TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN JURANG GEMPAL MENGGUNAKAN STRUKTUR BETON PRATEGANG JENIS GELAGAR U

(REDESIGN JURANG GEMPAL'S BRIDGE USED PRESTRESSED CONCRETE U GIRDER)

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Strata Satu (S1) Teknik Sipil

Bastya Pratama Putra
12511363

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA

2016

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN JURANG GEMPAL MENGGUNAKAN STRUKTUR BETON PRATEGANG JENIS GELAGAR U

(REDESIGN JURANG GEMPAL'S BRIDGE USED PRESTRESSED CONCRETE U GIRDER)

disusun oleh

Bastya Pratama Putra
12511363

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

diuji pada tanggal 22 Agustus 2016

oleh Dewan Penguji

Pembimbing	Penguji	Penguji
Yunalia M, S.T, M.T.	**Prof. Ir. H. Widodo, MSCE., Ph.D.**	**Ir. H. Suharyatmo, M.T**

Mengesahkan,

Kepala Prodi Studi Teknik Sipil

Miftahul Fauziah, S.T., M.T., Ph.D

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, 17 Agustus 2016

Yang membuat pernyataan,



Bastya Pratama Putra
(12511363)

PERSEMBAHAN

Karya ini ku persembahkan untuk Bapak Bambang Mursito, Ibu Stri Setyaningsih, dan adikku Cezaretya Anggun Dhitama serta orang-orang Tersayang

KATA PENGANTAR

بِسْمِ اللهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِيْمِ

Assalamu'alaikum wr.wb

Puji dan syukur kami panjatkan kehadirat Allah SWT atas segala limpahan rahmat dan karunia-Nya. Tak lupa shalawat dan salam semoga selalu tercurahkan kepada junjungan Nabi Muhammad SAW , keluarga, para sahabat, dan para pengikutnya, Karena keridhaan-Nya, penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan baik.

Laporan Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat yang harus ditempuh untuk menyelesaikan pendidikan jenjang Strata Satu (S1) pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Selanjutnya, izinkanlah penyusun mengucapkan terima kasih yang tak terhingga kepada pihak-pihak yang telah membimbing dan membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini. Ucapan terima kasih tersebut penyusun sampaikan kepada :

1. Yunalia Muntafi, ST, MT selaku dosen pembimbing Tugas Akhir, terima kasih atas bimbingan, nasehat dan segala dukungan baik moral maupun non moral yang diberikan kepada penulis dalam penyusunan Tugas Akhir ini dan selama penulis menjalani masa kuliah.
2. Ir. Suharyatmo, M.T selaku dosen pembimbing Proposal Tugas Akhir, terima kasih atas bimbingan, nasehat dan segala dukungan baik moral maupun non moral yang diberikan kepada penulis dalam penyusunan Tugas Akhir ini dan selama penulis menjalani masa kuliah.
3. Miftahul F., ST, MT, Ph.D selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

4. Seluruh dosen dan pengajar Teknik Sipil-UII yang telah memberikan ilmu selama masa kuliah,
5. Departemen Pekerjaan Umum Provinsi Jawa Tengah yang telah membantu dalam memberikan data-data yang diperlukan dalam analisis Tugas Akhir,
6. Kedua orang tua, Bapak Bambang Mursito dan Ibu Sri Sri Setyaningsih terima kasih atas semua nasehat dan bimbingan serta semangat yang diberikan hingga saya menyelesaikan studi ini,
7. Teman-teman sipil UII. Terima kasih atas bantuan dan dukungannya selama ini,
8. Semua pihak yang tidak dapat saya sebutkan satu persatu diucapkan terima kasih sebesar-besarnya,

Penulis berharap semoga perencanaan desain yang telah dilakukan dan disajikan dalam bentuk Tugas Akhir ini dapat memberikan kontribusi yang berarti bagi dunia Teknik Sipil Indonesia dan dapat bermanfaat untuk pengembangan perencanaan selanjutnya.

Wassalamu'alaikum wr. wb

Yogyakarta, 17 Agustus 2016

Bastya Pratama Putra

12511363

DAFTAR ISI

Judul	i
Pengesahan	**Error! Bookmark not defined.**
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
PERSEMBAHAN	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL	xviii
DAFTAR NOTASI	xxv
DAFTAR LAMPIRAN	xxix
ABSTRAK	xxx
ABSTRACT	xxxi
BAB I	1
PENDAHULUAN	1
1.1 LATAR BELAKANG	1
1.2 RUMUSAN MASALAH	3
1.3 TUJUAN PERENCANAAN	3
1.4 MANFAAT PERENCANAAN	3
1.5 BATASAN MASALAH	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 TINJAUAN UMUM	5
2.2 PENELITIAN TERDAHULU	5

2.3 PENELITIAN SEKARANG 7
2.4. KEASLIAN PENELITIAN 8
BAB III LANDASAN TEORI 9
3.1 TINJAUAN UMUM 9
3.2 PENGERTIAN JEMBATAN 9
3.3 PRINSIP DASAR BETON PRATEGANG 11
3.3.1 Sistem Penarikan Baja Prategang 12
3.3.2 Konsep Beton Prategang 13
3.3.3 Tahap Pembebanan 16
3.4 JENIS PERENCANAAN 17
3.5 *ABUTMENT* DAN PILAR 18
3.6 PONDASI 20
3.7 PEMBEBANAN 22
3.7.1 Beban Permanen 23
3.7.2 Beban Lalu Lintas 26
3.7.3 Beban Lingkungan 31
3.7.4 Gaya Akibat Aliran Air dan Hanyutan 36
3.8 KOMBINASI PEMBEBANAN 38
3.9 PERENCANAAN STRUKTUR ATAS JEMBATAN 40
3.9.1 Perencanaan Dinding Pagar Tepi (Barier) 40
3.9.2 Perencanaan Lantai (*Slab*) Jembatan 43
3.9.3 Perencanaan Penampang Balok/Gelagar Prategang 44
3.9.4 Pemeriksaan Tegangan 46
3.9.5 Tata Letak Tendon (*Lay Out Tendon*) 49
3.9.6 Kehilangan Gaya Prategang 51

3.9.7 Kekuatan Batas Lentur (*Ultimate Strength*) 56
3.9.8 Lendutan (*Deflection*) dan Lawan Lendut (*Chember*) 57
3.9.9 Perencanaan Penghubung Geser (*Shear Conector*) 58
3.10 PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH JEMBATAN 59
3.10.1 Perencanaan Kepala Jembatan (*Abutment*) 59
3.10.2 Pembebanan Pada *Abutment* Jembatan 62
3.10.3 Perencanaan Pilar (*Pier*) 66
3.10.4 Pembebanan Pada Pilar 69
3.10.5 Perencanaan Tulangan dengan Grafik *Mn-Pn* 82
3.10.6 Perencanaan *Pile Cap* 85
3.10.7 Perencanaan Pondasi *Bored Pile* 86
BAB IV 90
METODE PERENCANAAN 90
4.1 TINJAUAN UMUM 90
4.2 DATA SEKUNDER 90
4.3 DATA STUKTUR 94
4.4 TAHAPAN PERENCANAAN 100
BAB V 103
PERHITUNGAN STRUKTUR 103
5.1 TINJAUAN UMUM 103
5.1.1 Data-Data Teknis Jembatan 103
5.1.2 Data Bahan 104
5.2 PERHITUNGAN DINDING TEPI (*BARIER*) 105
5.2.1 Data Perhitungan Dinding Pagar Tepi (*Barier*) 106
5.2.2 Pembebanan Dinding Pagar Tepi (*Barier*) 106

5.2.3 Perhitungan Penulangan Dinding Pagar Tepi (*Barier*) 107
5.3 PERHITUNGAN PLAT LANTAI (*SLAB*) JEMBATAN 110
5.3.1 Pembebanan Pada Plat Lantai (*Slab*) Jembatan 110
5.3.2 Penulangan Plat Lantai (*Slab*) Jembatan 116
5.3.3 Perhitungan Plat Injak Jembatan pada *Abutment* 119
5.4 PERHITUNGAN BALOK PRATEGANG 127
5.4.1 Perhitungan Penampang Balok Prategang 127
5.4.2 Pembebanan Balok Prategang 131
5.4.3 Perhitungan Gaya Prategang, Eksentrisitas dan Jumlah Tandon 150
5.4.4 Tendon 155
5.4.5 Kehilangan Gaya Prategang (*Loss of Prestress*) 165
5.4.6 Tegangan yang Terjadi pada Penampang Balok 170
5.4.7 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi Pembebanan 176
5.4.8 Tinjauan *Ultimate U-Girder* Prategang 181
5.4.9 Momen *Ultimate* Akibat Beban 184
5.4.10 Lendutan pada *U-Girder* Prategang 185
5.4.11 Perhitungan *End Block* 189
5.4.12 Perhitungan Besi Non-Prategang 192
5.4.13 Tulangan Geser Balok Prategang 193
5.4.14 Shear Connector 199
5.5 PERHITUNGAN PILAR (PILAR) JEMBATAN 204
5.5.1 Data Teknis 204
5.5.2 Pembebanan Pada Pilar / Pilar 206
5.5.3 Kombinasi Beban Kerja Pada Pilar 227
5.5.4 Stabilitas Pada Pilar 231

