ m}$

a) Data parameter tanah

Data parameter tanah seteah lapisannya dapat dilihat pada Tabel berikut ini

Tabel 5. 102 Data Parameter Tanah Berdasarkan N-SPT

kedalaman	Nspt	γ_s	Φ	Kp
0-1,5	2	15,7	30	3
1,5-3	2	15,7	30	3
3-4,5	2	15,7	30	3
4,5-6	5	18,1	31	3,124035
6-7,5	7	18,1	31	3,124035
7,5-9	8	18,1	31	3,124035

b) Menghitung tekanan dan momen akibat tanah pasif pada tiang pancang

Perhitungan tekanan tanah pasif pada tiang pancang dapat dilihat pada Tabel berikut ini

Tabel 5. 103 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Tiang Pancang

Kedalaman			Lebar		Lebar P		
kode	notasi	m	kode	kN/m ²	kode	notasi	KN/m ²
AB	1/5 Ld	1,1	BD	124,344	BC	4/5 BD	99,4752
BE	2/5 Ld	2,2	EG	248,688	EF	3/5 EG	149,2128
EH	3/5 Ld	3,3	HJ	373,032	HI	2/5 HJ	149,2128
HK	4/5 Ld	4,4	KM	597,1156	KL	1/5 KM	119,4231
KN	Ld	5,5	NO	746,3945	N	0/5 NO	0

Tabel 5. 104 Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Tiang

kode	p1	p2	kedalam	F	lengan	Momen
F1	0	99,4752	1,1	54,71136	4,95	270,8212
F2	99,4752	149,2128	1,1	136,7784	3,813333	521,5816
F3	149,2128	149,2128	1,1	164,1341	2,75	451,3687
F4	149,2128	119,4231145	1,1	147,7498	1,67033	246,7909
F5	119,4231	0	1,1	65,68271	0,733333	48,16732
Jumlah				569,0563		1538,73

c) Kapasitas dukung lateral izin

Berdasarkan hasil perhitungan tekanan dan momen akibat tanah pasif sebelumnya, kapasitas dukung lateral izin dapat dihitung sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman} \quad L2 &= \frac{\sum M}{\sum F} \\ &= \frac{1538,73}{569,0563} \\ &= 2,704 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya lateral} \quad H &= \frac{2 \times L2 \times F}{L2 + Ld + La} \\ &= \frac{2 \times 2,704 \times 569,0563}{2,704 + 5,5 + 1,5} \\ &= 317,133 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Safety factor} \quad SF = 3$$

Kapasitas daya dukung izin lateral per tiang

$$\begin{aligned} H \text{ izin} &= \frac{H}{SF} \\ &= \frac{317,133}{3} \\ &= 105,711 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas daya dukung izin lateral per tiang

$$\begin{aligned} H \text{ izin per tiang} &= \frac{H_{izin}}{n} \\ &= \frac{105,711}{10} \\ &= 10,5711 \text{ kN} \end{aligned}$$

d) Momen akibat gaya lateral

Dengan adanya gaya lateral, maka dapat menyebabkan terjadinya momen pada tiang pancang. Berikut ini merupakan contoh perhitungan momen pada titik M1.

$$\begin{aligned} \text{Jarak dari H ke F1} \quad hi1 &= La + \left(\frac{2}{3} \times AB\right) \\ &= 1,5 + \left(\frac{2}{3} \times 1,1\right) \\ &= 2,23 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Momen akibat H di F1} \quad Mh1 = H \times hi1$$

$$= 317,133 \times 2,23$$

$$= 708,263 \text{ kNm}$$

$$\text{Besarnya momen di titik F1} = Mh1 - \sum(Fi \times yi)$$

$$= 708,263 - 0$$

$$= 708,263 \text{ kNm}$$

Untuk perhitungan momen pada titik lainnya dapat dilihat pada Tabel berikut ini.

Tabel 5. 105 Momen Akibat Gaya Lateral

kod e	hi	Mhi	yi	F1yi	F2yi	F3yi	F4yi	F5y i	M
M0	1	317,133	0	0	0	0	0	0	317,133
M1	2,55	808,689	0	0	0	0	0	0	808,689
M2	3,68666 7	1169,16 4	1,13666 7	62,189 5	0	0	0	0	1106,97 5
M3	4,75	1506,38 2	1,06333 3	120,36 5	300,91 2	0	0	0	1085,10 4
M4	5,830	1848,78 1	1,080	179,43 5	448,58 8	538,30 6	0,000	0	682,452
M5	6,76666 7	2145,93 3	0,937	230,70 0	576,74 9	692,09 9	623,01 1	0	23,375
MAX									1106,97 5

Dari hasil perhitungan didapatkan hasil sebagai berikut ini.

$$\text{Momen maksimum} = 1106,975 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen satu tiang} &= \frac{1106,975}{10} \\ &= 110,6975 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen izin satu tiang} &= \frac{\text{momen satu tiang}}{SF} \\ &= \frac{110,6975}{3} \\ &= 36,899 \text{ kNm} \end{aligned}$$

h. Stabilitas kapasitas dukung izin

1) Kapasitas dukung izin satu tiang

Berikut ini merupakan stabilitas kapasitas dukung izin satu tiang pada *abutment* ditunjukkan pada Tabel

Tabel 5. 106 Stabilitas Kapasitas Dukungan Izin Satu Tiang

Kombinasi	Vertikal	momen		P max	Qizin	Keterangan
	Pu	Mx	My			Pmax < Qizin
	kN	kNm	kNm			
Kuat I	10673,08	3492,337	6407,539	1843,852	3578,53692	AMAN
Kuat II	9439	2740,347	6407,539	1684,635	3578,53692	AMAN
Kuat III	5119,72	340,983	7385,196	1231,561	3578,53692	AMAN
Kuat IV	5119,72	108,3821	6407,539	1127,375	3578,53692	AMAN
Kuat V	5214,829	174,8395	6686,87	1166,653	3578,53692	AMAN
Ekstrim I Eqx	9616,526	1615,735	769,1497	1111,845	3578,53692	AMAN
Ekstrim I Eqy	9616,526	538,4122	1421,791	1122,7	3578,53692	AMAN

2) Kapasitas dukung izin kelompok tiang

Berikut ini merupakan stabilitas kapasitas dukung izin kelompok tiang pada *abutment* yang ditunjukkan pada Tabel

Tabel 5. 107 Stabilitas Kapasitas Dukungan Izin Kelompok Tiang

Kombinasi	Vertikal	momen		Qizin	Keterangan
	Pu	Mux	Muy		Pu < Qizin
	kN	kNm	kNm		
Kuat I	10673,08	3492,337	6407,539	25005,7	AMAN
Kuat II	9439	2740,347	6407,539	25005,7	AMAN
Kuat III	5119,72	340,983	7385,196	25005,7	AMAN
Kuat IV	5119,72	108,3821	6407,539	25005,7	AMAN
Kuat V	5214,829	174,8395	6686,87	25005,7	AMAN
Ekstrim I Eqx	9616,526	1615,735	769,1497	25005,7	AMAN
Ekstrim I Eqy	9616,526	538,4122	1421,791	25005,7	AMAN

9. Analisis Kekuatan Pondasi Pilar

a. Penulangan Tiang pancang

Tiang pancang yang digunakan dalam perencanaan ini berupa tiang pancang pracetak yang diproduksi oleh WIKA beton. Oleh karena itu kebutuhan tulangan secara detail telah diperhitungkan sebaik mungkin oleh produsen tiang pancang tersebut. Akan tetapi dalam penelitian ini perlu mengetahui contoh perhitungan kebutuhan tiang pancang. Berikut ini merupakan perhitungan kebutuhan tulangan tiang pancang. Berikut ini

perhitungan yang dilakukan dalam menentukan kebutuhan tulangan tiang pancang.

Jenis tiang = WIKA beton PC piles

Diameter tiang pancang $D = 800 \text{ mm}$

Luas penampang tiang pancang $A_g = 502654,825 \text{ mm}^2$

Diameter tulangan pokok $d_p = 25 \text{ mm}$

Diameter tulangan geser $d_s = 13 \text{ mm}$

c. Tulangan pokok

Menurut RSNI T-03 (2005), perbandingan luas tulangan pokok terhadap luas penampang setidaknya bernilai 1% dengan batas maksimum 8%.

Luas 1 tulangan pokok $A_{1d} = 490,873 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan rencana $n = 16 \text{ buah}$

Jumlah luas tulangan pokok $A_s = A_{1d} \times n$

$$= 490,873 \times 16$$

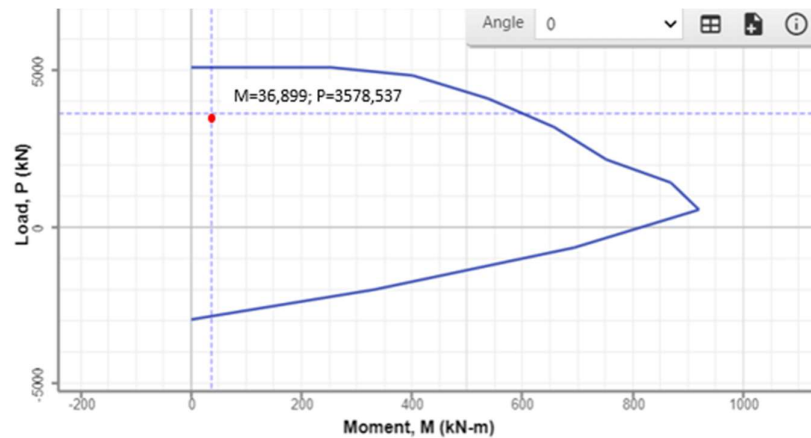
$$= 7853,982 \text{ mm}^2$$

Rasio tulangan $= \frac{A_s}{A_g} \times 100\%$

$$= \frac{7853,982}{502654,825} \times 100\%$$

$$= 1,563 \%$$

Dari hasil perhitungan didapatkan rasio telangan sebesar 1,563% yang mana memenuhi ketentuan yang ada. Kemudian dilakukan pemeriksaan dengan diagram interaksi Mn-Pn sebagai berikut ini.



