TUGAS AKHIR

PERANCANGAN JEMBATAN KIRINGAN DENGAN GELAGAR BAJA BERDASARKAN SNI 1725-2016 DAN SNI 2833-2016 (*DESIGN OF KIRINGAN BRIDGE WITH A STEEL GIRDER BASED ON SNI 1725-2016 AND SNI 2833-2016*)

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



Muhammad Taufiq Hidayat
16511017

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PRENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2021

TUGAS AKHIR

PERANCANGAN JEMBATAN KIRINGAN DENGAN GELAGAR BAJA BERDASARKAN SNI 1725-2016 DAN SNI 2833-2016

(*DESIGN OF KIRINGAN BRIDGE WITH A STEEL GIRDER BASED ON SNI 1725-2016 AND SNI 2833-2016*)

Disusun oleh :

Muhammad Taufiq Hidayat
16511017

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

Diuji pada tanggal 29 April 2021
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing	Penguji I	Penguji II
Ir. Suharyatma, M.T	**Prof. Ir. Sarwidi, MSCE., Ph.D.**	**Hariadi Yulianto, S.T., M.Eng.**
NIK : 865110201	**NIK : 845110101**	**NIK : 155111305**

Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T.
NIK : 885110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta,29 April 2021

Yang membuat pernyataan,



Muhammad Taufiq Hidayat

(16511017)

DEDIKASI



Tugas akhir ini saya persembahkan untuk kedua orang tua saya yang telah memperjuangkan anak-anaknya dengan mengorbakan waktu, harta, benda, jwa dan raga.

Bapak dan Ibu adalah sosok pejuang pendidikan bagi orang-orang di sekitar saya. Karena mereka yakin, pendidikan merupakan satu hal yang sangat penting untuk membuka wawasan hidup, merubah nasib seseorang, dan menjadi manusia yang bermanfaat.

Pesan Bapak dan Ibu untuk saya, bahwa pendidikan itu bukan untuk mencari pekerjaan, namun untuk mencari ilmu yang bermanfaat di dunia dan akhirat.



KATA PENGANTAR

Alhamdulillahirabbil'alamiin, puji syukur atas kehadirat Allah SWT yang telah melimpahkan Rahmat, Taufik serta Hidayah-Nya Shalawat beserta salam selalu terlimpah curahkan kepada junjungan Rasulullah Muhammad SAW, keluarga, sahabat serta pengikut beliau hingga *yaumul akhir*. Dengan ini, penulis dapat meyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Perancangan Jembatan Kiringan Berdasarkan SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016*. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam memyelesaikan studi tingkat strata satu di Prodi 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, alhamdullilah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Ir. Suharyatma M.T. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir, yang telah memberikan banyak ilmu, arahan dan dukungan demi terselesaikannya penyusunan laporan Tugas Akhir ini,
2. Bapak/Ibu dosen penguji Tugas Akhir ini, yang telah memberikan banyak masukan, kritik maupun saran, dan memberikan evaluasi agar lebih baik pada kemudian hari.
3. Almh,Dra Eny Indiarti Hadi,M.Pd (Ibu) yang telah memberikan waktu dan kasing sayang terbaik semasa hidupnya,
4. Bapak Kusnuhadi, S.Pd (Bapak) yang selalu mendoakan dan memberikan kasih sayang, serta memberikan bantuan baik secara moril dan materiil dalam penyusunan naskah tugas akhir ini.
5. Saudara Muhammad Sanusi Nizar, S.E (Kakak) yang selalu membantu banyak dalam materil hingga skripsi ini selesai
6. Fadila Al Firdausi yang selalu memberikan dukungan dan membantu dalam berbagai kesulitan.

7. Bapak Bendi Kurnia , S.T, M.T.selaku *project manager* di PT. Telaga Pasir Kuta
8. Bapak Ngadnani, ST selaku direktur di CV. Niaga Insani
9. Sahabat-sahabat Lawang Sewu yang telah menemani perjalanan penulis selama menempuh studi di prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia
10. Teman-teman Angkatan 2016 Teknik Sipil yang memberikan bantuan dan semangat kepada penulis hingga dapat terselesaikannya naskah tugas akhir ini.
11. Seluruh pihak yang telah mendukung terselesaikannya Tugas Akhir ini yang tidak bisa disebut satu per satu.

Dengan ini, Penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, April 2021

M Taufiq Hidayat
16511017

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL i
DEDIKASI v
KATA PENGANTAR vi
DAFTAR ISI vi
DAFTAR TABEL ix
DAFTAR GAMBAR xvi
DAFTAR LAMPIRAN xx
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN xxi
ABSTRAK xxiii
ABSTRACT xxiv
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 3
1.3 Tujuan Penelitian 3
1.4 Manfaat Penelitian 3
1.5 Batasan Penelitian 3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 5
2.1 Tinjauan Umum 5
2.2 Penelitian Terdahulu 5
2.2.1 Desain Jembatan Beton Prategang Penampang Box Girder 5
2.2.2 Perencanaan Jembatan Dengan Sistem Pelengkung Baja 6
2.2.3 Perancanaan Jembatan Gelagar Komposit Baja Bentang 22,6 Meter 6
2.2.4 Perencanaan Jembatan Gelagar Komposit Baja Bentang 40 Meter 7
2.3 Keabsahan Penelitian 7
BAB III LANDASAN TEORI 9
3.1 Sifat Material Baja 9
3.2 Sifat Material Beton 10
3.3 Konsep Aksi Struktur Komposit 11

3.4 Pembebanan Jembatan berdasarkan SNI 1726-2016 14
3.4.1 Beban Mati 14
3.4.2 Beban Lalu Lintas 16
3.4.3 Beban Aksi Lingkungan 19
3.5 Faktor Beban dan Kombinasi Beban 25
3.6 Perencanaan Bangunan Atas Jembatan 31
3.6.1 Lantai Kendaraan 31
3.6.2 Gelagar Komposit 33
3.6.3 Diafragma 34
3.6.4 Penghubung Geser 39
3.6.5 Sambungan Baut 39
3.7 Perencanaan Bangunan Bawah Jembatan 41
3.7.1 Abutment 41
3.7.2 Pilar 44
BAB IV METODE PENELITIAN 45
4.1 Tinjauan Umum 45
4.2 Sumber Data 45
4.2.1 Lokasi Jembatan 45
4.2.2 Data Sekunder 46
4.3 Data Jembatan 46
4.4 Tahapan Perencanaan 48
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN 52
5.1 Tinjauan Umum 52
5.1.1 Penentuan Lebar Jembatan 52
5.1.2 Pemilihan Struktur Atas dan Struktur Bawah Jembatan 53
5.1.3 Data Material 55
5.2 Preliminary Design 56
5.2.1 Data Teknis Perencanaan Jembatan 58
5.3 Perhitungan Trotoar 60
5.3.1 Data Perencanaan Slab Trotoar 60
5.3.2 Pembebanan Slab Trotoar 60
5.3.3 Perhitungan Tulangan Slab Trotoar 62

5.4 Perhitungan Pelat Lantai Kendaraan 64
5.4.1 Data Perencanaan Pelat Lantai 64
5.4.2 Penentuan Tipe Pelat 64
5.4.3 Pembebanan Pelat Lantai Kendaraan 64
5.4.4 Analisis Pelat Lantai Kendaraan 67
5.4.5 Perhitungan Tulangan Pelat Lantai 69
5.5 Analisis Kelas Situs Berdasarkan Pengujian N-SPT 72
5.6 Pemilihan Analisis Jembatan Terhadap Pengaruh Gempa 73
5.7 Perhitungan Pembebanan Ultimit Struktur Gelagar Tengah 79
5.7.1 Beban Mati Sendiri (MS) **Error! Bookmark not defined.**
5.7.2 Beban Mati tambahan (MA) 81
5.7.3 Beban Lalu Lintas (TD) 82
5.7.4 Beban Aksi Lingkungan 85
5.7.5 Rekapitulasi Momen Ultimit Kombinasi Struktur Atas. 88
5.8 Perhitungan Pembebanan Ultimit Struktur Diafragma 91
5.8.1 Beban Mati Sendiri (MS) 91
5.8.2 Beban Aksi Lingkungan 91
5.9 Analisis Elemen Struktur Atas Jembatan 94
5.9.1 Perencanaan Gelagar Jembatan 94
5.9.2 Perencanaan Sambungan Gelagar 99
5.9.3 Perencanaan Diafragma 108
5.9.4 Perencanaan Sambungan Diafragma 113
5.9.5 Perencanaan Penghubung Geser 120
5.9.6 Lendutan Jembatan 122
5.10 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan 126
5.10.1 Perencanaan Abutment Jembatan 127
5.10.2 Perencanaan Pilar Jembatan 234
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN 310
6.1 Kesimpulan 310
6.2 Saran 312
DAFTAR PUSTAKA 313
LAMPIRAN 314

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dan Sekarang 8

Tabel 3. 1 Sifat Mekanis Baja Struktural 9

Tabel 3. 2 Berat untuk Beban Mati 15

Tabel 3. 3 Faktor Berat Sendiri 15

Tabel 3. 4 Faktor Beban Mati Tambahan 16

Tabel 3. 5 Faktor Beban Lajur "D" 17

Tabel 3. 6 Faktor Beban Truk "T" 18

Tabel 3.7 Temperatur Jembatan Rata-Rata Nominal 20

Tabel 3. 8 Sifat Rata-Rata Akibat Pengaruh Temperatur 21

Tabel 3. 9 Nilai V_0 dan Z_0 22

Tabel 3. 10 Tekanan Angin Dasar 22

Tabel 3. 11 Komponen-komponen angin yang bekerja pada kendaraan 23

Tabel 3. 12 Kombinasi Beban dan Faktor Beban 28

Tabel 3. 13 Batas-Batas Bentang Jarak antar Pengaku Lateral 36

Tabel 3. 14 Nilai Batas λ_p dan λ_r pada balok profil I yang menerima Lentur 38

Tabel 3. 15 Spesifikasi Baut 40

Tabel 3. 16 Jarak Tepi Minimum Baut 40

Tabel 4. 1 Data Jembatan yang di Desain 47

Tabel 5. 1 Perbandingan Struktur Atas Jembatan 53

Tabel 5. 2 Ketersediaan Bentang Struktur Atas Jembatan 54

Tabel 5. 3 Perhitungan Inersia Komposit 58

Tabel 5. 4 Data Struktur Atas Jembatan 58

Tabel 5. 5 Data Spesifikasi Berat volume 59

Tabel 5. 6 Rekapitulasi Momen Ultimit Trotoar 62

Tabel 5. 7 Rekapitulasi Beban Kerja Pelat Lantai Kendaraan 66

Tabel 5. 8 Analisa Kelas Situs 72

Tabel 5. 9 Faktor Amplikasi untuk PGA dan Fa 74
Tabel 5. 10 Faktor Amplikasi untuk PGA dan Fa 75
Tabel 5. 11 Penentuan Zona Gempa 76
Tabel 5. 12 Persyaratan Jembatan Beraturan 76
Tabel 5. 13 Persyaratan Analisis Minimum Untuk Pengaruh Gempa 78
Tabel 5. 14 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan Gelagar Tengah 81
Tabel 5. 15 Rekapitulasi Momen dan Gaya Geser Gelagar Tengah 88
Tabel 5. 16 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I 89
Tabel 5. 17 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II 89
Tabel 5. 18 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III 89
Tabel 5. 19 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV 90
Tabel 5. 20 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V 90
Tabel 5. 21 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I 90
Tabel 5. 22 Data Koordinat Baut Sambungan Gelagar 101
Tabel 5. 23 Rekapitulasi Gaya-Gaya Masing-Masing Baut Gelagar 106
Tabel 5. 24 Rekapitulasi Resultan Gaya Pada Baut Badan 107
Tabel 5. 25 Data Koordinat Baut Sambungan Diafragma 113
Tabel 5. 26 Rekapitulasi Gaya-Gaya Masing-Masing Baut Diafragma 118
Tabel 5. 27 Rekapitulasi Resultan Gaya Pada Baut Badan Diafragma 119
Tabel 5. 28 Rekapitulasi Lendutan Gelagar Akibat Kombinasi Layan I 125
Tabel 5. 29 Data Dimensi Abutnent 128
Tabel 5. 30 Bahan Material Abutment 129
Tabel 5. 31 Perhitungan Gaya dan Momen Abutment 132
Tabel 5. 32 Perhitungan Gaya dan Momen Struktur *Wing wall* 132
Tabel 5. 33 Perhitungan Gaya dan Momen Tanah Timbunan 133
Tabel 5. 34 Rekapitulasi Berat Mati Sendiri Struktur Bawah Abutment 133
Tabel 5. 35 Rekapitulasi Berat Tributari Abutment 142
Tabel 5. 36 Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Bangunan Bawah 144
Tabel 5. 37 Rekapitulasi Beban Kerja Fondasi Pile Cap Pada Abutment 151
Tabel 5. 38 Rekapitulasi Kombinasi Layan I Pile Cap Pada Abutment 152
Tabel 5. 39 Rekapitulasi Kombinasi Layan II Pile Cap Pada Abutment 152

Tabel 5. 40 Rekapitulasi Kombinasi Layan III Pile Cap Pada Abutment 153
Tabel 5. 41 Rekapitulasi Kombinasi Layan IV Pile Cap Pada Abutment 153
Tabel 5. 42 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah X Pile Cap Pada Abutment 154
Tabel 5. 43 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah Y Pile Cap Pada Abutment 154
Tabel 5. 44 Rekapitulasi Kombinasi Beban Kerja Pile Cap Abutment 155
Tabel 5. 45 Rekapitulasi Berat Sendiri *Breast wall* 156
Tabel 5. 46 Rekapitulasi Beban Ultimit *Breast wall* 163
Tabel 5. 47 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Ultimit *Breast wall* 164
Tabel 5. 48 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II Ultimit *Breast wall* 164
Tabel 5. 49 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III Ultimit *Breast wall* 165
Tabel 5. 50 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV Ultimit *Breast wall* 165
Tabel 5. 51 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V Ultimit *Breast wall* 166
Tabel 5. 52 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah X Ultimit *Breast wall* 166
Tabel 5. 53 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah Y Ultimit *Breast wall* 167
Tabel 5. 54 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Breast wall* 167
Tabel 5. 55 Perhitungan titik berat *backwall* 168
Tabel 5. 56 Rekapitulasi Berat mati sendiri *Back wall* Atas 168
Tabel 5. 57 Rekapitulasi Berat mati sendiri *Back wall* Atas 169
Tabel 5. 58 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Ultimit *Back wall* Atas 174
Tabel 5. 59 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Ultimit *Back wall* Atas 175
Tabel 5. 60 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Ultimit *Back wall* Bawah 175
Tabel 5. 61 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Ultimit *Back wall* Bawah 175
Tabel 5. 62 Rekapitulasi Gaya Geser dan Momen Ultimit Corbel 177
Tabel 5. 63 Rekapitulasi Beban *Wing wall* 179
Tabel 5. 64 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Ultimit *Wing wall* 179
Tabel 5. 65 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim Ultimit *Wing wall* 179
Tabel 5. 66 Bahan material Fondasi Tiang Bor Pada Abutment 180

Tabel 5. 67 Data Tanah *End Bearing* Tiang Pada Abutment 180
Tabel 5. 68 Dimensi Kelompok Tiang Pada Abutment 180
Tabel 5. 69 Data Susunan Tiang Bor Pada Abutment 181
Tabel 5. 70 Data N-SPT Titik BM2 181
Tabel 5. 71 Kekuatan Tiang Bor Menurut Bahan Material 182
Tabel 5. 72 Rekapitulasi Daya Dukung Aksial Tiang Bor 183
Tabel 5. 73 Rekapitulasi Tekanan Tanah Pasif Efektif 185
Tabel 5. 74 Rekapitulasi Momen Yang Terjadi Pada Tiang Bor 185
Tabel 5. 75 Rekapitulasi Bending Momen Diagram di Tiang Bor 187
Tabel 5. 76 Jarak Antar Tiang Bor Ke Pusat Titik Berat 188
Tabel 5. 77 Gaya dan Momen Yang di Terima Pile Cap 188
Tabel 5. 78 Gaya Yang Terima oleh Tiang Bor 189
Tabel 5. 79 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Akibat Gaya dan Momen 190
Tabel 5. 80 Kontrol Geser Akibat Gaya Lateral Arah X Abutment 191
Tabel 5. 81 Kontrol Geser Akibat Gaya Lateral Arah Y Abutment 191
Tabel 5. 82 Rekapitulasi Momen Ultimit Pakai Arah X *Breast wall* 193
Tabel 5. 83 Momen Nominal *Breast wall* Arah X 194
Tabel 5. 84 Kontrol *Breast wall* P delta Arah X 195
Tabel 5. 85 Rekapitulasi Momen Ultimit Pakai Arah X *Breast wall* Selebar 1m 196
Tabel 5. 86 Rekapitulasi Momen Ultimit Pakai Arah Y *Breast wall* 199
Tabel 5. 87 Momen Nominal *Breast wall* Arah Y 201
Tabel 5. 88 Kontrol *Breast wall* P delta Arah x 202
Tabel 5. 89 Rekapitulasi Momen Ultimit Pakai Arah Y *Breast wall* Selebar 1m 202
Tabel 5. 90 Data Perencanaan *Back wall* Bawah 206
Tabel 5. 91 Data Perencanaan *Back wall* Atas 209
Tabel 5. 92 Data Perencanaan Corbel 212
Tabel 5. 93 Rekapitulasi Data Perencanan *Wing wall* Tinjauan Vertikal 216
Tabel 5. 94 Rekapitulasi Data Perencanan *Wing wall* Tinjauan Horizontal 219

Tabel 5. 95 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah X Ultimit Pile Cap 226
Tabel 5. 96 Momen Akibat Berat Sendiri Pile Cap 227
Tabel 5. 97 Reaksi Tiang Bor Abutment Terhadap Momen Arah X 228
Tabel 5. 98 Momen Maksimal Pada Pile Cap Akibat Reaksi Tiang Bor 228
Tabel 5. 99 Data Perencanaan Struktur Bawah 236
Tabel 5. 100 Perhitungan Berat Sendiri Pilar 238
Tabel 5. 101 Rekapitulasi Berat Mati Sendiri Struktur Bawah Pilar 238
Tabel 5. 102 Rekapitulasi Tributari Berat Mati Struktur Bawah Akibat Gempa 238
Tabel 5. 103 Rekapitulasi Berat Mati Sendiri Pada Pilar 239
Tabel 5. 104 Rekapitulasi Beban Kerja Fondasi Pile Cap Pada Pilar 256
Tabel 5. 105 Rekapitulasi Kombinasi Layan I Pile Cap Pada Pilar 256
Tabel 5. 106 Rekapitulasi Kombinasi Layan II Pile Cap Pada Pilar 257
Tabel 5. 107 Rekapitulasi Kombinasi Layan III Pile Cap Pada Pilar 257
Tabel 5. 108 Rekapitulasi Kombinasi Layan IV Pile Cap Pada Pilar 258
Tabel 5. 109 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah Y Pile Cap Pada Pilar 259
Tabel 5. 110 Rekapitulasi Kombinasi Beban Kerja Pile Cap Pilar 259
Tabel 5. 111 Rekapitulasi Beban Ultimit Dinding Pilar 260
Tabel 5. 112 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Ultimit Dinding Pilar 260
Tabel 5. 113 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II Ultimit Dinding Pilar 261
Tabel 5. 114 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III Ultimit Dinding Pilar 261
Tabel 5. 115 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV Ultimit Dinding Pilar 262
Tabel 5. 116 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V Ultimit Dinding Pilar 262
Tabel 5. 117 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah X Ultimit Dinding Pilar 263
Tabel 5. 118 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah Y Ultimit Dinding Pilar 263
Tabel 5. 119 Rekapitulasi Kombinasi Ultimit Dinding Pilar 264
Tabel 5. 120 Bahan material Fondasi Tiang Bor Pada Pilar 264
Tabel 5. 121 Data Tanah End Bearing Tiang Pada Pilar 264

Tabel 5. 122 Dimensi Kelompok Tiang Pada Pilar 265
Tabel 5. 123 Data Susunan Tiang Bor Pada Pilar 265
Tabel 5. 124 Kekuatan Tiang Bor Menurut Bahan Material 265
Tabel 5. 125 Rekapitulasi Daya Dukung Aksial Tiang Bor 267
Tabel 5. 126 Rekapitulasi Tekanan Tanah Pasif Efektif 269
Tabel 5. 127 Rekapitulasi Tekanan Tanah Pasif Efektif Pada Pilar 269
Tabel 5. 128 Rekapitulasi Bending Momen Diagram di Tiang Bor 270
Tabel 5. 129 Jarak Antar Tiang Bor Ke Pusat Titik Berat 271
Tabel 5. 130 Gaya dan Momen Yang di Terima Pile Cap Pilar 272
Tabel 5. 131 Gaya Yang Terima oleh Tiang Bor 272
Tabel 5. 132 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Akibat Gaya dan Momen 273
Tabel 5. 133 Kontrol Geser Akibat Gaya Lateral Arah X 274
Tabel 5. 134 Kontrol Geser Akibat Gaya Lateral Arah Y 274
Tabel 5. 135 Rekapitulasi Beban Pada Kepala Pilar 276
Tabel 5. 136 Beban Ultimit Kombinasi Kuat 1 Kepala Pilar 276
Tabel 5. 137 Beban Ultimit Kombinasi Ekstrim 1 Kepala Pilar 276
Tabel 5. 138 Rekapitulasi Momen Ultimit Pakai Arah X Dinding Pilar 281
Tabel 5. 139 Momen Nominal Dinding Pilar Arah X 282
Tabel 5. 140 Rekapitulasi Kontrol P-Delta Dinding Pilar Arah X 283
Tabel 5. 141 Momen Nominal Dinding Pilar Arah Y 289
Tabel 5. 142 Rekapitulasi Kontrol P-Delta Dinding Pilar Arah Y 290
Tabel 5. 143 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah X Ultimit Pile Cap Abutment 297
Tabel 5. 144 Momen Akibat Berat Sendiri Pile Cap Pilar Arah X 298
Tabel 5. 145 Reaksi Tiang Bor Pilar Terhadap Momen Arah X 298
Tabel 5. 146 Momen Maksimal Pada Pile Cap Pilar Akibat Reaksi Tiang Bor Arah X 299
Tabel 5. 147 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah X Ultimit Pile Cap Abutment 302
Tabel 5. 148 Momen Akibat Berat Sendiri Pile Cap Pilar Arah Y 303
Tabel 5. 149 Reaksi Tiang Bor Pilar Terhadap Momen Arah Y 304

Tabel 5. 150 Momen Maksimal Pada Pile Cap Pilar Akibat Reaksi Tiang Bor Arah Y 305

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Lokasi Jembatan Kiringan 2
Gambar 3. 1 Perbandingan Aksi Gelagar Saat Mengalami defleksi 12
Gambar 3. 2 Variasi Regangan pada Gelagar Komposit dan Non Komposit 14
Gambar 3. 3 Abutment 41
Gambar 3. 4 Stabilitas Abutment terhadap Momen Guling 42
Gambar 3. 5 Stabilitas Abutment terhadap geser 43
Gambar 3. 6 Diagram Interaksi Kolom P dan M 44
Gambar 4. 1 Wilayah Kabupaten Bantul 45
Gambar 4. 2 Letak Jembatan Kiringan Berdasarkan Eksiting Jalan 46
Gambar 4. 3 Bagan Alur Penelitian 48
Gambar 5. 1 Potongan Melintang Sungai 53
Gambar 5. 2 Pengujian Bor Log di Lokasi 55
Gambar 5. 3 Penampang Gelagar Komposit 56
Gambar 5. 4 Potongan Melintang Struktur Atas 58
Gambar 5. 5 Dimensi Trotoar 60
Gambar 5. 6 Beban lalu Lintas Trotoar 61
Gambar 5. 7 Pembebanan Truk Pada Pelat Lantai 65
Gambar 5. 8 Pembebanan Pelat 1 Truk di Tengah Jembatan 67
Gambar 5. 9 Momen Pelat 1 Truk di Tengah Jembatan 67
Gambar 5. 10 Pembebanan Pelat 1 Truk di Tengah Lajur 68
Gambar 5. 11 Momen Pelat 1 Truk di Tengah Lajur 68
Gambar 5. 12 Pembebanan Pelat 2 Truk di Tengah Jembatan 68
Gambar 5. 13 Momen Pelat 2 Truk di Tengah Jembatan 69
Gambar 5. 14 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) 73
Gambar 5. 15 Peta Respon Spektra Percepatan 0.2 Detik di Batuan Dasar(Ss) 73
Gambar 5. 16 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar (S1) 74
Gambar 5. 17 Beban Mati Tambahan Gelagar Tengah Beban Lalu Lintas 81

Gambar 5. 18 Beban Lajur D 82
Gambar 5. 19 Faktor Beban Dinamis 82
Gambar 5. 20 Beban Lajur Gelagar Tengah 84
Gambar 5. 21 Beban Akibat Gaya Rem Gelagar Tengah 85
Gambar 5. 22 Beban Angin Kendaraan Gelagar Tengah 87
Gambar 5. 23 Beban Gempa Vertikal Gelagar Tengah 88
Gambar 5. 24 Tekanan Angin Horizontal 93
Gambar 5. 25 Tekanan Angin Vertikal Struktur Atas 94
Gambar 5. 26 Balok Dengan Pengaku Badan 95
Gambar 5. 27 Gelagar Struktur Komposit 99
Gambar 5. 28 Data Sambungan Gelagar 100
Gambar 5. 29 Tinjauan Lentur Diafragma 112
Gambar 5. 30 Data Sambungan Diafragma 113
Gambar 5. 31 Penghubung Geser 120
Gambar 5. 32 Sketsa Potongan Memanjang Jembatan 126
Gambar 5. 33 Dimensi Abutment 127
Gambar 5. 34 Berat Struktur Atas 131
Gambar 5. 35 Berat Penampang Struktur Bawah Abutment 131
Gambar 5. 36 Reaksi Perletakan Akibat Beban Mati Tambahan 134
Gambar 5. 37 Reaksi Perletakan Akibat Beban Lalu Lintas 134
Gambar 5. 38 Reaksi Perletakan Akibat Beban Pejalan Kaki 135
Gambar 5. 39 Reaksi Perletakan Akibat Beban Rem 137
Gambar 5. 40 Reaksi Perletakan Akibat Beban Gesekan Perletakan 138
Gambar 5. 41 Beban Angin Struktur Abutment 138
Gambar 5. 42 Reaksi Perletakan Akibat Beban Angin Kendaraan 139
Gambar 5. 43 Reaksi Perletakan Akibat Beban Angin Kendaraan 140
Gambar 5. 44 Tributari Gempa Abutment 142
Gambar 5. 45 Beban Gempa Arah X Abutment 144
Gambar 5. 46 Tanah Aktif Abutment 147
Gambar 5. 47 Tanah Pasif Abutment 149
Gambar 5. 48 Tanah Dinamis Abutment 151

Gambar 5. 49 Berat Mati Sendiri *Breast wall* 155
Gambar 5. 50 Gempa Vertikal *Breast wall* 158
Gambar 5. 51 Tanah Aktif *Breast wall* 160
Gambar 5. 52 Tanah Dinamis *Breast wall* 162
Gambar 5. 53 Berat Mati Sendiri *Back wall* 168
Gambar 5. 54 Tanah Aktif *Back wall* Atas 169
Gambar 5. 55 Tanah Aktif *Back wall* Bawah 171
Gambar 5. 56 Tanah Dinamis *Back wall* Atas 172
Gambar 5. 57 Tanah Dinamis *Back wall* Atas 174
Gambar 5. 58 Beban Corbel Abutment 176
Gambar 5. 59 Tekanan Tanah Aktif *Wing wall* 177
Gambar 5. 60 Diagram Gaya Lateral Tiang Bor 185
Gambar 5. 61 Denah Poer Abutment 187
Gambar 5. 62 Diagram Mn-Pn Tulangan Arah Y Akibat Mux *Breast wall* 197
Gambar 5. 63 Diagram Mn-Pn Tulangan Arah X Akibat Muy *Breast wall* 204
Gambar 5. 64 *Wing wall* Tinjauan Vertikal 216
Gambar 5. 65 *Wing wall* Tinjauan Horizontal 219
Gambar 5. 66 Analisis Diagram Interaksi Mn-Pn Tiang Bor Abutment 224
Gambar 5. 67 Momen dan Gaya Geser Pile Cap Abutment 227
Gambar 5. 68 Kontrol Pile Cap Terhadap Geser Pons Abutment 233
Gambar 5. 69 Dimensi Pilar 235
Gambar 5. 70 Reaksi Perletakan Beban Mati Sendiri Pada Pilar 237
Gambar 5. 71 Reaksi Perletakan Beban Mati Tambahan Pada Pilar 239
Gambar 5. 72 Reaksi Perletakan Beban Lalu Lintas Pada Pilar 240
Gambar 5. 73 Reaksi Perletakan Beban Pejalan Kaki Pada Pilar 241
Gambar 5. 74 Beban Angin Struktur Bawah Longitudinal 245
Gambar 5. 75 Beban Aliran Air Pilar 254
Gambar 5. 76 Diagram Gaya Lateral Tiang Bor Pada Pilar 268
Gambar 5. 77 Denah Poer Pilar 271
Gambar 5. 78 Tinjauan Kepala Pilar 275

Gambar 5. 79 Diagram Mn-Pn Tulangan Arah Y Akibat Mux Dinding Pilar Ekstrim I Arah X 285
Gambar 5. 80 Diagram Mn-Pn Tulangan Arah X Akibat Muy Dinding Pilar Ekstrim I Arah Y 292
Gambar 5. 81 Analisis Diagram Interaksi Mn-Pn Tiang Bor Pilar 295
Gambar 5. 82 Momen dan Gaya Geser Pile Cap Pilar 297
Gambar 5. 83 Momen dan Gaya Geser Pile Cap Pilar Arah Y 303

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Surat Permohonan Data

Lampiran 2 Tabel Profil IWF Gunung Garuda

Lampiran 3 Data Tanah

Lampiran 4 Detail Gambar Struktur

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

B_e = Lebar ekivalen

B = lebar

C = kohesi tanah

C_c = gaya desak pada beton

C_d = Koefisien seret

C_L = Koefisien angkat

C_s = gaya tarik pada beton

C_{sm} = Koefisien respon gempa elastis

E = Modulus elastisitas baja

E_c = Modulus elastisitas beton

Fc’ = kuat tekan beton

Fy = Tegangan leleh baja

G = modulus geser

M = massa batang material kayu

Mu = momen ultimit

Mn = Momen nominal

M_x = Momen arah sumbu x

M_y = Momen arah sumbu y

n = jumlah

P = gaya aksial searah batang

P_B = tekanan angin dasar

P_D = tekanan angin rencana

P_n = gaya aksial nominal searah batang

P_u = gaya aksial ultimit

R = faktor modifikasi respon

SF	= faktor keamanan
T	= periode getar alami struktur
V_B	= kecepatan angin rencana pada elevasi 10000 m
V_{DZ}	= kecepatan angin rencana pada elevasi rencana
V_s	= kecepatan aliran air
Z	= elevasi struktur diatas permukaan laut
Z_0	= panjang gesekan di hulu jembatan
β1	= faktor distribusi tegangan beton
ϕ	= sudut gesek dalam pada tanah
Ɵ	= faktor reduksi beton

ABSTRAK

Jembatan Kiringan dibangun sebagai solusi untuk meningkatkan aksesbilitas masyarakat dengan menghubungkan dua dusun ,yaitu dusun Pelemadu, Desa Sriharjo dengan Dusun Kiringan, Desa Canden . Jembatan tersebut membentang di atas sungai Opak. Dalam penelitian ini dilakukan perancangan jembatan Kiringan dengan menggunakan gelagar baja dengan struktur atas komposit baja-beton.Pada jembatan beton sebelumnya hanya selebar 1,5 meter ,namun pada rencana desain ini bentang sepanjang 84 m dan lebar jembatan ditingkatkan menjadi 8 m.

Dasar perancangan pembebanan jembatan mengacu pada peraturan SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016. Untuk desain elemen-elemen jembatan mengacu pada peraturan RSNI-03-2005 dan RSNI T-12-2004.. Perancangan jembatan ini menggunakan bantuan *software* SAP2000 v22.00 untuk analisis pelat lantai kendaraan dan *Microsoft excel* untuk menghitung gaya-gaya yabg bekerja serta menghitung kapasitas dari setiap elemen.

Dari hasil perancangan jembatan, didapat profil struktur gelagar IWF 900x300x16 x 28, sedangkan untuk diafragma digunakan profil IWF 450x200x 9 x14. Untuk tebal pelat lantai kendaraan digunakan 0,2 m dan trotoar 0,3 m. Pada perancangan ini juga dirancang pilar jembatan dengan tebal pilar 1,3 m dan pier head setebal 1,8 m serta pile cap setebal 1,5 m.Fondasi tiang bor pilar digunakan diameter 0,6m sejumlah 12 buah. Untuk abutment digunakan setebal 0,8 m untuk *breast wall* dan pile cap setebal 1,3 m.Fondasi tiang bor abutment digunakan diameter 0,8 m sejumlah 9 buah.

Kata Kunci: baja,gelagar ,jembatan komposit, perancangan

ABSTRACT

Kiringan Bridge was built as a solution to improve community accessibility by connecting two hamlets, namely Pelemadu hamlet, Sriharjo village and Kiringan hamlet, Canden village. The bridge stretches over the Opak river. In this study, the Kiringan bridge designed using a steel girder with a steel-concrete composite upper structure. The previous concrete bridge was only 1.5 meters wide, but in this design plan the span was 84 m long and the bridge width was increased to 8 m.

The basis for the design of bridge loading refers to the SNI 1725: 2016 and SNI 2833: 2016 regulations. The design of bridge elements refers to the RSNI-03-2005 and RSNI T-12-2004 regulations. The design of this bridge uses the help of SAP2000 v22.00 software for vehicle floor plate analysis and Microsoft Excel to calculate the working forces and calculate the capacity of each element.

From the results of the bridge design, the IWF girder profile profile is 900x300x16 x 28, while the IWF profile 450x200x 9 x14 is used for the diaphragm. For vehicle floor plate thickness 0.2 m and 0.3 m sidewalk are used. In this design also designed a bridge pillar with a pillar thickness of 1.3 m , a pier head of 1.8 m and a pile cap of 1.5 m. The foundation of the pillar drill pile is used with a diameter of 0.6 m totaling 12 pile. For abutment, 0.8 m thick is used for *breast wall*s and 1.3 m pile cap. The foundation of the abutment drill pile uses a diameter of 0.8 m totaling 9 pile.

Keywords: composite bridge, design , girder, steel,

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Transportasi merupakan perpindahan manusia atau barang dari satu tempat ke tempat lainnya dengan menggunakan kendaraan yang digerakkan oleh manusia atau mesin. Tranportasi menjadi hal yang vital untuk kehidupan manusia. Dalam Undang-Undang Nomor 38 Tahun 2004 menyatakan jalan sebagai salah satu prasarana transportasi merupakan unsur penting dalam pengembangan kehidupan berbangsa dan bernegara, dalam persatuan dan kesatuan bangsa, wilayah negara, dan fungsi masyarakat serta dalam memajukan kesejahteraan umum sebagaimana yang dimaksud dalam Pembukaan Undang-Undang Dasar Republik Indonesia Tahun 1945. Jalan mempunyai peranan penting dalam mendukung bidang ekonomi, sosial, dan budaya sebagai tercapainya keseimbangan antar daerah untuk menciptakan kemakmuran bagi masyarakat. Jika jalan terjadi kerusakan pengguna jalan pun akan merasa tidak nyaman dan waktu tempuh menjadi lebih lama, ditambah jika akses terhambat karena harus jalan lebih jauh karena tidak adanya akses melewati jurang, yaitu jembatan.

Jembatan merupakan struktur yang dibuat untuk menyeberangi jurang atau rintangan seperti sungai, rel kereta , maupun jalan raya. Jembatan sebagai aksesbilitas penghubung dari satu wilayah ke wilayah yang lain sebagai bagian dari prasana transportasi dalam mendukung keseimbangan bidang ekonomi, sosial, dan budaya sehingga dalam pemeliharaannya menjadi bagian terpenting dalam menjaga keamanan dan kenyamanan bagi penggunanya. Jembatan Kiringan adalah salah satu jembatan penghubung antara dusun Pelemadu, Desa Sriharjo dengan Dusun Kiringan, Desa Canden. Dengan membentang Sungai Opak di Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul. Adanya jembatan tersebut membuat warga lebih cepat dalam beraktivitas kesehariannya di daerah tersebut.

Jembatan Kiringan sebelumnya mempunya lebar jembatan 1,5 meter untuk dilewati kendaraaan bermotor dan sepeda namun pada tahun 2017 terjadi bencana banjir yang mengakibatkan jembatan tersebut mengalami kegagalan struktur sehingga akses masyarakat menjadi terhambat. Dengan adanya kejadian tersebut, masyarakat sadar akan pentingnya jembatan.Maka dari itu masyarakat beriniasi membangan jembatan sementara yang terbuat dari bambu yang dinamakan jembatan sesek. Akan tetapi dari segi keamanan yang kurang memadai membuat beberapa masyarakat takut untuk melintas.

Dengan begitu diperlukan pembangunan jembatan yang layak menurut peraturan yang berlaku sehingga masyarakat dapat melintas dengan aman dan nyaman. Selain itu untuk meningkatkan aksesbilitas masyarakat maka lebar jembatan ditingkatkan dari semula 1,5 meter menjadi 5,5 meter agar bisa dilewati kendaraan roda empat. Oleh karena itu penelitian ini bertujuan untuk melakukan perancangan Jembatan Kiringan menggunakan komposit baja-beton. Digunakan jembatan komposit mengingat lokasi yang dekat dengan permukiman tidak adanya lokasi untuk *stressing* dan *erection* girder beton prategang menjadi penyebab utama tidak digunakannya material beton prategang.

Metode yang digunakan dalam perencanaan jembatan adalah metode LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) dengan berdasarkan konsep probabilitas yang menggunakan karakteristik statistik dari tahanan dan beban. Metode ini memberikan beban dan tahanan saling bebas secara statistik, sehingga dapat mengurangi ketidakpastian.



Gambar 1. 1 Lokasi Jembatan Kiringan
(Sumber: Google Maps)

1.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah pada tugas akhir ini sebagai berikut

1. Bagaimana perancangan struktur atas jembatan berdasarkan SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016
2. Bagaimana perancangan struktur bawah jembatan berdasarjan SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan dari pengerjaan tugas akhir ini sebagai berikut

1. Untuk mendapatkan desain struktur atas jembatan memenuhi SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016.
2. Untuk mendapatkan desain struktur bawah jembatan memenuhi SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat dari pengerjaan tugas akhir adalah sebagai berikut.

1. Bagi penulis, menambah pemahaman tentang perencanaan jembatan komposit dengan struktur gelagar baja
2. Bagi pembaca secara umum dan mahasiswa , memberikan wawasan mengenai perencanaan jembatan komposit dengan struktur gelagar baja dan menjadi bahan referensi jika terdapat penelitian selanjutnya .

1.5 Batasan Penelitian

Untuk tugas akhir ini mempunyai batasan sebagai berikut.

1. Jembatan yang didesain adalah jalan kabupaten dengan kelas B dengan muatan beban kendaraan diperhitungkan penuh 100% muatan beban “T” dan 70% muatan beban lajur “D”
2. Struktur jembatan pada perancangan ini berupa gelagar komposit dengan sistem balok sederhana dengan panjang 28 m.
3. Perencanaan meliputi bagian struktur atas jembatan meliputi gelagar memanjang, gelagar melintang, pelat lantai jembatan, trotoar,*shear connector* ,

dan sambungan profil. Sedangkan untuk struktur bawah jembatan meliputi abutment ,pilar, dan pondasi jembatan.

4. Analisis pembebanan dihitung manual menggunakan program *Microsoft excel*
5. Perencanaan tidak meliputi Rencana Anggaran Biaya (RAB)
6. Perencanaan pembebanan jembatan berdasarkan Peraturan Standar Pembebanan Jembatan (SNI 1725:2016)
7. Acuan desain menggunakan sebagai berikut:
   a. Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan (RSNI T-12-2004),
   b. Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan (RSNI T-03-2005), dan
   c. Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 2833-2016)
8. Kondisi jembatan yang ditentukan sebagai desain sebagai berikut:
   a. Tipe jembatan : Komposit baja-beton
   b. Jumlah total jembatan : 84 m
   c. Panjang bentang kotor : 28 m
   d. Lebar total jembatan : 8 m
   e. Lebar perkerasan jalan : 5,5 m
   f. Jumlah pilar : 2 buah, dan
   g. Jumlah abutment : 2
9. Analisis beban gempa mengabaikan sesar yang ada dilokasi tersebut, yaitu Sesar Opak
10. Perencanaan jembatan dengan menggunakan metode LRFD (*Load and Resistance Factor Design*)
11. Dengan hasil berupa penggambaran hasil perencanaan detail struktur jembatan menggunakan *software* AutoCAD.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Studi pustaka adalah langkah awal dalam pengumpulan data. Studi pustaka merupakan metode pengunpulan data yang ditujukan untuk mendapatkan data dan informasi melalui dokumen secara tertulis maupun elektronik yang dapat mendukung dalam proses penelitian. Hasil penelitian dapat semakin berkualitas ketika didukung oleh karya tulis yang telah ada. Maka dapat dikatakan bahwa studi pustaka mempengaruhi kualitas hasil penelitian yang dilakukan oleh peneliti. Dalam bab ini akan dibahas mengenai sebagian besar penelitian-penelitian terdahulu yang sejeni dan di akhir bab akan dijelaskan perbedaan dari penelitian sebelumnya dengan sekarang.

2.2 Penelitian Terdahulu

Penelitian mengenai perencanaan jembatan telah banyak dilakukan sehingga dapat dijadikan referensi penelitian selanjutnya. Penelitian sebelumnya dilakukan oleh pihak akademisi yang dapat dipertanggungjawabkan. Pada perencanaan tugas akhir ini mengacu pada penelitian sebelumnya , antara lain.

2.2.1 Desain Jembatan Beton Prategang Penampang Box Girder

Penelitian sudah pernah dilakukan oleh Wafi (2018). Dalam tugas akhir tersebut berjudul " Desain Jembatan Menggunakan Beton Prategang Bentuk Box Girder Tipe Single Twin Cellular Berdasarkan Pembebanan Jembatan SNI 1726-2016 ". Desain mencakup perencanaan sandaran dan lantai jembatan, gelagar, pilar dan abutment. Acuan desain ini terdapat di perencanaan struktur beton untuk jembatan (RSNIT-12-2004). Metode pembebanan menggunakan SNI 1726-2016. Sedangkan untuk gempa digunakan SNI 2833-2008. Perbedaan dari penelitian ini adalah gelagar girder digunakan beton prategang penampang box girder .Dari

penelitian tersebut diperoleh untuk struktur atas tebal slab jembatan 0,4 m, box girder memiliki tinggi penampang 3 m dan jumlah strands 810 dengan 18 tendon. Sedangkan Struktur bawah diperoleh untuk pilar dengan dimensi 2,25 x 3 m bentuk dengan rasio tulangan 1,25% , dimensi abutmen 1,3 x 14 m dengan rasio tulangan 1% dan hasil desain pilar diperoleh 12 tiang dan abutment sebanyak 10 tiang.

2.2.2 Perencanaan Jembatan Dengan Sistem Pelengkung Baja

Penelitian ini sudah pernah dilakukan oleh Manik (2019). Dalam tugas akhir ini berjudul " *Perancangan Ulang Jembatan Landak II Pontianak Dengan Sistem Pelengkung Baja Berdasarkan SNI 1726-2016 dan SNI 2833-2016*".Perencanaan ini mencakup struktur atas antara lain gelagar memanjang, gelagar melintang,gelagar pengaku , komponen pelengkung, komponen penggangung dan sambungan. Sedangkan untuk struktur bawah meliputi pilar dan fondasi jembatan. Metode pembebanan menggunakan SNI 1726-2016.Sedangkan untuk gempa digunakan SNI 2833-2016. Bentang dari jembatan ini sepanjang 15 meter. Perbedaan dengan penelitian ini adalah jembatan ini menggunakan sistem pelengkung. Dari perancangan ini diperoleh gelagar memanjang WF 400x200x8x13 mutu BJ55, gelagar melintang WF 600x300x14x28 mutu BJ55 , lengkung utama Φ 500 mm , batang tegak truss memanjang Φ 273 mm, batang diagonal truss memanjang Φ 273 mm, batang truss melintang Φ 273 mm dan ikatan angin Φ 273 mm.

2.2.3 Perancanaan Jembatan Gelagar Komposit Baja Bentang 22,6 Meter

Penelitian ini sudah pernah dilakukan oleh Deny (2016). Dalam tugas akhir ini berjudul "Perencanaan Struktur Atas Jembatan Gelagar Komposit Baja Beton". Perencanaan ini hanya mencakup struktur atas jembatan meliputi gelagar komposit, pelat lantai jembatan,trotoar,kerb,sandaran, shear connector, sambungan profil dan diafragma. Peraturan perencanaan digunakan RSNI T-03-2005 untuk Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan. Sedangkan digunakan RSNI T-04-2005 untuk Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan. Pembeban jembatan digunakan RSNI T-02-2005 untuk Perencanaan Pembebanan untuk

Jembatan. Perbedaan dengan penelitian ini adalah desain hanya mencakup struktur atas . Hasil penelitian ini adalah tebal pelat lantai 200 mm dengan tulangan arah x D 16-100 dan tulangan arah y menggunakan D 16-200. Gelagar utama menggunakan profil I 932.310.21.35 dengan grade baja ASTM A36. Pelat lantai trotoar menggunakan D 16-200 dengan tulangan memanjang menggunakan D 16-300. Diafragma digunakan profil kanal 120 x 55 x 7. Elastomeric bearing dimensi 450 mm x 500 mm dengan ketebalan 42 mm.

2.2.4 Perencanaan Jembatan Gelagar Komposit Baja Bentang 40 Meter

Penelitian ini sudah dilakukan oleh Afriyandi (2016). Dalam tugas akhir ini berjudul *"Perencanaan Jembatan Komposit Metode LRFD (Load And Resistance Factor Design)"*.Perencanaan ini tidak memperhitungkan struktur bawah jembatan dengan bentang 40 meter. Standar pembebanan jembatan mengacu kepada R-SNI-T-02-2005. Perbedaan dari penelitian ini adalah perencanaan hanya mencakup struktur atas saja. Hasil dari penelitian ini adalah penampang kompak balok gelagar profil IWF 2000x400x20x29 dan balok diafragma digunakan IWF 1000x250x10x14. Sedangkan untuk tidak kompak balok baja yang digunakan adalah profil IWF 2500x400x20x17 dan balok diafragma 1000x250x10x9. Untuk penampang langsing balok digunakan profil IWF 3200x400x18x9 dan balok diafragma profil IWF 1000x250x10x14. Tebal pelat lantai 0,22 meter.

2.3 Keabsahan Penelitian

Berdasarkan penelitian terdahulu tentang penelitian jembatan yang akan dilakukan saat ini, yaitu perancangan ulang Jembatan Kiringan dengan gelagar baja berdasarkan SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2016. Acuan desain perencanaan pembebanan jembatan berdasarkan Peraturan Standar Pembebanan Jembatan (SNI 1725:2016), Perencanaan struktur baja untuk jembatan (RSNI T-03-2005) tentang Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan , dan Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan (SNI 2833-2016). Pada Tabel 2.1 berikut dapat dilihat perbedaan dengan penelitian terdahulu dan saat ini sebagai bukti keabsahan penelitian.

Tabel 2. 1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Nama Peneliti	**Hasbul Wafi**	**Aldoni Manik**	**Deny**	**Afriyandi**	**M Taufiq Hidayat**
Tahun	2018	2019	2016	2016	2020
Jenis Jembatan	Beton prategang	Pelengkung Baja	Komposit	Komposit	Komposit
Desain	Struktur Atas-bawah	Struktur Atas-bawah	Struktur atas	Struktur atas	Struktur Atas-bawah
Profil Gelagar	Box girder tipe trapesium single twin cellular	Porfil baja IWF	Porfil baja IWF	Porfil baja IWF	Porfil baja IWF
Bentang	60 m	150 m	22,6 m	40 m	150 m
Peraturan	SNI 1725-2016, RSNIT-12-2004, SNI 2833-2008	SNI 1725-2016, RSNIT-12-2004, SNI 2833-2016	RSNI T-02-2005 , RSNIT-12-2004, RSNI T-04-2005	RSNI T-02-2005 , RSNIT-12-2004, RSNI T-04-2005	SNI 1725-2016, RSNIT-12-2004,RSNI T-04-2005, SNI 2833-2016

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Sifat Material Baja

Sifat yang penting dari baja adalah kuat tarik dan keuletan (*ductility*). Kuat tarik dari baja dengan penampang yang kecil dapat menerima beban kemudian mengalami perubahan bentuk dengan ditandai dengan terjadinya regangan.Bila beban besarnya masih dalam keadaan elastis material maka baja itu pun akan berdeformasi kembali ke bentuk semula. Sedangkan untuk keuletean baja adalah suatu keadaan material baja dapat berdeformasi secara maksimal sebelum putus. Keuletan ini berkorelasi dengann besarnya regangan baja. Pengujiannya dengan uji tarik baja.

Perencanaan jembatan dengan material baja sifat mekanis mengacu RSNI-T-03-2005 yang telah ditetapkan, antara lain:

1. Modulus elastisitas,E = 200.000 MPa
2. Modulus geser,G = 80.000 MPa
3. Angka poisson,μ = 0,30
4. Koefisien pemuaian,α = 12 x 10^{-6} per °C

Demikian untuk tegangan leleh dan tegangan putus mengacu RSNI-T-03-2005 bahwa mutu material baja dibedakan oleh lima grup yang masing-masing berbeda sifatnya.

Tabel 3. 1 Sifat Mekanis Baja Struktural

Jenis Baja	Tegangan putus Minimum, Fu (Mpa)	Tegangan leleh Minimum, Fy (Mpa)	Regangan minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

Sumber : *RSNI-T-03-2005*

Agus (2008) Amerika Serikat membuat jembatan kerera api pertama yang dibuat dari baja bernama Jembatan Eads, kemudian diselesaikan pada tahun 1874. Maka dapat dikatakan penggunaannya sudah sejak lama.Kemudian material baja memiliki beberapa keunggulan antara lain:

1. Kekuatan material yang tinggi dari tarik baja dan ukuran struktur dapat lebih kecil sehingga dapat mengurangi berat bangunan. Hal tersebut menjadi relevan ketika material baja digunakan pada bangunan tinggi atau panjang dengan tanah yang labil.
2. Material yang seragam dan awet. Baja yang disusun lebih seragam membuat material tersebut menjadi lebih menyatu daripada beton dengan prosedur pembuatan terjamin di pabrik.
3. Material yang elastis, sesuai kurva tegangan dan regangan bahwa material baja akan kembali ke bentuk semula jika dibebani dengan beban tertentu.
4. Daktilitas baja yang tinggi, dengan ditandai suatu penampang baja menerima tegangan tarik yang tinggi akan berkorelasi dengan regangan tarik menjadi cukup besarnpula sebelum mengalami keruntuhan.
5. Selain itu kemudahan dalam pelaksanaan di lapangan dalam hal penyambungan memakai alat sambung las atau baut.

Dengan mempunyai keuntungan- keuntungan yang ada, material baja juga mempunyai kelemahan ,yaitu dalam hal pemeliharaan. Material baja yang secara langsung berinteraksi dengan udara atau air harus secara berkala dilakukan pengecatan untuk terhindar dari karat.Perlindungan material baja dari mudah terbakar juga harus menjadi perhatian karena sifat baja yang konduktor yang mempercepat penyebaran api.

3.2 Sifat Material Beton

Beton merupakan campuran dari semen portland (PC), air dan agregat serta bahan tambah (admixture) jika diperlukan. Kekuatan tekan beton tergantung dari perbandingan campuran tersebut.Kuat tekan beton terbilang tinggi daripada kuat tariknya ,yaitu kuat tariknya antara 9-15% kuat tekannya. Selain itu beton mempunyai sifat getas yang berarti tidak daktail. Sedangkan modulus elastisitas beton tergantung dari umur beton, sifat-sifat agregat dan semen . Selain itu saat

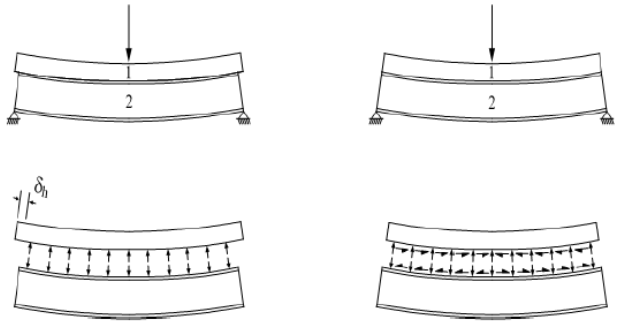
kondisi terbebani jenis beban, kecepatan beban dan ukuran benda uji jika dilaboratorium juga mempengaruhi terhadap modulus. elastisitas beton

3.3 Konsep Aksi Struktur Komposit

Sabnis (1979) dalam Deny (2016) aksi komposit disebut sebagai Aksi dalam struktur sebagai interaksi dari elemen-elemen struktur yang berbeda, yang tersusun oleh material struktur yang sama maupun berbeda. Dua material tersebut dihubungkan menggunakan penghubung geser (*shear connector*). Siswanto (1999) dalam Deny (2016) *shear connector* akan bekerja meneruskan gaya geser dari pelat beton ke struktrur dibawahnya dan menahan pelat agar tidak terlalu besar lendutannya. Maka dapat disimpukan peran dari *shear connector* ,yaitu menahan beban dan mendistribusikannya ke balok atau gelagar beton. Penggunaan struktur komposit untuk saat ini digunakan di dalam struktur bangunan gedung bertingkat dan jembatan.elemen material yang berbeda yang bekerja bersama memberikan aksi dan reaksi dalam suatu struktur. Sebagai contoh material komposit,yaitu baja -

Penggunaan struktur komposit dapat mengurangi dimensi profil baja sehingga berat struktur menjadi lebih ringan dan saat pembuatan pun menjadi lebih mudah dengan lahan yang terbatas di pabrik. Selain itu mobilitas pengangkutan menjadi lebih mudah dengan dimensi yang lebih kecil. Viest (1958) dalam Deny (2016) faktor yang penting dari aksi struktur komposit adalah lekatan dari kedua material tersebut.Lekatan tersebut di interpetasikan bentuk *shear connector*. Dalam penggunaan shear connector membuat profil baja tidak perlu lagi ditanam dalam pelat beton.

Kemudian konsep dasar dalam aksi struktur komposit dapat membandingkan antara struktur komposit dengan struktur non komposit dalam menahan beban. Dalam memahaminya dilihat pada Gambar 3.1 berikut.



(a) Balok non komposit (b) Balok komposit

Gambar 3. 1 Perbandingan Aksi Gelagar Saat Mengalami defleksi

(Sumber: Salmon & Johnson, 1990)

Pada Gambar 3.1 (a) bahwa balok 1 terletak di atas balok 2 dalam reaksinya balok 1 seperti melayang dan balok 2 terbilang sedikit memberikan reaksi atas beban dari balok 1. Dalam pembebanan tersebut bahwa balok 1 permukaan bawah mengalami tarik dan balok 2 permukaan atas mengalami desak sehingga terjadi lendutan yang cukup besar yang ditimbulkan. Dari proses tersebut mengakibatkan terjadi perpanjangan dan perpendekan pada balok (δ_h), dan balok pertama adanya tarik menjadi memanjang sisi bawahnya sehingga sedikit keluar di atas balok 2 sebesar δ_h. Kejadian tersebut diakibatkan dua material yang tidak disatukan menjadi satu kesatuan atau monolit.Diagram yang terjadi ini karena adanya gaya yang tegak lurus dari sebuah balok, untuk perlawanan gaya aksial yang bekerja diantara balok 1 dan 2 tidak ada akibat adanya lendutan..Aksi dari gaya aksial dilawan oleh tegangan lentur sendiri pada masing-masing balok.

Sedangkan balok komposit menjadi satu kesatuan atau monolit,pada Gambar 3.1 (b) terlihat bahwa balok 1 permukaan bawah mengalami tarik dan balok 2 permukaan atas mengalami desak . Dengan adanya *shear connector* membuat terjadi interaksi gesekan di dua material tersebut dan menimbulkan aksi-reaksi. Akibatnya perpanjangan dan perpendekan material (δ_h) tidak terjadi dan tidak terjadi slip atau tergelincir.Berikut detail perbedaan rekasi tegangan dan regangan yang terjadi di gelagar komposit dan non komposit lihat Gambar 3.2

1. Pada struktur non komposit pelat beton dan gelagar baja tidak terjadi aksi-reaksi sehingga momen yang terjadi $\Sigma M = M_{slab} + M_{balok}$.
2. Keadaan struktur non komposit terjadi dua sumbu netral,yaitu sumbu netral pelat beton dan sumbu netral gelagar baja , akibat dari material yang tidak monolit . Dalam proses pembebanan pun pelat beton permukaan bawah mengalami tarik sehingga akan memanjang dan gelagar baja permukaan atas mengalami desak sehingga memendek sehingga akan terjadi bidang gelincir. Hal tersebut dilihat Gambar 3.2 (a)
3. Kemudian pada kondisi interaksi pelat beton dengan balok baja yang sebagian tidak secara penuh, garis netral dari pelat beton mendekati ke garis netral balok sebaliknya garis netral balok mendekati garis netral pelat. Hal itu dapat dilihat bada pelat kondisinya sudah makin mengecil tariknya Gambar 3.2 (b).Adanya interaksi sebagain atau parsial terjadi sebagian gaya tarik dan tekan C' dan T maksimal' di masing masing material.Menjadi momen penampang mengalami penambahan T' x e'atau C' x e'.Kejadian tersebut dilihat Gambar 2.2 (b).
4. Sedangkan untuk struktur komposit penuh, garis netral kedua material pelat beton dan balok baja menjadi satu kesatuan sehingga menimbulkan aksi-reaksi secara penuh.Hal tersebut tidak akan terjadi bidang gelincir di interaksi kedua material, dilihat Gambar 3.2 (c).Periswtiwa tersebut mengakibatkan momen penampang menjadi lebih besar dari pada interaksi parsial. Momen resistensi yang disebabkan oleh struktur komposit penuh menjadi Persamaan 3.1

$$\Sigma M = T\text{“}x\ e\text{“ atau } \Sigma M = C\text{“}x\ e\text{“} \qquad (3.1)$$

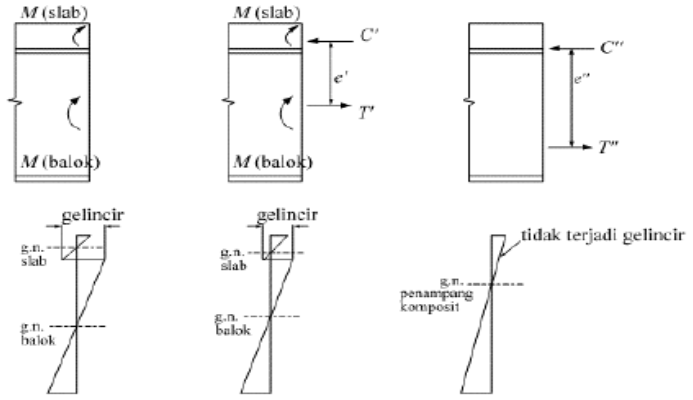
dengan:

ΣM = kapasitas momen retensi.

T“ = gaya tarik maksimum gelagar pada aksi komposit penuh.

C“ = gaya tekan maksimum pada gelagar akis komposit penuh, dan

e“ = jarak antara titik berat C“dan T“ pada aksi komposit penuh.



(a) Tanpa interaksi **(b) Interaksi Sebagian** **(c) Interaksi Penuh**

Gambar 3. 2 Variasi Regangan pada Gelagar Komposit dan Non Komposit

(Sumber: Salmon & Johnson, 1990)

3.4 Pembebanan Jembatan berdasarkan SNI 1726-2016

Proses perancangan jembatan, analisis pembebanan jembatan sangat diperlukan untuk menganalisis besarnya beban-beban yang bekerja pada jembatan .Dengan begitu, kekuatan material dan dimensi komponen jembatan dapat sesuai dan efisien.

3.4.1 Beban Mati

Beban mati adalah semua beban yang konstan berasal dari berat sendiri jembatan atau bagian komponen jembatan yang termasum dalam penyusun jembatan.

1. Berat Sendiri (MS)

   Berat sendiri merupakan baerat dari bagian komponen jembatan secara struktural dan non struktural yang dianggap konstan berada di jembatan. Untuk besarnya kerapatan massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan berdasarkan 1725:2016 Pasal 7.1

Tabel 3. 2 Berat untuk Beban Mati

No	Bahan	Berat isi (kN/m^3)	Kerapatan Massa (kg/m^3)
1	Lapisan permukaan beraspal (*bituminous wearing surfaces*)	22	2245
2	Besi tulangan (*cast iron*)	71	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (*compacted sand, silt or clay*)	17,2	1744
4	Kerikil dipadatkan (*rolled gravel macadam or ballast*)	18,8 - 22,7	1920 - 2315
5	Beton aspal (*asphalt concrete*)	22	2245
6	Beton ringan (*low density*)	12,25-19,6	11250-2000
7	Beton f'c < 35 Mpa	22-25	2320
	35 < f'c <105 Mpa	22 + 0,022fc'	2240 + 2,29fc'
8	Baja (*steel*)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (*hard wood*)	11	1125

Sumber: SNI 1725 (2016)

Dari berat sendiri tesebut terdapat faktor beban yang ditunjukkan pada tabel 3.3 berikut ini.

Tabel 3. 3 Faktor Berat Sendiri

Tipe Beban	Faktor Beban (Υ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan ($\Upsilon^{S}MS$)		Keadaan Batas Ultimit ($\Upsilon^{U}MS$)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,9
	Aluminium	1,00	1,10	0,9
	Beton Pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton dicor ditempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,7

Sumber: SNI 1725 (2016)

2. Berat Mati Tambahan (MA)

   Berat mati tambahan merupakan berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan pada komponen non struktural dan besarnya berubah-ubah selama umur jembatan.

Tabel 3. 4 Faktor Beban Mati Tambahan

Tipe Beban	Faktor Beban (Υ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan ($\Upsilon^{S}MA$)		Keadaan Batas Ultimit ($\Upsilon^{U}MA$)	
	Bahan		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)

3.4.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas sebagai perencanaan jembatan meliputi dari lajur "D" dan beban truk "T". Beban lajur "D" bekerja disepanjang jembatan dan selebar melintang jembatan. Besarnya total beban lajur "D" yang bekerja tergantung dari lebar jalur kendaraan. Untuk beban truk "T" adalah suatu kendaraan berat dengan 3 buah gandar yang ditempatkan di beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana.Tiap-tiap gandar terdiri dua bidang kontak pembebanan mempunyai maksud sebagai simulasi pengaruh kendaraan berat.

1. Beban lajur "D"

   Beban lajur "D" mencakup beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT) .Besarnya nilai intensitas beban terbagi rata (BTR), q kPa tergantung dari panjang total jembnatan, L dan dihitung dengan persamaan berikut ini.

   $L \leq 30$ m: q = 9.0 kPa (3.2)

   $L > 30$ m: q = 9,0 $(0.5+15L)kPa$ (3.3)

   dengan:

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

L = panjang total jembatan yang dibebani dalam satuan (m)

Untuk besar beban garis terpusat (BGT) adalah 49 kN/m harus ditempatkan kondisi tegak lurtus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Untuk memperoleh nilai momen lentur negatif maksimum di jembatan menerus, BGT ditempatkan dalam posisi arah melintang jembatan pada bentang lainnya.Pada klasifikasi beban lalu lintas dapat dikalikan faktor pengurangan 70% yang diterapkan untuk BTR dan BGT jika jalan termasuk jalan kabupaten dan lingkungan. Namun untuk jalan nasional tetap digunakan beban 100%. Untuk besarnya nilai beban lajur "D" perlu difaktorkan terlebih dahulu dengan Tabel 3.5

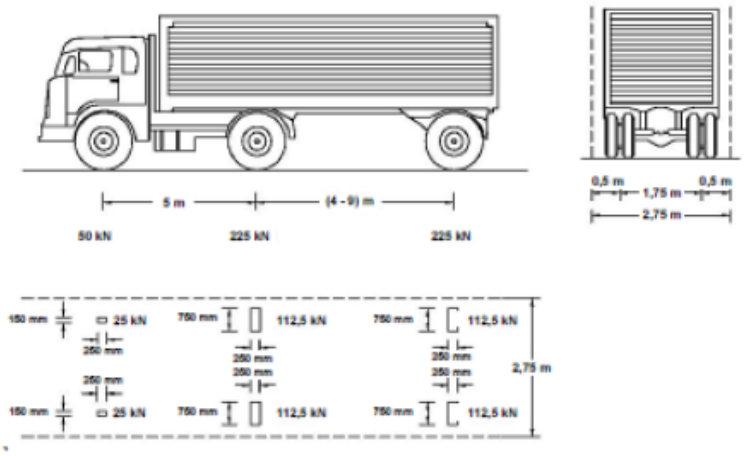
Tabel 3. 5 Faktor Beban Lajur "D"

Jembatan	**Faktor beban**	
	$K^{s}TD$	**$K^{u}TD$**
Beton	1,0	1,8
Boks Girder Baja	1,0	2,0

Sumber: SNI 1725 (2016)

2. Beban truk "T"

Beban truk "T" mencakup kendaraan truk *semi-trailer* yang memiliki susunan dan berat gandar seperti Gambar 3.10 di bawah. Berat dari tiap-tiap gandar didistribusikan menjadi 2 beban merata yang sama besar di bidang kontaknya antara roda dengan permukaan lantai.Jarak antara 2 gandar tersebut dapat diubah-ubah 4 m – 9 m untuk memperoleh pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan. Sedangkan untuk faktor pengali beban truk "T" dilihat pada Tabel 3.6 berikut.



Gambar 3.3 Pembebanan truk "T" 500 kN

(Sumber: SNI 1725,2016)

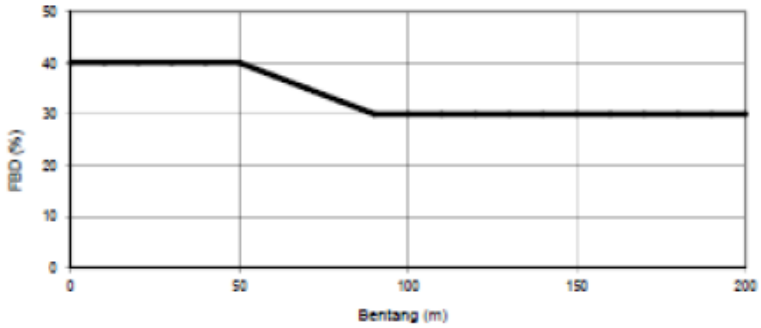
Tabel 3. 6 Faktor Beban Truk "T"

Jembatan	Faktor beban	
	$K^{s}TD$	$K^{u}TD$
Beton	1,0	1,8
Boks Girder Baja	1,0	2,0

Sumber: SNI 1725 (2016)

3. Faktor beban dinamis

   Faktor Beban Dinamis (FBD) adalah hasil interaksi antara kendaraan bergerak dengan jembatan. Besarnya FBD tergantung dari frekuensi dasar dari suspensi kendaraan, biasanya terjadi 2 Hz – 5 Hz untuk kendaraan berat, dan frekuensi pada getaran lentur Jembatan. Untuk beban truk "T" nilai FBD diambil nilai sebesar 30% atau 0,3. Sedangkan nilai FBD dapat diperoleh berdasarkan dari Gambar 3.11 grafik hubungan antara nilai FBD dengan panjang bentang ekivalen berikut.



Gambar 3.4 Faktor Beban Dinamis Untuk Beban Lajur "D"

Sumber: SNI 1725 (2016)

4. Beban rem (TB)

   Gaya rem diambil yang terbesar dari kondisi berikut.

   a. 25% dari berat gandar truk desain

   b. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata

   Gaya rem tersebut diletakkan di semua jalur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas. Gaya ini bekerja secara horizontal di jarak 1,8 m diatas permukaan jalan di masing-masing arah longitudinal dan diambil nilai maksimum.

5. Beban pejalan kaki (TP)

   Bangunan trotoar yang besarnya lebih dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan nilai intensitas sebsar 5 kN/m^2 dan bekerja bebarengan dengan beban kendaraan di masing-masing lajur jalan. Sedangkan utuk kendaraan ringan diambil 17 kN/m

3.4.3 Beban Aksi Lingkungan

Beban aksi lingkungan yang terjadi di jembatan terdiri antara lain ,yaitu beban temperatur,beban angin ,banjir, beban gempa dan penyebab alamiah lainnya.Namun pada penelitian ini hanya memperhitungkan beban angin,temperatur , dan beban gempa.

1. Beban temperatur

   Perbedaan temperatur maksimum dan minimum yang terjadi di jembatan dengan temperatur nominal yang direncanakan harus dipertimbangkan dalam

pengaruh akibat deformasi yang terjadi karena perbedaan suhu.Untuk nilai temperatur jembatan dipengaruhi oleh bangunan atas dapat dilihat di Tabel 3.7 berikut

Tabel 3.7 Temperatur Jembatan Rata-Rata Nominal

Tipe Bangunan Atas	Temperatur jembatan rata-rata minimum	Temperatur jembatan rata-rata maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton.	15 °C	40 °C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15 °C	40 °C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15 °C	40 °C
Catatan: Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 50C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500m di atas permukaan		

Sumber: SNI 1725 (2016)

Sedangkan untuk besaran rentang simpang akibat beban temperatur (ΔT) dihitung berdasarkan tinggi temperatur minimum dan maksimum pada Tabel 3.8 dengan persamaan 3.4 berikut.

$$\Delta_T = \alpha L(T_{maxdesign} - T_{mindesign}) \quad (3.4)$$

dengan:

α = koefisien muai temperatur (mm/mm/0C)

L = Panjang komponen jambatan (mm)

Nilai koefisien muai temperatur dipengaruhi oleh material bahan yang digunakan berdasarkan Tabel 3.8

Tabel 3. 8 Sifat Rata-Rata Akibat Pengaruh Temperatur

Bahan	Koefisien perpanjangan akibat suhu (α)	Modulus Elastis (Mpa)
Baja	12 x 10 $^{-6}$ per °C	200000
Beton:		
fc' < 30	10 x 10 $^{-6}$ per °C	4700√fc'
fc' > 30	11 x 10 $^{-6}$ per °C	4700√fc'

Sumber: SNI 1725 (2016)

2. Beban Angin

Perencananaan jembatan semakin tinggi dari permukaan tanah atau sungai menjadi pertimbangan dalam memasukkan beban angin berdasarkan SNI 1725:2016. Dalam pasal 9.6 SNI 1725:2016 untuk jembatan atau elemen jembatan yang elevasinya lebih tinggi dari 10 meter di atas permukaan air atau tanah , kecepatan angin (VDZ) harus dihitung dengan persamaan 3.5

$$V_{DZ} = 2{,}5\ V_0 \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right) ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \qquad (3.5)$$

dengan:

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

V_{10} = kecepatan angin pada elevasi 10 m dia tas permukaan tanah atau air (m)

V_B = kecepatan angin rencana (90– 126 km/jam)

Z = elevasi struktrur dari permukaan tanah atau air

Z_0 = panjang gesekan di hulu jembatan yang ditentukan pada Tabel 3.9

V_{10} dapat diperoleh dengan cara berikut

a. Grafik kecepatan angin dasar berdasarkan periode ulang
b. Survei angin di lokasi jembatan
c. Jika tidak terdapat data yang lebih baik,maka perencana dapat mengambil nilai $V_{10=}$ V_B =90– 126 km/jam.

Tabel 3. 9 Nilai V_0 dan Z_0

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

Sumber: SNI 1725 (2016)

Besarnya nilai angin yang terjadi di struktru jembatan dapat ditentukan denga persamaan 3.6 berikut

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 \quad (3.6)$$

dengan:

P_B = tekanan angin dasar yang diambil dalam Tabel 3.10

Tabel 3. 10 Tekanan Angin Dasar

Komponen	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)

Selain itu tedapat ketentuan bahwa gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap di struktur rangka serta pelengkung dan tidak boleh kurang dari 4,4 kN/mm untuk balok atau gelagar.

Gaya angin harus di masukkan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Berdasarkan Pasal 9.6.1.2 SNI 1725:2016 besarnya nilai beban angin kendaraan sebesar 1,46 N/mm tegak lurus dan bekerja 1,8 m di atas permukaan jalan. Sedangkan angin yang tidak bekerja

secara tegak lurus pada kendaraan besarnya dapat diambil berdasarkan arah angin sudut dapat dilihat Tabel 3.11

Tabel 3. 11 Komponen-komponen angin yang bekerja pada kendaraan

Sudut	Komponen Tegak Lurus	Komponen Sejajar
Derajat	N/mm	N/mm
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

Sumber: SNI 1725 (2016)

3. Beban Gempa

a. Gaya Gempa Lateral

Beban gempa jembatan diambil gaya horizontal berdasarkan Pasal 9.7 SNI 1725:2016,nilai tersebut dapat dihitung menggunakan persamaan 3.7.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R}\ x\ W_t \qquad (3.7)$$

dengan:

E_Q = gaya horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis

R = faktor modifikasi respon

Wt = berat total struktur yang menggetarkan terdiri dari beban mati dan beban hidup (kN)

Koefisien respon elastik, C_{sm} didapatkan dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah.

b. Gaya Gempa Vertikal

Berdasarkan pasal 5.11 SNI 2833:2016 bahwa pada struktur atas gelagar diasumsikan mengalami gerakan naik-turun agar gelagar tidak terhempas

ke atas.Perhitungan gempa vertikal dapat dihitung dengan dua kondisi berikut dengan nilai diambil yang terbesar.

1) 10% reaksi beban permanten dengan beban permanen beban mati sendiri dan beban mati tambahan.
2) 120% dari perbedaan antara gempa vertikal dan reaksi beban permanen.

c. Respon spektra

Menurut SNI 2833:2016 respon spektra ,yaitu nilai yang menggambarkan respon maksimum sistem berderajat kebebasan tunggan di berbagai frekuensi alami terendam akibat goyangan tanah. Respon spektra dipermukaan tanah dipengaruhi oleh tiga faktor nilai percepatan puncak yang mengacu berdasarkan peta gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (PGA, S_S, S_1), serta faktor nilai F_{PGA}, F_v , F_a. Parameter-parameter yang diperlukan dalam respon spektra dapat dhitung dengan persamaan berikut.

$$A_S = F_{PGA} \times PGA \quad (3.8)$$

$$S_{DS} = F_a \times S_S \quad (3.9)$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1 \quad (3.10)$$

dengan:

A_S = koefisien percepatan puncak muka tanah (g),

F_{PGA} = faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 0 detik,

PGA = percepatan puncak batuan dasar mengacu pada Peta Gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun,

F_a = faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 0,2 detik,

S_S = parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode pendek (T=0.2 detik) mengacu pada Peta Gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun,

S_{DS} = nilai spektra permukaan tanah pada periode 0,2 detik,

F_v = faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1,0 detik,

S_1 = parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1.0 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun,

S_{D1} = nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik.

3.5 Faktor Beban dan Kombinasi Beban

Berdasarkan SNI 1725:2016 terdapat kombinasi pembebanan dalam perancangan struktur jembatan. Berikut kombinasi pembebanannya.

1. Kuat I

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

2. Kuat II

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

3. Kuat III

   Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.

4. Kuat IV

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

5. Kuat V

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

6. Ekstrem I

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

7. Ekstrem II

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

8. Layan I

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

9. Layan II

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

10. Layan III

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

11. Layan IV

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

12. Fatik

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

Setiap kombinasi pembebanan harus diambil faktor beban berdasarkan Tabel 3.12. Kondisi ekstrim beban yang bekerja perlu diketahui dari faktor beban yang ada.Setiap kombinasi pembebanan perlu diselidiki kondisi ekstrim maksimum dan minimum untuk memberikan keamanan pada jembatan.

Sedangkan beban permanen , harus dipilih faktor beban yang menghasilkan pembebanan kritis.

Tabel 3. 12 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Keadaan batas	*MS* *MA* *TA* *PR* *PL* *SH*	*TT* *TD* *TB* *TR* *TP*	*EU*	*EWs*	EW_L	*BF*	EU_n	*TG*	*ES*	*EQ*	*TC*	*TV*
Kuat I	γ_p	1,8	1,00		-	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	1,00		-	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00		-	1,00	0,5/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,5	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya Layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-

Lanjutan Tabel 3. 12 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Daya Layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya Layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya Layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Sumber: SNI 2833 (2016)

Catatan : γp dapat berupa $\gamma MS, \gamma MA, \gamma TA, \gamma PR, \gamma PL, \gamma SH$ tergantung beban yang ditinjau

γEQ adalah faktor beban hidup kondisi gempa

Keterangan :

MS	:	Berat sendirir	TP	:	Beban pejalan kaki
MA	:	Beban Mati tambahan	EU	:	Beban arus
TA	:	Gaya akibat tekanan tanah	EWL	:	Beban angin kendaraan
PR	:	Prategang	BF	:	Gaya friksi
PL	:	Beban pelaksanaan	EUn	:	Gaya akibar temperatur seragam
SH	:	Beban akibat susut	TG	:	Gaya akibat temperatur gradien
TT	:	Beban truk	ES	:	Beban akibat penurunan
TD	:	Beban lajur D	EQ	:	Beban akibat gempa
TB	:	Gaya akibat rem	TC	:	Beban akibat tumbukan
TR	:	Gaya sentrifugal	TV	:	Gaya akibat tumbukan kapal

3.6 Perencanaan Bangunan Atas Jembatan

3.6.1 Lantai Kendaraan

1. Penentuan tebal pelat lantai

   RSNI T-12 Pasal 5.5.2 (2004) bahwa pelat lantai mempunyai fungsi sebagai lantai kendaraan tebal minimum pelat (t_s) harus memenuhi persamaan 3. 13 sebagai berikut.

   $t_s \geq 200$ mm (3.11)

   $t_s \geq (100+ 40\ l)$ mm (3.12)

   dengan:

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

2. Perhitungan perancangan pelat lantai

   Perhitungan penulangan pelat lantai kendaraan berdasarkan SNI 2847-2019 tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung Dan Penjelasan meliputi.

   a. Tinggi efektif (d), dapat ditentukan dengan persamaan 3.15

      $d = h-p-0{,}5\phi$ (3.13)

      dengan:

      d = tinggi efektif (mm),

      h = tinggi penampang (mm),

      p = tebal selimut beton (mm), dan

      ϕ = diameter tulangan (mm)

   b. Perhitungan momen rencana pelat lantai

      Pelat lantai yang bekerja untuk momen rencana dapat dihitung dengan menggunakan software SAP2000 untuk mendapatkan momen. Dengan beban lalu lintas hanya beban truk .

   c. Perhitungan tulangan yang dibutuhkan

      Dengan syarat: $\Phi\ Mn \geq Mu$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} \quad (3.14)$$

Untuk mendapatkan rasio kebutuhan tulangan maksimum digunakan persamaan berikut.

$$\rho_{maksimum} = 0{,}75\ \rho_{balance} \quad (3.15)$$

$$\rho b = \frac{(0{,}85.\beta 1.fc\prime)}{fy} x \frac{600}{600+fy} \quad (3.16)$$

dengan:

$\beta_1 = 0{,}85$, jika $17 \leq fc' \leq 28$ Mpa

$\beta_1 = 0{,}85 - \frac{0{,}05\ (fc'-28)}{7}$, jika fc' $28 < fc' < 55$ Mpa

$\beta_1 = 0{,}65$, jika $fc' \geq 28$ Mpa

Menghitung rasio kebutuhan tulangan minimum

$$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy} \quad (3.17)$$

Sedangkan untuk memperoleh rasio kebutuhan perlu menggunakan persamaan berikut.

$$\rho_{perlu} = \frac{0{,}85.fc'}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0{,}85.fc'}}\right) \quad (3.18)$$

$$R_n = \frac{Mu}{bd^2} \quad (3.19)$$

harus memenuhi syarat: $\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{maksimum}$

Menghitung luas kebutuhan tulangan lantai kendaraan digunakan persamaan berikut.

$$As_{perlu} = \rho.b.d \quad (3.20)$$

Untuk jarak antar tulangan menggunakan persamaan berikut.

$$s = \frac{A_{tulangan} \cdot B}{A_{s\ perlu}} \quad (3.21)$$

dengan:

B = lebar slab beton yang ditinjau, mm.

3.6.2 Gelagar Komposit

Gelagar komposit yang ditinjau hanya gelagar dengan struktur bentang sederhana dengan tumpuan sendi-rol sehingga hanya momen positif yang bekerja.Berikut hal-hal yang perlu diperhatikan dalam jembatan gelagar komposit

1. Lebar efektif balok komposit

   Berdasarkan RSNI T-03-2005 untuk menentukan lebar efektif dapat diambil nilai terkecil dari persamaan berikut.

   a. 1/7 panjang bentang gelagar untuk bentang menerus atau 1/5 x panjang gelagar untuk bentang sederhana.
   b. Jarak pusat-pusat antara badab gelagar
   c. 12 x tebal minimum lantai lendaraan

2. Persyaratan gelagar komposit dalam menerima lentur

   Kuat lentur nominal dari suatu komponen struktur komposit kompak dalam RSNI T-03-2005, dapat ditentukan dengan persamaan berikut.

   1) Sumbu netral plastis jatuh pada slab beton

      Besarnya gaya tekan C pada slab beton dapat ditentukan dengan persamaan berikut.

      $$C = 0{,}85.fc'.a.b_E \quad (3.22)$$

      Untuk gaya tarik T pada profil baja dapat ditentukan dengan persamaan 3.23.

      $$T = A_s.f_y \quad (3.23)$$

      Dari persamaan keseimbangan gaya C =T ,sehingga didapatkan

      $$a = \frac{A_s f_y}{0{,}85 f_c' b_E} \quad (3.24)$$

Dari persamaan 3.X diatas dapat dihitung kuat lentur nominal dengan persamaan berikut.

M_n=$C.d_1$ (3.25)

$M_n = \mathrm{T}.d_1 = \mathrm{A_s}.\mathrm{f_y}\left(\frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2}\right)$ (3.26)

2) Sumbu netral plastis jatuh pada profil baja

Kondisi ini terjadi bahwa pelat beton tidak cukup kuat mengikuti gaya tarik yang ditimbulkan oleh profil baja. Gaya tekan C_c dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$C_c = 0{,}85.f_c'.a.b_E$ (3.27)

Keseimbangan gaya dapat diperoleh hubungan sebagai berikut.

$T' = C_c + C_s$ (3.28)

Nilai T' menjadi lebih kecil daripada $A_s.f_y$.

$T' = A_s.f_y - C_s$ (3.29)

Dari persamaan di atas dapat disubtitusikan ,diperoleh bentuk sebagai berikut.

$C_s = \frac{A_g f_y - 0{,}85\, fc' b_E t_s}{2}$ (3.30)

Maka kuat lentur dapat dihitung dengan persamaan 3.X berikut.

$M_n = C_c.d_2' + C_s.d_2''$ (3.31)

3.6.3 Diafragma

Berikut hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan struktur baja

1. Persyaratan baja dalam menerima lentur

Resistensi gelagar baja IWF dalam menerima lentur tergantung dari tingkat stabilitasnya.Profil baja IWF menjadi sangat stabil dalam menerima beban-beban yang besar sehingga dapat mengembangkan resistensinya momen leleh pertama M_y sampai dengan terciptanya momen plastis penuh M_p.Sedangkan M_p adalah stabilitas yang memadai dari potongan melintang struktur terjadinya sifat plastis penuh saat profil tegangan sama dengan tegangan leleh dan regangan terjadi di titik maksimal kondisi plastis. Tekuk lokal dan tekuk globaln dapat terjadi saat M_P tidak tercapai.Tekuk global terjadi jika tidak ada pengekang profil maka dapat terjadi tekuk tori lateral.Dengan begitu tercapai atau tidaknya momen plastis bergantung dari hal-hal berikut.

a. Tekuk torsi lateral

   Tekuk torsi lateral adalah kondisi batas yang menentukan suatu kapasitas balok.Perilaku balok dalam menerima beban lentur terdapat tiga kategori antara lain.

   1) Jika L cukup kecil ($L < L_p$) ,maka balok mencapai M_p ,tetapi dengan kapasitas resistensi rotasi yang lebih kecil. Hal ini disebabkan kekuan flens dan pelat badan yang kurang dalam menahan tekuk lokal.
   2) Jika panjang tak terkekang diperbesar mencapai ($L_p < L < L_r$), maka M hanya mampu mencapai M_r dengan kapasitas rotasi yang tebatas.
   3) Kondisi ($L_r < L$) dengan resistensi momen M_{cr} dipengarui oleh tekuk elastis, tekuk lokal flens, tekuk pelat badan , dan tekuk torsi lateral.

   Untuk batas-batas bentang dalam merancang jarak antar pengaku lateral dan mengalami torsi lateral atau tidak , dapat dilihat pada Tabel 3.13

Tabel 3. 13 Batas-Batas Bentang Jarak antar Pengaku Lateral

Profil	**L_p**	**L_r**
Profil-I dan kanal ganda	$1{,}76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ dengan $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$	$r_y \left\lfloor \frac{X_1}{f_L} \right\rfloor \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 {f_L}^2}}$ dengan $f_L = f_y - f_r$ $X_1 = \frac{\pi}{Sx} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$ $X_2 = 4 \left(\frac{Sx}{GJ}\right)^2 \frac{I_w}{I_y}$
Profil kotak pejal atau berongga	$0{,}13 E r_y \frac{\sqrt{JA}}{M_p}$	$2E r_y \frac{\sqrt{JA}}{M_r}$

Sumber : *RSNI-T-03-2005*

Kuat komponen struktur dalam memiul momen lentur dipengaruhi pleh panjang bentang yang tidak dikekang. Panjnag bentang tersebut dibedakan dalam tiga kondisi antara lain.