5.5.5 Perhitungan Pondasi *Bored Pile* Pada Pilar 237
5.5.6 Perhitungan *Pile Cap* Pilar 250
5.5.7 Perhitungan Kolom Pilar 265
5.5.8 Perhitungan *Headstock* Pilar 274
5.5.9 Perhitungan *Corbel* 276
5.6 PERHITUNGAN KEPALA JEMBATAN (*ABUTMENT*) 282
5.6.1 Data Teknis 282
5.6.2 Pembebanan Pada *Abutment* Jembatan 284
5.6.3 Stabilitas Terhadap Guling dan Geser Pada *Abutment* 304
5.6.4 Perhitungan Pondasi *Bored Pile* Pada *Abutment* 310
5.6.5 Perhitungan Pile Cap *Abutment* 322
5.6.6 Perhitungan *Breast Wall* 331
5.6.7 Perhitungan Back *Wall* 339
5.6.8 Perhitungan *Corbel* 350
5.6.9 Perhitungan Wing Wall 353
BAB VI PEMBAHASAN 362
6.1 TINJAUAN UMUM 362
6.2 STRUKTUR ATAS 363
6.2.1 Dinding Pagar Tepi (*Barrier*) 363
6.2.2 Pelat Lantai Kendaraan 363
6.2.3 Plat Injak Jembatan 364
6.2.4 Gelagar Balok Prategang *U-Girder* 364
6.3 PILAR JEMBATAN 365
6.3.1 Head Stock 366
6.3.2 Kolom Pilar 366

6.3.3 Pile Cap Pilar 366
6.3.4 Fondasi *Bored pile* pada Pilar 366
6.4 STRUKTUR BAWAH *ABUTMENT* 367
6.4.1 Breast Wall 367
6.4.2 Back Wall 367
6.4.3 Wing Wall 367
6.4.5 Pile Cap Abutment 368
6.4.5 Fondasi Bored pile pada Abutment 368
BAB VII SIMPULAN DAN SARAN 369
7.1 SIMPULAN 369
7.2 SARAN 370
DAFTAR PUSTAKA 371

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Sistem Pratarik (Sumber: *A.*Kadir *Aboe*, 2006) 12
Gambar 3.2 Sistem Paskatarik 13
Gambar 3.3 Balok Akibat Gaya Prategang dan Gaya Eksternal 14
Gambar 3.4 Balok Prategang dengan Tendon Parabola 15
Gambar 3.5 Momen Tahanan Internal pada Balok Beton Prategang dan Beton Bertulang 16
Gambar 3.6 Tambahan Beban Hidup 25
Gambar 3.7 Beban Lajur “D” 27
Gambar 3.8 Grafik Beban Tersebar Merata 27
Gambar 3.9 Penyebaran Pembebanan Pada Arah Melintang 28
Gambar 3.10 Beban *Truck* "*T*" 29
Gambar 3. 11 Faktor Beban Dinamis (FBD) 29
Gambar 3.12 Gaya Rem per Lajur 2,75 (KBU) 30
Gambar 3.13 Wilayah Gempa Indonesia untuk perioda ulang 500 tahun 34
Gambar 3.14 Koefisien Geser Dasar (*C*) Plastis Untuk Analisis Data 35
Gambar 3.15 Daerah Aman Kabel 51
Gambar 3.16 Perpendekan Elastis Beton 52
Gambar 3.17 Sket Kepala Jembatan (*Abutment*) 59
Gambar 3.18 Stabilitas Gaya Guling pada *Abutment* 60
Gambar 3.19 Stabilitas Gaya Geser pada *Abutment* 61
Gambar 3.20 Gaya Akibat Tekanan Tanah pada Abutment 63
Gambar 3.21 Gaya Angin Pada Bidang Samping Jembatan 64
Gambar 3.22 Sketsa Pilar (*Pier*) 66
Gambar 3.23 Sketsa Stabilitas Gaya Guling pada Pilar 67
Gambar 3.24 Sketsa Stabilitas Gaya Geser pada Pilar 68
Gambar 3.25 Beban Angin Arah Y Pada Pilar 72
Gambar 5.27 Beban Gaya Seret Arah Y 76
Gambar 5.29 Beban Gempa Arah X Pada Pilar 80

Gambar 5.30 Beban Gempa Arah Y Pada Pilar 81
Gambar 3.31 Sketsa Diagram Interaksi Balok-Kolom 84
Gambar 3.32 Komponen dalam ketahanan tiang 87
Gambar 3.23 Tabel Parameter Rencana Tiang untuk Tanah Kohesif 88
Gambar 3.44 Tabel Pedoman untuk Menentukan Lapisan yang Menyumbang Kapasitas Aksial dalam Tanah Tidak Homogen 88
Gambar 4.1 Tampak Atas dan Potongan Melintang Sungai 90
Gambar 4.2 Tampak Atas dan Potongan Melintang Sungai 91
Gambar 4.3 Tampak Atas dan Potongan Melintang Sungai 92
Gambar 4.4 Laporan Survei Penyelidikan Tanah Perencanaan Jembatan Jurang Gempal 93
Gambar 4.5 Profil *U Girder* 94
Gambar 4.6 Penampang Memanjang Jembatan 95
Gambar 4.7 Penampang Melintang Jembatan pada *Abutment* 96
Gambar 4.8 Penampang Melintang Jembatan pada Pilar 96
Gambar 4.9 *Abutment* pada Perencanaan Ulang Jembatan Jurang Gempal 97
Gambar 4.10 Bentuk Pilar dalam Perencanaan Jembatan Jurang Gempal 98
Gambar 4.11 Peta Lokasi Jembatan Jurang Gempal 99
Gambar 4.12 Jembatan Jurang Gempal 99
Gambar 4. 13 *Flow Chart* Penulisan Tugas Akhir 101
Gambar 4.14 *Flow Chart* Perencanaan Jembatan Jurang Gempal 102
Gambar 5.1 Potongan Melintang Jembatan 103
Gambar 5.2 Bentuk Dinding Pagar Tepi yang Direncanakan 106
Gambar 5.3 Momen Maksimal Analisis dengan SAP 2000 v.11 Beban ”MS” 111
Gambar 5.4 Momen Maksimal Analsis dengan SAP 2000 v.11 Beban “MA” 112
Gambar 5.5 Momen Maksimal Analisis dengan SAP 2000 v.11 Beban “TT” 113
Gambar 5.6 Transfer Beban Angin Terhadap Plat Lantai 114
Gambar 5.7 Momen Maksimal Analisis dengan SAP 2000 v.11 Beban ”EW” 114
Gambar 5.8 Penulangan *Slab* Lantai Jembatan 119
Gambar 5.9 Lendutan yang Terjadi pada Plat Injak Arah Melintang Jembatan 119
Gambar 5.10 Lendutan yang Terjadi pada Plat Injak Memanjang Jembatan 123

Gambar 5.11 Penampang balok prategang *U-Girder* 128
Gambar 5.12 Pembebanan Berat Sendiri Struktur Atas Jembatan 131
Gambar 5.13 Penempatan Diafragma pada Bentang Memanjang *PCU Girder* 132
Gambar 5.14 Pembebanan Berat Tambahan (*MA*) Struktur Atas Jembatan 134
Gambar 5.15 Pembebanan Lajur "*D*" pada Balok 136
Gambar 5.16 Pembebanan Untuk Pejalan Kaki *(Sumber: RSNIT-02-2005)* . 137
Gambar 5.17 Pembebanan Rem (*TB*) pada Balok 138
Gambar 5.18 Pembebanan Rem (*TB*) pada Balok 138
Gambar 5.19 Pembebanan Angin (EW) pada Balok 140
Gambar 5.20 Wilayah Gempa Indonesia untuk Perioda Ulang 500 Tahun 142
Gambar 5.21 Koefisien Geser Dasar Gempa Wilayah 4 143
Gambar 5.22 Pembebanan Gempa (*EQ*) pada Balok 144
Gambar 5.23 Diagram Momen (*Bending Momen Diagram*) Beton Prategang 150
Gambar 5.24 Diagram Geser (*Shearing Force Diagram*) Beton Prategang 150
Gambar 5.26 Susunan baris tendon ditengah bentang 154
Gambar 5.27 Posisi Tendon Di Tengah Bentang 159
Gambar 5.28 Posisi Tendon Di Tumpuan 160
Gambar 5.29 Lintasan Inti Tendon 162
Gambar 5.30 Posisi *Trace Cable* Pada Tumpuan dan Tengah Bentang 164
Gambar 5.31 Grafik *Trace Cable* 164
Gambar 5.32 Tegangan Saat *Transfer* 171
Gambar 5.33 Tegangan Saat *Loss of Prestress* 172
Gambar 5.34 Tegangan Saat Setelah Plat dan Balok Menjadi Komposit 174
Gambar 5.35 Sambungan Tekan pada Segmental 181
Gambar 5.36 Kapasitas Penampang *U – Girder* 181
Gambar 5.37 Pembesian Angkur 190
Gambar 5.39 Bagian Penampang Pada Balok Prategang 193
Gambar 5.40 Tulangan Geser *U-Girder* 194
Gambar 5.41 Penampang Gelagar dengan *Shear Connector* 200
Gambar 5.42 Gambar Penulangan Geser dan *Shear Conector* 203
Gambar 5.43 Struktur Atas Jembatan Pada Pilar 204