Gambar 5. 124 Diagramn Interaksi Mn-Pn Tulangan Pile

Dari hasil pemeriksaan melalui diagram interaksi Mn-Pn, didapatkan bahwa kapasitas pile memenuhi dalam menahan beban yang ada. Sehingga pile dirancang dengan tulangan 16D25.

d. Tualangan geser

Mutu beton tiang pancang = 52 MPa

Tegangan izin bahan = $0,3 \times f'_c$
= 15,6 MPa

Kedalam tiang H = 18 m

Diameter tiang D = 800 mm

Luas penampang tiang $A_g = 502654,825 \text{ mm}^2$

Lebar ekivalen penampang $b_w = 708,981 \text{ mm}$

Diameter tulangan pokok $d_p = 25 \text{ mm}$

Diameter tulangan geser $d_s = 13 \text{ mm}$

Tebal efektif $d' = 699,5 \text{ mm}$

Gaya aksial maksimum $P_u = 3578,537 \text{ kN}$

Momen maksimum tiang $M_u = 36,899 \text{ kNm}$

Gaya lateral izin tiang $H_{izin} = 105,711 \text{ kN}$

Faktor beban ultimet K = 1,5

Faktor reduksi geser $\phi = 0,7$

Gaya geser ultimet akibat momen

$$V_{ul} = \frac{M_u}{H}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{36,899}{18} \\
 &= 2,050 \text{ kN} \\
 &= 2049,954 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Gaya geser ultimit akibat gaya lateral

$$\begin{aligned}
 V_{u2} &= K \times H_{izin} \\
 &= 1,5 \times 105,711 \\
 &= 158,567 \text{ kN} \\
 &= 158566,505 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Gaya geser ultimate pakai

$$V_u = 158566,505 \text{ N}$$

Kekuatan geser beton

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left(1 + \frac{P_u}{14 \times A_g}\right) \times \left(\frac{\sqrt{F'_c}}{6}\right) \times b_w \times d' \\
 &= \left(1 + \frac{3578,537}{14 \times 502654,825}\right) \times \left(\frac{\sqrt{52}}{6}\right) \times 708,98 \times 699,5 \\
 &= 326628,808 \text{ N} \\
 \phi V_c &= 0,7 \times 326628,808 \\
 &= 228640,166 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan didapatkan $\phi V_c > V_u$, maka tulangan geser yang digunakan adalah tulangan geser minimum yaitu D13-300.

10. Perhitungan tulangan *pile cap*

Pile cap merupakan sebuah bagian yang berfungsi sebagai penyalur beban dari atas pilar menuju pile. Selain itu, pile cap juga berfungsi untuk menyatukan pile atau tiang pancang dalam satu kelompok tiang. Berikut ini merupakan perhitungan yang dilakukan dalam perencanaan tulangan pile cap pilar

a. Pembebanan

Pembebanan yang digunakan dalam perencanaan tulangan pile cap dilakukan dalam kondisi LRFD atau ultimate. Sebagai contoh perhitungan diambil dari kombinasi Kuat 1 karena kombinasi tersebut memiliki nilai gaya aksial terbesar. Berikut ini merupakan rekapitulasi

beban dari perhitungan yang telah dilakukan sebelumnya yang ditunjukkan pada Tabel

Tabel 5. 108 Rekapitulasi Kombinasi Beban pada Pile cap Pilar

Kombinasi	Lebar = 11,4			Lebar = 1		
	P	T _x	M _x	P	T _x	M _x
	kN	kN	kNm	kN	kN	kNm
Kuat I	10673,08	279,5774	3492,337	952,9536	24,96226	311,8158
Kuat II	9439	225,4774	2740,347	842,7679	20,13191	244,6738
Kuat III	5119,72	52,98249	340,983	457,1179	4,73058	30,44491
Kuat IV	5119,72	36,12735	108,3821	457,1179	3,225656	9,676969
Kuat V	5214,829	40,9431	174,8395	465,6097	3,655634	15,61067
Ekstrim I Eqx	9616,526	1615,735	17293,93	858,6184	144,2621	1544,101
Ekstrim I Eqy	9616,526	538,4122	5658,841	858,6184	48,07252	505,2536
MAX				952,9536	144,2621	1544,101

b. Momen ultimit rencana

$$\text{Gaya tekan Ultimete} \quad P_u = 3528,651 \text{ kN}$$

$$\text{Tinggi pile Cap} \quad H = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pile cap X} \quad B_x = 4,9 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pile cap Y} \quad B_y = 11,2 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah baris tiang arah X} \quad n_x = 2$$

$$\text{Jumlah baris tiang arah Y} \quad n_y = 5$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar penampang kisis} \quad B' &= \frac{B_x - B_b x}{2} \\ &= \frac{4,9 - 1}{2} \\ &= 1,95 \text{ m} \end{aligned}$$

Berat pile cap terhadap penampang kisis

$$\begin{aligned} q &= \gamma b \times B \times H \\ &= 24 \times 4,9 \times 11,2 \\ &= 176,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Jarak antara tiang

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

Momen ultimate rencana

$$M_u = 2 \times \left(\frac{P_u}{n_s} \times S \right) - \left(\frac{1}{2} \times q \times B'^2 \right)$$

$$= 2 \times \left(\frac{3528,651}{10} \times 2,1 \right) - \left(\frac{1}{2} \times 176,4 \times 1,95^2 \right)$$

$$= 1146,653 \text{ kNm}$$

Momen ultimate rencana per 1 meter

$$Mu = \frac{1146,653}{11,2}$$

$$= 102,38 \text{ kNm}$$

c. Tulangan lentur *pile cap*

Diameter tulangan pokok	$dp = 25 \text{ mm}$
Kuat tekan beton	$f'c = 30 \text{ MPa}$
Kuat leleh baja tulangan	$fy = 420 \text{ MPa}$
Tebal pile cap	$t = 1500 \text{ mm}$
Selimut beton	$sb = 75 \text{ mm}$
Lebar tinjauan	$b = 1000 \text{ mm}$
Faktor reduksi kuat lentur beton	$\phi = 0,8$
Moemen ultimate	$Mu = 102,380 \text{ kNm}$

1) Nilai momen nominal Mn

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

$$= \frac{102,38}{0,8}$$

$$= 127,975 \text{ kNm}$$

2) Menentukan tinggi efektif d

$$d = t - sb - (0,5 \times dp)$$

$$= 1500 - 75 - (0,5 \times 25)$$

$$= 1412,5 \text{ mm}$$

3) Menghitung nilai Rn

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$= \frac{127,975}{1000 \times 1412,5^2}$$

$$= 0,064 \text{ MPa}$$

4) Menghitng nilai m

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c}$$

$$= \frac{420}{0,85 \times 30}$$

$$= 16,471$$

5) Menghitung rasio tulangan ρ

Rasio tulangan minimum 1

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

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

$$= 0,003$$

Rasio tulangan minimum 2

$$\rho \text{ min } 2 = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y}$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420}$$

$$= 0,003$$

Rasio tulangan minimum pakai

$$\rho \text{ min pakai} = 0,003$$

Rasio tulangan perlu

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

$$= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,064}{420}} \right)$$

$$= 0,00015$$

Karena $\rho \text{ min} > \rho \text{ perlu}$, maka rasio tulangan digunakan adalah sebagai berikut ini.

$$\rho \text{ pakai} = 0,003$$

6) Menghitung luas tulanga pokok As

$$\text{As pokok 1} = \rho \times l \times d$$

$$= 0,003 \times 1000 \times 1412,5$$

$$= 4708,333 \text{ mm}^2$$

$$\text{As pokok 2} = \frac{l \times d}{F_y}$$

$$= \frac{1000 \times 1412,5}{420}$$

$$= 3363,095 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pokok pakai} = 4708,333 \text{ mm}^2$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok S

$$S \text{ pokok} = \frac{A_1 d \times l}{A_s}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4708,333}$$

$$= 104,256 \text{ mm}$$

$$S \text{ pokok pakai} = 100 \text{ mm}$$

8) Kontrol luas tulangan perlu dan pakai

$$A_s' = \frac{A_1 d \times l}{S_{pakai}}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{100}$$

$$= 4908,739 \text{ mm}^2$$

$$A_s' > A_s, \text{ Aman}$$

Sehingga tulangan pokok *pile cap* menggunakan tulangan D25-100

d. Tulangan geser *pile cap*

1) Kuat geser satu arah

$$\text{Gaya tekan Ultimate } P_u = 3528,651 \text{ kN}$$

$$\text{Tinggi pile Cap } H = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pile cap X } B_x = 4,9 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pile cap Y } B_y = 11,2 \text{ m}$$

$$\text{Luas penampang pile cap } A_g = 54,88 \text{ m}^2$$

$$\text{Tebal efektif pile cap } d = 1425 \text{ mm}$$

Daerah pembebanan geser satu arah

$$G' = B_x - \left(\frac{B_x}{2} + \frac{B_b x}{2} + d \right)$$

$$= 4,9 - \left(\frac{4,9}{2} + \frac{1}{2} + 1,425 \right)$$

$$= 0,525 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{P_u}{A_g} \times B_x \times G'$$

$$= \frac{3528,651}{54,88} \times 4,9 \times 0,525$$

$$= 165,406 \text{ kN}$$

Gaya geser rencana per 1 meter

$$\begin{aligned} V_{ux} &= 165,406 / 11,2 \\ &= 14,768 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1,425 \\ &= 975,631 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $\phi V_c > V_{ux}$, maka tulangan geser satu arah menggunakan tulangan geser minimum yaitu D13-300.