1) Bentang pendek

   Komponen struktur pada bentang mendek memenuhi $L \leq L_p$, untuk kuat nominal komponen struktur momen lentur adalah

   $$M_n = M_p \qquad (3.32)$$

2) Bentang menengah

   Komponen struktur memenuhi $L_p < L < L_r$,maka skuat nominal komponen struktur momen lentur adalah

   $$M_n = C_b \left(M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L}{L_r - L_p} \right) \leq M_p \qquad (3.33)$$

3) Bentang panjang

Komponen struktur yang memenuhi $L_r < L$ maka kuat nominal struktur momen lentur adalah

$$M_n = M_{cr} \tag{3.34}$$

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + (\frac{\pi L}{L})^2 I_y I_w} \tag{3.35}$$

b. Tekuk lokal

Tekuk lokal terjadi jika perbandingan lebar dengan ketebalan dari suatu profil baja terlalu besar, sehingga memerlukan pembatasan rasio. Nilai rasio kelangsingan profil diukur pada badan (λ_w) dan sayap profil (λ_p). Apabila nilai λ lebih kecil dari pada λ_p maka penampang termasuk penampang kompak sehingga tidak terjadi tekuk saat seluruh elemen mengalami tegangan leleh. Jika nilai λ terletak diantara λ_p dan λ_p maka penampang tergolong tidak kompak. Sedangkan nilai λ lebih besar dari λ_r maka tergolong penampang langsing.Besarnya rasio nilai λ_f dapat digunakan dengan persamaan 3.X berikut.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} \tag{3.36}$$

dengan:

λ_f = rasio nilai kelangsingan pelat sayap

b_f = lebar pelat sayap (mm)

t_f = tebal pelat sayap (mm)

Sedangkan untuk badan rasio kelangsingan dapat digunakan persamaan 3.34 berikut.

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \tag{3.37}$$

Dengan:

Λ_w = rasio nilai kelangsingan pelat badan

b_f = lebar pelat badan (mm)

t_f = tebal pelat badan (mm)

Untuk batas-batas rasio kelangsingan kompak dan tidak kompak dapat ditentukan dengan Tabel 3.X berikut.

Tabel 3. 14 Nilai Batas λ_p dan λ_r pada balok profil I yang menerima Lentur

Elemen	λ_p (Kompak)	λ_r (Tidak kompak)
Pelat sayap balok I dalam lentur	$\frac{170}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}}$
Pelat badan dalam tekan akibat lentur	$\frac{170}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{170}{\sqrt{f_y}}$

Sumber : *RSNI-T-03-2005*

2. Persyaratan baja dalam menerima tekan

   Baja adalah material yang kuat terhadap kondisi tarik dan lemah terhadap tekan. Untuk kondisi tekan gaya tekan pada baja berdasarkan RSNI-T-03-2005 dapat ditentukan dengan rumus berikut:

$$N_n = \frac{0{,}66}{\lambda c^{\,2}} \Lambda_g \text{ x } F_y \qquad (3.38)$$

   Dengan:

   Λ_g = luas penampang profil baja (mm^2)

   F_y = tegangan leleh baja (N/mm^2)

3. Persyaratan baja dalam menerima tarik

   Untuk menentukan gaya tarik pada batang baja dapat digunakan rumus berikut.

$$P_n = F_y \text{ x } A_g \qquad (3.39)$$

   Dengan:

   Λ_g = luas penampang profil baja (mm^2)

   F_y = tegangan leleh baja (N/mm^2)

3.6.4 Penghubung Geser

Bidang pertemuan antara pelat beton dan gelagar baja mengalami gelincir dengan perbedaan perlawanan tehadap beban. Dengan permukaan bawah pelat beton mengalami tarik memanjang dan gelagar baja desak menjadi memendek mengakibatkan bidang gelincir. Maka dari itu ditemukan *shear connector* untuk menggabungkan dua mataerial menjadi satu kesatuan.Berikut hal hal yang harus diperhatikan dalam perencanaan penghubung geser.

1. Kekuatan satu pasang penghubung geser

Untuk kekuatan satu pasang penghubung geser digunakan rumus sebagai berikut:

$$Q_{sv} = A_{sv} \text{ x } f_{sv} \quad (3.40)$$

Dengan:

A_{sv} = Luas penampang geser (mm^2)

f_{sv} = Tegangan ijin geser (N/mm^2)

2. Gaya geser yang ditransformasikan

Untuk gaya geser yang diperlukan setelah ditransformasikan digunakan rumus berikut.

$$q_{max} = \frac{V_{max} \, x \, S_c}{I_{com}} \quad (3.41)$$

Dengan:

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

I_c = Inersia komposit (mm^4)

S_c = Momen statis penampang tekan beton ditransformasikan mm^3

3.6.5 Sambungan Baut

Kuat tarik alat sambung menggunakan baut mutu tinggi harus memenuhi persyaratan minimum yang telah ditentukan berdasarkan RSNI-T-03-2005. Untuk syarat minimum kuat tarik baut mutu tinggi terdapat pada Tabel 3.15.

Tabel 3. 15 Spesifikasi Baut

Tipe Baut	d_b (mm)	Proof strees (MPa)	Kuat Tarik Min, Fu (MPa)
A325	12,7-25,4	585	825
	28,6-38,1	510	725
A490	12,7-38,1	825	1035

Sumber: RSNI - T-03-2005

Berikut hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan sambungan baut.

1. Jarak baut
   a. Jarak spasi antar baut disyaratkan mnimum tidak boleh kuramg dari 3 kali diameter baut
   b. Jarak spasi antar baut disyaratkan maksimum tidak boleh melebihi 14 kali dari diameter baut sambungan.
   c. Jarak tepi minimum

      Untuk jarak antar minimum dari as baut ke tepi pelat berdasarkan Tabel 3.16 berikut.

Tabel 3. 16 Jarak Tepi Minimum Baut

Diameter Nominal Baut(mm)	Jarak tepi minimum (mm)
16	22
20	26
24	30
30	38
36	46

Sumber: RSNI - T-03-2005

   d. Jarak tepi maksimum

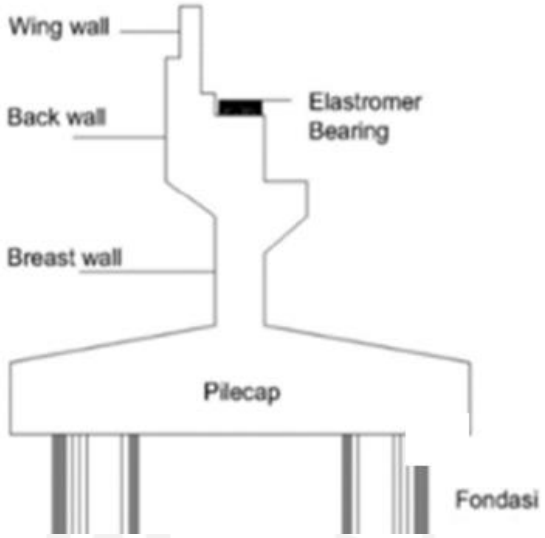
      Untuk jarak dari tepi pelat penyambung ke as baut tidak melebihi dari 12 kali tebal pealt atau tidak melebihi 150 mm.

3.7 Perencanaan Bangunan Bawah Jembatan

3.7.1 Abutment

1. Beban yang bekerja pada Abutment

   Abutment adalah bagian dari ujung jembatan. Selain berfungsi meneruskan beban dari struktur atas jembatan,abutment juga berfungsi dalam penahan tanah. Dalam desain abutmen ini terdiri dari *backwall, breast wall, wing wall,* dan pilecap.



Gambar 3. 3 Abutment

(Sumber: Wafi, 2018)

Beban yang mempengaruhi dalam perencanaan abutment adalah antara lain:

a. Beban reaksi dari struktur atas jembatan
   1) Beban mati sendiri
   2) Beban mati tambahan
   3) Beban lalu lintas
   4) Beban pejalan kaki
   5) Beban rem
   6) Beban gesekan perletakan
   7) Beban angina struktur atas

8) Beban angina kendaraan
9) Beban gempa

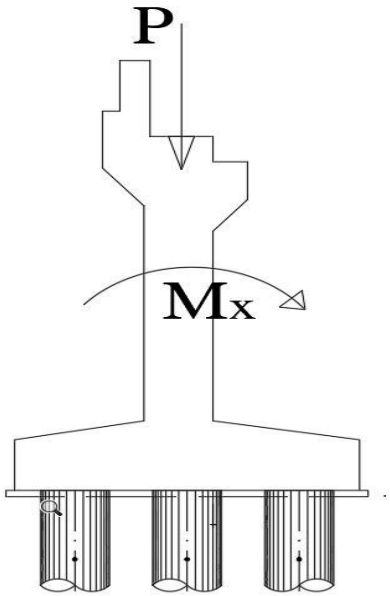
b. Beban dari struktur bawah jembatan (Abutmen)
1) Tekanan tanah aktif
2) Beban mati sendiri
3) Tekanan tanah dinamis akibat gempa

2. Stabilitas Abutment

Abutment harus mampu menahan gaya luar yang menyebabkan terjadinya guling dan geser pada abutment. Momen pasif harus dapat memenuhi untuk melawan dari momen guling itu sendiri. Dalam keamanan geser dan guling dikatakan stabil jika penahan pasif harus lebih besar dari 1,5 kali dari akibat beban aktif. Berikut perhitungan stabilisasi abutment.

Berikut perhitungan stabilisasi abutment.

a) Stabilitas terhadap guling

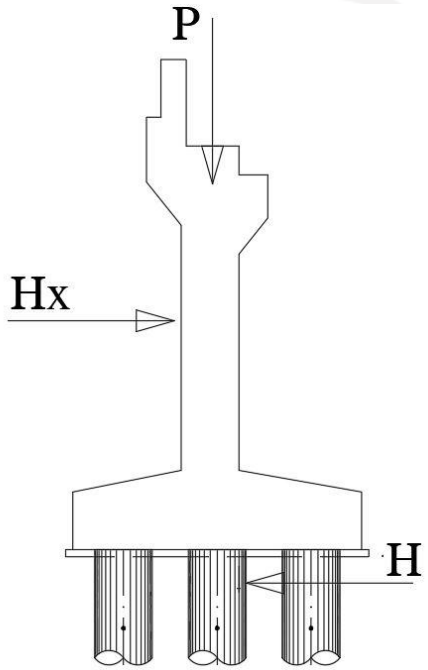


Gambar 3. 4 Stabilitas Abutment terhadap Momen Guling

Perhitungan keamanan abutmen terhadap guling pondasi dalam juga ikut berpengaruh dalam stabilitasnya karena diasumsikan bahwa sambungan pondasi dalam terhadap pile cap cukup kuat

b) Stabilitas terhadap geser

Suatu gaya yang menyebabkan geser pada abutment ditahan oleh berat sendiri dari abutment dan gesekan tanah dengan dasar pondasi.



Gambar 3. 5 Stabilitas Abutment terhadap geser

Untuk perhitungan stabilitas terhadap geser pada abutment menggunakan persamaan berikut.

$$SF = \frac{\sum H}{\sum H_x} > 1{,}5 \qquad (3.42)$$

Dengan:

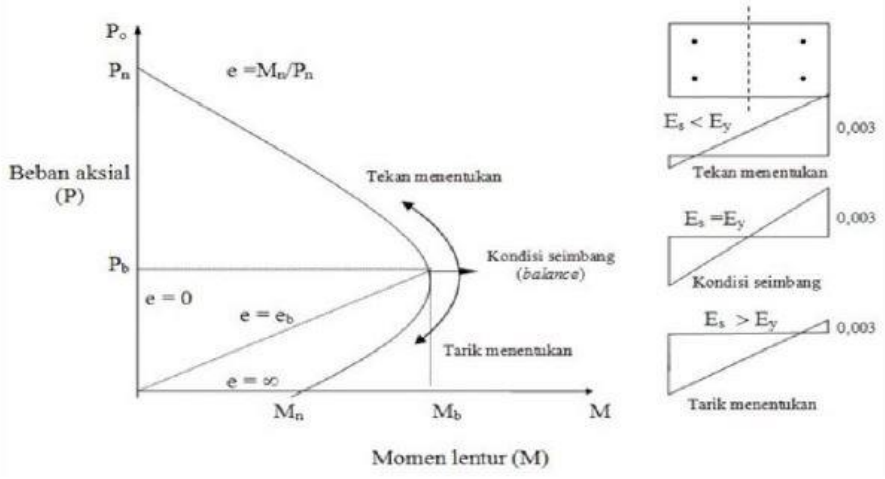
$\sum H$ = penjumlahan gaya penahan arah x dan y

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

3.7.2 Pilar

1. Faktor Pengaruh P-Delta
2. Faktor *Buckling*
3. Diagram Interaksi Mn-Pn

   Analisis kolom digunakan grafik Mn-Pn (momen dengan beban aksial)



Gambar 3. 6 Diagram Interaksi Kolom P dan M

(Sumber: Wang,1993)

Persamaan gaya aksial nominal untuk kolom dapat dinyatakan sebagai berikut (E.G. Nawy., 1998) :

$$Pn = (0{,}85.\ fc' .\ b.a) + (As' \times fs') - (As.fs) \quad (3.43)$$

$$Mn = Pn.e \quad (3.44)$$

$$Mn = (0{,}85.\ fc' .\ b.a\left(y - \frac{a}{2}\right)) + As' .\ fs'.\ (y\text{-}d) - As.fs.\ (y\text{-}d) \quad (3.45)$$

Dengan :

Pn = kuat aksial nominal (N)

Mn = kuat lentur nominal (Nmm)

Ast = luas total penampang tulangan memanjang kolom (mm2)

fs = tegangan tarik dalam tulangan saat beban layan (MPa)

fs' = tegangan dalam tulangan tekan yang terkena beban terfaktor (MPa)

BAB IV
METODE PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

Suatu perencanaan atau desain membutuhkan proses analisis struktur terhadap beban yang bekerja untuk memperoleh desain struktur yang aman dan efisien tidak menyebabkan terjadinya keruntuhan. Dalam analisis tersebut diperlukan data-data untuk perencanaan struktur atas dan struktur bawah jembatan agar perencanaan dapat dilaksanakan. Pada bab ini akan dijelaskan dalam tahapan perencanaan jembatan komposit *girder* baja.

4.2 Sumber Data

4.2.1 Lokasi Jembatan

Lokasi Jembatan berada di perbatasan masing-masing Desa, yaitu Desa Sriharjo dan Desa Canden dengan medan di bawah kali Opak. Jembatan Kiringan merupakan akses penting bagi warga karena sebagai jalur alternatif untuk mempercepat pertumbuhan ekonomi.



Gambar 4. 1 Wilayah Kabupaten Bantul

(Sumber: Google Maps)



Gambar 4. 2 Letak Jembatan Kiringan Berdasarkan Eksiting Jalan

(Sumber: Google Earth)

4.2.2 Data Sekunder

Data sekunder adalah data yang diberikan kepada peneliti tidak secara langsung . Sebagai contoh harus melalui peneliti orang lain atau melalui dokumen. Jadi tidak secara langsung mendapatkan hasil dilapangan. Dalam penelitian ini digunakan data sekunder berasal dari PT. Telaga Pasir Kuta. Data sekunder tersebut sebagai bahan untuk melakukan perencanaan dalam tugas akhir ini. Data sekunder yang dimaksud antara lain;

1. Data topografi (lampiran)
2. Data penyelidikan tanah (lampiran)

4.3 Data Jembatan

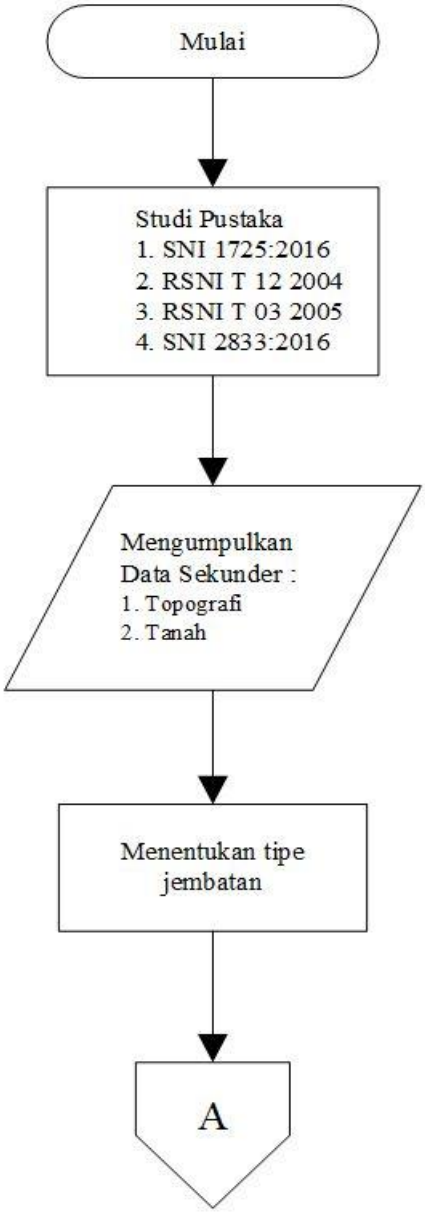
Jembatan Kiringan menggunakan struktur komposit dengan gelagar baja dan pelat beton.Pada penelitian ini hanya mendesain satu bentang dari 3 buah buah bentang yang ada. Dengan rincian data jembatan sebagai berikut.

1. Data Struktur

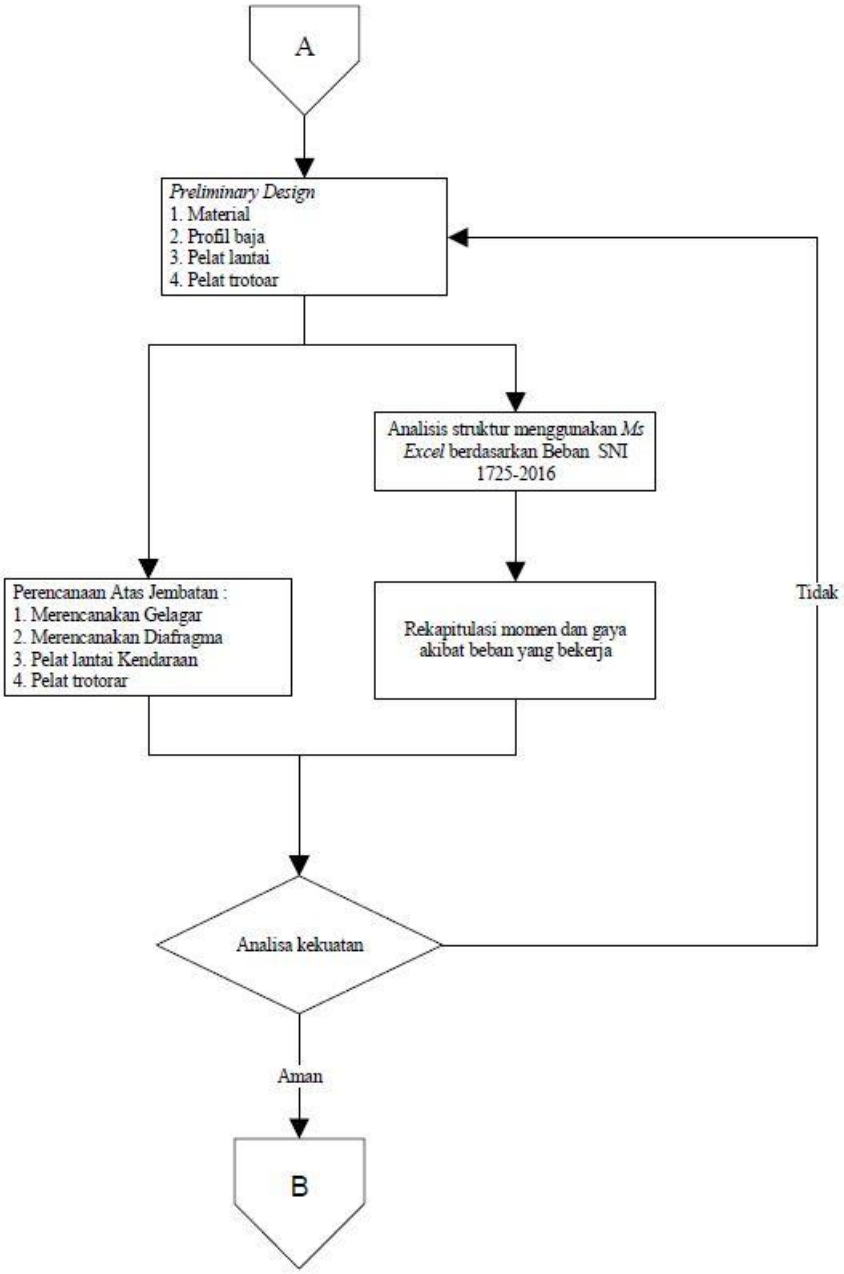
Tabel 4. 1 Data Jembatan yang di Desain

Data	Keterangan
Tipe struktur jembatan	Komposit
Kelas Jembatan	B
Panjang total bentang jembatan desain	84 m
Panjang satu bentang kotor	28
jumlah bentang	3
lebar perkerasan	5,5 meter
lebar total jembatan	8 meter
Lebar trotoar	0,75 meter
Jumlah lajur	2
Jumlah Pilar	2
Jumlah abutment	2

4.4 Tahapan Perencanaan



Gambar 4. 3 Bagan Alur Penelitian



Lanjutan Gambar 4.4 Bagan Alur Penelitian



Lanjutan Gambar 4.4 Bagan Alur Penelitian

Tahapan dalam merancang desain jembatan penulis membuat beberaoa tahapan perencanaan , sebagai berikut.

1. Mengumpulkan data jembatan yang direncanakan
2. Menentukan tipe jembatan yang akan digunakan
3. Membuat *preliminary design* Jembatan sebagai acuan awal
4. Menghitung beban-beban yang bekerja di jembatan berdasarkan Standar Pembebanan untuk Jembatan (SNI 1725:2016), Perencanaan Gempa untuk Jembatan (SNI 2833:2016), Perencanaan Stuktur Beton untuk Jembatan (RSNI T-12-2004), dan Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan (RSNI T-3-2005)

5. Melakukan perencanaan struktur atas jembatan meliputi gelagar, diafragma, pelat lantai kendaraan dan pelat trotoar.
6. Melakukan perencanaan struktur bawah jembatan meliputi, abutment, pilar dan fondasi dalam
7. Menyusun hasil perencanaan disertai penggambaran detail struktur Jembatan.

BAB V
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Tinjauan Umum

Analisis struktur jembatan Kiringan menggunakan program Ms. Excel. Desain jembatan direncanakan menggunakan konstruksi gelagar baja -beton struktur komposit dan bertipe *simple beam.* Untuk Perencanaan jembatan Kiringan meliputi struktur atas dan struktur bawah. Analisis dapat dilakukan sesuai dengan perencanaan struktur yang direncanakan. Data material perencanaan jembatan Kiringan antara lain beton , baja tulangan dan profil baja.

5.1.1 Penentuan Lebar Jembatan

Peraturan Pemerintah No 34 (2006) membagi jalan berdasarkan fungsi antara lain jalan arteri , jalan kolektor dan jalan lingkungan. Berikut adalah pembagian klasifikasi jalan berdasarkan fungsinya

1. Dengan jalan arteri mempunyai minimal lebar badan jalan selebar 11 m dengan kecepatan paling rendah 60 km/jam.
2. Untuk jalan kolektor mempunyai minimal lebar badan jalan 9 m dan kecepatan paling rendah 40 km/jam
3. Jalan lingkungan minimal 3,5 m dan kecepatan paling rendah 15 km/jam.

Berdasarkan informasi dari instansi terkait bahwa Jalan menuju jembatan kiringan adalah jalan lingkungan atau jalan desa dengan menghubungkan pusat kegiatan desa .Untuk muatan beban kendaraan dengan jalan jembatan ,yaitu jalan lingkungan sehingga digunakan muatan beban 70% beban bina marga. Maka dapat diambil kesimpulan bahwa ketentuan lebar jembatan pada desain ini sebagai berikut.

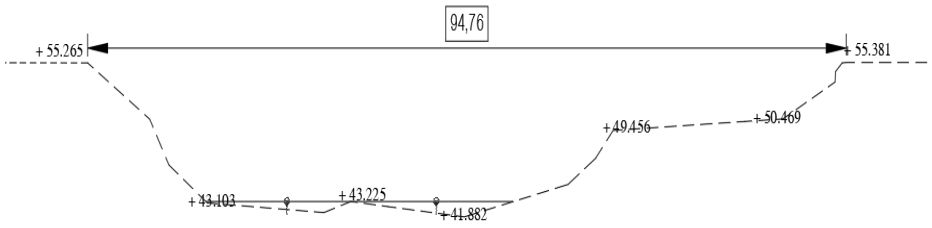
1. Lebar badan jalan 5,5 m ,
2. Lebar satu buah trotoar beserta parapet 1,25 m
3. Muatan beban Bina Marga sebesar 70%

Dengan lebar badan jalan 5,5 m dan dua buah trotoar lebar 2,5 m ,total lebar jembatan mejadi 8 .Maka berdasarkan lebar lalu-lintas diperoleh kelas jalan B.

5.1.2 Pemilihan Struktur Atas dan Struktur Bawah Jembatan

1. Struktur Atas

   Berdasarkan data sekunder topografi potongan melintang sungai jembatan didapatkan bentang jembatan yg dibutuhkan sepanjang 94,76 m. Untuk potongan melintang Sungai Opak berdasarkan kondisi eksisting sebagai berikut.



Gambar 5. 1 Potongan Melintang Sungai

(Sumber: PT. Telaga Pasir Kuta)

Sesuai gambar diatas bahwa dibutuhkan struktur atas jembatan yang mampu dengan bentang 94,76 m. Sebagai pertimbangan pemilihan struktur atas dilihat tabel 5.1 sebagai berikut.

Tabel 5. 1 Perbandingan Struktur Atas Jembatan

Perbandingan	Beton	Beton Prategang	Rangka Baja	Gelagar komposit
Fabrikasi	Segala kondisi	Membutuhkan lokasi yang luas	Segala kondisi	Segala kondisi
Perawatan	Tidak perlu perawatan rutin	Tidak perlu perawatan rutin	Membutuhkan perawatan rutin	Membutuhkan perawatan rutin
Bentang tersedia	Bentang tidak terlalu panjang	Bentang bisa sangat panjang	Bentang bisa menyesuaikan	Bentang bisa lebih panjang daripada beton

Dengan berdasarkan tabel diatas bahwa beton prategang tidak dapat menjadi solusi karena membutuhkan *stressing* dan *erection* dibutuhkan lokasi yang luas dan tidak dekat dengan permukiman penduduk walaupun dalam ketersediaan bentang sangat memenuhi. Untuk gelagar beton T dalam segi pelaksanaan tidak perlu memerlukan lokasi yang cukup luas dapat dilakukan tetapi untuk bentang yang tersedia relatif pendek. Selain relatif pendek berat volume dari beton bertulang cukup berat 25 kN/m^3 tentu dapat mempengaruhi berat struktur atas dan sehingga berat yang ditahan abutment maupun pilar cukup besar yang berakibat bentuk dimensi struktur cukup besar .Sedangkan untuk rangka baja membutuhkan waktu yang cukup lama dalam pelaksanaan struktur atas karena harus dilakukan erection dan penyambungan setiap elemen dari gelagar eksterior, gelagar interior , diagonal elemen dan diafragma walaupun dalam ketersediaan bentang sangat memenuhi. Sebelum melakukan erection harus mempersiapkan perancah untuk penyambungan antar elemen jika dilaksanaan system kantilever dalam pelaksanaannya.

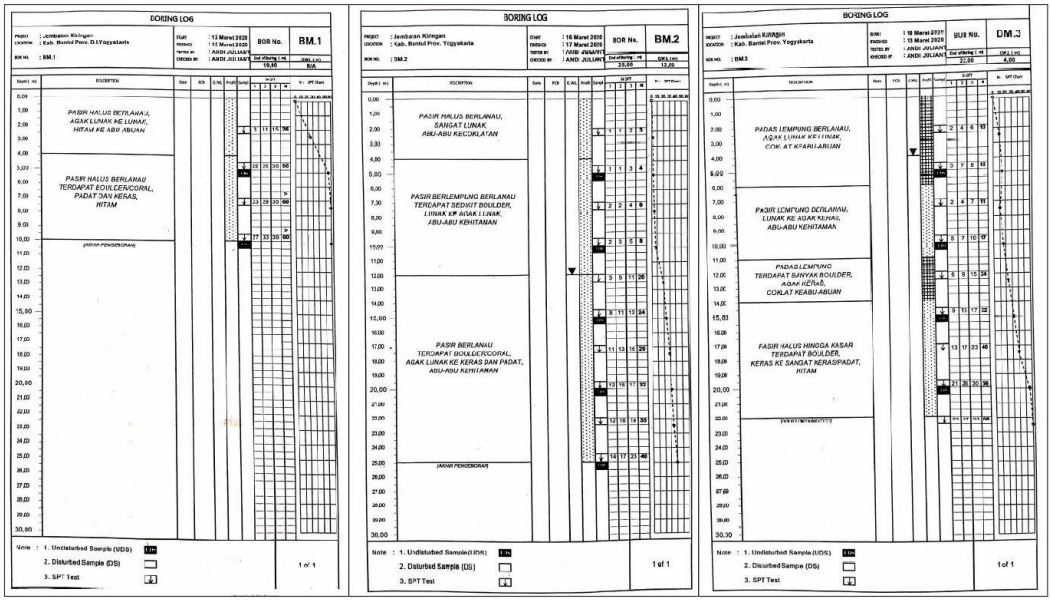
Tabel 5. 2 Ketersediaan Bentang Struktur Atas Jembatan

No	Tipe Jembatan	Bentang (m)
1	Gelagar baja dengan lantai beton komposit	20-30 m
4	Gelagar beton pratekan tipe I	16-40m
5	Gelagar beton 'T'	6-25 m
6	Rangka baja atas dengan pelat lantai beton komposit	40-60 m

Sumber : Pengantar Perencanaan Jembatan,2016

Maka berdasarkan ketersediaan bentang dapat digunakan jembatan gelagar baja lantai beton komposit dengan diambil 3 bentang. Dengan rincian setiap bentangnya 28 m. Pemilihan gelagar komposit atas dasar pelaksanaan yang lebih mudah mengingat hanya membutuhkan mobilisasi ,penyambungan segmen gelagar dan pengangkatan gelagar atau *erection* . Untuk penyambungan baja hanya mencakup gelagar dan diafragma tidak sebanyak menggunakan jembatan rangka baja. Dengan lokasi yang sempit gelagar komposit dapat dilaksanakan.

2. Struktur Bawah



Gambar 5. 2 Pengujian Bor Log di Lokasi

Berdasarkan data tanah yang diperoleh bahwa rata-rata tanah keras berada di kedalaman 25m dari lokasi jembatan yang dekat dengan permukiman maka untuk mencapai tanah keras digunakan pondasi dalam. Dengan lokasi jembatan yang berdekatan dengan permukiman sesuai Gambar 4.2 maka agar tidak terjadi getaran di sekitar lokasi maka digunakan tiang bor sebagai alternatif solusi. struktur

5.1.3 Data Material

1. Beton bertulangan
   a. Beton bertulang untuk struktur atas pelat lantai fc’ = 30 MPa
   b. Beton bertulang untuk struktur pilar dan abutment fc’ = 30 MPa
   c. Beton bertulang untuk struktur pilar fc’ = 35 MPa
   d. Beton bertulang untuk pondasi dalam (bore pile) fc’ = 20 Mpa
2. Baja Tulangan
   a. BJTD untuk ø > 12 mm digunakan mutu baja U-32, tegangan leleh baja yang digunakan fy = 320 MPa.Namun dapat berubah sesuai keamanan struktur.
   b. BJTD untuk ø ≤ 12 mm digunakan mutu baja TP-24, tegangan leleh baja yang digunakan fy = 240 MPa.

3. Profil Baja

   Untuk perencanaan jembatan Kiringan gelagar dan diagragma digunakan BJ - 41, dengan Fu = 410 MPa dan Fy = 250 MPa

5.2 Preliminary Design

1. Gelagar Jembatan

   Profil baja yang digunakan sebagai desain gelagar IWF 900.300.16.28.

   Dengan rincian profil sebagai berikut.

   Tinggi profil baja, d_1 = 900 mm

   Lebar profil, b = 300 mm

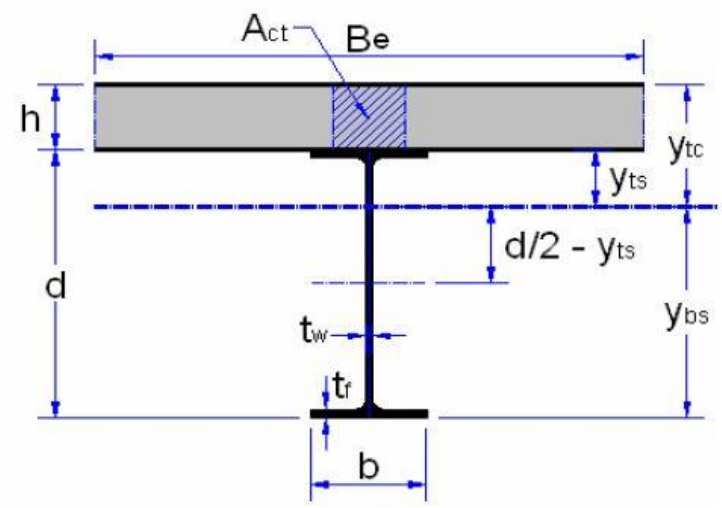
   tebal tinggi profil, tw = 16 mm

   tebal sayap profil, tf = 28 mm

   Tebal pelat lantai kendaraan, h = 200 mm

   Luas penampang profil baja,A_s = 30980 mm^2

   Berat penampang per satuan panjang, Q = 243 kg/m



Gambar 5. 3 Penampang Gelagar Komposit

Dari data yang ada dapat dilakukan perhitungan sebagai berikut:

a. Lebar efektif (B_e)

Lebar efektif dari pelat lantai dihitung berdasarkan nilai terkecil dari nilai yang disyaratkan.

1) 1/5 panjang bentang = 1/5 × 28000 = 5600 mm
2) Jarak antara gelagar, S = 1250 mm
3) 12 h_1 = 12 × 0,2 = 2400 mm

Dari ketiga persamaan di atas, diperoleh bahwa lebar efektif yang digunakan dalam perencanaan ini adalah sebesar 1250 m.

b. Titik berat penampang komposit

Dalam perhitungan penampang komposit diperlukan perhitungan sebagai berikut:

1) Nilai rasio modular (n)

Untuk kuat tekan pelat fc' = 30 MPa didapatkan nilai Ec = 25742,96 MPa. Nilai modulus elastisitas profil baja sebesar 200000 MPa sehingga nilai rasio modular dihitung dengan persamaan.

$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{25742,96} = 7,76$

2) Garis netral Penampang Komposit (y_{tc})

Luas penampang beton, A_{Be} = (B_e × h_1)
= (1250 × 200)
=250000 mm^2

Titik berat penampang pelat, y_1 = H/2 = 100 mm

Luas penampang profil baja, A_s = 30980 mm^2

Titik berat penampang profil baja sisi atas, y_2`= d/2 = 450 mm

Jarak garis netral terhadap sisi atas pelat:

$y_{tc} = \frac{(A_{Be} x\ y_1)+(A_s x\ n\ x\ y_{2)}}{(A_{Be}+(A_s\ x\ n)} = 369,78$ mm

y_{bs} = d+ h_1 – ytc
= 900+200 – 369,78
= 730,21 mm

Tabel 5. 3 Perhitungan Inersia Komposit

Y (dari atas) mm	AY, mm^3	y-ȳ	Io	Io + A(y-ȳ)² .mm^4
100	25000000	-269,781	833333333,3	19028743347
650	20137000	280,2193	4110000000	50830499530
I_C =				69859242877

2. Diafragma Jembatan

Profil baja yang digunakan sebagai desain diafragma IWF 450.200.9.14

Dengan rincian profil sebagai berikut sesui dengan Tabel Gunung Garuda.

Tinggi profil baja, d_2 = 450 mm

Lebar profil, b = 200 mm

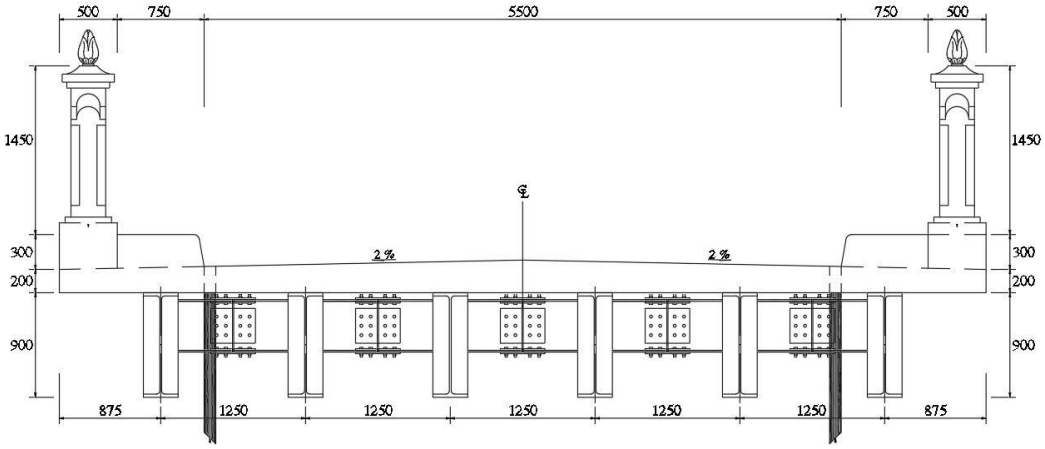
Tebal tinggi profil, tw = 9 mm

Tebal sayap profil, tf = 14 mm

Luas penampang diafragma, A = 96,8 cm^2

Berat penampang per satuan panjang, Q = 76 kg/m

5.2.1 Data Teknis Perencanaan Jembatan



Gambar 5. 4 Potongan Melintang Struktur Atas

Tabel 5. 4 Data Struktur Atas Jembatan

Uraian dimensi	Notasi	Dimensi	Satuan
Lebar jalan (jalur lalu lintas)	B_1	5,5	m
Lebar 1 buah trotoar	B_2	1,25	m
Lebar total jembatan	B_t	8	m
Tebal Slab lantai jembatan	h_1	0,2	m
Tebal lapisan aspal	t_a	0,05	m
Tebal trotoar	h_2	0,3	m
Tebal genangan hujan	t_h	0,015	m
Tinggi girder IWF baja	d_1	0,9	m
Tinggi diafragma	d_2	0,45	m
Jarak antara girder IWF	S	1,25	m
Panjang 1 bentang bersih jembatan	L_n	27,4	m

Berdasarkan tabel diatas dapat ditentukan sebagai berikut:

1. Tipe jalan : Jalan kabupaten
2. Kelas jalan jembatan : B
3. Muatan beban pada jalan : 70%

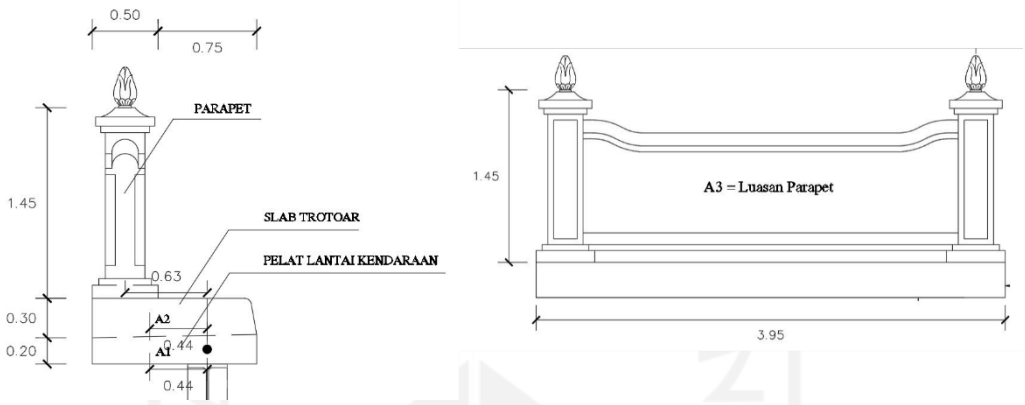
Menurut 1725:2016 tentang berat volume material diatur sebagai berikut.

Tabel 5. 5 Data Spesifikasi Berat volume

Spesifikasi Berat volume	Notasi	Besar	Satuan
Berat Beton bertulang	γ_c	25	kN/m^3
Berat aspal	γ_a	22	kN/m^3
Berat jenis air	γ_w	9,8	kN/m^3

5.3 Perhitungan Trotoar

5.3.1 Data Perencanaan Slab Trotoar



Gambar 5. 5 Dimensi Trotoar

Berdasarkan rencana jembatan didapatkan data sebagai berikut sebagai perencanaan pelat lantai kendaraan:

1. Kuat tekan beton fc' = 30 MPa
2. Tebal pelat trotoar h_2 = 0,3 m
3. Diameter tulangan pokok rencana D_{pokok} = 13 mm
4. Diameter tulangan bagi rencana D_{bagi} = 10 mm
5. Tebal Selimut Beton p = 30 mm
6. Berat jenis bertulang γ_c = 25 kN/m^3
7. Lebar 1 buah trotoar B_2 = 1,25 m
8. Panjang 1 buah Parapet L = 3, 95 m

5.3.2 Pembebanan Slab Trotoar

1. Perhitungan Pembebanan Berat Sendiri Trotoar

   Berikut perhitungan berat sendiri satu sisi trotoar dengan panjang 3,95 m

   a. Pelat lantai beton = L × A_1 × γc = 3,95 × 0,265 × 25 = 26,23 kN
   b. Slab Trotoar = L × A_2 × γc = 3,95 × 0,352 × 25 = 34,8 kN
   c. Parapet Trotoar = L × A_3 × γc = 0,5 × 3,998 × 25 = 49,97 kN +

   MS = 61,028 kN/3,95 m

Maka berat sendiri trotoar dalam 1 m , MS $= \frac{61,028}{3,95}$

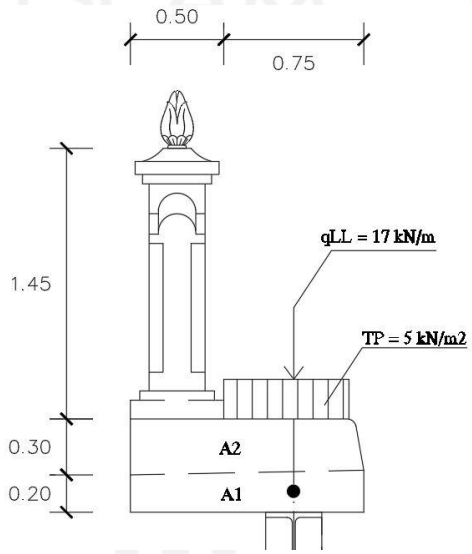
= 15,45 kN/m

Sehinnga untuk berat satu sisi trotoar sepanjang jembatan 28 m menjadi,

MS = 15,45 × 28 m

= 432,6 kN

2. Perhitungan Beban Lalu Lintas Trotoar



Gambar 5. 6 Beban lalu Lintas Trotoar

a. Pejalan kaki = q × (h_2 × L)

= 5 kN/m^2 × (0,3 x 3,95)

= 5,92 kN

b. Kendaraan ringan sepeda

= q_{LL} × (L)

= 17 kN/m × 3,95

= 67,15 kN

3. Bending Momen dan Rekapitulasi Beban

a. Berat mati sendiri (MS)

Pelat lantai beton = P_1 × Lengan = 26,23 × 0,44 = 11,54 kNm

Slab Trotoar = P_2 × Lengan = 34,8 × 0,44 = 15,31 kNm

Parapet Trotoar = P_3× Lengan = 49,97 × 0,63 = 49,97 kN +

Total momen (BM) = 58,34 kNm

b. Beban Lalu lintas (TP) dan (qLL)

Pejalan kaki = P_4 × Lengan = 5,92 × 0,04 = 0,237 kNm

Kendaraan ringan = P_5 × Lengan = 67,15 × 0 = 0 kN +

Total momen (BM) = 0,237 kNm

c. Rekapitulasi Momen

Berikut rekapitulasi bending momen dengan per 3,95 m.

Tabel 5. 6 Rekapitulasi Momen Ultimit Trotoar

Beban	V (kN)	BM (kNm)	Combo	Vu (kN) per 3,95 m	Mu (kNm) per 3,95 m
MS	61,02	58,33	1,3	79,33	75,83
TP	5,92	0,23	1,8	10,66	0,42
qLL	67,15	0	1,8	120,87	0
				Jumlah Bending momen (BM)	76,26

5.3.3 Perhitungan Tulangan Slab Trotoar

Bending momen yang terjadi di satu parapet atau sepanjang 3,95 m sebesar 76,26 kNm. Maka untuk sepanjang 1 m menjadi 19,307 kNm.

Tinggi efektif (d) = h_2 – p – (13/2)

= 300-30- 6,5

= 263,5 mm

Karena fc' = 30 MPa ≥ 28 MPa maka β1 = 0,85-(30 − 28) $\frac{0,05}{7}$ = 0,835

$\rho_b = \frac{(0,85.\beta 1.fc')}{fy} \times \frac{600}{600+fy}$

$= \frac{(0,85.0,835.30)}{320} \times \frac{600}{600+320} = 0,0434$

ρ_{min} = 1/fy

= 1/320= 0,003

ρ_{maks} = 0,75 ρb

= 0,75. 0,0434 = 0,0325

Mn rencana digunakan sebesar

Mn = $\frac{Mu}{0,8}$= (19,30^6)/0,8 = 24133807,35 Nmm

Rn = Rn

= $\frac{Mn}{b.d^2}$

= $\frac{24133807,35}{1000.263,5^{\,2}}$ = 0,463

ρ_{ada} = $\frac{0,85.fc'}{fy}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.Rn}{0,85.fc'}}\right)$

= $\frac{0,85.320}{320}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.0,463}{0,85.30}}\right)$

= 0,00146

Dengan syarat: $\rho_{min} < \rho_{ada} < \rho_{max}$

Digunakan ρ_{min}= 0,003

Luas tulangan yang dibutuhkan

As= ρ_{ada}.b.d = 0,003.1000.170

= 617,578 mm^2

Dengan tulangan yang digunakan diameter 16 mm dengan mutu baja 320 MPa.

Maka diperoleh jarak antar tulangan:

S = $\frac{\left(\frac{\pi}{4}\right).(13^2)(1000)}{617,578}$ = 161,11 mm

diambil jarak antar tulangan 150 mm

As = $\frac{\left(\frac{\pi}{4}\right).(13^2)(1000)}{150}$ = 663,33 mm^2

Tulangan susut arah memanjang diambil 50% tulangan pokok.

As' = 50% × As = 50% × 663,33

= 331,66 mm^2

Diameter tulangan bagi = 10 mm

Maka diperoleh jarak antar tulangan:

S = $\frac{\left(\frac{\pi}{4}\right).(10^2)(1000)}{331,66}$ = 177,51 mm

diambil jarak antar tulangan 150 mm

5.4 Perhitungan Pelat Lantai Kendaraan

5.4.1 Data Perencanaan Pelat Lantai

Berdasarkan rencana jembatan didapatkan data sebagai berikut sebagai perencanaan pelat lantai kendaraan:

1. Kuat tekan beton fc' = 30 MPa
2. Tebal pelat lantai kendaraan h_1 = 0,2 m
3. Tebal aspal dan overlay t_a = 8 cm
4. Tebal air hujan t_h = 0,015 m
5. Diameter tulangan rencana pokok D_{pokok} = 16 mm
6. Diameter tulangan bagi rencana D_{bagi} = 13 mm
7. Tebal Selimut Beton p = 30 mm
8. Berat jenis bertulang γ_c = 25 kN/m^3
9. Berat jenis aspal γ_a = 22 kN/m^3
10. Berat jenis air γ_w = 9,8 kN/m^3
11. Panjang bentang bersih L_n = 27,4 m
12. Lebar jembatan B_t = 8 m
13. Lebar jalur kendaraan B_1 = 5,5 m
14. Lebar 1 buah trotoar B_2 = 1,25 m

5.4.2 Penentuan Tipe Pelat

Maka didapatkan luasan pelat ly = L=28 m dan lx = b_E = 1,25. Dengan Ly/lx = $\frac{28}{1,25}$ = 22,4 > 2 sehingga pelat 1 arah. Sehingga dalam analisis momen dapat dilakukan selebar 1 m jembatan.

5.4.3 Pembebanan Pelat Lantai Kendaraan

1. Akibat beban mati sendiri (MS)

   Berat pelat lantai kendaraan $Q_{MS1} = \gamma_c \times h \times B_1$

   $= 25 \times 0,2 \times 8$

   $= 40$ kN/m

   Berat mati sendiri pelat trotoar beserta parapet,

Q_{MS2} = 15,45 kN/m

2. Akibat beban mati tambahan (MA)

Lapisan Aspal Q_{MA1} = γa × ta × B_2

= 22 × 0,05 × 5,5

= 6,05 kN/m

Lapisan genangan air hujan Q_{MA2} = γw × ta × B_2

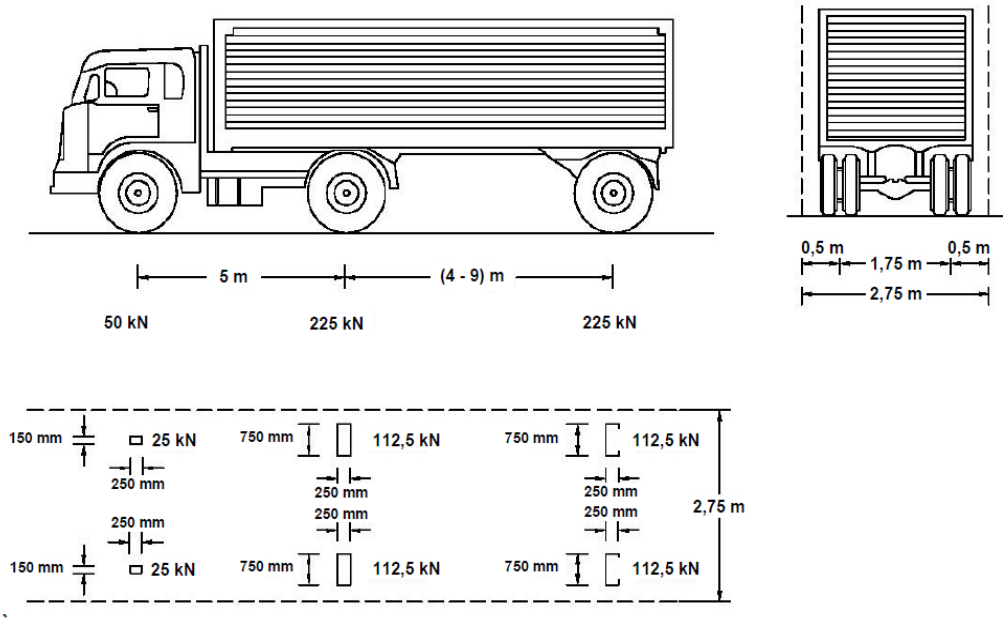
= 9,8 x 0,015 x 5,5

= 0,808 kN/m

3. Akibat beban lalu lintas (T)

Berat total gandar T = 500 kN

Berdasarkan SNI 1725:2016 beban truk digunakan Faktor beban dinamis 30%.



Gambar 5. 7 Pembebanan Truk Pada Pelat Lantai

(Sumber :SNI 1725:2016)

Distribusi beban truk gandar:

Beban gandar depan, TR_1 = 50 kN

Beban gandar tengah, TR_2 = 225 kN

Beban gandar belakang, TR_3 = 225 kN

Beban 1 roda depan = 25 kN

Beban 1 roda tengah = 112,5 kN

Beban 1 roda belakang = 112,5 kN

Berdasarkan beban 1 roda di tiap gandar terbesar di tengah dan belakang maka diambil P = 225 kN. Untuk beban truk tidak digunakan faktor pengurangan 70% walaupun termasuk kelas jembatan B sesuai SNI 1725:2016.

4. Rekapitulasi total beban

Berdasarkan SNI 1725: 2016 didapatkan koefisien beban sebagai berikut:

faktor beban mati sendiri beton (K_{UMS}) = 1,3

faktor beban mati tambahan (K_{UMS}) = 2

faktor beban truk (K_{UT}) = 2

Tabel 5. 7 Rekapitulasi Beban Kerja Pelat Lantai Kendaraan

Beban	**q Kn/m**	**Combo**	**q_u kN/m**
Akibat beban tetap:			
Berat mati sendiri Pelat Lantai Kendaraan	40	1,3	52
Berat mati sendiri Pelat trotoar + parapet	15,45	1,3	20,085
Akibat beban mati tambahan :			
berat air	0,8085	2	1,617
berat asphalt	6,05	2	12,1

Untuk beban mati sendiri pelat lantai kendaraan diletakkan selebar jembatan 8 m dengan beban 52 kN/m. Untuk berat mati sendiri pelat trotoar dan parapet diletakkan dimasing-masing trotoar sisi kiri dan kanan dengan beban 20,085 kN/m. Sedangkan untuk beban mati tambahan diletakkan di lajur kendaraan selebar 5,5 m sebesar 13,717 kN/m. Maka dalam input ke dalam analisis pelat lantai SAP2000 sebagai beban merata garis di setiap bebannya.

Sedangkan untuk beban lalu lintas Truk sebagai berikut:

Beban truk T dalam 1 roda terfaktor = 112,5 kN × FBD × KuT

= 112,5 kN × 1,3 × 2

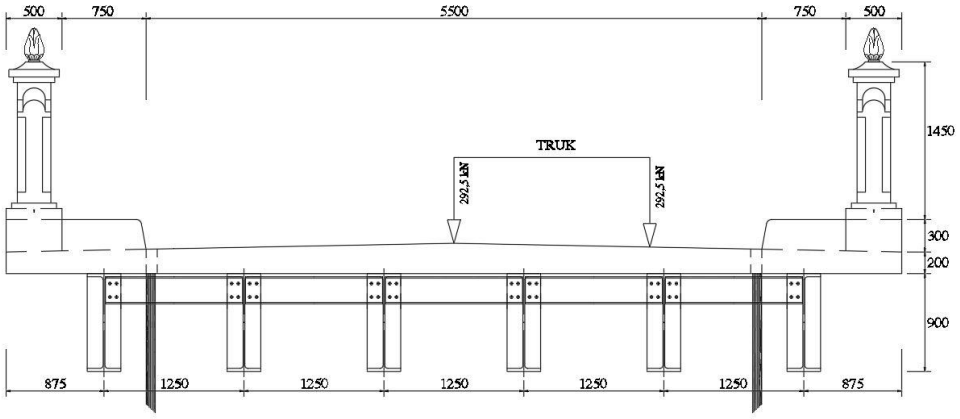
= 292,5 kN = P

Sehingga dalam input SAP200 sebagai beban titik dengan jumlah 2 P selebar 1,75 m.

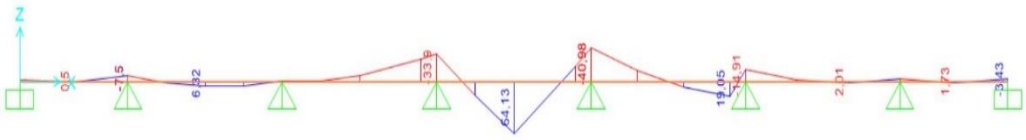
5.4.4 Analisis Pelat Lantai Kendaraan

Analisis pelat lantai kendaraan menggunakan tiga kondisi untuk beban truk diantara lain:

1. Kondisi 1 buah Truk di tengah Jembatan

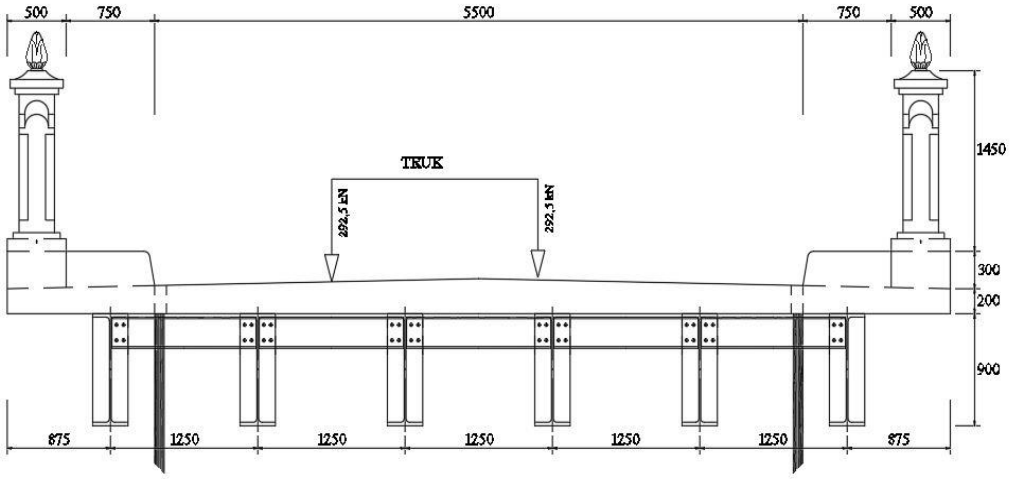


Gambar 5. 8 Pembebanan Pelat 1 Truk di Tengah Jembatan

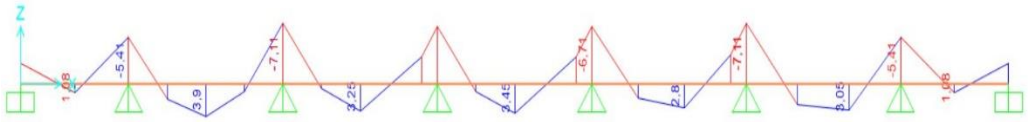


Gambar 5. 9 Momen Pelat 1 Truk di Tengah Jembatan

2. Kondisi 1 buah Truk di tengah Lajur

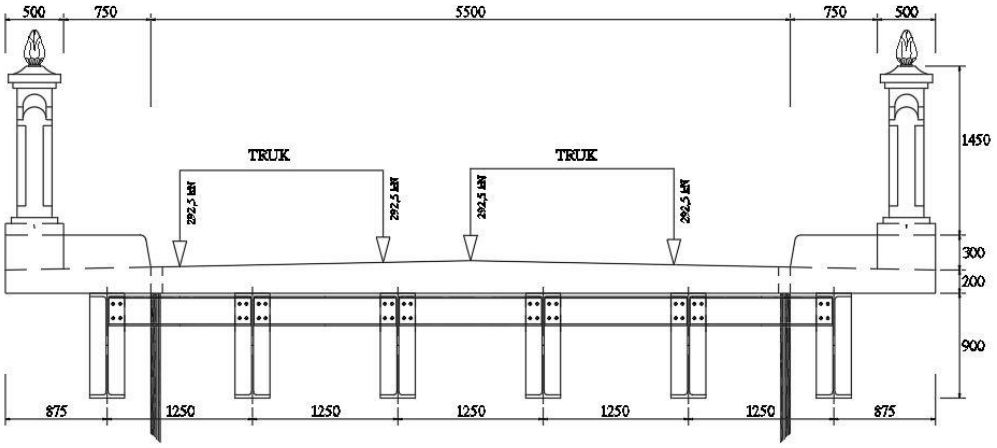


Gambar 5. 10 Pembebanan Pelat 1 Truk di Tengah Lajur

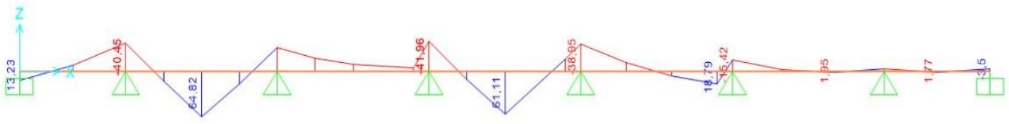


Gambar 5. 11 Momen Pelat 1 Truk di Tengah Lajur

3. Kondisi 2 buah Truk di Tengah Jembatan



Gambar 5. 12 Pembebanan Pelat 2 Truk di Tengah Jembatan



Gambar 5. 13 Momen Pelat 2 Truk di Tengah Jembatan

Dari analisis pelat lantai kendaraan didapatkan momen terbesar terjadi di konsisi 2 Truk di tengah jembatan.

Momen positif , M+ = 64,82 kNm

Momen negatif, M- = 41,96 kNm

5.4.5 Perhitungan Tulangan Pelat Lantai

1. Penulangan Momen positif

Tinggi efektif (d) = h – p –(0,5 D_{pokok})

= 200-30-0,5*16

= 162 mm

Karena fc’ = 30 MPa ≥ 28 MPa maka β1 = 0,85-(30 − 28) $\frac{0,05}{7}$ = 0,835

ρb = $\frac{(0,85.\beta 1.fc\prime)}{fy} \times \frac{600}{600+fy}$

= $\frac{(0,85.0,835.30)}{320} \times \frac{600}{600+320}$ = 0,0434

ρ_{min} = 1,4/fy

= 1/320= 0,004

ρ_{maks} = 0,75 ×ρb

= 0,75× 0,0434 = 0,0325

Mn rencana digunakan sebesar

Mn = $\frac{Mu}{0,8}$= (64,82.10^6)/0,8 = 81025000 Nmm

Rn = $\frac{Mn}{b.d^2}$

= $\frac{81025000}{1000.162^2}$ = 3,08

ρ_{ada} = $\frac{0,85.fc'}{fy}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.Rn}{0,85.fc'}}\right)$

$$= \frac{0,85.320}{320}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.3,08}{0,85.30}}\right)$$

= 0,0103

Dengan syarat: ρmin < ρada < ρmax

Digunakan ρ_{ada}= 0,0103

Luas tulangan yang dibutuhkan

As = ρ_{ada}.b.d = 0,0103×1000×162

= 1671,14 mm2

Dengan tulangan yang digunakan diameter 16 mm dengan mutu baja 320 MPa. Maka diperoleh jarak antar tulangan:

$S = \frac{\left(\frac{\pi}{4}\right).(16^2)(1000)}{1671,14}$ = 120,31 mm

diambil jarak antar tulangan 120 mm

$As = \frac{\left(\frac{\pi}{4}\right).(16^2)(1000)}{120}$ = 1675,51 mm^2

Tulangan susut arah memanjang diambil 50% tulangan pokok.

As' = 50% × As = 50% × 1675,51

= 837,75 mm^2

Diameter tulangan bagi = 13 mm

Maka diperoleh jarak antar tulangan:

$S = \frac{\left(\frac{\pi}{4}\right).(13^2)(1000)}{837,75}$ = 158,4 mm

diambil jarak antar tulangan 150 mm

2. Penulangan Momen negatif

Tinggi efektif (d) = h – p –(0,5 D_{pokok})

= 200-30-0,5*16

= 162 mm

Karena fc' = 30 MPa ≥ 28 MPa maka β1 = 0,85-(30 − 28) $\frac{0,05}{7}$ = 0,835

$\rho b = \frac{(0,85.\beta 1.fc')}{fy} x \frac{600}{600+fy}$

$= \frac{(0,85.0,835.30)}{320} x \frac{600}{600+320}$ = 0,0434

ρ_{min} = 1,4/fy

= 1/320= 0,004

ρ_{maks} = 0,75 ρb

= 0,75. 0,0434 = 0,0325

Mn rencana digunakan sebesar

Mn = $\frac{Mu}{0,8}$= (41,96^6)/0,8 = 52450000 Nmm

Rn = $\frac{Mn}{b.d^2}$

= $\frac{52450000}{1000.170^2}$ = 1,99

ρ_{ada} = $\frac{0,85.fc'}{fy}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.Rn}{0,85.fc'}}\right)$

= $\frac{0,85.320}{320}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.1,99}{0,85.30}}\right)$

= 0,00651

Dengan syarat: $\rho_{min} < \rho_{ada} < \rho_{max}$

Digunakan ρada= 0,00651

Luas tulangan yang dibutuhkan

As = ρ_{ada}.b.d = 0,00651.1000.170

= 1054,86 mm^2

Dengan tulangan yang digunakan diameter 16 mm dengan mutu baja 320 MPa. Maka diperoleh jarak antar tulangan:

S = $\frac{\left(\frac{\pi}{4}\right).(16^2)(1000)}{1054,86}$ = 190,60 mm

diambil jarak antar tulangan 150 mm

As = $\frac{\left(\frac{\pi}{4}\right).(16^2)(1000)}{150}$ = 1340,41 mm^2

Tulangan susut arah memanjang diambil 50% tulangan pokok.

As' = 50% × As = 50% × 1340,41

= 670,2 mm2

Diameter tulangan bagi = 13 mm

Maka diperoleh jarak antar tulangan:

S $= \frac{\left(\frac{\pi}{4}\right).(13^2)(1000)}{670,2}$ = 198,04 mm

diambil jarak antar tulangan 150 mm

5.5 Analisis Kelas Situs Berdasarkan Pengujian N-SPT

Berdasarkan SNI 2833:2016 klasifikasi situs dapat ditentukan menggunakan pengujian N-SPT di lokasi perencanaan .Tebal lapisan pengujian N-SPT dibatas setebal 30 m untuk penentuan kelas situsBerdasarkan pengujian di lapangan terdapat tiga titik pengujian dapat tiambil titik yang paling terdalam lokasi tanah kerasnya. Maka dapat diambil titik BM2. Berikut analisis situs berdasarkan titik BM2,

Tabel 5. 8 Analisa Kelas Situs

Kedalaman	Jenis tanah	Tebal lapisan, t	N-SPT	t/N
2,5	pasir halus berlanau	2,5	3	0,833
4		1,5	3	0,500
5	Pasir berlempung berlanau lunak	1	4	0,250
7,5		2,5	6	0,417
10		2,5	8	0,313
12		2	18	0,111
12,5	pasir berlanau keras	0,5	20	0,025
15		2,5	24	0,104
17,5		2,5	29	0,086
20		2,5	32	0,078
22,5		2,5	35	0,071
25		2,5	40	0,063
Jumlah		25		2,851

Total tebal lapisan$\sum$ t = 25 m

$\overline{N} = \frac{\sum \mathbf{t}}{\left(\frac{t}{N}\right)}$ $= \frac{\mathbf{25}}{2,851}$ = 8,768

Dengan $\overline{N}$ < 15 maka kelas situs dapat diambil tanah lunak.

5.6 Pemilihan Analisis Jembatan Terhadap Pengaruh Gempa

Tipe jembatan = Komposit baja-beton

Jumlah bentang jembatan = 3 bentang

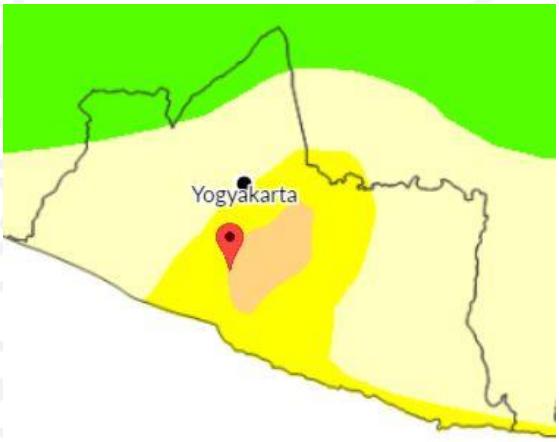
Panjang 1 bentang bersih = 28 m

Panjang total jembatan = 27,4 x 3 = 82,2 m

Bentang maksimal = 27,4 m

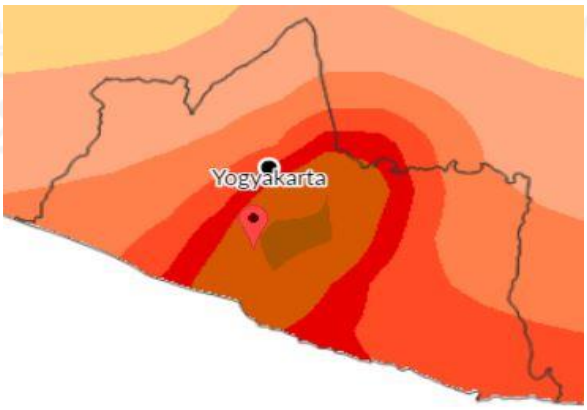
Rasio bentang maksimum terhadap setiap bentang, R $= \frac{27,4}{27,4} = 1$

Daerah gempa = Imogiri, Bantul,Yogyakarta



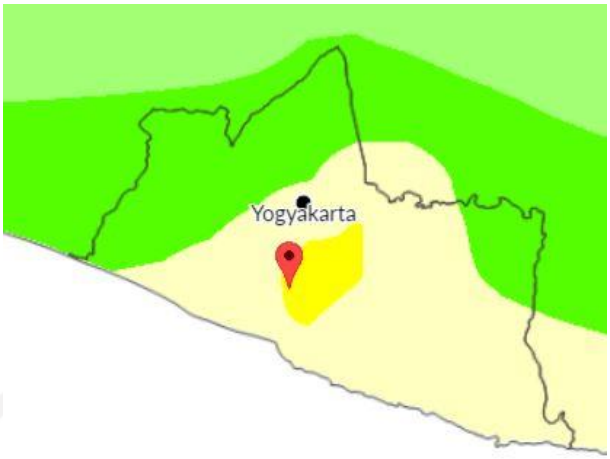
Gambar 5. 14 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA)

Sumber: SNI 2833 (2016)



Gambar 5. 15 Peta Respon Spektra Percepatan 0.2 Detik di Batuan Dasar(Ss)

Sumber: SNI 2833 (2016)



Gambar 5. 16 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar (S1)

Sumber: SNI 2833 (2016)

Berdasarkan SNI 2833:2016 didapatkan parameter perhitungan sebagai berikut:

Percepatan puncak batuan dasar, PGA = 0,6g

Percepatan tanah periode pendek, Ss = 1,2g

Percepatan tanah periode 1 detik, S1 = 0,5g

Kondisi tanah berdasarkan pengujian N-SPT = Tanah lunak

Tabel 5. 9 Faktor Amplikasi untuk PGA dan Fa

Kelas Situs	**PGA ≤ 0,1**	**PGA =0,2**	**PGA =0,3**	**PGA =0,4**	**PGA > 0,5**
	Ss = 0,25	**Ss =0,50**	**Ss = 0,75**	**Ss = 0,75**	**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
Tanah khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Faktor amplikasi PGA, F_{PGA} = 0,9g

Percepatan tanah periode pendek, Ss = 1,2g

Ss batas atas = 1,25g

Ss batas bawah = 1 g

Fa batas atas = 0,9 g

Fa batas bawah = 0,9 g

Faktor amplikasi pakai,

Fa $= Fa\ bts\ atas + (\frac{Ss\ bts\ atas - Ss}{Ss\ bts\ atas - Ss\ bts\ bawah}) x (Fa\ bts\ bwh - Fa\ bts\ atas)$

$= 0{,}9 + (\frac{1{,}25-0{,}9}{1{,}25-1}) x (0{,}9 - 0{,}9)$

= 0,9 g

Tabel 5. 10 Faktor Amplikasi untuk PGA dan Fa

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	1	1	1	1
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Percepatan tanah periode 1 detik, S1 = 0,5g

Faktor amplikasi S1, Fv = 2,4 g

nilai spektra permukaan tanah pada periode 0,2 detik, S_{DS} = Fa x Ss

= 0,9 x 1,2 =1,08 g

koefisien percepatan puncak muka tanah, As = PGA x F_{PGA}

= 0,6 x 0,9 =0,54 g

nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik, SD_1 = S_1 x Fv

= 0,5 x 2,4 =1,2 g

Tabel 5. 11 Penentuan Zona Gempa

Koefisien percepatan (SD1)	Zona Gempa
SD1≤ 0,15	1
0,15 < SD1 ≤ 0,30	2
0,3 < SD1 ≤ 0,5	3
SD1 > 0,5	4

Tabel 5. 12 Persyaratan Jembatan Beraturan

Parameter	Nilai				
Jumlah bentang	2	3	4	5	6
maksimum sudut pada curved bridge	90°	90°	90°	90°	90°
Rasio bentang maksimum dari bentang ke bentang	3	2	2	1,5	1,5
rasio kekakuan pilar dari bentang ke bentang	-	4	4	3	2

Dengan jumlah bentang 3 buah dan rasio bentang 1 maka diperoleh bahwa jembatan termasuk jembatan beraturan.

Tabel 5. 13 Persyaratan Analisis Minimum Untuk Pengaruh Gempa

Zona Gempa	Jembatan bentang tunggal	Jembatan bentang > 1					
		Jembatan lainnya		Jembatan penting		Jembatan sangat penting	
		Beraturan	Tidak beraturan	Beraturan	Tidak beraturan	Beraturan	Tidak beraturan
1	Tidak dibutuhkan analisis gempa	-	-	-	-	-	-
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Keterangan:

- = tidak perlu dilakukan analisis dinamik

UL = Metode beban elastis (*Uniform load*)

SM = Metode spekstra moda tunggal (*Single Mode Elastic*)

MM = Metode spectra multimoda (*Multimoda Mode Elastic*)

TH = Metode riwayat waktu (*Time history*)

Maka berdasarkan zona gempa termasuk zona 4 , jembatan termasuk jembatan lainnya dan beraturan sehingga jembatan dalam analisis dapat digunakan dengan metode spectra tunggal.Jembatan lainnya adalah jembatan standar.

5.7 Perhitungan Pembebanan Pra-Komposit Ultmit Struktur Gelagar Tengah

Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah beban pelaksanaan pengecoran pelat lantai yang terdiri dari beban slab beton bertulang,beban gelagar dan beban bekisting.

1. Berat Sendiri Gelagar

   Gelagar baja yang digunakan adalah profil I 900.300.16.28 dengan berat per meter Q_{MS1} 2,38 kN/m

2. Berat Sendiri Diafragma

   Diafragma baja yang digunakan adalah profil I 450.200.9.14 dengan berat per meter sebagai berikut.

   Berat volume baja, γ_s =78,5 kN/m^3

   Luas area profil, A = 0,00968 m^2

   Jarak antar gelagar, B = 1,25 m

   Berat diafragma 1 pasang(kiri-kanan),W_d = 0,949 kN

   jumlah diafragma dalam 1 bentang, n = 8 buah

   Berat diafragma 1 bentang, W_{dt} = n x W_d

   = 8 x 0,949

   = 7,59 kN

   Panjang bentang bersih,L_n = 27,4 m

   Ekivealen beban terbagi merata, Q_{MS2} = W_{dt} / L_n

   = 0,277 kN/m

3. Bekisting bondex

   Tebal bondex,t = 3 mm

   Ekivalen beban terbagi merata tebal 1mm, q = 9,5 kg/m

   Ekivalen beban terbagi merata tebal 3 mm, q = 3 × 9,5

   = 28,5 kg/m

   Ekivalen beban terbagi merata spesifikasi, Q_{MS3} = 0,278 kN/m

4. Pelat lantai kendaraan

   Berat volume beton, γc = 25 kN/m^3

   Lebar efektif pelat, B_e = 1,25 m

   tebal slab kendaraan, h_1 = 0,2 m

   Luas area, A = $h_1 \times B_e$

   = 0,2 × 1,25 = 0,25 m^2

   Ekivalen beban terbagi merata, Q_{MS4} = A × γc

   = 0,25 × 25 = 6,25 kN/m

5. Rekapitulasi berat sendiri baja(MS)

   Berat sendiri baja total , $Q_{MS\ steel}$ = $Q_{MS1} + Q_{MS2} + Q_{MS3}$

   = 2,383 + 0,277 + 0,279

   = 2,94 kN/m

   Panjang bersih, L_n = 27,4 m

   Gaya geser dan momen akibat berat mati sendiri baja,

   $V_{MS\ steel}$ = ½ × $Q_{MS\ steel} \times L_n$

   = ½ × 2,94 × 27,4

   = 40,28 kN

   $M_{MS\ steel}$ = 1/8 × $Q_{MS\ steel} \times L_n^2$

   = 1/8 × 2,94 × 27,4^2

   = 275,97 kNm

6. Rekapitulasi berat sendiri beton (MS)

   Berat sendiri baja total , $Q_{MS\ concrete}$ = Q_{MS4} = 6,25 kN/m

   Panjang bersih, L_n = 27,4 m

   Gaya geser dan momen akibat berat mati sendiri beton,

   $V_{MS\ beton}$ = ½ × $Q_{MS\ concrete} \times L_n$

   = ½ × 6,25 × 27,4

   = 85,62 kN

   $M_{MS\ beton}$ = 1/8 × $Q_{MS\ concrete} \times L_n^2$

   = 1/8 × 6,25 × 27,4^2

   = 275,97 kNm

5.8 Perhitungan Pembebanan Pasca Komposit Ultimit Struktur Gelagar Tengah

5.8.1 Beban Mati tambahan (MA)

Tebal aspal, ta = 0,05 m

asumsi genangan air hujan, tw = 0,015 m

Panjang bersih, L_n = 27,4 m

Lebar segmen, s = 1,25 m

Tabel 5. 14 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan Gelagar Tengah

No	Jenis	Lebar	tebal	Luas (A, m^2)	Berat Volume kN/m^3	Berat kN/m
1	Lapisan Aspal	1,25	0,05	0,063	22	1,375
2	Genangan Air	1,25	0,015	0,019	9,8	0,184
Jumlah QMA =						1,559

Ekivalen beban terbagi merata, Q_{MA} = 1,559 kN/m

Gaya geser dan momen akibat berat mati sendiri beton,

V_{MA} = ½ × Q_{MA} × L_n

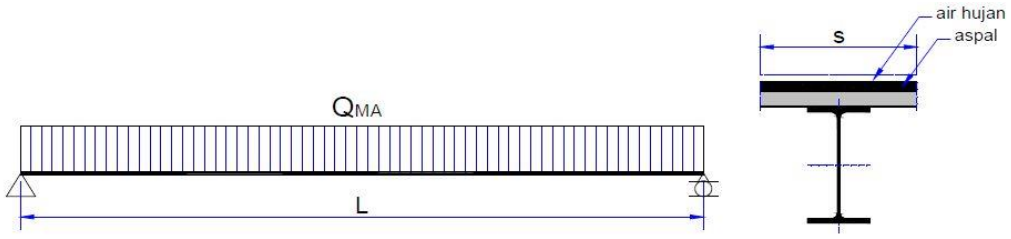
= ½ × 1,559 × 27,4

= 21,35 kN

M_{MA} = 1/8 × Q_{MA} × L_n^2

= 1/8 × 1,559 × $27,4^2$

= 146,28 kNm

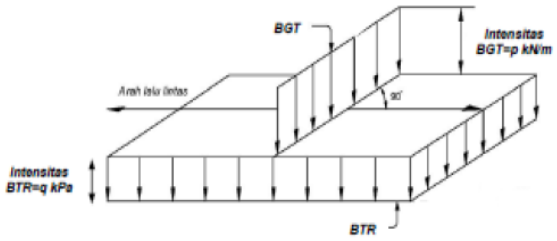


Gambar 5. 17 Beban Mati Tambahan Gelagar Tengah Beban Lalu Lintas

5.8.2 Beban Lalu Lintas (TD)

1. Beban Lajur “D” (TD)

   Berdasarkan SNI 1725:2016 beban lajur terbagi menjadi dua ,yaitu beban terbagi RATA (BTR) dan beban garis terpusat (BGT).



Gambar 5. 18 Beban Lajur D

(Sumber: SNI 1725,2016)

Untuk panjang bentang L = 27,4 m

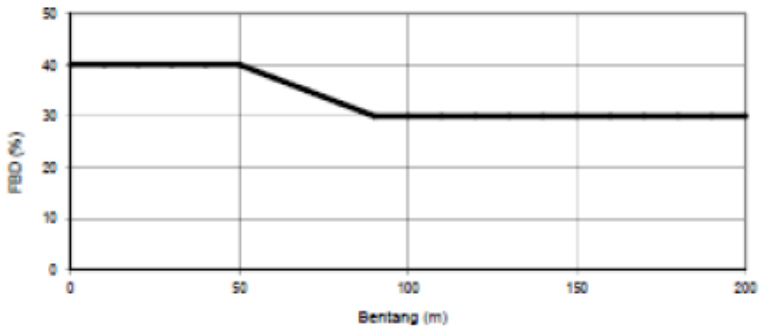
Sehingga digunakan beban terbagi rata (BTR) q = 9 kPa

Beban garis terpusat (BGT) p = 49 kN/m

Faktor beban dinamis untuk beban garis terpusat BGT diambil sebagai berikut:

FBD = 0,4 untuk L ≤ 50 m

FBD = 0,3 untuk L ≥ 50 m



Gambar 5. 19 Faktor Beban Dinamis

(Sumber: SNI 1725,2016)

a. Beban Terbagi Rata (BTR)

Untuk beban terbagi rata sesuai SNI 1725:2016 diambil q . Nilai q sebesar 9 kN/m^2. Namun untuk Jembatan Kiringan ini termasuk dengan kelas Jembatan B. Dengan Jembatan Kiringan termasuk kelas jembatan B sehingga diambil 70% beban dari binamarga .Maka beban terbagi rata (BTR) sebagaii berikut.

Beban terbagi rata, $q_{terfaktor}$ = 70% × q = 70% × 9

= 6,3 kN/m^2

Lebar segmen, s = 1,25 m

Beban terbagi merata dalam 1 segmen, q_{TD} = s × BTR

= 1,25 x 6,3 = 7,875 kN/m

b. Beban Garis Terpusat (BGT)

Beban garis terpusat (BGT) diambil sebesar p kN/m dengan di letakkan di tengah jembatan berdasarkan SNI 1725:2016. Nilai p diambil sebesar 49 kN/m. Namun untuk Jembatan Kiringan dengan kelas jembatan B sehingga diambil beban binamarga sebesar 70%. Berdasarkan tinjauan bentang terdapat faktor pembesaran yang dinamakan faktor beban dinamis (FBD). Maka beban garis terpusat (BGT) sebagai berikut.

L = 28 m , dengan Gambar 5.17 maka FBD diambil sebesar 1,4

Beban garis terpusat (BGT) = 70% × FBD x q

= 70% × 1,4 x 49 = 48,02 kN/m

Lebar segmen, s = 1,25 m

Beban terpusat, p = BGT × s

= 48,02 × 1,25 = 60,025 kN

Ekivalen beban terbagi merata, Q_{TD} = 7,875 kN/m

Beban terpusat , P_{TD} = 60,025 kN

Panjang bentang bersih, L_n = 27,4 m

Gaya geser dan momen akibat berat mati sendiri beton,

V_{TD} = ½ × (Q_{TD} × L_n + P_{TD})

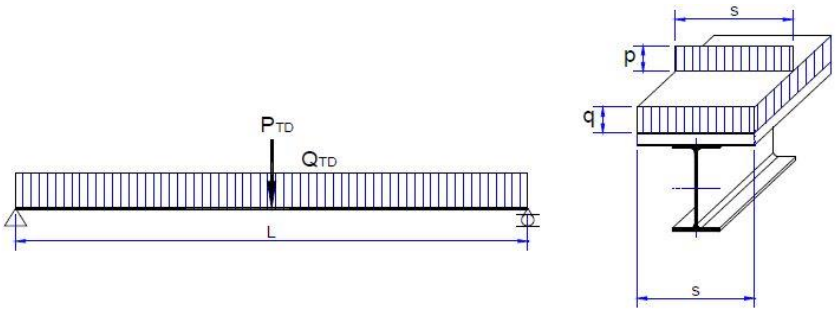
= ½ × (7,875 × 27,4 + 60,025)

= 137,9 kN

M_{TD} $= (\frac{1}{8} \times Q_{TD} \times L_n^2) + (\frac{1}{4} \times P_{TD} \times L_n)$

$= (\frac{1}{8} \times 7{,}875 \times 27{,}4) + (\frac{1}{4} \times 60{,}025 \times 27{,}4)$

= 1150,20 kNm



Gambar 5. 20 Beban Lajur Gelagar Tengah

2. Gaya Rem (TB)

Besarnya nilai gaya rem yang terjadi pada jembatan dihitung sebagai berikut.

Panjang bentang bersih = 27,4 m

Jarak spasi gelagar, S = 1,25 m

Gaya rem 1 (TB_1)

25% dari berat satu gandar truk desain = 25% × (TR_2 = TR_3)

= 0,25 x (225)

= 56,25 kN

Gaya rem 2 (TB_2)

5 % berat truk ditambah BTR = 5% × (500 × FBD truk + $q_{terfaktor}$ ×L_n × S)

= 0,05 × (500 × 1,3 + 6,3 × 27,4 × 1,25)

= 53,03 kN

Jumlah gelagar, n = 6 buah

Gaya rem rencana 1 bentang, TB_{max} = 56,25 kN

Gaya rem rencana1 gelagar, $TB_{rencana}$ = TB_{max}/n

= 56,25/6 = 9,375 kN

Sehingga gaya rem yang digunakan 1 gelagar 9,375 kN. Gaya rem bekerja di ketinggian 1,8 m di atas permukaan jalan Jarak gaya yang bekerja thd titik berat penampang gelagar jembatan sebagai berikut.

y' = 1,8 + y_o

= 1,8 + 0,369

= 2,16 m

Maka diperoleh momen di tengah bentang dan gaya geser di ujung bentang sebagai berikut.