Gambar 5.44 Struktur Bawah Pilar 205
Gambar 5.45 Potongan Headstock Pilar 207
Gambar 5.46 Potongan Kolom Pilar 208
Gambar 5.47 Potongan *Pile Cap* Pilar 209
Gambar 5.48 Pembebanan Untuk Pejalan Kaki *(Sumber: RSNIT-02-2005)* 212
Gambar 5.50 Beban Angin Arah Y Pada Pilar 214
Gambar 5.51 Transfer Beban Angin Ke Lantai Jembatan 216
Gambar 5.53 Beban Gaya Seret Arah Y 218
Gambar 5.55 Beban Gempa Arah X Pada Pilar 222
Gambar 5.56 Koefisien Geser Dasar Gempa Wilayah 4 223
Gambar 5.57 Beban Gempa Arah Y Pada Pilar 225
Gambar 5.58 Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan 231
Gambar 5.59 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan 233
Gambar 5.61 Diagram Tekanan Tanah Pasif *Bored Pile* 242
Gambar 5.62 Susunan Pondasi *Bored Pile* Pilar 244
Gambar 5.63 Diagram Mn Pn *Pondasi Bored Pile* 248
Gambar 5.64 Pembebanan *Pile Cap* Arah X 253
Gambar 5.65 Pembebanan *Pile Cap* Arah Y 258
Gambar 5.66 Penampang *Pile Cap Abutment* 263
Gambar 5.67 Penampang *Pile Cap Abutment* 264
Gambar 5.69 Diagram Mn Pn Kolom Pilar Arah X 270
Gambar 5.70 Diagram Mn Pn Kolom Pilar Arah Y 272
Gambar 5.71 Potongan *Headstock* Pilar 274
Gambar 5.72 Potongan *Corbel* 277
Gambar 5.73 Potongan Memanjang dan Penulangan Pilar 281
Gambar 5.74 Struktur Bawah Abutment 283
Gambar 5.75 Penampang Berat Sendiri Struktur Bawah 286
Gambar 5.76 Gaya Akibat Tekanan Tanah pada Abutment 290
Gambar 5.77 Pembebanan Untuk Pejalan Kaki *(Sumber: RSNIT-02-2005)* 292
Gambar 5.78 Besar Gaya Rem pada Lajur 293
Gambar 5.79 Gaya Angin Pada Bidang Samping Jembatan 294

Gambar 5.80 Koefisien Geser Dasar Gempa Wilayah 4 297
Gambar 5.81 Gaya Gempa Pada *Abutment* 298
Gambar 5.82 Stabilitas Guling Arah Memanjang 304
Gambar 5.84 Stabilitas Geser Arah Memanjang 306
Gambar 5.85 Stabilitas Geser Arah Melintang 307
Gambar 5.86 Susunan *Bored Pile* Pada *Abutment* 312
Gambar 5.87 Diagram Tekanan Tanah Pasif *Bored Pile* 314
Gambar 5.88 Susunan Pondasi *Bored Pile* Abutment 316
Gambar 5.89 Diagram Mn Pn *Pondasi Bored Pile* 320
Gambar 5.90 Pembebanan *Pile Cap* Arah X 324
Gambar 5.91 Penampang *Pile Cap Abutment* 330
Gambar 5.92 Potongan *Breast Wall* 331
Gambar 5.93 Gaya Akibat Tekanan Tanah *Breast Wall* 332
Gambar 5.94 Gaya Akibat Beban Gempa *Breast Wall* 333
Gambar 5.95 Diagram Mn Pn Pada *Breast Wall* 338
Gambar 5.96 Potongan *Back Wall* Atas 339
Gambar 5.97 Tekanan Tanah Pada Back Wall Atas 340
Gambar 5.98 Gempa Akibat Beban Gempa Back Wall Atas 341
Gambar 5.99 Potongan Back Wall Bawah 342
Gambar 5.100 Tekanan Tanah Pada Back Wall Bawah 343
Gambar 5.101 Gempa Akibat Beban Gempa Back Wall Bawah 344
Gambar 5.102 Potongan *Corbel* 350
Gambar 5.103 Potongan *Wing Wall* 354
Gambar 5.104 Tekanan Tanah Pada Wing Wall 354
Gambar 5.105 Tinjauan *Wing Wall* Arah Vertikal 356
Gambar 5.106 Tinjauan Wing Wall Arah Horisontal 358
Gambar 5.107 Penulangan *Abutment* 361

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dan Sekarang 8
Tabel 3.1 Bentang Ekonomis Jembatan Berdasar Material 10
Tabel 3.2 Jenis-Jenis *Abutment* 19
Tabel 3.3 Tipikal Jenis *Pier* Jembatan 20
Tabel 3.4 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah 25
Tabel 3.5 Faktor Beban Dinamik untuk Beban garis KEL 30
Tabel 3.6 Koefisien Seret *Cw* 31
Tabel 3.7 Koefisien angin rencana *Vw* 32
Tabel 3.8 Koefisien Seret 36
Tabel 3.9 Lendutan Elastis Ekivalen 37
Tabel 3.10 Tipe Aksi Rencana 38
Tabel 3.11 Pengaruh Faktor Rencana pada Beban Ultimate 39
Tabel 3.12 Kombinasi Pembebanan pada Saat Keadaan Ultimit 39
Tabel 3.13 Luas Tulangan Susut yang Dibutuhkan 44
Tabel 3.14 Sifat-sifat *strand* 7 kawat (ASTM A-416) 45
Tabel 3.15 Koefisien *Friksi* Tendon Pasca Tarik 54
Tabel 5.1 Data Tendon Prategang 105
Tabel 5.2 Data Berat Volume Bahan 105
Tabel 5.3 Rekap Momen pada Slab Lantai Jembatan 115
Tabel 5.4 Rekap Momen *Ultimate* pada Slab Lantai Jembatan 115
Tabel 5.5 Dimensi Penampang *U-Girder* 128
Tabel 5.6 Rekap Momen *Ultimate* Penampang *U-Girder* Terhadap Alas 129
Tabel 5.7 Rekap Momen *Ultimate* Penampang *U-Girder* Terhadap Alas 130
Tabel 5.8 Rekap Pembebanan Untuk Berat Sendiri 133
Tabel 5.9 Berat Mati Tambahan Struktur Atas 135
Tabel 5.10 Jenis-Jenis Tanah 142
Tabel 5. 11 Rekap Pembebanan Balok Prategang 145
Tabel 5. 12 Persamaan Momen dan Gaya Geser Pada Balok Prategang 145

Tabel 5.13 Kombinasi Momen pada Balok Prategang 148
Tabel 5.14 Kombinasi Gaya Geser pada Balok Prategang 149
Tabel 5.15 Data *Strands Cable* 152
Tabel 5.16 Jumlah *Strands* pada *U-Girder* Prategang di Tengah Bentang 154
Tabel 5.18 Batas Bawah Letak Tendon 157
Tabel 5.19 Batas Atas Letak Tendon 158
Tabel 5.20 Jumlah Strands pada Tiap Posisi Tendon di Tumpuan 160
Tabel 5.21 Perhitungan Lintasan Tendon 162
Tabel 5.22 Sudut Angkur 163
Tabel 5.24 Total Kehilangan Gaya Prategang 170
Tabel 5.25 Kombinasi Pembebanan untuk Kontrol Tegangan 176
Tabel 5.26 Rekap Tegangan Yang Terjadi Akibat Pembebanan 178
Tabel 5.27 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban (Kombinasi 1) 178
Tabel 5. 28 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban (Kombinasi 2) 179
Tabel 5 29 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban (Kombinasi 3) 179
Tabel 5.30 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban (Kombinasi 4) 180
Tabel 5.31 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban (Kombinasi 5) 180
Tabel 5.32 Gaya Tekan Beton dan Momen Nominal 184
Tabel 5. 33 Perhitungan Momen *Ultimate* Akibat Beban yang Bekerja 185
Tabel 5.34 Rekapitulasi Perhitungan Lendutan pada Balok *U-Girder* 189
Tabel 5.35 Perhitungan Sengkang Arah Vertikal 191
Tabel 5.36 Perhitungan Sengkang Arah Horizontal 192
Tabel 5.37 Tinjauan Geser Di Atas Garis Netral 197
Tabel 5.38 Tinjauan Geser Di Bawah Garis Netral 198
Tabel 5.39 Rekapitulasi Tulangan Sengkang yang Digunakan 199
Tabel 5.40 Hasil Jarak *Shear Connector* 202
Tabel 5.41 Dimensi Struktur Bawah Pilar Jembatan Tipe 1 dan 2 206
Tabel 5.42 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas 207
Tabel 5.43 Perhitungan Beban Mati Headstock 208
Tabel 5.44 Perhitungan Beban Mati *Headstock* 208
Tabel 5.45 Perhitungan Beban Mati *Pile Cap* Pilar 209