2) Kuat geser dua arah

$$B' = 2,425 \text{ m}$$

$$\text{Keliling kritis } B_0 = 6,85 \text{ m}$$

$$\text{Panjang } pier \text{ wall arah X } B_{bx} = 1100 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang } pier \text{ wall arah Y } B_{by} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Perbandingan sisi kolom } \beta_c = 3,636$$

$$\text{Nilai } \lambda \text{ untuk beton normal} = 1$$

$$\text{Nilai } \lambda_s = 40$$

Gaya geser rencana

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{Pu}{A_g} \times (A_g - (B' \times B_y)) \\ &= \frac{3528,651}{54,88} \times (54,88 - (2,425 \times 11,2)) \\ &= 3501,491 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser rencana per 1 meter

$$\begin{aligned} V_{ux} &= 3501,491 / 11,5 \\ &= 312,633 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser dua arah yang mampu ditahan beton diambil nilai terkecil dari tiga persamaan berikut ini

$$\begin{aligned} \text{a) } V_{c1} &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times B_0 \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{3,636}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 6,85 \times 1,425 \\ &= 14087,914 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b) } V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\lambda s \times d}{B_0} + 2 \right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times B_0 \times d \\
 &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1,425}{6,85} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 6,85 \times 1,425 \\
 &= 45800,793 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{c) } V_{c3} &= 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times B_0 \times d \\
 &= 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 6,85 \times 1,425 \\
 &= 17488,542 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga persamaan tersebut didapatkan nilai V_c terkecil sebesar 14087,914 kN sehingga gaya geser nominal yang mampu diahan beton sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 14087,914 \\
 &= 1056,935 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena $\phi V_c > V_{ux}$, maka tulangan geser satu arah menggunakan tulangan geser minimum yaitu D13-300.

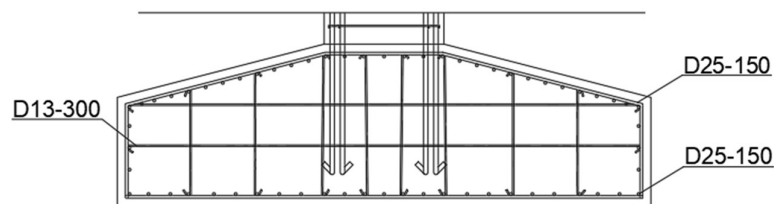
11. Rekapitulasi tulangan *pile dan pile cap*

Rekapitulasi desai tulangan pile dan pile cap dapat dilihat pada Tabel sebagai berikut ini.

Tabel 5. 109 Rekapitulasi Desain Tulangan Pondasi pilar

Bagian	Jenis Tulangan	
	Tulangan Pokok	Tulangan Geser
	mm	mm
Tiang pancang	16D25	D13-300
Pile cap	D25-150	D13-300

Berikut Gambar Tulangan pile cap



Gambar 5. 125 Penulangan Pile Cap Pilar

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Kesimpulan dari hasil analisis dan perencanaan yang dilakukan seperti berikut ini.

1. Struktur Atas jembatan
 - a. Pelat lantai yang digunakan memiliki ketebalan 250 mm dengan tulangan longitudinal pada momen tulangan susut D13-150
 - b. Gelagar memanjang menggunakan profil baja IWF 200x200x8x12 yang dipasang komposit dengan pelat lantai menggunakan shear connector diameter 19 mm sebanyak 40 buah sepanjang satu buah gelagar memanjang
 - c. Gelagar melintang menggunakan profil IWF 700x300x13x20
 - d. Rangka utama pada batang atas menggunakan profil baja IWF300x300x10x15
 - e. Rangka utama pada batang bawah menggunakan profil baja IWF300x300x10x15
 - f. Rangka utama pada batang diagonal menggunakan profil baja IWF300x300x10x15
 - g. Ikatan angin menggunakan profil baja IWF 175x175x7,5x11
 - h. Sambungan antar komponen struktur atas menggunakan sambungan baut dengan mutu A325 yang disambungkan dengan pelat buhul. Diameter baut, jumlah baut, tebal pelat buhul, dan konfigurasi yang digunakan tiap komponennya adalah sebagai berikut:
 - 1) Batang atas : diameter baut M30, jumlah baut 20 buah, tebal plat buhul dalam 15 mm dan tebal plat buhul luar 10 mm konfigurasi baut plat sejajar
 - 2) Batang bawah : diameter baut M30, jumlah baut 24 buah, tebal plat buhul dalam 15 mm dan tebal plat buhul luar 10 mm

kofigurasi baut plat sejajar

- 3) Ikatan angin : diameter baut M30, jumlah baut 12 buah, tebal plat buhul dalam 15 mm dan tebal plat buhul luar 10 mm kofigurasi baut plat sejajar

2. Struktur bawah jembatan

a. *Abutment*

- 1) *Breast wall* mempunyai lebar 10,5 m dan tebal 1 m. Tulangan longitudinal *breast wall* menggunakan D25-50 dua lapis. Tulangan geser D13-300
- 2) *Back wall* dibagi menjadi dua yaitu *back wall* atas yang memiliki tulangan pokok D19-250 dan tulangan bagi D13-180. Sedangkan untuk back bawah memiliki tulangan pokok D19-130 dan tulangan bagi D13-90
- 3) *Corbel* menggunakan tulangan pokok D19-180 dan tulangan bagi D13-130
- 4) *Wing wall* memiliki ketebalan 0,5 m. dengan tulangan pokok D19-180 dan tulangan bagi D13-130
- 5) Pile cap memiliki dimensi 4,9 m x 11,2 m dengan memiliki jumlah tiang pancang sebanyak 10 buah. Tulangan pokok yang digunakan D25-120 dan tulangan bagi D13-130
- 6) Pondasi yang digunakan adalah tiang pancang dengan diameter 0,8 m dengan Panjang 18 m.

b. Pilar

- 1) *Pier head* menggunakan tulangan tulangan pokok D25-95 dan tulangan bagi D25-150 serta tulangan geser D13-300
- 2) *Pier wall* menggunakan menggunakan tulangan pokok D41- 45 sebanyak dua lapis dan tulangan geser D13-300
- 3) Pile cap memiliki dimensi 4,9 m x 11,2 m dengan memiliki jumlah tiang pancang sebanyak 10 buah. Tulangan pokok yang digunakan D25-150 dan tulangan bagi D13-300

- 4) Pondasi yang digunakan adalah tiang pancang dengan diameter 0,8 m dengan Panjang 18 m.

6.2 Saran

Pada penelitian ini masih memiliki banyak kekurangan sehingga saran yang dapat diberikan oleh penulis untuk penelitian yang akan datang:

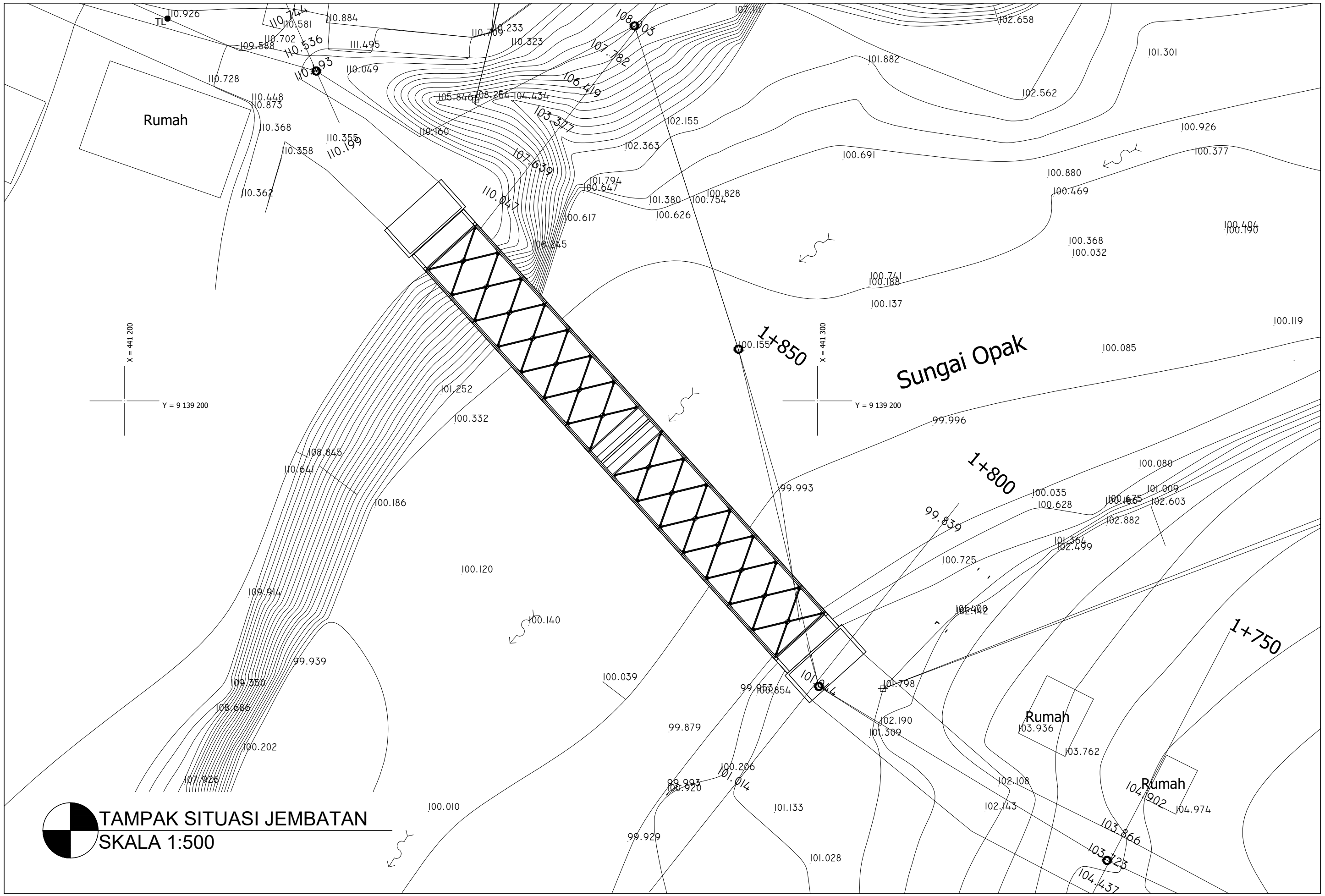
1. Perlu dilakukan analisis dengan menggunakan diafragma jenis lain
2. Dalam proses analisis perlu menambahkan analisis gempa dengan pertimbangan lokasi yang dilalui sesar.