Momen tengah bentang, M_{TB} = TB × y'

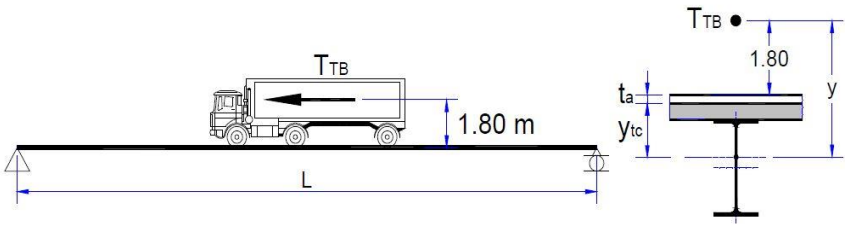
= 9,375 × 2,17 = 20,34 kNm

Konversi beban P akibat gaya rem, P_{TB} = (M_{TB} ×4)/Ln

= (20,34 × 4)/ 27,4 =2,97 kN

Gaya geser maks ujung bentang, V_{TBmax} = P_{TB} /2

= 2,97 /2 = 1,48 kN



Gambar 5. 21 Beban Akibat Gaya Rem Gelagar Tengah

5.8.3 Beban Aksi Lingkungan

1. Beban Akibat Temperatur (EU_n)

   Koefisien muai panjang beton pelat lantai, α = 0,00001 /°C

   Berdasarkan Tabel 3.7 diperoleh suhu max dan min desain sebagai berikut.

   Suhu max desain, $T_{max\ design}$ = 40°C

   Suhu min desain, $T_{min\ design`}$ = 15°C

   Panjang jembatan, L = 28 m

   Muai Jembatan Akibat Temperatur, ΔT = α x L × ($T_{max\ design}$ - $T_{min\ design`}$)

   = 0,00001 × 28 × (40-15)

   = 0,0070

2. Beban Akibat Gesekan pada Perletakan (BF)

   Besarnya beban akibat gesekan perletakan dihitung sebagai berikut:

   Dimensi elastomer = 35 × 28 cm

   Jumlah lapisan karet elastomer = 2 buah

Berdasarkan SNI 3966:2012 kekakuan geser diperoleh sebagai berikut.

K = 5,03 x 10^3 x 2

= 10060 kN/m

Muai Jembatan Akibat Temperatur, ΔT = 0,0070

Gaya Gesekan Perletakan, P_{BF} = K × ΔT

= 10060 × 0,0070

= 70,42 kN

Titik berat gelagar dan pelat dari bawah gelagar, e = 0,730 m

Momen akibat gesekan pada perletakan, M_{BF} = P_{BF} × e

= 70,42 × 0,730

= 51,42 kNm

Maka untuk momen yang terjadi ditengah bentang dan gaya geser maksimum di ujung bentang sebagai berikut.

Momen tengah bentang, $M_{BF'}$ = M_{BF} /2

= 51,42/2 = 25,71 kNm

Gaya geser maks ujung bentang, V_{BF} = M_{BF}/Ln

= 51,42 /27,4 = 1,87 kN

3. Beban Akibat Angin pada Kendaraan (EW_L)

Tekanan angin rencana, T_{EW} = 1,46 N/mm = 1,46 kN/m

Lengan terhadap letak angin, h = 1,80 m

Jarak antar roda kendaraan, x = 1,75 m

Panjang bentang bersih, Ln = 27,4 m

Transfer beban angin ke pelat lantai, Q_{EWL} = $\frac{h\ x\ T_{EW}}{X}$

= $\frac{1{,}8\ x\ 1{,}46}{1{,}75}$ = 1,50 kN/m

Maka gaya geser ujung bentang dan momen tengah bentang yang terjadi sebagai berikut.

V_{EWL} = ½ × Q_{EWL} × L_n

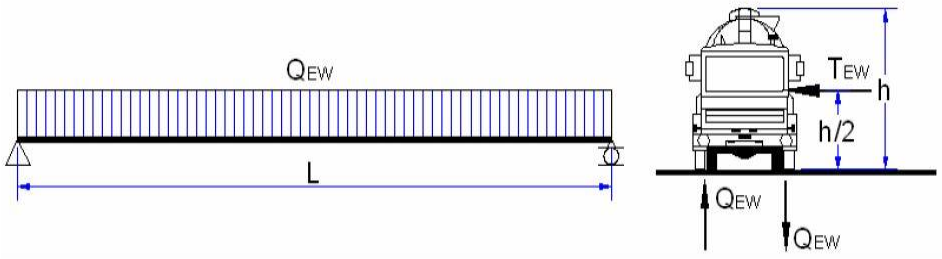
= ½ × 1,50 × 27,4

= 20,57 kN

M_{EWL} = 1/8 × Q_{EWL} × L_n^2

$= 1/8 \times 1{,}50 \times 27{,}4^2$

$= 140{,}92$ kNm



Gambar 5. 22 Beban Angin Kendaraan Gelagar Tengah

4. Beban Gempa (EQ)

   Berdasarkan SNI 2833:2016 gempa vertikal harus dimasukkan dalam perhitungan beban struktur atas.Gempa vertikal (EQ_V) yang diakibatkan oleh beban gempa naik-turun..

   Gempa vertikal 1 (EQ_{V1})

   10% reaksi beban permanen $= 10\% \times (Q_{MS} + Q_{MA})$

   $= 0{,}1 \times (9{,}19 + 1{,}55) = 1{,}07$ kN/m

   Gempa vertikal 2 (EQ_{V2})

   120% (10% reaksi beban permanen – Reaksi gaya permanen)

   $= 1{,}2 \times \big((9{,}19 + 1{,}55) - 1{,}07\big)$

   $= 11{,}60$ kN/m

   Maka gaya geser ujung bentang dan momen tengah bentang yang terjadi sebagai berikut.

   $V_{EQ} = ½ \times Q_{EQ} \times L_n$

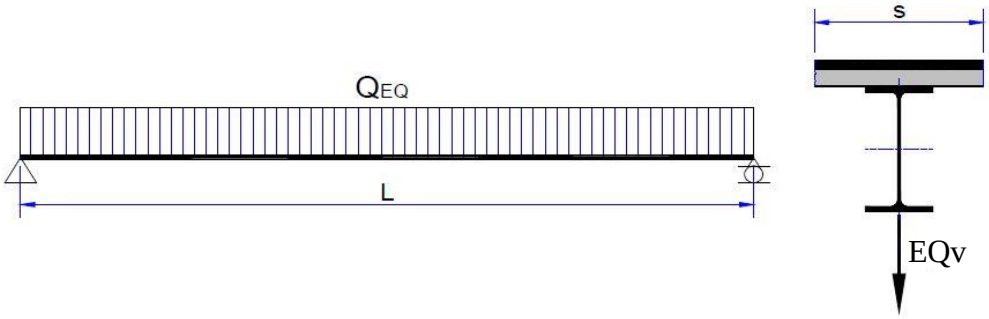
   $= ½ \times 11{,}60 \times 27{,}4$

   $= 159{,}05$ kN

   $M_{EQ} = 1/8 \times Q_{EQ} \times L_n^2$

   $= 1/8 \times 11{,}6 \times 27{,}4^2$

   $= 1089{,}48$ kNm



Gambar 5. 23 Beban Gempa Vertikal Gelagar Tengah

5.9 Rekapitulasi Momen dan Gaya Geser Ultimit

Berdasarkan gaya dan momen yang terjadi baik dari beban pelaksanaan (pra-komposit) dan setelah pelaksanaan (pasca-komposit) dapat dibuat rekapitulasi pada struktur gelagar tengah sebagai berikut.

Tabel 5. 15 Rekapitulasi Momen dan Gaya Geser Gelagar Tengah

Beban	Notasi	V, kN	BM (kNm)
Mati sendiri material baja	MS steel	40,29	275,97
Mati sendiri material beton	MS concrete	85,63	586,53
Mati tambahan	MA	21,35	146,28
Lajur	TD	137,90	1150,20
Rem	TB	1,48	20,34
Gesekan tumpuan	BF	1,88	25,71
Angin kendaraan	EWL	20,57	140,93
Gempa vertikal	EQV	159,05	1089,49

5.9.1 Rekapitulasi Momen Ultimit Kombinasi Struktur Atas.

Berdasarkan SNI 1725:2016 bahwa dalam keamanan struktur adalah perbandingan antara kekuatan nominal dan gaya yang terjadi. Dengan gaya dan momen yang terjadi dikalikan dengan faktor beban berdasarkan masing-masing beban.Berikut tabel rekapitulasi pembebanan berdasarkan kombinasi yang terjadi.

Tabel 5. 16 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I

Beban	Notasi	Kuat I	Vu, kN	Mu (kNm)
Mati sendiri material baja	MS steel	1,1	44,32	303,57
Mati sendiri material beton	MS concrete	1,3	111,31	762,49
Mati tambahan	MA	2	42,71	292,56
Lajur	TD	1,8	248,22	2070,36
Rem	TB	1,8	2,67	36,62
Gesekan tumpuan	BF	1	1,88	25,71
Angin kendaraan	EWL	0	0,00	0,00
Gempa vertikal	EQV	0	0,00	0,00
Total			451,11	3491,31

Tabel 5. 17 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II

Beban	Notasi	Kuat II	Vu, kN	Mu (kNm)
Mati sendiri material baja	MS steel	1,1	44,32	303,57
Mati sendiri material beton	MS concrete	1,3	111,31	762,49
Mati tambahan	MA	2	42,71	292,56
Lajur	TD	1,4	193,06	1610,28
Rem	TB	1,4	2,08	28,48
Gesekan tumpuan	BF	1	1,88	25,71
Angin kendaraan	EWL	0	0,00	0,00
Gempa vertikal	EQV	0	0,00	0,00
Total			395,35	3023,09

Tabel 5. 18 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III

Beban	Notasi	Kuat III	Vu, kN	Mu (kNm)
Mati sendiri material baja	MS steel	1,1	44,32	303,57
Mati sendiri material beton	MS concrete	1,3	111,31	762,49
Mati tambahan	MA	2	42,71	292,56
Lajur	TD	0	0,00	0,00
Rem	TB	0	0,00	0,00
Gesekan tumpuan	BF	1	1,88	25,71
Angin kendaraan	EWL	0	0,00	0,00
Gempa vertikal	EQV	0	0,00	0,00
Total			200,22	1384,33

Tabel 5. 19 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV

Beban	Notasi	Kuat IV	Vu, kN	Mu (kNm)
Mati sendiri material baja	MS steel	1,1	44,32	303,57
Mati sendiri material beton	MS concrete	1,3	111,31	762,49
Mati tambahan	MA	2	42,71	292,56
Lajur	TD	0	0,00	0,00
Rem	TB	0	0,00	0,00
Gesekan tumpuan	BF	1	1,88	25,71
Angin kendaraan	EWL	0	0,00	0,00
Gempa vertikal	EQV	0	0,00	0,00
Total			200,22	1384,33

Tabel 5. 20 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V

Beban	Notasi	Kuat V	Vu, kN	Mu (kNm)
Mati sendiri material baja	MS steel	1,1	44,32	303,57
Mati sendiri material beton	MS concrete	1,3	111,31	762,49
Mati tambahan	MA	2	42,71	292,56
Lajur	TD	0	0,00	0,00
Rem	TB	0	0,00	0,00
Gesekan tumpuan	BF	0	0,00	0,00
Angin kendaraan	EWL	1	20,57	140,93
Gempa vertikal	EQV	0	0,00	0,00
Total			218,91	1499,55

Tabel 5. 21 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I

Beban	Notasi	Ekstrim I	Vu, kN	Mu (kNm)
Mati sendiri material baja	MS steel	1,1	44,32	303,57
Mati sendiri material beton	MS concrete	1,3	111,31	762,49
Mati tambahan	MA	2	42,71	292,56
Lajur	TD	0	0,00	0,00
Rem	TB	0	0,00	0,00
Gesekan tumpuan	BF	0	0,00	0,00
Angin kendaraan	EWL	0	0,00	0,00
Gempa vertikal	EQV	1	159,05	1089,49
Total			357,39	2448,11

Hasil yang diperoleh bahwa momen ultimit dan gaya geser terbesar pada kombinasi kuat I dengan sebesar Mu 3491,31 kNm dan Vu 451,11 kN.

5.10 Perhitungan Pembebanan Ultimit Struktur Diafragma

5.10.1 Beban Mati Sendiri (MS)

Berat volume baja, γs = 78.5 kN/m^3

Luas area profil IWF 450.200.12.16, A = 0,00968 m^2

Berat diafragma 1 pasang (kiri-kanan), Q = A x γs

= 0,00968 x 78,5 = 0,759 kN/m

Panjang diafragma, L = 1,250 m

Combo terfaktor, = 1,1

beban terfaktor, q = Q x 1,1

= 0,759 x 1,1

= 0,835 kN/m

Momen ultimit, Mu = 1/8 x q x L

= 1/8 x 0,835 x 1,25 = 0,163 kNm

5.10.2 Beban Aksi Lingkungan

1. Beban Angin (EW)
   a. Tekanan Angin Horizontal

      Data beban angin:

      Jembatan Kiringan terletak diatas sungai opak . Dengan ketinggian ±55,77 m diatas permuakaan laut. Dengan kondisi sub urban tidak berada di lahan terbuka. Menurut ketentuan SNI 1725:2016 jika tidak ada data yang valid dapat diambil sesuai ketentuan dalam peraturan. Adapun data perencanaan beban angin sebagai berikut:

      Kecepatan angin rencana, V_b = 126 km/jam

      Kevepatan angin pada elevasi 10m jembatan, V_{10} = 126 km/jam

      Ketinggian jembatan dari permukaan laut,Z = 55,77 m

      Kondisi lokasi = Sub urban

      Kecepatan gesek angin, V_0 (kondisi lahan terbuka) = 17,6 km/jam

      Besarnya beban angin horizontal (P_d) yang terjadi pada struktur jembatan dihitung sebagai berikut:

      Panjang gesekan di hulu jembatan, Z_o = 1000 mm

$V_{DZ} = 2{,}5\ V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) ln \left(\frac{Z}{Z_0}\right)$

$= 2{,}5 \text{ x}17{,}6\ x \left(\frac{126}{126}\right) ln \left(\frac{55{,}77x10^{-3}}{1000x10^{-6}}\right)$

= 176,93 km/jam

Tekanan angin dasar, P_b = 0,0024

Tekanan angin desain, P_d $= P_b\ (\frac{V_{DZ}}{V_B})^2$

$= 0{,}0024\ (\frac{176{,}93}{126})^2$ = 0,0047 MPa

Tinggi slab dan gelagar, h_1 = 1,1 m

Tinggi parapet, h_2 = 1,45 m

Panjang jembatan, L = 28 m

Luas bidang kontak angin, A = L x (h_1 + h_2)

= 28 x (1,1 +1,45) = 71,4 m^2

Gaya tekan angin, P_H = P_d x A

= 0,0047 x 71,4 x 10^{-6}

= 337915,68 N

Berdasarkan SNI 1725:2016 bahwa gaya tekan angin minimal gelagar sebesar 4,4 N/mm.

Gaya tekan angin min, P_{Hmin} = 4,4 N/mm

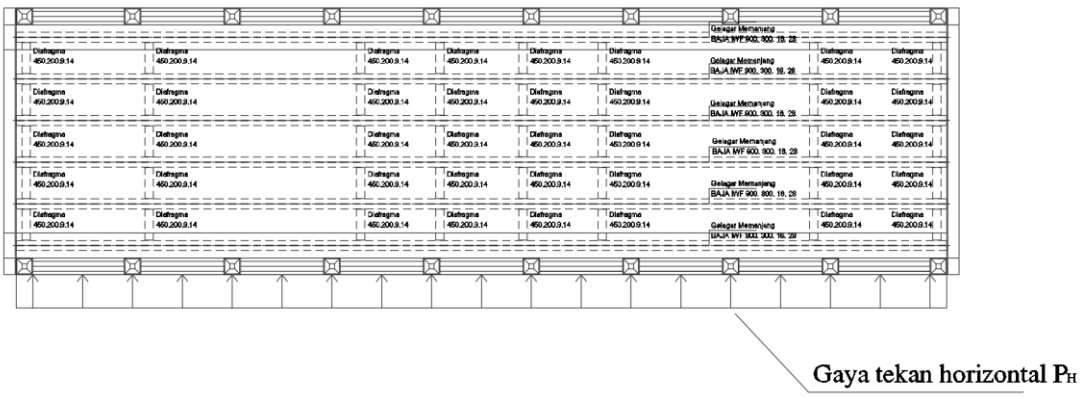
= 4,4 x L

= 4,4 x 28000

= 123200 N

Gaya tekan diambil P_H = 337915,68 N

= 337,91 kN



Gambar 5. 24 Tekanan Angin Horizontal

Jumlah diafragma, n = 8 buah

gaya tekan angin yang terjadi satu diafragma, P = P_H/n

= 337,91/8

= 42,24 kN

b. Tekanan Angin Vertikal

Berdasarkan SNI 1725:2016 bahwa jembatan harus memikul beban vertikal sebesar 0,00096 N/mm^2 dikalikan lebar jembatan termasuk trotoar. Dengan beban terletak di titik tangkap ¼ lebar jembatan. Maka dalam hal ini diperoleh perhitungan sebagai berikut.

Lebar jembatan , B = 8 m

Panjang jembatan, L = 28 m

Tekanan angin vertikal per luasan,P_{DV} = 0,00096 N/mm^2

Tekanan vertikal, P_v = $P_{DV} \times B \times L$

= 0,00096 × 8 × 28

= 215040 N = 215,04 kN

Titik tangkap , x = ¼ × B

= 0,25 × 8 = 2 m

Momen guling akibat angin vertikal, M_v = $P_v \times x$

= 215,04 × 2

= 430,08 kNm

Berat sendiri total struktur atas , MS = 2473,89 kN

Berat mati tambahan, MA = 192,03 kN

Total berat sendiri ditambah tambahan, W' = 2473,89 × 192,03

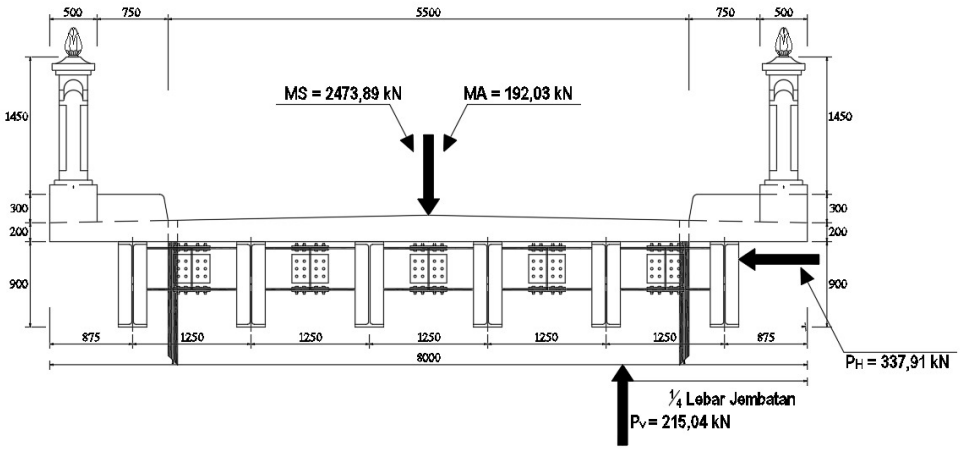
= 2665,92 kN

Momen penahan guling, M_p = W' × Lengan

= 2665,92 x 4

= 10663,68 kNm

Maka dengan $M_p > M_v$ bahwa jembatan tidak akan terjadi guling di struktur atas.



Gambar 5. 25 Tekanan Angin Vertikal Struktur Atas

5.11 Analisis Elemen Struktur Atas Jembatan

5.11.1 Perencanaan Gelagar Jembatan

1. Data Profil Gelagar Baja

Tinggi profil, ht = 900 mm

Lebar sayap, B = 300 mm

tebal badan, tw = 16 mm

tebal sayap, tf = 28 mm

jari jari kelengkungan, r = 28 mm

Luas area profil, A = 30980 mm^2

Luas sayap profil, A_f = 8400

Inersia terhadap sumbu x, I_x = 4110000000 mm^4

Inersia terhadap sumbu y, I_y = 126000000 mm^4

jari jari girasi sumbu x,r_x = 364 mm

jari -jari girasi sumbu y,r_y = 63,9 mm

modolus terhadap sumbu x, Z_x = 9140000 mm^3

modolus terhadap sumbu y, Z_y = 843000 mm^3

tinggi h_1 = $t_f + r$

= 28 + 28 = 56

Tinggi badan bersih, h_2 = $h_t - 2 \times h_1$

= 900 – 2 × 56 = 788 mm

2. Tinjauan Geser dan Perhitungan Dimensi Pengaku Vertikal

a. Data Pengaku Vertikal

Panjang elemen terhadap sumbu x, L_x = 27400 mm

Jarak dukung lateral oleh diafragma diambil dengan panjang terpanjang

Panjang elemen terhadap sumbu y, L_y = 5565 mm

Jarak antara pengaku vertikal badan, a = 5565 mm

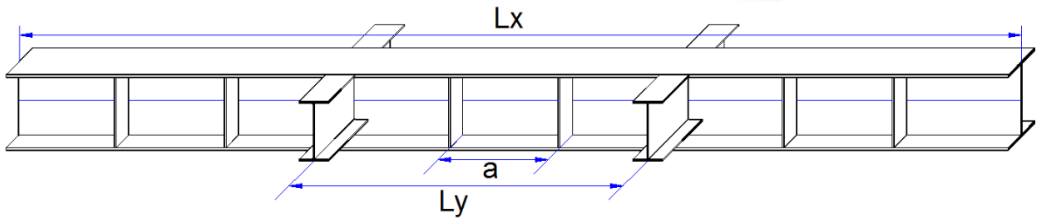
Tebal plat pengaku vertikal pada badan, t_s = 400 mm

Momen maksimum akibat beban terfaktor,M_u = 3491311086 Nmm

Gaya geser akibat beban terfaktor, V_u = 451108,6023 N

Faktor reduksi kekuatan untuk lentur, Φ_f = 0,90

Faktor reduksi kekuatan untuk geser, Φ_s = 0,90



Gambar 5. 26 Balok Dengan Pengaku Badan

b. Perhitungan Kekuatan Geser

Syarat yang harus dipenuhi untuk balok dengan pengaku , maka nika $a/h_2 \leq 3.0$. Jika $a/h_2 > 3,0$ harus dianggap bahwa balok tidak diperkakuUntuk kondisi ini diperoleh sebagai berikut.

a/h_2 = 5565/788 = 7,06 mm

Dengan 7,06 > 3,0 maka balok harus dianggao tidak diperkaku.

Kontrol ketebalan plat badan tanpa pengaku vertikal dilakukan dengan perhitungan berikut.

Perbandingantinggi terhadap tebal badan, h_2 / t_w = 788/16

= 49,25

$3,57 \times \sqrt{}(E / fy)$ $= 3,57 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$

$= 3,57 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 100,97$

Dengan 49,25 < 100,97 maka pelat badan telah memenuhi.

Tahanan geser nominal dihitung sebagai berikut :

Luas penampang badan, A_w $= t_w \times h_2$

$= 16 \times 788 = 12608$ mm^2

Perhitungan k_n $= 5 + (\frac{5}{a+h_2})^2$

$= 5 + (\frac{5}{5565+788})^2$

=5,10

h_2 / t_w = 49,25

$1,10 \sqrt{k_n \frac{E}{fy}}$ $= 1,10 \sqrt{5,1 \frac{200000}{250}}$

= 88,574

$1,37 \sqrt{k_n \frac{E}{fy}}$ $= 1,37 \sqrt{5,1 \frac{200000}{250}}$

= 110,31

Dengan $h_2 / t_w < 1,10 \sqrt{k_n \frac{E}{fy}} < 1,37 \sqrt{k_n \frac{E}{fy}}$ maka digunakan tahanan geser plastis. Tahanan geser nominal dihitung sebagai berikut:

V_n $= 0,60 \times fy \times A_w$

$= 0,60 \times 250 \times 12608$

$= 1891200$ N

Tahanan gaya geser tereduksi, $\Phi_s V_n$ $= 0,9 \times 1891200$

= 1702080 N

= 1202,08 kN

Gaya geser akibat beban terfaktor, V_u = 451108,60 N = 451,108 kN

Dengan $\Phi_s V_n > V_u$ maka gelagar aman terhadap geser.

c. Dimensi Pengaku Vertikal Badan

Tebal pelat pengaku vertikal badan , t_s = 100 mm

Tinggi pelat pengaku, h_s = h_t- 2 × t_f

= 900 – 2 × 28 = 844 mm

Luas penampang pelat pengaku, A_s = h_s × t_s

= 844 × 400 =337600 mm^2

C_v = $1,5 \times k_n \times \frac{E}{fy} \times \frac{1}{\left(\frac{h_s}{tw}\right)^2}$

= $1,5 \times 5,103 \times \frac{200000}{250} \times \frac{1}{\left(\frac{844}{16}\right)^2}$ = 2,1995

Untuk sepasang pengaku luas penampang plat pengaku minimal sebagai berikut:

Dengan , D = 1,0

$0,5 \times D \times A_w \times (1 + C_v) \times [a / h_s - (a / h_s)^2 / \sqrt{(1 + (a / h_s)^2)}] = 8$

Maka dengan A_s = 337600> 8 maka luas penampang plat pengaku aman.

3. Tinjauan Lentur

Diketahui :

Tebal pelat kendaraan, ts = 200 mm

lebar efektif, b_E = 1250 mm

kuat tekan beton, fc’ = 30 MPa

Dengan data-data di atas dapat dilakukan perencanaan momen nominal struktur komposit sebagai berikut:

Persamaan keseimbangan,

T = Cc

As × fy = 0,85 × fc’ × b_E × a

Perhitungan sumbu netral plasits, a = $\frac{A_s f_y}{0,85.fc'.b_E}$

T = As × fy = 30980 × 250

= 7745000 N

0,85 xfc' xb_E = 0,85 × 30 ×1250

= 31875 N

a = $\frac{A_s f_y}{0{,}85.fc'.b_E}$

= $\frac{7745000}{31875}$ = 242,69 mm > 200 mm

Dengan tebal pelat beton h_1 = 200 mm maka pelat beton tidak dapat mengimbangi gaya tarik As x fy sehingga letak sumbu netral plastis jatuh di profil baja.

T' = Cc + Cs

Dengan, T' < T maka

T' = As × fy - Cs

T' = 0,85.fc'.$b_{E.}$ t_s + Cs

As x fy - Cs = 0,85.fc'.$b_{E.}$ t_s + Cs

Cs = $\frac{As \times Fy - 0{,}85 \times fc' \times b_E \times t_S}{2}$

Cc = 0,85 × fc' × $b_{E.}$ × t_s

= 0,85 × 30 ×1250 × 200 = 6375000

Cs = $\frac{7745000-6375000}{2}$

= 685000 N

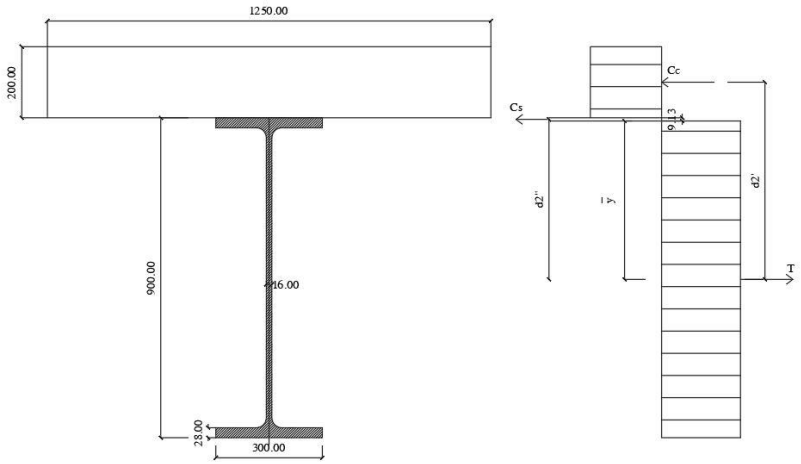
Letak Cs berada di sayap atau badan profil baja dilakukan perhitungan berikut.

C_s = t_1 × b_f × fy

t_1 = $\frac{685000}{300\ x\ 250}$ = 9,13 mm < tf = 28 mm

tf- t_1 = 28-9,13

= 18,87 mm



Gambar 5. 27 Gelagar Struktur Komposit

A_1 = 300 × 18,87 = 5661 mm^2 ; y_1 = ½ × 18,87 = 9,435 mm

A_2 = (900-2 × 28) x 16 = 13504 mm^2 ; $y_2 = \frac{900-2\,x\,28}{2} + 18{,}57$ = 440,57 mm

A_3 = 300 × 28 = 8400 mm^2 ; y_3 = 18,87+ 844+16 = 876,8 mm

A_t = 27564 mm^2

$$\overline{y} = \frac{(A_1 \times y_1)+(A_2 \times y_2)+(A_3 \times y_3)}{\sum A_t} =$$

$$= \frac{(5661x9{,}435)+(13504x\ 440{,}57\ )+(\ 8400x876{,}8)}{27564} = 485{,}14 \text{ mm}$$

$d_2'' = \overline{y} + ½\ t_1$

= 485,14 + ½ 18,87= 494,57 mm

$d_2' = d_2'' + y_1 + ½\ t_s$

= 494,57 + 9,43 + ½ 200 = 604,11 mm

$Mn = Cc \times d_2' + Cs \times d_2''$

= 6375000 × 604,11 + 685000 x 494,57

= 4189360368 Nmm = 4189,36 kNm

ΦMn = 0,9 × 4189,36 = 3770,42 kNm

Dengan Mu sebesar 3491,31 kNm maka gelagar dapat dikatakan aman terhadap lentur

5.11.2 Perencanaan Sambungan Gelagar

1. Data Perencanaan Sambungan Gelagar

   Diameter baut, d = 25,4 mm

Jarak baut ke tepi pelat sambung minimum, S_t = 1,25 × d

= 1,25 × 25,4

= 31,75 mm

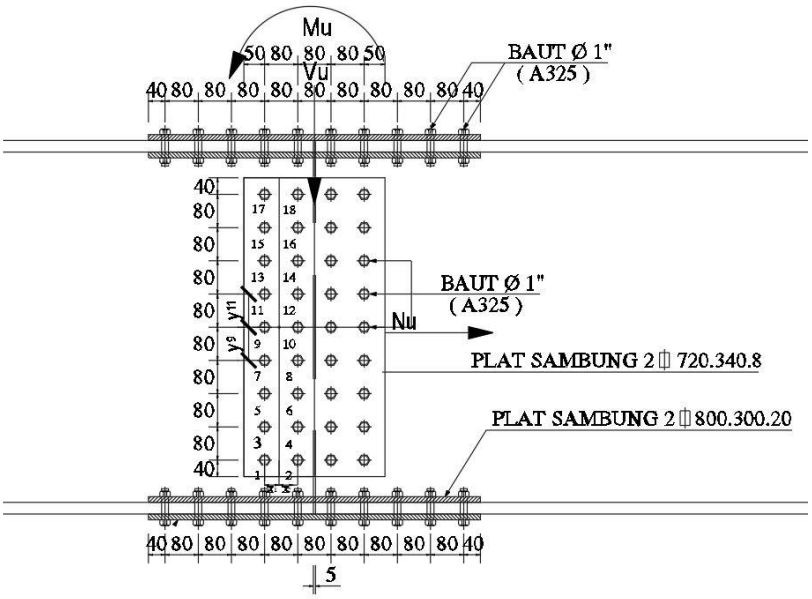
digunakan jarak baut ke tepi pelat sambung, $S_{t\text{-pakai}}$ = 50 mm

Jarak spasi antar baut minimum, S = 3 × d

= 3 × 25,4

= 76,2 mm

digunakan jarak spasi antar baut, S_{pakai} = 80 mm



Gambar 5. 28 Data Sambungan Gelagar

Tabel 5. 22 Data Koordinat Baut Sambungan Gelagar

No	x_i (mm)	y_i (mm)
1	-35	-320
2	45	-320
3	-35	-240
4	45	-240
5	-35	-160
6	45	-160
7	-35	-80
8	45	-80
9	-35	0
10	45	0
11	-35	80
12	45	80
13	-35	160
14	45	160
15	-35	240
16	45	240
17	-35	320
18	45	320

Data gelagar baja:

Tinggi gelagar, h = 900 mm

tebal badan, tw = 16 mm

lebar sayap, bf = 300 mm

tebal sayap,tf = 28 mm

Inersia sumbu x,Ix = 4110000000 mm^4

Inersia badan x, I_{badan} = $1/12 \times tw \times (h- (2xtf))^3$

= $1/12 \times 16 \times (900- (2 \times 28))^3$

= 801615445,3 mm^4

Dari hasil analisis struktur manual diperoleh kombinasi terbeasar pada kuat I dan sambungan paling kritis di panjang 8 m maka beban pada sambungan diperoleh sebagai berikut :

Momen akibat beban terfaktor, Mu = 2691000000 Nmm

Momen terjadi pada badan baja, $M_{u\text{- badan}}$ = $\frac{I_{badan}}{I_x} \times$ Mu

= $\frac{801615445,3}{4110000000} \times$ 2691000000

= 524853324 Nmm

Momen terjadi pada sayap baja, $M_{u\text{- sayap}}$ = Mu - $M_{u\text{- badan}}$

= 2691000000– 524853324

= 2166146676 Nmm

Gaya geser akibat beban terfaktor,Vu = 221890 N

Gaya aksial beban terfaktor, Nu = 0 N

Eksenstrisitas sambungan terhadap titik berat pelat, e = 85 mm

Data pelat sambungan:

Tegangan leleh baja, fy = 250 MPa

Tegangan tarik putus, f_u^p = 710 MPa

Lebar plat sambung pada badan,h_p = 720 mm

Tebal plat sambung pada badan, t_{pw} = 8 mm

Lebar plat sambung pada sayap,I_p = 300 mm

Tebal pelat sambung pada sayap, t_{pf} = 20 mm

Faktor reduksi kekuatan tarik atau lentur plat, Φ = 0,9

Data baut sambungan:

Jenis sambungan baut, = A-325

Tegangan tarik putus baut,f_u^b = 825 MPa

Diameter baut,d = 25,4 mm

Jumlah baut pada penampang kritis badan,n = 8 buah

Jumlah baut pada badan, n_w = 18 buah

Jumlah baut pada penampang kritis sayap arah melintang satu baris,

n’ = 4 buah

Jumlah baut pada penampang kritis sayap keseluruhan, n_f = 20 buah

Faktor reduksi kekuatan geser baut, Φ_f = 0,75

2. Tahanan Momen dan Geser

Modulus penampang plastis profil baja,

Zx $= (t_w \text{ x } {h_t}^2/4) + (\text{bf} - t_w) \text{ x } (h_t - t_f) \text{x } t_f$

$= (16 \text{ x } 900^2/4) + (300 - 16) \text{ x } (900 - 28) \text{x } 28$

$= 10174144 \text{ mm}^3$

Luas penampang badan, A_w = $h_t \times t_w$

= 900 × 16 = 14400 mm^2

Tahanan momen penampang, ΦMn = Φ × fy × Zx

= 0,9 × 250 × 10174144

= 2289182400 Nmm

Tahanan geser penampang, Φ_f Vn = Φ_f × 0.60 × fy × A_w

= 0,75 × 0,6 × 250 × 14400

= 1620000 N

3. Kontrol Jumlah Baut Pada Badan

Gaya geser akibat beban terfaktor, Vu = 221890 N

Tegangan tarik putus baut,f_u^b = 825 MPa

Tegangan tarik putus, f_u^p = 710 MPa

Jumlah bidang geser, m = 2

Faktor pengaruh ulir pada bidang geser, r_1 = 0,4

Tebal pelat badan, t_w = 16 mm

Diameter baut, d = 25,4 mm

Luas penampang baut, A_b = 0,25 × π × d^2

= 0,25 × π × $25,4^2$

= 506,71 mm^2

Tahanan geser nominal baut, V_n = r_1 × m ×x A_b × f_u^b

= 0,4 × 2 × 506,71 × 825

= 334427 N

Tahanan geser baut, Φ_f Vn = 0,75 × 334427

= 250820 N

Tahanan tumpu nominal plat, Rn = 2,4 x d × t_w × f_u^p

= 692505,6 N

Tahanan tumpu plat, Φ_f Rn = 0,75 × 692505,6

= 519379 N

Jumlah baut minimum yg diperlukan pada penampang kritis badan,

Terhadap geser, n_{min} = Vu / (Φ_f × Vn)

= 221890 / 250820

= 0,88

Dengan n_{min} < n = 8 maka aman

Terhadap tumpu, n_{min} = Vu / (Φ_f × Rn)

= 292007 / 519379

= 0,43

Dengan n_{min} < n = 8 maka aman

4. Kontrol Tebal Plat Sambung Pada Badan

Luas bidang geser, A_{nv} = Vu / (Φ_f × 0,60 x f_u^p)

= 221890/(0,75 ×0,6× 710)

= 694,49 mm^2

Diameter baut, d = 25,4 mm

Diameter lubang baut, d_1 = d+2

= 25,4 + 2

= 27,4 mm

Tebal plat sambung minimum pada badan, $t_{pw\ min}$ = $\frac{A_{nv}}{2\ x\ (h_p - n\ x\ d_1)}$

= $\frac{694,49}{2\ x\ (720-8\ x\ 27,4)}$ = 0,69

Dengan $t_{pw\ min}$ < t_{pw} = 8 maka aman.

5. Kontrol Jumlah Baut Pada Sayap

Gaya tarik akibat momen, Tu = $M_{u\text{- sayap}}$ / (h_t + t_{pf})

= 2166146676 / (900 + 20)

= 2354507 N

Kondisi sambungan baut geser tunggal,m = 1

Faktor pengaruh ulir pada bidang geser,r_1 = 0,4

Tahanan geser 1 baut, Φ_f Vn = Φ_f × r_1 × m * A_b * f_u^b

=0,75 × 0,4x1 x506,7 x 825

= 125410 N

Tahanan tumpu 1 baut, Φ_f Rn = 2,4 × Φ_f × d × t_{pf} × f_u^p

= 2,4 x 0,75 x 25,4x20 x710

= 649224 N

Kekuatan geser minimum satu batu diambil minimum dari tahanan geser dan tumpu. Maka kekuatan geser 1 baut diperoleh

Kekuatan 1 baut, Φ_f Tn = 125410 N

Jumlah baut minimum yang diperlukan pada penampang kritis sayap,

n_{min} = Tu / ($\Phi_f \times$ Tn)

= 2354507 / 125410 = 18,77 buah

Dengan $n_{min} < n_f = 20$ maka aman

6. Kontrol Tebal Plat Sambung Pada Sayap

Luas penampang tarik plat, A_{nf} = Tu / ($\Phi \times f_u^p$)

= 2354507/ (0,75 x 710)

= 3684,67 mm^2

Tebal minimum plat sambung pada sayap, $t_{pf\ min}$ = A_{nf} / (l_p - n' × d_1)

= 3684,67 / (300 - 4 x 27,4)

= 19,35 mm^2

Dengan $t_{pf\ min} < t_{pf} = 20$ maka aman

7. Gaya Pada Baut Badan

Kapasitas momen pada badan,

$$M_{uw} = \frac{1 \times \Phi \times t_{pw} \times h_p^{\,2} \times fy \times h_p}{6\,(h_t + t_{pf})}$$

$$= \frac{1 \times 0{,}75 \times 8 \times 720^2 \times 250 \times 720}{6\,(900+20)} = 121711304{,}3 \text{ Nmm}$$

Momen tambahan akibat eksentrisitas, ΔMu = Vu × e

= 221890 x 85

= 18860650 Nmm

Momen total pada badan, ΣMu = M_{uw} + ΔMu

= 121711304,3 + 18860650

= 140571954,3 Nmm

Maka gaya pada masing-masing baut badan akibat momen dihitung sebagai berikut :

Gaya pada arah x, R_{uxi} = (ΣMu) × y_i / ($\Sigma x^2 + \Sigma y^2$)

Gaya pada arah y, R_{uyi} = (ΣMu) × x_i / ($\Sigma x^2 + \Sigma y^2$)

Tabel 5. 23 Rekapitulasi Gaya-Gaya Masing-Masing Baut Gelagar

No	x_i (mm)	y_i (mm)	x_i^2 (mm^2)	y_i^2 (mm^2)	R_{uyi} (N)	R_{uxi} (N)
1	-35	-320	1225	102400	-12393	-113307
2	45	-320	2025	102400	15934	-113307
3	-35	-240	1225	57600	-12393	-84981
4	45	-240	2025	57600	15934	-84981
5	-35	-160	1225	25600	-12393	-56654
6	45	-160	2025	25600	15934	-56654
7	-35	-80	1225	6400	-12393	-28327
8	45	-80	2025	6400	15934	-28327
9	-35	0	1225	0	-12393	0
10	45	0	2025	0	15934	0
11	-35	80	1225	6400	-12393	28327
12	45	80	2025	6400	15934	28327
13	-35	160	1225	25600	-12393	56654
14	45	160	2025	25600	15934	56654
15	-35	240	1225	57600	-12393	84981
16	45	240	2025	57600	15934	84981
17	-35	320	1225	102400	-12393	113307
18	45	320	2025	102400	15934	113307
S =			13000	384000		

Jumlah baut badan, n_w = 18 buah

Berdasarkan gaya yang didapat terdapat gaya tambahan pada baut badan akibat gaya geser dan gaya aksial, Berikut perhitungannya.

Gaya tambahan akibat gaya geser arah vertikal (arah y),

$\Delta P_{uvi} = P_{uv} / n_w$

$= 221890 / 18 = 12327$ N

Gaya tambahan akibat gaya aksial arah horisontal (arah x),

$\Delta P_{uhi} = 0$ N

Berdasarkan gaya tambahan didapatkan resultan gaya pada baut badan sebagai berikut

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

Tabel 5. 24 Rekapitulasi Resultan Gaya Pada Baut Badan

No	$R_{uyi}+DP_{uvi}$ (N)	$R_{uxi}+DP_{uhi}$ (N)	R_{ui} (N)
1	-66	-113307	113307
2	28261	-113307	116779
3	-66	-84981	84981
4	28261	-84981	89557
5	-66	-56654	56654
6	28261	-56654	63311
7	-66	-28327	28327
8	28261	-28327	40014
9	-66	0	66
10	28261	0	28261
11	-66	28327	28327
12	28261	28327	40014
13	-66	56654	56654
14	28261	56654	63311
15	-66	84981	84981
16	28261	84981	89557
17	-66	113307	113307
18	28261	113307	116779
		$R_{u\ max}$ =	116779

8. Kontrol Kekuatan Baut Pada Badan

   a. Terhadap Geser

   Gaya geser akibat beban terfaktor, Vu = $R_{u\ max}$ = 116779 N

   Kondisi sambungan baut geser ganda, m = 2

   Faktor pengaruh ulir pada bidang geser, r_1 = 0,4

   Luas penampang baut, A_b = 506,71 mm^2

   Faktor reduksi kekuatan geser, Φ_f = 0,75

   Tahanan geser nominal 1 baut, Vn = $r_1 \times m \times A_b \times f_u^b$

   = 0,4 × 2 × 506,71 × 825

   = 334427 N

   Tahanan geser 1 baut, $\Phi_f Vn$ = 334427 × 0,75

   = 250820 N

   Dengan Vu < $\Phi_f Vn$ = 250820 maka baut aman terhadap geser

b. Terhadap Tumpu

Gaya tumpu akibat beban terfaktor, R_d = $R_{u\ max}$ = 116779 N

Diameter baut, d = 25,4 mm

Tebal plat badan, t_w = 16 mm

Tegangan tarik putus plat, f_u^p = 710 MPa

Tahanan tumpu nominal plat, Rn = $2,4 \times d \times t_w \times f_u^p$

= $2,4 \times 25,4 \times 16 \times 710$

= 692505,6 N

Tahanan tumpu plat, $\Phi_f Rn$ = $0,75 \times 692505,6$

= 519379 N

Dengan Vu < $\Phi_f Rn$ = 519379maka baut aman terhadap tumpu

5.11.3 Perencanaan Diafragma

1. Kondisi Tekan

Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan *Microsoft excel* akibat gaya angin dari samping sehingga mengakibatkan tekan pada diafragma sebesar 42,24 kN pada setiap diafragma.

Gaya tarik batang, Pu = 42,24 kN

panjang teoritis balok, L = 1250 mm

Faktor panjang tekuk, k_c = 0,7

Panjang diafragma terfaktor,L_k = L × k_c

= 1250 × 0,7 = 875 mm

jaro-jari girasi terkecil, r = 44 mm

Mutu baja : BJ 41

Tegangan leleh, fy = 250 MPa

Tegangan ultimit putut,fu = 410 MPa

luas penampang profil baja, A = 9680 mm^2

Dengan data di atas dapat dilakukan perhitungan gaya tekan nominal pada batang baja sebagai berikut:

Parameter kelangsingan, λc = $\frac{L_k}{r\pi}\sqrt{\frac{fy}{E}}$

$$= \frac{875}{44\pi}\sqrt{\frac{250}{200000}} = 0{,}22$$

Dengan $\lambda c \leq 1{,}5$ maka digunakan rumus berikut untuk perhitungan gaya tekan nominal

$N_n = \frac{0{,}66}{\lambda c^{\,2}}$ Ag × fy

$= \frac{0{,}66}{0{,}22^{\,2}}$ 9680 × 250 = 2370156,0 N

ΦN_n = 0,85 × 2370,15 kN

= 2014,63 Kn

Dengan , ΦN_n > Pu = 42,24 kN akibat angin dari samping maka diafragma dapat dikatakan aman terhadap kondisi tekan pada batang.

2. Kondisi Lentur

Diketahui:

Tinggi profil baja, h_t	= 450 mm
Lebar profil, b	= 200 mm
Tebal tinggi profil, tw	= 9 mm
Tebal sayap profil, tf	= 14 mm
Jari-jari kelengkungan, r	= 18 mm
Radius girasi sumbu x, r_x	= 186 mm
Radius girasi sumbu y, r_y	= 44 mm
Inersia terhadap sumbu x, I_x	= 335000000 mm^4
Inersia terhadap sumbu y, I_y	= 18700000 mm^4
Modulus bagian x, S_x	= 1490000 mm^3
Modulus bagian y, S_y	= 1870000 mm^3
Luas penampang diafragma, A	= 96,8 cm^2 = 9680 mm^2
Material Baja : BJ -41	
Tegangan putus baja Fu	= 410 MPa
Tegangan leleh baja, Fy	= 250 MPa
Modulus elastisitas, E	= 200000 MPa
Modulus geser, G	= 80000 MPa

a. Cek kelangsingan

1) Cek kelangsingan pada sayap

Kelangsingan pada sayap, λ_f $= \frac{\frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} - r}{tf}$

$= \frac{\frac{200}{2} - \frac{9}{2} - 18}{14} = 8{,}10$

Batas kelangsingan plastis, λ_p $= \frac{170}{fy}$

$= \frac{170}{250} = 10{,}75$

Batas kelangsiangan elastis, λr $= \frac{370}{fy}$

$= \frac{370}{250} = 27{,}57$

$\lambda_f < \lambda_p$ maka penampang sayap telah terjadi kompak sehingga tidak terjadi tekuk lokal

2) Cek Kelangsingan pada badan

Kelangsingan pada badan, λ_w $= \frac{h_t - 2\ x\ t_f}{9}$

$= \frac{450 - 2\ x\ 14}{9} = 46{,}88$

Batas kelangsingan plastis, λ_p $= \frac{1680}{fy}$

$= \frac{1680}{250} = 106{,}25$

Batas kelangsiangan elastis, λr $= \frac{2550}{fy}$

$= \frac{2550}{250} = 161{,}27$

$\lambda_w < \lambda_p$ maka penampang badan telah terjadi kompak sehingga tidak terjadi tekuk lokal.

b. Laterally unbraced length (L_b)

Panjang segmen diafragma, L_b = 1250 mm

Batas panjang plastis, L_p $= 1{,}76 \times r_y \times \left(\sqrt{\frac{E}{Fy}}\right)$

$= 1{,}76 \times 44 \times \left(\sqrt{\frac{200000}{250}}\right) = 2190{,}33$ mm

Batas panjang elastis, L_r $= r_y \left(\frac{x_1}{f_y - f_r}\right) \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 (f_y - f_r)^2}}$

J $= \frac{1}{3} \times h_o \times tw^3 + 2 \times \frac{1}{3} \times bf \times tf^3$

$= \frac{1}{3} \times 422 \times 9^3 + 2 \times \frac{1}{3} \times 200 \times 14^3$

$= 468412{,}66$

x_1 $= \frac{\pi}{S_X} \times \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$

$= \frac{\pi}{1490000} \times \sqrt{\frac{200000\ x\ 80000\ x\ 468412{,}66\ \text{x}\ 9680}{2}}$

$= 12698{,}73$

h_o $= h_t - (2 \times tf)$

$= 450 - (2 \times 14)$

$= 422$ mm

C_w $= \frac{\text{Iy x } ho^2}{4}$

$= \frac{18700000 \text{ x } 422^2}{4} = 832542700000$

x_2 $= 4 \times \left(\frac{Sx}{GJ}\right)^2 \times \frac{C_w}{I_y}$

$= 4 \times \left(\frac{1490000}{80000\ x\ 468412{,}66}\right)^2 \times \frac{832542700000}{18700000}$

$= 0{,}000281553$

L_r $= r_y \left(\frac{x_1}{f_y - f_r}\right) \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 (f_y - f_r)^2}}$

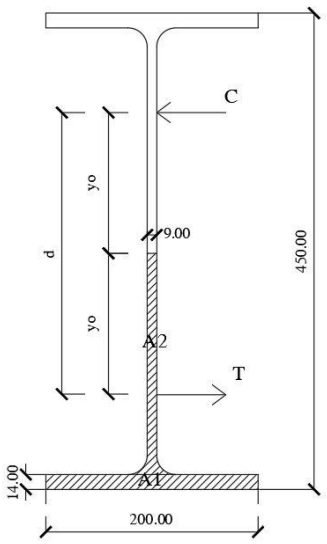
$= 44 \times \left(\frac{12698{,}73}{250-70}\right) \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0{,}00028\ \text{x}(250 - 70)^2}}$

$= 6347{,}604$ mm

$L_b < L_p$ maka diafragma terjadi plastis.

c. Momen lentur (Mn)

Mencari y_o kondisi Tarik di ½ H



Gambar 5. 29 Tinjauan Lentur Diafragma

A_1 = b × tf

= 200 × 14

= 2800 mm^2 ; y_1 = 232 mm

A_2 = ½ h_o × tw

= $\frac{422}{2}$ × 9

= 1899 mm^2 ;y_2 = 211 mm

y_o = $\frac{(A_1 x\ y_1)+ (A_2 x\ y_2)}{A_t}$

= $\frac{(8400x\ 232)+ (1899x\ 211)}{4699}$ = 223,51 mm

d = 2. y_o

= 2. 223,51 = 447,02 mm

Luas kondisi tarik, At = A_1 + A_2

= 2800 + 1899

= 4699 mm^2

Momen bentang pendek, Mp = Z × Fy

= (4699 × 447,02) × 250 × 10^{-6}

= 525,14 kNm

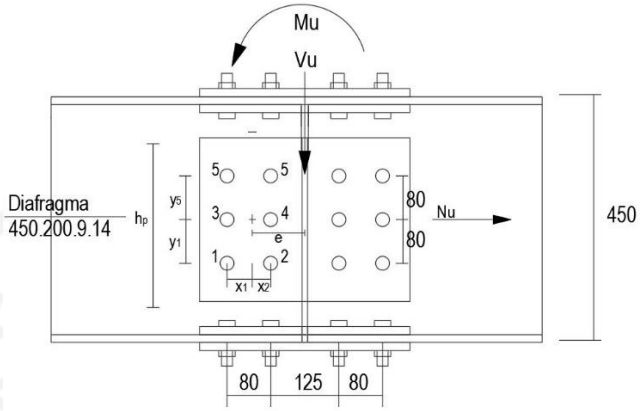
ΦMn = 0,9 × 525 ×14

= 472,63 kNm

Dengan ΦMn > Mu = 0,163 kNm maka diafragma aman terhadap lentur

5.11.4 Perencanaan Sambungan Diafragma

1. Data Perencanaan Sambungan Baut Diafragma



Gambar 5. 30 Data Sambungan Diafragma

Tabel 5. 25 Data Koordinat Baut Sambungan Diafragma

No	x_i (mm)	y_i (mm)
1	-46	-80
2	34	-80
3	-46	0
4	34	0
5	-46	80
6	34	80

Data diafragma baja:

Tinggi diafragma, h = 450mm

tebal badan, tw = 9 mm

lebar sayap, bf = 200 mm

tebal sayap,tf = 14 mm

Inersia sumbu x, I_x = 335000000 mm^4

Inersia badan x, I_{badan} = $1/12 \times tw \times (h- (2xtf))^3$

= $1/12 \times 9 \times (450- (2 \times 14))^3$

= 56363586 mm^4

Dari hasil analisis struktur manual excel dengan sambungan kritis berada di 0,625 m maka beban pada sambungan diperoleh sebagai berikut :

Momen akibat beban terfaktor, Mu = 163255,46 Nmm

Momen terjadi pada badan baja, $M_{u\text{- badan}} = \frac{I_{badan}}{I_x} \times Mu$

$= \frac{56363586}{335000000} \times 163255{,}46$

= 27468 Nmm

Momen terjadi pada sayap baja, $M_{u\text{- sayap}}$ = Mu - $M_{u\text{- badan}}$

= 163255,46– 27468

= 135787,81 Nmm

Gaya geser akibat beban terfaktor,Vu = 522,41 N

Gaya aksial beban terfaktor, Nu = 0 N

Eksenstrisitas sambungan terhadap titik berat pelat, e = 96 mm

Data pelat sambungan:

Tegangan leleh baja, fy = 250 MPa

Tegangan tarik putus, f_u^p = 510 MPa

Lebar plat sambung pada badan,h_p = 300 mm

Tebal plat sambung pada badan, t_{pw} = 5 mm

Lebar plat sambung pada sayap,I_p = 180 mm

Tebal pelat sambung pada sayap, t_{pf} = 10 mm

Faktor reduksi kekuatan tarik atau lentur plat, Φ = 0,9

Data baut sambungan:

Jenis sambungan baut, = A-325

Tegangan tarik putus baut,f_u^b = 825 MPa

Diameter baut,d = 25,4 mm

Jumlah baut pada penampang kritis badan,n = 2 buah

Jumlah baut pada badan, n_w = 6 buah

Jumlah baut pada penampang kritis sayap arah melintang satu baris, n’ = 2 buah

Jumlah baut pada penampang kritis sayap keseluruhan, n_f = 4 buah

Faktor reduksi kekuatan geser baut, Φ_f = 0,75

2. Tahanan Momen dan Geser

Modulus penampang plastis profil baja,

$Zx = (t_w \times {h_t}^2/4) + (bf - t_w) \times (h_t - t_f)x\, t_f$

$= (9 \times 450^2/4) + (200 - 9) \times (450 - 14)x\, 14$

$= 1621489\ mm^3$

Luas penampang badan, A_w $= h_t \times t_w$

$= 450 \times 9 = 4050\ mm^2$

Tahanan momen penampang, ΦMn $= \Phi \times fy \times Z_x$

$= 0{,}9 \times 250 \times 1621489$

$= 364835025\ Nmm$

Tahanan geser penampang, $\Phi_f Vn$ $= \Phi_f \times 0.60 \times fy \times A_w$

$= 0{,}75 \times 0{,}6 \times 250 \times 4050$

$= 455625\ N$

3. Kontrol Jumlah Baut Pada Badan

Gaya geser akibat beban terfaktor, Vu $= 522\ N$

Tegangan tarik putus baut, f_u^b $= 825\ MPa$

Tegangan tarik putus, f_u^p $= 510\ MPa$

Jumlah bidang geser, m $= 2$

Faktor pengaruh ulir pada bidang geser, r_1 $= 0{,}4$

Tebal pelat badan, t_w $= 9\ mm$

Diameter baut, d $= 25{,}4\ mm$

Luas penampang baut, A_b $= 0{,}25 \times \pi \times d^2$

$= 0{,}25 \times \pi \times 25{,}4^2$

$= 506{,}71\ mm^2$

Tahanan geser nominal baut, Vn $= r_1 \times m \times A_b \times f_u^b$

$= 0{,}4 \times 2 \times 506{,}71 \times 825$

$= 334427\ N$

Tahanan geser baut, $\Phi_f Vn$ $= 0{,}75 \times 334427$

$= 250820\ N$

Tahanan tumpu nominal plat, Rn $= 2{,}4 \times d \times t_w \times f_u^p$

$= 2{,}4 \times 25{,}4 \times 9 \times 510$

= 279806,4 N

Tahanan tumpu plat, Φ_f Rn = 0,75 × 279806,4

= 209855 N

Jumlah baut minimum yg diperlukan pada penampang kritis badan,

Terhadap geser, n_{min} = Vu / (Φ_f × Vn)

= 522 / 250820

= 0,0021

Dengan n_{min} < n = 2 maka aman

Terhadap tumpu, n_{min} = Vu / (Φ_f × Rn)

= 522 / 209855

= 0,00249

Dengan n_{min} < n = 2 maka aman

4. Kontrol Tebal Plat Sambung Pada Badan

Luas bidang geser, A_{nv} = Vu / (Φ_f × 0,60 × f_u^p)

= 522/(0,75 ×0,6× 510)

= 2,28 mm^2

Diameter baut, d = 25,4 mm

Diameter lubang baut, d_1 = d+2

= 25,4 + 2

= 27,4 mm

Tebal plat sambung minimum pada badan, $t_{pw\ min} = \frac{A_{nv}}{2 \times (h_p - n\ x\ d_1)}$

$= \frac{2,28}{2 \times (300 - 2 \times 27,4)} = 0,005$

Dengan $t_{pw\ min} < t_{pw} = 5$ maka aman.

5. Kontrol Jumlah Baut Pada Sayap

Gaya tarik akibat momen, Tu = $M_{u\text{-}sayap}$ / (h_t + t_{pf})

= 135787,81/ (450 + 10)

= 295 N

Kondisi sambungan baut geser tunggal,m = 1

Faktor pengaruh ulir pada bidang geser,r_1 = 0,4

Tahanan geser 1 baut, Φ_f Vn = Φ_f × r_1 × m × A_b × f_u^b

$=0,75 \times 0,4\times 1\times 506,7 \times 825$

$= 125410$ N

Tahanan tumpu 1 baut, Φ_f Rn $= 2,4 \times \Phi_f \times d \times t_{pf} \times f_u^p$

$= 2,4 \times 0,75 \times 25,4\times 10 \text{ x}510$

$= 233172$ N

Kekuatan geser minimum satu batu diambil minimum dari tahanan geser dan tumpu. Maka kekuatan geser 1 baut diperoleh

Kekuatan 1 baut, Φ_f Tn $= 125410$ N

Jumlah baut minimum yang diperlukan pada penampang kritis sayap,

$n_{min} = Tu / (\Phi_f \times Tn)$

$= 295 / 125410 = 0,002$ buah

Dengan $n_{min} < n_f = 4$ maka aman

6. Kontrol Tebal Plat Sambung Pada Sayap

Luas penampang tarik plat, $A_{nf} = Tu / (\Phi \times f_u^p)$

$= 295/ (0,75 \times 510)$

$= 0,64$ mm^2

Tebal minimum plat sambung pada sayap, $t_{pf\,min} = A_{nf} / (l_p - n' \times d_1)$

$= 0,64/ (180- 2 \times 27,4)$

$= 0,01$ mm^2

Dengan $t_{pf\,min} < t_{pf} = 10$ maka aman

7. Gaya Pada Baut Badan

Kapasitas momen pada badan,

$$M_{uw} = \frac{1 \times \Phi \times t_{pw} \times h_p^2 \times \text{fy} \times h_p}{6\,(h_t + t_{pf})}$$

$$= \frac{1 \times 0,75 \times 5 \times 300^2 \times 250 \times 300}{6\,(450+10)} = 11005434,78 \text{ Nmm}$$

Momen tambahan akibat eksentrisitas, $\Delta Mu = Vu \times e$

$= 522 \times 96$

$= 50152,08$ Nmm

Momen total pada badan, $\Sigma Mu = M_{uw} + \Delta Mu$

$= 11005434,78 + 50152,08$

$= 11055586,86$ Nmm

Maka gaya pada masing-masing baut badan akibat momen dihitung sebagai berikut :

Gaya pada arah x, R_{uxi} = (ΣMu) × y_i / ($\Sigma x^2 + \Sigma y^2$)

Gaya pada arah y, R_{uyi} = (ΣMu) × x_i / ($\Sigma x^2 + \Sigma y^2$)

Tabel 5. 26 Rekapitulasi Gaya-Gaya Masing-Masing Baut Diafragma

No	**x_i (mm)**	**y_i (mm)**	**x_i^2 (mm^2)**	**y_i^2 (mm^2)**	**R_{uyi} (N)**	**R_{uxi} (N)**
1	-46	-80	2116	6400	-14360	-24973
2	34	-80	1156	6400	10614	-24973
3	-46	0	2116	0	-14360	0
4	34	0	1156	0	10614	0
5	-46	80	2116	6400	-14360	24973
6	34	80	1156	6400	10614	24973
S =			9816	25600		

Jumlah baut badan, n_w = 6 buah

Berdasarkan gaya yang didapat terdapat gaya tambahan pada baut badan akibat gaya geser dan gaya aksial, Berikut perhitungannya.

Gaya tambahan akibat gaya geser arah vertikal (arah y),

ΔP_{uvi} = P_{uv} / n_w

= 129865 / 6= 21643 N

Gaya tambahan akibat gaya aksial arah horisontal (arah x),

ΔP_{uhi} = P_{uh} / n_w

= 522 / 6 = 87 N

Berdasarkan gaya tambahan didapatkan resultan gaya pada baut badan sebagai berikut

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

Tabel 5. 27 Rekapitulasi Resultan Gaya Pada Baut Badan Diafragma

No	$R_{uyi}+\Delta P_{uvi}$ (N)	$R_{uxi}+\Delta P_{uhi}$ (N)	R_{ui} (N)
1	-14272	-24973	28764
2	10701	-24973	27169
3	-14272	0	14272
4	10701	0	10701
5	-14272	24973	28764
6	10701	24973	27169
		$R_{u\,max}$ =	28764

8. Kontrol Kekuatan Baut Pada Badan

c. Terhadap Geser

Gaya geser akibat beban terfaktor, Vu = $R_{u\,max}$ = 28764 N

Kondisi sambungan baut geser ganda, m = 2

Faktor pengaruh ulir pada bidang geser, r_1 = 0,4

Luas penampang baut, A_b = 506,71 mm^2

Faktor reduksi kekuatan geser, Φ_f = 0,75

Tahanan geser nominal 1 baut, Vn = $r_1 \times m \times A_b \times f_u^b$

= 0,4 × 2 × 506,71 × 825

= 334427 N

Tahanan geser 1 baut, $\Phi_f Vn$ = 334427× 0,75

= 250820 N

Dengan Vu < $\Phi_f Vn$ = 250820 maka baut aman terhadap geser

d. Terhadap Tumpu

Gaya tumpu akibat beban terfaktor, R_d = $R_{u\,max}$ = 28764 N

Diameter baut, d = 25,4 mm

Tebal plat badan, t_w = 16 mm

Tegangan tarik putus plat, f_u^p = 510 MPa

Tahanan tumpu nominal plat, Rn = $2,4 \times d \times t_w \times f_u^p$

= 2,4 × 25,4 × 9 × 510

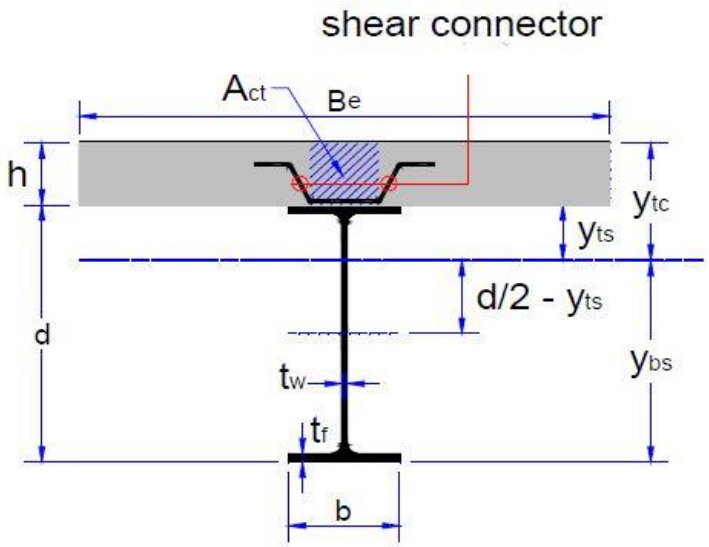
= 279806,4 N

Tahanan tumpu plat, $\Phi_f Rn$ = 0,75 × 279806,4

= 209855 N

Dengan Vu < $\Phi_f Rn$ = 209855 maka baut aman terhadap tumpu

5.11.5 Perencanaan Penghubung Geser



Gambar 5. 31 Penghubung Geser

Berdasarkan kombinasi terbesar terjadi pada kuat 1 maka gaya geser maksimal diperoleh sebesar Vu = 451,11 kN. Nilai tersebut sebagai acuan dalam perencanaan penghubung geser. Untuk melakukan perencanaan penghubung geser diperlukan data-data sebagai berikut:

Tegangan leleh baja tulangan ulir, Fy = 320 MPa

Diameter penghubung geser, $D_{shear\ connector}$ = 10 mm

Lebar efektif, B_e = 1250 mm

Tebal pelat lantai kendaraan, h_1 = 200 mm

Modulus ratio, n = 7,769

Titik berat penampang komposit, y_{tc} = 369,78 mm

Inersia komposit, I_c = 37960114202 mm^4

Gaya geser maksimum rencana gelagar, V_{max} = 451,11 kN

Dari data tersebut dapat dilakukan perhitungan sebagai berikut.

Luas penampang beton, A_{ct} $= B_e \times h$

$= 1250 \times 299$

$= 250000$ mm^2

Momen statis penampang tekan beton ditransformasikan,

$S_c = A_{ct} \times \left(y_{tc} - \frac{h}{2}\right)$

$= 250000 \times \left(369{,}78 - \frac{200}{2}\right) = 67445181{,}47$ mm^3

Gaya geser yang ditransformasikan, q_{max} $= \frac{V_{max} \times S_c}{I_{com}}$

$= \frac{451{,}11 \times 10^3 \times 67445181{,}47}{69859242877}$

$= 435{,}52$ N/mm

Untuk *shear connector* digunakan besi beton berbentuk U

Jumlah *shear connector*, n $= 2$ buah

Luas penampang geser, A_{sv} $= \frac{\pi}{4} \times D_{shear\ connector}{}^2 \times n$

$= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times 2 = 265{,}46$ mm^2

Kekuatan satu pasang penghubung geser, Q_{sv} $= A_{sv} \times f_y$

$= 265{,}46 \times 320$

$= 84948{,}66$ N

Panjang jembatan, L $= 27400$ mm

Jumlah penghubung geser sepanjang ¼ L, n_t $= \frac{0{,}25 \times q_{max} \times L}{Q_{sv}}$

$= \frac{0{,}25 \times 435{,}52 \times 27400}{84948{,}66}$

$= 35{,}14 = 36$ buah

Jarak antara shear connector, s $= L / (4 \times n)$

$= 27400 / (4 \times 36)$

$= 190{,}27$ mm

Maka sepanjang ¼ L digunakan penghubung geser 2D10-150

Sedangkan penghubung geser dari ¼ L sampai tengah bentang,

$n_t = \frac{1/8 \times q_{max} \times L}{Q_{sv}}$

$= \frac{1/8 \times 103{,}16 \times 27400}{20106{,}19} = 17{,}57 = 18$ buah

Jarak antara shear connector, s = L / (4 × n)

= 27400 / (4 ×18)

= 380,55 mm

Maka sepanjang ¼ L sampai tengah bentang digunakan penghubung geser 2D10-350

5.11.6 Lendutan Jembatan

Kontrol lendutan jembatan digunakan dua kondisi ,yaitu pra-komposit dan pasca komposit. Dengan pra-komposit adalah beban pelaksanaan. kombinasi layan pada keadaan pasca-komposit. Dengan perhitungan menggunakan *Microsoft excel* diperoleh lendutan 1 buah gelagar sebagai berikut.

1. Lendutan Pra-Komposit

   Kondisi beban pelaksanaan saat pengecoran pelat lantai menjadi terjadinya lendutan gelagar. Berikut lendutan akibat beban pelaksanaan.

   Modulus elastisitas baja , Es = 200000 N/mm2

   Inersia gelagar baja, I_{steel} = 4110000000 mm4

   Bentang bersih, Ln = 27400 mm

   Beban merata, QMS = 9,19 N/mm

   Maka lendutan akibat beban mati sendiri dapat dihitung sebagai berikut.

   δ MS $= (5 \times Q \times L^4)/(384 \times Es \times I_{steel})$)

   = (5 ×9,19 × 27400^4)/(384 × 200000 × 4110000000))

   = 82,05 mm

2. Lendutan Pasca Komposit

   a. Beban Mati Sendiri “MS”

      Modulus elastisitas beton , Ec = 25742,96 N/mm^2

      Inersia komposit, I_c = 69859242877 mm^4

Bentang bersih, Ln = 27400 mm

Beban merata, QMS = 9,19 N/mm

Maka lendutan akibat beban mati sendiri dapat dihitung sebagai berikut.

δ MS $= \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times Ec \times Ic)}$)

$= (5 \times 9{,}19 \times 27400^4)/(384 \times 25742{,}96 \times 69859242877)$)

$= 37{,}50$ mm

b. Beban Mati Tambahan "MA"

Modulus elastisitas beton , Ec = 25742,96 N/mm^2

Inersia komposit, I_c = 69859242877 mm^4

Bentang bersih, Ln = 27400 mm

Beban merata, Q_{MA} = 1,55 N/mm

Maka lendutan akibat beban mati tambahan dapat dihitung sebagai berikut.

$\delta_{MA} = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times Ec \times Ic)}$

$= \frac{5 \times 1{,}55 \times 27400^4}{384 \times 25742{,}96 \times 69859242877)} = 6{,}36$ mm

c. Beban Angin Kendaraan "EWL"

Modulus elastisitas beton , Ec = 25742,96 N/mm^2

Inersia komposit, I_c = 69859242877 mm^4

Bentang bersih, Ln = 27400 mm

Beban merata, Q_{MA} = 1,50 N/mm

Maka lendutan akibat beban angin kendaraan dapat dihitung sebagai berikut.

$\delta_{EWL} = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times Ec \times Ic)}$

$= \frac{5 \times 1{,}50 \times 27400^4}{384 \times 25742{,}96 \times 69859242877)} = 6{,}12$ mm

d. Beban lajur "TD"

Modulus elastisitas beton , Ec = 25742,96 N/mm^2

Inersia komposit, I_c = 69859242877 mm^4

Bentang bersih, Ln = 27400 mm

Beban merata, Q_{TD} = 7,875 N/mm

Beban titik terpusat, P_{TD} = 60025 N

Untuk lendutan akibat beban lajur terbagi dua, akibat beban merata dan beban titik terpusat. Maka lendutan akibat beban lajur dapat dihitung sebagai berikut.

$$\delta_{QTD} = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \text{ x Ec x Ic)}}$$

$$= \frac{5 \text{ x}7{,}875 \times 27400^4}{384 \times 25742{,}96 \times 69859242877)} = 32{,}13 \text{ mm}$$

$$\delta_{PTD} = \frac{1 \times P \times L^3}{48 \times Ec \times Ic}$$

$$= \frac{1 \text{ x } 60025 \text{ x } 27400}{48 \times 200000 \times 37960114202} = 14{,}3 \text{ mm}$$

Sehingga total lendutan akibat beban lajur

$\delta_{TD\ total}$ = 32,13 + 14,3

= 46,44 mm

e. Beban Rem "TB"

Modulus elastisitas beton , Ec = 25742,96 N/mm^2

Inersia komposit, I_c = 69859242877 mm^4

Bentang bersih, Ln = 27400 mm

Beban merata, P_{TB} = 2969,59 N

Maka lendutan akibat beban angin kendaraan dapat dihitung sebagai berikut.

$$\delta_{TB} = \frac{1 \times P \times L^3}{48 \times Ec \times Ic}$$

$$= \frac{1 \times 2969{,}59 \times 27400}{48 \times 25742{,}96 \times 69859242877} = 0{,}707 \text{ mm}$$

f. Beban Gesekan Tumpuan "BF"

Modulus elastisitas beton , Ec = 25742,96 N/mm^2

Inersia komposit, I_c = 69859242877 mm^4

Bentang bersih, Ln = 27400 mm

Beban merata, P_{BF} = 3753,43 N

Maka lendutan akibat beban angin kendaraan dapat dihitung sebagai berikut.

$$\delta_{BF} = \frac{1 \times P \times L^3}{48 \times Es \times Ic}$$

$$= \frac{1 \text{ x } 3753{,}43 \times 27400}{48 \times 25742{,}96 \times 69859242877} = 0{,}89 \text{ mm}$$

3. Lendutan Ijin

   Berdasarkan RSNI T-03-2005 untuk balok bentang sederhana dua tumpuan lendutan maksimum adalah 1/800 x bentang.

$$\delta_{ijin} = \frac{1}{800} \times L_n$$

$$= \frac{1}{800} \times 27400$$

$$= 34{,}25 \text{ mm}$$

$$= 3{,}425 \text{ cm}$$

4. Lendutan Total

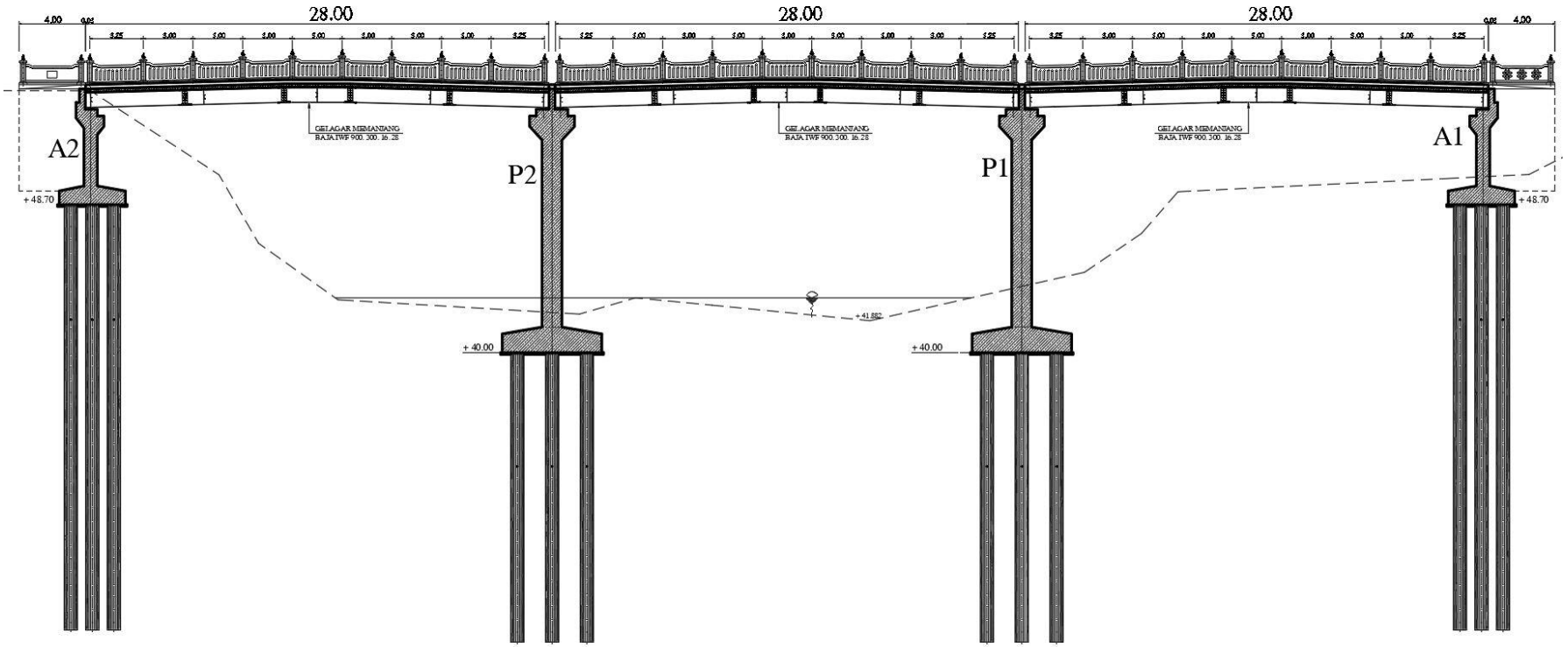
   Berdasarkan lendutan yang terjadi baik dari beban pelaksanaan pra komposit dan pasca komposit sesuai SNI 1725:2016 bahwa penentuan lendutan dapat berdasarkan kombinasi layan I.Berikut perhitungan lendutan akibat kombinasi layan I.

Tabel 5. 28 Rekapitulasi Lendutan Gelagar Akibat Kombinasi Layan I

Beban	Lendutan	Combo	Lendutan terfaktor
MS	37,507	1	37,507
MA	6,361	1	6,361
EWL	6,128	1	6,128
TD	46,441	1	46,441
TB	0,708	1	0,708
BF	0,894	1	0,894
Jumlah			98,040

Dengan lendutan pra komposit sebesar 82,05 mm dan pasca komposit sebesar 98,04 mm total lendutan menjadi 180,09 mm > 34,25 mm maka dapat dikatakan gelagar tidak aman terhadap lendutan ijin. Dengan lendutan 18 cm mm maka gelagar diberikan chamber sebesar 30 cm untuk memberikan keamanan batang gelagar .

5.12 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan



Gambar 5. 32 Sketsa Potongan Memanjang Jembatan

Pada perencanaan struktur bawah jembatan terbagi menjadi dua ,yaitu abutment dan pilar. Dengan abutment berjumlah dua dan pilar berjumlah dua.Dengan pengujian N-SPT terdapat tiga titik antara lain: BM1,BM2, dan BM3. Untuk BM1 tepat berada abutment 2 , BM2 tepat berada abutment 1 , dan BM3 di Pilar 1. Pada perencanaan ini kondisi tanah digunakan kondisi paling kritis ,yaitu pada titik bore log BM2. Maka dalam perencanaan struktur abutment dan pilar data tanah mengacu dengan data titik BM2.Untuk timbunan abutment diasumsikan digunakan timbunan terbaik.

5.12.1 Perencanaan Abutment Jembatan

1. Data Struktur Atas

   Panjang gelagar dalam 1 bentang, L = 28 m

   Panjang gelagar bersih jembatan, L_n = 27,4 m

   Tebal lapisan aspal , t_a = 0,05 m

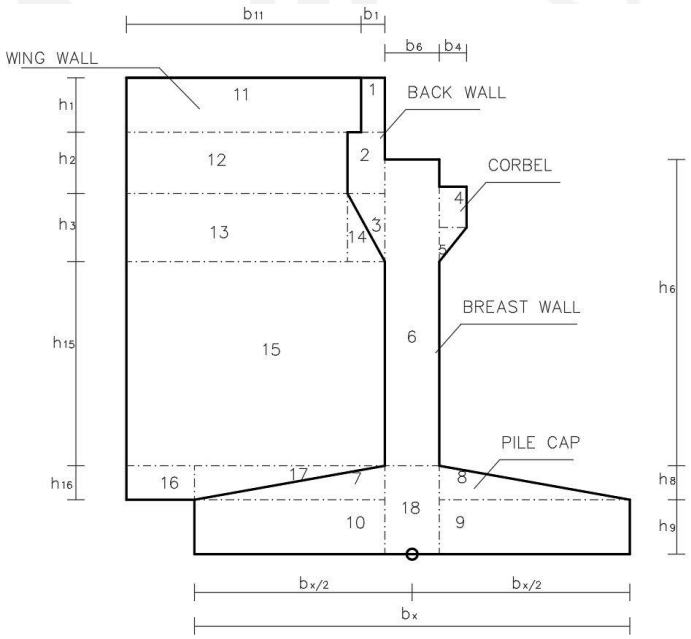
   Tebal genangan air hujan, t_h = 0,015 m

   Lebar jalur lalu lintas,b_1 = 5,5 m

   Lebar trotoar, b_2 =1,25 m

   Tebar total jembatan, b = 8 m

2. Data Struktur Bawah



Gambar 5. 33 Dimensi Abutment

Tabel 5. 29 Data Dimensi Abutnent

Back wall					
h1	800	mm	b1	350	mm
h2	900	mm	b2	550	mm
h3	1000	mm	b3	550	mm
Corbel					
h4	600	mm	b4	400	mm
h5	500	mm	b5	400	mm
Breast wall					
h6	4500	mm	b6	800	mm
Pile Cap					
bx	6400	mm	by	8000	mm
h7	500	mm	b7	2800	mm
h8	500	mm	b8	2800	mm
h9	800	mm	b9	2800	mm
h10	800	mm	b10	2800	mm
h18	1300	mm	b18	800	mm
Wing wall					
h11	800	mm	b11	3450	mm
h12	900	mm	b12	3250	mm
h13	1000	mm	b13	3250	mm
h14	1000	mm	b14	550	mm
h15	3000	mm	b15	3800	mm
h16	500	mm	b16	1000	mm
h17	500	mm	b17	2800	mm

Untuk data tanah dalam perencanaan abutment mengacu pada pengujian parameter kuat geser dan pengujian properti tanah. Dengan pengujian di kedalaman tanah 10 m dari muka tanah. Untuk parameter kuat geser dalam hal ini dilakukan dengan pengujian geser langsung. Untuk perencanaan abutment digunakan kondisi tanah paling kritis dari ketiga titik pengujian maka digunakan titik BM2

Tabel 5. 30 Bahan Material Abutment

Tanah timbunan		
B.Volume, γ=	17,2	kN/m^3
sudut gesek , Φ=	35	°
kohesi, C=	0	kN/m^2
Tanah Asli Dasar Pile Cap		
B.Volume, γ=	1,942	gr/cm^3
	19,05	kN/m^3
sudut gesek , Φ=	19,72	°
kohesi , C=	9,61	kN/m^2
Bahan Struktur		
Mutu Beton, fc'	30	MPa
Mutu baja tulangan, fy	320	MPa

3. Analisis beban kerja abutment
   a. Berat sendiri (MS)
      1) Struktur atas
         a) Berat Sendiri Gelagar

            Gelagar baja yang digunakan adalah profil I 900.300.16.28 dengan berat per meter Q_{MS1} 2,38 kN/m. Untuk berat total dalam 1 bentang sebagai berikut.

            Panjang gelagar dalam 1 bentang, L = 28 m

            Jumlah gelagar, n = 6 buah

            Total berat gelagar, W_{MS1} $= n \times L \times Q_{MS1}$

            $= 6 \times 28 \times 2{,}38$

            $= 400{,}48$ kN

         b) Berat Sendiri Diafragma

            Diafragma baja yang digunakan adalah profil I 450.200.9.14 dengan berat per meter Q_{MS2} 0,746 kN/m. Untuk berat total dalam 1 bentang sebagai berikut:

            Berat per meter Q_{MS2} = 0,746 kN/m

            Panjang diafragma efektif, L = 1,25 m

            Jumlah diafragma arah memanjang, n_1 = 8 buah

            Jumlah diafragma arah melintang, n_2 = 5 buah

Total berat diafragma, W_{MS2} $= n_1 \times n_2 \times L \times Q_{MS1}$

$= 8 \times 5 \times 0{,}746$

$= 37{,}27$ kN

c) Berat Sendiri Pelat Lantai Kendaraan

Lebar jembatan, B_t $= 8$ m

Tebal pelat lantai kendaraan,h_1 $= 0{,}2$ m

Berat volume beton, γc $= 25$ kN/m^3

Panjang pelat lantai dalam 1 bentang, L $= 28$ m

Berat total pelat lantai, W_{MS4} $= B_t \times h_1 \times L \times \gamma c$

$= 8 \times 0{,}2 \times 28 \times 25$

$= 1120$ kN

d) Berat Sendiri Bondex

Jumlah pelat bondex, n $= 5$ buah

Panjang pelat lantai, L $= 28$ m

Jarak spasi gelagaar, S $= 1{,}25$

Luas area 1 bondex, A_1 $= L \times S$

$= 28 \times 1{,}25$

$= 35$ m^2

Total luas bondex, A_t $= n \times A_1$

$= 5 \times 35 = 175$ m^2

Berat bondex yang dibutuhkan, W_{MS3} $= 0{,}291 \times 175$

$= 50{,}93$ kN

e) Berat Sendiri Trotoar

Berdasarkan berat satu sisi trotoar pada perhitungan pembebanan Slab trotoar didapatkan berat total trotoar sebagai beriku.:

Berat satu sisi trotoar, $W_{trotoar}$ $= 432{,}6$ kN

Berat dua sisi trotoar, W_{MS5} $= 432{,}6 \times 2$

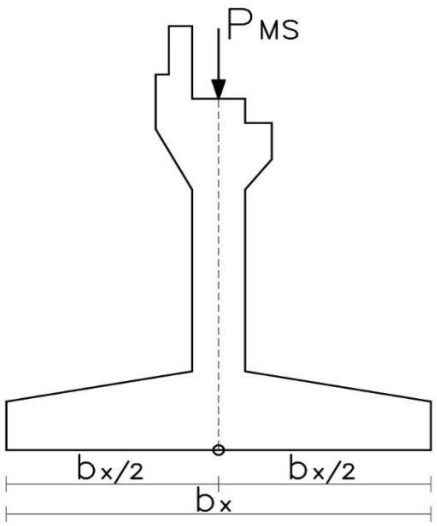
$= 865{,}2$ kN

f) Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur Atas

Berat sendiri total, $W_{MSt} = W_{MS1} + W_{MS2} + W_{MS3} + W_{MS4} + W_{MS5}$

$= 400{,}38 + 37{,}27 + 50{,}93 + 1120 + 865{,}2$

= 2473,89 kN



Gambar 5. 34 Berat Struktur Atas

P_{MS} = ½ W_{MS} = ½ × 2473,89

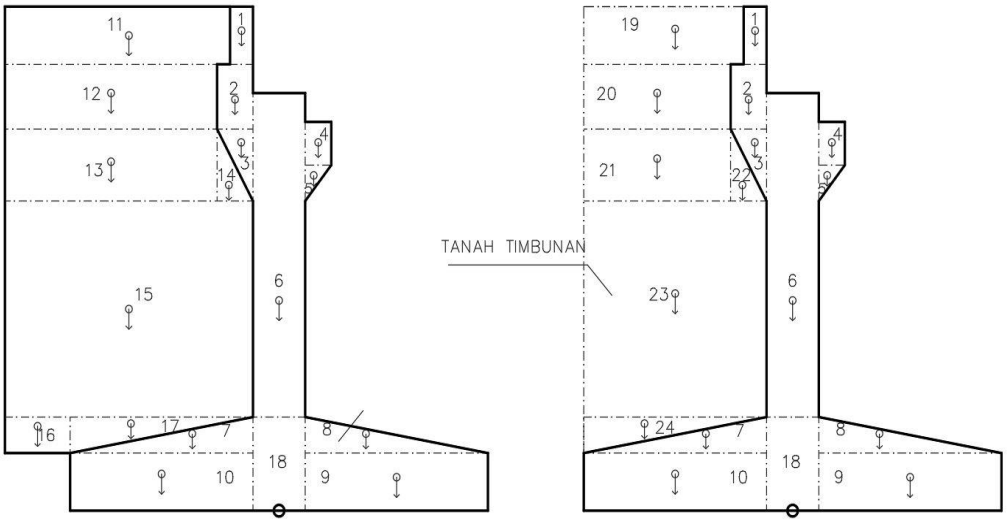
= 1236,94 Kn

eksentrisitas, e = 0 m

Momen ultimit akibat beban struktur atas. M_{MS} = P_{MS} × 0

= 0 kNm

2) Struktur bawah



Gambar 5. 35 Berat Penampang Struktur Bawah Abutment

Tabel 5. 31 Perhitungan Gaya dan Momen Abutment

No	Bagian				Berat	Lengan momen, m	Momen X
	b, m	h, m	by , m	shape	kN		kNm
1	0,35	0,8	8	1	56	0,58	-32,48
2	0,55	0,9	8	1	99	0,68	-67,32
3	0,55	1	8	0,5	55	0,58	-31,90
4	0,4	0,6	8	1	48	0,60	28,80
5	0,4	0,5	8	0,5	20	0,53	10,60
6	0,8	4,5	8	1	720	0,00	0,00
7	2,8	0,5	8	0,5	140	1,33	-186,20
8	2,8	0,5	8	0,5	140	1,33	186,20
9	2,8	0,8	8	1	448	1,80	806,40
10	2,8	0,8	8	1	448	1,80	-806,40
18	0,8	1,3	8	1	208	0,00	0,00
Jumlah					2174		-92,30

Perencanaan *wing wall* sebagai penahan timbunan agar tidak terjadi longsor dan mengakibatkan turunnya elevasi jalan.Tebal *wing wall* digunakan 0,55 m baik sisi kiri maupun kanan jembatan.