Tabel 5.46 Beban Total Akibat Berat Sendiri Pilar 210
Tabel 5.47 Perhitungan Beban Mati Tambahan 210
Tabel 5.48 Perhitungan Distribusi Gaya Gempa Arah X 224
Tabel 5.49 Perhitungan Distribusi Gaya Gempa Arah Y 227
Tabel 5.50 Kombinasi Beban Ultimit 228
Tabel 5.51 Pembebanan Pilar Kombinasi I 228
Tabel 5.52 Pembebanan Pilar Kombinasi 2 229
Tabel 5.53 Pembebanan Pilar Kombinasi 3 229
Tabel 5.54 Pembebanan Pilar Kombinasi 4 230
Tabel 5.55 Pembebanan Pilar Kombinasi 5 230
Tabel 5.56 Rekap Kombinasi Pembebanan Pilar Tipe 1 230
Tabel 5.57 Rekap Kombinasi Pembebanan Pilar Tipe 2 231
Tabel 5.58 Stabilitas Guling Pilar Arah Memanjang Jembatan 232
Tabel 5.59 Stabilitas Guling Pilar Arah Melintang Jembatan 234
Tabel 5.60 Stabilitas Geser Pilar Arah Memanjang Jembatan 234
Tabel 5.61 Stabilitas Geser Pilar Arah Melintang Jembatan 235
Tabel 5.62 Rekap Daya Dukung Ijin Tanah 236
Tabel 5.63 Tegangan Pada Dasar Tanah *Pile Cap* Pilar 237
Tabel 5.64 Rekapitulasi Daya Dukung Aksial *Bored Pile* Pada *Abutment* 241
Tabel 5.65 Tekanan Tanah Pasif Efektif Pada *Bored Pile* 242
Tabel 5.66 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Efektif 242
Tabel 5.67 Momen Pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral 243
Tabel 5.68 Jarak Kuadrat ke Pusat *Pile Cap* 244
Tabel 5.69 Gaya Aksial yang Diterima *Bored Pile* Ditinjau Arah X 245
Tabel 5.70 Daya Dukung Ijin Aksial Arah X 245
Tabel 5.71 Gaya Aksial yang Diterima *Bored Pile* Ditinjau Arah Y 246
Tabel 5.72 Daya Dukung Ijin Aksial Arah Y 246
Tabel 5.73 Gaya Lateral Pada *Bored Pile* 247
Tabel 5.74 Daya Dukung Ijin Lateral 247
Tabel 5.75 Pembebanan Kerja *Pile Cap* Kombinasi 250
Tabel 5.75 Pembebanan *Ultimate Pile Cap* Kombinasi 1 250

Tabel 5.76 Pembebanan *Ultimate Pile Cap* Kombinasi 2 251
Tabel 5.77 Pembebanan *Ultimate Pile Cap* Kombinasi 3 251
Tabel 5.78 Pembebanan *Ultimate Pile Cap* Kombinasi 4 252
Tabel 5.79 Pembebanan *Ultimate Pile Cap* Kombinasi 5 252
Tabel 5.80 Rekap Pembebanan *Pile Cap* Pilar 252
Tabel 5.81 Perhitungan Gaya Aksial Ultimate yang Dipikul Satu Tiang Bor 254
Tabel 5.82 Perhitungan Gaya Aksial *Ultimate* yang Dipikul Satu Tiang Bor 254
Tabel 5.83 Perhitungan Gaya Geser dan Momen Berat Sendiri *Pile Cap* 254
Tabel 5.84 Perhitungan Gaya Aksial *Ultimate* yang Dipikul Satu Tiang Bor 259
Tabel 5.85 Perhitungan Gaya Aksial *Ultimate* yang Dipikul Satu Tiang Bor 259
Tabel 5.86 Perhitungan Gaya Geser dan Momen Berat Sendiri *Pile Cap* 259
Tabel 5.87 Beban Kerja Pada Kolom Pilar 265
Tabel 5.88 Beban Ultimate Kolom Pilar Kombinasi 1 266
Tabel 5.89 Beban *Ultimate* Kolom Pilar Kombinasi 2 266
Tabel 5.90 Beban *Ultimate* Kolom Pilar Kombinasi 3 267
Tabel 5.91 Beban *Ultimate* Kolom Pilar Kombinasi 4 267
Tabel 5.92 Beban *Ultimate* Kolom Pilar Kombinasi 5 268
Tabel 5.93 Rekapitulasi Beban *Ultimate* Kolom Pilar 268
Tabel 5.94 Beban *Ultimate* Kolom Pilar Arah X 270
Tabel 5.95 Beban Ultimate Kolom Pilar Arah Y 272
Tabel 5.96 Momen dan Gaya Geser *Ultimate* Pada *Headstock* Pilar 274
Tabel 5.97 Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri *Corbel* 277
Tabel 5.98 Perhitungan Gaya dan Momen *Ultimate* pada *Corbel* 277
Tabel 5.99 Data Teknis Struktur Bawah *Abutment* 284
Tabel 5. 100 Kombinasi Pembebanan untuk Kontrol Tegangan 285
Tabel 5.101 Tabel Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas 285
Tabel 5.102 Perhitungan Gaya dan Momen Untuk Stabilitas Guling dan Geser 287
Tabel 5.103 Perhitungan Gaya dan Momen Untuk Analisis Penulangan 288
Tabel 5.104 Beban Total Akibat Berat Sendiri 289
Tabel 5.105 Perhitungan Beban Mati Tambahan 289
Tabel 5.106 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah 290

Tabel 5.107 Perhitungan Gaya Gempa Arah X Pada *Abutment* 299
Tabel 5.108 Rekapitulasi Pembebanan pada *Abutment* 302
Tabel 5.109 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 1 302
Tabel 5.110 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 2 302
Tabel 5.111 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 3 303
Tabel 5.112 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 4 303
Tabel 5.113 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 5 303
Tabel 5.114 Rekap Kombinasi Pembebanan pada *Abutment* 304
Tabel 5.115 Stabilitas Guling Abutment Arah Memanjang Jembatan 305
Tabel 5.116 Stabilitas Guling *Abutment* Arah Melintang Jembatan 306
Tabel 5.117 Stabilitas Geser Abutment Arah Memanjang Jembatan 307
Tabel 5.118 Stabilitas Geser Abutment Arah Melintang Jembatan 308
Tabel 5.119 Rekapitulasi Daya Dukung Ijin Tanah 309
Tabel 5.120 Tegangan Pada Dasar Tanah 310
Tabel 5.121 Rekapitulasi Daya Dukung Aksial *Bored Pile* Pada *Abutment* 314
Tabel 5.122 Tekanan Tanah Pasif Efektif Pada *Bored Pile* 315
Tabel 5.123 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Efektif 315
Tabel 5.124 Momen Pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral 316
Tabel 5.125 Jarak Kuadrat ke Pusat *Pile Cap* 317
Tabel 5.126 Gaya Aksial yang Diterima *Bored Pile* Ditinjau Arah X 317
Tabel 5.127 Daya Dukung Ijin Aksial Arah X 317
Tabel 5.128 Gaya Aksial yang Diterima *Bored Pile* Ditinjau Arah Y 318
Tabel 5.129 Daya Dukung Ijin Aksial Arah Y 318
Tabel 5.130 Gaya Lateral Pada *Bored Pile* 319
Tabel 5.131 Daya Dukung Ijin Lateral 319
Tabel 5.132 Beban yang Bekerja Pada *Pile Cap* 322
Tabel 5.133 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 1 322
Tabel 5.134 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 2 323
Tabel 5.135 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 3 323
Tabel 5.136 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 4 323
Tabel 5.137 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 5 324