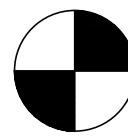
DAFTAR PUSTAKA

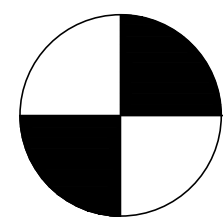
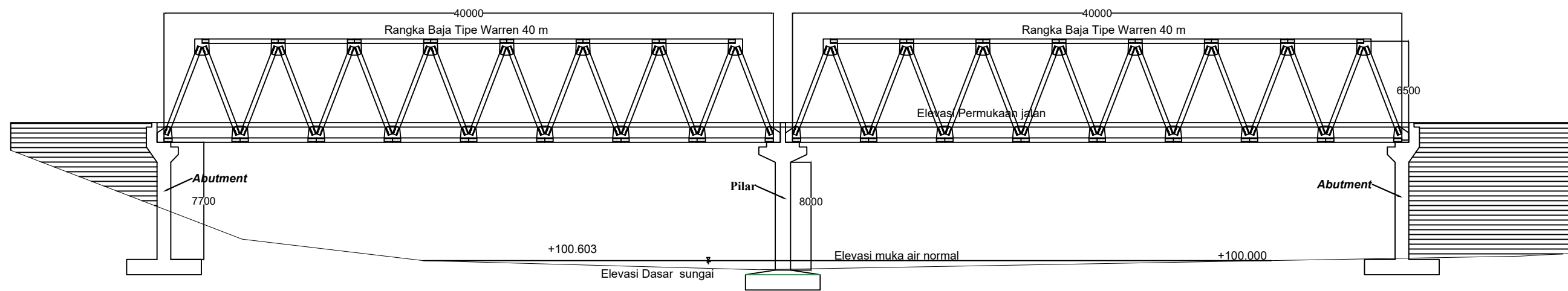
- Anggraini, Warsito, dan Suprpto. 2021. Studi Alternatif Perencanaan Jembatan Dengan Struktur Rangka Baja Type Pratt Pada Jembatan Petak Kabupaten Nganjuk. *Jurnal Rekayasa Sipil*. Vol.10 No.1:24-36. Malang.
- Chen, W. dan Duan, L. 2014. *Bridge Engineering Handbook, Second Edition: Superstructure Design*. CRC Press. London.
- Das, B.M. 1985. *Principles of Geotechnical Engineering*, 7 ed. Cengage Learning. Stamford.
- Hakikie, P.N. 2017. Perencanaan Ulang Jembatan Lemah Ireng II pada Jalan Tol Semarang-Bawen Menggunakan Jembatan Busur Rangka Baja.
- Hibbeler, R.C. 2012. *Structural Analysis*, 8 ed. Pearson Education, Inc. New Jersey
- Hidayat, M.T. 2021. Perancangan Jembatan Kiringan Dengan Gelagar Baja Berdasarkan SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2016. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Husnah, Darfia, dan Hidayat. 2019. Alternatif Perencanaan Struktur Atas Jembatan Tipe Camel Back Truss dengan Menggunakan Metode LRFD. *e-journal Gelagar*. Vol.2 No.1:87-96. Pekanbaru.
- Lilu, Indra, dan Santosa. 2020 Analisis Struktur Rangka Baja Ringan Dan Baja Berat Dengan Aplikasi Bricscad. *Jurnal Teknik Sipil*. Vol.5 No.2:46-55. Malang.
- Nakazawa, K. 1984. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Terjemahan oleh Suyono Sosrodarsono. 2000. Pradnya Paramita. Jakarta
- Rancangan Standar Nasional Indonesia. 2004. Perencanaan Stuktur Beton untuk Jembatan (RSNI T-12-2004). Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Rancangan Standar Nasional Indonesia. 2005. Perencanaan Stuktur Baja untuk Jembatan (RSNI-03-2005). Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Robby, I.H. 2019. Desain Jembatan Lemah Abang Menggunakan Rangka Baja Tipe *Warren* Dengan Lantai Jembatan Di Bawah. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

- Safitri, Warsito, dan Noerhayati. 2021. Studi Alternatif Perencanaan Jembatan Bongkot Dengan Menggunakan Struktur Rangka Baja Tipe *Warren* Truss Di Kabupaten Jombang. *Jurnal Rekayasa Sipil*. Vol.10 No.2:96-106. Malang.
- Segui, W.T. 2006. *Steel Design*, 6 ed. Cengage Learning. Stamford.
- Setiawan, A. 2008. *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD*. Erlangga. Jakarta.
- Standar Nasional Indonesia. 2015. *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*. (SNI 1729:2015). Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Standar Nasional Indonesia. 2016. *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa* (SNI 2833:2016). Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Standar Nasional Indonesia. 2016. *Pembebanan untuk Jembatan* (SNI 1725:2016). Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Sugiono. 2013. *Metode Penelitian Kuantitatif, Kualitatif Dan R & D*. Alfabeta. Bandung.
- Supriyadi, B. dan Muntohar, A. S. 2007. *Jembatan*. UGM Press. Yogyakarta.

LAMPIRAN

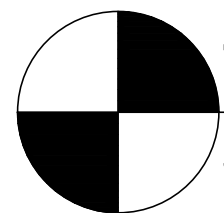
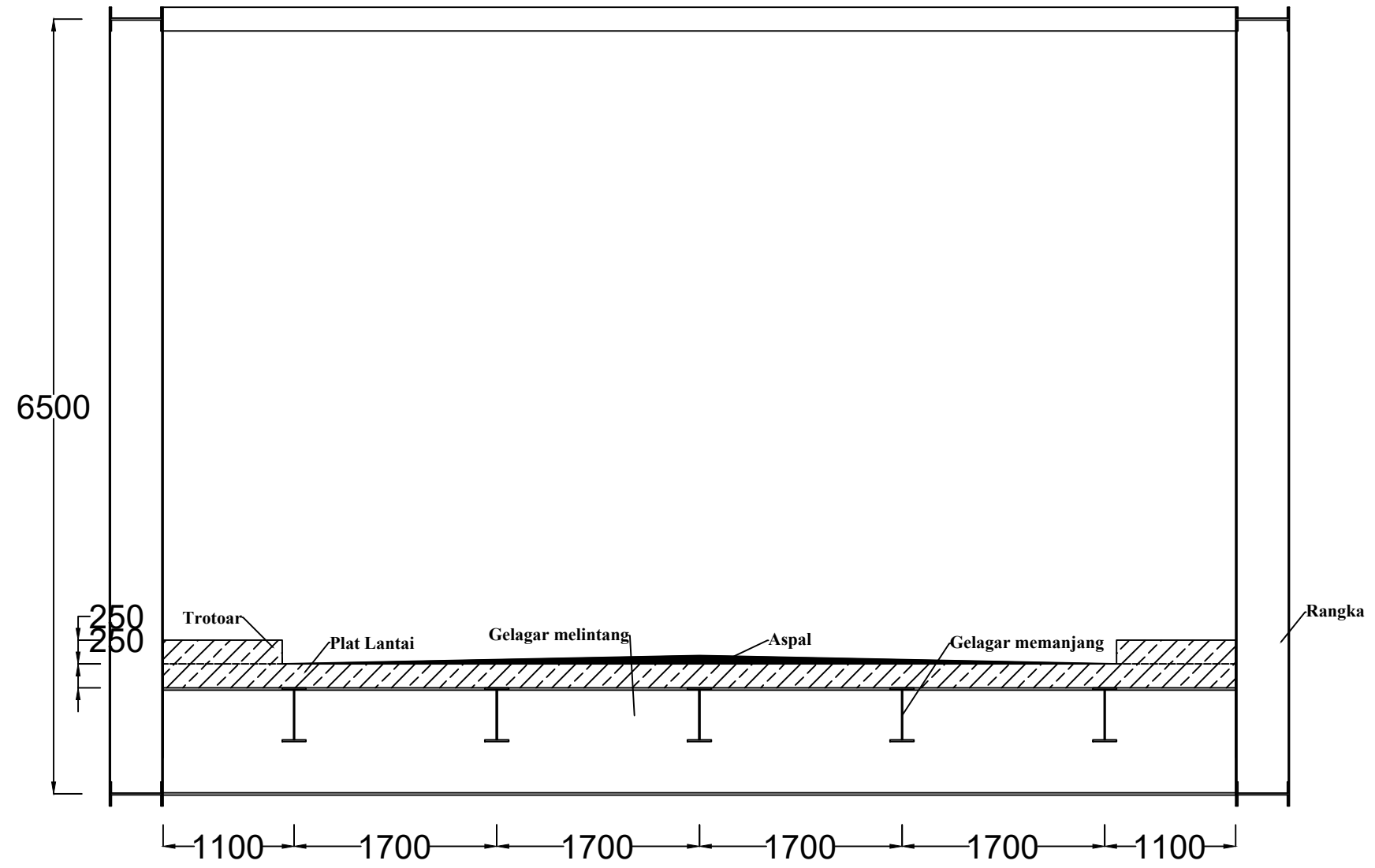