Tabel 5. 32 Perhitungan Gaya dan Momen Struktur *Wing wall*

No	Bagian				Berat	arah momen	Lengan momen, m	Momen X
	b, m	h, m	tw , m	shape	kN			kNm
11	3,45	0,8	0,55	1	37,95	-1	2,30	-87,29
12	3,25	0,9	0,55	1	40,22	-1	2,58	-103,76
13	3,25	1	0,55	1	44,69	-1	2,58	-115,29
14	0,55	1	0,55	0,5	3,78	-1	0,77	-2,91
15	3,8	3	0,55	1	156,75	-1	2,30	-360,53
16	1	0,5	0,55	1	6,88	-1	3,70	-25,44
17	2,8	0,5	0,55	0,5	9,63	-1	2,27	-21,85
Jumlah					299,89		`	-717,07

Dengan tebal *wing wall* 0,55 m , maka lebar timbunan abutment menjadi sebagai beriku:

Lebar tanah timbunan, By’ = By- 2 × tw

= 8 – 2 × 0,55

= 6,9 m

Tabel 5. 33 Perhitungan Gaya dan Momen Tanah Timbunan

No	Bagian				Berat	arah momen	L. momen, m	Momen X
	b, m	h, m	By' , m	shape	kN			kNm
19	2,45	0,8	6,9	1	232,6	-1,0	2,0	-460,6
20	2,25	0,9	6,9	1	240,3	-1,0	2,1	-499,9
21	2,25	1	6,9	1	267,0	-1,0	2,1	-555,4
22	0,55	1	6,9	0,5	32,6	-1,0	0,8	-25,1
23	2,8	3	6,9	1	996,9	-1,0	1,8	-1794,4
24	2,8	0,5	6,9	0,5	83,1	-1,0	2,3	-188,6
Jumlah					1852,6			-3524,0

3) Rekapitulasi Berat Sendiri (MS)

Tabel 5. 34 Rekapitulasi Berat Mati Sendiri Struktur Bawah Abutment

Rekapitulasi beban mati sendiri Ms			
No	berat sendiri	PMS, Kn	MMS, kNm
1	struktur atas	1236,9	0,0
2	Abutment	2174,0	-92,3
3	2 Sisi *Wing wall*	599,8	-1434,1
4	Tanah timbunan	1852,6	-3524,0
Jumlah		5863,3	-5050,5

b. Beban mati tambahan (MA)

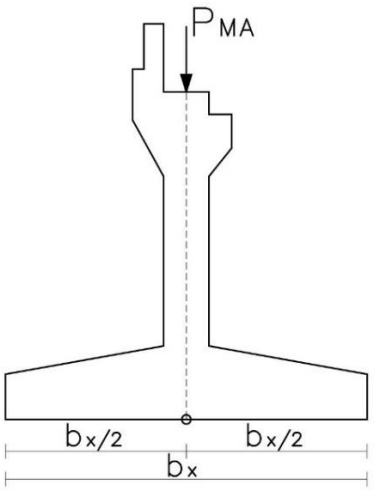
1. Lapisan Aspal Q_{MA1} = 6,05 kN/m
2. Lapisan genangan air hujan Q_{MA2} = 0,808 kN/m +

Q_{MAt} = 6,85 kN/m

Panjang berat mati tambahan dalam 1 bentang, L = 28 m

Berat total sepanjang 1 bentang, $W_{MA} = Q_{MAt} \times L$

$= 6,85 \times 28 = 192,03$ kN



Gambar 5. 36 Reaksi Perletakan Akibat Beban Mati Tambahan

P_{MA} = ½ W_{MA} = ½ x 293,67

= 146,84 kN

eksentrisitas, e = 0,092 m

arah momen = -1

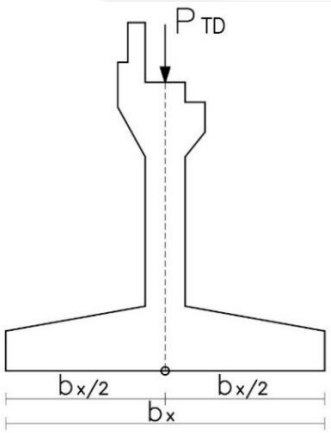
Momen ultimit akibat beban struktur atas. M_{MA} = - P_{MA} × e

= -146,84 × 0,092

= -13,51 kNm

c. Beban lalu lintas (TD)

Besar beban lajut "D" dalam satu bentang diperoleh sebagai berikut.



Gambar 5. 37 Reaksi Perletakan Akibat Beban Lalu Lintas

Dengan data lalu lintas sebagai berikut:

Lebar jalan lalu lintas, B_1 = 5,5 m

Panjang lalu lintas dalam 1 bentang, L = 28 m

Beban terbagi merata, q = 9 kN/m^2

Beban garis terpusat, p = 49 kN/m

Faktor beban dinamis, FBD = 40%

Berdasarkan kelas jembatan B jalan lingkungan maka faktor beban bina marga menjadi sebagai berikut:

Faktor beban bina marga, FBM = 70%

Maka perhitungan beban lalu lintas dapat dhitung sebagai beriku:

W_{TD} = B x L x q x FBM + p x B x FBD x FBB

= 5,5 × 28× 9 × 70% + 49 × 5,5 × 1,4 × 70% = 1045,66 kN

Reaksi perletakan beban lalu lintas, P_{TD} = ½ × W_{TD}

= ½ × 1045,66 = 522,83 kN

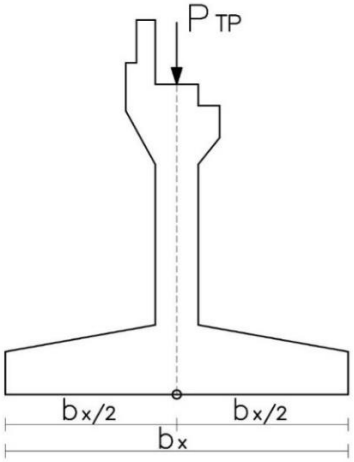
eksentrisitas, e = 0 m

Momen ultimit akibat beban struktur atas. M_{TD} = P_{TD} × e

= 0 kNm

d. Beban pejalan kaki (TP)

Besar beban pejalan kaki dalam satu bentang diperoleh sebagai berikut.



Gambar 5. 38 Reaksi Perletakan Akibat Beban Pejalan Kaki

Dengan data beban pejalan kaki sebagai berikut

Lebar trotoar, B_2 = 1,25 m

Panjang pelat trotoar, L = 28 m

Beban hidup pejalan kaki, q_{TP} = 5 kN/m^2

Beban hidup kendaraan ringan, q_{LL} = 17 kN/m

W_{TP} = $2 \times B_2 \times L \times q_{TP} + 2 \times q_{LL} \times L$

= $2 \times 1{,}25 \times 28 \times 5 + 2 \times 17 \times 28$ = 1302 kN

Reaksi perletakan beban lalu lintas, P_{TP} = ½ × W_{TP}

= ½ × 1302 = 651 kN

eksentrisitas, e = 0 m

Momen ultimit akibat beban struktur atas. M_{TP} = $P_{TP} \times e$

= 0 kNm

e. Beban rem (TB)

Besar beban rem 1 bentang dalam arah memanjang jembatan sebesar P_{TB} dihitung sebagai berikut:

Besarnya nilai gaya rem yang terjadi pada jembatan dihitung sebagai berikut.

Lebar jalur lalu lintas, B_1 = 5,5 m

Panjang jembatan ,L = 28 m

Untuk pembebanan truk berdasarkan SNI 1725:2016 sebagai berikut:

Berat total gandar truk, W_{truk} = 500 kN

Dengan distribusi gandar truk sebagai berikut:

Beban gandar depan, TR_1 = 50 kN

Beban gandar tengah, TR_2 = 225 kN

Beban gandar belakang, TR_3 = 225 kN

Faktor beban dinamis truk,FBD_{truk} = 1,3

beban terbagi merata, q = 9 kN/m^2

Tipe kelas jembatan = B

Dengan tipes kelas jembatan B maka faktor beban bina marga dapat menjadi 70%

Faktor beban bina marga, FBM = 70%

Maka perhitungan dapat dihitung sebagai berikut:

Gaya rem 1 (TB_1)

25% dari berat satu gandar truk desain = 25% x (TR_2 = TR_3)

= 0,25 x (225)

= 56,25 kN

beban terbagi merata terfaktor, $q_{terfaktor}$ = q × FBM

= 9 × 70%

= 6,3 kN/m^2

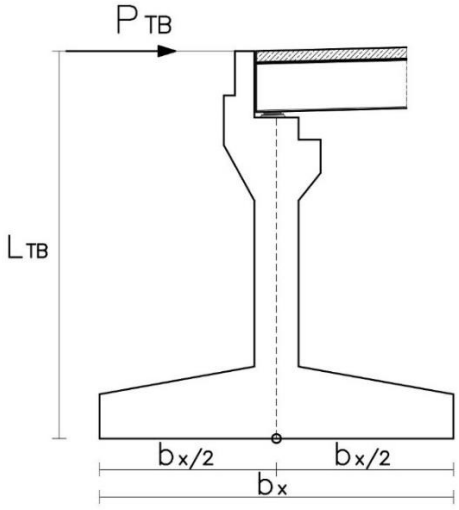
Gaya rem 2 (TB_2)

5 % berat truk ditambah BTR = 5% × (500 x FBD truk +$q_{terfaktor}$ × L × B_1)

= 0,05 × (500 x 1,3 + 6,3 × 28 × 5,5)

= 81,01 kN

gaya rem max yang terjadi ,P_{TB} = 81,01 Kn



Gambar 5. 39 Reaksi Perletakan Akibat Beban Rem

Lengan terhadap titik berat pile cap,L_{TB} = 7 m

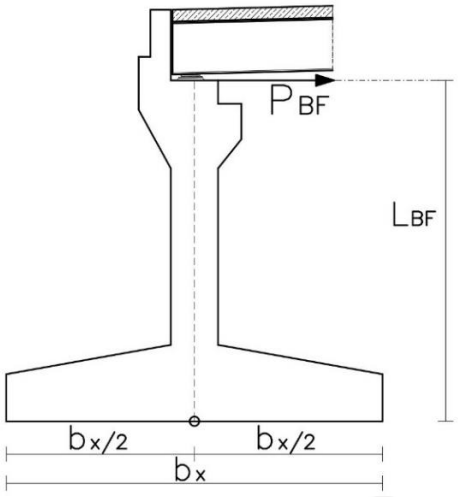
Momen ultimit yang terjadi di pile cap , Mu = P_{TB} × L_{TB}

= 81,01 × 7 = 567,07 kNm

f. Beban gesekan perletakan (BF)

Berdasarkan perhitungan sub bab 5.7.4 beban gesekan perletakan diperoleh sebagai berikut.

Beban gesekan perletakan, P_{BF} = 70,42 kN



Gambar 5. 40 Reaksi Perletakan Akibat Beban Gesekan Perletakan

Lengan momen terhadap titik berat pile cap, L_{BF} = 5,8 m

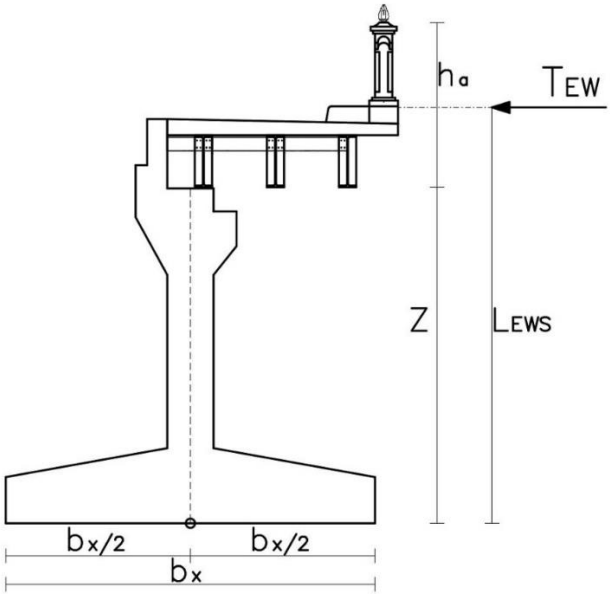
Momen ultimit yang terjadi, Mu = $P_{BF} \times L_{BF}$

= 70,42 × 5,8 = 408,436 kNm

g. Beban angin struktur (EWs)

Berdasarkan perhitungan sub bab 5.8.2 bahwa gaya tekan angin diperoleh sebagai berikut.

Gaya tekan angin dari sampping , P_H = 337,91 kN



Gambar 5. 41 Beban Angin Struktur Abutment

Tinggi ha,

= tinggi gelagar + tebal pelat lantai + tebal pelat trotoar + tinggi parapet

= 0,9 + 0,2 + 0,3 + 1,45

= 2,85 m

Lengan momen terhadap fondasi, L_{EW} = ½ Ha + Z

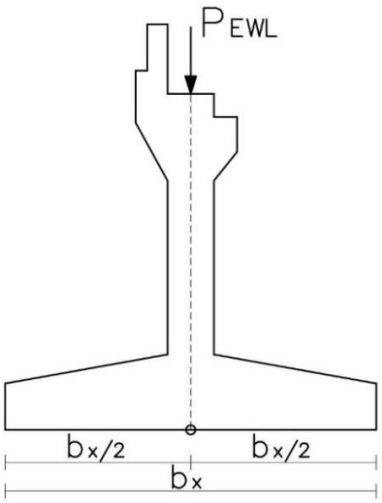
= (2,85/2) + 5,8

= 7,225 m

Momen akibat angin arah y, Muy = $P_H \times L_{EW}$

= 337,91 × 7,225 = 2441,44 kNm

h. Beban angin kendaraan (EWL)



Gambar 5. 42 Reaksi Perletakan Akibat Beban Angin Kendaraan

Panjang jembatan dalam 1 bentang, L = 28000 mm

Panjang bentang ditumpu oleh abutment, L/2 =14000 mm

Jarak antar roda kendaraa, x = 1750 mm

Lengan terhadap angin dari samping, h= 1800 mm

Gaya tekan angin kendaraan, T_{EW} = 1,46 x (L/2)

= 1,46 x 14000 = 20440 N

Reaksi perletakan akibat angin kendaraan, P_{EWL} $= \frac{(1{,}46 \times 0{,}5L) \times h}{\times}$

$= \frac{(1{,}46\ x\ 14000) x\ 1800}{1750}$

= 21024 N

= 21,024 kN

eksentrisitas, e = 0 m

Momen ultimit akibat beban struktur atas. M_{EWL} = P_{EWL} × e

= 0 kNm

i. Beban gempa (EQ)

1) Gempa vertikal (EQ_V)

Reaksi perletakan beban mati struktur atas, P_{MS} = 1236,94 kN

Reaksi perletakan beban mati tambahan, P_{MA} = 96,019 kN

Gempa vertikal I, EQ_{V1} = 10% × (P_{MS} + P_{MA})

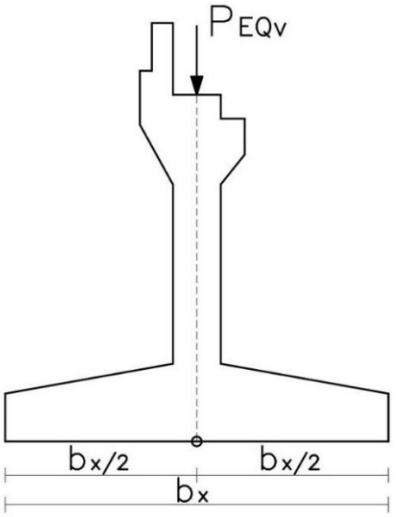
= 10% x (1236,94 + 96,019) = 133,29 kN

Gempa vertikal II, EQ_{V2} = 120% × ((P_{MS} + P_{MA})-(10% × (P_{MS} + P_{MA})))

= 120% × ((1236,94+ 96,019)-(133,29))

= 1439,60 kN

Reaksi perletakan akibat beban gempa vertikal, P_{EQV} = 1439,60 kN



Gambar 5. 43 Reaksi Perletakan Akibat Beban Angin Kendaraan

eksentrisitas *breast wall* ke pile cap, e = 0 m

Momen gempa vertikal, M_x = P × e

= 0 kNm

2) Gempa lateral (EQ_L)

Daerah gempa = Imogiri, Bantul,Yogyakarta

Berdasarkan SNI 2833:2016 didapatkan parameter perhitungan sebagai berikut:

Nilai percepatan puncak batuan dasar, perecepatan tanah periode pendek 0,2 detik dan percepatan tanah periode 1 detik dapat dilihat sub bab 5.6. Berikut perhitungan gempa lateral

Percepatan puncak batuan dasar, PGA = 0,6g

Percepatan tanah periode pendek, Ss = 1,2g

Percepatan tanah periode 1 detik, S1 = 0,5g

Kondisi tanah berdasarkan pengujian N-SPT = Tanah lunak

Faktor amplikasi PGA, F_{PGA} = 0,9g

Faktor amplikasi pakai, Fa = 0,9 g

Percepatan tanah periode 1 detik, S1 = 0,5g

Faktor amplikasi S1, Fv = 2,4 g

nilai spektra permukaan tanah pada periode 0,2 detik, S_{DS} =1,08 g

koefisien percepatan puncak muka tanah, As = PGA × F_{PGA}

= 0,6 × 0,9

= 0,54 g

nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik, SD_1 =1,2 g

T_s = SD_1/ S_{DS}

= 1,2/1,08 =1,11 detik

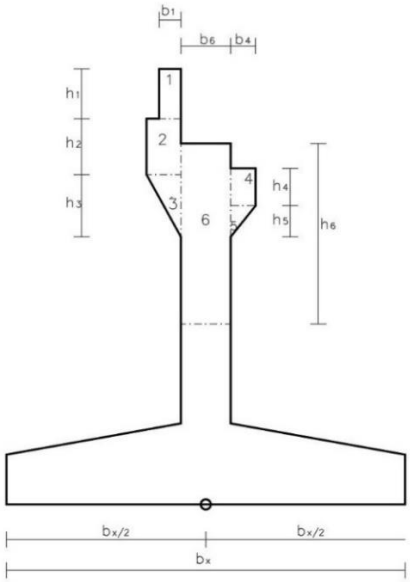
T_o = 0,2 × T_s

= 0,2 × 1,11 = 0,22 detik

Bentang jembatan berjumlah 3 bentang maka analisis beban gempa dengan metode spektra moda tunggal.

a) Beban gempa arah x

Beban gempa arah x yaitu beban yang memanjang jembatan. Berikut perhitungan beban gempa arah x.



Gambar 5. 44 Tributari Gempa Abutment

Tabel 5. 35 Rekapitulasi Berat Tributari Abutment

No	Bagian				Berat Tributari
	b, m	h, m	by , m	shape	kN
1	0,35	0,8	8	1	56
2	0,55	0,9	8	1	99
3	0,55	1	8	0,5	55
4	0,4	0,6	8	1	48
5	0,4	0,5	8	0,5	20
6	0,8	2,9	8	1	232
Jumlah					510

Berat tributari, W' = $P_{(MS\ 1/2\ bawah + atas)}$ + P_{MA}

= 1236,94+ 510 + 96,01

= 1842,96 kN

Lebar *breast wall*, h = 0,8 m

Lebar abutment, By = 8 m

Tinggi *breast wall* tanpa pile cap, Lc = 4,5 m

Percepatan gravitasi, g = 9,81 m/s^2

Inersia *breast wall* longitudinal, I $= \frac{1}{12} \times By \times h^3$

$= \frac{1}{12} \times 8 \times 0{,}8^3 = 0{,}341\ m^4$

Kuat tekan beton, Fc' = 30 MPa

Modulus elastisitas beton, E_c = 4700 × √Fc'

= 4700 × √30

= 25742,96 N/mm^2

= 25742960,2 kN/m^2

Kekakuan abutment, K $= \frac{3x\ E_c\ x\ I}{Lc^3}$

$= \frac{3\times\ 25742960{,}2\ \times 0{,}341}{4{,}5^3}$

= 289281,65 kN/m

Periode natural abutment, T $= 2\pi\sqrt{\frac{W\prime}{g.k}}$

$= 2\pi\sqrt{\frac{1843}{9{,}81.289281{,}65}} = 0{,}16$ detik

Dengan T = 0,16 < T_0 = 0,22 detik maka koefisien respon gempa elastis digunakan kondisi pertama

Koefisien respon gempa elastis, C_{sm} $= (S_{DS} - A_S)\ x\frac{T}{T_o} + A_s$

$= (1{,}08 - 0{,}54)\ x\ \frac{0{,}16}{0{,}22} + 0{,}54$

= 0,929

Jenis *breast wall* = kolom tunggal

Jenis jembatan = standar /lainnya

Faktor beban lalu lintas untuk gempa, γ_{EQ} = 0

Berat seismic adalah pusat massa yang menggetarkan abutment dengan beban struktur atas saja.Dengan abutment dianggap sebagai fondasi.

Berat seismik, W $= P_{MS} + P_{MA} + (\gamma_{EQ}\ x\ P_{TD})$

= 1236,94 + 96,019 + (0 × 522,83)

= 1332,96 kN

Berdasarkan tabel 5.34 maka faktor modifikasi respon untuk bangunan bawah sebesar 3

Tabel 5. 36 Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Bangunan Bawah

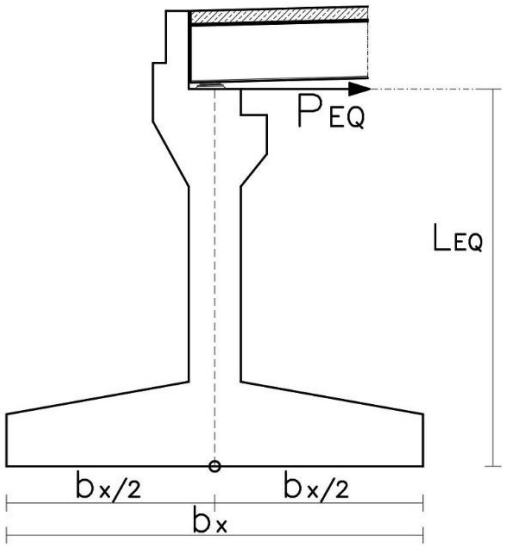
Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom Tunggal	1,5	2,0	3,0

Faktor modifikasi respon, R = 3

Gaya gempa untuk pangkal fondasi, $P_{EQ} = (\frac{C_{sm} \times W}{R})$

$= (\frac{0{,}929 \ x \ 1332{,}96}{3})$

= 412,81 kN



Gambar 5. 45 Beban Gempa Arah X Abutment

Lengan terhadap fondasi, L_{EQ} = 5,8 m

Momen akibat gempa arah x = $P_{EQ} \times L$

= 412,81 ×5,8 = 2394,33kNm

Gaya gempa arah x, H_x = 412,81 kN

b) Beban gempa arah y

Beban gempa arah y yaitu beban yang melintangjembatan. Berikut perhitungan beban gempa arah y.

Berat tributari, W' = $P_{(MS\ 1/2\ bawah + atas)}$ + P_{MA}

= 1236,94+ 510 + 96,01

= 1842,96 kN

Lebar *breast wall*, h = 0,8 m

Lebar jembatan, By = 8 m

Tinggi *breast wall*, tanpa pile cap Lc = 4,5 m

Percepatan gravitasi, g = 9,81 m/s^2

Inersia *breast wall* longitudinal, I $= \frac{1}{12} \times By^3 \times h$

$= \frac{1}{12} \times 8^3 \times 0,8 = 34,133\ m^4$

Kuat tekan beton, Fc' = 30 MPa

Modulus elastisitas beton, E_c = 4700 × √Fc'

= 4700 × √30

= 25742,96 N/mm^2

= 25742960,2 kN/m^2

Kekakuan abutment, K $= \frac{3 \times E_c \times I}{Lc^3}$

$= \frac{3 \times\ 25742960,2\ \times 34,133}{4,5^3}$

= 28928165,98 kN/m

Periode natural abutment, T $= 2\pi \sqrt{\frac{W\prime}{g.k}}$

$= 2\pi \sqrt{\frac{1842,96}{9,81.28928165,98\ ,65}}$

= 0,016 detik

Dengan T = 0,016 < T_0 = 0,22 detik maka koefisien respon gempa elastis digunakan kondisi pertama

Koefisien respon gempa elastis, C_{sm}= (S_{DS} – A_S) $\times \frac{T}{T_o}$ + A_s

$= (1{,}08 - 0{,}54) \times \frac{0{,}016}{0{,}22} + 0{,}54$

$= 0{,}578$

Jenis *breast wall* = kolom tunggal

Jenis jembatan = standar /lainnya

Faktor beban lalu lintas untuk gempa, γ_{EQ} = 0

Berat seismic adalah pusat massa yanng menggetarkan abutment dengan beban struktur atas saja.Dengan abutment dianggap sebagai fondasi.

Berat seismik, $W = P_{MS} + P_{MA} + (\gamma_{EQ} \times P_{TD})$

$= 1236{,}94 + 96{,}019 + (0 \times 522{,}83)$

$= 1332{,}96$ kN

Faktor modifikasi respon, R = 3

Gaya gempa untuk pangkal fondasi, $P_{EQ} = (\frac{C_{sm} \times W}{R})$

$= (\frac{0{,}578 \ x \ 1332{,}96}{3})$

$= 257{,}22$ kN

Lengan terhadap fondasi, L_{EQ} = 5,8 m

Momen akibat gempa arah y $= P_{EQ} \times L_{EQ}$

$= 257{,}22 \times 5{,}8$

$= 1491{,}88$ kNm

Gaya gempa arah y, H_y = 257,22 kN

j. Tekanan tanah aktif (TA)

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (Ws), sudut gesek dalam (Φ), dan kohesi (c) . Untuk tumbunan abutment digunakan timbunan terbaik dengan timbunan sirtu campuran kerikil dan pasir kasar.Dengan data timbunan diasumsikan dengan kohesi C= 0 dan sudut geser dalam Φ = 35°.

Data Tanah timbunan abutment sebagai berikut :

Jenis timbunan = Campuran kerikil dan pasir

Berat volume tanah timbunan, W_s = 17,2 kN/m^3

Sudut gesek dalam timbunan, Φ = 35 °

Sudut geser antara urugan dan dinding, δ = 30°

Kohesi timbunan, C = 0 kN/m^2

Kedalaman timbunan abutment,H = 7 m

Lebar abutment total, By = 8 m

Lebar timbunan,By' = By- (2x tebal *wing wall*) = 8- 0,55-0,55

= 6,9 m

Sudut tanah dengan bangunan belakang abutment tegak lurus, β = 0°

Sudut timbunan lurus tidak ada yg miring terhadap abutment, θ = 90°

$\Phi'f = \tan^{-1} (K_{\Phi}^{R} \times \tan \Phi)$; $K_{\Phi}^{R} = 0,7$

$= \tan^{-1} (0,7 \times \tan 35)$

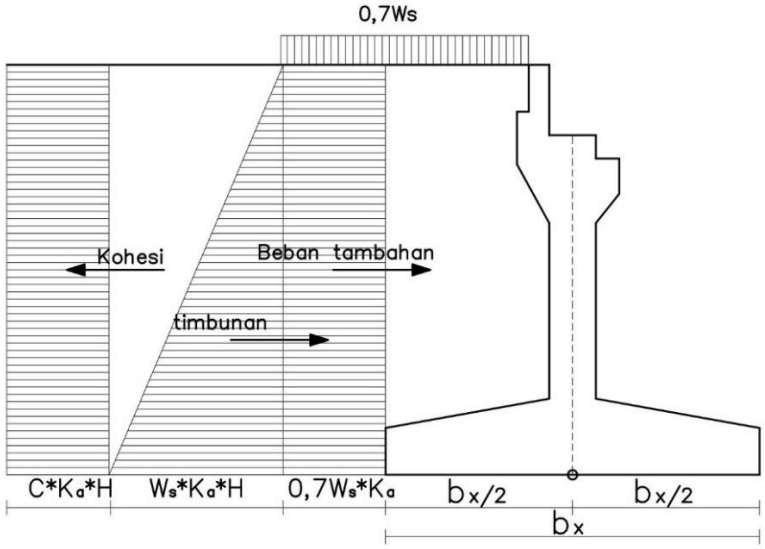
= 0,455 rad = 26,11 °

$$r = 1 + \sqrt{\frac{Sin\,(\Phi' f + \delta)\, sin\,(\Phi' f - \beta)}{Sin\,(\theta - \delta)\, sin\,(\theta + \beta)}}$$

$$= 1 + \sqrt{\frac{Sin\,(26,11 + 30)\, sin\,(26,11 - 0)}{Sin\,(90 - 30)\, sin\,(90 + 0)}} = 2,72$$

Koefisien tekanan tanah aktif, $Ka = \frac{Sin^2\,(\theta + \Phi' f)}{r\,[Sin^2\,\theta\, sin\,(\theta - \delta)]}$

$= \frac{Sin^2\,(90 + 26,11)}{2,72\,[Sin^2\,90\, sin\,(90 - 30)]} = 0,342$



Gambar 5. 46 Tanah Aktif Abutment

Gaya tekanan aktif:

Akibat beban diatas = 0,7 $Ws \times KaH \times By$'

$= 0{,}7 \times 17{,}2 \times 0{,}342 \times 7 \times 6{,}9$

=198,98 kN

Akibat beban timbunan $= \frac{1}{2} Ws \times Ka \times By' \times H^2$

$= \frac{1}{2} 17{,}2 \times 0{,}342 \times 6{,}9 \times 7^2$

= 994,92 kN

Akibat kohesi timbunan = $2 \times C \times H \times (Ka)^{0{,}5} \times By' = 0$

$P_{TA} = 0{,}7\ Ws \times Ka \times H \times By' + \frac{1}{2} Ws \times Ka \times By' \times H^2 -$

$2 \times C \times H \times (Ka)^{0{,}5} \times By'$

= 198,98 + 994,92 + 0 = 1193,91 kN

Momen tekanan aktif:

Akibat beban diatas $= 0{,}7\ Ws \times Ka \times H \times By \times (\frac{1}{2} H^2)$

$= 0{,}7 \times 17{,}2 \times 0{,}342 \times 6{,}8 \times 6{,}9 \times (\frac{7}{2})$

= 696,44 kNm

Akibat beban timbunan $= \frac{1}{2} Ws \times Ka \times B \times H^2 \times (\frac{1}{3} H)$

$= \frac{1}{2} \times 17{,}2 \times 0{,}342 \times 6{,}9 \times 6{,}8^2 \times \left(\frac{1}{3} x\ 7\right)$

=2321,49 kNm

Akibat kohesi timbunan $= -2 \times C \times H \times (Ka)^{0{,}5} \times 1/2H = 0$

M_{TA} = 657,22 + 2128,14 - 0

= 3017,94 kN

Gaya horizontal tanah $H_{ux} = P_{TA}$ = 1193,91 kN

k. Tekanan tanah pasif (T_{pasif})

Berdasarkan perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut:

Lebar fondasi pile cap, By = 8 m

Tinggi tanah pasif, H = 1,3 m

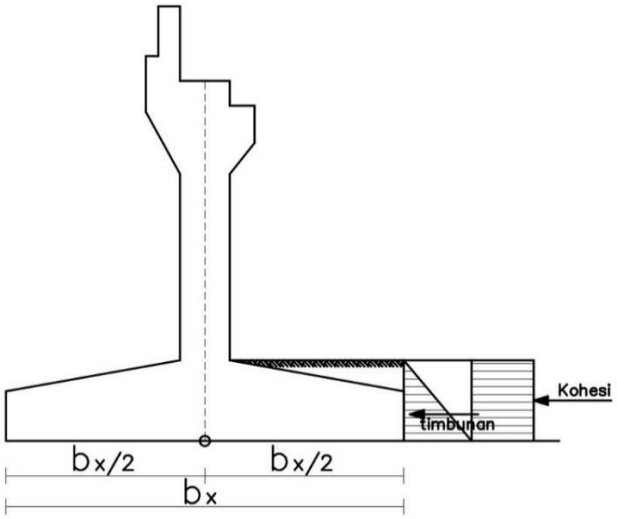
Sudut gesek tanah dasar pile cap,Φ_d = 19,72°

Kohesi tanah dasar pile cap,C = 9,61 kN/m^2

Berat volume tanah dasar, Ws_d = 19,05 kN/m^3

Koefisien tanah aktif, K_a = 0,342

Koefisien tanah pasif, K_p = 1/0,342 = 2,92



Gambar 5. 47 Tanah Pasif Abutment

Gaya tekanan pasif,

Akibat beban timbunan $= \frac{1}{2} Ws \times Kp \times By' \times H^2$

$= \frac{1}{2} 19{,}05 \times 2{,}92 \times 8 \times 1{,}3^2$

=376,37 kN

Akibat kohesi timbunan $= 2 \times C \times H \times (Kp)^{0{,}5} \times By$

$= 2 \times 9{,}61 \times 1{,}3 \times (2{,}92)^{0{,}5} \times 8$

= 341,84 kN

P_{TPasif} $= 2 \times C \times H \times (Kp)^{0{,}5} \times By + \frac{1}{2} Ws \times Kp \times By' \times H^2$

= 376,37 + 341,84 = 718,22 kN

Momen tekanan pasif:

Akibat beban timbunan $= \frac{1}{2} Ws \times Kp \times By \times H^2 \times (\frac{1}{3} H)$

$= \frac{1}{2} \times 19{,}05 \times 2{,}92 \times 8x1{,}3^2 \text{x} \left(\frac{1}{3} 1{,}3\right)$

= 163,09 kNm

Akibat kohesi timbunan $= 2\ x\ C\ x\ H\ x\ (Kp)^{0{,}5} x\ 1/2H$

$= 2\ x\ 6{,}67\ x\ 1{,}3x\ (2{,}92)^{0{,}5} x\ 0{,}5\ x\ 1{,}3$

= 27,77 kNm

M_{TPasif} = 163,09 + 27,77

= 190,86kN

Gaya horizontal tanah H_{ux} =P_{TA} = 718,22 kN

l. Tekanan Tanah Dinamis (T_{EQ})

Tekanan tanah dinamis berdasarkan SNI 2833-2016 pasal 9.6 dipengaruhi oleh hal hal berikut.

Tinggi timbunan,H = 6,8 m

Lebar jembatan, By = 8 m

Lebar timbunan,By' = By- (2x tebal *wing wall*) = 8- 0,55-0,55

= 6,9 m

Berat volume tanah timbunan, γ = 17,2 kN/m^3

koefisien percepatan vertical, kv = 0 °

kemiringan dinding kepala jembatan terhadap bidang vertikal,βa = 0°

koefisien percepatan horizontal, Kh= As/2 = 0,54/2 = 0,27g

Sudut, θ =arc tan $\frac{kh}{1-kv}$ = 0,263 rad = 15,10°

sudut geser diantara tanah dan kepala jembatan, δ = 30°

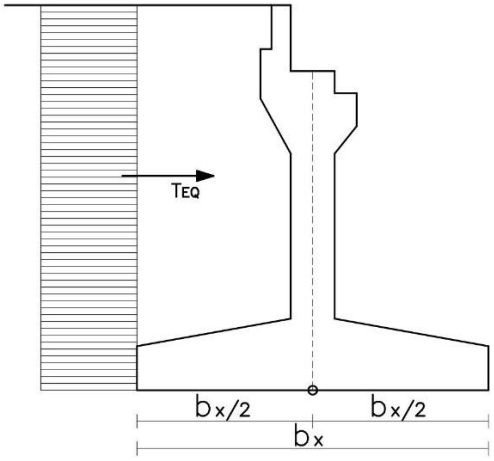
sudut geser internal tanah, Φ = 35 °

Sudut kemiringan timbunan, i = 0°

$$K_{AE} = \frac{cos^2(\Phi - \theta - \beta a)}{\cos\theta . cos^2 . \beta a . \cos(\delta+\theta+\beta a)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{sin\,(\delta + \Phi)\, sin(\,\Phi - \theta - i)}{Cos\,(\delta + \Phi + \beta a)\, cos\,(i-\beta a)}}\right]^{-2}$$

$$= \frac{cos^2(35 - 15{,}10 - 0)}{\cos 15{,}1 . cos^2 . 0 . \cos(30+15{,}1+0)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{sin\,(30 + 35)\, sin(\,35 - 15{,}1 - i0}{Cos\,(30 + 35 + 0)\, cos\,(0-0)}}\right]^{-2}$$

= 0,377



Gambar 5. 48 Tanah Dinamis Abutment

Gaya tekanan tanah dinamis,

T_{EQ} $= ½ \times \gamma \times Ht^2 \times (1\text{-}Kv) \times K_{AE} \times By'$

$= ½ \times 17{,}2 \times 7^2 \times (1\text{-}0) \times 0{,}377 \times 6{,}9$

$= 1097{,}60 = H_{ux}$

titik tangkap tekanan tanah dinamis, L_{EQ} $= ½ H = 6{,}8$ m

Momen akibat tanah dinamis, Mux $= T_{EQ}. L_{TEQ}$

$= 1097{,}60. 3{,}5$

$= 3841{,}60$ kNm

m. Kombinasi Beban Kerja Abutment

Tabel 5. 37 Rekapitulasi Beban Kerja Fondasi Pile Cap Pada Abutment

Beban	Notasi	P	Mx	My	Hx	Hy
		Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri	MS	5863,3	-5050,5			
Mati tambahan	MA	96,0	0,0			
Lajur	TD	522,8	0,0			
Pejalan kaki	TP	651,0	0,0			
Rem	TB		567,1		81,0	
Gesekan perletakan	BF		408,4		70,4	
Angin struktur	E_{WS}			2441,4		337,9
Angin kendaraan	E_{WL}	21,0	0,0			
Gempa vertikal	E_{QV}	1439,6	0,0			
Gempa lateral	E_{Qltr}			1491,9		257,2
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}		2394,3		412,8	
Tanah Aktif	TA		3017,9		1193,9	
Tanah pasif	Tpasif		-190,9		-718,2	
Tanah dinamis	T_{EQ}		3841,6		1097,6	

Tabel 5. 38 Rekapitulasi Kombinasi Layan I Pile Cap Pada Abutment

Beban	Notasi	Layan 1	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri	MS	1,0	5863,3	-5050,5	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,0	96,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	1,0	522,8	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	1,0	651,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	1,0	0,0	567,1	0,0	81,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	1,0	0,0	408,4	0,0	70,4	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0,3	0,0	0,0	2441,4	0,0	101,4
Angin kendaraan	E_{WL}	1,0	21,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tanah Aktif	TA	1,0	0,0	3017,9	0,0	1193,9	0,0
Tanah pasif	Tpasif	1,0	0,0	-190,9	0,0	-718,2	0,0
Tanah dinamis	T_{EQ}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Total			7154,2	-1247,9	2441,4	627,1	101,4

Tabel 5. 39 Rekapitulasi Kombinasi Layan II Pile Cap Pada Abutment

Beban	Notasi	Layan II	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri	MS	1,0	5863,3	-5050,5	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,0	96,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	1,3	679,7	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	1,3	846,3	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	1,3	0,0	737,2	0,0	105,3	0,0
Gesekan perletakan	BF	1,0	0,0	408,4	0,0	70,4	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tanah Aktif	TA	1,0	0,0	3017,9	0,0	1193,9	0,0
Tanah pasif	Tpasif	1,0	0,0	-190,9	0,0	-718,2	0,0
Tanah dinamis	T_{EQ}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Total			7485,3	-1077,8	0,0	651,4	0,0

Tabel 5. 40 Rekapitulasi Kombinasi Layan III Pile Cap Pada Abutment

Beban	Notasi	Layan III	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri	MS	1,0	5863,3	-5050,5	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,0	96,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	0,8	418,3	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0,8	520,8	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	0,8	0,0	453,7	0,0	64,8	0,0
Gesekan perletakan	BF	1,0	0,0	408,4	0,0	70,4	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tanah Aktif	TA	1,0	0,0	3017,9	0,0	1193,9	0,0
Tanah pasif	Tpasif	1,0	0,0	-190,9	0,0	-718,2	0,0
Tanah dinamis	T_{EQ}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Total			6898,4	-1361,3	0,0	610,9	0,0

Tabel 5. 41 Rekapitulasi Kombinasi Layan IV Pile Cap Pada Abutment

Beban	Notasi	Layan IV	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri	MS	1,0	5863,3	-5050,5	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,0	96,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0,7	0,0	0,0	1709,0	0,0	236,5
Angin kendaraan	E_{WL}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tanah Aktif	TA	1,0	0,0	3017,9	0,0	1193,9	0,0
Tanah pasif	Tpasif	1,0	0,0	-190,9	0,0	-718,2	0,0
Tanah dinamis	T_{EQ}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Total			5959,3	-2223,4	1709,0	475,7	236,5

Tabel 5. 42 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah X Pile Cap Abutment

Beban	Notasi	Ekstrim 1	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri	MS	1	5863,3	-5050,5	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1	96,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	0,0	408,4	0,0	70,4	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	1	1439,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0,3	0,0	0,0	447,6	0,0	77,2
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	1	0,0	2394,3	0,0	412,8	0,0
Tanah Aktif	TA	1	0,0	3017,9	0,0	1193,9	0,0
Tanah pasif	Tpasif	1	0,0	-190,9	0,0	-718,2	0,0
Tanah dinamis	T_{EQ}	1	0,0	3841,6	0,0	1097,6	0,0
Total			7398,9	**4421,0**	447,6	2056,5	77,2

Tabel 5. 43 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah Y Pile Cap Abutment

Beban	Notasi	Ekstrim 1	P	Mx	My	Hx	Hy
		100% Y+30% X	Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri	MS	1	5863,3	-5050,5	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1	96,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	0,0	408,4	0,0	70,4	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	1	1439,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	1	0,0	0,0	1491,9	0,0	257,2
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0,3	0,0	718,3	0,0	123,8	0,0
Tanah Aktif	TA	1	0,0	3017,9	0,0	1193,9	0,0
Tanah pasif	Tpasif	1	0,0	-190,9	0,0	-718,2	0,0
Tanah dinamis	T_{EQ}	1	0,0	3841,6	0,0	1097,6	0,0
Total			7398,9	2745,0	1491,9	1767,6	257,2

Tabel 5. 44 Rekapitulasi Kombinasi Beban Kerja Pile Cap Abutment

No	Kombinasi	P, kN	Mx, kNm	My, kNm	Hx. Kn	Hy, Kn
1	Layan I	7154,2	-1247,9	2441,4	627,1	101,4
2	Layan II	7485,3	-1077,8	0,0	651,4	0,0
3	Layan III	6898,4	-1361,3	0,0	610,9	0,0
4	Layan IV	5959,3	-2223,4	1709,0	475,7	236,5
5	Ekstrim Arah X : 100%X + 30%Y	7398,9	4421,0	447,6	2056,5	77,2
6	Ekstrim Arah Y : 100%Y + 30%X	7398,9	2745,0	1491,9	1767,6	257,2

4. Analisis beban ultimit Abutment

   a. *Breast wall*

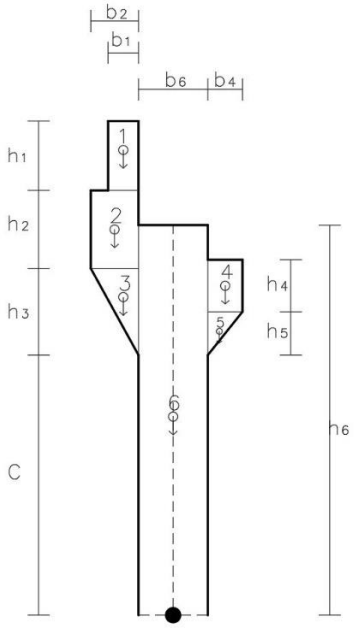
      1) Berat sendiri (MS)

         Berdasarkan perhitungan berat mati sendiri struktur atas di halaman 126 didapat sebagai berikut:

         Berat mati sendiri struktur atas beton, P_{MS} = 244,4 kN

         Berat mati sendiri struktur atas baja, P_{MS} = 1236,94 kN

         Berat mati sendiri struktur bawah *breast wall* tanpa pile cap,



Gambar 5. 49 Berat Mati Sendiri *Breast wall*

Tabel 5. 45 Rekapitulasi Berat Sendiri *Breast wall*

No	Bagian				Berat	arah momen	Lengan momen, m	Momen X
	b, m	h, m	by , m	shape	kN			kNm
1	0,35	0,8	8	1	56	-1	0,58	-32,20
2	0,55	0,9	8	1	99	-1	0,68	-66,83
3	0,55	1	8	0,5	55	-1	0,58	-32,07
4	0,4	0,6	8	1	48	1	0,60	28,80
5	0,4	0,5	8	0,5	20	1	0,53	10,66
6	0,8	4,5	8	1	720	0	0,00	0,00
Jumlah					998			-91,63

Dengan tinggi, c = 3,0 m

Berat mati sendiri struktur bawah, P_{MS} = 998 kN

2) Beban mati tambahan (MA)

Untuk perhitungan beban mati tambahan sama dengan perhitungan saat analisis beban kerja abutment di sub bab sebelumnya.

Beban mati tambahan, P_{MA} = 96,019 kN, tidak ada lengan momen

3) Beban lalu lintas (TD)

Untuk perhitungan beban lalu lintas sama dengan perhitungan saat analisis beban kerja abutment di sub bab sebelumnya.

Beban lalu lintas, P_{TD} = 522,83 kN, tidak ada lengan momen

4) Beban pejalan kaki (TP)

Untuk perhitungan beban pejalan kaki sama dengan perhitungan saat analisis beban kerja abutment di sub bab sebelumnya.

Beban pejalan kaki, P_{TP} = 651 kN, tidak ada lengan momen

5) Beban rem (TB)

Berdasarkan perhitungan sebelumnya pada sub bab analisis beban kerja abutment besar beban rem dalam arah memanjang jembatan sebesar P_{TB} 81,01 kN.

P_{TB} = 81,01 kN

$L_{TB'}$ = 5,7 m

Momen ultimit yang terjadi di pangkal *breast wall* ,

Mu = P_{TB} x L_{TB},

= 81,01 x 5,7 = 461,75 kNm

6) Beban gesekan perletakan (BF)

Berdasarkan perhitungan sebelumnya pada sub bab analisis beban kerja abutment besar beban gesekan perletakan dalam arah memanjang jembatan sebesar P_{BF} 70,42 kN.

Beban gesekan perletakan, P_{BF} = 70,42 kN

Lengan momen terhadap pangkal *breast wall*, L_{BF}, = 4,5 m

Momen ultimit yang terjadi, Mu = $P_{BF} \times L_{BF}$,

= 70,42 × 4,5 = 316,89 kNm

7) Beban angin struktur (EWS)

Berdasarkan perhitungan di sub bab sebelumnya bahwa analisis beban kerja abutment besar gaya horizontal tekanan angin daris amping dalam arah melintang jembatan jembatan sebesar T_{EW} 70,42 kN.

Gaya tekan angin dari sampping , T_{EW} = 337,91 kN

Lengan momen terhadap pangkal *breast wall*, L_{EW}, = ½ Ha + Z

= (2,85/2) + 4,5

= 5,925 m

Momen akibat angin arah y, Muy = $P_H \times \gamma_{EW}$

= 337,91 × 5,925 = 2002,15 kNm

Gaya geser arah sumbu y, H_y = 337,91 kN

8) Beban angin kendaraan (EWL)

Untuk perhitungan beban angin kendaraan sama dengan perhitungan saat analisis beban kerja abutment di sub bab sebelumnya.

Beban angin kendaraan,E_{WL} = 21,02 kN,tidak ada lengan momen

9) Gaya gempa (EQ)

a) Gempa vertikal (EQ_v)

Reaksi perletakan beban mati struktur atas, P_{MS} = 1236,94 kN

Reaksi perletakan beban mati tambahan, P_{MA} = 96,019 kN

Gempa vertikal I, EQ_{V1} = 10% × (P_{MS} + P_{MA})

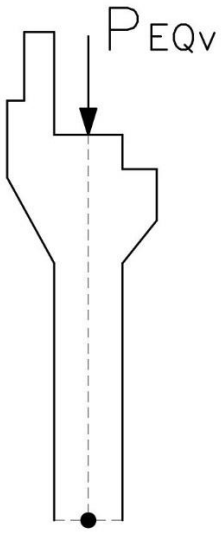
= 10% × (1236,94 + 96,019) = 133,29 kN

Gempa vertikal II, $EQ_{V2,}$

= 120% × ((P_{MS} + P_{MA})-(10% × (P_{MS} + P_{MA})))

= 120% × ((1236,94+ 96,019)-(133,29))

= 1439,60 kN



Gambar 5. 50 Gempa Vertikal *Breast wall*

Reaksi perletakan akibat beban gempa vertikal, P_{EQV} = 1439,60 kN tidak mempunyai lengan momen karena beban tepat berada di tinjauan.

b) Gempa lateral (EQ_L)

Beban gempa arah x :

Berdasarkan perhitungan beban gempa lateral pada abutment digunakan pada perhitungan *breast wall*. Beban gempa arah x yaitu beban yang memanjang jembatan. Berikut perhitungan beban gempa arah x.

Koefisien respon gempa elastis, C_{sm} = 0,929

Berat seismik, W = P_{MS} + P_{MA} + (γ_{EQ} x P_{TD})

= 1236,94 + 96,019 + (0 x 522,83)

= 1332,96 kN

Faktor modifikasi respon, R = 3

Gaya gempa untuk pangkal fondasi, $P_{EQ} = (\frac{C_{sm} \times W}{R})$

$= (\frac{0,929 \times 1332,96}{3})$

= 412,81 kN

Lengan terhadap pangkal *breast wall*, $L_{EQ'}$ = 4,5 m

Momen akibat gempa arah x = $P_{EQ} \times L_{EQ'}$

= 412,81 × 4,5 = 1857,67 kNm

Gaya gempa arah x, H_x = 412,81 kN

Beban gempa arah y :

Berdasarkan perhitungan beban gempa lateral pada abutment digunakan pada perhitungan *breast wall* .Beban gempa arah y yaitu beban yang melintang jembatan. Berikut perhitungan beban gempa arah y.

Koefisien respon gempa elastis, C_{sm} = 0,578

Berat seismik, W = $P_{MS} + P_{MA} + (\gamma_{EQ} \text{ x } P_{TD})$

= 1236,94 + 96,019 + (0 x 522,83)

= 1332,96 kN

Faktor modifikasi respon, R = 3

Gaya gempa untuk pangkal fondasi, $P_{EQ} = (\frac{C_{sm} \times W}{R})$

$= (\frac{0,578 \ x \ 1332,96}{3})$

= 257,22 Kn

Lengan terhadap fondasi, L = 4,5 m

Momen akibat gempa arah y = $P_{EQ} \times L_{EQ'}$

= 257,22 × 4,5 = 1157,50 kNm

Gaya gempa arah y, H_y = 257,22 kN

10) Tekanan Tanah Aktif (TA)

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (Ws), sudut gesek dalam (Φ), dan kohesi (c) . Untuk tumbunan abutment digunakan timbunan terbaik dengan timbunan sirtu campuran kerikil dan pasir kasar. Dengan data timbunan diasumsikan dengan kohesi C= 0 dan sudut geser dalam Φ = 35°.

Data Tanah timbunan abutment sebagai berikut :

Jenis timbunan = Campuran kerikil dan pasir

Berat volume tanah timbunan, W_s = 17,2 kN/m^3

Sudut gesek dalam timbunan, Φ = 35 °

Sudut geser antara urugan dan dinding, δ = 30°

Kohesi timbunan, C = 0 kN/m^2

Kedalaman timbunan terhadap pangkal *breast wall*, H = 5,7 m

Lebar abutment total, By = 8 m

Lebar timbunan abutment, By' = 6,9 m

Sudut tanah dengan bangunan belakang abutment tegak lurus, β = 0°

Sudut timbunan lurus tidak ada yg miring terhadap abutment, θ = 90°

$\Phi'f = \tan^{-1}(K_\Phi^R \times \tan\Phi)$; $K_\Phi^R = 0,7$

$= \tan^{-1}(0,7 \times \tan 35)$

$= 0,455$ rad $= 26,11$ °

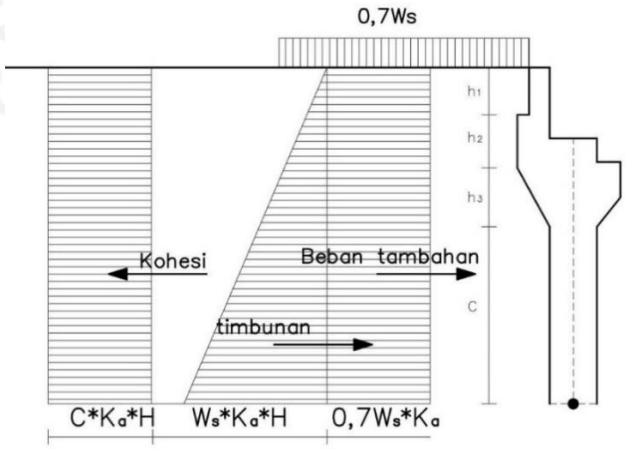
$$r = 1 + \sqrt{\frac{Sin\,(\Phi' f + \delta)\,sin\,(\Phi' f - \beta)}{Sin\,(\theta - \delta)\,sin\,(\theta + \beta)}}$$

$$= 1 + \sqrt{\frac{Sin\,(26,11 + 30)\,sin\,(26,11 - 0)}{Sin\,(90 - 30)\,sin\,(90 + 0)}} = 2,72$$

Koefisien tekanan tanah aktif, $$Ka = \frac{Sin^2\,(\theta + \Phi' f)}{r\,[Sin^2\,\theta\,sin\,(\theta - \delta)]}$$

$$= \frac{Sin^2\,(90 + 26,11)}{2,72\,[Sin^2\,90\,sin\,(90 - 30)]}$$

$= 0,342$



Gambar 5. 51 Tanah Aktif *Breast wall*

Gaya tekanan aktif:

Akibat beban diatas = 0,7 $Ws \times Ka \times H \times By$'

$= 0{,}7 \times 17{,}2 \times 0{,}342 \times 5{,}7 \times 6{,}9$ =162,03 kN

Akibat beban timbunan $= \frac{1}{2} Ws \times Ka \times By' \times H^2$

$= \frac{1}{2} 17{,}2 \times 0{,}342 \times 6{,}9 \times 5{,}7^2$ =659,69 kN

Akibat kohesi timbunan = $2 \times C \times H \times (Ka)^{0,5} \times By' = 0$

P_{TA} = 162,03 + 659,69 + 0 = 821,72 kN

Momen tekanan aktif:

Akibat beban diatas $= 0{,}7\ Ws \times Ka \times H \times By \times (\frac{1}{2} H^2)$

$= 0{,}7 \times 17{,}2 \times 0{,}342 \times 5{,}7 \times 6{,}9 \times (\frac{5{,}7}{2})$

= 461,78 kNm

Akibat beban timbunan $= \frac{1}{2} Ws \times Ka \times B \times H^2 \times (\frac{1}{3} H)$

$= \frac{1}{2} \times 17{,}2 \times 0{,}342 \times 6{,}9 \times 5{,}7^2 \times \left(\frac{1}{3} 5{,}7\right)$

=1253,43 kNm

Akibat kohesi timbunan $= -2 \times C \times H \times (Ka)^{0,5} \times 1/2H = 0$

M_{TA}= 461,78 + 1253,43 - 0

= 1715,21 kN

Gaya horizontal tanah H_{ux} =P_{TA} = 821,72 Kn

11) Tekanan tanah dunamis (T_{EQ})

Tekanan tanah dinamis berdasarkan SNI 2833-2016 pasal 9.6 dipengaruhi oleh hal hal berikut dengan tinjauan pangkal *breast wall*.

Tinggi timbunan,H = 5,7 m

Lebar jembatan, By = 8 m

Lebar timbunan, By' = By- (2x tebal *wing wall*) = 8- 0,55-0,55

= 6,9 m

Berat volume tanah timbunan, γ = 17,2 kN/m^3

koefisien percepatan vertikal, kv = 0 °

kemiringan dinding kepala jembatan terhadap bidang vertikal,βa = 0°

koefisien percepatan horizontal, Kh= As/2 = 0,54/2 = 0,27g

Sudut, $\theta = \arctan \frac{kh}{1-kv} = 0{,}263$ rad = 15,10°

sudut geser diantara tanah dan kepala jembatan, δ = 30°

sudut geser internal tanah, Φ = 35 °

Sudut kemiringan timbunan, i = 0°

$$K_{AE} = \frac{cos^2(\Phi - \theta - \beta a)}{\cos\theta . cos^2 . \beta a . \cos(\delta+\theta+\beta a)} x \left[1 + \sqrt{\frac{sin\,(\delta + \Phi)\, sin(\,\Phi - \theta - i)}{Cos\,(\delta + \Phi + \beta a)\, cos\,(i - \beta a)}}\right]^{-2}$$

$$= \frac{cos^2(35 - 15{,}10 - 0)}{\cos 15{,}1 . cos^2 . 0 . \cos(30+15{,}1+0)} x \left[1 + \sqrt{\frac{sin\,(30 + 35)\, sin(\,35 - 15{,}1 - i0}{Cos\,(30 + 35 + 0)\, cos\,(0-0)}}\right]^{-2}$$

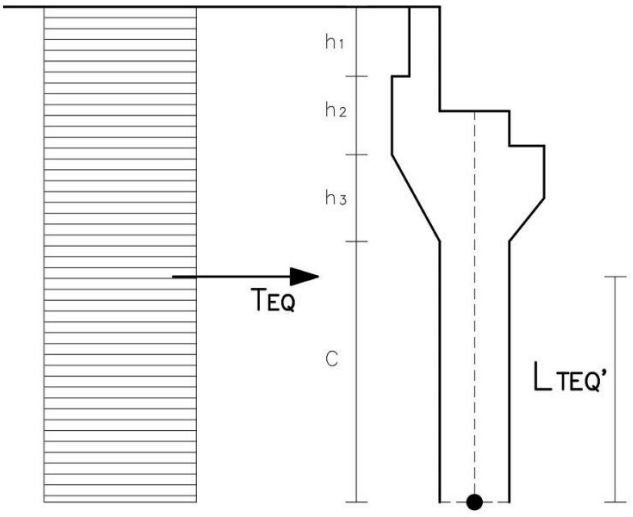
= 0,377

Gaya tekanan tanah dinamis,

T_{EQ} = ½ × γ × Ht^2 × (1-Kv) K_{AE} × By'

= ½ × 17,2 × $5{,}7^2$ × (1-0) × 0,377 × 6,9

= 727,77 kN



Gambar 5. 52 Tanah Dinamis *Breast wall*

titik tangkap tekanan tanah dinamis, $L_{TEQ'}$ =(c+ h1+h2+h3) /2

= 5,7/2

= 2,85 m

Momen akibat tanah dinamis, Mux = T_{EQ}× $L_{TEQ'}$

= 727,77 × 2,85

= 2074,15 kNm

Gaya horizontah tanah akibat gempa, H_{ux} = T_{EQ} = 727,77 kN

12) Beban Ultimit *Breast wall*

Tabel 5. 46 Rekapitulasi Beban Ultimit *Breast wall*

Beban	Notasi	P	Mx	My	Hx	Hy
		Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri material baja	MS_{steel}	244,3				
Mati sendiri material beton	$MS_{concrete}$	1990,6	-91,6			
Mati tambahan	MA	96,0	0,0			
Lajur	TD	522,8	0,0			
Pejalan kaki	TP	651,0	0,0			
Rem	TB		461,8		81,0	
Gesekan perletakan	BF		316,9		70,4	
Angin struktur	E_{WS}			2002,2		337,9
Angin kendaraan	E_{WL}	21,0				
Gempa vertikal	E_{QV}	1439,6				
Gempa lateral	E_{Qltr}			1857,7		1258,7
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}		1857,7		257,2	
Tanah Aktif	TA		1715,2		821,7	
Tanah dinamis	T_{EQ}		2074,2		727,8	

Tabel 5. 47 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Ultimit *Breast wall*

Beban	Notasi	KUAT 1	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS_{steel}	1,1	268,8	0	0	0	0
Mati sendiri beton	$MS_{concrete}$	1,3	2587,8	-119,1	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,4	134,4	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	1,8	941,1	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	1,8	1171,8	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	1,8	0,0	831,2	0,0	145,8	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	0,0	316,9	0,0	70,4	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tanah Aktif	TA	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tanah dinamis	T_{EQ}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Total			5103,9	**1028,9**	0,0	216,2	0,0

Tabel 5. 48 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II Ultimit *Breast wall*

Beban	Notasi	KUAT 2	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS_{steel}	1,1	268,78	0	0	0	0
Mati sendiri beton	$MS_{concrete}$	1,3	2587,8	-119,1	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,4	134,4	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	1,4	732,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	1,4	911,4	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	1,4	0,0	646,5	0,0	113,4	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	0,0	316,9	0,0	70,4	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tanah Aktif	TA	1,25	0,0	2144,0	0,0	1027,2	0,0
Tanah dinamis	T_{EQ}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Total			4634,4	**2988,2**	0,0	1211,0	0,0

Tabel 5. 49 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III Ultimit *Breast wall*

Beban	Notasi	KUAT III	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS_{steel}	1,1	268,8	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati sendiri beton	$MS_{concrete}$	1,3	2587,8	-119,1	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,4	134,4	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	0,0	316,9	0,0	70,4	0,0
Angin struktur	E_{WS}	1,4	0,0	0,0	2803,0	0,0	473,1
Angin kendaraan	E_{WL}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tanah Aktif	TA	1,25	0,0	2144,0	0,0	1027,2	0,0
Tanah dinamis	T_{EQ}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Total			2991,0	**2341,8**	2803,0	1097,6	473,1

Tabel 5. 50 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV Ultimit *Breast wall*

Beban	Notasi	KUAT IV	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS_{steel}	1,1	268,8	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati sendiri beton	$MS_{concrete}$	1,3	2587,8	-119,1	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,4	134,4	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	0,0	316,9	0,0	70,4	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tanah Aktif	TA	1,25	0,0	2144,0	0,0	1027,2	0,0
Tanah dinamis	T_{EQ}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Total			2722,2	2341,8	0,0	1097,6	0,0

Tabel 5. 51 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V Ultimit *Breast wall*

Beban	Notasi	KUAT V	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS $_{steel}$	1,1	268,8	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati sendiri beton	MS $_{concrete}$	1,3	2587,8	-119,1	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,4	134,4	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0,4	0,0	0,0	800,9	0,0	135,2
Angin kendaraan	E_{WL}	1	21,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Tanah Aktif	TA	1,25	0,0	2144,0	0,0	1027,2	0,0
Tanah dinamis	T_{EQ}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Total			3012,0	2024,9	800,9	1027,2	135,2

Tabel 5. 52 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah X Ultimit *Breast wall*

Beban	Notasi	EKSTRIM 1	P	Mx	My	Hx	Hy
		100% x +30% y	Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS steel	1,1	268,8	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati sendiri beton	MS concrete	1,3	2587,8	-119,1	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,4	134,4	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	0,0	316,9	0,0	70,4	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	1	21,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	1	1439,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0,3	0,0	0,0	557,3	0,0	377,6
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	1	0,0	1857,7	0,0	257,2	0,0
Tanah Aktif	TA	1,25	0,0	2144,0	0,0	1027,2	0,0
Tanah dinamis	T_{EQ}	1	0,0	2074,2	0,0	727,8	0,0
Total			4451,6	6273,6	557,3	2082,6	377,6

Tabel 5. 53 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah Y Ultimit *Breast wall*

Beban	Notasi	EKSTRIM 1	P	Mx	My	Hx	Hy
		100% Y +30% X	Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS_{steel}	1,1	268,8	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati sendiri beton	$MS_{concrete}$	1,3	2587,8	-119,1	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,4	134,4	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	0,0	316,9	0,0	70,4	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	1	21,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	1	1439,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	1	0,0	0,0	1857,7	0,0	1258,7
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0,3	0,0	557,3	0,0	77,2	0,0
Tanah Aktif	TA	1,25	0,0	2144,0	0,0	1027,2	0,0
Tanah dinamis	T_{EQ}	1	0,0	2074,2	0,0	727,8	0,0
	Total		4451,6	**4973,2**	1857,7	1902,5	1258,7

Tabel 5. 54 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Breast wall*

No	Kombinasi	P	Mx	My	Hx	Hy
		Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
1	Kuat 1	5103,9	1028,9	0,0	216,2	0,0
2	Kuat 2	4634,4	2988,2	0,0	1211,0	0,0
3	Kuat 3	2991,0	2341,8	2803,0	1097,6	473,1
4	Kuat 4	2722,2	2341,8	0,0	1097,6	0,0
5	Kuat 5	3012,0	2024,9	800,9	1027,2	135,2
6	Ekstrim 1: 100% X +30% Y	4451,6	6273,6	557,3	2082,6	377,6
7	Ekstrim 1 :100% Y +30% X	4451,6	4973,2	1857,7	1902,5	1258,7

b. *Back wall*

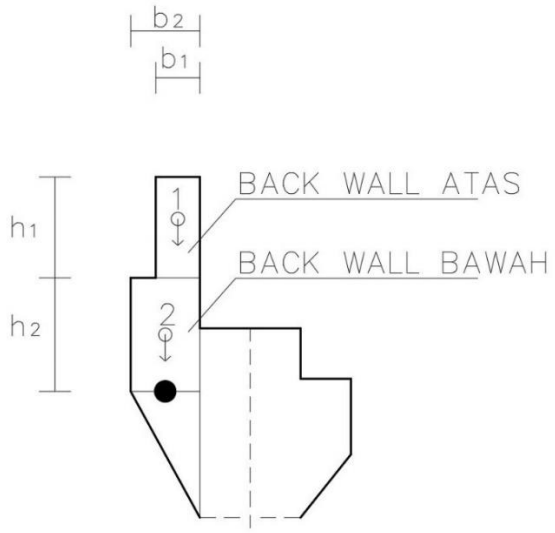
1) Berat mati sendiri (MS)

Tabel 5. 55 Perhitungan titik berat *backwall*

No	b, m	h,m	A	Xo	A* X
1	0,350	0,800	0,280	0,175	0,049
2	0,550	0,900	0,495	0,275	0,136
∑ Jumlah			0,775		0,185

Titik Berat *backwall* atas dan bawah,

Xo $= \frac{0,185}{0,775} = 0,2388$



Gambar 5. 53 Berat Mati Sendiri *Back wall*

a) *Back wall* atas

Tabel 5. 56 Rekapitulasi Berat mati sendiri *Back wall* Atas

No	b , m	h, m	By, m	Berat kN	Lengan momen, m	arah	Momen, kNm
1	0,35	0,8	6,9	48,3	0,064	1	3,091
Jumlah			P_{MS} =	48,3		M_{MS} =	3,091

b) *Back wall* bawah

Tabel 5. 57 Rekapitulasi Berat mati sendiri *Back wall* Atas

No	b , m	h, m	By, m	Berat kN	Lengan momen, m	arah	Momen, kNm
1	0,55	0,9	6,9	85,38	0,036	-1	-3,07
Jumlah			P_{MS} =	85,38		M_{MS} =	-3,07

2) Tekanan tanah aktif (TA)

Untuk analisis beban kerja *backwall* sebagai berikut:

a) *Back wall* atas

Koefisien tekanan tanah aktif, Ka = 0,342

Tinggi timbunan *backwall* atas, H = 0,8 m

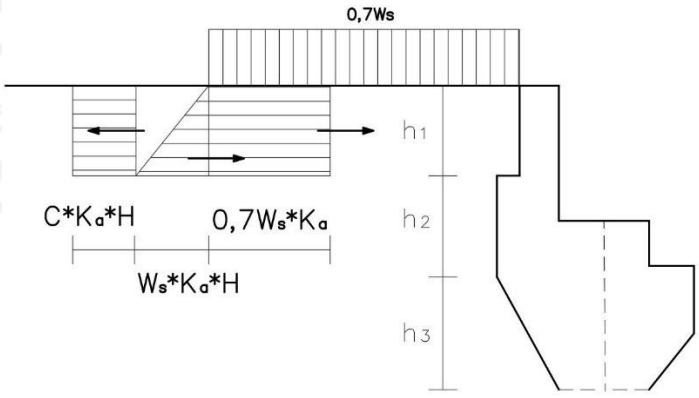
Berat volume tanah timbunan, W_s = 17,2 kN/m^3

Kohesi timbunan, C = 0 kN/m^2

Lebar jembatan, By = 8 m

Lebar timbunan, By' = By- (2× tebal *wing wall*) = 8- 0,55-0,55

= 6,9 m



Gambar 5. 54 Tanah Aktif *Back wall* Atas

Gaya tekanan aktif:

Akibat beban diatas = $0{,}7\ Ws \times Ka \times H \times$ By'

= $0{,}7 \times 17{,}2 \times 0{,}342 \times 0{,}8 \times 6{,}9$

=22,74 kN

Akibat beban timbunan $= \frac{1}{2} Ws \times Ka \times By' \times H^2$

$= \frac{1}{2} 17{,}2 \times 0{,}342 \times 6{,}9 \times 0{,}8^2$

=12,99 kN

Akibat kohesi timbunan = $2 \times C \times H \times (Ka)^{0,5} \times By' = 0$

P_{TA}= 22,74 + 12,99 -0 = 35,73 kN

Momen tekanan aktif:

Akibat beban diatas $= 0{,}7\ Ws \times Ka \times H \times By \times (\frac{1}{2}\ H)$

$= 0{,}7 \times 17{,}2 \times 0{,}342 \times 0{,}8 \times 6{,}9$ x$(\frac{0{,}8}{2})$=

= 9,09 kNm

Akibat beban timbunan = $\frac{1}{2} Ws.Ka.B.H^2.(\frac{1}{3} H)$

$= \frac{1}{2} \times 17{,}2 \times 0{,}342 \times 6{,}9 \times 0{,}8^2 \times \left(\frac{1}{3} 0{,}8\right)$

=3,46 kNm

Akibat kohesi timbunan = $-2 \times C \times H.(Ka)^{0,5} \times 1/2H = 0$

M_{TA} = 9,09 + 3,46 - 0

= 12,56 kN

Gaya horizontal tanah H_{ux} =P_{TA} = 35,73 kN

b) *Back wall* bawah

Koefisien tekanan tanah aktif, Ka = 0,342

Tinggi timbunan *backwall* bawah, H = 0,9 m

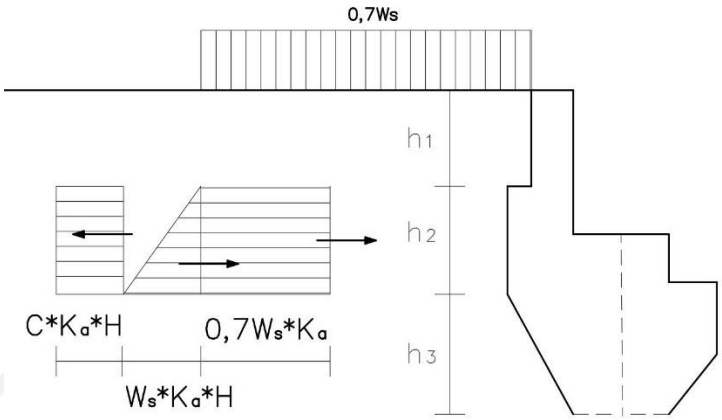
Berat volume tanah timbunan, W_s = 17,2 kN/m^3

Kohesi timbunan, C = 0 kN/m^2

Lebar jembatan, By = 8 m

Lebar timbunan, By' = By- (2x tebal *wing wall*) = 8- 0,55-0,55

= 6,9 m



Gambar 5. 55 Tanah Aktif *Back wall* Bawah

Gaya tekanan aktif:

Akibat beban diatas = $0{,}7\ Ws\ \times\ Ka\ \times H\times\ B$y'

$= 0{,}7 \times 17{,}2\ \times\ 0{,}342 \times 0{,}9\ \times 6{,}9$

=25,58 kN

Akibat beban timbunan = $\frac{1}{2} Ws \times Ka \times By' \times H^2$

$= \frac{1}{2} 17{,}2 \times 0{,}342 \times 6{,}9 \times 0{,}8^2$

=16,44 kN

Akibat kohesi timbunan = $2\ \times C \times H \times (Ka)^{0{,}5} \times By' = 0$

P_{TA}= 25,58 + 16,44 -0 = 42,03 kN

Momen tekanan aktif:

Akibat beban diatas = $0{,}7\ Ws \times Ka \times H \times By \times (\frac{1}{2}\ H)$

$= 0{,}7 \times 17{,}2\ \times 0{,}342 \times 0{,}9 \times 6{,}9$ x$(\frac{0{,}9}{2})$=

= 11,51 kNm

Akibat beban timbunan = $\frac{1}{2} Ws \times Ka \times B \times H^2 \times (\frac{1}{3} H)$

$= \frac{1}{2} \times 17{,}2 \times 0{,}342 \times 6{,}9 \times 0{,}9^2 \times \left(\frac{1}{3} 0{,}9\right)$

= 4,93 kNm

Akibat kohesi timbunan = $-2\ \times C \times H \times (Ka)^{0{,}5} \times 1/2H = 0$

M_{TA} = 11,51 + 4,93 - 0

= 16,44 kN

Gaya horizontal tanah H_{ux} =P_{TA} = 42,03 kN

3) Tekanan tanah dinamis (T_{EQ})

a) *Back wall atas*

Tekanan tanah dinamis berdasarkan SNI 2833-2016 pasal 9.6 dipengaruhi oleh hal hal berikut dengan tinjauan *back wall* atas.

Tinggi timbunan *back wall* atas ,H = 0,8 m

Lebar jembatan, By = 8 m

Lebar timbunan, By' = By- (2x tebal *wing wall*) = 8- 0,55-0,55
= 6,9 m

Berat volume tanah timbunan, γ = 17,2 kN/m^3

koefisien percepatan vertikal, kv = 0 °

kemiringan dinding kepala jembatan terhadap bidang vertikal,βa = 0° koefisien percepatan horizontal, Kh= As/2 = 0,54/2 = 0,27g

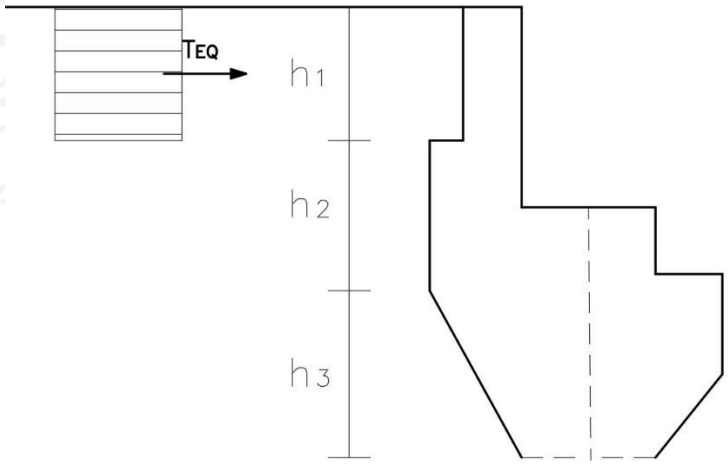
Sudut, θ =arc tan $\frac{kh}{1-kv}$ = 0,263 rad = 15,10°

sudut geser diantara tanah dan kepala jembatan, δ = 30°

sudut geser internal tanah, Φ = 35 °

Sudut kemiringan timbunan, i = 0°

Berdasarkan hitungan sebelumnya , K_{AE} = 0,377



Gambar 5. 56 Tanah Dinamis *Back wall* Atas

Gaya tekanan tanah dinamis,

T_{EQ} = ½ × γ × Ht^2 × (1-Kv) K_{AE} × By'

= ½ × 17,2 x $0,8^2$ x (1-0) × 0,377 × 6,9

= 14,33 kN

titik tangkap tekanan tanah dinamis, L_{TEQ} = ½ H

= 0,8/2

= 0,4 m

Momen akibat tanah dinamis, Mux = P_{EQ}. L_{TEQ}

= 14,33 x 0,4

= 5,73 kNm

Gaya horizontah tanah akibat gempa, H_{ux} = T_{EQ} = 14,33 kN

b) *Back wall* bawah

Tekanan tanah dinamis berdasarkan SNI 2833-2016 pasal 9.6 dipengaruhi oleh hal hal berikut dengan tinjauan *back wall* bawah.

Tinggi timbunan *back wall* atas ,H = 0,9 m

Lebar jembatan, By = 8 m

Lebar timbunan, By' = By- (2x tebal *wing wall*) = 8- 0,55-0,55

= 6,9 m

Berat volume tanah timbunan, γ = 17,2 kN/m^3

koefisien percepatan vertical, kv = 0 °

kemiringan dinding kepala jembatan terhadap bidang vertikal,βa = 0° koefisien percepatan horizontal, Kh= As/2 = 0,54/2 = 0,27g

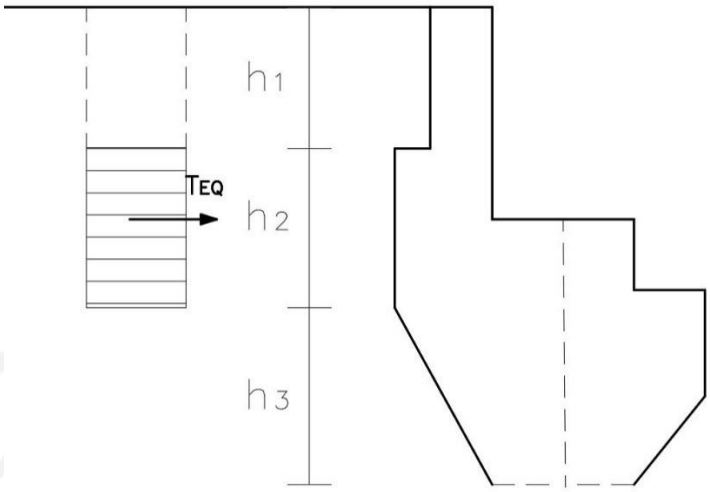
Sudut, θ =arc tan $\frac{kh}{1-kv}$ = 0,263 rad = 15,10°

sudut geser diantara tanah dan kepala jembatan, δ = 30°

sudut geser internal tanah, Φ = 35 °

Sudut kemiringan timbunan, i = 0°

Berdasarkan hitungan sebelumnya , K_{AE} = 0,377



Gambar 5. 57 Tanah Dinamis *Back wall* Atas

Gaya tekanan tanah dinamis,

T_{EQ} = ½ x γ x Ht^2 x (1-Kv) K_{AE} x By'

= ½ x 17,2 x $0,9^2$ x (1-0) x 0,377 x 6,9

= 18,14 kN

titik tangkap tekanan tanah dinamis, L_{EQ} = ½ H = 0,8/2 = 0,4 m

Momen akibat tanah dinamis, Mux = T_{EQ} × L_{EQ}

= 18,14 × 0,4

= 8,16 kNm

Gaya horizontah tanah akibat gempa, H_{ux} = T_{EQ} = 18,14 kN

4) Beban Ultimit *Back wall*

a) *Back wall* Atas

Tabel 5. 58 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Ultimit *Back wall* Atas

Beban	**Notasi**	**P**	**Mx**	**Hx**	**KUAT I**	**P**	**Mx**	**Hx**
		Kn	**kNm**	**Kn**		**Kn**	**kNm**	**Kn**
Berat mati sendiri	MS	48,3	3,1		1,30	62,8	4,0	0,0
Tanah aktif	TA		12,6	35,7	1,25	0,0	15,7	44,7
Tanah dinamis	T_{EQ}		5,7	14,3	0,00	0,0	0,0	0,0
Total						62,8	19,7	44,7

Tabel 5. 59 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Ultimit *Back wall* Atas

Beban	Notasi	P	Mx	Hx	EKSTRIM I	P	Mx	Hx
		Kn	kNm	Kn		Kn	kNm	Kn
Berat mati sendiri	MS	48,3	3,1		1,30	62,8	4,0	0,0
Tanah aktif	TA	0	12,6	35,7	1,25	0,0	15,7	44,7
Tanah dinamis	T_{EQ}	0	5,7	14,3	1,00	0,0	5,7	14,3
Total						62,8	25,5	59,0

b) *Back wall* Bawah

Tabel 5. 60 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Ultimit *Back wall* Bawah

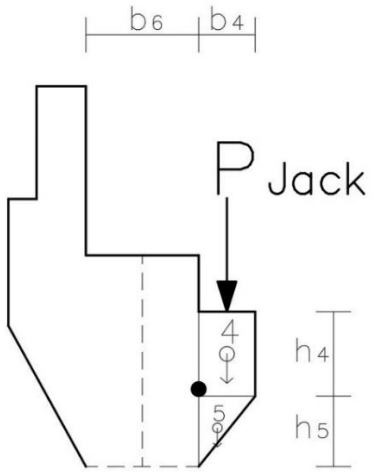
Beban	Notasi	P	Mx	Hx	KUAT I	P	Mx	Hx
		Kn	kNm	Kn		Kn	kNm	Kn
Berat mati sendiri	MS	85,39	-3,07		1,30	111,00	-4,00	0,00
Tanah aktif	TA		16,45	42,03	1,25	0,00	20,56	52,54
Tanah dinamis	T_{EQ}		8,16	18,14	0,00	0,00	0,00	0,00
Total						111,00	16,56	52,54

Tabel 5. 61 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Ultimit *Back wall* Bawah

Beban	Notasi	P	Mx	Hx	EKSTRIM I	P	Mx	Hx
		Kn	kNm	Kn		Kn	kNm	Kn
Berat mati sendiri	MS	85,39	-3,07		1,30	111,00	-4,00	0,00
Tanah aktif	TA	0,00	16,45	42,03	1,25	0,00	20,56	52,54
Tanah dinamis	T_{EQ}	0,00	8,16	18,14	1,00	0,00	8,16	18,14
Total						111,00	24,73	70,68

c. Corbel

Pada saat penggantian bearing pad (elastomer), corbel direncanakan mampu menahan jacking force yang terdiri dari berat sendiri struktur atas,beban mati tambahan, beban lalu-lintas dan beban pejalan kaki.