Tabel 5.138 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Ultimate Pile Cap* 324
Tabel 5.139 Perhitungan Gaya Aksial *Ultimate* yang Dipikul Satu Tiang X 325
Tabel 5.140 Perhitungan Gaya Aksial *Ultimate* yang Dipikul Satu Tiang Y 325
Tabel 5.141 Perhitungan Gaya Aksial *Ultimate* yang Dipikul Satu Tiang Bor 326
Tabel 5.142 Perhitungan Gaya Geser dan Momen Berat Sendiri *Pile Cap* 326
Tabel 5.143 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri *Breast Wall* 332
Tabel 5.144 Beban Total Akibat Berat Sendiri (MS) 332
Tabel 5.145 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pada *Breast Wall* 333
Tabel 5.146 Perhitungan Beban Gempa Pada *Breast Wall* 334
Tabel 5.147 Pembebanan Ultimate *Breast Wall* 334
Tabel 5.148 Pembebanan *Ultimate Breast Wall* Kombinasi 1 335
Tabel 5.149 Pembebanan *Ultimate Breast Wall* Kombinasi 2 335
Tabel 5.150 Pembebanan *Ultimate Breast Wall* Kombinasi 3 335
Tabel 5.151 Pembebanan *Ultimate Breast Wall* Kombinasi 4 336
Tabel 5.152 Pembebanan *Ultimate Breast* Wall Kombinasi 5 336
Tabel 5.153 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Ultimate* 336
Tabel 5.154 Gaya dan Momen Pada *Breast Wall* 337
Tabel 5.155 Perhitungan Berat Sendiri Pada *Back Wall* Atas 340
Tabel 5.156 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pada *Back Wall* Atas 341
Tabel 5.157 Kombinasi Beban *Ultimate* Pada *Back Wall* Atas 342
Tabel 5.158 Perhitungan Berat Sendiri Pada *Back Wall* Bawah 343
Tabel 5.159 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pada *Back Wall* Bawah 344
Tabel 5.160 Perhitungan Gaya Akibat Beban Gempa Pada *Back Wall* Bawah 345
Tabel 5.161 Kombinasi Beban *Ultimate* Pada *Back Wall* Bawah 345
Tabel 5.162 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri Corbel 351
Tabel 5.163 Perhitungan Gaya dan Momen Ultimate Pada Corbel 351
Tabel 5.164 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Pada *Wing Wall* 355
Tabel 5.165 Perhitungan Momen *Ultimate* Pada *Wing Wall* 355
Tabel 6. 1 Spesifikasi Bahan dalam Perencanaan Struktur 362
Tabel 6.2 Spesifikasi Bahan *Barrier* 363

Tabel 6.3 Spesifikasi Bahan dan Desain pada Plat Lantai Jembatan 363
Tabel 6.4 Rekapitulasi Desain Plat Injak 364
Tabel 6. 5 Spesifikasi Desain Balok PC*U-Girder* 365
Tabel 6.6 Tegangan Saat Transfer yang Terjadi pada Balok *U-Girder* 365
Tabel 6.7 Tegangan Saat Layan yang Terjadi pada Balok *U-Girder* 365

DAFTAR NOTASI

A = luas penampang bruto.

A_n = luas penampang netto.

A_t = luas penampang transformasi.

A_s = luas tulangan tarik.

A'_s = luas tulangan tekan.

A_v = luas tulangan geser dalam jarak s, atau luas tulangan geser yang tegak lurus tulangan tarik lentur dalam jarak s untuk komponen struktur lentur tinggi.

A_{1D} = luas penampang satu batang tulangan.

A_{ps} = luas tulangan prategang.

b = lebar muka tekan suatu komponen struktur.

B_x = lebar *pile cap* arah x.

B_y = lebar *pile cap* arah y.

Bj = berat jenis beton.

$c.g.c$ = *centre gravity of concrete* (kedudukan titik berat penampang)

c_t = jarak garis netral terhadap sisi atas penampang.

c_b = jarak garis netral terhadap sisi bawah penampang.

c_w = koefisien seret.

d = jarak dari serat terluar kepusat berat tulangan tarik.

d' = jarak dari serat tekan kepusat berat tulangan tekan.

d_p = jarak dari serat tekan terluar kepusat berat tulangann prategang.

e = eksentrisitas gaya terhadap terhadap sumbu.

E_c = modulus elastis beton.

E_s = modulus elastis baja

F = gaya gesek pada perletakan.

f'_c = kuat tekan beton yang ditetapkan.

f'_{ci} = kuat tekan beton pada saat transfer.

f_{ci} = tegangan ijin serat tekan pada saat *transfer*.

f_{ti} = tegangan ijin serat tarik pada saat *transfer*.

f_{cs} = tegangan ijin serat tekan pada saat layan.

f_{ts} = tegangan ijin serat tarik pada saat layan.

f_t = tegangan beton pada serat atas.

f_b = tegangan beton pada serat bawah.

f_y = kuat leleh tulangan non prategang yang ditetapkan.

f_{ps} = tegangan di batang prategang pada kondisi kuat nominal.

f_{pu} = kuat tarik tendon prategang yang ditetapkan.

f_{py} = kuat leleh tendon yang ditetapkan.

g = percepatan grafitasi.

h = tinggi penampang.

I = momen inersia penampang yang menahan beban luar terfaktor.

K = faktor beban ultimit.

K_v = faktor gempa vertikal

K_h = faktor gempa horizontal

L = panjang bentang.

LOF = *loss of ptrestress* (kehilangan gaya prategang)

M_o = momen akibat berat sendiri.

M_{TD} = momen akibat beban hidup kendaraan.

M_{MA} = momen akibat beban mati tambahan.

M_{TB} = momen akibat beban rem.

M_{EW} = momen akibat beban angin.

M_{TP} = momen akibat beban pejalan kaki.

M_r = momen rencana.

M_t = momen total (saat service)

M_n = kuat momen nominal

n = jumlah tulangan, jumlah tendon prategang

N = nilai SPT tanah (pukulan).

N' = nilai SPT terkoreksi

n_b = jumlah baris fondasi sumuran.

n_t = jumlah fondasi sumuran.

P = gaya aksial.

P_{MS} = gaya aksial akibat beban mati.

P_{TD} = gaya aksial akibat beban hidup kendaraan.

P_{TP} = gaya aksil akibat beban pejalan kaki.

P_n = kuat beban aksial nominal.

P_e = gaya prategang efektif.

P_o = gaya pretegang awal.

P_u = gaya aksial terfaktor.

R = rasio kehilangan gaya prategang.

R_n = koefisian lawan untuk perencanaan kekuatan.

r = radius girasi penampang komponen struktur tekan.

S = jarak antar tulangan.

s_t = modulus penampang bagian atas.

s_b = modulus penampang bagian bawah.

T = kopel resultant gaya tarik baja.

T_{EQ} = gaya gempa/gaya geser total.

T_S = gaya tarik tulangan baja non prategang.

T_{PS} = gaya tarik tulangan baja prategang.

T_x = gaya horizontal arah x.

T_y = gaya horizontal arah y.

V_c = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton.

V_u = gaya geser tefaktor di penampang.

W_T = berat total struktur.

y_a = jarak garis netral terhadap sisi atas.

y_b = jarak garis netral terhadap sisi bawah.

z_o = jarak titik berat tendon ke sisi bawah.

ΣH = jumlah gaya arah horizontal.

ΣP = jumlah gaya arah vertikal.

ΣM_{px} = jumlah momen penahan guling arah x.

ΣM_{py} = jumlah momen penahan guling arah y.

β_1 = konstata akuivalen blok tegangan yang tergantung dari mutui beton.

ρ = perbandingan tulangan tarik non-prategang.

$\rho_{\min}$ = perbandingan tulangan pada keadaan regangan minimum.

$\rho_{\max}$ = perbandingan tulangan pada keadaan regangan maksimum.

ε_c = regangan tekan beton.

ε_s = regangan pada baja tulangan.

$\emptyset$ = faktor reduksi kekuatan.

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1. *Borelog* BM 01
Lampiran 2. *Borelog* BM 02
Lampiran 3. *Borelog* BM 03
Lampiran 4. *Summary of Soil Data*
Lampiran 5. Gambar *Alinyement Layout*
Lampiran 6. Penampang Memanjang Jembatan
Lampiran 7. Balok Prategang dan Tendon
Lampiran 8. Susunan *Girder*, Penulangan *Girder*, Pelat Lantai, Non Prategang, dan Dinding Tepi
Lampiran 9. Pilar dan Pondasi Jembatan
Lampiran 10. Penulangan Pilar dan Pondasi Jembatan
Lampiran 11. *Abutment* dan Pondasi Jembatan
Lampiran 12. Penulangan *Abutment* dan Pondasi Jembatan

ABSTRAK

Jembatan merupakan prasarana transportasi yang digunakan sebagai salah satu penunjang dalam peningkatan pertumbuhan sosial, ekonomi dan industri. Jembatan Jurang Gempal dibangun di atas Sungai Bengawan Solo merupakan aliran sungai yang membentang di antara ruas jalan raya Solo-Wonogiri yang terletak di daerah Kabupaten Wonogiri Propinsi Jawa Tengah. Jembatan Jurang Gempal telah didesain menggunakan tipe struktur beton prategang *I Girder* bentang sederhana (*simple beam*) dengan tinggi *girder* sebesar 2,1 meter. Pada Tugas Akhir ini Jembatan Jurang Gempal didesain ulang menggunakan struktur bentang sederhana (*simple beam*) dengan struktur atas tipe *Prestressed Concrete U Girder* (*PCU Girder*).