 TAMPAK SITUASI JEMBATAN
SKALA 1:500

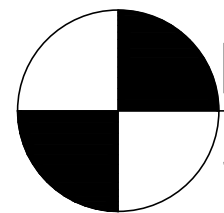


TAMPAK MEMANJANG

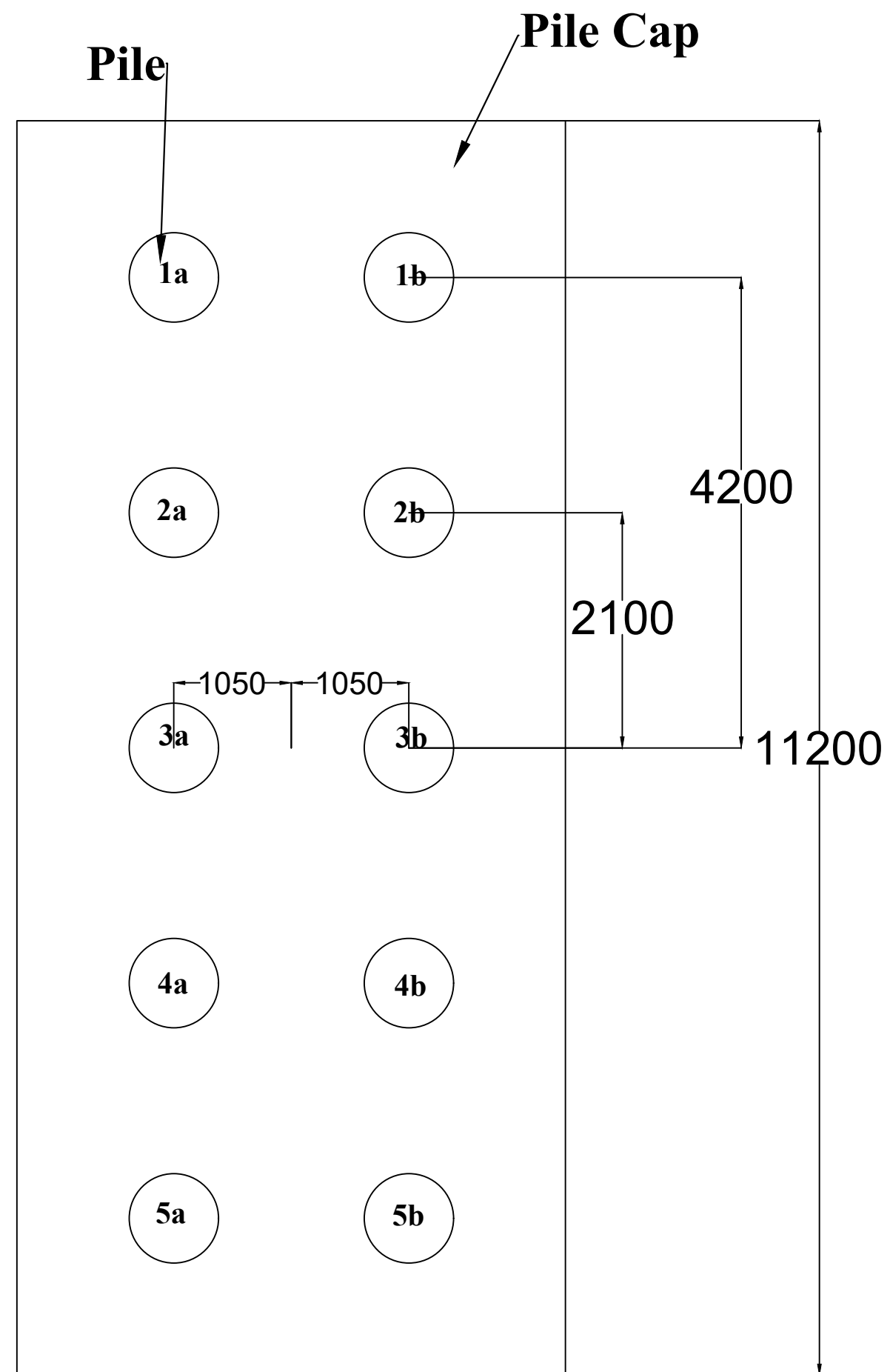
SKALA 1:300

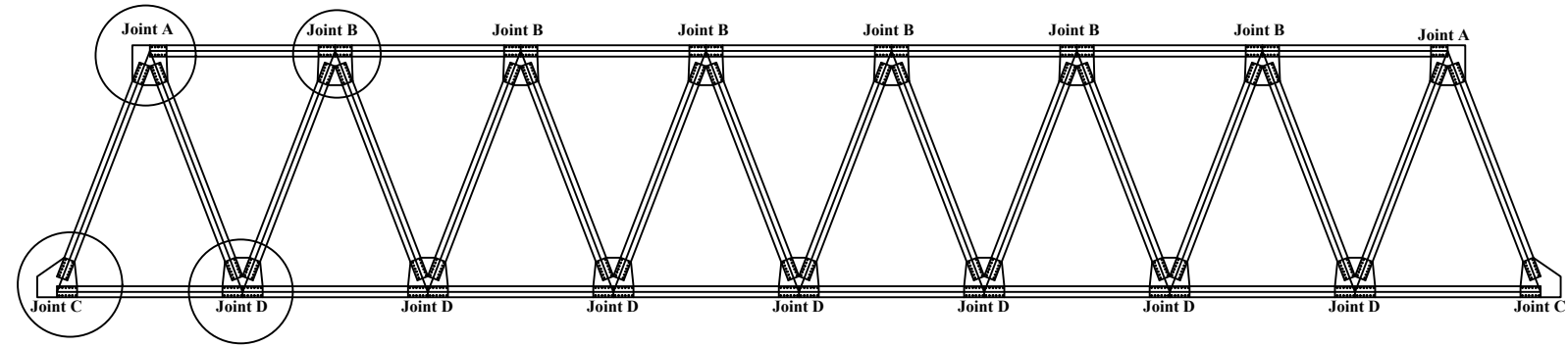



TAMPAK MELINTANG
SKALA 1:50