Gambar 5. 58 Beban Corbel Abutment

Gaya geser pd Corbel,

Pjack = P_{MS} + P_{MA}+ P_{TD} + P_{TP}

Corbel sebagai tempat hydraulic jack jika elastomer jembatan akan dilakukan pergantian

e = b5 /2 = 400/2 = 200 mm

Berat sendiri baja dalam 1 bentang, W_{MS1} = 488,69 kN

Reaksi perletakan akibat berat sendiri baja, P_{MS} = ½ x W_{MS}

= ½ x 488,69

= 244,34 kN

Berat sendiri beton dalam 1 bentang, W_{MS2} = 1985,2 kN

Reaksi perletakan akibat berat sendiri beton , P_{MS2} = ½ x W_{MS}

= ½ x 1985,2

= 992,6 kN

Reaksi perletakan akibat berat mati tambahan, P_{MA} = 146,8kN

Reaksi perletakan akibat beban lajur, P_{TD} = 522,8kN

Reaksi perletakan akibat beban pejalan kaki, P_{TP} = 651,0 kN

Tabel 5. 62 Rekapitulasi Gaya Geser dan Momen Ultimit Corbel

No	Jenis Beban	Faktor beban	P, Kn	Vu, Kn	e	Mu, kNm
1	Berat Sendiri baja	1,1	244,3	268,8	0,2	53,8
2	Berat sendiri concrete	1,3	992,6	1290,4	0,2	258,1
2	Beban mati tambahan	2	96,0	192,0	0,2	38,4
3	Beban lajur "D"	2	522,8	1045,7	0,2	209,1
4	Beban lalu lintas trotoar	2	651,0	1302,0	0,2	260,4
TOTAL:				4098,9		819,8

d. *Wing wall*

1) Tanah aktif (TA)

Dimensi *wing wall* sebagai berikut:

Tebal *wing wall*, hw = 0,55m

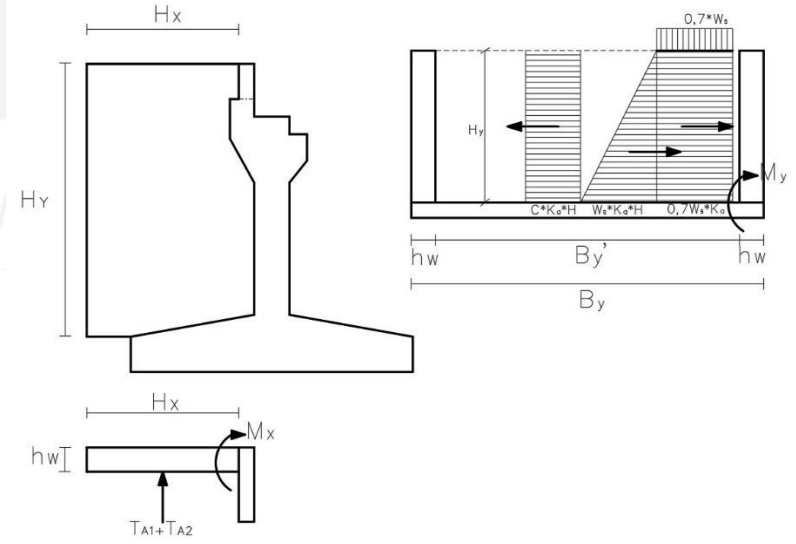
Lebar *wing wall*, hx = 3,45 m

Tinggi *wing wall*, Hy = 6,2 m

Berat volume tanah timbunan, Ws = 17,2 Kn/m^3

Kohesi tanah, C = 0 kPa

Koefisien tekanan tanah aktif, Ka = 0,342



Gambar 5. 59 Tekanan Tanah Aktif *Wing wall*

Gaya tekanan aktif:

T_{A1} $= 0{,}7 \times Ws \times Ka \times Hy \times hx$

$= 0{,}7 \times 17{,}2 \times 0{,}342 \times 6{,}2 \times 3{,}45$

= 88,12 kN

T_{A2} $= \frac{1}{2} Ws \times Ka \times Hx \times Hy^2$

$= \frac{1}{2} 17{,}2\ x0{,}342x3{,}45\ x6{,}2^2$

= 390,25 kN

T_{A3} $= -\ 2 \times C \times H \times (Ka)^{0,5}$

=- 0 kN

M_{TAy} = T_{A1}× (Hy/2) + T_{A2}.(Hy/3) - T_{A3} × (Hy/2)

=88,12× (6,2/2) + 390,25× (6,2 /3) + 0× (6,2/2)

= 1079,70 kNm

M_{TAx} = (T_{A1} + T_{A2} - T_{A3}) × (Hx/2)

= (88,12 + 390,25 - 0) × (3,45/2)

= 825,20 kNm

2) Tekanan tanah dinamis (T_{EQ})

Tekanan tanah dinamis berdasarkan SNI 2833-2016 pasal 9.6 dipengaruhi oleh hal hal berikut dengan tinjauan *back wall* bawah.

Tinggi timbunan *wing wall* atas ,Hy = 6,2 m

Lebar timbunan *wing wall*, By' = 3,45 m

Berat volume tanah timbunan, γ = 17,2 kN/m^3

koefisien percepatan vertical, kv = 0 °

kemiringan dinding kepala jembatan terhadap bidang vertikal,βa = 0°

koefisien percepatan horizontal, Kh= As/2 = 0,54/2 = 0,27g

Sudut, θ =arc tan $\frac{kh}{1-kv}$ = 0,263 rad = 15,10°

sudut geser diantara tanah dan kepala jembatan, δ = 30°

sudut geser internal tanah, Φ = 35 °

Sudut kemiringan timbunan, i = 0°

Berdasarkan hitungan sebelumnya , K_{AE} = 0,377

Gaya tekanan tanah dinamis,

T_{EQ} = ½ × γ × Hy^2 × (1-Kv) ×K_{AE} × By'

= ½ × 17,2 × $6,2^2$ × (1-0) × 0,377 × 3,45

= 430,52 kN

Momen arah sumbu y, M_y = T_{EQ} × ($\frac{H_y}{2}$)

= 430,52 × $\frac{6,2}{2}$ = 1334,63kNm

Momen arah sumbu x, M_x = T_{EQ} × ($\frac{H_x}{2}$)

= 430,52 × ($\frac{3,45}{2}$) = 742,65 kNm

Gaya horizontal tanah akibat gempa, H_{uy} = T_{EQ} = 430,52 kN

3) Beban Ultimit *Wing wall*

Tabel 5. 63 Rekapitulasi Beban *Wing wall*

Beban	**Notasi**	**My, kNm**	**Mx, kNm**	**Hy, Kn**
Tanah aktif	TA	1079,7	825,2	478,4
Tanah dinamis	T_{EQ}	1334,6	742,7	430,5

Tabel 5. 64 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Ultimit *Wing wall*

Beban	**Notasi**	**KUAT I**	**My, kNm**	**Mx, kNm**	**Hy, Kn**
Tanah aktif	TA	1,3	1349,6	1031,5	598,0
Tanah dinamis	T_{EQ}	0,0	0,0	0,0	0,0
Total			1349,6	1031,5	598,0

Tabel 5. 65 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim Ultimit *Wing wall*

Beban	**Notasi**	**Ekstrim 1**	**My, kNm**	**Mx, kNm**	**Hy, Kn**
Tanah aktif	TA	1,3	1349,6	1031,5	598,0
Tanah dinamis	T_{EQ}	1,0	1668,3	928,3	538,2
Total			3017,9	1959,8	1136,1

5. Analisis fondasi abutment

a. Data Fondasi Tiang Bor

Untuk perencanaan fondasi dalam analisisnya yang berkaitan dengan material tanah maka diperlukan data tanah. Data tanah dapat diperoleh melalui lapangan atau laboratorium. Berikut data-data yang diperlukan dalam analisis

Tabel 5. 66 Bahan material Fondasi Tiang Bor Pada Abutment

Material Fondasi Tiang Bor		
Kuat tekan beton, fc' =	20	Mpa
Mutu baja tulangan, U-	32	
Tegangan leleh baja, fy =	320	Mpa
Modulus elastisitas beton, Ec =	21019,03	Mpa
Berat beton bertulang, γc =	25	kN/m^3

Untuk data tanah ujung tiang digunakan data tanah BM 2 kedalaman 25 m dengan mengikuti titik paling kritis pada pengujian Bor log. Berikut data tanah untuk tahanan ujung.

Tabel 5. 67 Data Tanah *End Bearing* Tiang Pada Abutment

Fondasi (*End bearing*)		
Berat volume tanah		
Ws =	1,914	gr/cm3
Ws =	18,77634	kN/m^3
Ws air =	9,81	kN/m^3
Ws sat =	8,96634	kN/m^3
Sudut gesek dalam,		
φ =	20,78	°
Kohesi tanah,		
C=	0,091	Kg/cm2
C=	8,9271	kN/m2

Tabel 5. 68 Dimensi Kelompok Tiang Pada Abutment

Dimensi Pile Cap					
Lebar arah x, Bx	6,4	m	Tebal, hp	0,8	m
Lebar arah y, By	8	m	Tebal, ht	1,3	m
Dimensi Tiang Bor					
Diamater, D =	0,8	m	Panjang, L =	25	m
Jarak tiang bor terluar terhadap sisi luar pile cap, a =				1,125	m

Tabel 5. 69 Data Susunan Tiang Bor Pada Abutment

Data Susunan Tiang Bor			
Jumlah baris tiang bor,	ny =	3	buah
Jumlah tiang bor dalam satu baris,	nx =	3	buah
jarak antara tiang bor arah x, as-as	X =	2,4	m
Jarak antara tiang bor arah y, as-as	Y =	3,2	m

Berdasarkan pengujian lapangan untuk N-SPT di titik BM2 tanah keras didapatkan di kedalaman 25 m. Berikut hasil pengujian N-SPT di titik BM2

Panjang pile, L = 25 m = kedalaman tiang

Panjang N_1 = 10 x D = 10 x 0,8 = 8 m

N-SPT rata-rata ,N_1 = $\frac{(40 + 35 + 32 + 29)}{4}$ = 34

N_2 = 4 x D = 4x 0,8 = 3,2 m

N-SPT rata-rata ,N_2 = $\frac{(40)}{1}$ = 40

N-desain = $\frac{(34+40)}{2}$ = 37

Tabel 5. 70 Data N-SPT Titik BM2

Kedalaman (m)	NSPT
2,5	3
5	4
7,5	6
10	8
12,5	20
15	24
17,5	29
20	32
22,5	35
25	40
N1	34
N2	40
Ndesain	37

b. Daya Dukung Aksial Ijin Tiang Bor

1) Menurut Kekuaran Bahan Material

Tabel 5. 71 Kekuatan Tiang Bor Menurut Bahan Material

Kekuatan Tiang Bor Berdasarkan Bahan Material			
Kuat tekan beton	fc' =	20,00	Mpa
Tegangan ijin beton	fc = 0,3*fc'*1000 =	6000,00	kN/m^2
Luas tampang tiang bor	A = 1/4*π *D^2 =	0,50	m^2
Panjang tiang bor	L =	25,00	m
Berat tiang	W = A*L*γc=	314,16	kN
Daya dukung ijijn tiang bor	Pijin = A*fc - W =	2701,77	kN

Berat seluruh tiang pada abutment, W_t = W × n

= 314,16 × 9

= 2827,43 kN

2) Berdasarkan Pengujian SPT Menurut Reese & Wright,1977

Kedalaman tiang, L = 25 m

$N_{desain} = \frac{(34+40)}{2} = 37$

Berat volume tanah jenuh, γ' = 8,96 kN/m^3

Sudut gesek dalam, φ = 20,78 °

Tahanan *friction* tiang bor, Qs = 2πr × Lτ

=2πr × 0,2 × N_{desain} x L

= 2 × π × (0,8/2) ×0,2 × 37 ×25

= 4647,2 kN

Tahanan ujung tiang bor, Qp = 7 × N_{desain} × A_p

= 7 × 37 × 0,25 × π × 0,8^2

= 1277,14

Tahanan ijin tiang, P_{ijin} = $\frac{Qs+Qp}{SF}$

=$\frac{4647,2+1277,14}{3}$ =1974,78 kN

3) Berdasarkan Pengujian SPT Menurut NAVDOC

Kedalaman tiang, L = 25 m

N_{desain} $= \frac{(34+40)}{2} = 37$

Berat volume tanah jenuh, γ' = 8,96 kN/m^3

Sudut gesek dalam, φ = 20,78 °

Kohesi, C = 8,92 kN/m^2

Tahanan *friction* tiang bor, Qs = 2πr x Lτ

=2πr x 0,2 x N_{desain} x L

= 2 x π x(0,8/2) x0,2 x 37 x25

= 4647,2 kN

Tahanan ujung tiang bor, Qp = 13x N_{desain} x A_p

= 7 x 37 x 0,25 x π x $0,8^2$

= 2417,76 kN

Tahanan ijin tiang, P_{ijin} $= \frac{Qs+Qp}{SF}$

$= \frac{4647,2+2417,76}{3}$ =2354,98 kN

4) Rekapitulasi Daya dukung Aksial Tiang Bor

Tabel 5. 72 Rekapitulasi Daya Dukung Aksial Tiang Bor

No	Uraian Daya Dukung Aksial Tiang Bor	P_{ijin} (kN)
1	Menurut Kekuatan Bahan	2701,77
3	Pengujian SPT Menurut Reese & Wright,1977	1974,78
4	Pengujian SPT Menurut NAVDOC	2354,99
Daya dukung aksial terkecil,		1974,78

Daya dukung aksial tiang , P_{ijin} = 1974,78 kN

Jumlah baris tiang bor arah y, m = 3

Jumlah tiang bor dalam 1 baris, n = 3

Jarak antar tiang bor arah x, X = 2,4 m

Jarak antar tiang bor arah y, Y = 3,2 m

Jarak antar tiang bor terkecil, S = 2,4 m

Diameter tiang bor, D = 0,8 m

θ = $\tan^{-1}$ (D/S)

= $\tan^{-1}$ (0,8/2,4)

= 18,4 °

Efisiensi kelompok tiang bor menurut coverse-labarre formula,

Ef =1- $\theta\left(\frac{(n-1)m+(m-1)n}{90 \text{ x } m \text{ x } n}\right)$

= 1- $\theta\left(\frac{(3-1)3+(3-1)3}{90 \text{ x } 3 \text{ x } 3}\right)$ = 0,70

$P_{ijin\text{-}grup}$ = (Ef × P_{ijin} × m × n)/SF

= (0,7 × 1974,78 × 3 × 3)/3= 4306,34 kN

Daya dukung aksial kelompok tiang bor diambil $P_{ijin\text{-}grup}$ sebesar 4306,34 kN

c. Daya Dukung Lateral Ijin Tiang Bor

Overlap Tiang pada pile cap, La = hp = 0,8 m

Sudut gesek dalam, φ = 20,78°

Panjang tiang bor, L = 25 m

Panjang jepitan tiang bor, Ld = 1/3 × L = 1/3 × 25

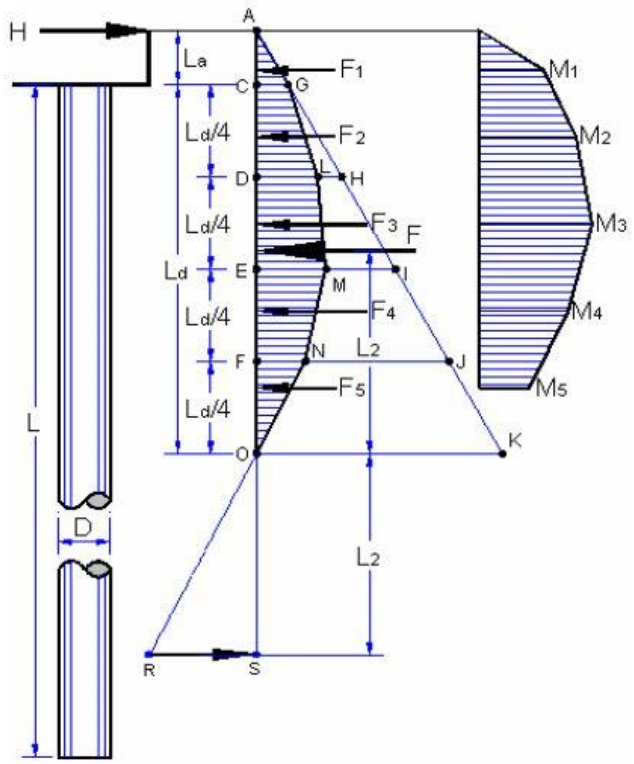
= 8,33 m

Lebar pile cap arah y, By = 8 m

Berat volume tanah timbunan, Ws sat = 8,96 kN/m^3

Koefisien tekanan tanah pasif, Kp = $\tan^2(45° + \frac{\varphi}{2})$

= $\tan^2(45° + \frac{20,78}{2})$ = 2,09



Gambar 5. 60 Diagram Gaya Lateral Tiang Bor

Tabel 5. 73 Rekapitulasi Tekanan Tanah Pasif Efektif

Bagian	Kedalaman	H	H*Ws*Kp	Bagian	P
		(m)	(kN/m²)		(Kn/m²)
AO	La + Ld =	9,13	171,95	O	0,00
FJ	La + 3/4*Ld =	7,05	132,73	FN = 1/4*FJ	33,18
EI	La + 1/2*Ld =	4,97	93,51	EM = 1/2*EI	46,75
DH	La + 1/4*Ld =	2,88	54,28	DL = 3/4*DH	40,71
CG	La =	0,80	15,06	CG	15,06

Tabel 5. 74 Rekapitulasi Momen Yang Terjadi Pada Tiang Bor

Kode	P1	p2	Panjang bagian Li		F (P1+P2)*Li*m	Lengan	Momen M
	(Kn/m²)	(Kn/m²)	Notasi	(m)	(kN)	thd.O (m)	(kNm)
F1	0,00	33,18	La =	0,80	79,64	8,60	684,88
F2	33,18	46,75	Ld/4 =	2,08	499,60	7,29	3642,89
F3	46,75	40,71	Ld/4 =	2,08	546,66	5,21	2847,21
F4	40,71	15,06	Ld/4 =	2,08	348,59	3,13	1089,34
F5	15,06	0,00	Ld/4 =	2,08	94,13	1,39	130,74
Jumlah				∑F =	1568,62	∑M =	8395,07

L_2 $= \frac{M}{F}$

$= \frac{8395,07}{1568,62} = 5,35$

gaya lateral , H $= \frac{F\ x\ 2\ x\ L_2}{L_2+L_d+L_a}$

$= \frac{1568,62\ x\ 2\ x\ 5,35}{5,35+8,33+0,8} = 1159,12$ kN

Jumlah baris tiang,n_y = 3

Jumlah tiang per baris, n_x = 3

Gaya lateral satu tiang bor, h $= \frac{H}{n_x+n_y}$

$= \frac{1159,12}{3\ x\ 3} = 128,79$ kN

Angka aman, SF = 1,5

Daya dukung laetal ijin satu tiang bor, h_{ijin} $= \frac{h}{SF}$

$= \frac{128,79}{1,5} = 85,86 \cong 85$ kN

Gaya lateral total, $h_{ijin\ total}$ $= h_{ijin} \times n_y \times n_x$

$= 85 \times 3 \times 3 = 765$ kN

1) Perhitungan Momen Pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral

Contoh Perhitungan kode M1:

jarak gaya lateral H terhadap $F_{1,,}$ $h_1 = \frac{2}{3} \times L_a$

$= \frac{2}{3}\ x\ 0,8 = 0,5$ m

Momen akibat gaya lateral H pada F_1, M_{h1} $= H \times h_1$

$= 1159,12 \times 0,5$

$= 618,2$ kNm

Besarnya momen di titik F_1, M_1 $= M_{h1} - \sum(F_i \times y_i)$

$= (H \times h_1) - (F_1 \times y_1)$

$= 618,2 – (79,64 \times 0)$

$= 618,2$ kNm

Tabel 5. 75 Rekapitulasi Bending Momen Diagram di Tiang Bor

Kode	hi (m)	Mhi (kNm)	Fi x yi (kNm)					Diagram Mi
			F1	F2	F3	F4	F5	
			79,64	499,60	546,66	348,59	94,13	(kNm)
M1	0,5	618,2	0,0					618,2
M2	1,8	2134,7	104,2					2030,5
M3	3,9	4549,6	270,1	1040,8				3238,6
M4	6,0	6964,4	436,0	2081,7	1138,9			3307,8
M5	7,7	8976,8	574,3	2949,0	2088,0	605,2		2760,3
∑Mi =								3307,8

Momen yang terjadi, M = 3307,8 kNm

Jumlah baris tiang, n_y = 3

Jumlah tiang per baris, n_x = 3

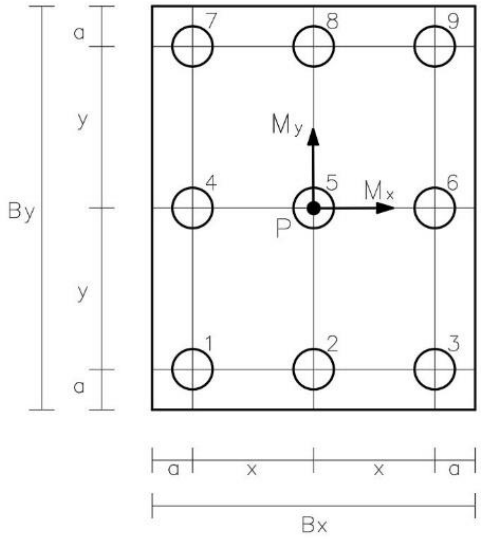
Angka aman, SF = 3

Momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang bor,

$M_{max} = \frac{M}{n_x \times n_y \times SF}$

$= \frac{3307,8}{3 \times 3 \times 3} = 122,51$ kNm

d. Gaya yang diterima Tiang Bor



Gambar 5. 61 Denah Poer Abutment

1) Jarak Antara Tiang Bor

Jarak antar tiang bor arah x, x = 2,4 m

Jarak antar tiang bora rah y, y = 3,2 m

Jarak tepi pile cap ke as tiang, a = 0,8 m

Tabel 5. 76 Jarak Antar Tiang Bor Ke Pusat Titik Berat

No	Xi		Xi^2		Yi		Yi^2	
1	X1 =	-2,4	(X1^2)	5,76	Y1	-3,2	(Y1^2)	10,24
2	X2 =	0	(X2^2)	0	Y2	-3,2	(Y2^2)	10,24
3	X3 =	2,4	(X3^2)	5,76	Y3	-3,2	(Y3^2)	10,24
4	X4 =	-2,4	(X4^2)	5,76	Y4	0	(Y4^2)	0
5	X5 =	0	(X5^2)	0	Y5	0	(Y5^2)	0
6	X6 =	2,4	(X6^2)	5,76	Y6	0	(Y6^2)	0
7	X7 =	-2,4	(X7^2)	5,76	Y7	3,2	(Y7^2)	10,24
8	X8 =	0	(X8^2)	0	Y8	3,2	(Y8^2)	10,24
9	X9 =	2,4	(X9^2)	5,76	Y9	3,2	(Y9^2)	10,24
			∑X^2 =	34,56			∑Y^2 =	61,44

2) Gaya dan Momen Yang di terima oleh Pile Cap

Pada hasil perhitungan beban ultimit pile cap pada setiap kombinasinya diperoleh tabel berikut pada beban aksial (P), momen arah x (Mx) , dan momen arah y (My).

Tabel 5. 77 Gaya dan Momen Yang di Terima Pile Cap

No	Kombinasi Pembebanan	P , (kN)	Mx, (kNm)	My, (kNm)
1	Layan I	7154,2	-1247,9	2441,4
2	Layan II	7485,3	-1077,8	0,0
3	Layan III	6898,4	-1361,3	0,0
4	Layan IV	5959,3	-2223,4	1709,0
5	Ekstrim I : 100% X+ 30% Y	7398,9	4421,0	447,6
6	Ekstrim I : 100% Y + 30% X	7398,9	2745,0	1491,9

3) Gaya yang diterima Oleh Tiang Bor

Adanya beban aksial (P), momen arah x (Mx) , dan momen arah y (My) maka dapat berakibat tekan dan cabut pada tiang bor.Maka perhitungan control momen dan beban aksial menjadi penting. Berikut perhitungan gaya yang diterima oleh tiang bor.

Tabel 5. 78 Gaya Yang Terima oleh Tiang Bor

No	Kombinasi Pembebanan	P/n, (kN)	(Mx* X_{max}) / (ny* $\sum X^2$), (kN)	My* y_{max} / (nx* $\sum Y^2$), (kN)	(Mx* X_{min}) / (ny* $\sum X^2$), (kN)	My* y_{min} / (nx* $\sum Y^2$) , (kN)	Pmax, (kN)	Pmin, (kN)
1	Layan I	794,9	-28,9	42,4	28,9	-42,4	808,4	781,4
2	Layan II	831,7	-24,9	0,0	24,9	0,0	806,8	856,6
3	Layan III	766,5	-31,5	0,0	31,5	0,0	735,0	798,0
4	Layan IV	662,1	-51,5	29,7	51,5	-29,7	640,4	683,9
5	Ekstrim I : 100% X+ 30% Y	822,1	102,3	7,8	-102,3	-7,8	932,2	712,0
6	Ekstrim I : 100% Y + 30% X	822,1	63,5	25,9	-63,5	-25,9	911,5	732,7

e. Stabilitas Abutment

Pada pelaksanaan pengecoran pile cap dan tiang bor adalah menajdi satu kesatuan. Dengan begitu kontrol gaya dan momen yang terjadi harus satu kesatuan kekuatan fondasi dalam dan abutment. Untuk kontrol abutment dibagi menjadi dua ,yaitu kontrol daya dukung ijin dan kontrol geser.

1) Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Akibat Gaya dan Momen

Berdasarkan tabel 5.78 Gaya Yang Terima oleh Tiang Bor maka dilakukan kontrol apakah tiang terjadi gagal tekan pecah atau tiang kecabut. Dengan kontrol tekan ditandai bahwa Pmax tidak boleh lebih besar dari $P_{ijin\ -group}$ .Sedangkan untuk kontrol tiang cabut bahwa $P_{min} < 0$.

Tabel 5. 79 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Akibat Gaya dan Momen

No	Kombinasi Pembebanan	Pmax, (kN)	Pmin, (kN)	Keterangan Tekan	Keterangan Tarik
1	Layan I	808,4	781,4	Aman	Aman
2	Layan II	806,8	856,6	Aman	Aman
3	Layan III	735,0	798,0	Aman	Aman
4	Layan IV	640,4	683,9	Aman	Aman
5	Ekstrim I : 100% X+ 30% Y	932,2	712,0	Aman	Aman
6	Ekstrim I : 100% Y + 30% X	911,5	732,7	Aman	Aman

Berdasarkan Tabel 5.79 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Akibat Gaya dan Momen bahwa tiang aman terhadap terhadap gaya tekan dan tarik yang terjadi.

2) Kontrol Geser Akibat Gaya Lateral Yang Terjadi

Stabilitas geser abutment diperhitungkan bahwa abutment dan tiang bor bekerja bersama dalam menahan geser karena dianggap sambungan tiang bor ke pile cap cukup menjadi satu kesatuan. Data tanah mengau pada titik BM2. Berikut perhitungan kontrol geser abutment.

Parameter tanah dasar tiang bor kedalaman 25 m :

Sudut gesek, Φ =20,78 °

Kohesi, C = 8,92 kPa

Ukuran dasar pile-cap :

B_x = 6,4 m

B_y = 8 m

Berikut contoh perhitungan tinjauan abutment akibat geser arah x di kombinasi layan I.

Beban aksial pada layan I, P = 9981,6 kN

Berat seluruh tiang bor pada abutment, W_t = 2827,43 kN

Gaya lateral total, $h_{ijin\ total}$ = 1128 kN

Gaya penahan geser,

$H = (C \times B_x \times B_y + P \times \tan \Phi) + h_{ijin\ total}$

$= (8,92 \times 6,4 \times 8 + 9981,6 \times \tan 20,78 °) + 1128$

= 5009,7 kN

Angka aman terhadap guling, SF $= \frac{H}{H_x}$

$= \frac{4306,7}{627,1} = 6,9 > 1,5$

Tabel 5. 80 Kontrol Geser Akibat Gaya Lateral Arah X Abutment

No	Kombinasi Beban	P, kN	H, kN	Hx,kN	SF	Keterangan
						SF >1,5
1	Layan I	9981,6	5009,7	627,1	8,0	Aman
2	Layan II	10312,7	5135,4	651,4	7,9	Aman
3	Layan III	9725,8	4912,7	610,9	8,0	Aman
4	Layan IV	8786,8	4556,3	475,7	9,6	Aman
5	Ekstrim I : 100% X+ 30% Y	10226,4	5102,6	2056,5	2,5	Aman
6	Ekstrim I : 100% Y + 30% X	10226,4	5102,6	1767,6	2,9	Aman

Tabel 5. 81 Kontrol Geser Akibat Gaya Lateral Arah Y Abutment

No	Kombinasi Beban	P, kN	H, kN	Hy,kN	SF	Keterangan
						SF >1,5
1	Layan I	9981,6	5009,7	101,4	49,4	Aman
2	Layan II	10312,7	5135,4	2,0	2567,7	Aman
3	Layan III	9725,8	4912,7	2,0	2456,3	Aman
4	Layan IV	8786,8	4556,3	236,5	19,3	Aman
5	Ekstrim I : 100% X+ 30% Y	10226,4	5102,6	77,2	66,1	Aman
6	Ekstrim I : 100% Y + 30% X	10226,4	5102,6	257,2	19,8	Aman

6. Analisis Kekuatan Abutment

a. *Breast wall*

1) Tinjauan *Breast wall* Arah Memanjang Jembatan

a) Kontrol Stabilitas Pengaruh *Buckling* Arah X

Berdasarkan beban terbesar arah x terjadi di kombinasi ekstrim 1 arah x dengan P sebesar 4451,62 Kn.

Gaya aksial ultimit, Pu = 4451,62 kN

Tinggi *breast wall*, Lc = 3 m

Inersia penampang *breast wall*, I_c $= \frac{1}{12}$ x By x tw^3

$= \frac{1}{12} \times 8 \times 0{,}8^3 = 0{,}341\ m^4$

Modulus elastisitas beton, E $= 25742960{,}2\ kN/m^2$

Luas tampang *breast wall*, Ac $= By \times h$

$= 8 \times 0{,}8 = 6{,}4\ m^2$

Jari-jari inersia penampang *breast wall*, r $= \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$

$= \sqrt{\frac{0{,}341}{6{,}4}} = 0{,}230$

Faktor panjang tekuk, K $= 2{,}2$

Angka kelangsingan, $= \frac{K \times L_c}{r}$

$= \frac{2{,}2\ x\ 3}{0{,}230} = 28{,}57$

28,22 > 22 sehingga terjadi pengaruh *buckling* yang harus dipertimbangkan.Berikut perhitungan faktor pembesaran momen.

Beban mati ultimit pada *breast wall*, DL $= P_{MS} + P_{MA}$

$= 1236{,}94 + 96{,}019$

$= 1332{,}96\ kN$

Beban lalu lintas ultimit pada *breast wall*, LL $= P_{TD} + P_{TP}$

$= 522{,}83 + 651{,}0$

$= 1173{,}84\ kN$

Perbandingan beban mati ultimit terhadap beban tetap ultimit,

$\beta_d = \frac{DL}{DL+LL}$

$= \frac{1332{,}96}{1332{,}96 + 1173{,}84} = 0{,}531$

Kekakuan lentur *breast wall*, EI $= \frac{0{,}4 \times E_c \times I_c}{1 + \beta_d}$

$= \frac{0{,}4 \times 25742960{,}2 \times 0{,}341}{1 + 0{,}531}$

$= 2294625{,}28\ kNm^2$

Beban aksial kritis, P_c $= \frac{\boldsymbol{\pi^2} \times EI}{(K \times Lc)^2}$

$= \frac{\boldsymbol{\pi^2} \times 2294625{,}28}{(2{,}2 \times 3)^2}$

= 519904,58 kN

Faktor perbesaran momen, δ $= \frac{1}{\left(1-\frac{Pu}{0,75\ x\ P_C}\right)}$

$= \frac{1}{\left(1-\frac{4451,62}{0,75\ x\ 519904,58}\right)} = 1,01$

Maka momen ultimit yang diperbesar menjadi, Mu $= \delta$ x M_{ux}

Tabel 5. 82 Rekapitulasi Momen Ultimit Pakai Arah X *Breast wall*

Kondisi beban	Pu	Mux	Mu
	kN	kNm	kNm
Kuat 1	5103,88	1028,93	1045,76
Kuat 2	4634,35	2988,25	3037,11
Kuat 3	2990,99	2341,79	2380,08
Kuat 4	2722,21	2341,79	2380,08
Kuat 5	3012,01	2024,90	2058,01
Ekstrim *Equake* 100% X	4451,62	6273,61	6376,20
Ekstrim *Equake* 100% Y	4451,62	4973,25	5054,57

b) Kontrol Stabilitas Pengaruh P-Delta Arah X

Tabel 5.80 Rekapitulasi Momen Ultimit Pakai Arah X *Breast wall* bahwa kombinasi maksimal terjadi di kombinasi ekstrim I arah y maka dapat dijadikan sebagai control pengaruh P-Delta.. Berikut perhitungan kontrol stabilitas pengaruh P-Delta arah x:

Lebar jembatan, By = 8 m

Tebal *breast wall*, tw = 0,8 m

Gaya aksial ultimit *breast wall*, Pu = 4451,62 kN

Momen ultimit *breast wall*, Mux = 6273,61 kNm

Inersia penampang *breast wall*, I_c $= \frac{1}{12} \times By \times tw^3$

$= \frac{1}{12} \times 8 \times 0,8^3 = 0,341\ m^4$

Mutu beton, Fc’ = 30 MPa

Modulus elastisitas beton, E $= 4700 \times \sqrt{Fc'}$

= 25742,96 MPa

$= 25742960,2\ kN/m^2$

Periode mode getar *breast wall* arah x, T = 0,16 detik

Periode panjang, Ts = 1,11 detik

$1{,}25T_s$ = 1,389

Dengan $T < 1{,}25T_s$ maka R_d dapat dilakukan perhitungan

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

$$= \left(1 - \frac{1}{3}\right)\frac{1{,}389}{0{,}16} + \frac{1}{3}$$

$$= 6{,}11$$

Faktor modifikasi respon, R = 3

Berdasarkan SNI 1725:2016 bahwa pilar harus memenuhi persyaratan $M_d < 0{,}25\ \Phi\ Mn$. Dengan Mn adalah momen nominal hasil dari digram interaksi kolom. Berikut diagram interaksi untuk kombinasi yang terjadi.

Tabel 5. 83 Momen Nominal *Breast wall* Arah X

Kondisi beban	Untuk Lebar = B		Untuk Lebar 1m		Momen nominal
	Pu	Mux	Pu	Mux	ΦMn
	kN	kNm	kN	kNm	kNm
Kuat I	5103,9	1045,8	638,0	130,7	1407,4
Kuat II	4634,4	3037,1	579,3	379,6	1385,8
Kuat III	2991,0	2380,1	373,9	297,5	1307,2
Kuat IV	2722,2	2380,1	340,3	297,5	1294,2
Kuat V	3012,0	2058,0	376,5	257,3	1308,1
Ekstrim Arah X : 100%X + 30%Y	4451,6	6376,2	556,5	797,0	1377,2
Ekstrim Arah Y : 100%Y + 30%X	4451,6	5054,6	556,5	631,8	1377,2

Berdasarkan tabel diatas dapat dilakukan kontrol P-delta arah x, berikut contoh perhitungannya:

Tinggi *breast wall*, Lc = 3 m

Perpindahan berdasarkan gempa elastis, Δ_e = Perpindahan berdasarkan gempa elastis, Δ_e

$$= \frac{\text{Mu} \times Lc^2}{Ec \times Ic}$$

$$= \frac{797 \times 3^2}{25742960{,}2 \times 0{,}341}$$

= 0,0008 m

Perpindahan kolom terhadap dasar fondasi, Δ = Rd × Δ_e

= 6,11 × 0,0008

= 0,00499 m

Momen akibat pengaruh P-delta, M_d = Pu × Δ

= 556,5 × 0,00499

= 2,78 kNm

0,25 Φ Mn = 0,25 × 1377,2

= 344,30 kNm

0,25 Φ Mn > M_d ,maka *breast wall* dapat dikatakan stabil.

Tabel 5. 84 Kontrol *Breast wall* P delta Arah X

Kombinasi	Δ	Md = Pu * Δ	0,25 *Φ Mn	Keterangan
	m	kNm	kNm	
Kuat I	0,00082	0,52	351,85	Stabil
Kuat II	0,00238	1,38	346,46	Stabil
Kuat III	0,00186	0,70	326,80	Stabil
Kuat IV	0,00186	0,63	323,54	Stabil
Kuat V	0,00161	0,61	327,02	Stabil
Ekstrim Arah X : 100%X + 30%Y	0,00499	2,78	344,30	Stabil
Ekstrim Arah Y : 100%Y + 30%X	0,00396	2,20	344,30	Stabil

c) Pembesian Tulangan longitudinal Arah Y

Berdasarkan Tabel 5.80 Rekapitulasi Momen Ultimit Pakai Arah X *breast wall* dapat dilakukan perhitungan desain tulangan arah y berdasarkan momen arah x.

Tebal *breast wall*, t_w = 800 mm

Lebar *breast wall*, B_y = 8000 mm

Selimut beton, Pb = 40 mm

Diameter tulangan longitudinal, D_{pokok} = 25 mm

Diameter tulangan transversal, $D_{sengkang}$ = 13 mm

Ditinjau *breast wall* selebar 1 m :

Lebar *breast wall*, b = 1000 mm

Tebal *breast wall*, h = 800 mm

Tabel 5. 85 Rekapitulasi Momen Ultimit Pakai Arah X *Breast wall* Selebar 1m

Kondisi beban	Untuk Lebar = B		Untuk Lebar 1m	
	Pu	Mux	Pu	Mux
	kN	kNm	kN	kNm
Kuat 1	5103,88	1040,82	637,99	130,10
Kuat 2	4634,35	3022,76	579,29	377,84
Kuat 3	2990,99	2368,83	373,87	296,10
Kuat 4	2722,21	2368,83	340,28	296,10
Kuat 5	3012,01	2048,28	376,50	256,04
Ekstrim *Equake* 100% X	4451,62	6346,06	556,45	793,26
Ekstrim *Equake* 100% Y	4451,62	5030,68	556,45	628,83

Berdasarkan momen terbesar terjadi arah x maka dipakai ekstrim arah x.

Digunakan M_{ux}, M_u = 793,35 kNm

Digunakan Pu selebar 1m, Pu = 556,45 kN

Asumsi rasio tulangan yang digunakan, ρ = 1 %

Luas tulangan yang diperlukan, As $= \rho \times b \times h$

$= 1\% \times 1000 \times 800$

$= 8000\ mm^2$

Luas tulangan pokok, Ad $= 0{,}25 \times \pi \times D_{pokok}^2$

$= 0{,}25 \times \pi \times 25^2 = 490{,}87\ mm^2$

Jarak pusat tulangan ke tepi terluar dengan dua lapis,

ds $= Pb + D_{sengkang} + D_{pokok} + 1{,}5\ D_{pokok}$

$= 40 + 13 + 25 + (1{,}5 \times 25) = 115{,}5$ mm

d $= tw - ds$

$= 800 - 115{,}5 = 684{,}5$ mm

Tulangan tekan = tulangan tarik ,

$A_{s\ (tekan)} = A_{s\ (tarik)}$ = ½ As

$= ½\ 8000 = 4000\ mm^2$

Jarak tulangan yang diperlukan, S $= \frac{0{,}25 \times \pi \times D^2 \times B}{½\ As}$

$= \frac{0{,}25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4000}$

$= 122{,}71$ mm

Digunakan tulangan dua lapis dan jarak antar tulangan S sebesar 200 mm. Dengan s sebesar 200 mm didapatkan jumlah tulangan 5 buah maka As terpasang tulangan tarik dan tekan diperoleh sebagai berikut.

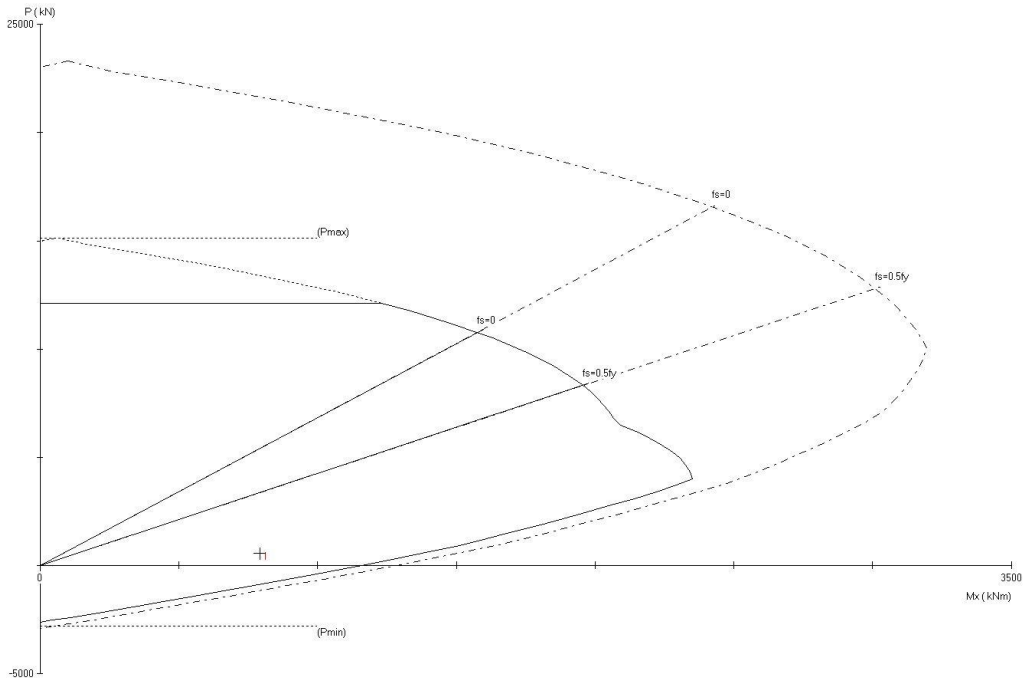
$A_{s\ terpasang} = 0{,}25 \times \pi \times 25^2 \times 2 \times 5$

$= 4908{,}73\ mm^2 = A_{s\ (tekan)} = A_{s\ (tarik)}$

Rasio tulangan yang digunakan, ρ $= \frac{As_{terpasang}}{b \times h}$

$= \frac{4908{,}73}{1000 \times 800} = 0{,}61\%$

Total rasio tulangan, ρ_t $= 0{,}61\% + 0{,}61\% + = 1{,}23\%$



Gambar 5. 62 Diagram Mn-Pn Tulangan Arah Y Akibat Mux *Breast wall*

Berdasarkan momen arah x dan beban aksial yang bekerja di diagram diatas masuk kedalam kondisi tarik yang menentukan. Beban yang bekerja diplotkan ke diagram interaksi menghasilkan bahwa beban yang bekerja masih di dalam diagram maka *breast wall* dapat dikatakan aman terhadap momen arah x.

d) Pembesian Tulangan Geser

Asumsi Sengkang digunakan = 4D13

Diameter tulangan transversal, $D_{sengkang}$ = 13 mm

Mutu beton, Fc' = 30 MPa

Tegangan leleh baja, Fy = 320 MPa

Gaya aksial ultimit rencana, Pu = 556,45 kN = 556452,41 N

Momen ultimit rencana, $M_{u\ max}$ = 793,36 kNm

= 793258096,64 Nmm

Ditinjau dinding selebar 1m:

Tebal *breast wall*, tw = 800 mm

Lebar tinjauan *breast wall*, b = 1000 mm

d = 1000 - 115,5 = 684,5 mm

Luas penampang, Ag = tw × b

= 800 × 1000

= 800000 mm^2

Tinggi *breast wall*, Lc = 3000 mm

Gaya geser yang terjadi, Vu = $\frac{Mu}{L}$

= $\frac{793258096,64}{3000}$ = 264419,37 N

Kekuatan beton menahan geser,

Vc = $\left(1+\frac{N_u}{14A_g}\right)\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)$ bw × d

= $\left(1+\frac{556452,41}{14.800000}\right)\left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right)$ 1000.684,5

= 655905,2348 N

Φ Vc = 0,7 × Vc

= 0,7 × 655905,2348 = 459133,66 N

Dengan ΦVc > Vu maka tulangan geser digunakan yang minimum.

jarak tulangan minimal, S_{min1} = 0,5 × Hc = 0,5 x 800 = 400 mm

jarak tulangan minimal, S_{min2} = 300

Maka digunakan tulangan geser 4D13- 300 untuk arah x.

2) Tinjauan *Breast wall* Arah Melintang Jembatan

a) Kontrol Stabilitas Pengaruh *Buckling* Arah Y

Berdasarkan beban terbesar arah x terjadi di kombinasi ekstrim 1 arah x dengan P sebesar 4451,62 Kn.

Gaya aksial ultimit, Pu = 4451,62 kN

Tinggi *breast wall*, Lc = 3 m

Inersia penampang *breast wall*, I_c = 34,13 m^4

Modulus elastisitas beton, E = 25742960,2 kN/m^2

Luas tampang *breast wall*, Ac = By × h

= 8 × 0,8 = 6,4 m^2

Jari-jari inersia penampang *breast wall*, r $= \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$

$= \sqrt{\frac{34,13}{6,4}} = 2,309$

Faktor panjang tekuk, K = 2,2

Angka kelangsingan, $= \frac{K \times L_c}{r}$

$= \frac{2,2\ x\ 3}{2,309} = 2,85$

2,85 < 22 sehingga pengaruh *buckling* dapat diabaikan.

Tabel 5. 86 Rekapitulasi Momen Ultimit Pakai Arah Y *Breast wall*

Kondisi beban	Pu	Muy
	kN	kNm
Kuat 1	5103,88	0,00
Kuat 2	4634,35	0,00
Kuat 3	2990,99	2803,01
Kuat 4	2722,21	0,00
Kuat 5	3012,01	800,86
Ekstrim *Equake* 100% X	4451,62	557,30
Ekstrim *Equake* 100% Y	4451,62	1857,67

b) Kontrol Stabilitas Pengaruh P-Delta Arah Y

Tabel 5. 84 Rekapitulasi Momen Ultimit Pakai Arah Y *Breast wall* bahwa kombinasi maksimal terjadi di kombinasi ekstrim I arah y maka dapat dijadikan sebagai control pengaruh P-Delta.. Berikut perhitungan kontrol stabilitas pengaruh P-Delta arah y:

Lebar jembatan, By = 8 m

Tebal *breast wall*, tw = 0,8 m

Gaya aksial ultimit *breast wall*, Pu = 4451,62 kN

Momen ultimit *breast wall*, Muy = 1857,67 kNm

Inersia penampang *breast wall*, I_c = $\frac{1}{12}$ x By^3 x tw

= $\frac{1}{12}$ x 8^3 x 0,8

= 34,13 m^4

Mutu beton, Fc' = 30 MPa

Modulus elastisitas beton, E = 4700 x √Fc'

= 25742,96 MPa

= 25742960,2 kN/m^2

Periode mode getar *breast wall* arah x, T = 0,016 detik

Periode panjang, Ts = 1,11 detik

$1,25T_s$ = 1,389

Faktor modifikasi respon, R = 3

Dengan $T < 1,25T_s$ maka R_d dapat dilakukan perhitungan

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

$= \left(1 - \frac{1}{3}\right)\frac{1,389}{0,016} + \frac{1}{3}$

= 58,16

Berdasarkan SNI 1725:2016 bahwa pilar harus memenuhi persyaratan $M_d < 0,25\ \Phi\ Mn$. Dengan Mn adalah momen nominal hasil dari digram interaksi kolom. Berikut diagram interaksi untuk kombinasi yang terjadi.

Tabel 5. 87 Momen Nominal *Breast wall* Arah Y

Kondisi beban	Untuk Lebar = B		Untuk Lebar 1m		Momen nominal
	Pu	Muy	Pu	Muy	ΦMn
	kN	kNm	kN	kNm	kNm
Kuat I	5103,9	0,0	638,0	0,0	1221,4
Kuat II	4634,4	0,0	579,3	0,0	1205,2
Kuat III	2991,0	2803,0	373,9	350,4	1147,9
Kuat IV	2722,2	0,0	340,3	0,0	1138,7
Kuat V	3012,0	800,9	376,5	100,1	1148,8
Ekstrim Arah X : 100%X + 30%Y	4451,6	557,3	556,5	69,7	1198,8
Ekstrim Arah Y : 100%Y + 30%X	4451,6	1857,7	556,5	232,2	1198,8

Berdasarkan tabel diatas dapat dilakukan kontrol P-delta arah y, berikut contoh perhitungannya:

Tinggi *breast wall*, Lc = 3 m

Perpindahan berdasarkan gempa elastis, Δ_e $= \frac{\text{Mu x } Lc^2}{Ec\ x\ Ic}$

$= \frac{232{,}2\ \text{ x } 3^2}{25742960{,}2\ x\ 34{,}13}$

= 0,0002 m

Faktor modifikasi kolom, Rd = R = 3

Perpindahankolom terhadap dasar fondasi, Δ = Rd x Δ_e

= 58,16 x 0,0002

= 0,01383 m

Momen akibat pengaruh P-delta, M_d = Pu x Δ

= 556,5 x 0,0002

= 7,70 kNm

0,25 Φ Mn = 0,25 x 1198,8

= 299,71 kNm

0,25 Φ Mn > M_d ,maka *breast wall* dapat dikatakan stabil.

Tabel 5. 88 Kontrol *Breast wall* P delta Arah x

Kombinasi	Δ	Md = Pu * Δ	0,25 *Φ Mn	Keterangan
	m	kNm	kNm	
Kuat I	0,00000	0,00	305,36	Stabil
Kuat II	0,00000	0,00	301,30	Stabil
Kuat III	0,02087	7,80	286,99	Stabil
Kuat IV	0,00000	0,00	284,67	Stabil
Kuat V	0,00596	2,25	287,20	Stabil
Ekstrim Arah X : 100%X + 30%Y	0,00415	2,31	299,71	Stabil
Ekstrim Arah Y : 100%Y + 30%X	0,01383	7,70	299,71	Stabil

c) Pembesian Tulangan longitudinal Arah X

Berdasarkan Tabel 5.86 Rekapitulasi Momen Ultimit Pakai Arah Y *Breast wall* dapat dilakukan perhitungan desain tulangan arah y berdasarkan momen arah y.

Tebal *breast wall*, t_w = 800 mm

Lebar *breast wall*, B_y = 8000 mm

Selimut beton, Pb = 40 mm

Diameter tulangan longitudinal, D_{pokok} = 25 mm

Diameter tulangan transversal, $D_{sengkang}$ = 13 mm

Ditinjau *breast wall* selebar 1 m :

Lebar *breast wall*, b = 1000 mm

Tebal *breast wall*, h = 800 mm

Tabel 5. 89 Rekapitulasi Momen Ultimit Pakai Arah Y *Breast wall* Selebar 1m

Kondisi beban	Untuk Lebar = B		Untuk Lebar 1m	
	Pu	Muy pakai	Pu	Muy
	kN	kNm	kN	kNm
Kuat 1	5103,88	0,00	637,99	0,00
Kuat 2	4634,35	0,00	579,29	0,00
Kuat 3	2990,99	2803,43	373,87	350,43
Kuat 4	2722,21	0,00	340,28	0,00
Kuat 5	3012,01	800,98	376,50	100,12
Ekstrim *Equake* 100% X	4451,62	557,38	556,45	69,67
Ekstrim *Equake* 100% Y	4451,62	1857,95	556,45	232,24

Berdasarkan tinjauan momen terbesar terjadi arah y maka dipakai ekstrim arah y.

Digunakan M_{ux}, M_u = 232,24 kNm

Digunakan Pu selebar 1m, Pu = 556,45 kN

Asumsi rasio tulangan yang digunakan, ρ = 1 %

Luas tulangan yang diperlukan, As = ρ x b x h

= 1% x 1000 x 800

= 8000 mm^2

Luas tulangan pokok, Ad = 0,25 x π x D_{pokok}^2

= 0,25 x π x 25^2 = 490,87 mm^2

Jarak pusat tulangan ke tepi terluar dengan dua lapis,

ds = Pb + $D_{sengkang}$ + D_{pokok} + 1,5 D_{pokok}

= 40 + 13 + 25 +(1,5 x 25) = 115,5 mm

d = h – ds

= 1000 - 115,5 = 884,5 mm

Tulangan tekan = tulangan tarik ,

$A_{s\ (tekan)} = A_{s\ (tarik)}$ = ½ As

= ½ 8000 = 4000 mm^2

Jarak tulangan yang diperlukan 1 lapis, S = $\frac{0,25 \text{ x } \pi \text{ x} D^2 \text{ x B}}{\text{½ As}}$

= $\frac{0,25 \text{ x } \pi \text{ x } 25^2 \text{ x } 1000}{4000}$

= 122,71 mm

Digunakan tulangan dua lapis dan jarak antar tulangan S sebesar 150 mm. Dengan s sebesar 150 mm didapatkan jumlah tulangan 5 buah maka As terpasang tulangan tarik dan tekan diperoleh sebagai berikut.

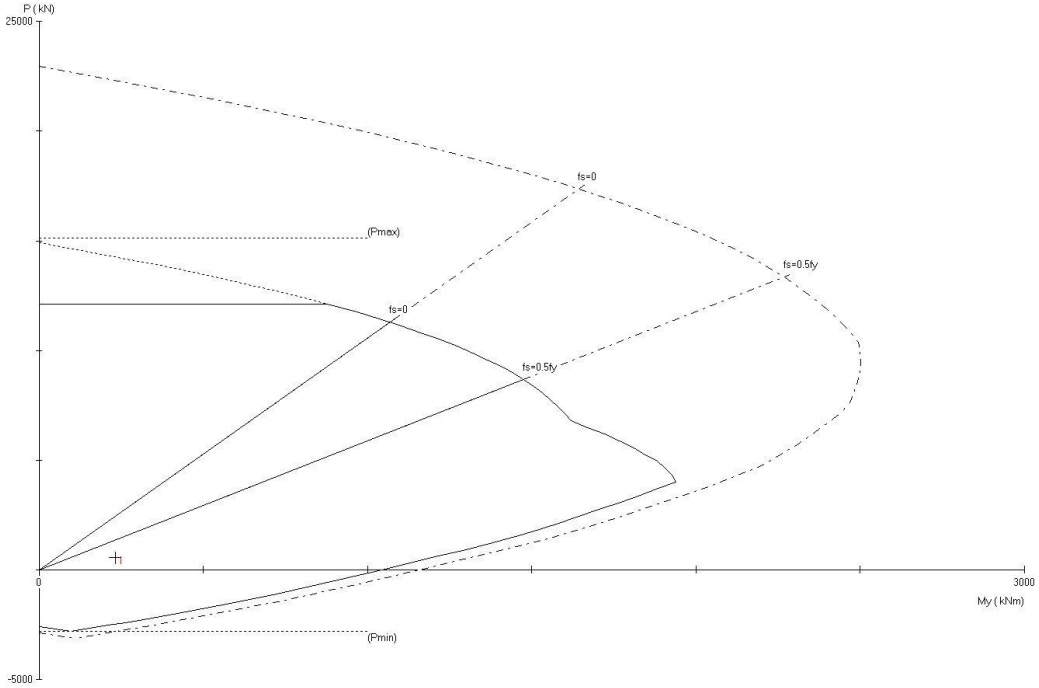
$A_{s\ terpasang}$ = 0,25 x π x25^2 x 2 x 5

= 4908,73 mm^2 = $A_{s\ (tekan)}$ = $A_{s\ (tarik)}$

Rasio tulangan yang digunakan, ρ = $\frac{\text{As}_{\text{terpasang}}}{b \times h}$

= $\frac{4908,73}{800 \times 1000}$ = 0,61%

Total rasio tulangan, ρ_t = 0,61%+ 0,61%+ =1,23%



Gambar 5. 63 Diagram Mn-Pn Tulangan Arah X Akibat Muy *Breast wall*

Berdasarkan momen arah y dan beban aksial yang bekerja di diagram diatas masuk kedalam kondisi tarik yang menentukan. Beban yang bekerja diplotkan ke diagram interaksi menghasilkan bahwa beban yang bekerja masih di dalam diagram maka *breast wall* dapat dikatakan aman terhadap momen arah y.

d) Pembesian Tulangan Geser

Asumsi Sengkang digunakan = 4D13

Diameter tulangan transversal, $D_{sengkang}$ = 13 mm

Mutu beton, Fc' = 30 MPa

Tegangan leleh baja, Fy = 320 MPa

Gaya aksial ultimit rencana, Pu = 556,45 kN = 556452,41 N

Momen ultimit rencana, $M_{u\ max}$ = 232,24 kNm

= 232243801,65 Nmm

Ditinjau dinding selebar 1m:

Tebal *breast wall*, tw = 800 mm

Lebar tinjauan *breast wall*, b = 1000 mm

d = 1000 - 115,5 = 884,5 mm

Luas penampang, Ag = tw x b

= 800 x 1000

= 800000 mm^2

Tinggi *breast wall*, Lc = 3000 mm

Gaya geser yang terjadi, Vu = $\frac{Mu}{L}$

= $\frac{232243801,65}{3000}$ = 77414,60 N

Kekuatan beton menahan geser,

Vc = $\left(1+\frac{N_u}{14A_g}\right)\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)$ bw. d

= $\left(1+\frac{556452,41}{14.800000}\right)\left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right)$ 1000.884,5

= 847550,29 N

Φ Vc = 0,70 x Vc

= 0,70 x 847550,29 = 593285,20 N

Dengan ΦVc > Vu maka tulangan geser digunakan yang minimum.

jarak tulangan minimal, S_{min1} = 0,5 x Hc = 0,5 x 1000 = 500 mm

jarak tulangan minimal, S_{min2} = 300

Maka digunakan tulangan geser 4D13- 300 untuk arah y.

b. *Back wall*

1) *Back wall* Bawah

a) Data Perencanaan

Berdasarkan perhitungan beban ultimit *back wall* atas digunakan kombinasi ekstrim 1 dengan Mx sebesar 24,71 kNm dan Hx sebesar 70,68 Kn selebar 8 m. Berikut data perencanaan *back wall* bawah.

Tabel 5. 90 Data Perencanaan *Back wall* Bawah

Data Perencanaan:			
Tebal	tw =	0,55	m
Lebar	by =	8,00	m
Momen ultimit	M_u =	24,73	kNm
Gaya geser ultimit	V_u =	70,68	kNm
Kuat tekan beton	Fc' =	30,00	MPa
Tegangan leleh baja	Fy =	320,00	MPa
Ditinjau selebar 1m :			
Momen ultimit /1m	M_u =	3,09	kNm
Gaya geser ultimit /1m	V_u =	8,84	kN

b) Pembesian Tulangan Lentur

Lebar tinjauan *back wall*, b = 1000 mm

Momen rencana ultimit, Mu = 3,09 kNm

Mutu beton, fc' = 30 MPa

Mutu baja tegangan leleh, Fy = 320 MPa

Tebal beton, h = 550 mm

Modulus elastisitas, E = 200000 MPa

Diameter yang digunakan, D_{pokok} = 16 mm

Diameter yang digunakan, D_{bagi} = 13 mm

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, Fc' > 28 MPa maka

$\beta_1 = 0{,}85 - (\frac{Fc'-28}{7} \times 0{,}05)$

$= 0{,}84$

Rasio tulangan balance, $\rho_b = \frac{\beta 1 \text{ x } 0.85 \text{ x } fc'}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y}$

$= \frac{0{,}84 \text{ x } 0.85 \text{ x } 30}{320} \times \frac{600}{600+320}$

$= 0{,}04$

Faktor tahanan momen maks,

$R_{max} = 0{,}75 \times \rho_b \times fy \times (1 - (0{,}5 \times 0{,}75 \times \rho_b \times \frac{fy}{0{,}85 \, x \, fc'})$

$= 0{,}75 \times 0{,}04 \times 320 \times (1 - (0{,}5 \times 0{,}75 \times 0{,}04 \times \frac{320}{0{,}85 \, x \, 30})$

$= 8{,}29$

Faktor reduksi lentur, Φ = 0,8

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = 50 mm

Tebal efektif, d = h-d'

= 550-50 = 500 mm

Momen nominal rencana, Mn = $\frac{Mu}{\Phi}$

= $\frac{3,09}{0,8}$ = 3,86 kNm

Faktor tahanan momen hitung, Rn = $\frac{Mn \times 10^6}{b \times d^2}$

= $\frac{3,86 \times 10^6}{1000 \times 500^2}$ = 0,015

Cek Rn < R_{max} sehingga memenuhi persyaratan.

Rasio tulangan minimum, ρ_{min} = 0.25% × $\frac{1,4}{fy}$

= 0.25% × $\frac{1,4}{320}$ = 0,00109

Rasio tulangan yang dibutuhkan, ρ_{perlu}

m = $\frac{fy}{0,85\ x\ fc'}$

= $\frac{390}{0,85\ x\ 30}$

= 12,54

ρ_{perlu} = $\frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{[1 - (2 \text{ x m x } \frac{Rn}{Fy})]}\right]$

= $\frac{1}{12,54} \times \left[1 - \sqrt{[1 - (2 \text{ x}18,42 \text{ x } \frac{0,015}{320})]}\right]$

= 0,00005

Dengan ρ_{perlu} < ρ_{min} maka digunakan ρ_{min} .

Luas tulangan yang diperlukan, As = ρ × b × d

= 0,00109 x 1000 x 500

= 546,87 mm^2

Jarak tulangan pokok yang diperlukan, S = $\frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times B}{As}$

= $\frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{546,87}$

= 367,65 mm

Jarak minimum , S_{min} = 300 mm

Maka diambil tulangan pokok D16-300 sehingga As menjadi sebagai berikut.

Luas tulangan pakai , As $= \frac{0{,}25 \times \pi \times D^2 \times B}{S}$

$= \frac{0{,}25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{300}$

$= 670{,}2 \text{ mm}^2$

Untuk tulangan bagi diambil 50% dari As tulangan pokok.

Luas tulangan bagi yang diperlukan, As' $= 50\% \times As$

$= 0{,}5 \times 670{,}2$

$= 335{,}1 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan bagi yang diperlukan, S' $= \frac{0{,}25 \times \pi \times D^2 \times B}{As}$

$= \frac{0{,}25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{335{,}1}$

$= 396{,}09 \text{ mm}$

Jarak minimum , S_{min} = 300 mm

Maka diambil tulangan bagi yang digunakan D13-300.

c) Pembesian Tulangan Geser

Untuk tulangan geser yang ada di *backwall* tidak karena tebal *backwall* yang tidak terlalu besar sudah cukup ditahan oleh tulangan pokok dan bagi

2) *Back wall* Atas

a) Data Perencanaan

Berdasarkan perhitungan beban ultimit *back wall* atas digunakan kombinasi ekstrim 1 dengan Mx sebesar 25,46 kNm dan Hx sebesar 59,01 kN selebar 8 m. Berikut data perencanaan *back wall* bawah.

Tabel 5. 91 Data Perencanaan *Back wall* Atas

Data Perencanaan:			
Tebal	tw =	0,35	m
Lebar	by =	8,00	m
Momen ultimit	M_u =	25,46	kNm
Gaya geser ultimit	V_u =	59,01	kNm
Kuat tekan beton	Fc' =	30,00	MPa
Tegangan leleh baja	Fy =	320,00	MPa
Ditinjau selebar 1m :			
Momen ultimit /1m	M_u =	3,18	kNm
Gaya geser ultimit /1m	V_u =	7,38	kN

b) Pembesian Tulangan longitudinal

Lebar tinjauan *back wall*, b = 1000 mm

Momen rencana ultimit, Mu = 3,18 kNm

Mutu beton, fc' = 30 MPa

Mutu baja tegangan leleh, Fy = 320 MPa

Tebal beton, h = 550 mm

Modulus elastisitas, E = 200000 MPa

Diameter yang digunakan, D_{pokok} = 16 mm

Diameter yang digunakan, D_{bagi} = 13 mm

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, Fc' > 28 MPa maka

$$\beta_1 = 0{,}85 - (\frac{Fc'-28}{7} \times 0{,}05)$$

$$= 0{,}84$$

Rasio tulangan balance, ρ_b

$$= \frac{\beta 1 \text{ x } 0.85 \text{ x } fc'}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y}$$

$$= \frac{0{,}84 \text{ x } 0.85 \text{ x } 30}{320} \times \frac{600}{600+320}$$

$$= 0{,}04$$

Faktor tahanan momen maks,

$$R_{max} = 0{,}75 \times \rho_b \times fy \times (1 - (0{,}5 \times 0{,}75 \times \rho_b \times \frac{fy}{0{,}85 \, x \, fc'})$$

$$= 0{,}75 \times 0{,}04 \times 320 \times (1 - (0{,}5 \times 0{,}75 \times 0{,}04 \times \frac{320}{0{,}85 \times 30})$$

$$= 8{,}29$$

Faktor reduksi lentur, Φ = 0,8

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = 50 mm

Tebal efektif, d = h-d'

= 550-50 = 500 mm

Momen nominal rencana, Mn = $\frac{Mu}{\Phi}$

= $\frac{3,18}{0,8}$ = 3,97 kNm

Faktor tahanan momen hitung, Rn = $\frac{Mn \times 10^6}{b \times d^2}$

= $\frac{3,97 \times 10^6}{1000 \times 500^2}$ = 0,044

Cek Rn < R_{max} sehingga memenuhi persyaratan.

Rasio tulangan minimum, ρ_{min} = 0.25% × $\frac{1,4}{fy}$

= 0.25% × $\frac{1,4}{320}$ = 0,00109

Rasio tulangan yang dibutuhkan, ρ_{perlu}

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

= $\frac{390}{0,85 \times 30}$

= 12,54

ρ_{perlu} = $\frac{1}{m} x \left[1 - \sqrt{[1 - (2 \times m \times \frac{Rn}{Fy})]}\right]$

= $\frac{1}{12,54} \times \left[1 - \sqrt{[1 - (2 \times 12,54 \times \frac{0,015}{320})]}\right]$

= 0,00013

Dengan ρ_{perlu} < ρ_{min} maka digunakan ρ_{min} .

Luas tulangan yang diperlukan, As = ρ × b × d

= 0,00109 × 1000 × 500

= 328,12 mm^2

Jarak tulangan pokok yang diperlukan, S = $\frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times B}{As}$

= $\frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{328,12}$

= 612,76 mm

Jarak minimum , S_{min} = 300 mm

Maka diambil tulangan pokok D16-300 sehingga As menjadi sebagai berikut.

Luas tulangan pakai , As $= \frac{0{,}25 \times \pi \times D^2 \times B}{S}$

$= \frac{0{,}25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{300}$

$= 670{,}2 \text{ mm}^2$

Untuk tulangan bagi diambil 50% dari As tulangan pokok.

Luas tulangan bagi yang diperlukan, As' $= 50\% \times As$

$= 0{,}5 \times 670{,}2$

$= 335{,}1 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan bagi yang diperlukan, S' $= \frac{0{,}25 \times \pi \times D^2 \times B}{As}$

$= \frac{0{,}25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{335{,}1}$

$= 396{,}09$ mm

Jarak minimum , S_{min} = 300 mm

Maka diambil tulangan bagi yang digunakan D13-300.

c) Pembesian Tulangan Geser

Untuk tulangan geser yang ada di *backwall* tidak karena tebal *backwall* yang tidak terlalu besar sudah cukup ditahan oleh tualngan pokok dan bagi

c. Corbel

1) Data Perencanaan

Berdasarkan perhitungan beban ultimit corbel digunakan Mu sebesar 819,8kNm dan Vu sebesar 4098,9 kN selebar 8 m. Berikut data perencanaan corbel.

Tabel 5. 92 Data Perencanaan Corbel

Data Perencanaan :			
Tebal	h = h5+ h6 =	1100	m
Eksentrisitas beban ,	e = b5/2 =	200	m
Lebar	By =	8,00	m
Kuat tekan beton	Fc' =	30,00	MPa
Tegangan leleh baja	Fy =	320,00	MPa
Momen ultimate	Mu =	819,77	kNm
gaya geser ultimit	Vu =	4098,86	Kn
Ditinjau selebar 1 m, maka :			
Momen ultimate tinjauan	Mu =	102,47	kNm
gaya geser ultimit tinjauan	Vu =	512,36	Kn

2) Pembesian Tulangan Lentur

Lebar tinjauan corbel, b = 1000 mm

Momen rencana ultimit, Mu = 102,47 kNm

Mutu beton, fc’ = 30 MPa

Mutu baja tegangan leleh, Fy = 320 MPa

Tebal beton, h = 1100 mm

Modulus elastisitas, E = 200000 MPa

Diameter yang digunakan, D_{pokok} = 16 mm

Diameter yang digunakan, D_{bagi} = 13 mm

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, Fc’ > 28 MPa maka

$\beta_1 = 0{,}85 - (\frac{Fc'-28}{7} \times 0{,}05)$

$= 0{,}84$

Rasio tulangan balance, $\rho_b = \frac{\beta 1 \text{ x } 0.85 \text{ x } fc'}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y}$

$= \frac{0{,}84 \text{ x } 0.85 \text{ x } 30}{320} \times \frac{600}{600+320}$

$= 0{,}043$

Faktor tahanan momen maks,

$R_{max} = 0{,}75 \times \rho_b \times fy \times (1 - (0{,}5 \times 0{,}75 \times \rho_b \times \frac{fy}{0{,}85\, x\, fc'})$

$= 0{,}75 \times 0{,}04 \times 320 \times (1 - (0{,}5 \times 0{,}75 \times 0{,}04 \times \frac{320}{0{,}85 \times 30})$

$= 8{,}29$

Faktor reduksi lentur, Φ = 0,8

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = 150 mm

Tebal efektif, d = h-d'

= 1100-150 = 950 mm

Momen nominal rencana, Mn = $\frac{Mu}{\Phi}$

= $\frac{105,01}{0,8}$ = 131,26 kNm

Faktor tahanan momen hitung, Rn = $\frac{Mn \times 10^6}{b \times d^2}$

= $\frac{131,26 \times 10^6}{1000 \times 950^2}$ = 0,145

Cek Rn < R_{max} sehingga memenuhi persyaratan.

Rasio tulangan minimum, ρ_{min} = 0.25% × $\frac{1,4}{fy}$

= 0.25% × $\frac{1,4}{320}$ = 0,00109

Rasio tulangan yang dibutuhkan, ρ_{perlu}

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

= $\frac{390}{0,85 \times 30}$

= 12,54

ρ_{perlu} = $\frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{[1 - (2 \text{ x m x } \frac{Rn}{Fy})]}\right]$

= $\frac{1}{12,54} \times \left[1 - \sqrt{[1 - (2 \text{ x}18,42 \text{ x } \frac{0,145}{320})]}\right]$

= 0,0004

Dengan $\rho_{perlu} < \rho_{min}$ maka digunakan ρ_{min} .

Luas tulangan yang diperlukan, As = ρ × b × d

= 0,00109 × 1000 × 950

= 1039,06 mm^2

Jarak tulangan pokok yang diperlukan, S = $\frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times B}{As}$

= $\frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1039,06}$

= 193,5 mm

Jarak minimum , S_{min} = 300 mm

Maka diambil tulangan pokok D16-150 sehingga As menjadi sebagai berikut.

Luas tulangan pakai , As $= \frac{0{,}25 \times \pi \times D^2 \times B}{S}$

$= \frac{0{,}25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{150}$

= 1340,41 mm^2

Untuk tulangan bagi diambil 50% dari As tulangan pokok.

Luas tulangan bagi yang diperlukan, As' = 50% × As

= 0,5 × 1340,41

= 670,20 mm^2

Jarak tulangan bagi yang diperlukan, S' $= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x} D^2 \text{ x B}}{\text{As}}$

$= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } 13^2 \text{ x } 1000}{670{,}20}$

= 198,04 mm

Jarak minimum , S_{min} = 300 mm

Maka diambil tulangan bagi yang digunakan D13-150.

3) Pembesian Tulangan Geser

Diameter tulangan geser, $D_{sengkang}$ = 16 mm

Gaya geser ultimit, Vu = 512,36 kN

Momen rencana ultimit, Mu = 128,08 kNm

Faktor reduksi kekuatan geser, Φ = 0,7

Tebal efektif, d = 950 mm

Luas tulangan pakai, $As_{terpasang}$ = 1340,41 mm^2

$\frac{Vu\ x\ d}{Mu}$ $= \frac{512{,}36\ x\ 950}{105{,}01}$

= 4,75

Dengan persyaratan RSNI T -12-2004 bahwa $\frac{Vu\ x\ d}{Mu}$ tidak boleh lebih dari 1 maka nilainya diambil 1.

Rasio tulangan pokok yang digunakan, ρ $= \frac{\text{As}_{\text{terpasang}}}{b\ x\ d}$

$= \frac{1340{,}41}{1000\ x\ 950}$

= 0,001

Kekuatan beton menahan geser maksimal,

Vc = $0{,}3\ x\ \sqrt{Fc'}x\ b\ x\ d$

= $0{,}3\ x\ \sqrt{30}x\ 1000\ x\ 950$ = 1561009,29 N

Kekuatan beton menahan geser hitung,

Vc = $\left(\sqrt{fc' + 120x\ \rho\ x\ \frac{Vu\ x\ d}{Mu}}\right)\frac{b\ x\ d}{7}$

= $\left(\sqrt{30 + 120x\ 0{,}001\ x1}\right)\frac{1000\ x\ 950}{7}$ = 22983,98 N

diambil Vc sebesar 22983,98 N

ΦVc = 0,7 x 22983,98

= 16088,79 N

Dengan Vu > ΦVc maka corbel dipasang tulangan geser perlu.

Kuat geser yang perlu ditahan oleh Sengkang,

Vs = Vu/Φ – Vc

= 512,36 /0,7 -22983,98 = 708955,58 N

Jumlah kaki Sengkang, n = 2 kaki

Luas tulangan geser , Av = 0,25 x π x D^2

= 0,25 x π x 16^2 = 402,12 mm^2

Jarak tulangan bagi yang diperlukan, S = $\frac{\text{Av x fy x d}}{\text{Vs}}$

= $\frac{402{,}12\ \text{x}\ 320\ \text{x}\ 950}{708955{,}58}$

= 172,431 mm

Diambil tulangan geser dengan jarak 2D16-150 mm.

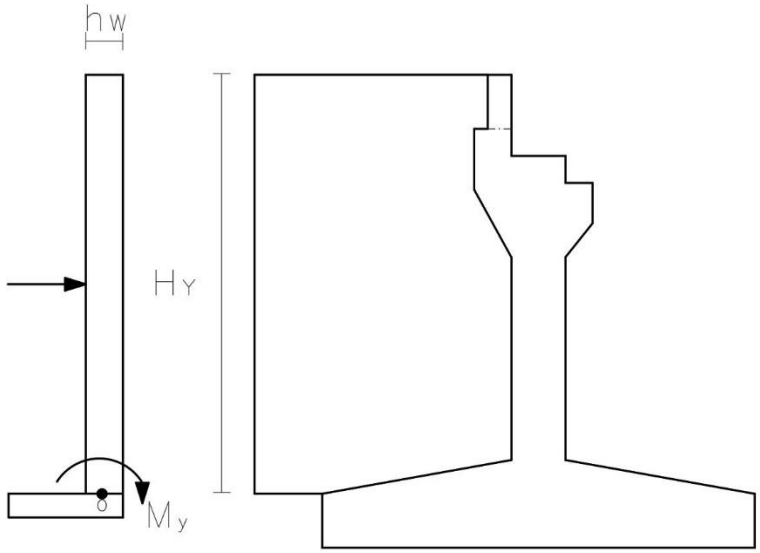
d. *Wing wall*

1) Tinjauan Arah Vertikal

a) Data Perencanaan

Tabel 5. 93 Rekapitulasi Data Perencanan *Wing wall* Tinjauan Vertikal

Data Perencanaan:			
Kuat tekan beton	Fc' =	30	MPa
Tegangan leleh baja	Fy =	420,00	MPa
Tebal *wing wall*	h=hw =	0,55	m
Lebar *wing wall*	Hx =	3,45	m
Momen ultimit	Mu =Muy =	3017,92	kNm
Gaya geser ultimit	Vu =	1136,13	kN
Ditinjau selebar 1 m			
Momen ultimit tinjauan	Mu =	874,76	kNm
Gaya geser ultimit tinjauan	Vu =	329,31	Kn



Gambar 5. 64 *Wing wall* Tinjauan Vertikal

b) Tulangan Lentur

Lebar tinjauan wing, b = 1000 mm

Momen rencana ultimit, Mu = 874,760 kNm

Mutu beton, fc’ = 30 MPa

Mutu baja tegangan leleh, Fy = 420 MPa

Tebal *wing wall*, h = 550 mm

Modulus elastisitas, E = 200000 MPa

Diameter yang digunakan, D_{pokok} = 29 mm

Diameter yang digunakan, D_{bagi} = 16 mm

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, Fc' > 28 MPa maka

$\beta_1 = 0{,}85 - (\frac{Fc'-28}{7} x\ 0{,}05)$

= 0,84

Rasio tulangan balance, ρ_b $= \frac{\beta 1 \text{ x } 0.85 \text{ x fc}'}{f_y} x \frac{600}{600+f_y}$

$= \frac{0{,}84 \text{ x } 0.85 \text{ x } 30}{420} x \frac{600}{600+420}$

= 0,029

Faktor tahanan momen maks,

R_{max} $= 0{,}75\ x\rho_b x fy\ x(1 - (0{,}5\ x\ 0{,}75x\ \rho_b x \frac{fy}{0{,}85\ x\ fc'})$

$= 0{,}75\ x0{,}029x420\ x(1 - (0{,}5\ x\ 0{,}75x\ 0{,}04x \frac{420}{0{,}85\ x\ 30})$

= 7,66

Faktor reduksi lentur, Φ = 0,8

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = 50 mm

Tebal efektif, d = h-d'

= 550-50 = 500 mm

Momen nominal rencana, Mn $= \frac{Mu}{\Phi}$

$= \frac{874{,}760}{0{,}8}$ = 1093,45 kNm

Faktor tahanan momen hitung, Rn $= \frac{Mn\ x\ 10^6}{\text{b x } d^2}$

$= \frac{1093{,}45 \quad x\ 10^6}{1000 \text{ x } 500^2}$ = 4,37

Cek Rn < R_{max} sehingga memenuhi persyaratan.

Rasio tulangan minimum, ρ_{min} = 0.25% x $\frac{1{,}4}{\text{fy}}$

= 0.25% x $\frac{1{,}4}{420}$ = 0,00083

Rasio tulangan yang dibutuhkan, ρ_{perlu}

m $= \frac{fy}{0{,}85\ x\ fc\prime}$

$= \frac{420}{0{,}85\ x\ 30}$

= 16,47

$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} x \left[1 - \sqrt{[1 - (2 \text{ x m x } \frac{Rn}{Fy})]}\right]$

$= \frac{1}{16{,}47} x \left[1 - \sqrt{[1 - (2 \text{ x}16{,}47 \text{ x } \frac{4{,}37}{420})]}\right]$

= 0,011

Dengan $\rho_{perlu} < \rho_{min}$ maka digunakan ρ_{min} .

Luas tulangan yang diperlukan, As = ρ x b x d

= 0,011 x 1000 x 500

= 5751,80 mm^2

Jarak tulangan pokok yang diperlukan, S $= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x} D^2 \text{ x B}}{\text{As}}$

$= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } 29^2 \text{ x } 1000}{4557{,}22}$

= 114,83 mm

Jarak minimum , S_{min} = 300 mm

Maka diambil tulangan pokok D29-100 sehingga As menjadi sebagai berikut.

Luas tulangan pakai , As $= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x} D^2 \text{ x B}}{\text{S}}$

$= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } 29^2 \text{ x } 1000}{100}$

= 6605,19 mm^2

Untuk tulangan bagi diambil 50% dari As tulangan pokok.

Luas tulangan bagi yang diperlukan, As'= 30% x As

= 0,3 x 6605,19

= 1981,56 mm^2

Jarak tulangan bagi yang diperlukan, S' $= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x} D^2 \text{ x B}}{\text{As}}$

$= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } 16^2 \text{ x } 1000}{1981{,}56}$

= 101,47 mm

Jarak minimum , S_{min} = 300 mm

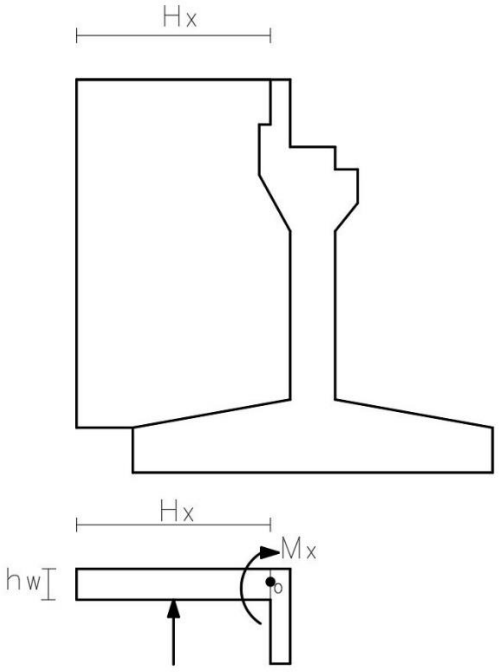
Maka diambil tulangan bagi yang digunakan D16-100.

2) Tinjauan Arah horizontal

a) Data Perencanaan

Tabel 5. 94 Rekapitulasi Data Perencanan *Wing wall* Tinjauan Horizontal

Data Perencanaan :			
Mutu beton	Fc' =	30	MPa
Tegangan leleh	Fy =	420,00	MPa
Tebal *wing wall*	h=hw =	0,55	m
tinggi *wing wall*	Hy =	6,2	
Momen ultimit	Mu =Mux =	1959,8245	kNm
Gaya geser ultimit	Vu =	1136,1302	kN
Ditinjau selebar 1 m			
Momen ultimit tinjauan	Mu =	316,101	kNm
Gaya geser ultimit tinjauan	Vu =	183,247	Kn



Gambar 5. 65 *Wing wall* Tinjauan Horizontal

b) Tulangan Lentur

Lebar tinjauan *wing wall*, b = 1000 mm

Momen rencana ultimit, Mu = 316,101 kNm

Mutu beton, fc’ = 30 MPa

Mutu baja tegangan leleh, Fy = 420 MPa

Tebal *wing wall*, h = 550 mm

Modulus elastisitas, E = 200000 MPa

Diameter yang digunakan, D_{pokok} = 16 mm

Diameter yang digunakan, D_{bagi} = 13 mm

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, Fc’ > 28 MPa maka

$\beta_1 = 0{,}85 - (\frac{Fc'-28}{7} x\ 0{,}05)$

$= 0{,}84$

Rasio tulangan balance, ρ_b $= \frac{\beta 1 \text{ x } 0.85 \text{ x } fc'}{f_y} x \frac{600}{600+f_y}$

$= \frac{0{,}84 \text{ x } 0.85 \text{ x } 30}{420} x \frac{600}{600+420}$

$= 0{,}029$

Faktor tahanan momen maks,

$R_{max} = 0{,}75\ x\rho_b x fy\ x(1 - (0{,}5\ x\ 0{,}75x\ \rho_b x \frac{fy}{0{,}85\ x\ fc'})$

$= 0{,}75\ x0{,}029x420\ x(1 - (0{,}5\ x\ 0{,}75x\ 0{,}04x \frac{420}{0{,}85\ x\ 30})$

$= 7{,}66$

Faktor reduksi lentur, Φ = 0,8

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d’ = 50 mm

Tebal efektif, d = h-d’

= 550-50 = 500 mm

Momen nominal rencana, Mn $= \frac{Mu}{\Phi}$

$= \frac{316{,}101}{0{,}8} = 395{,}12$ kNm

Faktor tahanan momen hitung, Rn $= \frac{Mn\ x\ 10^6}{\text{b x } d^2}$

$= \frac{395{,}12 \quad x\ 10^6}{1000 \text{ x } 500^2} = 1{,}581$

Cek Rn < R_{max} sehingga memenuhi persyaratan.

Rasio tulangan minimum, ρ_{min} = 0.25% x $\frac{1{,}4}{fy}$

$= 0.25\% \text{ x } \frac{1,4}{420} = 0,00083$

Rasio tulangan yang dibutuhkan, ρ_{perlu}

m $= \frac{fy}{0,85\ x\ fc'}$

$= \frac{420}{0,85\ x\ 30}$

$= 16,47$

$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} x \left[1 - \sqrt{[1 - (2 \text{ x m x } \frac{Rn}{Fy})]}\right]$

$= \frac{1}{16,47} x \left[1 - \sqrt{[1 - (2 \text{ x}16,47 \text{ x } \frac{1,581}{320})]}\right]$

$= 0,00388$

Dengan $\rho_{perlu} < \rho_{min}$ maka digunakan ρ_{min} .

Luas tulangan yang diperlukan, As $= \rho \text{ x b x d}$

$= 0,00388 \text{ x } 1000 \text{ x } 500$

$= 1943,78 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan pokok yang diperlukan, S $= \frac{0,25 \text{ x } \pi \text{ x} D^2 \text{ x B}}{\text{As}}$

$= \frac{0,25 \text{ x } \pi \text{ x } 16^2 \text{ x } 1000}{1943,78}$

$= 103,43 \text{ mm}$

Jarak minimum , S_{min} $= 300 \text{ mm}$

Maka diambil tulangan pokok D16-100 sehingga As menjadi sebagai berikut.

Luas tulangan pakai , As $= \frac{0,25 \text{ x } \pi \text{ x} D^2 \text{ x B}}{\text{S}}$

$= \frac{0,25 \text{ x } \pi \text{ x } 16^2 \text{ x } 1000}{100}$

$= 2010,62 \text{ mm}^2$

Untuk tulangan bagi diambil 50% dari As tulangan pokok.

Luas tulangan bagi yang diperlukan, As'$= 30\% \text{ x As}$

$= 0,3 \text{ x } 2010,62$

$= 603,186 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan bagi yang diperlukan, S' $= \frac{0,25 \text{ x } \pi \text{ x} D^2 \text{ x B}}{\text{As}}$

$= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } 13^2 \text{ x } 1000}{603{,}186}$

= 220,05 mm

Jarak minimum , S_{min} = 300 mm

Maka untuk tulangan bagi digunakan D13-200.

3) Tulangan Geser *Wing wall*

Diameter tulangan geser, $D_{sengkang}$ = 16 mm

Gaya geser ultimit, Vu = 329,313 kN

= 329313,1 N

Momen rencana ultimit, Mu = 128,08 kNm

Faktor reduksi kekuatan geser, Φ = 0,7

Tebal efektif, d = 500 mm

Kekuatan beton menahan geser,

Vc $= 1/6 \; x \; \sqrt{Fc'} x \; b \; x \; d$

$= 1/6 \; x \sqrt{30} x \; 1000 \; x \; 500$

= 456435,46 N

ΦVc = 0,7 x Vc

= 0,7 x 456435,46

= 319504,8 N

= 319,504 kN

Dengan Vu > ΦVc maka corbel dipasang tulangan geser perlu.