Dalam perencanaan jembatan digunakan tipe struktur bentang sederhana (*simple beam*) dengan jenis struktur atas menggunakan tipe *Prestressed Concrete U Girder (PCU Girder*). *PC U* merupakan modifikasi bentuk box Girder dalam bentuk dan ukuran yang lebih kecil. Tidak seperti *PC I Girder* yang langsing, *PC U* memiliki bentuk badan yang lebih lebar namun pada bagian tengah bentang penampangnya juga cukup langsing (untuk tinggi yang sama dengan *I Girder*). Selain itu *PC U* mempunyai nilai estetika struktural dibandingkan dengan *PC I* sehingga cocok digunakan untuk perencanaan jembatan Jurang Gempal yang lokasinya di tengah pusat Pemerintahan Kabupaten Wonogiri. Pembebaban jembatan menggunakan RSNIT-02-2005 dan SNI 2833-2008. Analisis struktur jembatan menggunakan program SAP 2000 v.11 dan Ms. Excel 2013.

Penggambaran hasil perencanaan menggunakan program AutoCAD 2007. Jembatan Jurang Gempal didesain aman terhadap beban yang bekerja. Hasil perencanaan jembatan meliputi gelagar yang berbentuk *U-Girder* dengan tinggi 1,85 m. Struktur bawah meliputi *abutment*, pilar, *pile cap*, dan fondasi *bored pile*. Jembatan layang Jombor didesain menggunakan 3 bentang dengan panjang tiap bentang 40 m dan lebar melintang 10,7 m.

Kata kunci : *PCU-Girder*, jembatan, beton prategang.

ABSTRACT

The bridge is a transportation infrastructure that is used as one of supporting the growth of social, economic and industrial. Jurang Gempal bridge built over the River Bengawan Solo is a stream that runs between roadway Solo-Wonogiri located in the district of Wonogiri, Central Java Province. Jurang Gempal bridge has been designed using the structure type I Girder span prestressed concrete (simple beam) with a height of 2.1 meter girder. In this Final Project Jurang Gempal redesigned Bridge using span structures (simple beam) with the structure of the type of Prestressed Concrete Girder U (PCU Girder).

In the planning of the type used bridge span structures (simple beam) with a structure type on using a type of Prestressed Concrete Girder U (PCU Girder). PC U is a modified form of box Girder in shape and smaller size. Unlike PC I Girder slim, PC U has a body shape that is wider but at the midspan cross section was also quite slim (for the same high I Girder). Besides PC U has a structural aesthetic value compared with the first PC that is suitable for bridge planning Jurang Gempal, which are located in the center of Wonogiri District Government. Regulatory standard bridge using RSNIT-02-2005, SNI 2833-2008 and RSNIT 12-2004. Analysis of bridge structures using the program SAP 2000 v.11 and Ms. Excel 2013.

The depiction of planning results using AutoCAD 2007. The bridge program designed Jurang Gempal secure the working load. Girder bridge planning results include U-shaped with a height of 1.85 m Girder. Bottom structure includes abutments, pillars, pile cap, and the bored pile foundation. Jurang Gempal Bridge be designed using three spans with the length of each span of 40 m , 10.7 m wide transverse and 4 girder every

Keywords: PCU-Girder, bridges, prestressed concrete.

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Secara umum jembatan merupakan suatu konstruksi yang berfungsi untuk menghubungkan dua atau lebih bagian jalan yang terputus oleh adanya jurang, aliran sungai, saluran irigasi, jalan kereta api, jalan raya bahkan saat ini sudah ada jembatan yang mampu menghubungkan dua pulau yang terpisah oleh selat. Dari pengertian tersebut disimpulkan bahwa jembatan merupakan sarana transportasi yang digunakan sebagai penunjang dalam peningkatan pertumbuhan sosial, ekonomi dan industri. Seiring dengan berkembangnya ilmu pengetahuan jembatan telah mengalami perkembangan yang pesat, saat ini jembatan tidak hanya sebagai struktur penghubung antara ruas jalan, tetapi juga sebagai suatu bangunan monumental yang menjadi kebanggaan pada suatu daerah.

Sungai Bengawan Solo merupakan aliran sungai yang membentang di antara ruas jalan raya Solo-Wonogiri yang terletak di daerah Kabupaten Wonogiri Propinsi Jawa Tengah. Sebagai jalan provinsi yang menjadi jalan akses satu-satunya Solo-Ponorogo menjadikan daerah Wonogiri ikut berkembang di berbagai sektor, Untuk menunjang pertumbuhan dan perkembangan arus lalu lintas khususnya angkutan barang dan jasa pada umumnya yang terus meningkat. Maka diperlukan adanya sarana jalan dan jembatan yang memadai. Salah satu sarana yang dapat memenuhi kebutuhan tersebut adalah pembuatan ulang Jembatan Jurang Gempal yang sudah tidak layak digunakan saat ini.

Perencanaan ulang Jembatan Jurang Gempal, Pokoh, Kecamatan Wonogiri, Kabupaten Wonogiri ini diharapkan dapat membawa kemajuan di berbagai bidang khususnya meningkatkan sarana transportasi yang ada.

Dalam perencanaan kali ini jembatan Jurang Gempal didesain dengan menggunakan beton prategang karena beton prategang mempunyai beberapa keuntungan sebagai berikut :

1. Terhindarnya retak terbuka didaerah tarik, jadi lebih tahan terhadap keadaan korosif.
2. Karena terbentuknya lawan lendut sebelum beban rencana bekerja, maka lendutan akhirnya akan lebih dibandingkan dengan pada beton bertulang.
3. Jumlah berat baja prategang jauh lebih kecil dari pada jumlah berat beton biasa.
4. Ketahanan geser balok dan ketahanan puntirnya bertambah. Maka struktur dengan bentang besar dapat langsing.
5. Hampir tidak memerlukan pemeliharaan, lebih tahan lama karena tidak adanya retak-retak, berkurangnya beban mati yang diterima pondasi, dapat mempunyai bentang yang lebih besar, dan tinggi penampang kontruksi berkurang.

Dalam perencanaan jembatan digunakan tipe struktur bentang sederhana (*simple beam*) dengan jenis struktur atas menggunakan tipe *Prestressed Concrete U Girder* (*PCU Girder*). *PC U* merupakan modifikasi bentuk box *Girder* dalam bentuk dan ukuran yang lebih kecil. Tidak seperti *PC I Girder* yang langsing, *PC U* memiliki bentuk badan yang lebih lebar namun pada bagian tengah bentang penampangnya juga cukup langsing (untuk tinggi yang sama dengan I *Girder*). Menurut WiKa Beton (2014) spesifikasi produksi *Girder* bahwa *PC U* masih ideal diproduksi hingga bentang 40 m. Masnul (2009) menyatakan lebar *PC U* tidak langsing dari pada *PC I* menyebabkan jumlah *PC U* yang digunakan lebih sedikit jumlahnya dari pada *PC I Girder* (hemat hingga 50% unit *PC I Girder*). Karena bentuk dan ukurannya yang lebih besar maka berat sendiri per unit-nya juga lebih besar dari *PC I Girder*.

Pada proses *pra stressing*, *PC U Girder* lebih aman dari *PC I*. Karena luasan sentuhnya lebih besar maka kecil kemungkinan *PC U Girder* untuk terguling. Selain itu *PC U* mempunyai nilai estetika struktural dibandingkan dengan *PC I* sehingga cocok digunakan untuk perencanaan jembatan Jurang Gempal yang lokasinya di tengah pusat Pemerintahan Kabupaten Wonogiri. Dari pertimbangan – pertimbangan tersebut penulis memilih *PC U Girder* sebagai struktur atas jembatan.

1.2 RUMUSAN MASALAH

Berdasarkan latar belakang yang telah dikemukakan di atas, maka rumusan masalah yang diambil adalah sebagai berikut ini.

1. Bagaimana hasil perencanaan ulang struktur atas pada jembatan yang meliputi dinding tepi pagar, slab lantai kendaraan dan gelagar yang menggunakan beton prategang tipe *PC U Girder* bentang sederhana (simple beam) pada jembatan Jurang Gempal?
2. Bagaimana hasil perencanaan ulang struktur bawah pada jembatan Jurang Gempal yang meliputi abutment, pilar (pier), pilecap dan pondasi bored pile?

1.3 TUJUAN PERENCANAAN

Tujuan yang ingin dicapai dalam penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut ini.

1. Mendapatkan dimensi struktur atas yang aman pada jembatan tipe gelagar beton prategang *PC U Girder* pada jembatan Jurang Gempal.
2. Mendapatkan dimensi struktur bawah yang aman meliputi abutment, pilar (pier), pile cap dan pondasi bored pile pada jembatan Jurang Gempal.

1.4 MANFAAT PERENCANAAN

Manfaat dari perencanaan ini agar penyusun dapat merencanakan struktur atas dan struktur bawah jembatan khususnya dengan menggunakan profil penampang tipe *PC U Girder* yang aman sesuai peraturan yang ada.