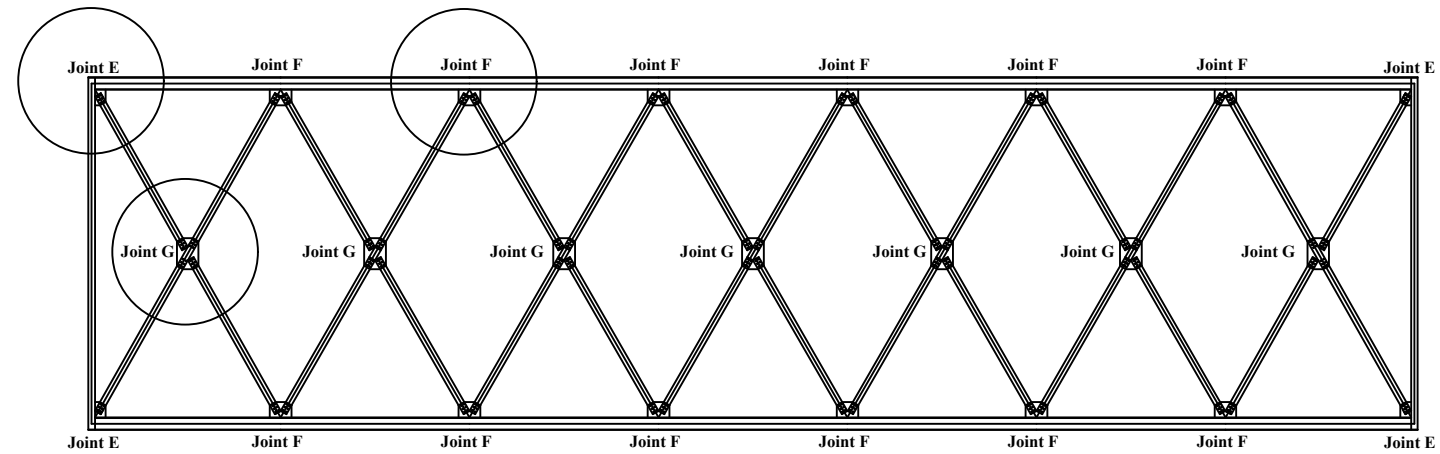



DENAH PONDASI
SKALA 1:50

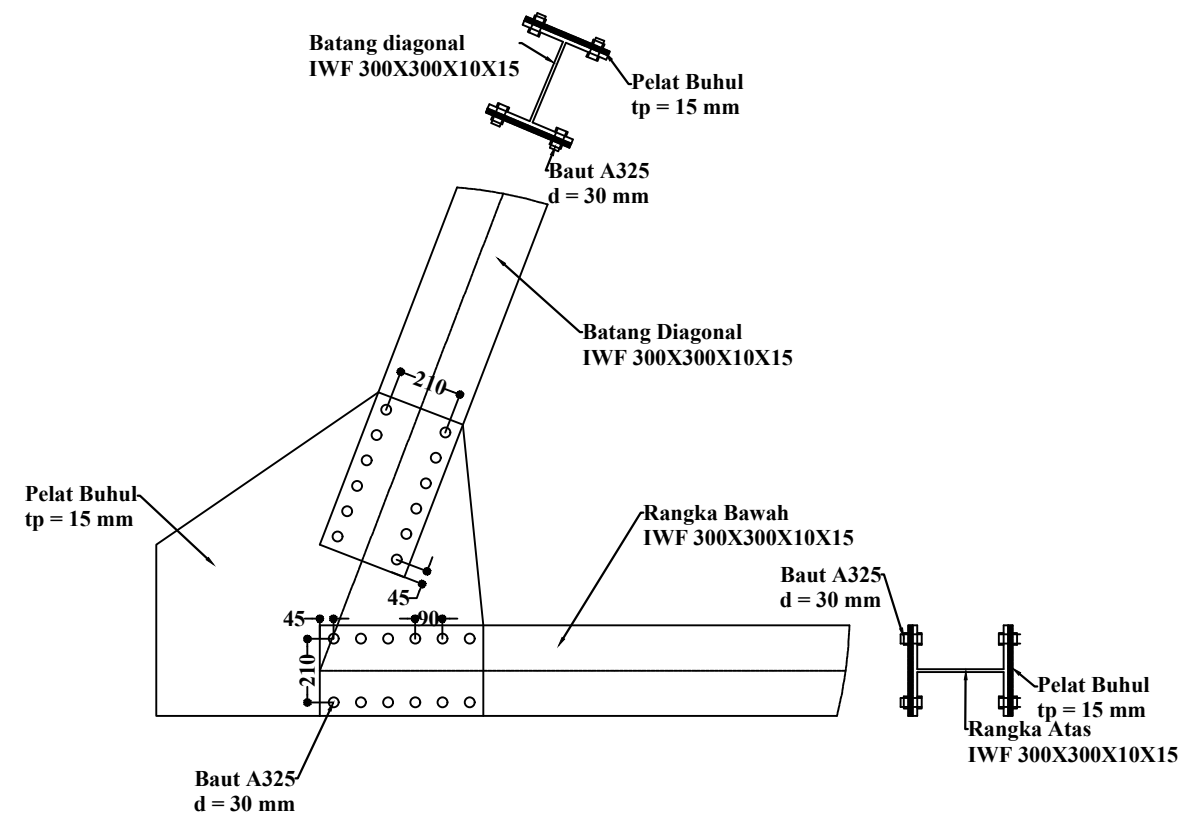





TAMPAK SAMPING JEMBATAN
 SKALA 1:200

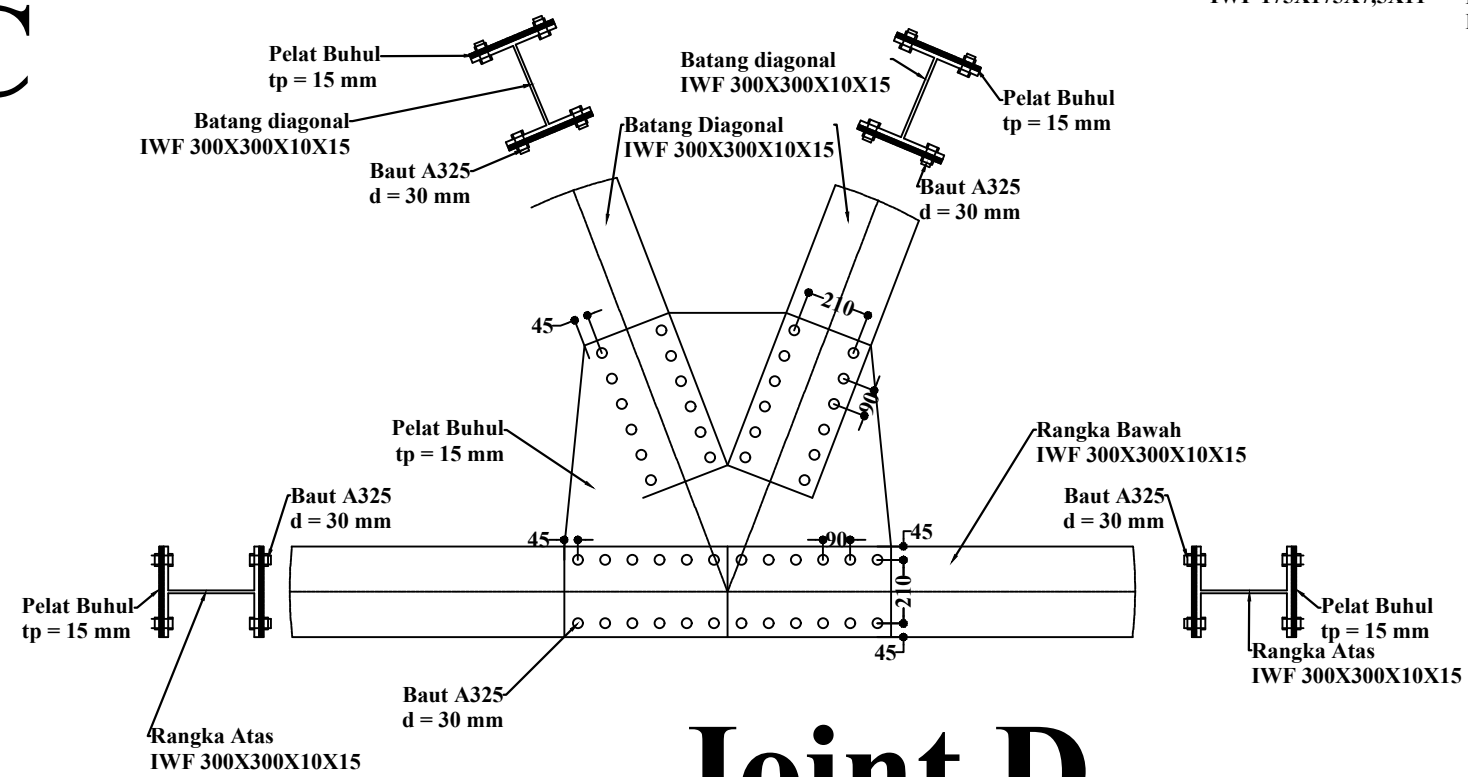
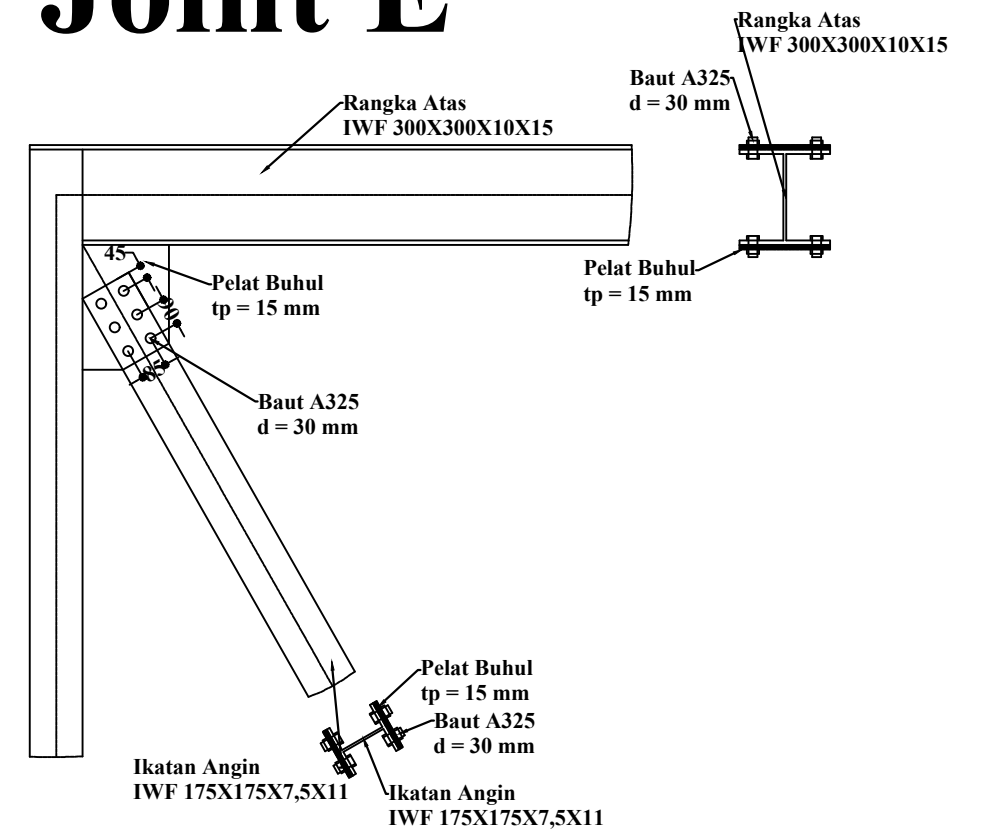