Kuat geser yang perlu ditahan oleh Sengkang,

Vs = Vu/Φ – Vc

= 329313,1 /0,7 -456435,46 = 150942,4 N

Diameter tulangan geser, D = 13 mm

Ambil jarak y, Sy = 300 mm

Luas tulangan geser , Av = (0,25 x π x D^2 x b)/Sy

= (0,25 x π x 13^2 x 1000)/300

= 442,44 mm^2

Jarak tulangan bagi yang diperlukan, Sx $= \frac{\text{Av x fy x d}}{\text{Vs}}$

$= \frac{442{,}44 \text{ x } 320 \text{ x } 500}{150942{,}4}$

= 430,8 mm

Diambil tulangan geser arah x dengan jarak D13-400 mm. dan arah y digunakan 300 mm.

7. Analisis Kekuatan Fondasi Abutment

a. Pembesian Tiang Bor

1) Tulangan Longitudinal Tekan Lentur

Berdasarkan perhitungan momen maksimal yang terjadi pada tiang bor sebesar 122,51 kNm dan daya dukung aksial ijin tiang bor sebesar 1974,78 kN.

Gaya aksial maksimum pada tiang bor, P_{max} = 1957 kN

Momen maksimum pada tiang bor, M_{max} = 122,51 kNm

Diameter tiang bor, D = 800 mm

Diameter tulangan longitudinal, D_{pokok} = 19 mm

Faktor beban ultimit, K = 1,5

Gaya aksial ultimit, ΦPn = K x P_{max}

= 1,5 x 1957

= 2935,5 kN

Momen ultimit, ΦMn = K x M_{max}

= 1,5 x 122,51

= 183,77 kNm

Luas penampang bore pile, Ag = 0,25 x π x D^2

= 0,25 x π x 800^2

= 502400 mm^2

Tebal ekivalen penampang, h = √Ag

= √502400

=708,8 mm = b

Rasio tulangan yang digunakan, ρ = 1 %

Luas tulangan yang diperlukan, As = ρ x Ag

= 1% x 502400

= 5024 mm^2

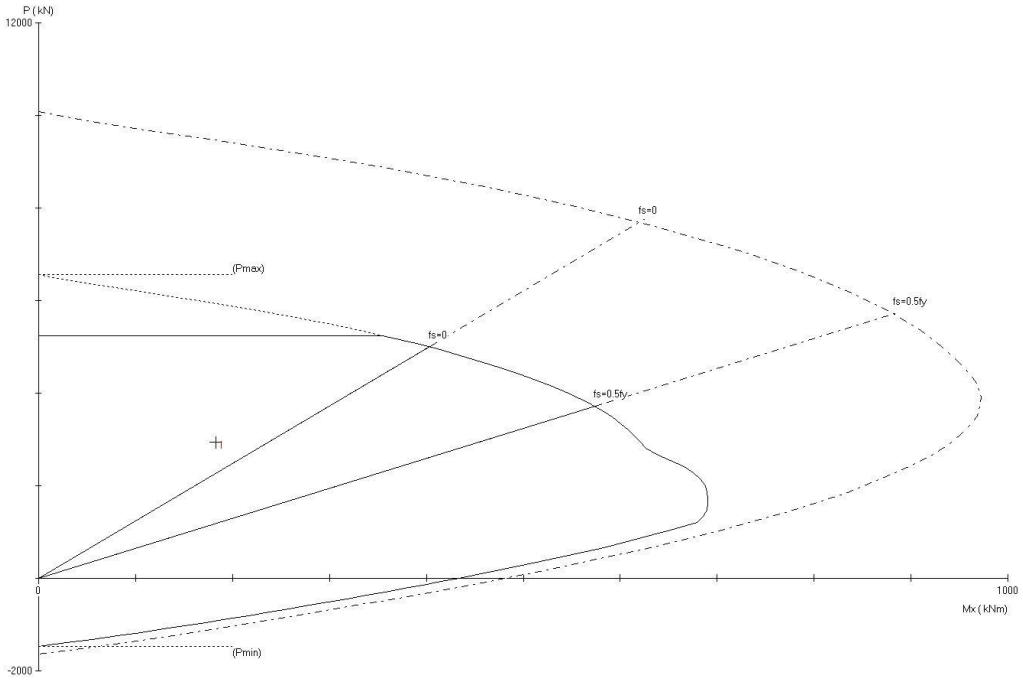
Luas satu diameter tulangan, A_d = 0,25 x π x D_{pokok}^2

= 0,25 x π x 19^2

= 283,52 mm^2

Jumlah tulangan yg dperlukan, n = $\frac{As}{A_d}$

= $\frac{5024}{283,52}$ = 18 buah



Gambar 5. 66 Analisis Diagram Interaksi Mn-Pn Tiang Bor Abutment

Berdasarkan momen dan beban aksial yang bekerja di diagram diatas masuk kedalam kondisi tarik yang menentukan. Beban yang bekerja diplotkan ke diagram interaksi menghasilkan bahwa beban yang bekerja masih di dalam diagram maka tiang bor dapat dikatakan aman terhadap beban yang bekerja.

2) Tulangan Geser

Panjang tiang bor, L	= 25000 mm
Diameter tiang bor, D	= 800 mm
Tebal ekivalen penampang, h	=708,8 mm
Lebar ekivalen penampang, b	= 708,8 mm
Kuat tekan beton, Fc’	= 20 MPa
Tegangan leleh baja, Fy	= 320 MPa

Diameter tulangan geser, $D_{sengkang}$ = 10 mm

Berdasarkan perhitungan gaya aksial maksimum yang bekerja sebesar 1957 kN , momen maksimum sebesar 122,51 kN dan gaya lateral ijin sebesar 85,86 pada tiang bor maka dapat dilakukan perencanaan tulangan geser tiang.

Gaya aksial maksimum pada tiang bor, P_{max} = 1957 kN

Momen maksimum pada tiang bor, M_{max} = 122,51 kNm

Gaya lateral ijin satu tiang bor, h_{ijin} = 85,86 kN

Luas penampang bore pile, Ag = 502400 mm^2

Faktor beban ultimit, K = 1,5

Faktor reduksi kekuatan geser, Φ = 0,7

Gaya geser ultimit akibat momen, Vu_1 = $\frac{Mu}{L}$

= $\frac{122{,}51 \text{ x } 10^6}{25000}$

= 4900,51 mm^2

Gaya geser akibat gaya lateral, Vu_2 = K x h_{ijin}

= 1,5 x 85,86

= 128791,47 N

Diambil gaya geser ultimit rencana maks, Vu = 128791,47 N

jarak tulangan terhadap sisi luar beton,d' = 100 mm

Tebal efektif, d = h-d'

= 708,8 -100

= 608,8 mm

Kekuatan beton menahan geser,

$$Vc = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right) bw.d$$

$$= \left(1 + \frac{1957 \text{ x } 10^3}{14.502400}\right)\left(\frac{\sqrt{20}}{6}\right) 708{,}8.608{,}8$$

= 411126,5 N

Φ Vc= 0,7 x 411126,5

= 287788,5721 > Vu = 128791,47

Dengan ΦVc > Vu maka tulangan geser hanya dipasang tulangan minimum.

jarak tulangan minimal, S_{min1} = 0,5 x h = 0,5 x 708,8 = 354,4 mm

jarak tulangan minimal, S_{min2} = 300

Maka digunakan tulangan geser 2D10- 300 .

b. Pembesian Pile Cap

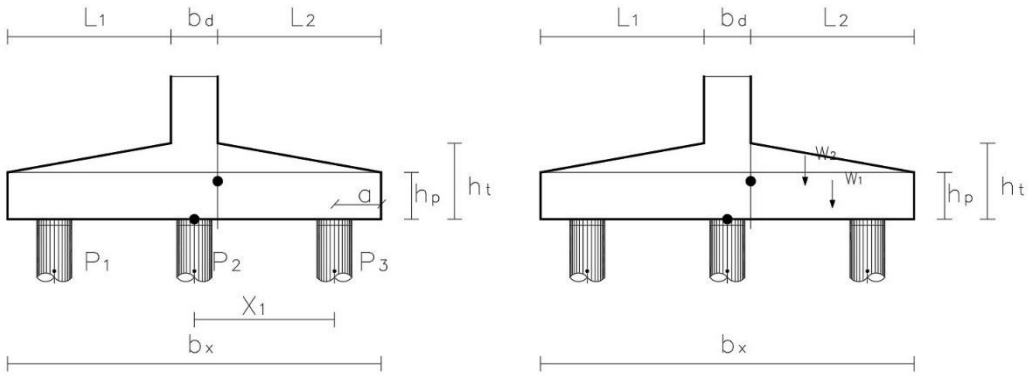
1) Momen dan Gaya Kondisi Ultimit Pile Cap

Pada perencanaan atau desain tulangan pada pile cap digunakan kondisi ultimit . Namun pada kontrol gaya -gaya yang terjadi geser dan guling digunakan kondisi layan. Pada kondisi ultimit digunakan kombinasi ekstrim 1 karena pada kondisi yang gaya dan momen paling besar.

Tabel 5. 95 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah X Ultimit Pile Cap

Beban	Notasi	Ekstrim 1	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS steel	1,1	268,8	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati sendiri beton	MS concrete	1,3	7304,7	-6565,6	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,4	134,4	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	0,0	408,4	0,0	70,4	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	1	21,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	1	1439,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0,3	0,0	0,0	447,6	0,0	77,2
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	1	0,0	2394,3	0,0	412,8	0,0
Tanah Aktif	TA	1,25	0,0	3772,4	0,0	1492,4	0,0
Tanah pasif	Tpasif	1,25	0,0	-238,6	0,0	-897,8	0,0
Tanah dinamis	T_{EQ}	1	0,0	3841,6	0,0	1097,6	0,0
Total			9168,5	**3612,6**	447,6	2175,5	77,2

2) Momen dan Gaya Geser Akibat Berat Sendiri



Gambar 5. 67 Momen dan Gaya Geser Pile Cap Abutment

Pada dasarnya perhitungan momen berat sendiri pile cap diambil kantilever pile cap yang mengakibatkan abutment guling maka diambil kantilever pile cap mengarah ke dalam jembatan.

Tabel 5. 96 Momen Akibat Berat Sendiri Pile Cap

Kode	Parameter Berat Bagian Beton				Volume	Berat	Lengan	Momen
	b , m	h, m	by, m	Shape	(m3)	(kN)	xw (m)	(kNm)
W1	2,8	0,8	8,0	1,0	17,9	448,0	1,4	627,2
W2	2,8	0,5	8,0	0,5	5,6	140,0	0,9	130,7
Jumlah total, ΣWs =						588	ΣMs =	757,86

Faktor beban ultimit,K = 1,3

Momen ultimit akibat berat pile cap, M_{us} = K x M_{us}

= 1,3 x 757,86

= 985,22 kNm

Gaya geser ultimit akibat berat pile cap,W_{us} = K x Ws

= 1,3 x 588

= 764,4 kN

Tebal *breast wall* B_d = 800 mm

3) Momen dan Gaya Geser Akibat Reaksi Tiang

Berdasarkan kantilever pile cap yg arah kedalam jembatan maka dapat dilakukan perhitungan berikut:

Jarak tiang bor terhadap pusat berat pile cap, X_3 = 2,4 m

Jarak tiang bor terhadap pusat berat pile cap, X_2 = tidak ada

Jumlah tiang bor pada pile cap abutment, n = 9 buah

Jumlah baris tiang bor arah y,n_y = 3

Jumlah $\sum X^2$ = 34,56 m^2

Reaksi tiang bor terhadap momen arah x, P_i = $\frac{Pu}{n} + \left(\frac{Mux * X_i}{\sum X^2}\right)$

Berdasarkan data diatas didapat reaksi tiang terhadap beban dan momen arah x sebagai berikut

Tabel 5. 97 Reaksi Tiang Bor Abutment Terhadap Momen Arah X

No	Kombinasi Pembebanan	Pu	Mux	P1	P2	P3
				kN	kN	kN
1	Ekstrim I : 100% X+ 30% Y	9168,5	3612,6	0,0	0,0	1269,6

Untuk momen dan gaya geser akibat reaksi tiang dapat dihitung dengan rumus berikut.

Momen ultimit Pilecap akibat reaksi tiang, M_{upi} = $[n_y * P_i * (X_i - b_d/2)]$

Gaya geser ultmit pile cap akibat reaksi tiang, V_{up} =$[n_y * P_i)$

Tabel 5. 98 Momen Maksimal Pada Pile Cap Akibat Reaksi Tiang Bor

No. Tiang	Jarak tiang terhadap titik berat pile cap (m)	Lengan thd. Sisi luar dinding (m)	Pi	ny *Pi	M_{upi} = ny*Pi*Xp
	Xi	Xp = Xi - bd/2	kN	kN	kNm
1	0	0,00	0,0	0	0
2	0	0	0,0	0	0
3	2,4	2	1269,6	3808,80	7617,59
Jumlah				3808,80	7617,59

4) Momen dan Gaya Geser Ultimit Rencana Pile Cap

Lebar pile cap, By = 8000 mm

Momen max. pile-cap akibat reaksi tiang bor, M_p = 7617,59 kNm

Momen ultimit rencana Pile Cap, M_{ur} = M_p - M_{us}

= 7617,59 - 985,22

= 6632,36 kNm

Momen ultimit rencana per meter lebar, Mu = $\frac{M_{ur}}{By}$

= $\frac{6632,36}{8}$

= 829,04 kNm

Gaya geser rencana pile cap, V_{ur} = $\sum(n_y \text{ x } P_i)$ - W_{us}

= 3808,80 - 764,4

= 3044,39 kN

Gaya geser ultimit rencana permeter lebar,Vu = $\frac{V_{ur}}{By}$

= $\frac{3044,39}{8}$ =380,5 kN

5) Tulangan Lentur Pile Cap

Momen rencana ultimit, Mu = 829,04 kNm

Mutu beton, fc' = 30 MPa

Mutu baja tegangan leleh, Fy = 320 MPa

Tebal pile cap, h_t = 1300 mm = h

Modulus elastisitas, E = 200000 MPa

Diameter yang digunakan, D_{pokok} = 25 mm

Diameter yang digunakan, D_{bagi} = 16 mm

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, Fc' > 28 MPa maka

β_1 = $0,85 - (\frac{Fc'-28}{7} x\ 0,05)$

= 0,84

Rasio tulangan balance, ρ_b = $\frac{\beta 1 \text{ x } 0.85 \text{ x } fc'}{f_y} x \frac{600}{600+f_y}$

= $\frac{0,84 \text{ x } 0.85 \text{ x } 30}{320} x \frac{600}{600+320}$

= 0,0434

Faktor tahanan momen maks,

R_{max} = $0,75\ x\rho_b x fy\ x(1 - (0,5\ x\ 0,75x\ \rho_b x \frac{fy}{0,85\ x\ fc'})$

$= 0{,}75\ x0{,}043x420\ x(1 - (0{,}5\ x\ 0{,}75x\ 0{,}04x\frac{320}{0{,}85\ x\ 30})$

= 8,29

Faktor reduksi lentur, Φ = 0,8

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = 100 mm

Tebal efektif, d = h-d'

= 1300-100 = 1200 mm

Momen nominal rencana, Mn $= \frac{Mu}{\Phi}$

$= \frac{829{,}04}{0{,}8}$ = 1036,30 kNm

Faktor tahanan momen hitung, Rn $= \frac{Mn\ x\ 10^6}{\text{b x } d^2}$

$= \frac{1036{,}30 \quad x\ 10^6}{1000 \text{ x } 1000^2} = 0{,}72$

Cek Rn < R_{max} sehingga memenuhi persyaratan.

Rasio tulangan minimum, ρ_{min} = 0.25% x $\frac{1{,}4}{\text{fy}}$

= 0.25% x $\frac{1{,}4}{320}$ = 0,00109

Rasio tulangan yang dibutuhkan, ρ_{perlu}

$\rho_{perlu} = \frac{0{,}85\ x\ fc'}{fy} x \left[1\ - \sqrt{[1 - \ (2 \text{ x } \frac{Rn}{0{,}85\ x\ fc'})\ ]}\ \right]$

$= \frac{0{,}85\ x\ 30}{320} x \left[1\ - \sqrt{[1 - \ (2 \text{ x } \frac{0{,}72}{0{,}85\ x\ 30})\ ]}\ \right]$

= 0,0022

Dengan $\rho_{perlu} > \rho_{min}$ maka digunakan ρ_{min} .

Luas tulangan yang diperlukan, As = ρ x b x d

= 0,0022x 1000 x 1200

= 2737,91 mm^2

Jarak tulangan pokok yang diperlukan, S $= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x} D^2 \text{ x B}}{\text{As}}$

$= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } 25^2 \text{ x } 1000}{2737{,}91}$

=179,19 mm

Maka diambil tulangan pokok D25-150 sehingga As menjadi sebagai berikut.

Luas tulangan pakai , As $= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x} D^2 \text{ x B}}{\text{S}}$

$= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } 25^2 \text{ x } 1000}{150}$

$= 3270{,}83 \quad \text{mm}^2$

Untuk tulangan bagi diambil 50% dari As tulangan pokok.

Luas tulangan bagi yang diperlukan, As' = 50% x As

= 0,5 x 3270,83

= 1635,41 mm^2

Jarak tulangan bagi yang diperlukan, S' $= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x} D^2 \text{ x B}}{\text{As}}$

$= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } 16^2 \text{ x } 1000}{1635{,}41}$

= 122,88 mm

Maka untuk tulangan bagi digunakan D16-100.

6) Tulangan Geser

Gaya geser ultimit, Vu = 380549,48 N

Diameter tulangan geser, $D_{sengkang}$ = 16 mm

Faktor reduksi kekuatan geser, Φ = 0,7

Tebal efektif, d = 1200 mm

Kekuatan beton menahan geser,

Vc $= \frac{1}{6} x \sqrt{Fc'} x\, b\, x\, d$

$= \frac{1}{6} x \sqrt{30} x\, 1000\, x\, 1200 = 1095445{,}11$ N

Φ Vc = 0,7 x 1095445,11

= 766811,58 N

0,5Φ Vc = 0,5 x 766811,58

= 383405,79 N

0,5Φ Vc > Vu maka digunakan tulangan geser minimum berdasarkan RSNI -T-2004

Untuk jarak tulangan arah y diambil, Sy = 500 mm

Luas tulangan geser , Av $= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } D^2 \text{ x b}}{\text{Sy}}$

$= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } 16^2 \text{ x } 1000}{500} = 402{,}12 \text{ mm}^2$

Tulangan geser minimum, S $= \frac{\text{Av x 3 x fy}}{\text{b}}$

$= \frac{402{,}12 \text{ x 3 x320}}{1000}$

$= 386{,}03$ mm

Maka diambil tulangan geser arah x dengan jarak D16-350 mm dan arah y D16-500.

7) Tulangan Susut

Tulangan susut diperlukan untuk menjaga mutu beton agar tetap baik setelah proses pengikatan *(setting time)* berlangsung, dimana ada kemungkinan beton akan mengalami penyusutan dimensi dan mengurangi kualitasnya. Berdasarkan SNI 2847:2019 bahwa ketetapan yang berlaku tidak diizinkan adanya jarak pada beton sebesar lebih dari 450 mm atau 5h tanpa penulangan. Menurut peraturan tersebut dengan fy < 420 Mpa rasio luas tulangan susut minimal sebesar 0,002.

Luas tulangan susut minimal, As_{susut} = 0,002 x b x h

= 0,002 x 1000 x 1300

= 2600 mm^2

Tinjauan arah x

Luas tulangan bagi, As_1 = 2009,6 mm^2

Tulangan geser arah x, As_2 = 574,46 mm^2

Total tulangan arah x, $As_{total\text{-}x}$ = 2584,06 mm^2

Tinjauan arah y

Tulangan lentur arah x, As_3 = 3270,83 mm^2

Tulangan geser arah y, As_4 = 402,12 mm^2

Total tulangan arah y, $As_{total\text{-}y}$ = 3270,83 + 402,12

= 3672,95 mm^2

Mengingat total luas tulangan arah x dan y sudah mendekati dan melebihi luas tulangan susut minimal maka digunakan syarat jarak bahwa tulangan susut dipasang 2D16 disisi setiap sisi samping.

8) Kontrol Terhadap Geser Pons

Kuat geser pons yang disyaratkan,fv = 0,3 x √Fc'

= 0,3 x √30 = 1,643 MPa

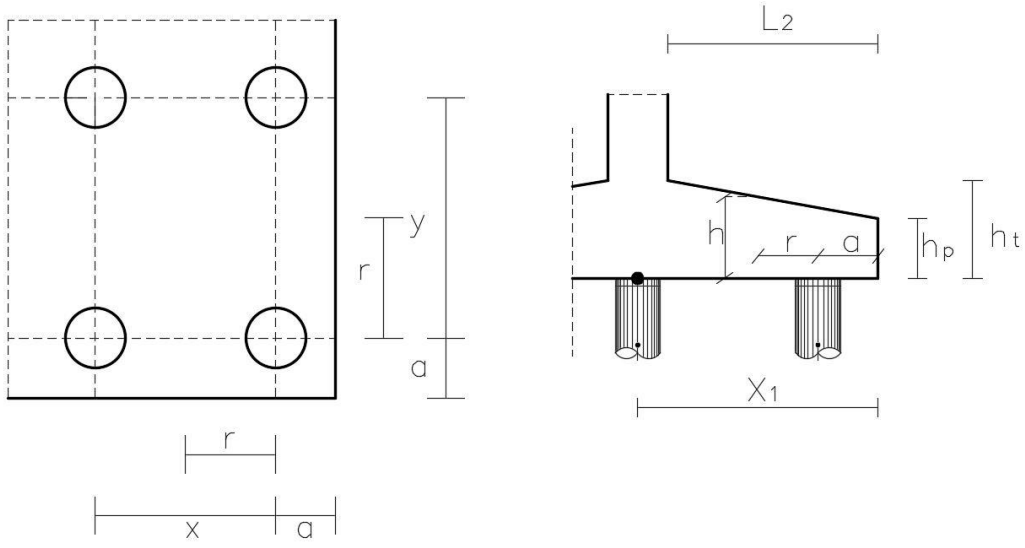
Faktor reduksi kekuatan geser, Φ = 0,7

Jarak antara tiang bor arah x, X = 2,4 m

Jarak antar tiang bor arah y, Y = 3,2 m

Jarak tiang bor, a = 0,9 m

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = 100 mm



Gambar 5. 68 Kontrol Pile Cap Terhadap Geser Pons Abutment

r_1 = X/2 = 1,2

r_2 = Y/2 = 1,6

Maka diambil r min sebesar 1,2 m.

hp = 0,8 m

Tebal pile cap, h_t = 1,1 m

Panjang sisi luar *breast wall* ke luar pile cap, L_1 = 2,8 m

Tebal bidang kritis geser pons, h = $hp + \frac{r+a}{L_1} x(ht - hp)$

$= 0{,}8 + \frac{1{,}2+0{,}8}{2{,}8}\ x(1{,}3 - 0{,}8)$

= 1,15 m = 1157,14 mm

Tebal efektif bidang kritis geser pons, d = h-d'

= 1157,14 -100

= 1057,14 mm

Panjang total bidang kritis, Lv =2 x (r + a) x $\frac{\pi}{2} x\ r$

= 2 x (1,2+ 0,8) x $\frac{\pi}{2} x$ 1,2

= 5884 mm

Luas bidang kritis geser pons, Av = Lv x h

=5884x 1157,14

= 6808628,57 mm^2

Gaya geser pons nominal, Pn = Av x Fv

= 6808628,57 x 1,643

= 11187718,36 N

Kapasitas geser pons, Φ Pn = $\frac{Pn* X}{1000}$

= $\frac{11187718{,}36\ \ x\ 1{,}3}{1000}$ = 26850,52407 N

Reaksi ultimit satu tiang bor, P_{umax} = 923,3 kN

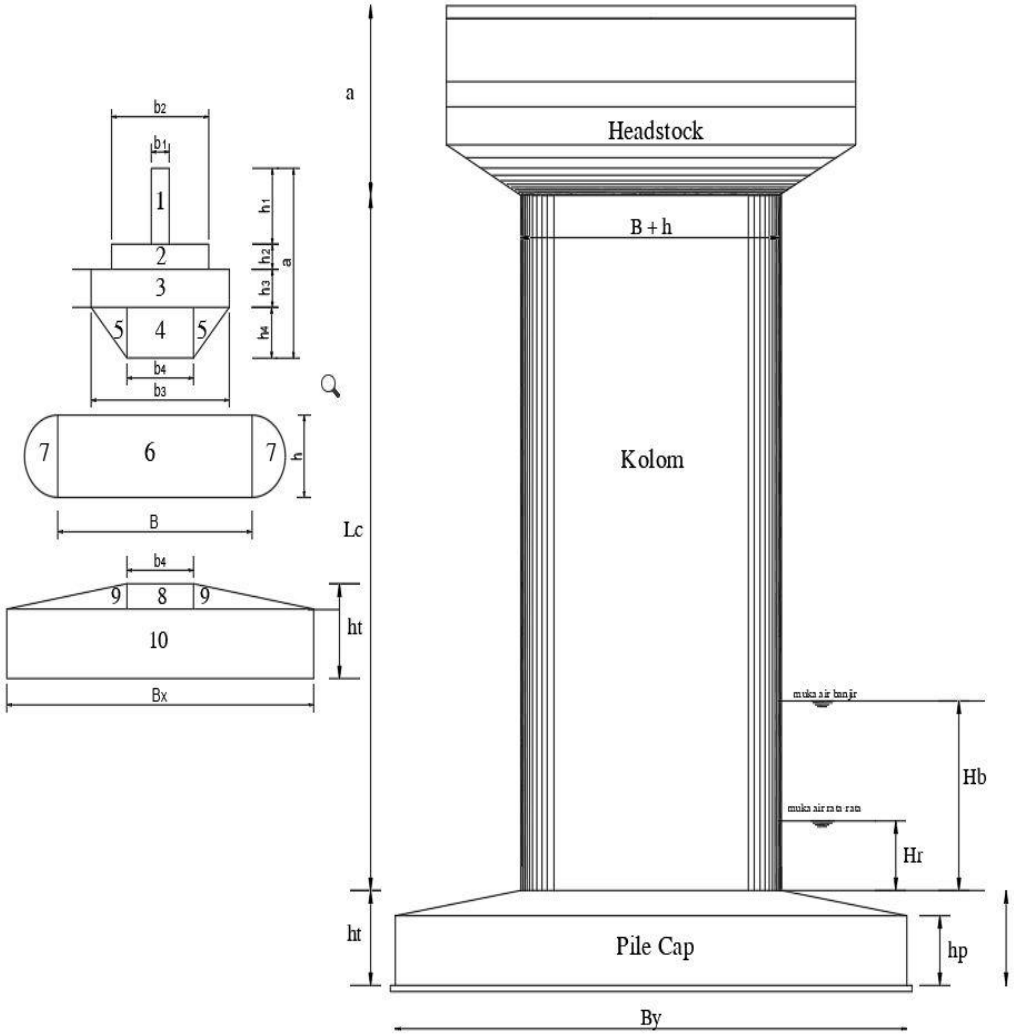
P_{umax} < Φ Pn , maka pile cap aman terhadap bidang geser.

5.12.2 Perencanaan Pilar Jembatan

1. Data teknis
   a. Data Struktur Atas

      Data struktur atas pada pilar sama saja dengan pada abutment sehingga dapat dilihat pada sub bab 5.10.1

   b. Data Struktur Bawah



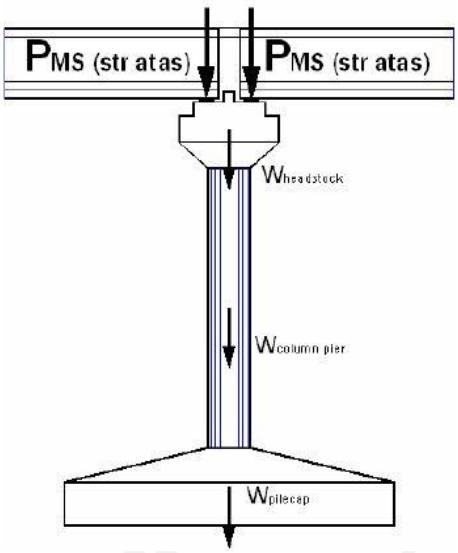
Gambar 5. 69 Dimensi Pilar

Tabel 5. 99 Data Perencanaan Struktur Bawah

Head stock			
Notasi	m	Notasi	m
b1	0,35	h1	1,2
b2	1,9	h2	0,4
b3	2,7	h3	0,6
b4	1,3	h4	0,8
b5	0,7	h5	0,8
Kolom Pilar			
b6	3,8	h6	1,3
b7	0	h7	1,3
Pile Cap			
b8	1,3	h8	0,4
b9	2,35	h9	0,4
b10	6	h10	1,1
Data Sungai			
Kedalaman air		Notasi	m
Saat banjir rencana		Hb	3
Rata-rata tahunan		Hr	1,5
Kecepatan air rata-rata			
V		2	m/s
Bahan Struktur			
Keterangan		Notasi	MPa
Mutu beton		Fc'	35
Mutu baja tulangan		U-42	420

Pada perencanaan pilar terdapat dua pilar P1 dan P2. Dalam perencanaan ini hanya melakukan satu desain di P2 yang sudah sekaligus melakukan desain di P1.

2. Analisis beban kerja pilar
   a) Berat Sendiri (MS)
      1) Berat Sendiri Struktur Atas



Gambar 5. 70 Reaksi Perletakan Beban Mati Sendiri Pada Pilar

Berdasarkan perhitungan pada analisis beban kerja abutment diperoleh sebagai berikut:

Berat pelat lantai kendaraan dan 2 sisi trotoar, W_{beton} = 1985,2 kN

Berat gelagar dan diafragma, W_{steel} = 488,69 kN

Berat struktur atas dalam 1 bentang, $W_{MS} = W_{beton} + W_{steel}$

$= 1985,2 + 488,69$

$= 2473,89$ kN

Beban ditumpu oleh pilar:

Gaya aksial fondasi, $P_{MS} = 2x\ (½\ W_{MS}) = 2\ x\ (½\ x\ 2473,89)$

$= 2473,89$ kN

Gaya aksial kolom, $P_{MS} = 2x\ (½\ W_{MS}) = 2\ x\ (½\ x\ 2473,89)$

$= 2473,89$ kN

2) Berat Sendiri Struktur Bawah

Tabel 5. 100 Perhitungan Berat Sendiri Pilar

HEADSTOCK					
No	PARAMETER BERAT BAGIAN				BERAT (kN)
	b , (m)	h (m)	L (m)	Shape	
1	0,35	1,2	8	1	84,0
2	1,9	0,4	8	1	152,0
3	2,7	0,6	8	1	324,0
4	1,3	0,8	6,5	1	169,0
5	0,7	0,8	6,5	0,5	45,5
				$\Sigma W_{headstock}$ =	774,5
Pier Column					
6	3,8	1,3	11	1	1358,5
7	0	1,3	11	1/4*Π*h^2	365,0
				$\Sigma W_{Pier\ Coloumn}$ =	1723,5
Pile Cap					
8	1,3	0,4	7,5	1	97,5
9	2,35	0,4	7,5	0,5	88,1
10	6	1,1	10	1	1650,0
				$\Sigma W_{Pile\ cap}$ =	1835,6
	Tributari Pilar dalam menerima gempa memanjang /lateral jembatan				
6	3,8	1,3	5,5	1	679,3
7		1,3	5,5	1/4*Π*h^2	182,5
				$\Sigma W_{1/2\ Pier\ Coloumn}$ =	861,8

Tabel 5. 101 Rekapitulasi Berat Mati Sendiri Struktur Bawah Pilar

No	Rekap berat mati sendiri struktur bawah pilar	Notasi	Berat kN
1	Head stock (pier head)	$W_{headstock}$ =	774,5
2	pier column	$W_{Pier\ Coloumn}$ =	1723,5
3	pile cap	$W_{Pile\ cap}$ =	1835,6
	Total berat Struktur bawah =		4333,6

Tabel 5. 102 Rekapitulasi Tributari Berat Mati Struktur Bawah Akibat Gempa

No	Rekap Tributari Struktur Bawah Pilar Terhadap Beban Gempa		Berat kN
1	Head stock (pier head)	$W_{headstock}$ =	774,5
2	pier column	$W_{1/2\ Pier\ Coloumn}$ =	861,8
		Total tributari gempa pilar =	1636,3

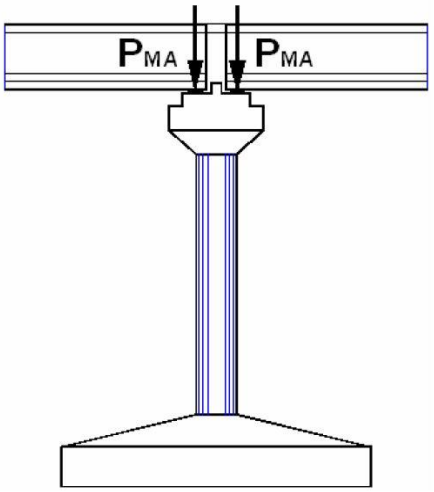
3) Rekapitulasi Berat Sendiri (MS)

Tabel 5. 103 Rekapitulasi Berat Mati Sendiri Pada Pilar

Berat mati sendiri (MS)	Notasi	Nilai	Satuan
Berat mati sendiri (MS) struktur atas -baja	$MS_{atas\text{-}steel}$ =	488,7	
Berat mati sendiri (MS) struktur atas beton	$MS_{atas\text{-}concrete}$ =	1985,2	kN
Total Berat mati sendiri (MS) struktur atas	$MS_{atas\text{-}total}$ =	2473,9	
Berat mati sendiri (MS) struktur bawah	MS_{bawah} =	4333,6	kN
gaya aksial fondasi	PMS = MS_{atas}+ MS_{bawah} =	6807,5	kN
gaya aksial coloumn	$PMS_{coloumn\text{-}beton}$ = PMS- $W_{pile\ cap}$ =	4483,2	kN
gaya aksial coloumn	$PMS_{coloumn\text{-}steel}$ = $MS_{atas\text{-}steel}$ =	488,7	kN

b) Beban Mati Tambahan (MA)

Berdasarkan beban mati tambahan dalam 1 bentang W_{MA} sebesar 192,03 kN



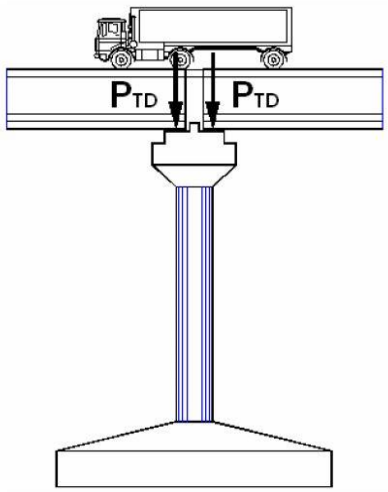
Gambar 5. 71 Reaksi Perletakan Beban Mati Tambahan Pada Pilar

Gaya aksial fondasi, P_{MS} = 2x (½ W_{MA}) = 2 x (½ x 192,03)
= 192,03 kN

Gaya aksial kolom, P_{MS} = 2x (½ W_{MA}) = 2 x (½ x 192,03)
= 192,03 kN

c) Beban Lalu Lintas“D” (TD)

Besar beban lajut “D” dalam satu bentang diperoleh sebagai berikut.



Gambar 5. 72 Reaksi Perletakan Beban Lalu Lintas Pada Pilar

Dengan data lalu lintas sebagai berikut:

Lebar jalan lalu lintas, B_1 = 5,5 m

Panjang lalu lintas dalam 1 bentang, L = 28 m

Beban terbagi merata, q = 9 kN/m^2

Beban garis terpusat, p = 49 kN/m

Faktor beban dinamis, FBD = 40%

Berdasarkan kelas jembatan B jalan lingkungan maka faktor beban bina marga menjadi sebagai berikut:

Faktor beban bina marga, FBM = 70%

Maka perhitungan beban lalu lintas dapat dhitung sebagai beriku:

W_{TD} = B x L x q x FBM + p x B x FBD x FBB

= 5,5 x 9 x 70% + 49 x 5,5 x 1,4 x 70% = 1045,66 Kn

Gaya aksial fondasi,P_{TD} = 2x (½ W_{TD}) = 2 x (½ x 1045,66)

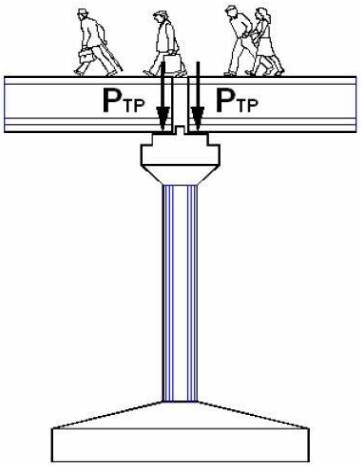
= 1045,66 kN

Gaya aksial kolom,P_{TD} = 2x (½ W_{TD}) = 2 x (½ x 1045,66)

= 1045,66 kN

d) Beban Pejalan Kaki (TP)

Besar beban pejalan kaki dalam satu bentang diperoleh sebagai berikut.



Gambar 5. 73 Reaksi Perletakan Beban Pejalan Kaki Pada Pilar

Dengan data beban pejalan kaki sebagai berikut

Lebar trotoar, B_2 = 1,25 m

Panjang pelat trotoar, L = 28 m

Beban hidup pejalan kaki, q_{TP} = 5 kN/m^2

Beban hidup kendaraan ringan, q_{LL} = 17 kN/m

W_{TP} = 2x B_2 x L x q_{TP} + 2 x q_{LL} x L

= 2 x 1,25 x 28 x 5 + 2 x 17 x 28 = 1302 kN

Gaya aksial fondasi,P_{TP} = 2x (½ W_{TP}) = 2 x (½ x 1302)

= 1302 kN

Gaya aksial kolom,P_{TP} = 2x (½ W_{TP}) = 2 x (½ x 1302)

= 1302 kN

e) Beban Rem (TB)

Besar beban rem dalam arah memanjang jembatan sebesar P_{TB} 81,01 kN.

Gaya rem yang terjadi memanjang jembatan,T_{TB} = 81,01 kN

Lengan momen terhadap fondasi, L_{TB} fondasi = 15,5 m

Lengan momen terhadap pangkal kolom, L'$_{TB}$ kolom = 14 m

Momen terhadap fondasi, Mu = T_{TB} x L_{TB}

= 81,01 x 15,5 = 1255,65 kNm

Momen terhadap kolom, Mu = T_{TB} x L'$_{TB}$

= 81,01 x 14 = 1134,14 kNm

Gaya horizontal fondasi, H_{ux} = T_{TB} = 81,01 kN

Gaya horizontal kolom, H_{ux} = T_{TB} = 81,01 kN

f) Beban Gesekan Perletakan (BF)

Gaya gesek pada perletakan bergerak (T_{BF}) maupun gaya yang ditimbulkan oleh perbedaan temperatur (T_{ET}) resultan gayanya = 0 (saling meniadakan), sehingga gaya-gaya tersebut tidak diperhitungkan dalam analisis pilar.

g) Beban Angin Struktur (EWs)

1) Beban Angin Struktur Atas Lateral

Data beban angin:

Jembatan Kiringan terletak diatas sungai opak . Dengan ketinggian ±55,77 m diatas permuakaan laut. Dengan kondisi sub urban tidak berada di lahan terbuka. Menurut ketentuan SNI 1725:2016 jika tidak ada data yang valid dapat diambil sesuai ketentuan dalam peraturan. Adapun data perencanaan beban angin sebagai berikut:

Kecepatan angin rencana, V_b = 126 km/jam

Kevepatan angin pada elevasi 10m jembatan, V_{10} = 126 km/jam

Ketinggian jembatan dari permukaan laut,Z = 55,77 m

Kondisi lokasi = Sub urban

Kecepatan gesek angin, V_0 (kondisi lahan terbuka) = 17,6 km/jam

Besarnya beban angin horizontal (P_d) yang terjadi pada struktur jembatan dihitung sebagai berikut:

Panjang gesekan di hulu jembatan, Z_o = 1000 mm

$V_{DZ} = 2{,}5\ V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$

$= 2{,}5 \text{ x}17{,}6\ x \left(\frac{126}{126}\right) ln\left(\frac{55{,}77x10^{-3}}{1000x10^{-6}}\right)$

= 176,93 km/jam

Tekanan angin dasar,P_b = 0,0024

Tekanan angin desain, P_d = $P_b\ (\frac{V_{DZ}}{V_B})^2$

$= 0{,}0024\ (\frac{176{,}93}{126})^2$ = 0,0047 MPa

Tinggi slab dan gelagar, h_1 = 1,1 m

Tinggi parapet,h_2 = 1,45 m

Panjang jembatan, L = 28 m

Luas bidang kontak angin, A = L x (h_1 + h_2)

= 28 x (1,1 +1,45) = 71,4 m^2

Gaya tekan angin, P_H = P_d x A

= 0,0047 x 71,4 x 10^6

= 337915,68 N

= 337,91 kN = T_{EW1}

Tinggi Ha, H_a = tinggi slab + tinggi gelagar + tinggi parapet

= 0,2 + 0,9 + 1,45 = 2,55 m

Letak T_{EW1} = ½ H_a

= ½ (2,55) = 1,275 m

Lengan momen terhadap fondasi,

L_{EW} fondasi = ½ H_a +a+L_c +h_t

= 1,275 + (0,4+0,6+0,8) +11+ (0,4+1,1)

=15,57 m

Lengan momen terhadap pangkal kolom,

L'_{EW} kolom = ½ H_a +a+L_c

=1,275 + (0,4+0,6+0,8) +11

= 14,075 m

Momen terhadap fondasi, M_{EW1} = T_{EW1} x L_{EW}

= 337,91 x 15,575 = 5263,03 kNm

Momen terhadap kolom, M'_{EW1} = T_{EW1} x L'_{EW}

= 337,91 x 14,075 = 4756,16 kNm

2) Beban Angin Struktur Bawah Lateral

Berdasarkan SNI 1725:2016 bahwa tekanan angin desain struktur bawah diambil sebesar 0,0019 MPa

P_D = 0,0019 MPa

Luas kolom, Ac = Lc x h

= 11 x 1,3 = 14,3 m^2

Luas pier head, Ap $= A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5$

$= 0,42 + 0,76 + 1,62 + 1,04 + 0,28 = 4,12$

Luas bidang kontak angin dari samping, A $= Ac + Ap$

$= 14,3 + 4,12 = 18,42\ m^2$

Gaya tekan angin, P_H $= P_d \times A$

$= 0,0019 \times 18,42 \times 10^6$

$= 34998\ N$

$= 34,98\ kN = T_{EW2}$

Tinggi bidang kontak, H $= Lc + a$

$= 11 + (0,4+0,6+0,8)$

$= 12,8\ m$

Letak T_{EW2} $= ½\ H$

$= ½\ (12,8) = 6,4\ m$

Lengan momen terhadap fondasi,

L_{EW} fondasi $= ½\ H + h_t$

$= 6,4 + (0,4+1,1)$

$= 7,9\ m$

Lengan momen terhadap pangkal kolom,

L'_{EW} kolom $= ½\ H$

$= 6,4\ m$

Momen terhadap fondasi, M_{EW2} $= T_{EW2} \times L_{EW}$

$= 34,98 \times 7,9 = 276,48\ kNm$

Momen terhadap kolom, M'_{EW2} $= T_{EW2} \times L'_{EW}$

$= 34,98 \times 6,4 = 223,98\ kNm$

Total gaya akibat angin, T_{EWT} $= T_{EW1} + T_{EW2}$

$= 337,91 + 34,98 = 372,91\ kN = H_y$

Total momen pada fondasi, M_{uy} $= M_{EW1} + M_{EW2}$

$= 5263,03 + 276,48 = 5539,52\ kNm$

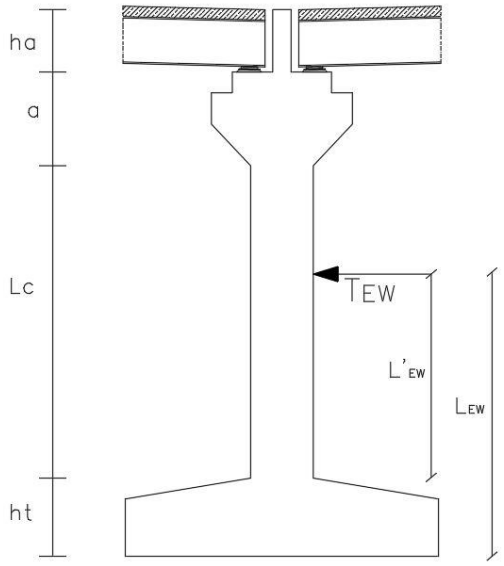
Total momen pada kolom, M_{uy} $= M'_{EW1} + M'_{EW2}$

$= 4756,16 + 223,98 = 4980,15\ kNm$

3) Beban Angin Struktur Bawah Longitudinal

Berdasarkan SNI 1725:2016 bahwa tekanan angin desain struktur bawah diambil sebesar 0,0019 MPa

P_D = 0,0019 MPa



Gambar 5. 74 Beban Angin Struktur Bawah Longitudinal

Luas pier head, $A_{pier\ head}$ = a x by

= (0,4+0,6+0,8) x 8 = 14,4 m^2

Luas kolom pilar, A_{kolom} = Lc x (B + h)

= 11 x (3,8 + 1,3) = 56,1 m^2

Luas bidang kontak darri arah longitudinal, A = $A_{pier\ head}$ + A_{kolom}

= 14,4 + 56,1

= 70,5 m^2

Gaya tekan angin, P_H = P_d x A

= 0,0019 x 70,5 x 10^6

= 133950 N

= 133,95 kN = T_{EW}

Tinggi bidang kontak, H = Lc + a

= 11 + (0,4+0,6+0,8)

= 12,8 m

Letak T_{EW} = ½ H

= ½ (12,8) = 6,4 m

Lengan momen terhadap fondasi,

L_{EW} fondasi = ½ H + h_t

= 6,4 + (0,4+1,1)

= 7,9 m

Lengan momen terhadap pangkal kolom,

L'_{EW} kolom = ½ H

= 6,4 m

Momen terhadap fondasi, M_{ux} = T_{EW} x γ_{EW}

= 133,95 x 7,9 = 1058,20 kNm

Momen terhadap kolom, M'_{ux} = T_{EW} x γ'_{EW}

= 133,95 x 6,4 = 857,28 kNm

Gaya horizontal arah x, Hx = 133,95 kN

h) Beban Angin Kendaraan (EWL)

Panjang bentang jembatan, L = 28000 mm

Jarak antar roda kendaraa, x = 1750 mm

Lengan terhadap angin dari samping, h= 1800 mm

Beban akibat angin kendaraan, P_{EWL} = $\frac{(1{,}46\ x\ L)x\ h}{x}$

= $\frac{(1{,}46\ x\ 28000)x\ 1800}{1750}$

= 42048 N

Reaksi perletakan akiban angin kendaraan yg diterima pilar sisi kiri,

P EWL kiri = $\frac{P_{EWL}}{2}$

= $\frac{42048}{2}$ = 21024 N

Reaksi perletakan akiban angin kendaraan yg diterima pilar sisi kanan,

P EWL kanan = $\frac{P_{EWL}}{2}$

= $\frac{42048}{2}$ = 21024 N

gaya tekan pada fondasi, $P_{fondasi}$ = P EWL kiri + P EWL kanan

= 21024 + 21024

= 42048 N = 42,048 kN

gaya tekan pada pangkal kolom, P_{kolom} = 42,048 kN

i) Beban Gempa (EQ)

1) Gempa vertikal (EQ_V)

Reaksi perletakan beban mati struktur atas diterima pilar,

P_{MS} = 2473,89 kN

Reaksi perletakan beban mati tambahan diterima pilar,

P_{MA} = 192,038 kN

Gempa vertikal I, EQ_{V1} = 10% x (P_{MS} + P_{MA})

= 10% x (2473,89 + 192,038) = 266,59 kN

Gempa vertikal II, EQ_{V2} = 120% x ((P_{MS} + P_{MA})-(10% x (P_{MS} + P_{MA})))

= 120% x ((2473,89 + 192,038)-(266,59))

= 2879,21 kN

Reaksi perletakan akibat beban gempa vertikal, P_{EQV} = 2879,21 kN

2) Gempa lateral (EQ_L)

Daerah gempa = Imogiri, Bantul,Yogyakarta

Berdasarkan SNI 2833:2016 didapatkan parameter perhitungan sebagai berikut:

Percepatan puncak batuan dasar, PGA = 0,6g

Percepatan tanah periode pendek, Ss = 1,2g

Percepatan tanah periode 1 detik, S1 = 0,5g

Kondisi tanah berdasarkan pengujian N-SPT = Tanah lunak

Faktor amplikasi PGA, F_{PGA} = 0,9g

Faktor amplikasi pakai, Fa = 0,9 g

Percepatan tanah periode 1 detik, S1 = 0,5g

Faktor amplikasi S1, Fv = 2,4 g

nilai spektra permukaan tanah pada periode 0,2 detik, S_{DS} =1,08 g

koefisien percepatan puncak muka tanah, As =0,54 g

nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik, SD_1 =1,2 g

T_s = SD_1/ S_{DS}

= 1,2/1,08 =1,11 detik

T_o = 0,2 x T_s

= 0,2 x 1,11 = 0,22 detik

Bentang jembatan berjumlah 3 bentang maka analisis beban gempa dengan metode spektra moda tunggal.

a) Beban gempa arah x

Beban gempa arah x yaitu beban yang memanjang jembatan. Berikut perhitungan beban gempa arah x.

Berat tributari, W' = $P_{(MS\ 1/2\ bawah + atas)}$ + P_{MA} = 4302,19 kN

tebal penampang pilar, h = 1300 mm

Lebar kolom pilar, B = 3800 mm

Luas penampang kolom pilar, A = (B x h + π/4 x h^2)

= (3800 x 1300 + π/4 x 1300^2)

= 6267322,8 mm^2

Lebar eqivalent, Be = $\frac{A}{h}$

= $\frac{6267322,8}{1300}$ = 4821,01 mm

Tinggi pilar yang mengalami goncangan,

H = Lc +a

= 11 +(0,4+0,6+0,8) = 12800 mm

Percepatan gravitasi, g = 9,81 m/s^2

Inersia *breast wall* longitudinal,

I = $\frac{1}{12}$ x Be x h^3

= $\frac{1}{12}$ x 4821,01x 1300^3 = 882647974540 mm^4

Kuat tekan beton, Fc' = 30 MPa

Modulus elastisitas beton, E_c = 4700 x √Fc'

= 4700 x √30

= 25742,96 N/mm^2

Kekakuan abutment, K = $\frac{3x\ E_c\ x\ I}{H^3}$

$$= \frac{3x\ 25742{,}96\ \ x\ 882647974540}{12800^3}$$

= 32504,04 N/mm

= 32504,04 kN/m

Periode natural abutment, T $= 2\pi\sqrt{\frac{W\prime}{g.k}}$

$= 2\pi\sqrt{\frac{4302{,}19}{9{,}81.32504{,}04}}$ = 0,729 detik

Dengan T = 0,729 >T_0 = 0,22 detik maka koefisien respon gempa elastis digunakan kondisi kedua

Koefisien respon gempa elastis, C_{sm} = S_{DS} = 1,08

Jenis kolom pilar = kolom tunggal

Jenis jembatan = standar /lainnya

Faktor beban lalu lintas untuk gempa, γ_{EQ} = 0

Berat seismic adalah pusat massa yanng menggetarkan abutment dengan beban struktur atas saja.

Berat seismik, W = $P_{MS} + P_{MA} + (\gamma_{EQ} \times P_{TD})$

= 2473,89 + 192,03 + (0 x 1045,66)

= 2665,93 kN

Berdasarkan tabel 5.X maka faktor modifikasi respon untuk bangunan bawah sebesar 3

Faktor modifikasi respon, R = 3

Gaya gempa untuk pangkal fondasi, $P_{EQ} = (\frac{C_{sm}\ x\ W}{R})$

$= (\frac{1{,}08\ \ x\ 2665{,}93}{3})$

=959,73 kN

Gaya gempa untuk pangkal kolom pilar, P_{EQ} $= (\frac{C_{sm}\ x\ W}{R})$

$= (\frac{1{,}08\ \ x\ 959{,}73}{3})$

= 959,73 kN

Lengan terhadap fondasi,

L_{EQ} = a + Lc +ht

= (0,4+0,6+0,8)+11+(0,4+1,1) = 14,3 m

Lengan terhadap pangkal kolom pilar,

L'_{EQ} = a + Lc

= (0,4+0,6+0,8)+11= 12,8 m

Momen pada fondasi akibat gempa arah x

M_{ux} = P_{EQ} x L_{EQ}

= 959,73 x 14,3 = 13724,23 kNm

Momen pada pangkal kolom pilar akibat gempa arah x

M_{ux} = P_{EQ} x L'_{EQ}

= 959,73 x 12,8 = 12284,63 kNm

Gaya horizontal gempa pada fondasi , H_x = 959,73 kN

Gaya horizontal gempa pada pangkal kolom pilar , H_x = 959,73 Kn

b) Beban gempa arah y

Beban gempa arah x yaitu beban yang memanjang jembatan. Berikut perhitungan beban gempa arah x.

Berat tributari, W' = $P_{(MS\ 1/2\ bawah + atas)}$ + P_{MA}

= (1636,3 + 2473,89)+192,03

= 4302,19 kN

tebal penampang pilar, h = 1300 mm

Lebar kolom pilar, B = 3800 mm

Percepatan gravitasi, g = 9,81 m/s^2

Kuat tekan beton, Fc' = 30 MPa

Luas penampang kolom pilar, A = (B x h + $\pi/4$ x h^2)

= (3800 x 1300 + $\pi/4$ x 1300^2)

= 6267322,8 mm^2

Lebar eqivalent, Be = $\frac{A}{h}$

= $\frac{6267322,8}{1300}$ = 4821,01 mm

Tinggi pilar yang mengalami goncangan,

H = Lc +a

= 11 +(0,4+0,6+0,8) = 12800 mm

Inersia *breast wall* longitudinal,

I $= \frac{1}{12}$ x Be^3 x h

$= \frac{1}{12}$ x 3800^3 x 1300 = 12138870002027 mm^4

Modulus elastisitas beton, E_c = 4700 x √Fc'

= 4700 x √30

= 25742,96 N/mm^2

Kekakuan abutment, K $= \frac{3x\ E_c\ x\ I}{H^3}$

$= \frac{3x\ \ 25742{,}96\ \ x\ 12138870002027}{12800^3}$

= 447021,17 N/mm

= 447021,17 kN/m

Periode natural abutment, T $= 2\pi\sqrt{\frac{W\prime}{g.k}}$

$= 2\pi\sqrt{\frac{4302{,}19}{9{,}81.447021{,}17}}$ = 0,196 detik

Dengan T = 0,196 < T_0 = 0,22 detik maka koefisien respon gempa elastis digunakan kondisi pertama

Koefisien respon gempa elastis, C_{sm}= (S_{DS} – A_S) x$\frac{T}{T_o}$ + A_s

= (1,08 – 0,54) x $\frac{0{,}196}{0{,}22}$ + 0,54

= 1,01

Jenis kolom pilar = kolom tunggal

Jenis jembatan = standar /lainnya

Faktor beban lalu lintas untuk gempa, γ_{EQ} = 0

Berat seismic adalah pusat massa yanng menggetarkan abutment dengan beban struktur atas saja.

Berat seismik, W = P_{MS} + P_{MA} + (γ_{EQ} x P_{TD})

= 2473,89 + 192,03 + (0 x 1045,66)

= 2665,93 kN

Berdasarkan tabel 5.X maka faktor modifikasi respon untuk bangunan bawah sebesar 3

Faktor modifikasi respon, R = 3

Gaya gempa untuk pangkal fondasi, P_{EQ} $= (\frac{C_{sm}\ x\ W}{R})$

$= (\frac{1{,}02\ \ x\ 2665{,}93}{3})$

$= 904{,}84$ kN

Gaya gempa untuk pangkal kolom pilar, P_{EQ} $= (\frac{C_{sm}\ x\ W}{R})$

$= (\frac{1{,}02\ \ x 2665{,}93}{3})$

$= 904{,}84$ kN

Lengan terhadap fondasi,

L_{EQ} = a + Lc +ht

= (0,4+0,6+0,8)+11+(0,4+1,1) = 14,3 m

Lengan terhadap pangkal kolom pilar,

L'_{EQ} = a + Lc

= (0,4+0,6+0,8)+11= 12,8 m

Momen pada fondasi akibat gempa arah Y

M_{uy} = P_{EQ} x L

= 904,84 x 14,3 = 14247,47 kNm

Momen pada pangkal kolom pilar akibat gempa arah x

M_{uy} = P_{EQ} x L'

= 904,84 x 12,8 = 12752,98 kNm

Gaya horizontal gempa pada fondasi , H_y = 904,84 kN

Gaya horizontal gempa pada pangkal kolom pilar , H_y = 904,84 kN

j) Aliran, benda hanyutan, dan tumbukan dengan batang kayu (EF)

1) Tumbukan Kayu

Berdasarkan SNI 1725:2016 massa kayu ,faktor air banjir dan lendutan ekivalen tumbukan kayu sudah ditentukan sebagai berikut.

massa kayu, M = 2 ton

Faktor air beban banjit, f = 1,5

lendutan elastisitas kolom, d = 0,075 m

Kecepatan air permukaan saat banjir, Va = 1,4 x V x f

= 1,4 x 2 x 1,5

= 4,2 m/s

Gaya akibat tumbukan dengan batang kayu, T_{EF} $= \frac{M \; x \; Va^2}{d}$

$= \frac{2 \; x \; 4{,}2^{\;2}}{0{,}075} = 470{,}4$ kN

2) Benda Hanyutan

Berdasarkan SNI 1725:2016 koefisien seret benda hanyutan dan kedalaman benda hanyut sudah ditentukan. Berikut perhitungan gaya akibat benda hanyutan.

koefisien seret benda hanyutan, Cd = 1,04

Kedalaman benda hanyutan, Dh = 1,2 m

Kecepatan rata-rata saat banjir, Vs = f x V

= 1,5 x 2 = 3 m/s

Panjang bentang 1, L_1 = 28 m

Panjang bentang 2, L_2 = 28 m

Panjang bentang 3, L_3 = 28 m

Panjang hamparan, L = 0,5 x (L_1+ L_2+ L_3)

= 0,5 x (28+ 28+ 28)

= 42 m

Luas proyeksi benda hanyutan, A_d = L x Dh

= 42 x 1,2 = 50,4 m^2

Gaya benda hanyutan, T_{EF} = 0,5 xCd x Vs^2 x A_d

= 0,5 x1,04 x 3^2 x 50,4

=235,87 kN

Gaya yang menenkuan diantara batang kayu dan benda hayutan adalah batang kayu sebesar 470,4 kN.

Muka air banjir, Hb = 3 m

Lengan terhadap fondasi, y_{EF} = Hb + ht

= 3 + (0,4 +1,1) = 4,5 m

Momen pada Fondasi akibat hanyutan, Muy = T_{EF} x y_{EF}

= 470,4 x 4,5

= 2116,8 kNm

Gaya horizontal fondas, Hy = 470,4 kN

Lengan terhadap kolom, L'_{EF} = Hb

= 3 m

Momen pada kolom akibat hanyutan, Muy = T_{EF} x y_{EF}

= 470,4 x 3

= 1411,2 kNm

Gaya horizontal kolom, Hy = 470,4 kN

3) Aliran dan Gaya Angkat Air

Menurut SNI 1725:2016 keofisen seret dan angkat sudah ditentukan berdasarkan bentuk pilar.Berikut perhitungan aliran dan gaya angkat pada pilar jembatan.

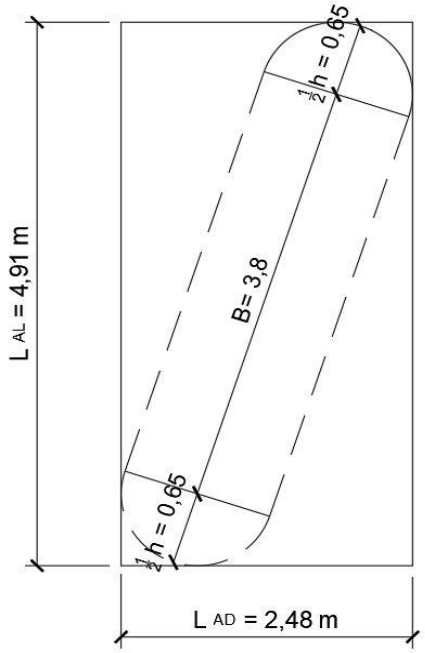
Koefisien seret, Cd = 0,7 m

Koefisien angkatm CL = 0,9

Muka air banjir, Hb = 3m

Kecepatan air rata-rata sungai, V = 2 m/s

Faktor air banjir, f = 1,5



Gambar 5. 75 Beban Aliran Air Pilar

Panjang pilar tegak lurus terhadap aliran, L_{AD} = 2,485 m

Luas proyeksi Pier tegak lurus arah aliran,

A_d = L_{AD} x Hb

= 2,485 x 3 = 7,45 m^2

Panjang pilar searah aliran, L_{AL} = 4,91 m

luas proyeksi pier sejajar arah aliran,

A_L = L_{AL}x Hb

= 4,91 x 3 = 14,73 m^2

Kecepatan air rata -rata saat banjir, Vs = f x V

= 1,5 x 2 = 3 m/s

Gaya seret air arah y melintang jembatan,

T_{EFy} = 0,5 x Cd x Vs^2 x A_d

= 0,5 x 0,7 x 3^2 x 7,45 = 23,48 kN

Gaya angkat air arah x memanjang jembatan,

T_{EFx} = 0,5 x CL x Vs^2 x A_L

= 0,5 x 0,7 x 3^2 x 14,73 = 59,65 kN

Lengan momen terhadap fondasi, L_{EF} = Hb/2 + ht

= 1,5 + 1,5 = 3 m

Momen fondasi akibat gaya seret air, M_{uy} = T_{EFy} x y_{EF}

= 23,48 x 3

= 70,44 kNm

Momen fondasi akibat gaya angkat air,M_{ux} = T_{EFx} x y_{EF}

= 59,65 x 3

= 178,96 kNm

Gaya horizontal pondasi akibat gaya seret air,Hy = 23,48 kN

Gaya horizontal pondasi akibat gaya angkat air,Hx = 59,65 kN

Lengan momen terhadap pangkal kolom, L'_{EF} = Hb/2

= 1,5 m

Momen pangkal kolom akibat gaya seret air, M_{uy} = T_{EFy} x y'_{EF}

= 23,48 x 1,5

= 35,22 kNm

Momen pangkal kolom akibat gaya angkat air, M_{ux}= T_{EFx} x y_{EF}

= 59,65 x 1,5

= 89,48 kNm

Gaya horizontal pangkal kolom akibat gaya seret air,Hy = 23,48 kN

Gaya horizontal pangkal kolom akibat gaya angkat air,Hx = 59,65 kN

3. Analisis beban ultimit pilar

a. Pile cap

Tabel 5. 104 Rekapitulasi Beban Kerja Fondasi Pile Cap Pada Pilar

Beban	Notasi	P	Mx	My	Hx	Hy
		Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati Sendiri	MS	6807,5				
Mati tambahan	MA	192,0				
Beban Lajur	TD	1045,7				
Pejalan kaki	TP	1302,0				
Beban Rem	TB		81,0		81,0	
Gesekan perletakan	BF		0,0	0,0	0,0	0,0
Angin Struktur	E_{WS}		1058,2	5539,5	134,0	372,9
Angin kendaraan	E_{WL}	42,0				
Gempa vertikal	E_{QV}	2879,2				
Gempa lateral	E_{Qltr}			12939,2		904,8
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}		13724,2		959,7	
Aliaran air	EF		179,0	70,4	59,7	23,5
Benda hanyutan	EF			2116,8		470,4

Tabel 5. 105 Rekapitulasi Kombinasi Layan I Pile Cap Pada Pilar

Beban	Notasi	Layan 1	P	Mx	My	Hx	Hy
		Faktor	Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati Sendiri	MS	1,0	6807,5	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,0	192,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban Lajur	TD	1,0	1045,7	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	1,0	1302,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban Rem	TB	1,0	0,0	81,0	0,0	81,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin Struktur	E_{WS}	0,3	0,0	317,5	1661,9	40,2	111,9
Angin kendaraan	E_{WL}	1,0	42,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Aliaran air	EF	1,0	0,0	179,0	70,4	59,7	23,5
Benda hanyutan	EF	1,0	0,0	0,0	2116,8	0,0	470,4
Total			9389,3	577,4	1732,3	180,9	135,4

Tabel 5. 106 Rekapitulasi Kombinasi Layan II Pile Cap Pada Pilar

Beban	Notasi	Layan II	P	Mx	My	Hx	Hy
		Faktor	Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati Sendiri	MS	1,0	6807,5	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,0	192,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban Lajur	TD	1,3	1359,4	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	1,3	1692,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban Rem	TB	1,3	0,0	105,3	0,0	105,3	0,0
Gesekan perletakan	BF	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin Struktur	E_{WS}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Aliaran air	EF	1,0	0,0	179,0	70,4	59,7	23,5
Benda hanyutan	EF	1,0	0,0	0,0	2116,8	0,0	470,4
Total			10051,5	284,3	2187,2	165,0	493,9

Tabel 5. 107 Rekapitulasi Kombinasi Layan III Pile Cap Pada Pilar

Beban	Notasi	Layan III	P	Mx	My	Hx	Hy
		Faktor	Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati Sendiri	MS	1,0	6807,5	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,0	192,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban Lajur	TD	0,8	836,5	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0,8	1041,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban Rem	TB	0,8	0,0	64,8	0,0	64,8	0,0
Gesekan perletakan	BF	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin Struktur	E_{WS}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Aliaran air	EF	1,0	0,0	179,0	70,4	59,7	23,5
Benda hanyutan	EF	1,0	0,0	0,0	2116,8	0,0	470,4
Total			8877,7	243,8	2187,2	124,5	493,9

Tabel 5. 108 Rekapitulasi Kombinasi Layan IV Pile Cap Pada Pilar

Beban	Notasi	Layan IV	P	Mx	My	Hx	Hy
		Faktor	Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati Sendiri	MS	1,0	6807,5	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,0	192,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban Lajur	TD	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban Rem	TB	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin Struktur	E_{WS}	0,7	0,0	740,7	3877,7	93,8	261,0
Angin kendaraan	E_{WL}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Aliaran air	EF	1,0	0,0	179,0	70,4	59,7	23,5
Benda hanyutan	EF	1,0	0,0	0,0	2116,8	0,0	470,4
Total			6999,6	919,7	6064,9	153,4	754,9

Tabel 5.X Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah X Pile Cap Pada Pilar

Beban	Notasi	Ekstrim 1	P	Mx	My	Hx	Hy
		Faktor	Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati Sendiri	MS	1	6807,5	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1	192,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban Lajur	TD	0,3	313,7	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0,3	390,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban Rem	TB	0,3	0,0	24,3	0,0	24,3	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin Struktur	E_{WS}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	1	2879,2	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0,3	0,0	0,0	3881,8	0,0	271,5
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	1	0,0	13724,2	0,0	959,7	0,0
Aliaran air	EF	1	0,0	179,0	70,4	59,7	23,5
Benda hanyutan	EF	1	0,0	0,0	2116,8	0,0	470,4
Total			10583,1	**13927,5**	6069,0	1043,7	765,3

Tabel 5. 109 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah Y Pile Cap Pada Pilar

Beban	Notasi	Ekstrim 1	P	Mx	My	Hx	Hy
		Faktor	Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati Sendiri	MS	1	6807,5	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1	192,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban Lajur	TD	0,3	313,7	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0,3	390,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban Rem	TB	0,3	0,0	24,3	0,0	24,3	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin Struktur	E_{WS}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	1	2879,2	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	1	0,0	0,0	12939,2	0,0	904,8
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0,3	0,0	4117,3	0,0	287,9	0,0
Aliaran air	EF	1	0,0	179,0	70,4	59,7	23,5
Benda hanyutan	EF	1	0,0	0,0	2116,8	0,0	470,4
Total			10583,1	4320,5	15126,5	371,9	1398,7

Tabel 5. 110 Rekapitulasi Kombinasi Beban Kerja Pile Cap Pilar

No	Kombinasi Pembebanan	P, kN	Mx, kNm	My, kNm	Hx. Kn	Hy, Kn
1	Layan I	9389,3	577,4	1732,3	180,9	135,4
2	Layan II	10051,5	284,3	2187,2	165,0	493,9
3	Layan III	8877,7	243,8	2187,2	124,5	493,9
4	Layan IV	6999,6	919,7	6064,9	153,4	754,9
5	Ekstrim I : 100% X+ 30% Y	10583,1	13927,5	6069,0	1043,7	765,3
6	Ekstrim I : 100% Y + 30% X	10583,1	4320,5	15126,5	371,9	1398,7

b. Pier Wall

Tabel 5. 111 Rekapitulasi Beban Ultimit Dinding Pilar

Beban	Notasi	P	Mx	My	Hx	Hy
		Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS_{steel}	488,7				
Mati sendiri beton	$MS_{concrete}$	4483,2				
Mati tambahan	MA	192,0				
Beban Lajur	TD	1045,7				
Pejalan kaki	TP	1302,0				
Beban Rem	TB		1134,1		81,0	
Gesekan perletakan	BF		0,0	0,0	0,0	0,0
Angin Struktur	E_{WS}		857,3	4756,2	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	42,0				
Gempa vertikal	E_{QV}	2879,2				
Gempa lateral	E_{Qltr}			11582,0		904,8
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}		12284,6		959,7	
Aliaran air	EF		89,5	35,2	59,7	23,5
Benda hanyutan	EF			1411,2		470,4

Tabel 5. 112 Rekapitulasi Kombinasi Kuat I Ultimit Dinding Pilar

Beban	Notasi	Kuat I	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS_{steel}	1,1	538	0	0	0	0
Mati sendiri beton	$MS_{concrete}$	1,3	5828	0	0	0	0
Mati tambahan	MA	1,4	269	0	0	0	0
Lajur	TD	1,8	1882	0	0	0	0
Pejalan kaki	TP	1,8	2344	0	0	0	0
Rem	TB	1,8	0	2041	0	146	0
Gesekan perletakan	BF	1	0	0	0	0	0
Angin struktur	E_{WS}	0	0	0	0	0	0
Angin kendaraan	E_{WL}	0	0	0	0	0	0
Gempa vertikal	E_{QV}	0	0	0	0	0	0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0	0	0	0	0	0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0	0	0	0	0	0
Aliaran air	EF	1,5	0	134	53	89	35
Benda hanyutan	EF	1,5	0	0	2117	0	706
Total			10323	2176	2170	235	741

Tabel 5. 113 Rekapitulasi Kombinasi Kuat II Ultimit Dinding Pilar

Beban	Notasi	Kuat II	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS $_{steel}$	1,1	537,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati sendiri beton	MS $_{concrete}$	1,3	5828,2	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,4	268,9	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	1,4	1463,9	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	1,4	1822,8	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	1,4	0,0	1587,8	0,0	113,4	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Aliaran air	EF	1,5	0,0	134,2	52,8	89,5	35,2
Benda hanyutan	EF	1,5	0,0	0,0	2116,8	0,0	705,6
Total			9383,8	1722,0	2169,6	202,9	740,8

Tabel 5. 114 Rekapitulasi Kombinasi Kuat III Ultimit Dinding Pilar

Beban	Notasi	Kuat III	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS $_{steel}$	1,1	537,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati sendiri beton	MS $_{concrete}$	1,3	5828,2	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,4	268,9	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin struktur	E_{WS}	1,4	0,0	1200,2	6658,6	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Aliaran air	EF	1,5	0,0	134,2	52,8	89,5	35,2
Benda hanyutan	EF	1,5	0,0	0,0	2116,8	0,0	705,6
Total			6097,0	1334,4	8828,3	89,5	740,8

Tabel 5. 115 Rekapitulasi Kombinasi Kuat IV Ultimit Dinding Pilar

Beban	Notasi	Kuat IV	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS_{steel}	1,1	537,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati sendiri beton	$MS_{concrete}$	1,3	5828,2	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,4	268,9	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Aliaran air	EF	1,5	0,0	134,2	52,8	89,5	35,2
Benda hanyutan	EF	1,5	0,0	0,0	2116,8	0,0	705,6
Total			6097,0	134,2	2169,6	89,5	740,8

Tabel 5. 116 Rekapitulasi Kombinasi Kuat V Ultimit Dinding Pilar

Beban	Notasi	KUAT V	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS steel	1,1	537,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati sendiri beton	MS concrete	1,3	5828,2	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,4	268,9	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0,4	0,0	342,9	1902,5	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	1	42,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Aliaran air	EF	1,5	0,0	134,2	52,8	89,5	35,2
Benda hanyutan	EF	1,5	0,0	0,0	2116,8	0,0	705,6
Total			6139,1	477,1	4072,1	89,5	740,8

Tabel 5. 117 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah X Ultimit Dinding Pilar

Beban	Notasi	Ekstrim 1	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS steel	1,1	537,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati sendiri beton	MS concrete	1,3	5828,2	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,4	268,9	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	1	42,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	1	2879,2	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0,3	0,0	0,0	3474,6	0,0	271,5
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	1	0,0	12284,6	0,0	959,7	0,0
Aliaran air	EF	1,5	0,0	134,2	52,8	89,5	35,2
Benda hanyutan	EF	1,5	0,0	0,0	2116,8	0,0	705,6
Total			9018,3	**12418,9**	5644,2	1049,2	1012,3

Tabel 5. 118 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah Y Ultimit Dinding Pilar

Beban	Notasi	Ekstrim 1	P	Mx	My	Hx	Hy
			Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri material baja	MS steel	1,1	537,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati sendiri material beton	MS concrete	1,3	5828,2	0,0	0,0	0,0	0,0
Mati tambahan	MA	1,4	268,9	0,0	0,0	0,0	0,0
Lajur	TD	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Rem	TB	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin struktur	E_{WS}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	1	42,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	1	2879,2	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	1	0,0	0,0	11582,0	0,0	904,8
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0,3	0,0	3685,4	0,0	287,9	0,0
Aliaran air	EF	1,5	0,0	134,2	52,8	89,5	35,2
Benda hanyutan	EF	1,5	0,0	0,0	2116,8	0,0	705,6
Total			9018,3	3819,6	13751,6	377,4	1645,7

Tabel 5. 119 Rekapitulasi Kombinasi Ultimit Dinding Pilar

Kombinasi	P	Mx	My	Hx	Hy
	kN	kNm	kNm	kN	kN
Kuat I	10860,4	2175,7	2169,6	235,3	740,8
Kuat II	9921,3	1722,0	2169,6	202,9	740,8
Kuat III	6634,6	1334,4	8828,3	89,5	740,8
Kuat IV	6634,6	134,2	2169,6	89,5	740,8
Kuat V	6676,6	477,1	4072,1	89,5	740,8
Ekstrim Arah X : 100%X + 30%Y	9555,9	12418,9	5644,2	1049,2	1012,3
Ekstrim Arah Y : 100%Y + 30%X	9555,9	3819,6	13751,6	377,4	1645,7

4. Analisis fondasi pilar

   a. Data Fondasi Tiang Bor

   Untuk perencanaan fondasi pilar dalam analisisnya yang berkaitan dengan material tanah maka diperlukan data tanah. Data tanah dapat diperoleh melalui lapangan atau laboratorium. Untuk data tanah diambil pada titik BM2 dengan mengambil titik paling kritis.Berikut data-data yang diperlukan .

Tabel 5. 120 Bahan material Fondasi Tiang Bor Pada Pilar

Material Fondasi Tiang Bor		
Kuat tekan beton, fc' =	20	Mpa
Mutu baja tulangan, U-	32	
Tegangan leleh baja, fy =	320	Mpa
Modulus elastisitas beton, Ec =	21019,03899	Mpa
Berat beton bertulang, γc =	25	kN/m^3

Tabel 5. 121 Data Tanah End Bearing Tiang Pada Pilar

Fondasi (*End Bearing*)		
Berat volume tanah		
γ_s =	1,914	gr/cm3
γ_s =	18,77634	kN/m^3
γ_{air} =	9,81	kN/m^3
γ'=	8,96634	kN/m^3
Sudut gesek dalam,		
φ =	20,78	°
Kohesi tanah,		
C=	0,091	Kg/cm2
C=	8,9271	kN/m2

Tabel 5. 122 Dimensi Kelompok Tiang Pada Pilar

Dimensi Pile Cap					
Lebar arah x, Bx	6	m	Tebal, hp	1,1	m
Lebar arah y, By	10	m	Tebal, ht	1,5	m
Dimensi Tiang Bor					
Diamater, D =	0,6	m	Panjang, L =	25	m
Jarak tiang bor terluar terhadap sisi luar pile cap, a =				1,125	m

Tabel 5. 123 Data Susunan Tiang Bor Pada Pilar

Data Susunan Tiang Bor			
Jumlah baris tiang bor,	ny =	4	buah
Jumlah tiang bor dalam satu baris,	nx =	3	buah
jarak antara tiang bor arah x, as-as	X =	2,1	m
Jarak antara tiang bor arah y, as-as	Y =	2,7	m

Berdasarkan pengujian lapangan untuk N-SPT di titik BM2 tanah keras didapatkan di kedalaman 25 m. Berikut perhiutungan N-desain berdasarkan data N-SPT titik BM2

Panjang pile, L = 25 m = kedalaman pile

Panjang N_1 = 10 x D = 10 x 0,6 = 6 m

N-SPT rata-rata ,N_1 = $\frac{(40 + 35 + 32)}{3}$ = 35,67

N_2 = 4 x D = 4x 0,6 = 2,4 m

N-SPT rata-rata ,N_2 = $\frac{(40)}{1}$ = 40

N-desain = $\frac{(35,67 + 40)}{2}$ = 37,83

b. Daya Dukung Aksial Ijin Tiang Bor

1) Menurut Kekuaran Bahan Material

Tabel 5. 124 Kekuatan Tiang Bor Menurut Bahan Material

Keterangan	**Rumus**	**Hasil**	**Satuan**
Kuat tekan beton	fc' =	20,00	Mpa
Tegangan ijin beton	fc = 0,3*fc'*1000 =	6000,00	kN/m^2
Luas tampang tiang bor	A = 1/4*π *D^2 =	0,28	m^2
Panjang tiang bor	L =	25,00	m
Berat tiang	W = A*L*wc =	176,71	kN

Daya dukung ijijn tiang bor	Pijin = A*fc - W =	1519,74	kN

Berat seluruh tiang bor pada pilar, W_t = w x n

= 176,71 x 12

= 2120,57 kN

2) Menurut Pengujian SPT Menurut Reese & Wright,1977

Kedalaman tiang, L = 25 m

N-desain = $\frac{(35,67 + 40)}{2}$ = 37,83

Berat volume tanah jenuh, γ' = 8,96 kN/m^3

Sudut gesek dalam, φ = 20,78 °

Kohesi, C = 8,92 kN/m^2

Tahanan *friction* tiang bor, Qs = 2πr x Lτ

=2πr x 0,2 x N_{desain} x L

= 2 x π x(0,6/2) x0,2 x 37,83 x25

= 3768 kN

Tahanan ujung tiang bor, Qp = 7 x N_{desain} x A_p

= 7 x 37,83 x 0,25 x π x $0,6^2$

= 734,57 kN

Tahanan ijin tiang, P_{ijin} = $\frac{Qs+Qp}{SF}$

=$\frac{3768+734,57}{3}$ =1500,85 kN

3) Menurut Pengujian SPT Menurut NAVDOC

Kedalaman tiang, L = 25 m

N-desain = $\frac{(35,67 + 40)}{2}$ = 37,83

Berat volume tanah jenuh, γ' = 8,96 kN/m^3

Sudut gesek dalam, φ = 20,78 °

Kohesi, C = 8,92 kN/m^2

Tahanan *friction* tiang bor, Qs = 2πr x Lτ

=2πr x 0,2 x N_{desain} x L

= 2 x π x(0,6/2) x0,2 x 37,83 x25

= 3768 kN

Tahanan ujung tiang bor, Qp = 13x N_{desain} x A_p

= 7 x 37,83 x 0,25 x π x $0,6^2$

= 1710,73 kN

Tahanan ijin tiang, P_{ijin} = $\frac{Qs+Qp}{SF}$

= $\frac{3768+1710,73}{3}$ =1710,73 kN

4) Rekapitulasi Daya dukung Aksial Tiang Bor

Tabel 5. 125 Rekapitulasi Daya Dukung Aksial Tiang Bor

No	Uraian Daya Dukung Aksial Tiang Bor	P (kN)
1	Menurut Kekuatan Bahan	1519,74
2	Pengujian SPT Menurut Reese & Wright,1977	1500,85
3	Pengujian SPT Menurut NAVDOC	1710,73
	Daya dukung aksial terkecil,	1500,85

Daya dukung aksial tiang , P_{ijin} = 1500,85 kN

Jumlah baris tiang bor arah y, m = 4

Jumlah tiang bor dalam 1 baris, n = 3

Jarak antar tiang bor arah x, X = 2,1 m

Jarak antar tiang bor arah y, Y = 2,7 m

Jarak antar tiang bor terkecil, S = 2,4 m

Diameter tiang bor, D = 0,8 m

θ = $\tan^{-1}$ (D/S)

= $\tan^{-1}$ (0,8/2,4)

= 18,4 °

Efisiensi kelompok tiang bor menurut coverse-labarre formula,

Ef =1- $\theta \left(\frac{(n-1)m+(m-1)n}{90 \text{ x } m \text{ x } n}\right)$

= 1- $\theta \left(\frac{(3-1)3+(4-1)3}{90 \text{ x } 4 \text{ x } 3}\right)$ = 0,70

$P_{ijin\text{-}grup}$ = (Ef x P_{ijin} x m x n)/SF

= (0,7 x 1500,85 x 4 x 3)/3= 4496,61 kN

Daya dukung aksial kelompok tiang bor diambil $P_{ijin\text{-}grup}$ sebesar 4306,34 kN

c. Daya Dukung Lateral Ijin Tiang Bor

Overlap Tiang pada pile cap, La = hp = 1,1 m

Sudut gesek dalam, φ = 20,78°

Panjang tiang bor, L = 25 m

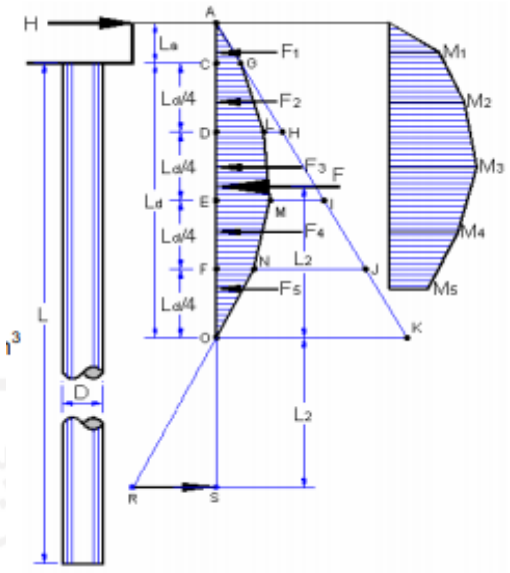
Panjang jepitan tiang bor, Ld = 1/3 x L = 1/3 x 25 = 8,33 m

Lebar pile cap arah y, By = 10 m

Berat volume tanah timbunan, γ' = 8,96 kN/m^3

Koefisien tekanan tanah pasif, Kp = $\tan^2 (45° + \frac{\varphi}{2})$

= $\tan^2 (45° + \frac{20,78}{2}) = 2,09$



Gambar 5. 76 Diagram Gaya Lateral Tiang Bor Pada Pilar

Tabel 5. 126 Rekapitulasi Tekanan Tanah Pasif Efektif

Bagian	Kedalaman	H (m)	H*Ws*Kp (kN/m2)	Bagian	p (Kn/m^2)
AO	La + Ld =	9,43	177,60	O	0,00
FJ	La + 3/4*Ld =	7,35	138,38	FN = 1/4*FJ	34,59
EI	La + 1/2*Ld =	5,27	99,15	EM = 1/2*EI	49,58
DH	La + 1/4*Ld =	3,18	59,93	DL = 3/4*DH	44,95
CG	La =	1,10	20,71	CG	20,71

Tabel 5. 127 Rekapitulasi Tekanan Tanah Pasif Efektif Pada Pilar

Kode	p1 (kN/m2)	p2 (kN/m2)	Panjang bagian Notasi	(m)	F (kN)	Lengan thd.O (m)	M (kNm)
F1	0,00	34,59	La =	1,100	152,21	8,70	1324,27
F2	34,59	49,58	Ld/4 =	2,083	701,43	7,29	5114,59
F3	49,58	44,95	Ld/4 =	2,083	787,72	5,21	4102,70
F4	44,95	20,71	Ld/4 =	2,083	547,15	3,13	1709,86
F5	20,71	0,00	Ld/4 =	2,083	172,58	1,39	239,69
				∑F =	2361,10	∑M =	12491,11

$L_2 = \frac{M}{F}$

$= \frac{12491,11}{2361,10} = 5,29$

gaya lateral , H $= \frac{F\ x\ 2\ x\ L_2}{L_2+L_d+L_a}$

$= \frac{2361,10\ x\ 2\ x\ 5,29}{5,29+8,33+1,1} = 1696,73$ kN

Jumlah baris tiang arah y, n_y = 4

Jumlah baris tiang arah x, n_x = 3

Gaya lateral satu tiang bor, h $= \frac{H}{n_x+n_y}$

$= \frac{1696,73}{4\ x\ 3} = 141,39$ kN

Angka aman, SF = 1,5

Daya dukung laetal ijin satu tiang bor, $h_{ijin} = \frac{h}{SF}$

$= \frac{128,79}{1,5} = 94,26 \cong 94$ kN

Gaya lateral total, $h_{ijin\ total}$ = h_{ijin} x n_y x n_x

= 94 x 4 x 3 = 1128 kN

1) Perhitungan Momen Pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral

Contoh Perhitungan kode M1:

jarak gaya lateral H terhadap $F_{1,,}$ $h_1 = \frac{2}{3} x\ L_a$

$= \frac{2}{3} x\ 1{,}1$ = 0,73 m

Momen akibat gaya lateral H pada F_1, M_{h1} = H x h_1

= 1696,73 x 0,73

= 1244,27 kNm

Besarnya momen di titik C, M_1 = M_{h1} - $\sum(F_i \text{ x } y_i)$

= (H x h_1) - (F_1 x y_1)

= 1244,27 – (152,21x 0)

= 1244,27 kNm

Tabel 5. 128 Rekapitulasi Bending Momen Diagram di Tiang Bor

Kode	hi (m)	Mhi (kNm)	Fi*yi (kNm)					Diagram
			F1	F2	F3	F4	F5	Mi
			152,2	701,4	787,7	547,2	172,6	(kNm)
M1	0,7	1244,3	0,0					1244,3
M2	2,1	3633,8	214,4					3419,5
M3	4,2	7168,7	531,5	1461,3				5175,9
M4	6,3	10703,6	848,6	2922,6	1641,1			5291,3
M5	8,0	13649,3	1112,9	4140,4	3008,6	949,9		4437,5
							∑Mi =	5291,3

Momen terbesar, M = 5291,3 kNm

Jumlah baris tiang arah y, n_y= 4

Jumlah baris tiang arah x, n_x= 3

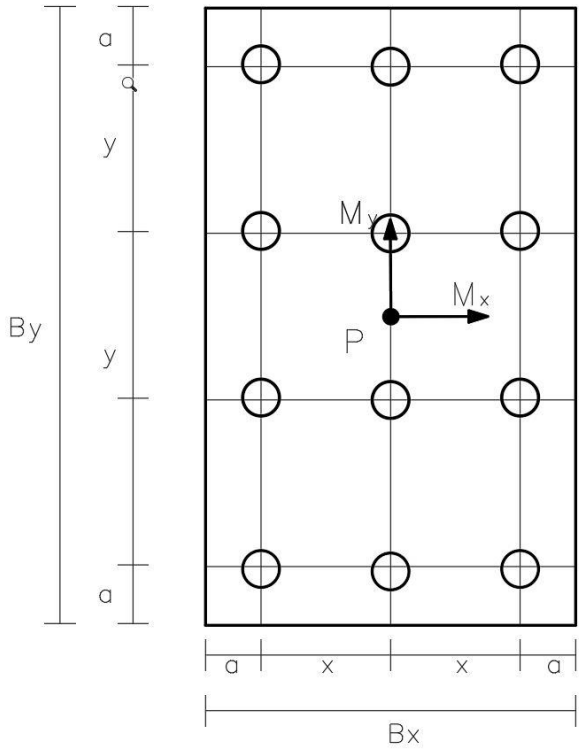
Angka aman, SF = 3

Momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang bor,

$M_{max} = \frac{M}{n_x\ x\ n_y\ x\ SF}$

$= \frac{5291{,}3}{4\ x\ 3x\ 3}$ = 146,97 kNm

d. Gaya yang diterima Tiang Bor



Gambar 5. 77 Denah Poer Pilar

1) Jarak Antara Tiang Bor

Jarak antar tiang bor arah x, x = 2,4 m

Jarak antar tiang bora rah y, y = 3,2 m

Jarak tepi pile cap ke as tiang, a = 0,8 m

Tabel 5. 129 Jarak Antar Tiang Bor Ke Pusat Titik Berat

No	**Xmax =**	**2,1**	**m^2**		**Ymax =**	**1,35**	**m^2**	
1	X1 =	-2,1	(X1^2)	4,41	Y1	-4,05	(Y1^2)	16,40
2	X2 =	0	(X2^2)	0	Y2	-4,05	(Y2^2)	16,40
3	X3 =	2,1	(X3^2)	4,41	Y3	-4,05	(Y3^2)	16,40
4	X4 =	-2,1	(X4^2)	4,41	Y4	-1,35	(Y4^2)	1,82
5	X5 =	0	(X5^2)	0	Y5	-1,35	(Y5^2)	1,82
6	X6 =	2,1	(X6^2)	4,41	Y6	-1,35	(Y6^2)	1,82
7	X7 =	-2,1	(X7^2)	4,41	Y7	1,35	(Y7^2)	1,82
8	X8 =	0	(X8^2)	0	Y8	1,35	(Y8^2)	1,82
9	X9 =	2,1	(X9^2)	4,41	Y9	1,35	(Y9^2)	1,82
10	X10 =	-2,1	(X10^2)	4,41	Y10	4,05	(Y10^2)	16,40
11	X11 =	0	(X11^2)	0	Y11	4,05	(Y11^2)	16,40
12	X12 =	2,1	(X12^2)	4,41	Y12	4,05	(Y12^2)	16,40
			∑X^2 =	35,28			∑Y^2 =	109,35

2) Gaya dan Momen yang diterima oleh Pile Cap

Pada hasil perhitungan beban ultimit pile cap pada setiap kombinasinya diperoleh tabel berikut pada beban aksial (P), momen arah x (Mx) , dan momen arah y (My).