Kegunaan studi pada penulisan tugas akhir ini adalah untuk mengaplikasikan ilmu teknik sipil mengenai struktur jembatan yang diperoleh selama kuliah sebagai bekal dalam menghadapi dunia kerja di bidang konstruksi jembatan khususnya jembatan.

1.5 BATASAN MASALAH

Batasan masalah diperlukan agar penulisan tugas akhir dapat terarah dan terfokus kepada tujuan yang akan dicapai. Beberapa batasan masalah yang dipakai dalam perencanaan ini adalah sebagai berikut ini.

1. Merencanakan detail stuktur atas dan struktur bawah jembatan dengan aman.
2. Gelagar yang digunakan berupa gelagar profil U.
3. Spesifikasi peraturan yang digunakan adalah sebagai berikut ini.
   a. Standar Pembebanan Untuk Jembatan RSNIT-02-2005, Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan SNI 2833-2008.
   b. Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan RSNIT-12-2004 tentang perencanaan struktur beton untuk jembatan.
4. Perencanaan meliputi berikut ini.
   a. Perencanaan slab jembatan.
   b. Perencanaan gelagar jembatan.
   c. Perencanaan abutment.
   d. Perencanaan pilar.
   e. Perencanaan pondasi.
5. Rencana Anggaran Biaya (RAB) tidak diulas pada penulisan Tugas Akhir ini.
6. Progam olah data menggunakan Ms. Excel 2013 dan SAP 2000 v.11

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 TINJAUAN UMUM

Studi pustaka merupakan suatu aktivitas untuk meninjau atau mengkaji kembali beberapa literatur yang telah dipublikasikan oleh akademisi atau peneliti lain sebelumnya yang terkait topik atau permasalahan yang akan diteliti (Taylor & Procter, 2010). Pada bab sebelumnya telah dibahas mengenai latar belakang belakang penelitian sehingga timbul tujuan dan manfaatnya. Selanjutnya pada bab ini akan diuraikan mengenai garis besar dari sebagian penelitian sebelumnya yang sejenis, dan pada akhir bab akan diuraikan perbedaan antara penelitian sebelumnya dengan penelitian yang sekarang.

2.2 PENELITIAN TERDAHULU

Penelitian mengenai perencanaan ulang jembatan yang telah ada telah banyak dilakukan oleh akademisi sebelumnya. Hal tersebut memberikan banyak referensi bagi perencanaan yang akan dilakukan. Pada perencanaan tugas akhir ini mengacu pada perencanaan dan penelitian sejenis yang pernah dilakukan sebelumnya, antara lain sebagai berikut :

1. Ir. M. Noer Ilham (2010)

Ir. M. Noer Ilham adalah dosen di Jurusan Teknik Sipil, Universitas Gadjah Mada. Beliau juga aktif dalam dunia perencanaan bangunan khusunya jembatan dan gedung. Pada Web http://mnoerilham.blogspot.co.id/ terdapat perhitungan secara lengkap khusunya bangunan jembatan beton prategang yang berdasarkan peraturan-peraturan yang berlaku serta perngalaman beliau sebagai dosen dan alhi perencana bangunan jembatan dan gedung. Salah satu contoh perencanaan adalah ”Perhitungan *Prestress Concrete "I" Girder* (*PCI-Girder*) Jembatan Sei. Tebing Rumbih, Barito Kuala, Kalimantan Selatan”. Dengan berbentuk *I-Girder* dengan tinggi 2,1 m. Struktur bawah meliputi abutment, pilar, pile cap, dan fondasi bored pile. Jembatan Sei didesain dengan panjang tiap bentang 50 m. Pada setia

perencaannya Ir. M. Noer Ilham menggunakan *software* untuk analisis perhitungan struktur jembatan dengan Ms. Excel dan SAP 2000.

2. Andri Febrianto (2015)

Tugas akhir ini mengambil judul "Perencanaan Ulang *Fly Ove*r Jombor Menggunakan Struktur Beton Prategang *Jenis PC I Girder* (*Prestressed Concrete I Girder*". Dalam tugas akhir ini jembatan layang Jombor yang merupakan akses jalan masuk kota Yogyakarta dari kota Magelang serta berada pada persimpangan antara jalan Solo – Gamping dan kota Yogyakarta – Magelang. Jembatan layang Jombor telah didesain menggunakan tipe struktur beton prategang *twin box girder* bentang menerus (*continuous beam*) dengan tinggi *box girder* sebesar 2,3 meter. Pada Tugas Akhir ini Jembatan layang Jombor didesain ulang menggunakan struktur bentang sederhana (*simple beam*) dengan struktur atas tipe *Prestressed Concrete I Girder* (*PC I Girder*). *PC I Girder* memiliki tinggi penampang yang relatif lebih kecil jika dibandingkan *box girder* . Pembebaban jembatan menggunakan RSNIT-02-2005 dan *Bridge Management System* (BMS) 1992. Analisis struktur jembatan menggunakan program SAP 2000 v.11 dan Ms. Excel 2010. Penggambaran hasil perencanaan menggunakan program AutoCAD 2007. Jembatan layang Jombor didesain aman terhadap beban yang bekerja. Hasil perencanaan jembatan meliputi gelagar yang berbentuk *I-Girder* dengan tinggi 2,1 m. Struktur bawah meliputi abutment, pilar, pile cap, dan fondasi bored pile. Jembatan layang Jombor didesain menggunakan 7 bentang dengan panjang tiap bentang 40 m dan lebar melintang 9 m.

3. Rizki Jati Nugroho (2013)

Tugas akhir ini mengambil judul "Perencanaan Ulang Jembatan Kretek II Dengan *Box Girder Prestressed* Penampang Trapesium"Jembatan Kretek II merupakan jembatan yang melintang di atas Sungai Opak dan membentang di antara ruas jalan Samas-Kretek yang terletak di daerah Kabupaten Bantul Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta. Jembatan Kretek II mempunyai panjang total mencapai 210 m. Jembatan yang mempunyai bentang panjang memerlukan perencanaan yang baik agar diperoleh hasil yang ekonomis, aman dan efisien.

Jembatan Kretek II ini, pada awalnya didesain menggunakan jembatan tipe

pelengkung bawah struktur beton bertulang yang mempunyai tingkat kesulitan pekerjaan tinggi dan volume beton yang relatif besar. Kemudian dilakukan disain ulang dengan tipe beton prategang menggunakan profil box girder. Pembebanan jembatan menggunakan Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (Bridge Management System (BMS) 1992). Sedangkan analisis struktur jembatan menggunakan bantuan program SAP 2000 v.11 dan Ms. Excel 2007. Adapun penggambaran hasil perencanaan menggunakan program AutoCAD 2008.

Jembatan Kretek II didesain aman terhadap beban yang bekerja pada konstruksi jembatan ini. Hasil perencanaan jembatan ini meliputi gelagar yang berbentuk box girder trapesium dengan tebal slab lantai 0,3 m, tebal dinding samping dan tengah 0,45 m dan tinggi penampang box girder 3,5 m. Baja prategang menggunakan strand 7 kawat yang sesuai dengan spesifikasi ASTM A-416 dan digunakan angkur VSL tipe E-55 dengan jumlah tendon 28 buah.Kemudian struktur bawah meliputi kepala jembatan (abutment), pilar, pile cap dan pondasi tiang bor (bored pile). Jembatan ini didesain ulang menjadi tiga bentang dengan panjang tiap bentang 70 m diukur dari as ke as tumpuan dan lebar melintang 18 m.

2.3 PENELITIAN SEKARANG

Hasil dari tinjauan umum dan penelitian sebelumnya dapat memberikan gambaran secara umum untuk pembuatan tugas akhir penulis, diantaranya sebagai berikut :

1. Struktur atas jembatan direncanakan menggunakan gelagar beton prategang tipe penampang U. Perlu dilakukan analisis terhadap kehilangan tegangan, tegangan pada saat transfer, gaya geser, kontrol lendutan dan kontrol tegangan akibat penurunan pondasi.
2. Acuan perencanaan pembebanan jembatan menggunakan Peraturan Standar Pembebanan jembatan RSNIT-02-2005, Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan SNI 2833-2008, Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan RSNIT-12-2004 tentang Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan.
3. Proses analisa struktur dibantu dengan menggunakan program SAP2000 v.11

dan program Ms. Excel 2013.

4. Struktur bawah jembatan yang meliputi Pilar, Abutment dan pondasi perlu diperhitungkan stabilitasnya agar aman terhadap momen guling dan momen geser.

Pada tabel 2.1 berikut dapat dilihat perbedaan antara penelitian terdahulu dan sekarang.