TAMPAK ATAS JEMBATAN
 SKALA 1:200



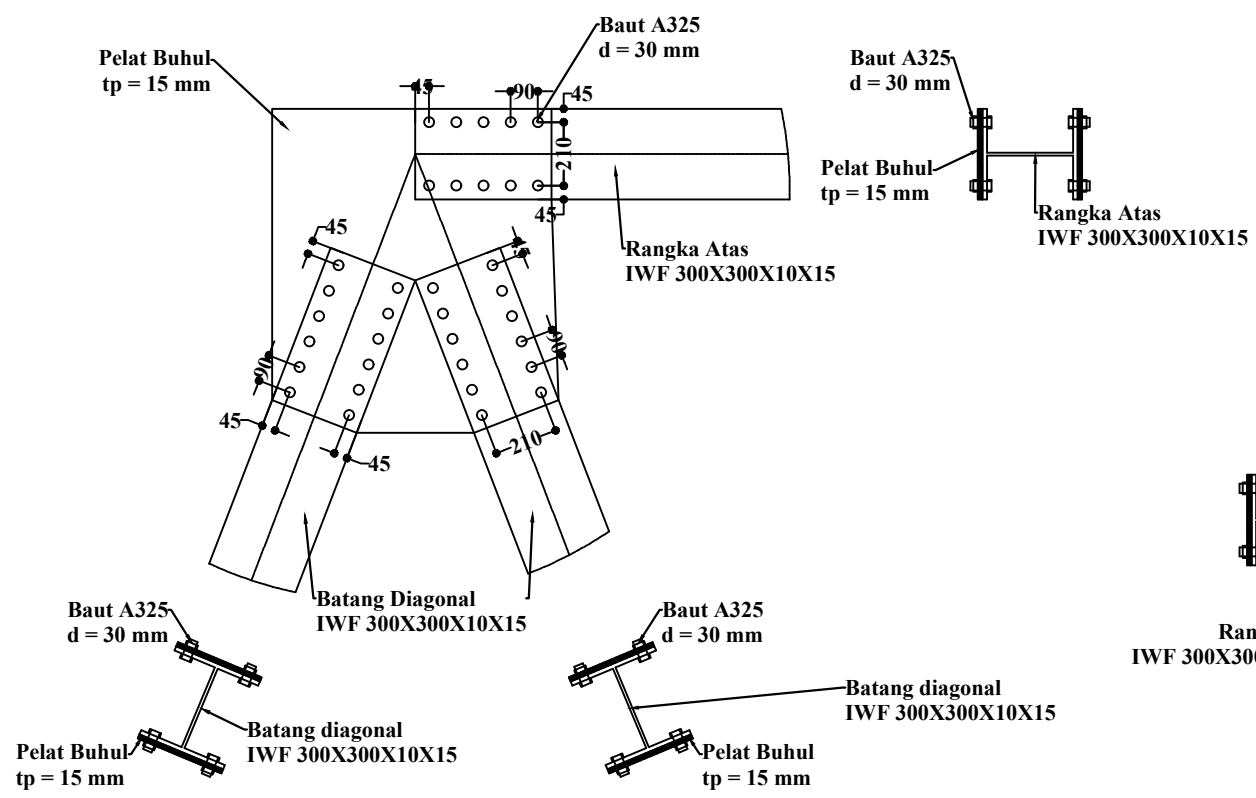
Joint C

Joint E

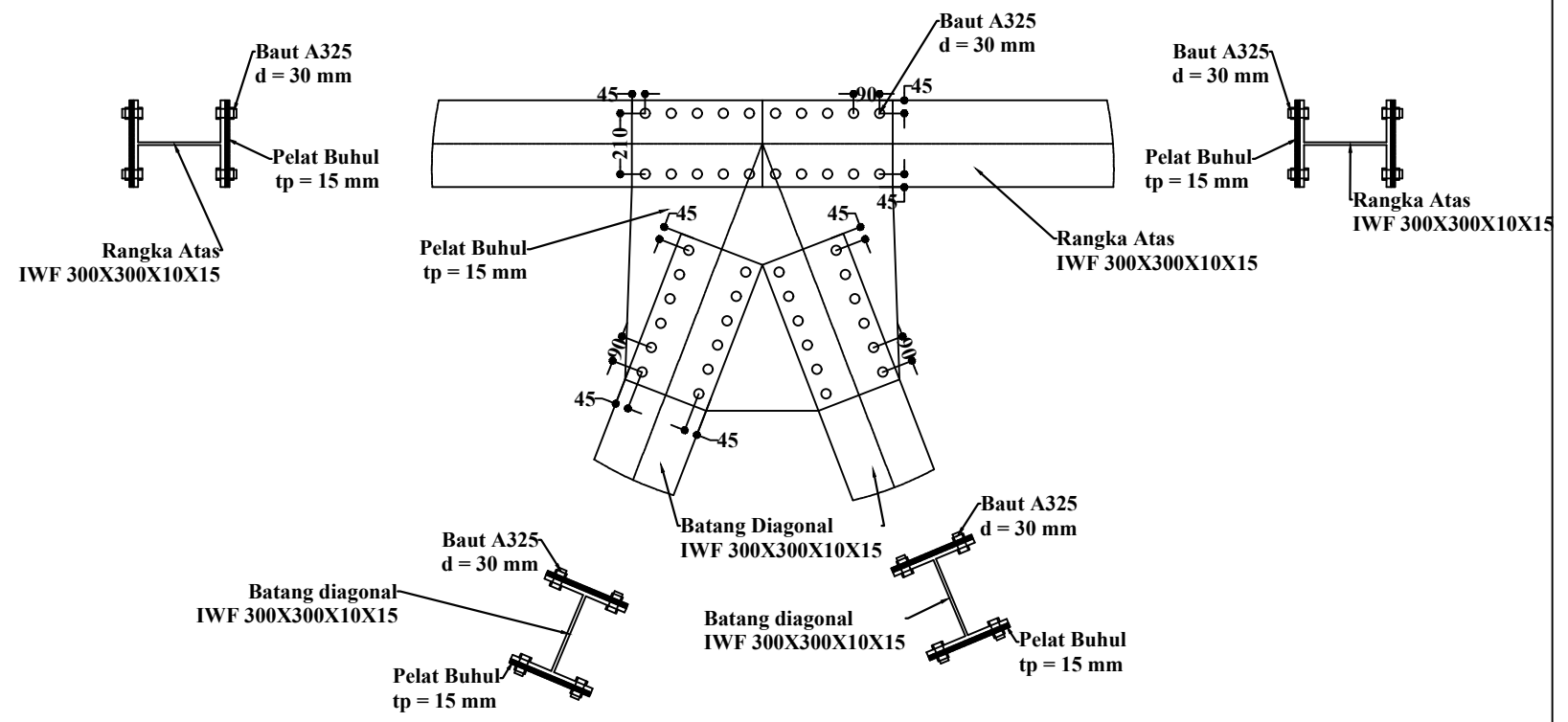


Joint D

TAMPAK JOIN
SKALA 1:25

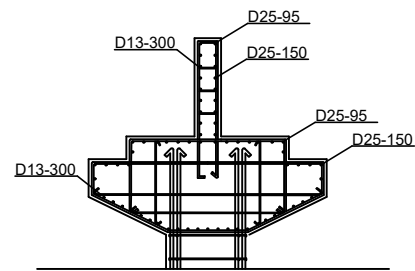


Joint A

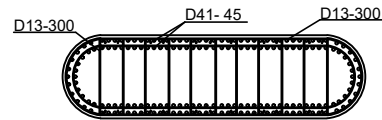


Joint B

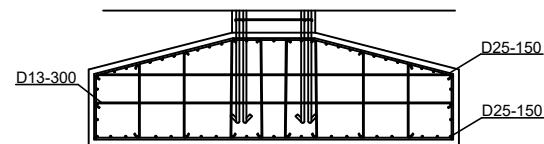

TAMPAK JOIN
SKALA 1:25



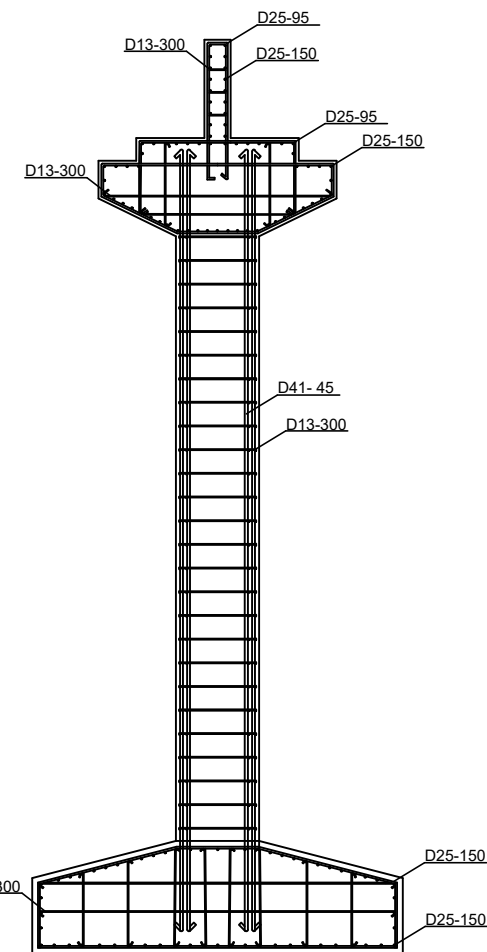
DETAIL PIER WALL
SKALA 1:100



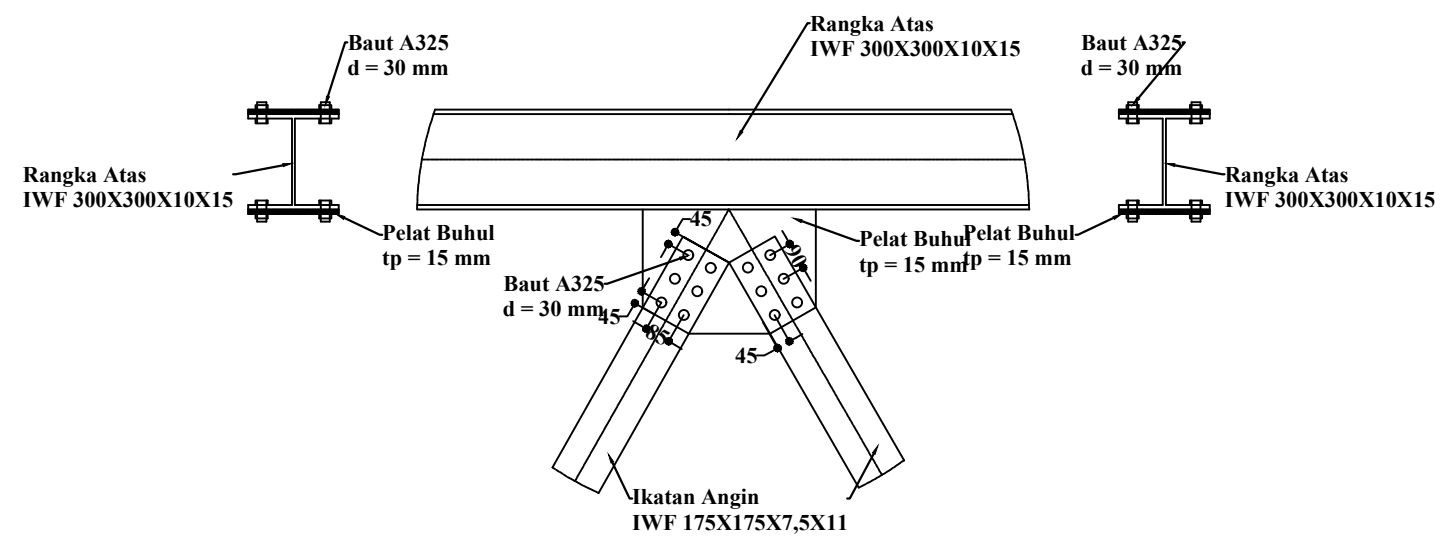
DETAIL PILE WALL TAMPAK ATAS
SKALA 1:100