Tabel 5. 130 Gaya dan Momen Yang di Terima Pile Cap Pilar

No	Kombinasi Pembebanan	P ,(kN)	Mx, (kNm)	My, (kNm)
1	Layan I	9389,3	577,4	1732,3
2	Layan II	10051,5	284,3	2187,2
3	Layan III	8877,7	243,8	2187,2
4	Layan IV	6999,6	919,7	6064,9
5	Ekstrim I : 100% X+ 30% Y	10583,1	13927,5	6069,0
6	Ekstrim I : 100% Y + 30% X	10583,1	4320,5	15126,5

3) Gaya yang diterima oleh Tiang Bor

Adanya beban aksial (P), momen arah x (Mx) , dan momen arah y (My) maka dapat berakibat tekan dan cabut pada tiang bor.Maka perhitungan control momen dan beban aksial menjadi penting. Berikut perhitungan gaya yang diterima oleh tiang bor.

Tabel 5. 131 Gaya Yang Terima oleh Tiang Bor

No	Kombinasi Pembebanan	P/n, (kN)	Mx*X max / (ny* ∑X^2) (kN)	My*y max / (nx* ∑Y^2) , (kN)	Mx*X min / (ny* ∑X^2) (kN)	My*y min / (nx* ∑Y^2) , (kN)	Pmax , (kN)	Pmin ,(kN)
1	Layan I	782	9	21	-9	-21	812	812
2	Layan II	838	4	27	-4	-27	842	833
3	Layan III	740	4	27	-4	-27	743	736
4	Layan IV	583	14	75	-14	-75	597	570
5	Ekstrim I : 100% X+ 30% Y	882	207	75	-207	-75	1089	675
6	Ekstrim I : 100% Y + 30% X	882	64	187	-64	-187	946	818

e. Stabilitas Pilar

1) Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Akibat Gaya dan Momen

Berdasarkan tabel 5.X Gaya Yang Terima oleh Tiang Bor maka dilakukan kontrol apakah tiang terjadi gagal tekan pecah atau tiang kecabut. Dengan kontrol tekan ditandai bahwa Pmax tidak boleh lebih besar dari $P_{ijin\ -group}$ .Sedangkan untuk kontrol tiang cabut bahwa $P_{min} < 0$.

Tabel 5. 132 Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Akibat Gaya dan Momen

No	Kombinasi Pembebanan	Pmax, (kN)	Pmin, (kN)	Keterangan Tekan	Keterangan Tarik
1	Layan I	812,4	812,4	AMAN	AMAN
2	Layan II	841,9	833,4	AMAN	AMAN
3	Layan III	743,4	736,2	AMAN	AMAN
4	Layan IV	597,0	569,6	AMAN	AMAN
5	Ekstrim I : 100% X+ 30% Y	1089,2	674,7	AMAN	AMAN
6	Ekstrim I : 100% Y + 30% X	946,2	817,6	AMAN	AMAN

2) Kontrol Geser Akibat Gaya Lateral Yang Terjadi

Stabilitas geser abutment diperhitungkan bahwa abutment dan tiang bor bekerja bersama dalam menahan geser karena dianggap sambungan tiang bor ke pile cap cukup menjadi satu kesatuan. Data tanah mengau pada titik BM2. Berikut perhitungan kontrol geser abutment.

Parameter tanah dasar tiang bor kedalaman 25 m :

Sudut gesek, Φ =20,78 °

Kohesi, C = 8,92 kPa

Ukuran dasar pile-cap :

B_x = 6,4 m

B_y = 8 m

Berikut contoh perhitungan tinjauan abutment akibat geser arah x di kombinasi layan I.

Beban aksial pada layan I, P = 8129,0 kN

Berat seluruh tiang bor pada pilar, W_t = 2120,57 kN

Gaya lateral total, $h_{ijin\ total}$ = 1128 kN

Gaya penahan geser,

H = (C x B_x x B_y + P x tan Φ) + $h_{ijin\ total}$

= (8,92 x 6,4 x 8 + (8129,0+2120.57)) x tan 20,78 °) + 1128

= 6031,2 kN

Angka aman terhadap guling, SF $= \frac{H}{H_x}$

$= \frac{6031,2}{180,9}$ = 33,3 > 1,5

Tabel 5. 133 Kontrol Geser Akibat Gaya Lateral Arah X

No	Kombinasi Beban	P, kN	H, kN	Hx,kN	SF	Keterangan
						SF >1,5
1	Layan I	11509,9	6031,2	180,9	33,3	AMAN
2	Layan II	12172,1	6282,5	165,0	38,1	AMAN
3	Layan III	10998,3	5837,1	124,5	46,9	AMAN
4	Layan IV	9120,1	5124,4	153,4	33,4	AMAN
5	Ekstrim I : 100% X+ 30% Y	12703,7	6484,2	1043,7	6,2	AMAN
6	Ekstrim I : 100% Y + 30% X	10583,1	5679,5	371,9	15,3	AMAN

Tabel 5. 134 Kontrol Geser Akibat Gaya Lateral Arah Y

No	Kombinasi Beban	P, kN	H, kN	Hy,kN	SF	Keterangan
						SF >1,5
1	Layan I	11509,9	6031,2	135,4	44,6	AMAN
2	Layan II	12172,1	6282,5	493,9	12,7	AMAN
3	Layan III	10998,3	5837,1	493,9	11,8	AMAN
4	Layan IV	9120,1	5124,4	754,9	6,8	AMAN
5	Ekstrim I : 100% X+ 30% Y	12703,7	6484,2	765,3	8,5	AMAN
6	Ekstrim I : 100% Y + 30% X	10583,1	5679,5	1398,7	4,1	AMAN

5. Analisis Kekuatan Pilar

a. Kepala Pilar (*Pier head*)

1) Momen dan Gaya Geser Ultimit Kepala Pilar

Lebar kepala pilar, by = 8 m

Lebar kantilever pier head, ba = 1,4 m

jarak antar gelagar, s = 1,25 m

Tinggi kepala pilar, h = $h_2+h_3+h_4$

= 0,4 +0,6 +0,8 = 1,8 m

Lebar kepala pilar, b = $(b_2+b_4)/2$

= (1,9+1,3)/2

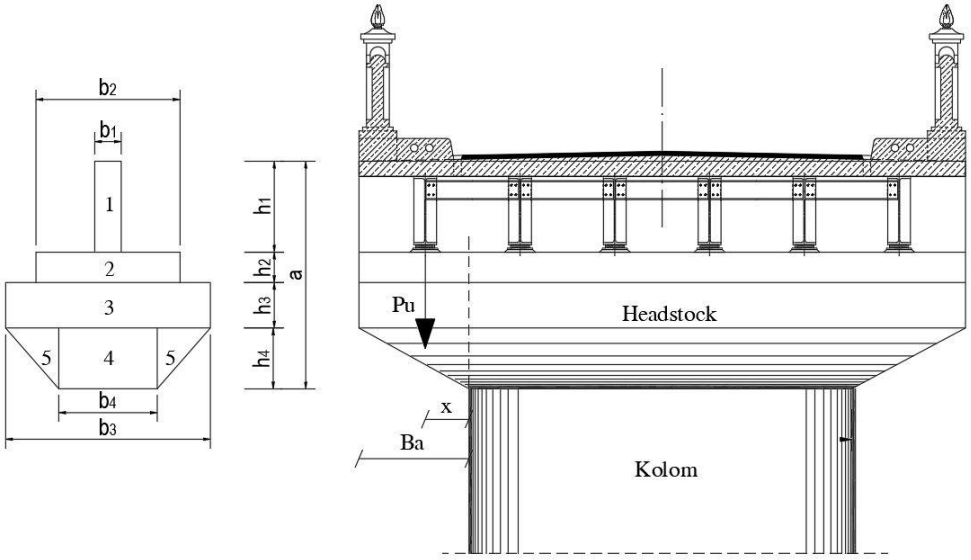
= 1,6 m

Jumlah gelagar, n = 6 buah

Lengan gaya reaksi gelagar tepi terhadap tepi dinding pilar,

$$x = ba - \frac{by-(n-1)xs}{2}$$

$$= 1{,}4 - \frac{8-(6-1)x\,1{,}25}{2} = 0{,}525 \text{ m}$$



Gambar 5. 78 Tinjauan Kepala Pilar

Berat sendiri satu gelagar tepi , P_{MS} = 66,74 kN

Berat sendiri trotoar satu sisi, P_{MA1} = 432,6 kN

Berat sendiri pelat kendaraan selebsar 1,25 m,

P_{MA2} = tebal beton x lebar x panjang x berat jenis beton

= 0,2 x 1,25 x 28 x 25

= 175 kN

Total berat mati tambahan, P_{MATot} = 607,6 kN

Beban pejalan kaki satu sisi, P_{TP} = 425,5 kN

Tabel 5. 135 Rekapitulasi Beban Pada Kepala Pilar

Beban	Notasi	Gaya (kN	Momen (kNm)
Berat sendiri	MS	66,74724	35,0423
berat mati tambahan	MA	607,6	318,99
Beban pejalan kaki	TP	325,5	170,8875
Gempa vertikal	Eqv	728,29502	382,3549

2) Beban Ultimit Kepala Pilar

Berdasarkan beban yang terjadi maka dapat dilakukan perhitungan ultimit beban berdasarkan SNI 1725:2016 sebagai berikut.

Tabel 5. 136 Beban Ultimit Kombinasi Kuat 1 Kepala Pilar

Beban	Notasi	Kuat I	Gaya geser	Momen ultimit
		Combo	Vu (kN)	Mu (kNm)
Berat sendiri	MS	1,1	73,42196	38,546531
berat mati tambahan	MA	1,4	850,64	446,586
Beban pejalan kaki	TP	1,8	585,9	307,5975
Gempa vertikal	Eqv	0	0	0
Jumlah			1509,962	792,73003

Tabel 5. 137 Beban Ultimit Kombinasi Ekstrim 1 Kepala Pilar

Beban	Notasi	Kuat II	Gaya geser	Momen ultimit
		Combo	Vu (kN)	Mu (kNm)
Berat sendiri	MS	1	66,74724	35,0423
berat mati tambahan	MA	1	607,6	318,99
Beban pejalan kaki	TP	0,3	97,65	51,26625
Gempa vertikal	Eqv	1	728,295	382,3549
Jumlah			1500,292	787,6534

3) Tulangan Lentur

Momen rencana ultimit, Mu = 792,73 kNm

Mutu beton, fc’ = 35 MPa

Mutu baja tegangan leleh, Fy = 420 MPa

Tebal kepala pilar, h = 1800 mm

Lebar kepala pilar, b = 1600 mm

Modulus elastisitas, E = 200000 MPa

Diameter yang digunakan, D_{pokok} = 25 mm

Diameter yang digunakan, D_{bagi} = 13 mm

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, Fc' > 28 MPa maka

$\beta_1 = 0{,}85 - (\frac{Fc'-28}{7} x\ 0{,}05)$

$= 0{,}80$

Rasio tulangan balance, $\rho_b = \frac{\beta 1 \text{ x } 0.80 \text{x fc}'}{f_y} x \frac{600}{600+f_y}$

$= \frac{0{,}84 \text{ x } 0.85 \text{ x } 35}{420} x \frac{600}{600+420}$

$= 0{,}0333$

Faktor tahanan momen maks,

$R_{max} = 0{,}75\ x\rho_b x fy\ x(1 - (0{,}5\ x\ 0{,}75x\ \rho_b x \frac{fy}{0{,}85\ x\ fc'})$

$= 0{,}75\ x0{,}033x420\ x(1 - (0{,}5\ x\ 0{,}75x\ 0{,}04x \frac{420}{0{,}85\ x\ 35})$

$= 8{,}64$

Faktor reduksi lentur, Φ = 0,8

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = 150 mm

Tebal efektif, d = h-d'

= 1800-100 = 1650 mm

Momen nominal rencana, Mn $= \frac{Mu}{\Phi}$

$= \frac{792{,}73}{0{,}8} = 990{,}91$ kNm

Faktor tahanan momen hitung, Rn $= \frac{Mn\ x\ 10^6}{\text{b x } d^2}$

$= \frac{990{,}91 \quad x\ 10^6}{1000 \text{ x } 1400^2} = 0{,}227$

Cek Rn < R_{max} sehingga memenuhi persyaratan.

Rasio tulangan minimum, $\rho_{min} = 0.25\% \text{ x } \frac{1{,}4}{\text{fy}}$

$= 0.25\% \text{ x } \frac{1,4}{420} = 0,0008$

Rasio tulangan yang dibutuhkan, ρ_{perlu}

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85\ x\ fc'}{fy} x \left[1 - \sqrt{[1 - (2 \text{ x } \frac{Rn}{0,85\ x\ fc'})]}\right]$$

$$= \frac{0,85\ x\ 35}{420} x \left[1 - \sqrt{[1 - (2 \text{ x } \frac{0,227}{0,85\ x\ 35})]}\right]$$

$= 0,0005$

Dengan $\rho_{perlu} < \rho_{min}$ maka digunakan ρ_{min} .

Luas tulangan yang diperlukan, As $= \rho \text{ x } b \text{ x } d$

$= 0,0008 \text{ x } 1600 \text{ x } 1650$

$= 2200 \text{ mm}^2$

Luas tulangan yang digunakan, Ad $= 0,25 \text{ x } \pi \text{ x } D^2$

$= 0,25 \text{ x } \pi \text{ x } 13^2 = 132,73 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan yang diperlukan, $n = \frac{As}{Ad}$

$= \frac{2887,5}{201,06} = 16,57 \text{ buah} = 17 \text{ buah}$

Maka digunakan tulangan pokok 17D13

4) Tulangan Geser

Gaya geser ultimit, Vu = 1509961,96 N

Lebar kepala pilar, b = 1600 mm

Tebal efektif, d = 1650 mm

Diameter tulangan geser, $D_{sengkang}$ = 10 mm

Faktor reduksi kekuatan geser, Φ = 0,7

Kekuatan beton menahan geser,

$$Vc = \frac{1}{6} x\ \sqrt{Fc'}\ x\ b\ x\ d$$

$$= \frac{1}{6}\ x\ \sqrt{30} x\ 1600\ x\ 1650 = 2409979,2 \text{ N}$$

$\Phi \text{ Vc} = 0,7 \text{ x } 2409979,2$

$= 1686985,47 \text{ N}$

Φ Vc > Vu maka digunakan tulangan geser minimum berdasarkan RSNI -T-2004

Untuk jarak tulangan arah y diambil, Sy = 600 mm

Luas tulangan geser , Av $= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } D^2 \text{ x b}}{\text{Sy}}$

$= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } 16^2 \text{ x } 1000}{600} = 334{,}93 \text{ mm}^2$

Tulangan geser minimum, S $= \frac{\text{Av x 3 x fy}}{\text{b}}$

$= \frac{334{,}93 \text{ x 3 x} 420}{1000}$

= 164,85 mm

Maka diambil tulangan geser arah x dengan jarak D10-150 mm dan arah y D16-600.

b. Dinding Pilar (*Pier Wall*)

1) Tinjauan Dinding Pilar Arah Memanjang Jembatan

a) Kontrol Stabilitas Pengaruh *Buckling* Arah X

Berdasarkan Tabel 5. 120 Rekapitulasi Kombinasi Ultimit Dinding Pilar bahwa kombinasi maksimal terjadi di kombinasi ekstrim arah x maka digunakan Pu sebesar 9555,85 kN

Gaya aksial ultimit *breast wall*, Pu = 9555,85 kN

Tinggi *breast wall*, Lc = 3 m

Lebar dinding pilar, B = 3,8 m

Tebal dinding pilar, h = 1,3 m

Tinggi dinding pilar, Lc = 11 m

Luas penampang dinding pilar,A_c = (B x h +π/4 x h^2)

= (3,8 x 1,3 +π/4 x $1{,}3^2$)

= 6,26 m^2

Inersia penampang *breast wall*, I_c $= \frac{1}{12}$ x Be x h^3

$= \frac{1}{12}$ x 4,82 x $1{,}3^3$

= 0,88 m^4

Jari-jari inersia penampang *breast wall*, r $= \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$

$$= \sqrt{\frac{0,88}{6,26}} = 0,37$$

Faktor panjang tekuk, K = 2,2

Angka kelangsingan, $= \frac{K \; x \; L_c}{r}$

$= \frac{2,2 \; x \; 11}{0,37} = 64,48$

64,48 > 22 sehingga terjadi pengaruh *Buckling* yang harus dipertimbangkan.Berikut perhitungan faktor pembesaran momen.

Beban mati ultimit pada *breast wall*, DL = $P_{MS} + P_{MA}$

= 2473,89 + 192,03

= 2665,93 kN

Beban lalu lintas ultimit pada *breast wall*, LL = $P_{TD} + P_{TP}$

= 1045,66 + 1302

= 2347,66 kN

Perbandingan beban mati ultimit terhadap beban tetap ultimit,

$\beta_d = \frac{DL}{DL+LL}$

$= \frac{2665,93}{2665,93 + 2347,66} = 0,53$

Kekakuan lentur *breast wall*, EI $= \frac{0,4 \; xE_c \; x \; I_c}{1 + \beta_d}$

$= \frac{0,4 \; x25742960,2 \; x \; 0,88}{1 + 0,53}$

$= 6409054,97 \; kNm^2$

Beban aksial kritis, P_c $= \frac{\boldsymbol{\pi^2} \; x\text{EI}}{(K \; x \; Lc)^2}$

$= \frac{\boldsymbol{\pi^2} \; x6409054,97}{(2,2 \; x \; 0,341)^2}$

= 108009,76 kN

Faktor perbesaran momen, δ $= \frac{1}{\left(1 - \frac{Pu}{0,75 \; x \; P_c}\right)}$

$= \frac{1}{\left(1 - \frac{8958,86}{0,75 \; x \; 516765,57}\right)} = 1,13$

Maka momen ultimit yang diperbesar menjadi, Mu = δ x M_{ux}

Tabel 5. 138 Rekapitulasi Momen Ultimit Pakai Arah X Dinding Pilar

Kondisi beban	Pu	Mux	Mu
	kN	kNm	kNm
Kuat I	10860,39	2175,68	2466,65
Kuat II	9921,32	1722,02	1952,32
Kuat III	6634,60	1334,42	1512,88
Kuat IV	6634,60	134,23	152,18
Kuat V	6676,65	477,14	540,95
Ekstrim Arah X : 100%X + 30%Y	9555,86	12418,86	14079,74
Ekstrim Arah Y : 100%Y + 30%X	9555,86	3819,62	4330,45

b) Kontrol Stabilitas Pengaruh P-Delta Arah X

Tabel 5. 136 Rekapitulasi Momen Ultimit Pakai Arah X Dinding Pilar bahwa kombinasi maksimal terjadi di kombinasi ekstrim arah x maka dapat dijadikan sebagai control pengaruh P-Delta.

Lebar dinding pilar, B = 3,8 m

Tebal dinding pilar, h = 1,3 m

Tinggi dinding pilar, Lc = 11 m

Berikut contoh perhitungan kontrol P-delta akibat gaya dan momen ultimit ekstrim I:

Gaya aksial ultimit dinding pilar per 1m, Pu = 1982,1 kN

Momen ultimit dinding pilar per 1m, Mux = 2920,5 kNm

Luas penampang dinding pilar, A_c = (B x h +π/4 x h^2)

= (3,8 x 1,3 +π/4 x $1,3^2$)

= 6,26 m^2

Lebar ekivalen dinding pilar, Be = A/h

= 6,26/1,3

= 4,82 m

Inersia penampang pier wall, I_c = $\frac{1}{12}$ x Be x h^3

= $\frac{1}{12}$ x 4,82 x $1,3^3$

= 0,88 m^4

Mutu beton, Fc' = 35 MPa

Modulus elastisitas beton, E = 4700 x √Fc'

= 27805,57 MPa

= 27805574,98 kN/m^2

Periode mode getar pier wall arah x, T = 0,729 detik

Periode panjang, Ts = 1,11 detik

Faktor modifikasi respon, R = 3

$1,25T_s$ = 1,389

Dengan $T < 1,25T_s$ maka R_d dapat dilakukan perhitungan

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

$$= \left(1 - \frac{1}{3}\right)\frac{1,389}{0,729} + \frac{1}{3}$$

$$= 1,60$$

Berdasarkan SNI 1725:2016 bahwa pilar harus memenuhi persyaratan $M_d < 0,25\ \Phi$ Mn. Dengan Mn adalah momen nominal hasil dari digram interaksi kolom. Berikut diagram interaksi untuk kombinasi yang terjadi.

Tabel 5. 139 Momen Nominal Dinding Pilar Arah X

Kondisi beban	Untuk Lebar = Be		Untuk Lebar 1m		Momen nominal
	Pu	Mux	Pu	Mux	ΦMn
	kN	kNm	kN	kNm	kNm
Kuat I	10860,4	2466,7	2252,7	511,6	3956,2
Kuat II	9921,3	1952,3	2057,9	405,0	3904,2
Kuat III	6634,6	1512,9	1376,2	313,8	3721,0
Kuat IV	6634,6	152,2	1376,2	31,6	3721,0
Kuat V	6676,6	541,0	1384,9	112,2	3723,2
Ekstrim Arah X : 100%X + 30%Y	9555,9	14079,7	1982,1	2920,5	3884,1
Ekstrim Arah Y : 100%Y + 30%X	9555,9	4330,4	1982,1	898,2	3884,1

Berdasarkan tabel diatas dapat dilakukan kontrol P-delta arah x, berikut contoh perhitungannya:

Tinggi dinding pilar wall, Lc = 11 m

Perpindahan berdasarkan gempa elastis, Δ_e $= \frac{\text{Mu x } Lc^2}{Ec\ x\ Ic}$

$= \frac{2920{,}5 \quad \text{x } 11^2}{27805574{,}98\ x\ 0{,}88}$

= 0,014m

Perpindahan titik kolom terhadap dasar fondasi, Δ = Rd x Δ_e

= 1,6 x 0,014

= 0,02 m

Momen akibat pengaruh P-delta, M_d = Pu x Δ

= 1982,1 x 0,098

= 45,72 kNm

0,25 Φ Mn = 0,25 x 3884,1

= 971,03 kNm

Berdasarkan SNI 1725:2016 bahwa pilar harus memenuhi persyaratan M_d < 0,25 Φ Mn. Dengan Mn adalah momen nominal hasil dari digram interaksi kolom

Tabel 5. 140 Rekapitulasi Kontrol P-Delta Dinding Pilar Arah X

Kombinasi	Δ	Md = Pu * Δ	0,25 *Φ Mn	Keterangan
	m	kNm	kNm	
Kuat I	0,00	9,10	989,05	Stabil
Kuat II	0,00	6,58	976,05	Stabil
Kuat III	0,00	3,41	930,25	Stabil
Kuat IV	0,00	0,34	930,25	Stabil
Kuat V	0,00	1,23	930,79	Stabil
Ekstrim Arah X : 100%X + 30%Y	0,02	45,72	971,03	Stabil
Ekstrim Arah Y : 100%Y + 30%X	0,01	14,06	971,03	Stabil

c) Pembesian Tulangan longitudinal Arah Y

Berdasarkan Tabel 5.137 dapat dilakukan perhitungan desain tulangan arah y berdasarkan momen arah x. Dengan gaya selebar 1m sebesar 1982,1 kNm dan momen 2920,5

Lebar dinding pilar, B = 3,8 m

Tebal dinding pilar, h = 1,3 m

Tinggi dinding pilar, Lc = 11 m

Lebar ekivalen dinding pilar, Be = 4,82 m

Selimut beton, Pb = 40 mm

Diameter tulangan longitudinal, D_{pokok} = 29 mm

Diameter tulangan transversal, $D_{sengkang}$ = 13 mm

Ditinjau dinding pilar selebar 1 m :

Lebar dinding pilar, b = 1000 mm

Tebal dinding pilar, h = 1300 mm

Berdasarkan momen terbesar terjadi arah x maka dipakai ekstrim I arah x.

Digunakan M_{ux}, M_u = 2920,5 kNm

Digunakan Pu selebar 1m, Pu = 1982,1 kN

Asumsi rasio tulangan yang digunakan, ρ = 1,3 %

Luas tulangan yang diperlukan, As = ρ x b x h

= 1,3% x 1000 x 1300

= 16900 mm^2

Luas tulangan pokok, Ad = 0,25 x π x D_{pokok}^2

= 0,25 x π x 29^2 = 490,87 mm^2

Jarak pusat tulangan ke tepi terluar dengan dua lapis,

Tulangan tekan = tulangan tarik ,

$A_{s\ (tekan)} = A_{s\ (tarik)}$ = ½ As

= ½ 16900 = 8450 mm^2

Jarak tulangan yang diperlukan, S = $\frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x} D^2 \text{ x B}}{\text{½ As}}$

= $\frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } 29^2 \text{ x } 1000}{8450}$

= 78,16 mm

Digunakan tulangan dua lapis dan jarak antar tulangan S sebesar 100 mm. Dengan s sebesar 100 mm digunakan jumlah tulangan 9 buah maka As terpasang tulangan tarik dan tekan diperoleh sebagai berikut.

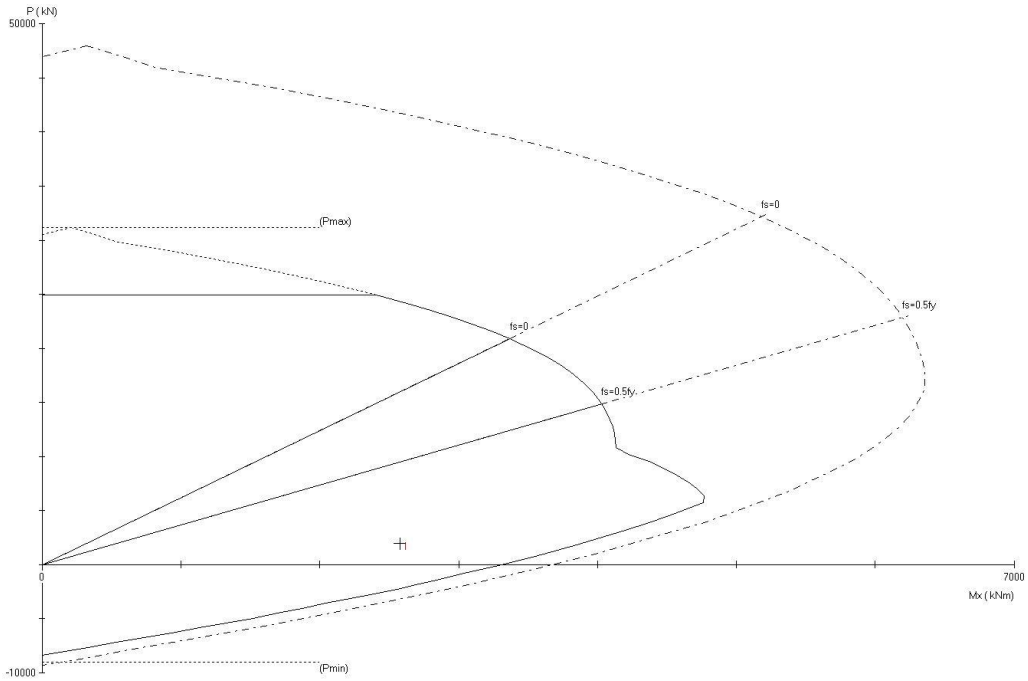
$A_{s\ terpasang}$ = 0,25 x π x25^2 x 2 x 9

= 11889,35 mm^2 = $A_{s\ (tekan)}$ = $A_{s\ (tarik)}$

Rasio tulangan yang digunakan, ρ $= \frac{\text{As}_{\text{terpasang}}}{b\ x\ h}$

$= \frac{11889{,}35}{1000\ x1300} = 0{,}91\ \%$

Total rasio tulangan, ρ_t = 0,91%+ 0,91%+ =1,83%



Gambar 5. 79 Diagram Mn-Pn Tulangan Arah Y Akibat Mux Dinding Pilar Ekstrim I Arah X

Berdasarkan momen arah x dan beban aksial yang bekerja di diagram gambar 5.X masuk kedalam kondisi tarik yang menentukan. Beban yang bekerja diplotkan ke diagram interaksi menghasilkan bahwa beban yang bekerja masih di dalam diagram maka dinding pilar dapat dikatakan aman terhadap momen arah x.

d) Pembesian Tulangan Geser Arah X

Asumsi Sengkang digunakan = 4D13

Diameter tulangan transversal, $D_{sengkang}$ = 13 mm

Diameter tulangan pokok, D_{pokok} = 29 mm

Mutu beton, Fc' = 35 MPa

Tegangan leleh baja, Fy = 420 MPa

Gaya aksial ultimit rencana, Pu = 1982,12 kN = 1982124,38 N

Momen ultimit rencana, $M_{u\ max}$ = 2920,49 kNm

= 2920492267,84 Nmm

Ditinjau dinding pilar selebar 1m:

Lebar dinding pilar, b = 1000 mm

Tebal dinding pilar, h = 1300 mm

ds = Pb + $D_{sengkang}$ + D_{pokok} + 1,5 D_{pokok}

= 40 + 13 + 29 +(1,5 x 29) = 125,5 mm

d = 1300 - 125,5 = 1174,50 mm

Luas penampang, Ag = b x h

= 1000x 1300

= 1300000 mm^2

Tinggi *breast wall*, Lc = 11000 mm

Gaya geser yang terjadi, Vu = $\frac{Mu}{L}$

= $\frac{2920492267,84}{11000}$ = 973497,42 N

Kekuatan beton menahan geser,

Vc = $\left(1+\frac{N_u}{14A_g}\right)\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)$ bw. d

= $\left(1+\frac{1982124,38}{14.1300000}\right)\left(\frac{\sqrt{35}}{6}\right)$ 1000 x 1174,50

= 1284195,91 N

Φ Vc = 0,75 x Vc

= 0,75 x 1284195,91 = 898937,13 N

Dengan ΦVc < Vu maka digunakan tulangan geser perlu.

Gaya geser sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser,

Vs = Vu/Φ- Vc

= 973497,42 /0,7- 1284195,91

= 106514,69 N

Jumlah kaki Sengkang, n = 4 kaki

Luas tulangan Sengkang, Asv = 0,25 x π x D^2 x n

= 0,25 x π x 13^2 x 4

= 530,93 mm^2

jarak tulangan minimal, S_{min1} = 0,5 x Hc = 0,5 x 1300 = 650 mm

jarak tulangan minimal, S_{min2} = 300

Tulangan geser perlu, S_{perlu} $= \left(\frac{Asv\ x\ Fy\ x\ d}{Vs}\right)$

$= \left(\frac{530{,}93\ x\ 420\ x\ 1174{,}50}{106514{,}69}\right)$

= 2458,83 mm

Maka digunakan tulangan geser 4D13- 300 untuk arah x.

2) Tinjauan *Breast wall* Arah Melintang Jembatan

a) Kontrol Stabilitas Pengaruh *Buckling* Arah Y

Berdasarkan gaya dan mimen yang terjadi bahwa terbesar di kombinasi ekstrim I arah y.

Gaya aksial ultimit *breast wall*, Pu = 9555,85 kN

Tinggi *breast wall*, Lc = 3 m

Lebar dinding pilar, B = 3,8 m

Tebal dinding pilar, h = 1,3 m

Tinggi dinding pilar, Lc = 11 m

Luas penampang dinding pilar,A_c = (B x h +π/4 x h^2)

= (3,8 x 1,3 +π/4 x $1{,}3^2$)

= 6,26 m^2

Inersia penampang *breast wall*, I_c $= \frac{1}{12}$ x Be x h^3

$= \frac{1}{12}$ x $4{,}82^3$ x 1,3

= 12,13 m^4

Jari-jari inersia penampang *breast wall*, r $= \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$

$= \sqrt{\frac{12{,}13}{6{,}26}} = 1{,}39$

Faktor panjang tekuk, K = 2,2

Angka kelangsingan, $= \frac{K\ x\ L_c}{r}$

$= \frac{2{,}2\ x\ 11}{1{,}39} = 17{,}38$

17,38 < 22 sehingga pengaruh *Buckling* dapat diabaikan

b) Kontrol Stabilitas Pengaruh P-Delta Arah Y

Berdasarkan Tabel 5.120 Rekapitulasi Kombinasi Ultimit Dinding Pilar bahwa kombinasi maksimal terjadi di kombinasi ekstrim I arah y maka dapat dijadikan sebagai kontrol pengaruh P-Delta.

Lebar dinding pilar, B = 3,8 m

Tebal dinding pilar, h = 1,3 m

Tinggi dinding pilar, Lc = 11 m

Gaya aksial ultimit *breast wall*, Pu = 1982,1 kN

Momen ultimit pier wall, Muy = 2852,4 kNm

Luas penampang dinding pilar, A_c = (B x h +π/4 x h^2)

= (3,8 x 1,3 +π/4 x $1,3^2$)

= 6,26 m^2

Lebar ekivalen dinding pilar, Be = A/h

= 6,26/1,3

= 4,82 m

Inersia penampang pier wall, I_c = $\frac{1}{12}$ x Be x h^3

= $\frac{1}{12}$ x $4,82^3$ x 1,3

= 12,13 m^4

Mutu beton, Fc' = 35 MPa

Modulus elastisitas beton, E = 4700 x √Fc'

= 27805,57 MPa

= 27805574,98 kN/m^2

Periode mode getar *breast wall* arah x, T = 0,19 detik

Periode panjang, Ts = 1,11 detik

Faktor modifikasi respon, R = 3

$1,25T_s$ = 1,389

Dengan T < $1,25T_s$ maka R_d dapat dilakukan perhitungan

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

= $\left(1 - \frac{1}{3}\right)\frac{1,389}{0,19} + \frac{1}{3}$

= 5,03

Berdasarkan SNI 1725:2016 bahwa pilar harus memenuhi persyaratan M_d < 0,25 Φ Mn. Dengan Mn adalah momen nominal hasil dari digram interaksi kolom. Berikut diagram interaksi untuk kombinasi yang terjadi.

Tabel 5. 141 Momen Nominal Dinding Pilar Arah Y

Kondisi beban	Untuk Lebar = Be		Untuk Lebar 1m		Momen nominal
	Pu	Muy	Pu	Muy	ΦMn
	kN	kNm	kN	kNm	kNm
Kuat I	10860,4	2169,6	2252,7	450,0	5313,8
Kuat II	9921,3	2169,6	2057,9	450,0	5247,2
Kuat III	6634,6	8828,3	1376,2	1831,2	5012,0
Kuat IV	6634,6	2169,6	1376,2	450,0	5012,0
Kuat V	6676,6	4072,1	1384,9	844,7	5014,8
Ekstrim Arah X : 100%X + 30%Y	9555,9	5644,2	1982,1	1170,8	5221,5
Ekstrim Arah Y : 100%Y + 30%X	9555,9	13751,6	1982,1	2852,4	5221,5

Berdasarkan tabel diatas dapat dilakukan kontrol P-delta arah y, berikut contoh perhitungannya:

Tinggi pier wall, Lc = 11 m

Lendutan, Δ_e $= \frac{\text{Mu x } Lc^2}{Ec\ x\ Ic}$

$= \frac{2852,4 \quad \text{x } 11^2}{27805574,98\ x\ 12,13}$

= 0,001 m

Perpindahan kolom terhadap dasar fondasi, Δ = Rd x Δ_e

= 5,03 x 0,001

= 0,005 m

Momen akibat pengaruh P-delta, M_d = Pu x Δ

= 1982,1 x 0,005

= 10,2 kNm

0,25 Φ Mn = 0,25 x 5221,5

= 1305,4 kNm

Berdasarkan SNI 1725:2016 bahwa pilar harus memenuhi persyaratan M_d < 0,25 Φ Mn. Dengan Mn adalah momen nominal hasil dari digram interaksi kolom

Tabel 5. 142 Rekapitulasi Kontrol P-Delta Dinding Pilar Arah Y

Kombinasi	Δ	Md = Pu * Δ	0,25 *Φ Mn	Keterangan
	m	kNm	kNm	
Kuat I	0,001	1,8	1328,4	Stabil
Kuat II	0,001	1,7	1311,8	Stabil
Kuat III	0,003	4,6	1253,0	Stabil
Kuat IV	0,001	1,1	1253,0	Stabil
Kuat V	0,002	2,1	1253,7	Stabil
Ekstrim Arah X : 100%X + 30%Y	0,002	4,2	1305,4	Stabil
Ekstrim Arah Y : 100%Y + 30%X	0,005	10,2	1305,4	Stabil

c) Pembesian Tulangan longitudinal Arah X

Berdasarkan Tabel 5.139 dapat dilakukan perhitungan desain tulangan arah y berdasarkan momen arah x.

Lebar dinding pilar, B = 3,8 m

Tebal dinding pilar, h = 1,3 m

Tinggi dinding pilar, Lc = 11 m

Lebar ekivalen dinding pilar, Be = 4,82 m

Selimut beton, Pb = 40 mm

Diameter tulangan longitudinal, D_{pokok} = 29 mm

Diameter tulangan transversal, $D_{sengkang}$ = 13 mm

Ditinjau dinding pilar selebar 1 m :

Lebar dinding pilar, b = 1000 mm

Tebal dinding pilar, h = 1300 mm

Berdasarkan momen terbesar arah y maka dipakai kombinasi ekstrim I arah y.

Digunakan M_{uy}, M_u = 2852,42 kNm

Digunakan Pu selebar 1m, Pu = 1982,12 kN

Asumsi rasio tulangan yang digunakan, ρ = 1,3 %

Luas tulangan yang diperlukan, As = ρ x b x h

= 1,3% x 1000 x 1300

= 16900 mm^2

Luas tulangan pokok, Ad = 0,25 x π x D_{pokok}^2

= 0,25 x π x 29^2 = 660,51 mm^2

Tulangan tekan = tulangan tarik ,

$A_{s\ (tekan)} = A_{s\ (tarik)}$ = ½ As

= ½ 16900 = 8450 mm^2

Jarak tulangan yang diperlukan, S = $\frac{0,25 \text{ x } \pi \text{ x} D^2 \text{ x B}}{\text{½ As}}$

= $\frac{0,25 \text{ x } \pi \text{ x } 29^2 \text{ x } 1300}{8450}$

= 101,61 mm

Digunakan tulangan dua lapis dan jarak antar tulangan S sebesar 150 mm. Dengan s sebesar 150 mm didapatkan jumlah tulangan 8 buah maka As terpasang tulangan tarik dan tekan diperoleh sebagai berikut.

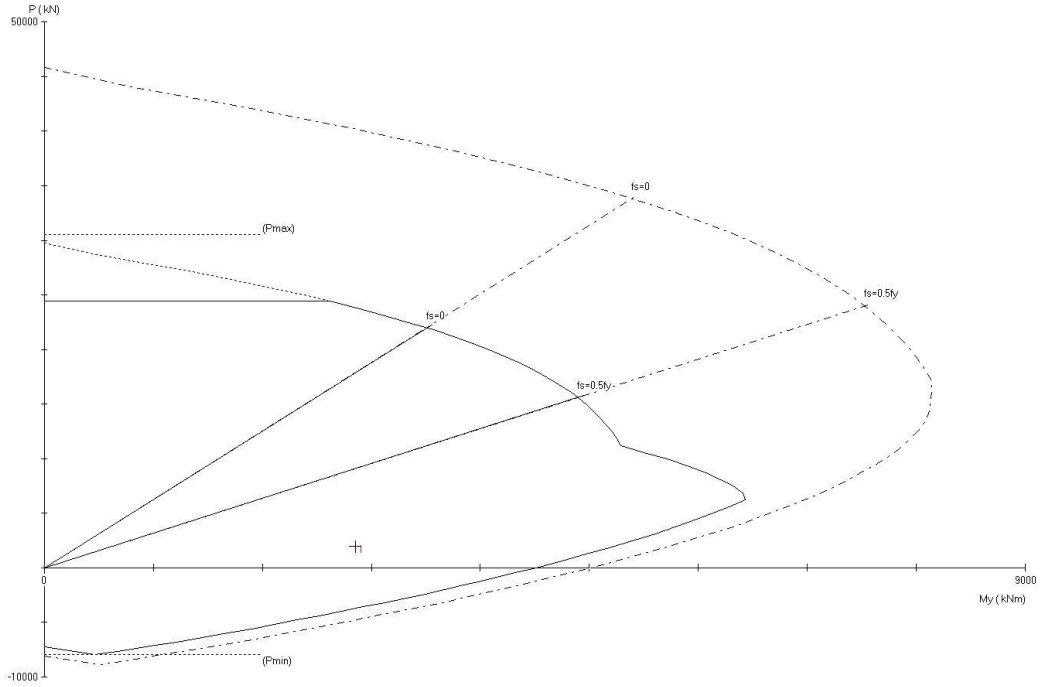
$A_{s\ terpasang}$ = 0,25 x π x29^2 x 2 x 8

= 10568,31 mm^2 = $A_{s\ (tekan)}$ = $A_{s\ (tarik)}$

Rasio tulangan yang digunakan, ρ = $\frac{As_{terpasang}}{b \ x \ h}$

= $\frac{10568,31}{1300 \ x \ 1000}$ = 0,81%

Total rasio tulangan, ρ_t = 0,81%+ 0,81% =1,63%



Gambar 5. 80 Diagram Mn-Pn Tulangan Arah X Akibat Muy Dinding Pilar Ekstrim I Arah Y

Berdasarkan momen arah y dan beban aksial yang bekerja di diagram interaksi Gmbar 5.76 masuk kedalam kondisi tarik yang menentukan. Beban yang bekerja diplotkan ke diagram interaksi menghasilkan bahwa beban yang bekerja masih di dalam diagram maka dinding pilar dapat dikatakan aman terhadap momen arah y.

d) Pembesian Tulangan Geser

Asumsi Sengkang digunakan = 4D13

Diameter tulangan transversal, $D_{sengkang}$ = 13 mm

Mutu beton, Fc' = 35 MPa

Tegangan leleh baja, Fy = 420 MPa

Gaya aksial ultimit rencana, Pu = 1982,12 kN = 1982124,38 N

Momen ultimit rencana, $M_{u\ max}$ = 2852,43 kNm

= 2852427050,24 Nmm

Ditinjau dinding pilar selebar 1m:

Lebar dinding pilar, h = 1000 mm

Tebal dinding pilar, b = 1300 mm

ds = Pb + $D_{sengkang}$ + D_{pokok} + 1,5 D_{pokok}

= 40 + 13 + 29 +(1,5 x 29) = 125,5 mm

d = 1000 - 125,5 = 874,50 mm

Luas penampang, Ag = b x h

= 1300x 1000

= 1300000 mm^2

Tinggi *breast wall*, Lc = 11000 mm

Gaya geser yang terjadi, Vu = $\frac{Mu}{L}$

= $\frac{2852427050,24}{11000}$ = 259311,55 N

Kekuatan beton menahan geser,

Vc = $\left(1+\frac{N_u}{14A_g}\right)\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)$ bw. d

= $\left(1+\frac{1982124,38}{14.1300000}\right)\left(\frac{\sqrt{35}}{6}\right)$ 1000 x 874,50

= 956176,52 N

Φ Vc = 0,7 x Vc

= 0,7 x 956176,52 = 669323,56 N

Dengan ΦVc > Vu maka digunakan tulangan geser minimum.

Jumlah kaki Sengkang, n = 4 kaki

Luas tulangan Sengkang, Asv = 0,25 x π x D^2 x n

= 0,25 x π x 13^2 x 4

= 530,93 mm^2

jarak tulangan minimal, S_{min1} = 0,5 x Hc = 0,5 x 1300 = 650 mm

jarak tulangan minimal, S_{min2} = 300

Maka digunakan tulangan geser 4D13- 300 untuk arah y.

6. Analisis Fondasi Pilar

a. Pembesian Tiang Bor

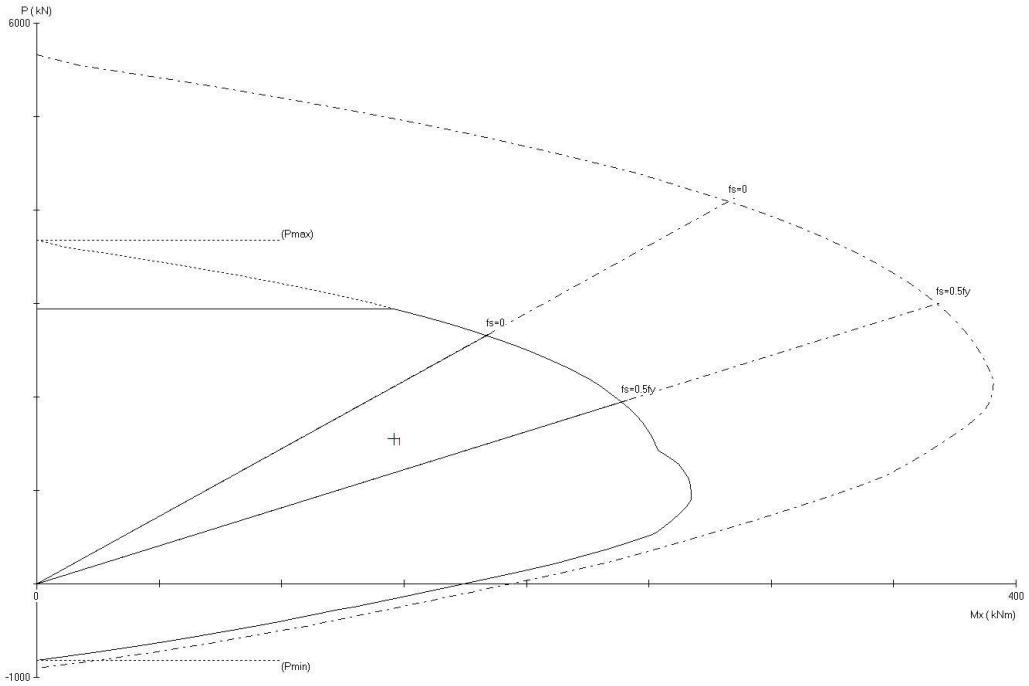
1) Tulangan Longitudinal Tekan Lentur

Gaya aksial maksimum pada tiang bor, P_{max} = 1550,9 kN

Momen maksimum pada tiang bor, M_{max} = 146,98 kNm

Diameter tiang bor, D = 600 mm

Diameter tulangan longitudinal, D_{pokok}	= 19 mm
Faktor beban ultimit, K	= 1,5
Gaya aksial ultimit, ΦPn	= K x P_{max}
	= 1,5 x 1550,9
	= 2251,28 kN
Momen ultimit, ΦMn	= K x M_{max}
	= 1,5 x 146,98
	= 220,47 kNm
Luas penampang bore pile, Ag	= 0,25 x π x D^2
	= 0,25 x π x 600^2
	= 282600 mm^2
Tebal ekivalen penampang, h	= √Ag
	= √282600
	=531,6 mm = b
Rasio tulangan yang digunakan, ρ	= 1 %
Luas tulangan yang diperlukan, As	= ρ x Ag
	= 1% x 282600
	= 2826 mm^2
Luas satu diameter tulangan, A_d	= 0,25 x π x D_{pokok}^2
	= 0,25 x π x 19^2
	= 283,52 mm^2
Jumlah tulangan yg dperlukan, n	= $\frac{As}{A_d}$
	= $\frac{2826}{283,52}$ = 10 buah



Gambar 5. 81 Analisis Diagram Interaksi Mn-Pn Tiang Bor Pilar

2) Tulangan Geser

Panjang tiang bor, L = 25000 mm

Diameter tiang bor, D = 600 mm

Tebal ekivalen penampang, h = 531,6 mm

Lebar ekivalen penampang, b = 531,6 mm

Kuat tekan beton, Fc' = 20 MPa

Tegangan leleh baja, Fy = 320 MPa

Diameter tulangan geser, $D_{sengkang}$ = 10 mm

Gaya aksial maksimum pada tiang bor, P_{max} = 2251,28 kN

Momen maksimum pada tiang bor, M_{max} = 220,46 kNm

Gaya lateral ijin satu tiang bor, h_{ijin} = 94 kN

Luas penampang bore pile, Ag = 282600 mm^2

Faktor beban ultimit, K = 1,5

Faktor reduksi kekuatan geser, Φ = 0,7

Gaya geser ultimit akibat momen, Vu_1 $= \frac{Mu}{L}$

$= \frac{220{,}46 \ \text{x}\, 10^6}{25000}$

= 8818,76 mm^2

Gaya geser akibat gaya lateral, Vu_2 = K x h_{ijin}

= 1,5 x 94 x1000

= 141000 N

Diambil gaya geser ultimit rencana maks, Vu = 141000N

jarak tulangan terhadap sisi luar beton,d' = 100 mm

Tebal efektif, d = h-d'

= 531,6 -100

= 431,6 mm

Kekuatan beton menahan geser,

$$Vc = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right)\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right) bw.\, d$$

$$= \left(1 + \frac{2251{,}28 \times 10^3}{14.282600}\right)\left(\frac{\sqrt{20}}{6}\right) 531{,}6 .431{,}6$$

=268325,62 N

Φ Vc = 0,7 x 268325,62

= 187827,93 N

Dengan Φ Vc > Vu maka tulangan geser hanya dipasang tulangan minimum.

jarak tulangan minimal, S_{min1} = 0,5 x h = 0,5 x 531,6 = 265,8 mm

jarak tulangan minimal, S_{min2} = 300

Maka digunakan tulangan geser D10- 250 .

b. Pembesian Pile Cap

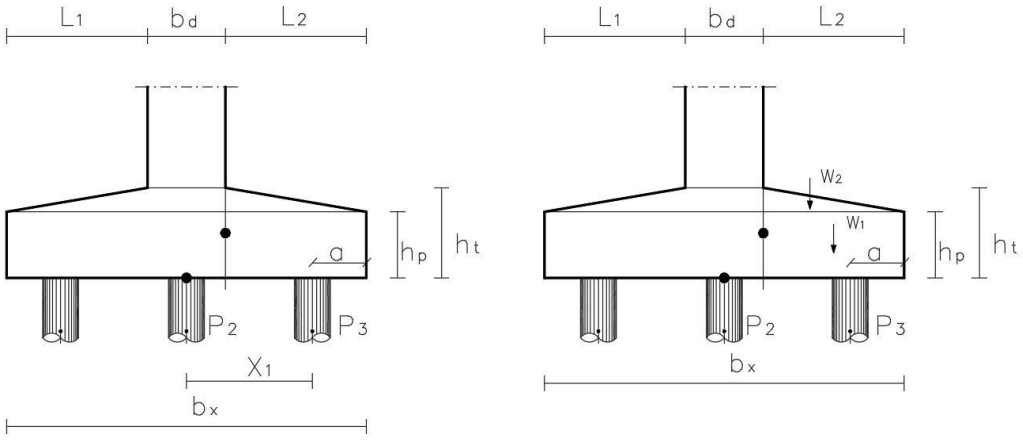
1) Tinjauan Pile Cap Arah X

a) Momen dan Gaya Kondisi Ultimit Pile Cap

Tabel 5. 143 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah X Ultimit Pile Cap Abutment

Beban	Notasi	Ekstrim 1	P	Mx	My	Hx	Hy
		Faktor	Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS steel	1,1	537,6	0	0	0	0
Mati sendiri beton	MS concrete	1,3	8214,5	0	0	0	0
Mati tambahan	MA	1,4	268,9	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban Lajur	TD	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban Rem	TB	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin Struktur	E_{WS}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	372,9
Angin kendaraan	E_{WL}	1	42,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	1	2879,2	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	0,3	0,0	0,0	3881,8	0,0	904,8
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	1	0,0	13724,2	0,0	959,7	0,0
Aliaran air	EF	1,5	0,0	268,5	105,7	89,5	23,5
Benda hanyutan	EF	1,5	0,0	0,0	3175,2	0,0	470,4
Total			11942,2	**13992,7**	7162,6	1049,2	1771,6

b) Momen dan Gaya Geser Akibat Berat Sendiri



Gambar 5. 82 Momen dan Gaya Geser Pile Cap Pilar

Pada dasarnya perhitungan momen berat sendiri pile cap diambil kantilever pile cap yang mengakibatkan abutment guling maka diambil kantilever pile cap mengarah ke dalam jembatan.

Tabel 5. 144 Momen Akibat Berat Sendiri Pile Cap Pilar Arah X

Kode	Parameter Berat Bagian Beton				Volume	Berat	Lengan	Momen
	b , m	h, m	by, m	Shape	(m3)	(kN)	Xw (m)	(kNm)
W1	2,35	1,1	10	1	25,85	646,25	1,18	759,34
W2	2,35	0,4	10	0,5	4,7	117,5	0,78	92,04
Jumlah total, ΣWs =						763,75	Ms =	851,39

Faktor beban ultimit,K = 1,3

Momen ultimit akibat berat pile cap, M_{us} = K x M_{us}

= 1,3 x 851,39

= 1106,80 kNm

Gaya geser ultimit akibat berat pile cap,W_{us} = K x Ws

= 1,3 x 763,75

= 419,9 kN

Tebal dinding pilar, B_d = 1300 mm

c) Momen dan Gaya Geser Akibat Reaksi Tiang

Berdasarkan kantilever pile cap yg arah kedalam jembatan maka dapat dilakukan perhitungan berikut:

Jarak tiang bor terhadap pusat berat pile cap, X_3 = 2,1 m

Jarak tiang bor terhadap pusat berat pile cap, X_2 = tidak ada

Jumlah tiang bor pada pile cap abutment, n = 12buah

Jumlah tiang bor arah y,n_y = 4 buah

Jumlah $\sum X^2$ = 35,28 m^2

Reaksi tiang bor terhadap momen arah x, P_i = $\frac{Pu}{n} + \left(\frac{Mux * X_i}{\sum X^2}\right)$

Berdasarkan data diatas didapat reaksi tiang terhadap beban dan momen arah x sebagai berikut

Tabel 5. 145 Reaksi Tiang Bor Pilar Terhadap Momen Arah X

No	Kombinasi Pembebanan Ultimit	Pu	Mux	P1	P2	P3
				kN	kN	kN
1	Ekstrim I : 100% X+ 30% Y	11942,2	13992,7	0,0	0,0	1828,1

Untuk momen dan gaya geser akibat reaksi tiang dapat dihitung dengan rumus berikut.

Momen ultimit Pilecap akibat reaksi tiang,

$M_{upi} = [n_y * P_i * (X_i - b_d/2)]$

Gaya geser ultmit pile cap akibat reaksi tiang, $V_{up} = [n_y * P_i)$

Tabel 5. 146 Momen Maksimal Pada Pile Cap Pilar Akibat Reaksi Tiang Bor Arah X

No. Tiang	Jarak tiang terhadap titik berat pile cap (m)	Lengan thd. Sisi luar dinding (m)	Pi	ny *Pi	M_{upi} = ny*Pi*Xp
	Xi	Xp = Xi - bd/2	kN	kN	kNm
1	0	0,00	0,0	0,00	0,00
2	0	0	0,0	0,00	0,00
3	2,1	1,45	1828,1	7312,32	10602,86
Jumlah				7312,32	10602,86

d) Momen dan Gaya Geser Ultimit Rencana Pile Cap

Lebar pile cap, By = 10 m

Momen max. pile-cap akibat reaksi tiang bor

,M_p = 10602,9 kNm

Momen ultimit rencana Pile Cap, M_{ur} = M_p- M_{us}

= 10602,9 - 1106,80

= 9496,1 kNm

Momen ultimit rencana per meter lebar, Mu = $\frac{M_{ur}}{By}$

= $\frac{9496,1}{10}$

= 949,6 kNm

Gaya geser rencana pile cap, V_{ur} = $\sum(n_y \times P_i) - W_{us}$

= 7312,32 - 992,87

= 6319,4 kN

Gaya geser ultimit rencana permeter lebar,Vu = $\frac{V_{ur}}{By}$

$= \frac{6319,4}{8}$

=585,08 kN

e) Tulangan Lentur Pile Cap Arah X

Momen rencana ultimit, Mu = 949,60 kNm

Mutu beton, fc' = 35 MPa

Mutu baja tegangan leleh, Fy = 420 MPa

Tebal pile cap, h_t = 1500 mm = h

Modulus elastisitas, E = 200000 MPa

Diameter yang digunakan, D_{pokok} = 25 mm

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, Fc' > 28 MPa maka

$\beta_1 = 0,85 - (\frac{Fc'-28}{7} x\ 0,05)$

= 0,80

Rasio tulangan balance, ρ_b $= \frac{\beta 1 \text{ x } 0.85 \text{ x fc}'}{f_y} x \frac{600}{600+f_y}$

$= \frac{0,84 \text{ x } 0.85 \text{ x } 35}{420} x \frac{600}{600+420}$

= 0,0333

Faktor tahanan momen maks,

R_{max} $= 0,75\ x\rho_b x fy\ x(1 - (0,5\ x\ 0,75x\ \rho_b x \frac{fy}{0,85\ x\ fc'})$

$= 0,75\ x0,033x420\ x(1 - (0,5\ x\ 0,75x\ 0,033x \frac{420}{0,85\ x\ 35})$

= 8,64

Faktor reduksi lentur, Φ = 0,8

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = 100 mm

Tebal efektif, d = h-d'

= 1500-100 = 1400 mm

Momen nominal rencana, Mn $= \frac{Mu}{\Phi}$

$= \frac{949,60}{0,8}$ = 1187,0 kNm

Faktor tahanan momen hitung, Rn $= \frac{Mn\ x\ 10^6}{\text{b x } d^2}$

$= \frac{1187,0\ \ x\ 10^6}{1000 \text{ x } 1000^2}$ = 0,60

Cek Rn < R_{max} sehingga memenuhi persyaratan.

Rasio tulangan minimum, ρ_{min} = 0.25% x $\frac{1,4}{fy}$

= 0.25% x $\frac{1,4}{420}$ = 0,0008

Rasio tulangan yang dibutuhkan, ρ_{perlu}

$\rho_{perlu} = \frac{0,85\ x\ fc'}{fy} x \left[1\ - \sqrt{[1 - (2 \text{ x } \frac{Rn}{0,85\ x\ fc'})]}\ \right]$

$= \frac{0,85\ x\ 30}{420} x \left[1\ - \sqrt{[1 - (2 \text{ x } \frac{0,60}{0,85\ x\ 35})]}\ \right]$

= 0,00145

Dengan $\rho_{perlu} > \rho_{min}$ maka digunakan ρ_{min} .

Luas tulangan yang diperlukan, As = ρ x b x d

= 0,00145 x 1000 x 1400

= 2039,69 mm^2

Jarak tulangan pokok yang diperlukan, S = $\frac{0,25 \text{ x } \pi \text{ x} D^2 \text{ x B}}{\text{As}}$

= $\frac{0,25 \text{ x } \pi \text{ x } 25^2 \text{ x } 1000}{2039,69}$

= 240,53 mm

Maka diambil tulangan pokok D25-200 sehingga As menjadi sebagai berikut.

f) Tulangan Geser Arah X

Gaya geser ultimit, Vu = 631944,08 N

Diameter tulangan geser, $D_{sengkang}$ = 16 mm

Faktor reduksi kekuatan geser, Φ = 0,7

Tebal efektif, d = 1400 mm

Kekuatan beton menahan geser,

Vc = $\frac{1}{6} x\ \sqrt{Fc'} x\ b\ x\ d$

= $\frac{1}{6}\ x \sqrt{35} x\ 1000\ x\ 1400$ = 1380418,6 N

Φ Vc = 0,7 x 1380418,6

= 966293,03 N

Φ Vc > Vu maka digunakan tulangan geser minimum berdasarkan RSNI -T-2004

Jumlah kaki Sengkang, n = 2 kaki

Luas tulangan geser , Av = 0,25 x π x D^2 x n

= 0,25 x π x 16^2 x 2

= 401,92 mm^2

Tulangan geser minimum, S $= \frac{Av \times 3 \times fy}{b}$

$= \frac{401{,}92 \times 3 \times 420}{1000}$

= 506,41 mm

Maka diambil tulangan geser arah x dengan jarak D16-500 mm.

g) Tulangan Susut

Untuk mempertahankan bentuk beton dari penyusutan terkait umur beton maka dipasang tulangan susut 3D16 setiap sisi samping

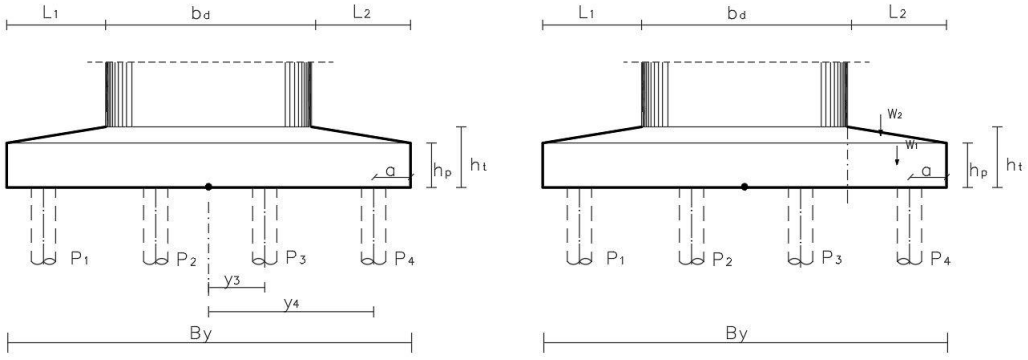
2) Tinjauan Pile Cap Arah Y

a) Momen dan Gaya Kondisi Ultimit Pile Cap

Tabel 5. 147 Rekapitulasi Kombinasi Ekstrim I Gempa Arah X Ultimit Pile Cap Abutment

Beban	Notasi	Ekstrim 1	P	Mx	My	Hx	Hy
		Faktor	Kn	kNm	kNm	Kn	Kn
Mati sendiri baja	MS steel	1,1	537,6	0	0	0	0
Mati sendiri beton	MS concrete	1,3	8214,49	0		0	0
Mati tambahan	MA	1,4	268,9	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban Lajur	TD	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Pejalan kaki	TP	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Beban Rem	TB	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gesekan perletakan	BF	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin Struktur	E_{WS}	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Angin kendaraan	E_{WL}	1	42,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa vertikal	E_{QV}	1	2879,2	0,0	0,0	0,0	0,0
Gempa lateral	E_{Qltr}	1	0,0	0,0	12939,2	0,0	904,8
Gempa longitudinal	E_{Qlgt}	0,3	0,0	4117,3	0,0	287,9	0,0
Aliaran air	EF	1,5	0,0	268,5	105,7	89,5	35,2
Benda hanyutan	EF	1,5	0,0	0,0	3175,2	0,0	705,6
Total			11942,2	**4385,7**	16220,1	377,4	1645,7

b) Momen dan Gaya Geser Akibat Berat Sendiri



Gambar 5. 83 Momen dan Gaya Geser Pile Cap Pilar Arah Y

Pada dasarnya perhitungan momen berat sendiri pile cap diambil kantilever pile cap yang mengakibatkan abutment guling maka diambil kantilever pile cap mengarah melintang jembatan.

Tabel 5. 148 Momen Akibat Berat Sendiri Pile Cap Pilar Arah Y

Kode	Parameter Berat Bagian Beton				Volume	Berat	Lengan	Momen
	b , m	h, m	bx, m	Shape	(m3)	(kN)	Yw (m)	(kNm)
W1	2,45	1,1	6	1	16,17	404,25	1,23	495,21
W2	2,45	0,4	6	0,5	2,94	73,5	0,82	60,03
Jumlah total, ΣWs =						477,75	Ms =	555,23

Faktor beban ultimit,K = 1,3

Momen ultimit akibat berat pile cap, M_{us} = K x M_{us}

= 1,3 x 555,23

= 721,80 kNm

Gaya geser ultimit akibat berat pile cap,W_{us} = K x Ws

= 1,3 x 477,75

= 621,07 kN

Tebal dinding pilar arah y, B_d = By -L_1 -L_2

= 10-2,45-2,45

= 5,1 mm

c) Momen dan Gaya Geser Akibat Reaksi Tiang

Berdasarkan kantilever pile cap yg arah kedalam jembatan maka dapat dilakukan perhitungan berikut:

Jarak tiang bor terhadap pusat berat pile cap, Y_4 = 4,05 m

Jarak tiang bor terhadap pusat berat pile cap, Y_3 = 1,35

Jarak tiang bor terhadap pusat berat pile cap, Y_2 = tidak ada

Jumlah tiang bor pada pile cap abutment, n = 12 buah

Jumlah tiang bor arah x,n_x = 3 buah

Jumlah $\sum Y^2$ = 109,35 m^2

Reaksi tiang bor terhadap momen arah x, P_i = $\frac{Pu}{n} + \left(\frac{Mux * X_i}{\sum X^2}\right)$

Berdasarkan data diatas didapat reaksi tiang terhadap beban dan momen arah ysebagai berikut

Tabel 5. 149 Reaksi Tiang Bor Pilar Terhadap Momen Arah Y

No	Kombinasi Pembebanan Ultimit	Pu	Muy	P2	P3	P4
				kN	kN	kN
1	Ekstrim I : 100% Y + 30% X	11942,2	16220,1	0,0	1195,4	1595,9

Untuk momen dan gaya geser akibat reaksi tiang dapat dihitung dengan rumus berikut.

Momen ultimit Pilecap akibat reaksi tiang,

M_{upi} = $[n_y * P_i * (X_i - b_d/2)]$

Gaya geser ultmit pile cap akibat reaksi tiang, V_{up} =$[n_y * P_i)$

Tabel 5. 150 Momen Maksimal Pada Pile Cap Pilar Akibat Reaksi Tiang Bor Arah Y

No. Tiang	Jarak tiang terhadap titik berat pile cap (m)	Lengan thd. Sisi luar dinding (m)	Pi	nx *Pi	M_{upi} = nx*Pi*Xp
	Yi	Xp = Xi - bd/2	kN	kN	kNm
1	0	0,00	0,0	0,00	0,00
2	0	0	0,0	0,00	0,00
3	1,35	-1,2	1195,4	0,00	0,00
4	4,05	1,5	1595,9	4787,78	7181,66
Jumlah				4787,78	7181,66

d) Momen dan Gaya Geser Ultimit Rencana Pile Cap

Lebar pile cap, Bx = 6 m

Momen max. pile-cap akibat reaksi tiang bor ,M_p = 7181,66 kNm

Momen ultimit rencana Pile Cap, M_{ur} = M_p- M_{us}

= 7181,66 - 721,80

= 6459,86 kNm

Momen ultimit rencana per meter lebar, Mu = $\frac{M_{ur}}{Bx}$

= $\frac{6459,86}{6}$

= 1076,64 kNm

Gaya geser rencana pile cap, V_{ur} = $\sum(n_y \times P_i) - W_{us}$

= 4787,78 - 621,07

= 3705,42 kN

Gaya geser ultimit rencana permeter lebar,Vu = $\frac{V_{ur}}{Bx}$

= $\frac{3705,42}{6}$

=694,45 kN

e) Tulangan Lentur Pile Cap Arah Y

Momen rencana ultimit, Mu = 1076,64 kNm

Mutu beton, fc' = 35 MPa

Mutu baja tegangan leleh, Fy = 420 MPa

Tebal pile cap, h_t = 1500 mm = h

Modulus elastisitas, E = 200000 MPa

Diameter yang digunakan, D_{pokok} = 25 mm

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, Fc' > 28 MPa maka

$\beta_1 = 0{,}85 - (\frac{Fc'-28}{7} x\ 0{,}05)$

= 0,80

Rasio tulangan balance, ρ_b $= \frac{\beta 1 \text{ x } 0.85 \text{ x fc}'}{f_y} x \frac{600}{600+f_y}$

$= \frac{0{,}84 \text{ x } 0.85 \text{ x } 35}{420} x \frac{600}{600+420}$

= 0,0333

Faktor tahanan momen maks,

R_{max} $= 0{,}75\ x\rho_b x fy\ x(1 - (0{,}5\ x\ 0{,}75x\ \rho_b x \frac{fy}{0{,}85\ x\ fc'})$

$= 0{,}75\ x0{,}033x420\ x(1 - (0{,}5\ x\ 0{,}75x\ 0{,}033x \frac{420}{0{,}85\ x\ 35})$

= 8,64

Faktor reduksi lentur, Φ = 0,8

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = 100 mm

Tebal efektif, d = h-d'

= 1500-100 = 1400 mm

Momen nominal rencana, Mn $= \frac{Mu}{\Phi}$

$= \frac{1076{,}64}{0{,}8}$ = 1345,80 kNm

Faktor tahanan momen hitung, Rn $= \frac{Mn\ x\ 10^6}{\text{b x } d^2}$

$= \frac{1345{,}80\ \ x\ 10^6}{1000 \text{ x } 1000^2}$ = 0,68

Cek Rn < R_{max} sehingga memenuhi persyaratan.

Rasio tulangan minimum, ρ_{min} = 0.25% x $\frac{1{,}4}{\text{fy}}$

= 0.25% x $\frac{1{,}4}{420}$ = 0,0008

Rasio tulangan yang dibutuhkan, ρ_{perlu}

$\rho_{perlu} = \frac{0{,}85\ x\ fc'}{fy} x \left[1 - \sqrt{[1 - (2 \text{ x } \frac{Rn}{0{,}85\ x\ fc'})]}\right]$

$= \frac{0{,}85\ x\ 35}{420} x \left[1 - \sqrt{[1 - (2 \text{ x } \frac{0{,}68}{0{,}85\ x\ 35})]}\right]$

$= 0{,}0016$

Dengan $\rho_{perlu} > \rho_{min}$ maka digunakan ρ_{min} .

Luas tulangan yang diperlukan, As = ρ x b x d

= 0,0016 x 1000 x 1400

= 2315,82 mm^2

Jarak tulangan pokok yang diperlukan, S $= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } D^2 \text{ x B}}{\text{As}}$

$= \frac{0{,}25 \text{ x } \pi \text{ x } 25^2 \text{ x } 1000}{2065{,}13}$

= 211,85 mm

Maka diambil tulangan pokok D25-200 sehingga As menjadi sebagai berikut.

f) Tulangan Geser Arah Y

Gaya geser ultimit, Vu = 694450,09 N

Diameter tulangan geser, $D_{sengkang}$ = 16 mm

Faktor reduksi kekuatan geser, Φ = 0,7

Tebal efektif, d = 1400 mm

Kekuatan beton menahan geser,

$Vc = \frac{1}{6} x\ \sqrt{Fc'}\ x\ b\ x\ d$

$= \frac{1}{6}\ x\ \sqrt{35} x\ 1000\ x\ 1400$ = 1380418,6 N

Φ Vc = 0,7 x 1380418,6

= 966293,03 N

Φ Vc > Vu maka digunakan tulangan geser minimum berdasarkan RSNI -T-2004

Jumlah kaki Sengkang, n = 2 kaki

Luas tulangan geser , Av = 0,25 x π x D^2 x n

= 0,25 x π x 16^2 x 2

= 401,92 mm^2

Tulangan geser minimum, S $= \frac{\text{Av x 3 x fy}}{\text{b}}$

$= \frac{401{,}92 \text{ x 3 x} 420}{1000}$

= 506,41 mm

Maka diambil tulangan geser arah x dengan jarak D16-500 mm.

3) Kontrol Terhadap Geser Pons

Kuat geser pons yang disyaratkan,fv = 0,3 x √Fc'

= 0,3 x √35 = 1,77 MPa

Faktor reduksi kekuatan geser, Φ = 0,7

Jarak antara tiang bor arah x, X = 2,1 m

Jarak antar tiang bor arah y, Y = 2,7 m

Jarak tiang bor, a = 0,95 m

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = 100 mm

r_1 = X/2 = 1,05

r_2 = Y/2 = 1,35

Maka diambil r min sebesar 1,05 m.

hp = 1,1 m

Tebal pile cap, h_t = 1,5 m

Panjang sisi luar *breast wall* ke luar pile cap, L_1 = 1,25 m

Tebal bidang kritis geser pons, h $= \text{hp} + \frac{r+a}{L_1}\, x(\text{ht} - \text{hp})$

$= 1{,}1 + \frac{1{,}05+0{,}95}{1{,}7}\, x(1{,}5 - 1{,}1)$

= 1,44 m = 1440,42 mm

Tebal efektif bidang kritis geser pons, d = h-d'

= 1440,42 -100

= 1340,42 mm

Panjang total bidang kritis, Lv $= 2 \text{ x } (r + a) \text{ x } \frac{\pi}{2} x\, r$

$= 2 \text{ x } (1{,}05 + 0{,}95) \text{ x } \frac{\pi}{2} x\, 1{,}05$

= 5648,5 mm

Luas bidang kritis geser pons, Av = Lv x h

=5648,5 x 1073,52

= 8136243,61 mm^2

Gaya geser pons nominal, Pn = Av x Fv

= 8136243,61 x 1,77

= 14440399,91 N

Kapasitas geser pons, Φ Pn = $\frac{\text{Pn x X}}{1000}$

= $\frac{14440399,91 \quad \text{x } 2,1}{1000}$ = 30324,83 kN

Reaksi ultimit satu tiang bor, P_{umax} = 1828,1 kN

P_{umax} < Φ Pn , maka pile cap aman terhadap bidang geser.

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Hasil perancangan struktur atas dan bahwah jembatan berdasarkan SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016 adalah sebagai berikut.

1. Struktur atas yang telah didesain didapatkan hasil sebagai berikut:
   a. Tebal slab jembatan 0,2 m. Dengan momen positif digunakan tulangan pokok D16-100 dan tulangan bagi D13-130. Sedangkan momen negatif atau tulangan atas digunakan tulangan pokok D16-150 dan tulangan bagi D13-150.
   b. Trotoar mempunyai tebal 0,3 m. Dengan tulangan pokok digunakan D13-150 mm dan tulangan bagi D10-150 mm
   c. Gelagar digunakan material baja profil IWF 900.300.16.28 . Jumlah baut yang diperoleh pada badan gelagar sebanyak 36 buah dengan diameter 25,4 mm dan jumlah baut pada sayap gelagar sejumlah 40 buah dengan diameter 25,4 mm. Untuk jenis baut digunakan baut mutu tinggi tipe A-325.
   d. Penghubung geser antara gelagar dengan slab jembatan digunakan 2D10-150 untuk ¼ dari panjang jembatan dan untuk ¼ L sampai tengah bentang digunakan 2D10-350.
   e. Diafragma digunakan material baja profil IWF 450.200.9.14. . Jumlah baut yang diperoleh pada badan diafragma sebanyak 12 buah dengan diameter 25,4 mm dan jumlah baut pada sayap gelagar sejumlah 8 buah dengan diameter 25,4 mm. Untuk jenis baut digunakan baut mutu tinggi tipe A-325.
2. Struktur bawah yang telah didesain diperoleh hasil sebagai berikut:
   a. Abutment
      1) *Breast wall* mempunyai tebal 0,8 m dan lebar 8 . Untuk tinjauan momen akibat arah x digunakan tulangan longitudinal D25-200 dengan dua lapis tulangan dan tulangan geser digunakan 4D13-300. Sedangkan untuk

tinjauan momen akibat arah y digunakan tulangan longitudinal D25-150 dengan dua lapis tulangan dan tulangan geser digunakan 4D13-300.

2) *Back wall* mempunyai dua bagian ,yaitu *back wall* atas dan bawah dengan tulangan sebagai berikut:
   a) *Back wall* bawah dengan tebal 0,55 m dengan tulangan pokok D16-300 dan tulangan bagi digunakan D13-300. Namun untuk tulangan geser tidak diperlukan.
   b) *Back wall* atas dengan tebal 0,35 m dengan tulangan pokok D16-300 dan tulangan bagi digunakan D13-300. Namun untuk tulangan geser tidak diperlukan.
3) Corbel memiliki dimensi tebal 1,1 m dengan tulangan pokok D16-150 , tulangan bagi D13-150, dan tulangan geser yang digunakan dengan jarak 2D16-150 mm
4) *Wing wall* dengan dimensi tebal 0,55 m untuk tinjauan vertikal digunakan tulangan pokok D29-100 dan tulangan bagi D16-100 .Sedangkan untuk tinjauan horizontal digunakan tulangan pokok D16-100 dan tulangan bagi D13-250. Untuk tulangan geser arah x digunakan 400 mm dan arah y 300 mm
5) Pile cap memiliki dimensi 8 x 6,4 m dengan jumlah tiang bor 9, digunakan tulangan pokok D25-150 , tulangan bagi D16-100 dan tulangan geser arah x dengan jarak D16-350 mm dan arah y D16-500.
6) Tiang bor memiliki dimensi 0,8 m dengan rasio tulangan 1% digunakan 18D19 dan tulangan geser spiral 2D10-300

b. Pilar
   1) Kepala Pilar (*Pier head*) mempunyai tebal 1,6 m dan tinggi 1,8 m digunakan tulangan pokok 17D13 dan tulangan geser arah x dengan jarak D13-150 mm dan arah y D16-600.
   2) Dinding pilar mempunyai tebal 1,3 m dan lebar 3,8 . Untuk tinjauan momen akibat arah x digunakan tulangan longitudinal D29-100 dengan dua lapis tulangan dan tulangan geser digunakan 4D13-300. Sedangkan untuk tinjauan momen akibat arah y digunakan tulangan longitudinal

D29-150 dengan dua lapis tulangan dan tulangan geser digunakan 4D13-300.

3) Pile cap memiliki dimensi 10 x 6 m dengan jumlah tiang bor 12, digunakan tulangan pokok arah x D25-200 dan tulangan arah y D25-200. Sedangkan untuk tulangan geser arah x dengan jarak D16-500 mm dan arah y D16-500.
4) Tiang Bor memiliki dimensi 0,6 m dengan rasio tulangan 1% digunakan 18D19 dan tulangan geser spiral D10-250

6.2 Saran

Adapun beberapa saran yang disampaikan oleh penulis sebagai acuan dalam penelitian yang akan datang serta melengkapi kekurangn yang terdapat pada penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Perlu dilakukan analisis terhadap pelaksanaan konstruksi (*Pra Composite*) sehingga pengaruh beban pelaksanaan dapat diketahui.
2. Perlu memasukkan perhitungan gempa dengan mempertimbangan lokasi sesar.

DAFTAR PUSTAKA

Afriyandi H. 2016. *Perencanaan Jembatan Komposit Metode Lrfd*. Tugas Akhir. Medan: S1 Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara.

Manik A. 2019. *Perancangan Ulang Jembatan Landak II Pontianak Dengan Sistem Pelengkung Baja Berdasarkan Sni 1725:2016 Dan Sni 2833:2016*. Tugas Akhir. Yogyakarta: S1 Teknik Sipil dan Lingkungan Universitas Gadjah Mada.

Prasetya D. 2016. *Perencanaan Struktur Atas Jembatan Gelagar Komposit Baja Beton*. Tugas Akhir. Yogyakarta: S1 Teknik Sipil dan Lingkungan Universitas Gadjah Mada.

Rancangan Standarisasi Nasional. 2005. *Perencanaan Stuktur Baja Untuk Jembatan (RSNI-03-2005)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional

Rancangan Standarisasi Nasional. 2005. *Perencanaan Stuktur Beton Untuk Jembatan (RSNI T-12-2004)*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional

Standar Nasional Indonesi. 2016. *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 2833:20016)* Jakarta: Badan Standarisasi Nasional

Standar Nasional Indonesi. 2016. Pembebanan Untuk Jembatan (SNI 1725:20016) .Jakarta:Badan Standarisasi Nasional

Setiawan A. 2008. Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LFRD (Berdasarkan SNI 03-1729-2002). Jakarta: Erlangga

Wafi H. 2018. *Desain Jembatan Menggunakan Beton Prategang Bentuk Box Girder Tipe Single Twin Cellular Berdasarkan Pembebanan Jembatan Sni 1726 : 2016*. Tugas Akhir. Yogyakarta: S1 Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia.

LAMPIRAN

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL & PERENCANAAN

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

Yogyakarta, 05 Juni 2020

Nomor : 78 /Ka.Prodi.TS/TA/06/2020
Lampiran :
Hal **: Permohonan Izin Penelitian TA & Pengambilan Data untuk TA.**

Kepada Yth:
Kepala Pelaksana Badan Penanggulangan Bencana Daerah Kabupaten Bantul
Jalan KH. Wachid Hasyim, Sumuran, Palbapang, Bantul, D.I. Yogyakarta

Assalamu'alaikum Wr.Wb.

Dalam rangka mempersiapkan mahasiswa untuk menempuh ujian Tugas Akhir/Skripsi maka setiap mahasiswa diwajibkan untuk menyusun Tugas Akhir/skripsi. Sehubungan dengan hal tersebut diatas maka diperlukan data-data, baik dari instansi Pemerintah BUMN, ataupun dari perusahaan swasta/Proyek.

Berdasarkan alasan-alasan tersebut diatas, maka dengan ini kami mohon bantuannya untuk dapat memberikan izin Penelitian & Pengambilan Data terkait *Detail Engineering Design*, Data Topografi, Data mutu bahan dan Data tanah Jembatan Kiringan untuk keperluan penyusunan Tugas Akhir bagi mahasiswa Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.Dengan rencana judul penelitian "Perancangan Ulang Jembatan Kiringan Dengan Gelagar Baja Berdasarkan Sni 1725-2016 dan Sni 2833-2016" . Adapun nama mahasiswa tersebut adalah :

Nama : MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT
No. Mhs :16511017
Prodi : Teknik Sipil

Demikian Permohonan ini kami sampaikan, atas bantuannya dan kerjasamanya kami ucapkan banyak terima kasih.