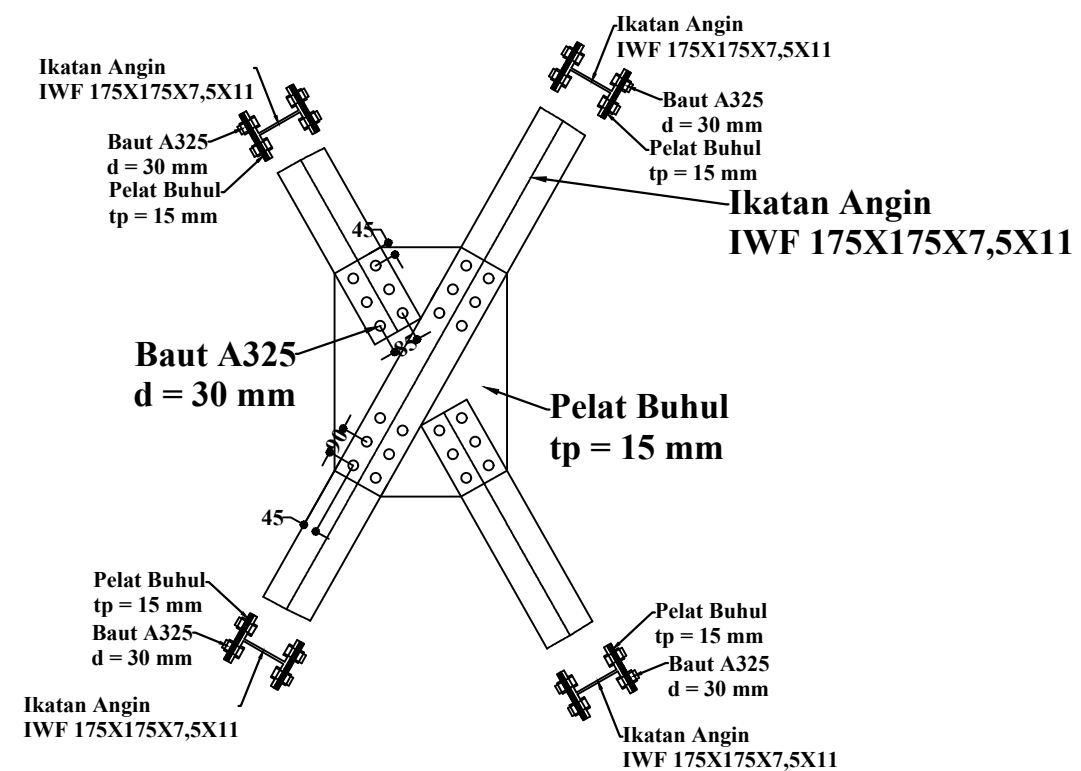
DETAIL PILE CAP PILAR
SKALA 1:100



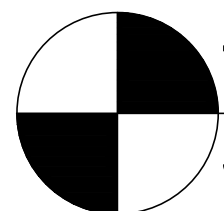
DETAIL TULANGAN PILAR
SKALA 1:100



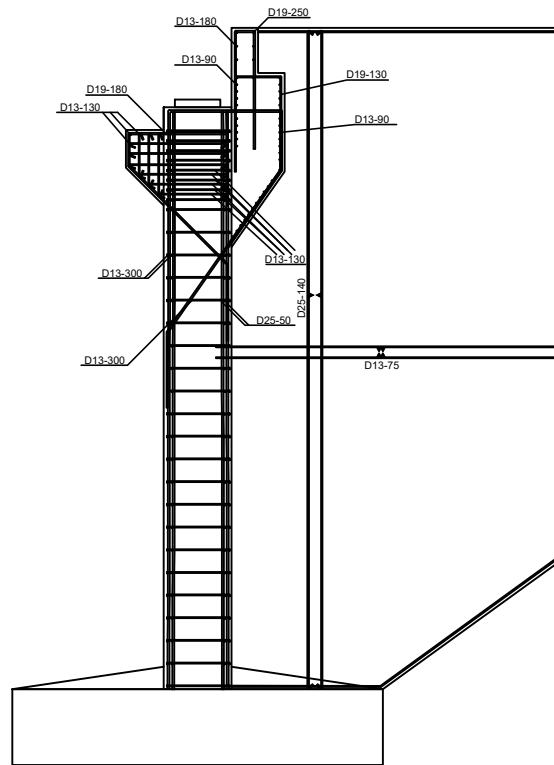
Joint F

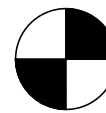


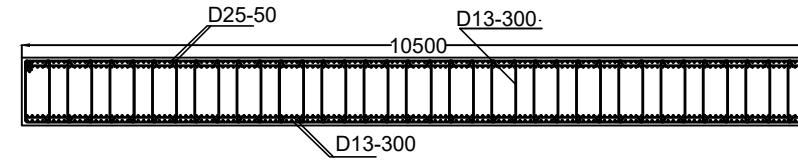
Joint G



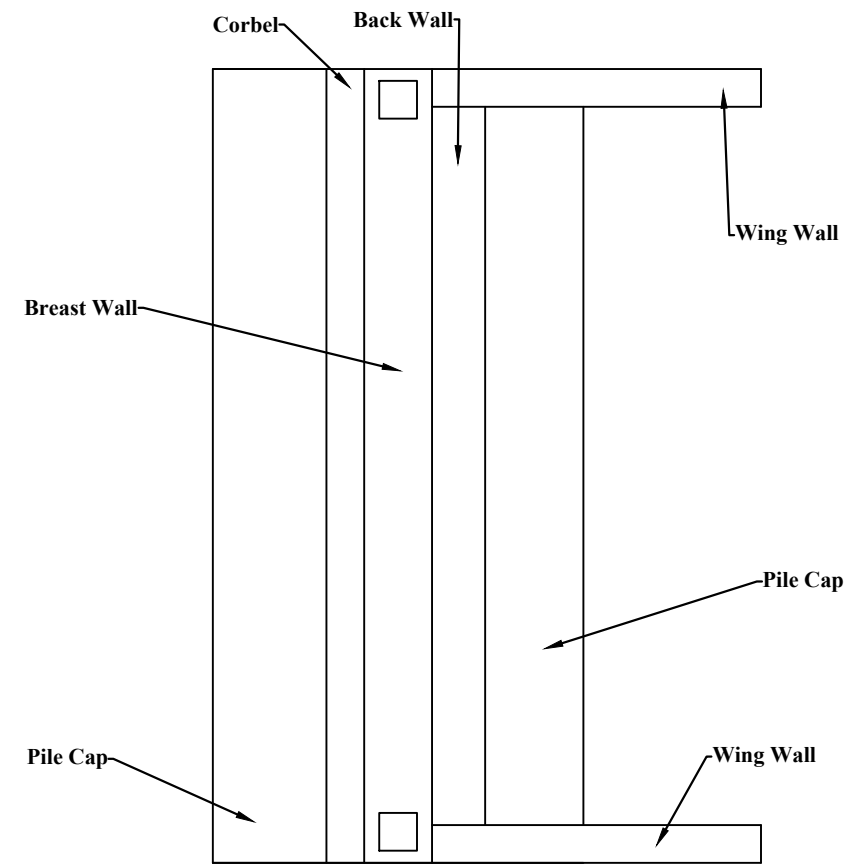
TAMPAK JOIN
 SKALA 1:25




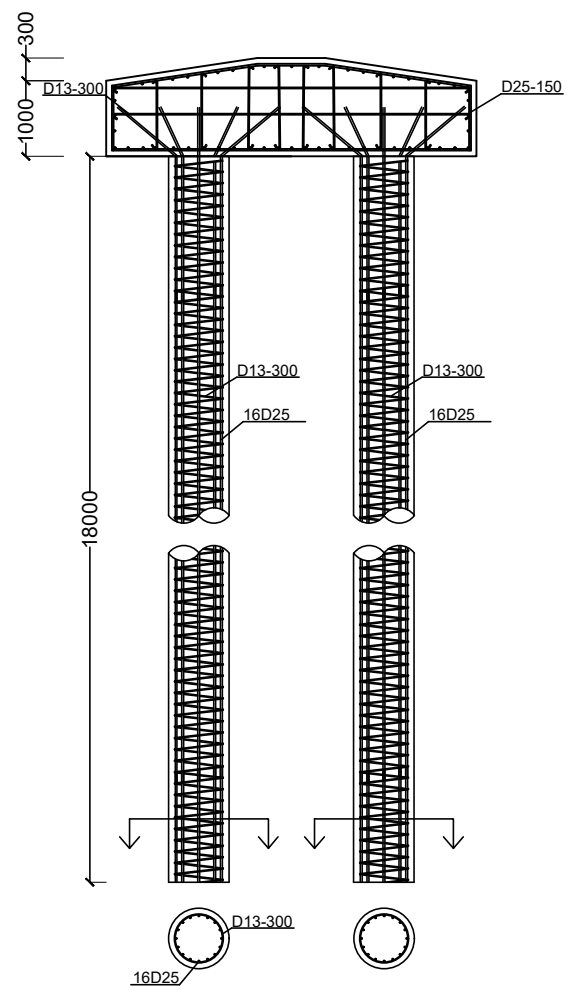

DETAIL TULANGAN ABUTMENT
 SKALA 1:100




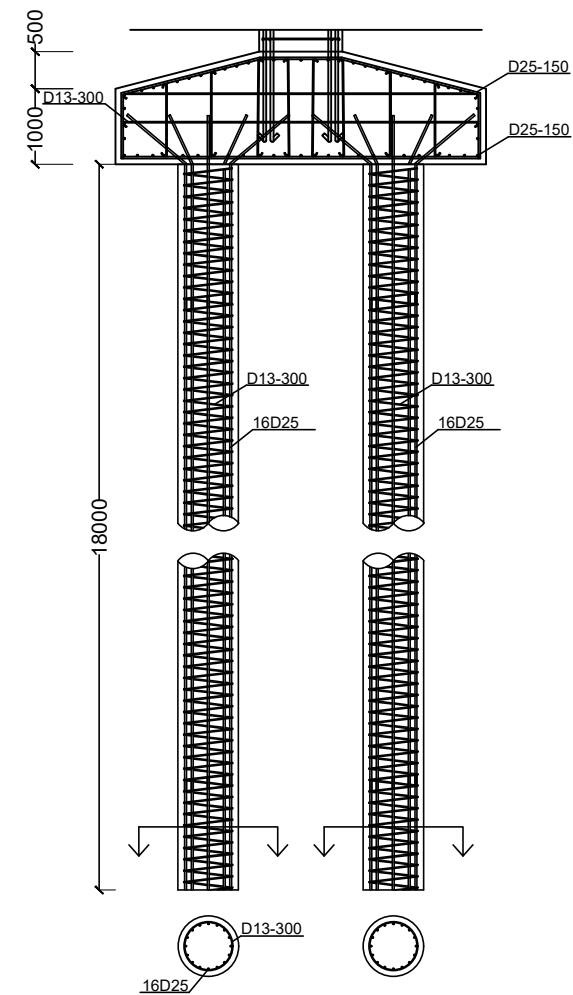

POTONGAN MELINTANG BREAST WALL
 SKALA 1:100





TAMPAK ATAS ABUTMENT
 SKALA 1:100




 DETAIL PILE CAP ABUTMENT DAN PONDASI
 SKALA 1:100




 DETAIL PILE CAP PILAR DAN PONDASI
 SKALA 1:100