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Yogyakarta, 05 Juni 2020
Ketua Prodi Teknik Sipil

Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, MT

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
YOGYAKARTA

Gedung KH. Moh. Natsir Lt.1 Sayap Timur
Jl. Kaliurang Km 14,5 Yogyakarta
T. (0274)898444ext. 3235
F. (0274) 895330

BORING LOG

PROJECT : Jembatan Kiringan LOCATION : Kab. Bantul Prov. D.I.Yogyakarta BOR NO. : BM.1	START : 12 Maret 2020 FINISHED : 15 Maret 2020 TESTED BY : ANDI JULIANT CHECKED BY : ANDI JULIANT	BOR No.	BM.1
		End of Boring (m)	G.W.L (m)
		10,00	N/A

Depth (m)	DESCRIPTION	Date	PCR	G.W.L	Profil	Sampl.	N-SPT 1	2	3	N	N - SPT Chart
0,00											0 10 20 30 40 50 60
1,00	PASIR HALUS BERLANAU, AGAK LUNAK KE LUNAK, HITAM KE ABU-ABUAN										
2,00											
3,00							3	11	15	26	
4,00											
5,00	PASIR HALUS BERLANAU TERDAPAT BOULDER/CORAL, PADAT DAN KERAS, HITAM						22	26	30	56	
6,00						UDS					
7,00										>	
8,00							23	29	35	60	
9,00											
10,00	(AKHIR PENGEBORAN)									>	
11,00							27	33	39	60	
12,00						UDS					
13,00											
14,00											
15,00											
16,00											
17,00											
18,00											
19,00											
20,00											
21,00											
22,00											
23,00											
24,00											
25,00											
26,00											
27,00											
28,00											
29,00											
30,00											

Note : 1. Undisturbed Sample (UDS) UDS

2. Disturbed Sample (DS)

3. SPT Test

Scanned with CamScanner

BORING LOG

PROJECT : Jembatan Kiringan LOCATION : Kab. Bantul Prov. Yogyakarta BOR NO. : BM.2	START : 16 Maret 2020 FINISHED : 17 Maret 2020 TESTED BY : ANDI JULIANT CHECKED BY : ANDI JULIANT	BOR No.	BM.2
		End of Boring (m)	G.W.L (m)
		25,00	12,00

Depth (m)	DESCRIPTION	Date	PCR	G.W.L	Profil	Sampl.	N-SPT 1	2	3	N
0,00										
1,00	PASIR HALUS BERLANAU, SANGAT LUNAK, ABU-ABU KECOKLATAN									
2,00							1	1	2	3
3,00										
4,00										
5,00						UDS	1	1	3	4
6,00	PASIR BERLEMPUNG BERLANAU TERDAPAT SEDIKIT BOULDER, LUNAK KE AGAK LUNAK, ABU-ABU KEHITAMAN									
7,00							2	2	4	6
8,00										
9,00										
10,00						UDS	2	3	5	8
11,00										
12,00							3	9	11	20
13,00										
14,00										
15,00						UDS	8	11	13	24
16,00										
17,00	PASIR BERLANAU TERDAPAT BOULDER/CORAL, AGAK LUNAK KE KERAS DAN PADAT, ABU-ABU KEHITAMAN						11	13	16	29
18,00										
19,00										
20,00						UDS	12	15	17	32
21,00										
22,00							12	16	19	35
23,00										
24,00										
25,00	(AKHIR PENGEBORAN)					UDS	14	17	23	40
26,00										
27,00										
28,00										
29,00										
30,00										

N - SPT Chart

0 10 20 30 40 50 60

Note : 1. Undisturbed Sample (UDS) UDS

2. Disturbed Sample (DS)

3. SPT Test

Scanned with CamScanner

BORING LOG

PROJECT : Jembatan Kiringan LOCATION : Kab. Bantul Prov. Yogyakarta BOR NO. : BM.3	START : 10 Maret 2020 FINISHED : 13 Maret 2020 TESTED BY : ANDI JULIANT CHECKED BY : ANDI JULIANT	BOR No.	BM.3
		End of Boring (m)	G.W.L (m)
		22,00	4,00

Depth (m)	DESCRIPTION	Date	PCR	G.W.L	Profil	Sampl.	N-SPT 1	2	3	N	N - SPT Chart
0,00											0 10 20 30 40 50 60
1,00											
2,00	PADAS LEMPUNG BERLANAU, AGAK LUNAK KE LUNAK, COKLAT KEABU-ABUAN						2	4	6	10	
3,00											
4,00											
5,00						UDS	3	7	8	15	
6,00											
7,00	PASIR LEMPUNG BERLANAU, LUNAK KE AGAK KERAS, ABU-ABU KEHITAMAN						2	4	7	11	
8,00											
9,00											
10,00						UDS	5	7	10	17	
11,00											
12,00	PADAS LEMPUNG TERDAPAT BANYAK BOULDER, AGAK KERAS, COKLAT KEABU-ABUAN						6	9	15	24	
13,00											
14,00											
15,00						UDS	9	15	17	32	
16,00											
17,00	PASIR HALUS HINGGA KASAR TERDAPAT BOULDER, KERAS KE SANGAT KERAS/PADAT, HITAM						13	17	23	40	
18,00											
19,00											
20,00						UDS	21	26	30	56	
21,00											
22,00	(AKHIR PENGEBORAN)						23	27	33	60	
23,00											
24,00											
25,00											
26,00											
27,00											
28,00											
29,00											
30,00											

Note : 1. Undisturbed Sample (UDS) UDS

2. Disturbed Sample (DS)

3. SPT Test

Scanned with CamScanner

Pekerjaan / Proyek : **Rencana Jembatan Kiringan**

Lokasi : **Kab. Bantul**

Sample : **BM. 2**

Kedalaman : **10,00 m**

Tanggal : **Maret 2020**

Dikerjakan : **Syaifuddin Zuhry, ST**

PREDIKSI PHYSICAL PROPERTIES

Keterangan sample	m	***10,00 m***	
Spesific Grafity		2,569	
Kode cawan		AA	B1
Berat Cawan + Tanah Basah	gram	92,500	92,000
Berat Cawan + Tanah Kering	gram	70,400	72,450
Berat Cawan	gram	4,020	3,930
Berat Air	gram	22,100	19,550
Berat Tanah Kering	gram	66,380	68,520
Kadar Air	%	33,293	28,532
Average W		30,912	
Berat tanah basah + alat	gram	507,500	
Berat alat	gram	193,500	
Berat tanah basah	gram	314,000	
Volume alat	cm^3	161,682	
Berat Volume Basah	gr/cm^3	1,942	
Berat Volume Kering	gr/cm^3	1,483	
Void Ratio		0,732	
Porosity		0,423	

Scanned with CamScanner

Pekerjaan / Proyek	:	**Rencana Pembangunan Jembatan Kiringan**
Lokasi	:	**Kab. Bantul**
Sample	:	**BM. 2**
Kedalaman	:	**15,00 m**
Tanggal	:	**Maret 2020**
Dikerjakan	:	**Syaifuddin Zuhry, ST**

PREDIKSI PHYSICAL PROPERTIES

Keterangan sample	m	***15,00 m***	
Spesific Grafity		2,526	
Kode cawan		11	16
Berat Cawan + Tanah Basah	gram	92,400	92,200
Berat Cawan + Tanah Kering	gram	69,120	68,700
Berat Cawan	gram	3,980	3,850
Berat Air	gram	23,280	23,500
Berat Tanah Kering	gram	65,140	64,850
Kadar Air	%	35,738	36,237
Average W		35,988	
Berat tanah basah + alat	gram	509,200	
Berat alat	gram	192,500	
Berat tanah basah	gram	316,700	
Volume alat	cm^3	161,682	
Berat Volume Basah	gr/cm^3	1,959	
Berat Volume Kering	gr/cm^3	1,440	
Void Ratio		0,754	
Porosity		0,430	

Scanned with CamScanner

Pekerjaan / Proyek	:	**Rencana Pembangunan Jembatan Kiringan**
Lokasi	:	**Kab. Bantul**
Sample	:	**BM. 2**
Kedalaman	:	**20,00 m**
Tanggal	:	**Maret 2020**
Dikerjakan	:	**Syaifuddin Zuhry, ST**

PREDIKSI PHYSICAL PROPERTIES

Keterangan sample	m	***20,00 m***	
Spesific Grafity		2,545	
Kode cawan		A	B
Berat Cawan + Tanah Basah	gram	96,200	95,600
Berat Cawan + Tanah Kering	gram	72,900	73,700
Berat Cawan	gram	3,880	4,030
Berat Air	gram	23,300	21,900
Berat Tanah Kering	gram	69,020	69,670
Kadar Air	%	33,758	31,434
Average W		32,596	
Berat tanah basah + alat	gram	507,500	
Berat alat	gram	193,500	
Berat tanah basah	gram	314,000	
Volume alat	cm^3	161,682	
Berat Volume Basah	gr/cm^3	1,942	
Berat Volume Kering	gr/cm^3	1,465	
Void Ratio		0,738	
Porosity		0,424	

Scanned with CamScanner

Pekerjaan / Proyek	:	**Rencana Pembangunan Jembatan Kiringan**
Lokasi	:	**Kab. Bantul**
Sample	:	**BM. 2**
Kedalaman	:	**25,00 m**
Tanggal	:	**Maret 2020**
Dikerjakan	:	**Syaifuddin Zuhry, ST**

PREDIKSI PHYSICAL PROPERTIES

Keterangan sample	m	***25,00 m***	
Spesific Grafity		2,580	
Kode cawan		2A	2C
Berat Cawan + Tanah Basah	gram	98,700	98,300
Berat Cawan + Tanah Kering	gram	73,700	76,400
Berat Cawan	gram	3,900	4,230
Berat Air	gram	25,000	21,900
Berat Tanah Kering	gram	69,800	72,170
Kadar Air	%	35,817	30,345
Average W		33,081	
Berat tanah basah + alat	gram	501,900	
Berat alat	gram	192,500	
Berat tanah basah	gram	309,400	
Volume alat	cm^3	161,682	
Berat Volume Basah	gr/cm^3	1,914	
Berat Volume Kering	gr/cm^3	1,438	
Void Ratio		0,794	
Porosity		0,443	

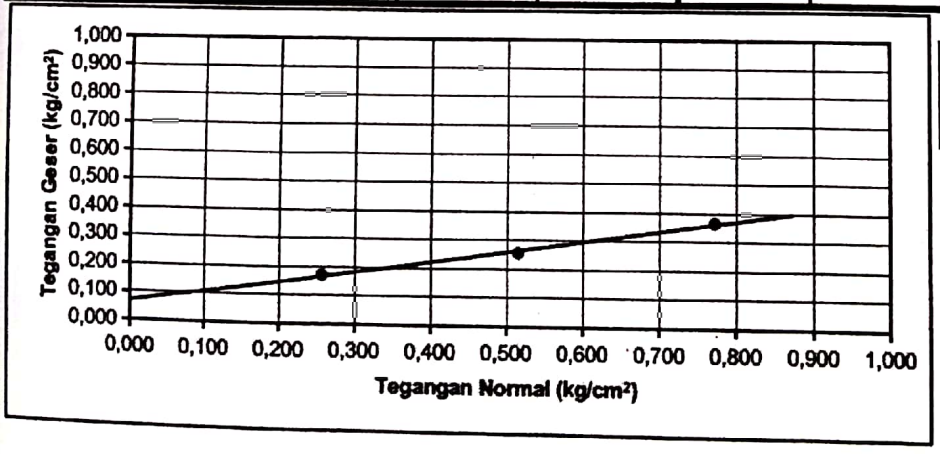
Scanned with CamScanner

Pekerjaan	:	**Rencana Jembatan Kiringan**
Lokasi	:	**Kab. Bantul**
Tanggal	:	**Maret 2020**
Dikerjakan	:	**Syaifuddin Zuhry, ST**

PREDIKSI DIRECT SHEAR

Sampel	:	**BM. 2**	
Kedalaman	:	**5,00**	**m**
Diameter	:	6,29	cm
Tinggi	:	2	cm
Luas Permukaan	:	31,06	cm^2
Kalibrasi Proving Ring	:	0,375	kg/div
Jenis Sampel	:	Pasir	

No. Test		Test. 1			Test. 2			Test. 3		
Gaya Normal		P1 =	8	kg	P2 =	16	kg	P3 =	24	kg
Tegangan Normal		σ1 =	0,2576	kg/cm^2	σ2 =	0,5151	kg/cm^2	σ3 =	0,7727	kg/cm^2
Time	Pergeseran	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser
menit	mm	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2
0,00		0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
0,25		1,50	0,563	0,018	1,00	0,375	0,012	1,00	0,375	0,012
0,50		3,00	1,125	0,036	2,00	0,750	0,024	2,00	0,750	0,024
0,75		6,00	2,250	0,072	4,00	1,500	0,048	3,00	1,125	0,036
1,00		8,00	3,000	0,097	5,00	1,875	0,060	4,00	1,500	0,048
1,25		10,00	3,750	0,121	7,00	2,625	0,085	5,00	1,875	0,060
1,50		13,50	5,063	0,163	9,00	3,375	0,109	11,00	4,125	0,133
1,75		15,00	5,625	0,181	14,00	5,250	0,169	20,00	7,500	0,241
2,00		14,00	5,250	0,169	23,00	8,625	0,278	27,00	10,125	0,326
2,50					21,00	7,875	0,254	32,00	12,000	0,386
3,00								30,00	11,250	0,362
3,50										
4,00										
4,50										
5,00										
5,50										



No. Test	Test.1	Test.2	Test.3
T. Normal	0,2576	0,5151	0,7727
T.Geser	0,169	0,254	0,362

Slope = 0,375
c = 0,068 kg/cm^2
θ = 20,55 °

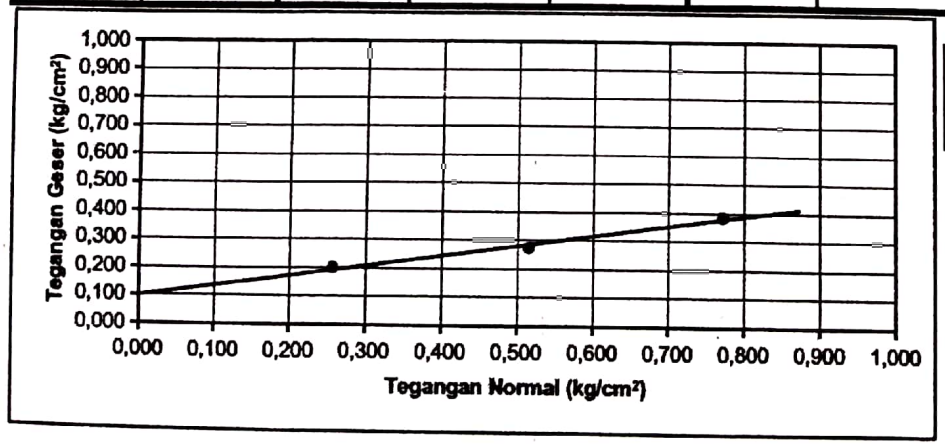
Scanned with CamScanner

Pekerjaan	:	**Rencana Jembatan Kiringan**
Lokasi	:	**Kab. Bantul**
Tanggal	:	**Maret 2020**
Dikerjakan	:	**Syaifuddin Zuhry, ST**

PENGUJIAN DIRECT SHEAR

Sampel	:	**BM. 2**	
Kedalaman	:	**10,00**	**m**
Diameter	:	6,29	cm
Tinggi	:	2	cm
Luas Permukaan	:	31,06	cm^2
Kalibrasi Proving Ring	:	0,375	kg/div
Jenis Sampel	:	Pasir	

No. Test		Test. 1			Test. 2			Test. 3		
Gaya Normal		P1 =	8	kg	P2 =	16	kg	P3 =	24	kg
Tegangan Normal		σ1 =	0,2576	kg/cm^2	σ2 =	0,5151	kg/cm^2	σ3 =	0,7727	kg/cm^2
Time	Pergeseran	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser
menit	mm	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2
0,00		0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
0,25		1,50	0,563	0,018	1,50	0,563	0,018	1,50	0,563	0,018
0,50		2,00	0,750	0,024	3,00	1,125	0,036	2,00	0,750	0,024
0,75		4,50	1,688	0,054	5,00	1,875	0,060	6,00	2,250	0,072
1,00		7,00	2,625	0,085	8,00	3,000	0,097	8,00	3,000	0,097
1,25		8,00	3,000	0,097	10,00	3,750	0,121	10,00	3,750	0,121
1,50		10,00	3,750	0,121	15,00	5,625	0,181	15,00	5,625	0,181
1,75		15,50	5,813	0,187	20,00	7,500	0,241	20,00	7,500	0,241
2,00		16,30	6,113	0,197	30,00	11,250	0,362	30,00	11,250	0,362
2,50					22,40	8,400	0,270	40,00	15,000	0,483
3,00								31,60	11,850	0,382
3,50										
4,00										
4,50										
5,00										
5,50										



No. Test	Test.1	Test.2	Test.3
T. Normal	0,2576	0,5151	0,7727
T.Geser	0,197	0,270	0,382

Slope = 0,359
c = 0,098 kg/cm^2
θ = 19,72 °

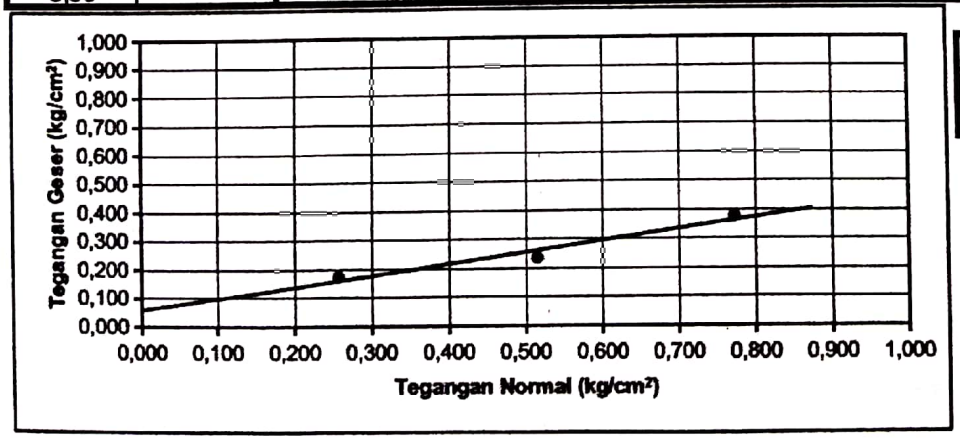
Scanned with CamScanner

Pekerjaan	:	**Rencana Pembangunan Jembatan Kiringan**
Lokasi	:	**Kab. Bantul**
Tanggal	:	**Maret 2020**
Dikerjakan	:	**Syaifuddin Zuhry, ST**

PREDIKSI DIRECT SHEAR

Sampel	:	**BM. 2**	
Kedalaman	:	**15,00**	**m**
Diameter	:	6,29	cm
Tinggi	:	2	cm
Luas Permukaan	:	31,06	cm^2
Kalibrasi Proving Ring	:	0,375	kg/div
Jenis Sampel	:	Pasir	

No. Test		Test. 1			Test. 2			Test. 3		
Gaya Normal		P1 =	8	kg	P2 =	16	kg	P3 =	24	kg
Tegangan Normal		σ1 =	0,2576	kg/cm^2	σ2 =	0,5151	kg/cm^2	σ3 =	0,7727	kg/cm^2
Time	Pergeseran	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser
menit	mm	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2
0,00		0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
0,25		4,00	1,500	0,048	4,00	1,500	0,048	4,50	1,688	0,054
0,50		7,00	2,625	0,085	7,00	2,625	0,085	9,00	3,375	0,109
0,75		10,50	3,938	0,127	10,50	3,938	0,127	11,00	4,125	0,133
1,00		12,00	4,500	0,145	12,00	4,500	0,145	13,00	4,875	0,157
1,25		15,00	5,625	0,181	15,00	5,625	0,181	15,00	5,625	0,181
1,50		14,20	5,325	0,171	21,00	7,875	0,254	20,00	7,500	0,241
1,75					19,30	7,238	0,233	33,00	12,375	0,398
2,00								31,00	11,625	0,374
2,50										
3,00										
3,50										
4,00										
4,50										
5,00										
5,50										



No. Test	Test.1	Test.2	Test.3
T. Normal	0,2576	0,5151	0,7727
T.Geser	0,171	0,233	0,374

Slope = 0,394
c = 0,057 kg/cm^2
θ = 21,48 °

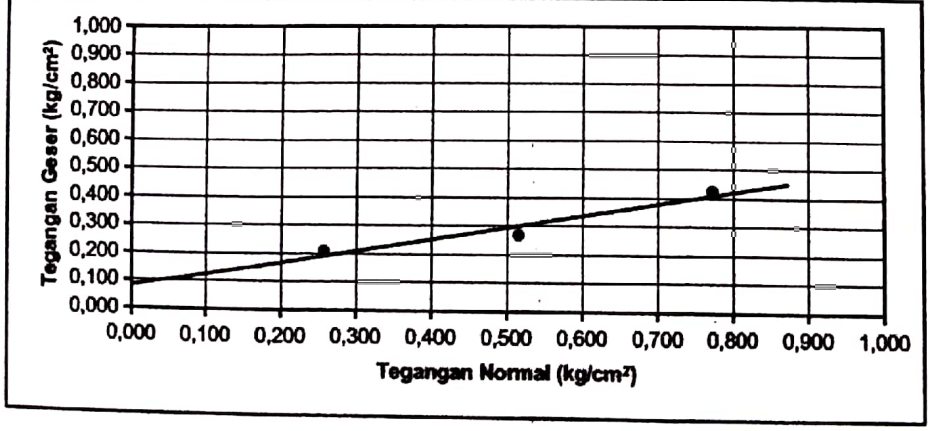
Scanned with CamScanner

Pekerjaan	:	**Rencana Pembangunan**
Site ID	:	**Jembatan Kiringan**
Lokasi	:	**Kab. Bantul**
Tanggal	:	**Maret 2020**
Dikerjakan	:	**Syaifuddin Zuhry, ST**

PREDIKSI DIRECT SHEAR

Sampel	:	**BM. 2**	
Kedalaman	:	**20,00**	**m**
Diameter	:	6,29	cm
Tinggi	:	2	cm
Luas Permukaan	:	31,06	cm^2
Kalibrasi Proving Ring	:	0,375	kg/div
Jenis Sampel	:	Pasir	

No. Test		Test. 1			Test. 2			Test. 3		
Gaya Normal		P1 =	8	kg	P2 =	16	kg	P3 =	24	kg
Tegangan Normal		σ1 =	0,2576	kg/cm^2	σ2 =	0,5151	kg/cm^2	σ3 =	0,7727	kg/cm^2
Time	Pergeseran	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser
menit	mm	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2
0,00		0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
0,25		4,50	1,688	0,054	4,50	1,688	0,054	4,50	1,688	0,054
0,50		9,00	3,375	0,109	9,00	3,375	0,109	9,00	3,375	0,109
0,75		11,00	4,125	0,133	11,00	4,125	0,133	11,00	4,125	0,133
1,00		13,00	4,875	0,157	13,00	4,875	0,157	13,00	4,875	0,157
1,25		19,00	7,125	0,229	15,00	5,625	0,181	15,00	5,625	0,181
1,50		17,00	6,375	0,205	28,00	10,500	0,338	28,00	10,500	0,338
1,75					22,00	8,250	0,266	38,00	14,250	0,459
2,00								35,00	13,125	0,423
2,50										
3,00										
3,50										
4,00										
4,50										
5,00										
5,50										



No. Test	Test.1	Test.2	Test.3
T. Normal	0,2576	0,5151	0,7727
T.Geser	0,205	0,266	0,423

Slope = 0,422
c = 0,080 kg/cm^2
θ = 22,86 °

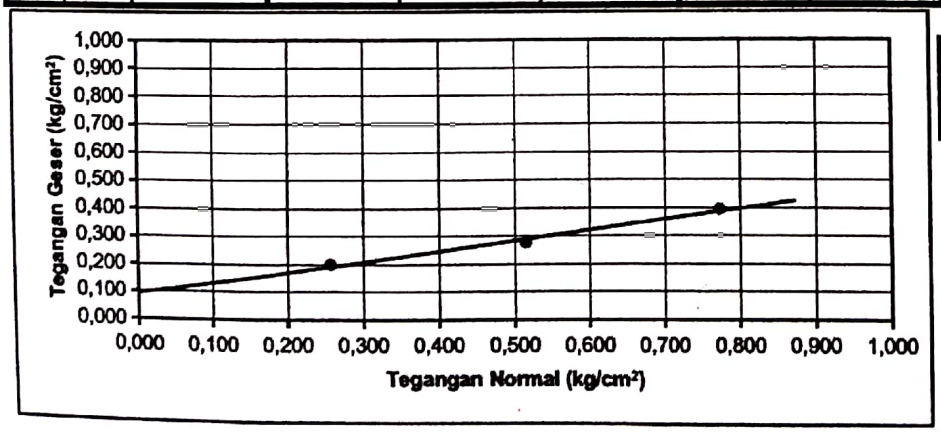
Scanned with CamScanner

Pekerjaan	:	**Rencana Pembangunan Jembatan Kiringan**
Lokasi	:	**Kab. Bantul**
Tanggal	:	**Maret 2020**
Dikerjakan	:	**Syaifuddin Zuhry, ST**

PREDIKSI DIRECT SHEAR

Sampel	:	**BM. 2**	
Kedalaman	:	**25,00**	**m**
Diameter	:	6,29	cm
Tinggi	:	2	cm
Luas Permukaan	:	31,06	cm^2
Kalibrasi Proving Ring	:	0,375	kg/div
Jenis Sampel	:	Pasir	

No. Test		Test. 1			Test. 2			Test. 3		
Gaya Normal		P1 =	8	kg	P2 =	16	kg	P3 =	24	kg
Tegangan Normal		σ1 =	0,2576	kg/cm^2	σ2 =	0,5151	kg/cm^2	σ3 =	0,7727	kg/cm^2
Time	Pergeseran	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser	Bacaan Dial	Gaya Geser	Tegangan Geser
menit	mm	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2	div	kg	kg/cm^2
0,00		0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000	0,00	0,000	0,000
0,25		3,00	1,125	0,036	4,50	1,688	0,054	4,50	1,688	0,054
0,50		5,00	1,875	0,060	7,00	2,625	0,085	9,00	3,375	0,109
0,75		7,50	2,813	0,091	9,00	3,375	0,109	11,00	4,125	0,133
1,00		10,23	3,836	0,124	11,24	4,215	0,136	18,00	6,750	0,217
1,25		12,63	4,736	0,152	16,45	6,169	0,199	20,00	7,500	0,241
1,50		15,63	5,861	0,189	20,12	7,545	0,243	25,00	9,375	0,302
1,75		20,12	7,545	0,243	24,26	9,098	0,293	29,26	10,973	0,353
2,00		16,25	6,094	0,196	27,26	10,223	0,329	31,63	11,861	0,382
2,50					22,62	8,483	0,273	34,63	12,986	0,418
3,00								32,45	12,169	0,392
3,50										
4,00										
4,50										
5,00										
5,50										



No. Test	Test.1	Test.2	Test.3
T. Normal	0,2576	0,5151	0,7727
T.Geser	0,196	0,273	0.392

Slope = 0,380
c = 0,091 kg/cm^2
θ = 20,78 °

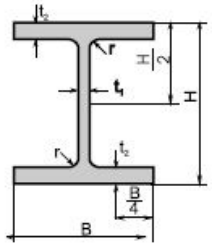
Scanned with CamScanner

PT. GUNUNG GARUDA
Steel Is Our Business

(HOT ROLLED) WIDE FLANGE SHAPE



HEAD OFFICE & FACTORY
Jl. Imam Bonjol 4, Warung Bongkok,
Sukadanau, Cikarang Barat,
Bekasi 17520, West Java, INDONESIA
Sales Department
Phone DID : (62-21) 898 38 161 - 167
Phone Hexy :
(021) 7085 3164 - 165
(021) 7085 3169
Fax. : (62-21) 8910 - 7711,
(62-21) 8900-555 / 976 / 977
e-mail : pjl01@grdsteel.com
pjl02@grdsteel.com

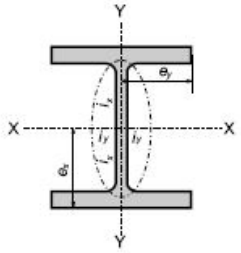


Geometrical moment of inertia $I = Ai^2$

Radius of gyration of area $i = \sqrt{I / A}$

Modulus of section $z = I / e$

(A = sectional area)



ACCORDING JIS G 3192 — METRIC SIZE (SS 400)

STANDARD SECTIONAL DIMENSION					SECTION. AREA	UNIT WEIGHT	INFORMATIVE REFERENCE					
							GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA		RADIUS OF GYRATION OF AREA		MODULUS OF SECTION	
Nominal Dimensional	H x B	t1	t2	r	A		Ix	Iy	ix	iy	Zx	Zy
mm	mm	mm	mm	mm	cm^2	kg/m	cm^4	cm^4	cm	cm	cm^3	cm^3
100 x 100	100 x 100	6	8	10	21.90	17.20	383	134	4.18	2.47	76.5	26.7
125 x 125	125 x 125	6.5	9	10	30.31	23.80	847	293	5.29	3.11	136	47.0
150 x 75	150 x 75	5	7	8	17.85	14.00	666	49.5	6.11	1.66	88.8	13.2
150 x 100	148 x 100	6	9	11	26.84	21.10	1 020	151	6.17	2.37	138	30.1
150 x 150	150 x 150	7	10	11	40.14	31.50	1 640	563	6.39	3.75	219	75.1
175 x 175	175 x 175	7.5	11	12	51.21	40.20	2 880	984	7.50	4.38	330	112
200 x 100	198 x 99	4.5	7	11	23.18	18.20	1580	114	8.26	2.21	160	23.0
	200 x 100	5.5	8	11	27.16	21.30	1840	134	8.24	2.22	184	26.8
200 x 150	194 x 150	6	9	12	38.80	30.60	2675	507	8.30	3.60	275.8	67.6
200 x 200	200 x 200	8	12	13	63.53	49.90	4 720	1 600	8.62	5.02	472	160
250 x 125	248 x 124	5	8	12	32.68	25.70	3 540	255	10.4	2.79	285	41.1
	250 x 125	6	9	12	37.66	29.60	4 050	294	10.4	2.79	324	47.0
250 x 250	250 x 250	9	14	16	92.18	72.40	10 800	3 650	10.8	6.29	867	292
300 x 150	298 x 149	5.5	8	13	40.80	32.0	6 320	442	12.4	3.29	424	59.3
	300 x 150	6.5	9	13	46.78	36.70	7 210	508	12.4	3.29	481	67.7
300 x 300	300 x 300	10	15	18	119.80	94.0	20 400	6 750	13.1	7.51	1 360	450
350 x 175	346 x 174	6	9	14	52.68	41.40	11 100	792	14.5	3.88	641	91.0
	350 x 175	7	11	14	63.14	49.60	13 600	984	14.7	3.95	775	112
● 350 x 350	350 x 350	12	19	20	173.9	137.0	40 300	13 600	15.2	8.84	2 300	776
400 x 200	396 x 199	7	11	16	72.16	56.60	20 000	1 450	16.7	4.48	1 010	145
	400 x 200	8	13	16	84.1	66.0	23 700	1 740	16.8	4.54	1 190	174
● 400 x 400	400 x 400	13	21	22	218.7	172	66 600	22 400	17.5	10.1	3 330	1 120
450 x 200	450 x 200	9	14	18	96.8	76.0	33 500	1 870	18.6	4.40	1 490	187
500 x 200	500 x 200	10	16	20	114.2	89.6	47 800	2 140	20.5	4.33	1 910	214
600 x 200	600 x 200	11	17	22	134.4	106	77 600	2 280	24.0	4.12	2 590	228
● 600 x 300	588 x 300	12	20	28	192.5	151	118 000	9 020	24.8	6.85	4 020	601
● 700 x 300	700 x 300	13	24	28	235.5	185	201 000	10 800	29.3	6.78	5 760	722
● 800 x 300	800 x 300	14	26	28	267.4	210	292 000	11 700	33.0	6.62	7 290	782
● 900 x 300	900 x 300	16	28	28	309.8	243	411 000	12 600	36.4	6.39	9 140	843

NOTE :
- ● Welded Beam
- ● Other sizes which are not mentioned in table above will be supplied as welded condition

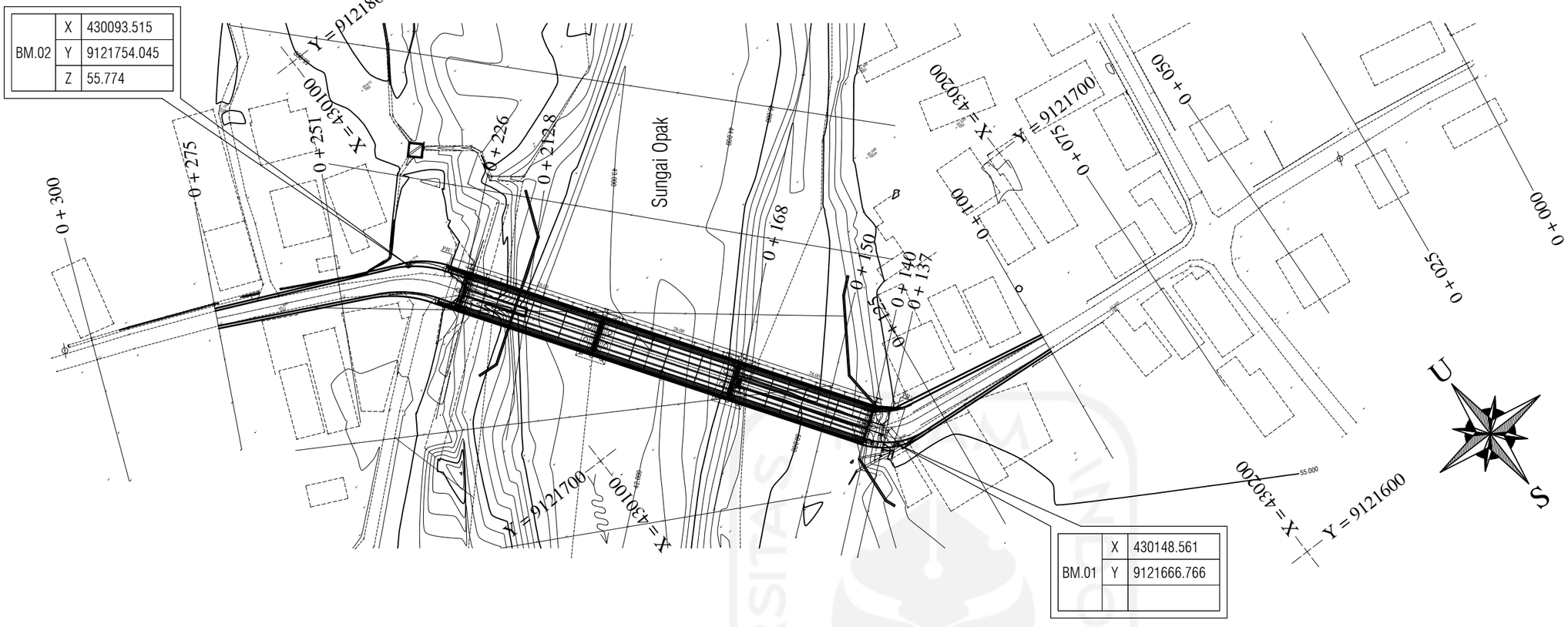
continue .....>>

LAMPIRAN

GAMBAR DETAIL STRUKTUR

DAFTAR ISI

1. COVER
2. DAFTAR ISI
3. SITUASI DAN POTONGAN MEMANJANG
4. DETAIL TULANGAN PELAT LANTAI
5. POTONGAN II-II
6. DENAH GELAGAR BAJA
7. DETAIL GELAGAR BAJA
8. DETAIL TULANGAN PILE CAP
9. DETAIL TULANGAN ABUTMENT
10. DETAIL TULANGAN PILAR
11. DETAIL TULANGAN TIANG BOR



DATUM = 32.00m

NOMOR TITIK	0+275		0+250		0+226	SG	SG		MK	AS	SG		SG	SG	SH	SH	0+137	0+125	0+100	0+075	0+050
JARAK		25.00		24.02	7.75	2.38	4.79	14.58	3.37	4.64	9.53	12.95	3.44	2.21	16.50	4.69	6.54	11.95	25.00	25.00	24.99	
ELEVASI RENCANA	55.38		55.45		55.50											55.50		55.46	55.46	55.50	55.34
ELEVASI TANAH ASLI	55.345		55.416		55.387	50.456	46.430	43.103	42.266	43.225	42.787	41.882	44.731	47.012	49.456	50.244	50.469	55.416	55.426	55.428	55.465	55.303
JARAK LANGSUNG	230.70		205.70		181.69	173.93	171.55	166.76	152.18	148.81	144.17	134.64	121.69	118.25	116.04	99.54	94.85	86.93	74.99	49.99	24.99	0.00

POTONGAN MEMANJANG STA.0 + 050 - STA.0 + 275

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR:

PERANCANGAN JEMBATAN KIRINGAN DENGAN GELAGAR BAJA BERDASARKAN SNI 1725-2016 DAN SNI 2833-2016

Nama:

MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT

NIM:

16511017

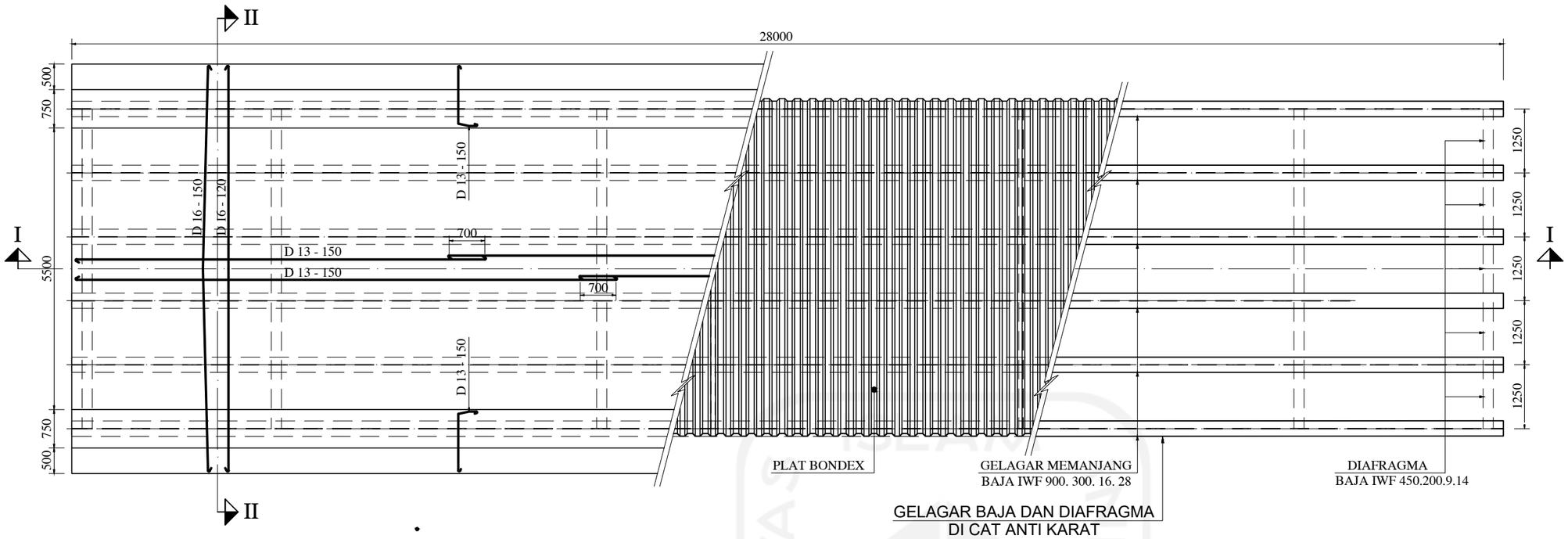
JUDUL GAMBAR:

SITUASI DAN POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN

SKALA:

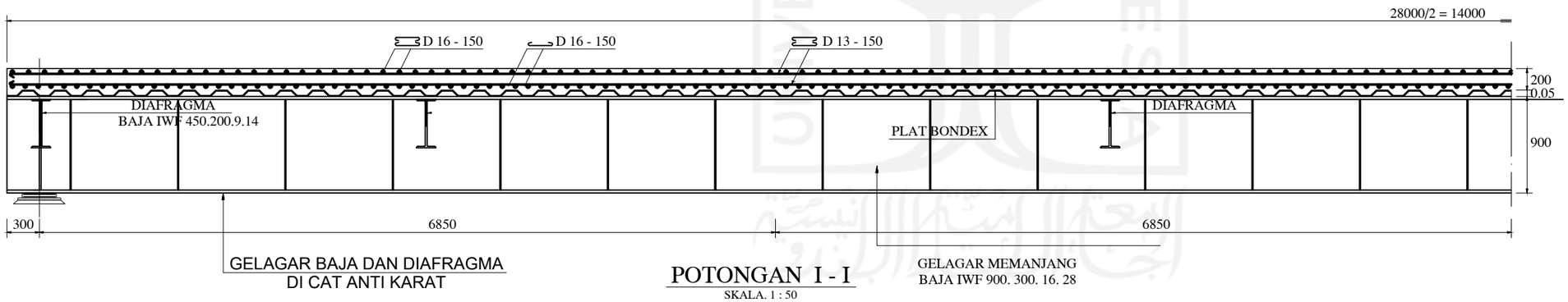
1 : 1000

TANGGAL:	
PERENCANA:	MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT
DIPERIKSA:	SUHARYATMA, Ir.,M.T.
DISETUJUI:	
TTD	HALAMAN
	3



DETAIL TULANGAN PLAT LANTAI

SKALA. 1 : 100



POTONGAN I - I

SKALA. 1 : 50

CATATAN :

1. SEMUA UKURAN DALAM MILI METER KECUALI DITENTUKAN LAIN
2. STRUKTUR BAJA BJ 41
3. CAMBER / LENDUTAN GELAGAR 30 CM

TUGAS AKHIR:

PERANCANGAN JEMBATAN KIRINGAN DENGAN GELAGAR BAJA BERDASARKAN SNI 1725-2016 DAN SNI 2833-2016

Nama:

MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT

NIM:

16511017

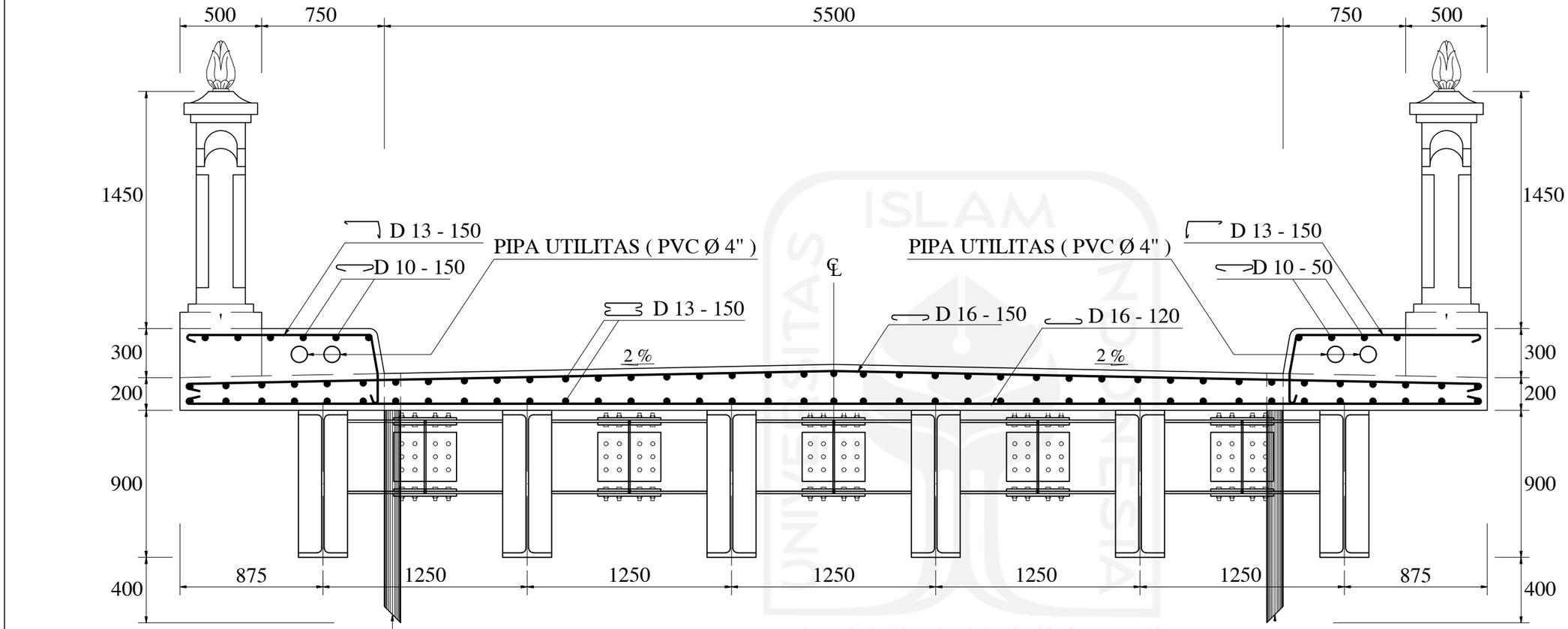
JUDUL GAMBAR:

DETAIL TUL. PELAT LANTAI

SKALA:

1 : 100

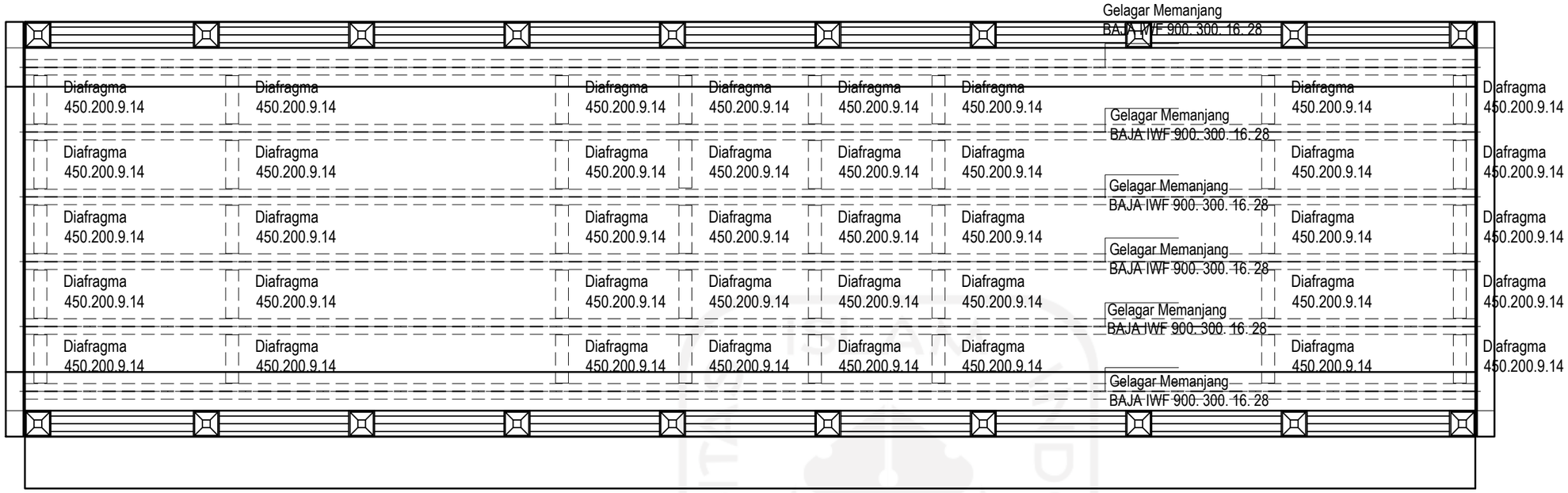
TANGGAL:	
PERENCANA:	MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT
DIPERIKSA:	SUHARYATMA, Ir.,M.T.
DISETUJUI:	
TTD	HALAMAN
	4



POTONGAN II - II

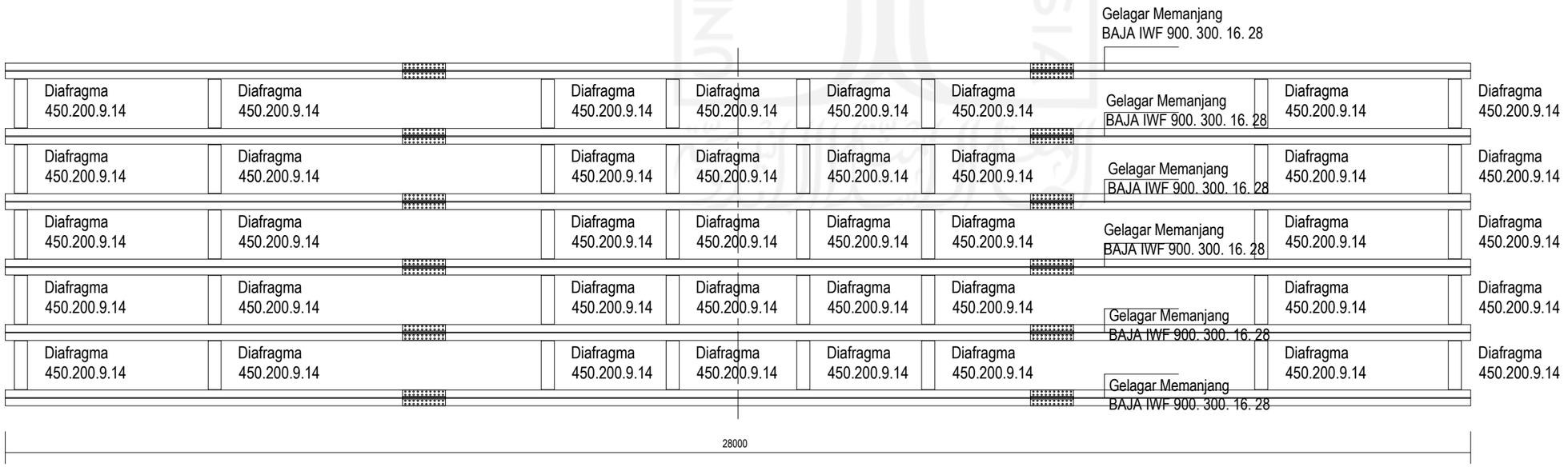
SKALA. 1 : 30

TUGAS AKHIR:	
PERANCANGAN JEMBATAN KIRINGAN DENGAN GELAGAR BAJA BERDASARKAN SNI 1725-2016 DAN SNI 2833-2016	
Nama:	
MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT	
NIM:	
16511017	
JUDUL GAMBAR:	
POTONGAN II-II	
SKALA:	
1 : 30	
TANGGAL:	
PERENCANA:	MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT
DIPERIKSA:	SUHARYATMA, Ir.,M.T.
DISETUJUI:	
TTD	HALAMAN
	5



DENAH SRUKTUR ATAS

Skala 1 : 100



DENAH BAJA SRUKTUR GELAGAR

Skala 1 : 100

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR:

PERANCANGAN JEMBATAN KIRINGAN DENGAN GELAGAR BAJA BERDASARKAN SNI 1725-2016 DAN SNI 2833-2016

Nama:

MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT

NIM:

16511017

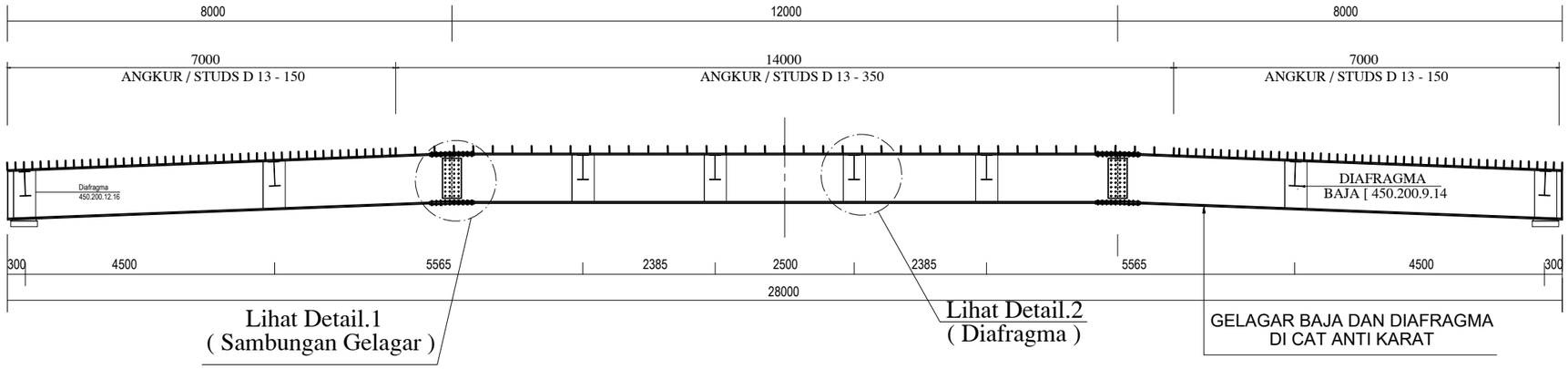
JUDUL GAMBAR:

DENAH GELAGAR BAJA

SKALA:

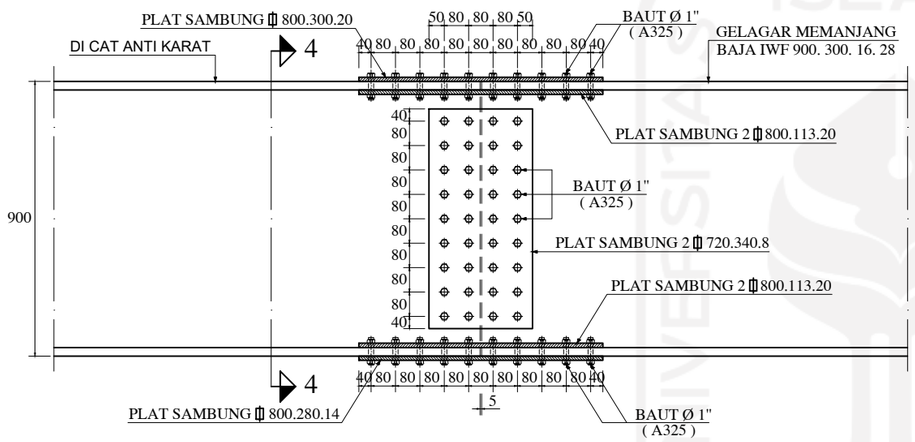
1 : 100

TANGGAL:	
PERENCANA:	MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT
DIPERIKSA:	SUHARYATMA, Ir.,M.T.
DISETUJUI:	
TTD	HALAMAN
	6



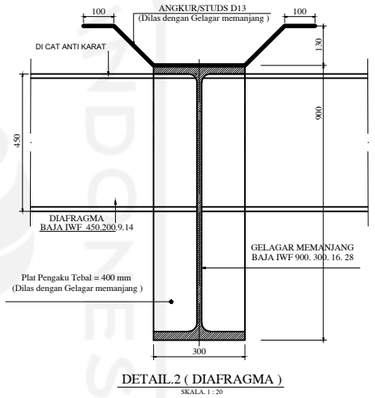
HUBUNGAN GELAGAR DGN. DIAFRAGMA & PENEMPATAN ANGKUR/STUDS

SKALA. 1 : 100



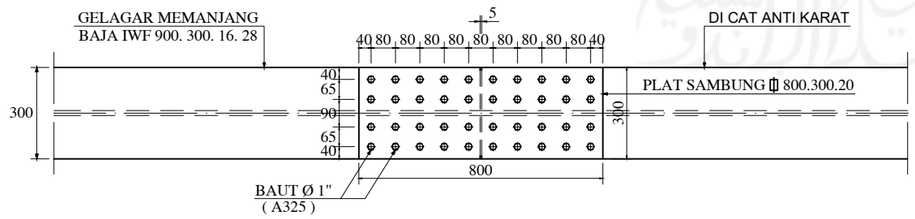
DETAIL.1 (SAMBUNGAN GELAGAR MEMANJANG)

SKALA. 1 : 20



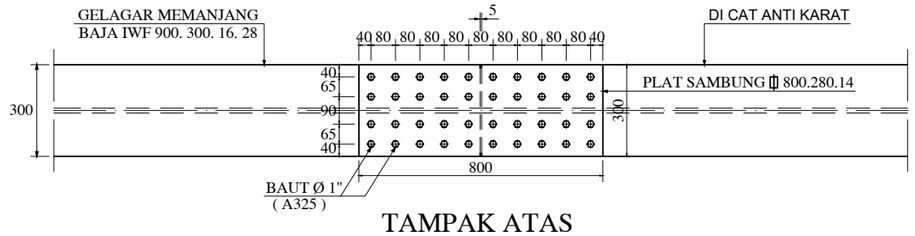
DETAIL.2 (DIAFRAGMA)

SKALA. 1 : 20



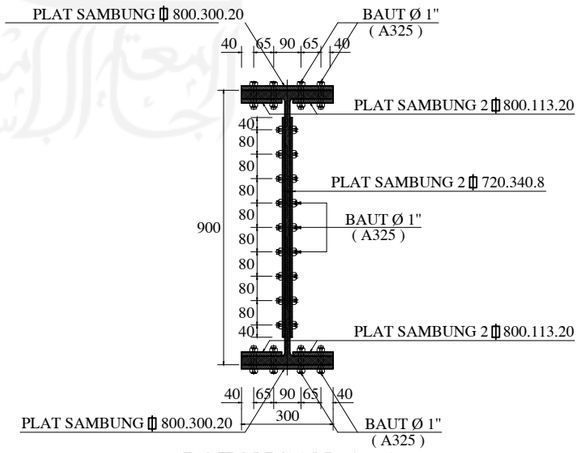
TAMPAK BAWAH

SKALA. 1 : 20



TAMPAK ATAS

SKALA. 1 : 20



POTONGAN 4 - 4

SKALA. 1 : 20

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR:

PERANCANGAN JEMBATAN KIRINGAN DENGAN GELAGAR BAJA BERDASARKAN SNI 1725-2016 DAN SNI 2833-2016

Nama:

MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT

NIM:

16511017

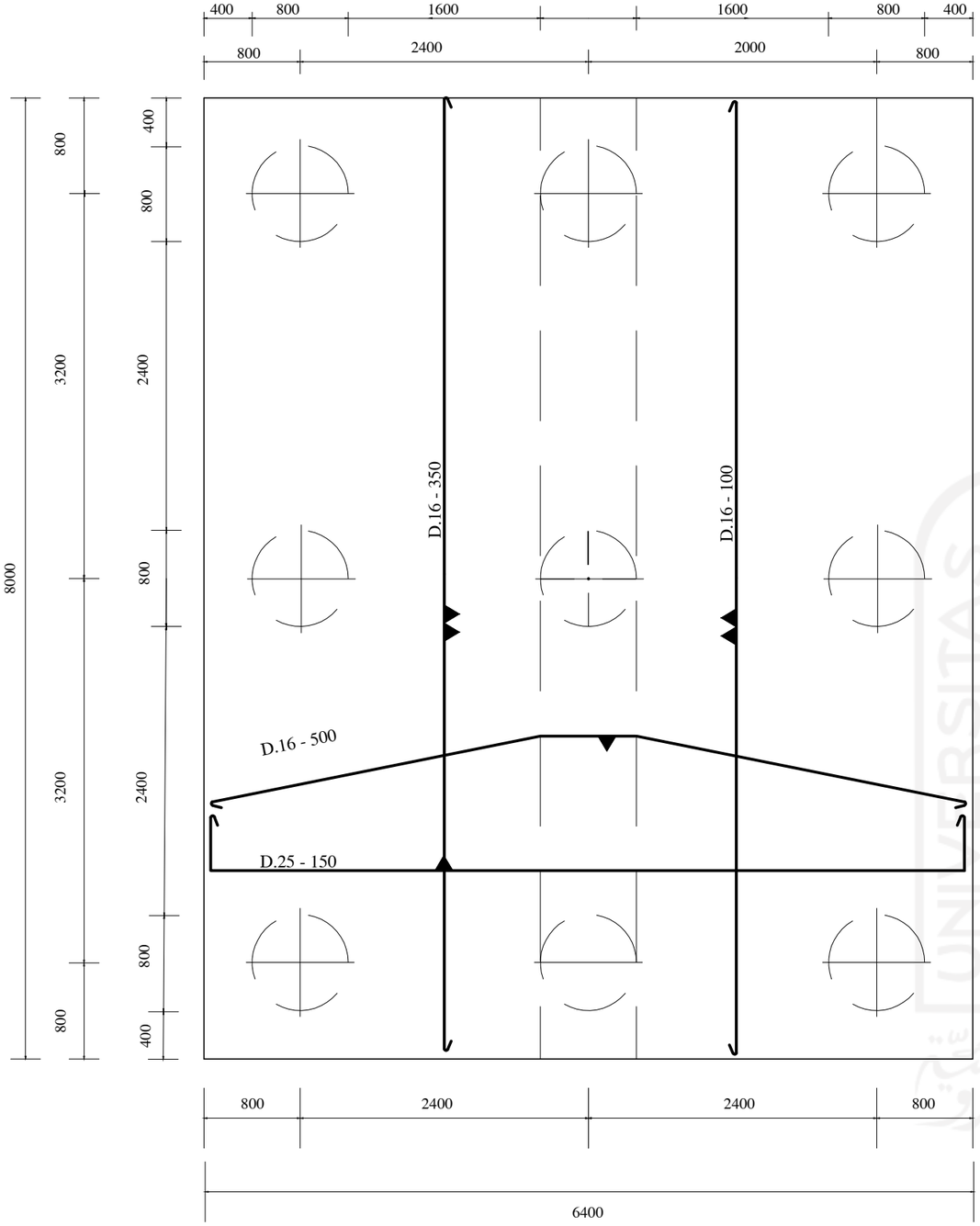
JUDUL GAMBAR:

DETAIL GELAGAR BAJA

SKALA:

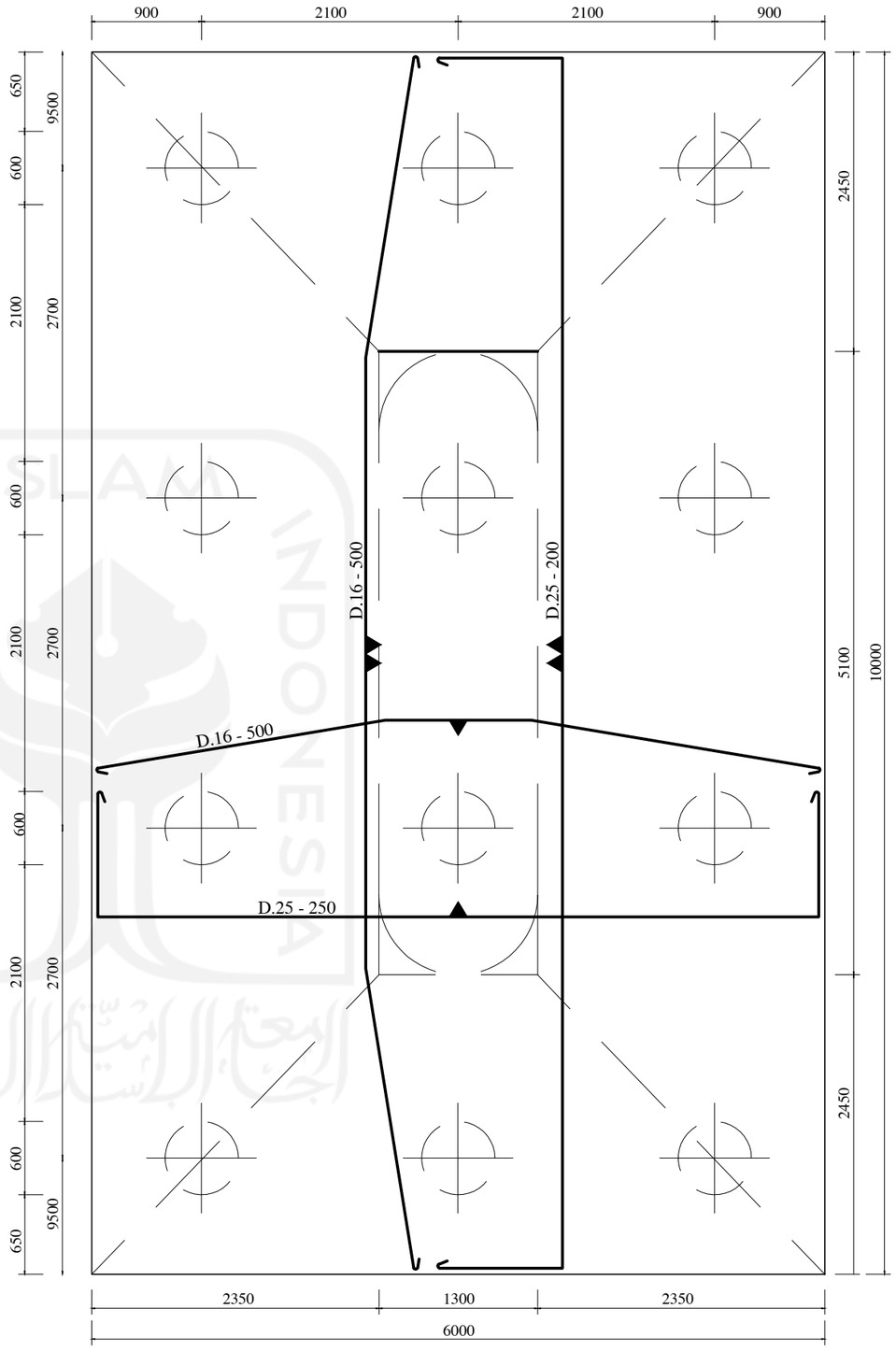
1 : 100

TANGGAL:	
PERENCANA:	MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT
DIPERIKSA:	SUHARYATMA, Ir.,M.T.
DISETUJUI:	
TTD	HALAMAN
	7



DETAIL POER ABUTMENT

SKALA. 1 : 50



DETAIL POER PILAR

SKALA. 1 : 50

TUGAS AKHIR:

PERANCANGAN JEMBATAN KIRINGAN DENGAN GELAGAR BAJA BERDASARKAN SNI 1725-2016 DAN SNI 2833-2016

Nama:

MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT

NIM:

16511017

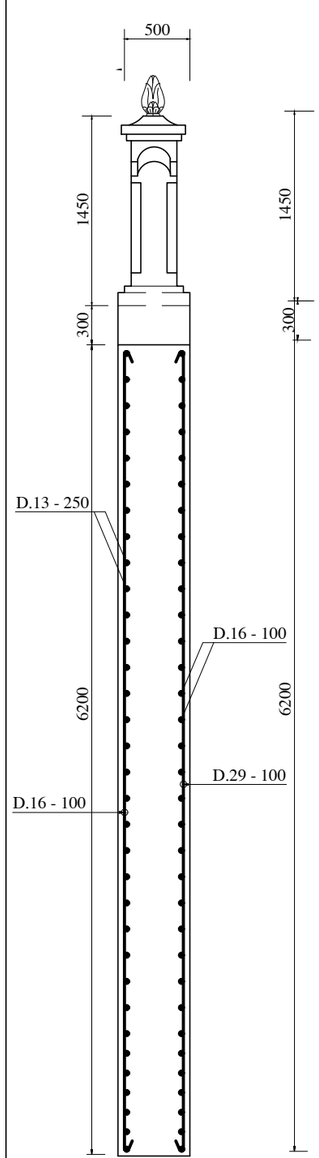
JUDUL GAMBAR:

DETAIL TUL. PILE CAP

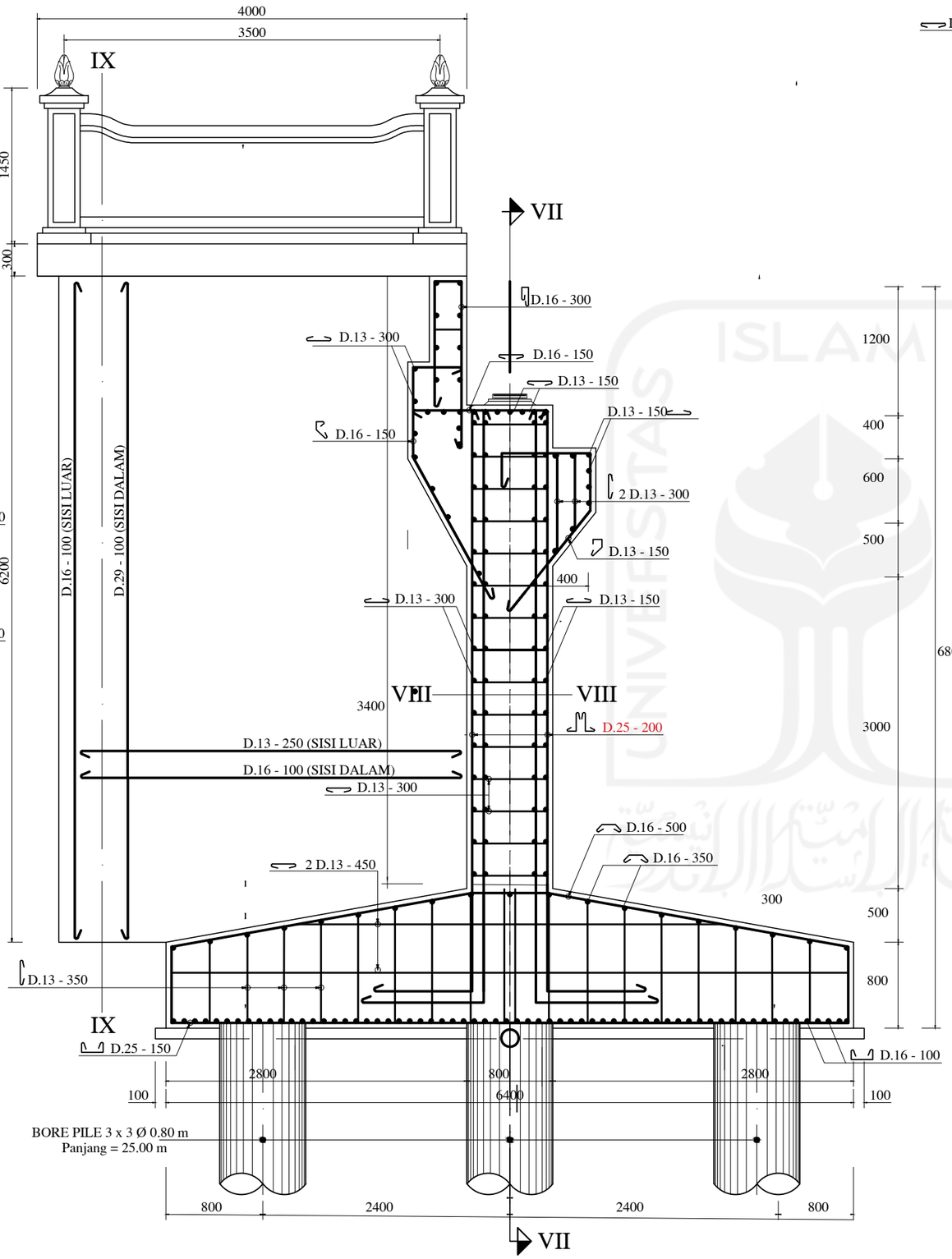
SKALA:

1 : 50

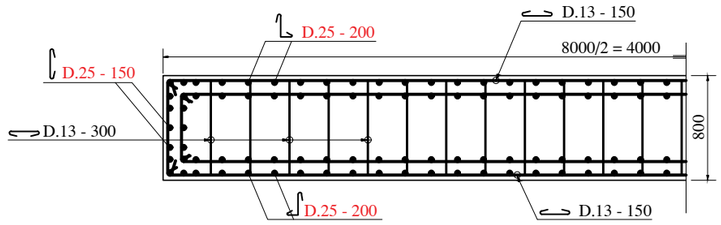
TANGGAL:	
PERENCANA:	MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT
DIPERIKSA:	SUHARYATMA, Ir.,M.T.
DISETUJUI:	
TTD	HALAMAN
	8



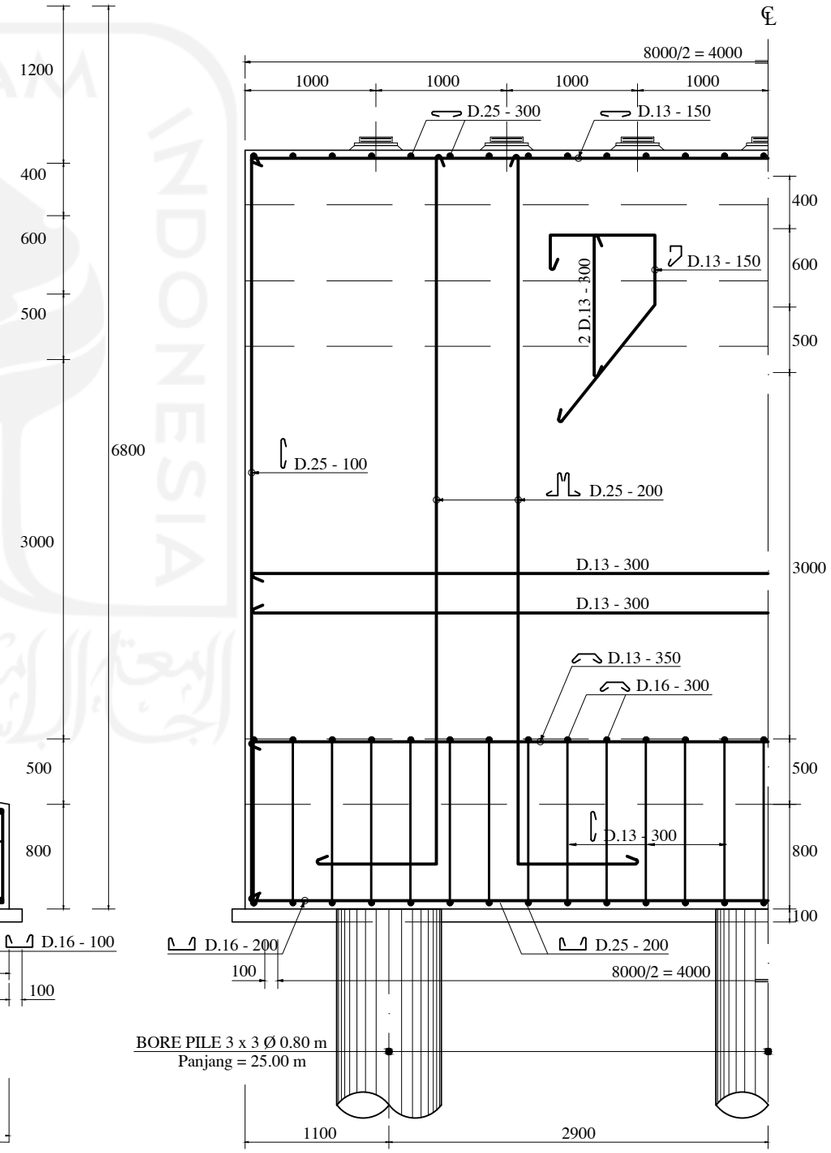
POTONGAN IX - IX
SKALA. 1 : 50



DETAIL TULANGAN ABUTMENT
SKALA. 1 : 50



POTONGAN VIII - VIII
SKALA. 1 : 50



POTONGAN VII - VII
SKALA. 1 : 50

ISLAM INDONESIA
UNIVERSITAS

TUGAS AKHIR:

PERANCANGAN JEMBATAN KIRINGAN DENGAN GELAGAR BAJA BERDASARKAN SNI 1725-2016 DAN SNI 2833-2016

Nama:

MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT

NIM:

16511017

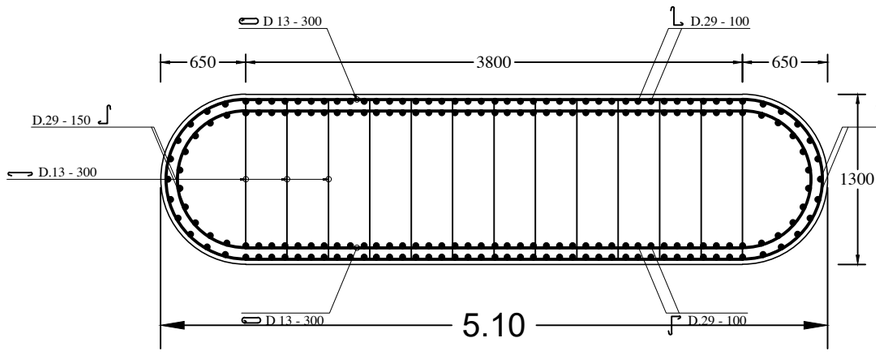
JUDUL GAMBAR:

DETAIL
TUL.ABUTMENT

SKALA:

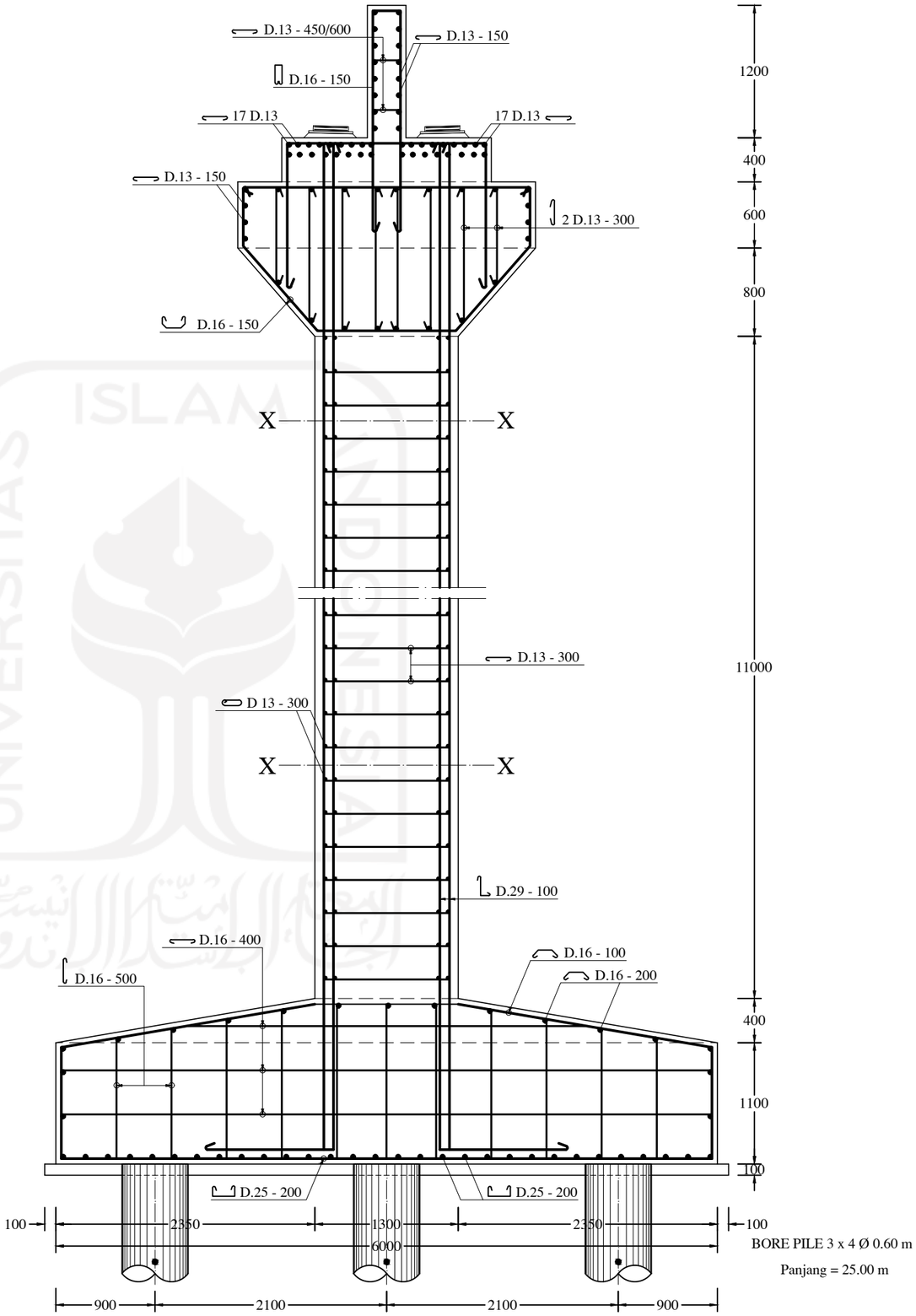
1 : 100

TANGGAL:	
PERENCANA:	MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT
DIPERIKSA:	SUHARYATMA, Ir.,M.T.
DISETUJUI:	
TTD	HALAMAN
	9



POTONGAN X - X

SKALA 1 : 50



DETAIL TULANGAN PILAR

SKALA 1 : 50

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

TUGAS AKHIR:

PERANCANGAN JEMBATAN KIRINGAN DENGAN GELAGAR BAJA BERDASARKAN SNI 1725-2016 DAN SNI 2833-2016

Nama:

MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT

NIM:

16511017

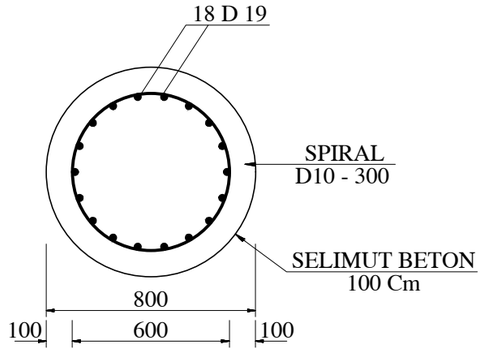
JUDUL GAMBAR:

DETAIL TULANGAN PILAR

SKALA:

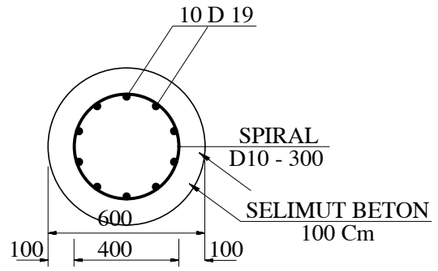
1 : 50

TANGGAL:	
PERENCANA:	MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT
DIPERIKSA:	SUHARYATMA, Ir.,M.T.
DISETUJUI:	
TTD	HALAMAN
	10



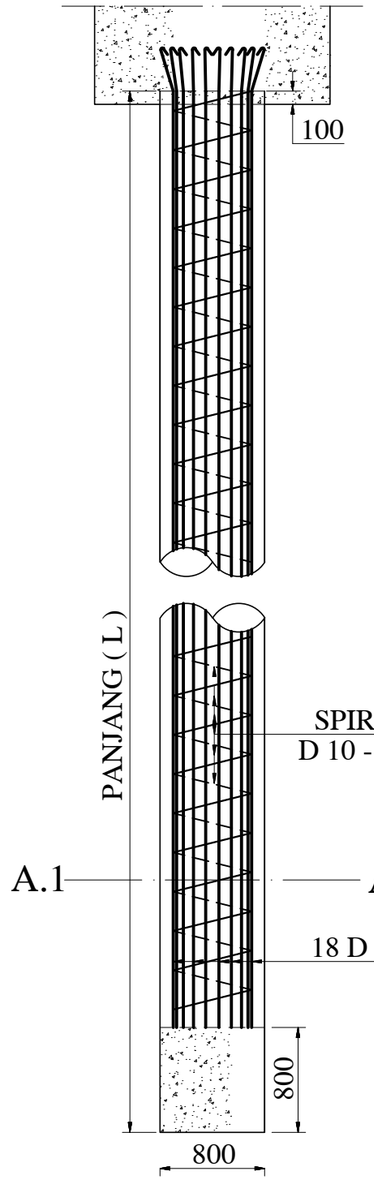
POTONGAN A.1 - A.1

SKALA : 1 : 25



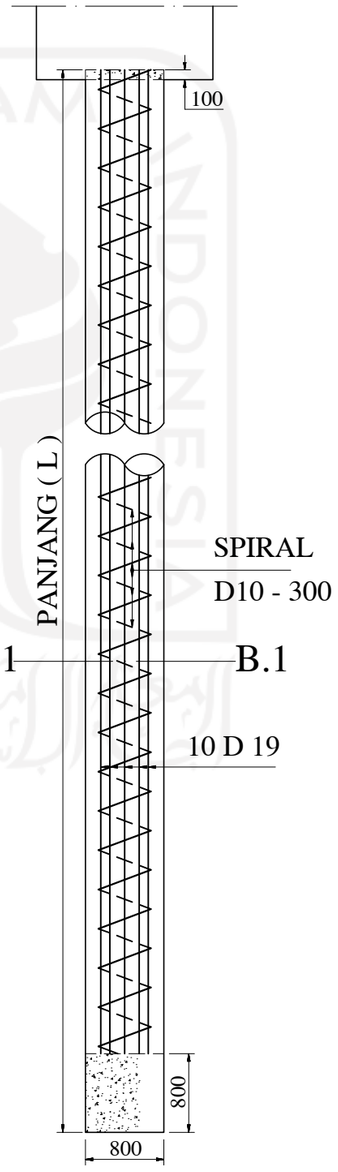
POTONGAN B.1 - B.1

SKALA : 1 : 25



DETAIL BORE PILE ABUTMENT

SKALA : 1 : 50



DETAIL BORE PILE PILAR

SKALA : 1 : 50

TUGAS AKHIR:	
PERANCANGAN JEMBATAN KIRINGAN DENGAN GELAGAR BAJA BERDASARKAN SNI 1725-2016 DAN SNI 2833-2016	
Nama:	
MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT	
NIM:	
16511017	
JUDUL GAMBAR:	
DETAIL TUL. BORE PILE	
SKALA:	
1 : 50	
TANGGAL:	
PERENCANA:	MUHAMMAD TAUFIQ HIDAYAT
DIPERIKSA:	SUHARYATMA, Ir.,M.T.
DISETUJUI:	
TTD	HALAMAN
	11