2.4. KEASLIAN PENELITIAN

Berdasarkan penelitian-penelitian terdahulu tentang perencanaan ulang jembatan, penelitian yang akan dilakukan yaitu Perencanaan Jembatan Jurang Gempal Wonogiri Dengan *PC U Girder* belum pernah dilakukan. Perencanaan Jembatan ini menggunakan Peraturan Standar Pembebanan R.SNI T-02-2005 yang merupakan acuan standar pembebanan struktur jembatan, Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan SNI 2833-2008, serta Peraturan Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan R.SNI T-12-2004 yang merupakan pegangan atau panduan dalam perencanaan jembatan di Indonesia. Pada tabel 2.1 berikut dapat dilihat perbedaan antara penelitian terdahulu dan sekarang sebagai bukti keaslian penelitian.

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Nama Peneliti	Bastya Pratama P	M Noer Ilham	Riski Jati N	Andri Febrianto
Tahun	2016	2010	2013	2015
Jenis Jembatan	Beton Prategang	Beton Prategang	Beton Prategang	Beton Prategang
Nama jembatan	Jurang Gempal	Sei	Srandakan II	Fly Over Jombor
Lokasi	Wonogiri	Barito Kuala	Bantul	Yogyakarta
Profil	U Girder	I Girder	I Girder	Box Girder
Bentang	40 m	50 m	40 m	70 m
Peraturan yang digunakan	RSNIT-02-2005	BMS 1992	BMS 1992	BMS 1992 dan RSNIT-02-2005

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 TINJAUAN UMUM

Bab ini menjelaskan tentang teori yang mendukung penulisan tugas akhir dalam perencanaan jembatan Jurang Gempal yang meliputi beberapa teori tentang perencanaan struktur jembatan dengan menggunakan beton prategang yang diperoleh dari catatan-catatan, buku, jurnal, dan laporan tugas akhir yang diperoleh dari peneliti dan atau perencana sebelumnya. Perencanaan struktur jembatan Jurang Gempal meliputi perencanaan struktur atas dan struktur bawah jembatan.

3.2 PENGERTIAN JEMBATAN

Supriyadi (2007) menyatakan jembatan mempunyai arti penting bagi setiap orang. Akan tetapi tingkat kepentingannya tidak sama bagi setiap orang, sehingga akan menjadi suatu bahan studi yang menarik. Suatu jembatan tunggal diatas sungai kecil akan dipandang berbeda oleh tiap orang sebab penglihatan/pandangan masing-masing orang yang melihat berbeda pula. Seorang yang melintasi jembatan setiap hari pada saat pergi bekerja, hanya dapat melintasi sungai bila ada jembatan, dan ia menyatakan bahwa jembatan adalah sebuah jalan yang diberi sandaran pada tepinya. Tentunya bagi seorang pemimpin pemerintahan dan dunia bisnis akan memandang hal yang berbeda pula.

Sistem bangunan atas jembatan yang telah diteliti dan dikembangkan selama bertahun-tahun, termasuk pengembangan tipe-tipe konstruksi bangunan atas, jenis material, nilai ekonomis, panjang jembatan yang mungkin dicapai, telah menghasilkan suatu kesimpulan berupa suatu konsep yang dikenal dengan sebutan “Bentang Ekonomis Jembatan” Herry Vaza (2003). Bentang yang paling ekonomis untuk suatu tipe konstruksi jembatan dengan material tertentu disajikan pada Tabel 3.1. di halaman selanjutnya.

Tabel 3.1 Bentang Ekonomis Jembatan Berdasar Material

No	Tipe Jembatan	Bentang
1.	Flat Slab	5 m – 15 m
2.	Gelagar	10 m – 25 m
3.	Gelagar *Prestressed I Section*	15 m – 40 m
4.	Gelagar *Box Prismatic Section*	30 m – 60 m
5.	*Box Free Cantilever System*	60 m – 200 m
6.	Pelengkung (*Arch*)	50 m – 250 m
7.	Rangka	40 m – 400m
8.	*Cable Stayed*	250 m -1000 m
9.	Gantung (*Suspension*)	100 m – 2000 m
10.	*Hybrid Suspension-Cable Stayed*	1500 m – 3000 m
11.	*BI-Stayed* (Pengembangan *Cable Stayed*)	> 1500 m

Sumber : Herry Vaza (2003)

Komponen jembatan secara umum dibagi menjadi 2 bagian besar yaitu:

1. Struktur Atas (*Upper Structure*)

Struktur atas jembatan (*upper structure*) adalah bagian dari elemen-elemen konstruksi yang dirancang untuk memindahkan beban-beban yang diterima oleh lantai jembatan hingga ke perletakkan, sedangkan lantai jembatan adalah bagian jembatan yang langsung menerima beban lalu lintas kendaraan dan pejalan kaki. Struktur atas jembatan (*upper structure*) terdiri dari:

a. Dinding sandaran
b. Konstruksi trotoar
c. Lantai jembatan
d. Gelagar (girder)
e. Balok diafragma
f. Tumpuan (Bearing)

2. Struktur Bawah (*Sub Structure*)

Struktur bawah jembatan (*sub structure*) merupakan suatu system yang mendukung beban yang terjadi pada struuktur atas (*upper structure*). Bagian-bagian dari struktur bawah jembatan antara lain:

a. *Abutment*
b. Pondasi *abutment*
c. Pilar
d. Pondasi pilar

3.3 PRINSIP DASAR BETON PRATEGANG

Hadipratomo (2006) berpendapat seperti halnya beton bertulang, beton prategang juga merupakan struktur komposit antara dua bahan, ialah beton dan baja tetapi dengan mutu tinggi. Baja yang dipakai disebut *tendon* yang dikelompokan dan membentuk kabel. Seperti yang sudah diketahui, beton tidak dapat menahan tarik, tetapi dapat menerima tekanan yang besar. sedangkan tegangan tarik yang besar selalu terjadi pada struktur yang besar atau mempunyai bentang besar, atau beban yang berat.

Dengan pertimbangan itulah, maka didaerah yang diperkitakan akan timbul tegangan tarik, dipasang tendon yang diberi tegangan awal. Yang dimaksudkan dengan tegangan awal disini adalah tegangan tarik.

Pada tahun 1940 diperkenalkan sistem prategang yang pertama seperti yang masih dipakai sampai sekarang. Pada tahun 1949/1950 dibangun jembatan beton prategang yang pertama dengan bentang 47 m, di Philadephia (Walnut Lane Bridge). Sampai sekarang telah dikembangkan banyak sistem dan teknik prategang yang telah disempurnakan.

Dalam perencanaan struktur atas jembatan menggunakan beton prategang dikenal ada beberapa jenis penampang yang digunakan, antara lain adalah :

1. Penampang I (*PC I-Girder*)

   Gelagar utama terdiri dari plat girder atau rolled-I, penampang I efektif menahan beban tekuk dan geser.

2. Penampang kotak maupun trapesium (*box girder*)

   Gelagar utama terdiri dari satu atau beberapa balok kotak berongga dari beton, sehingga mampu menahan lendutan, geser dan torsi secara efektif.

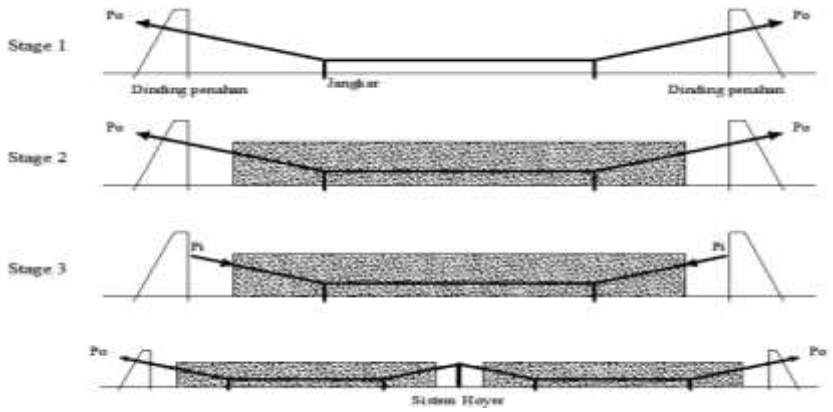
3. Penampang U (*PC U-Girder*)

Gelagar utama terdiri dari satu atau beberapa balok berpenampang U dan akan diperkuat baja-baja prategang di dalamnya. Gelagar ini mempunyai nilai estetika yang tinggi dibandingkan dengan gelagar lain.

3.3.1 Sistem Penarikan Baja Prategang

1. Pratarik (*Pretensioning*) dan pengangkuran ujung

Pada sistem pratarik, baja prategang ditarik/diregangkan terlebih dahulu dan dijangkarkan pada tembok/dinding penahan (*bulkhead*), baru kemudian beton dicor. Setelah beton mencapai umur/kekuatan tertentu, baja prategang menekan komponen/balok. Transfer gaya prategang umumnya melalui ikatan/lekatan antara baja prategang dengan beton yang mengelilinginya. Pemakaian praktis dari metode pratarik ini pertama kali dikerjakan oleh *E.Hoyer*, sehingga dikenal sebagai system Hoyer (*A.Kadir Aboe*, 2006). Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 3.1 di bawah ini.

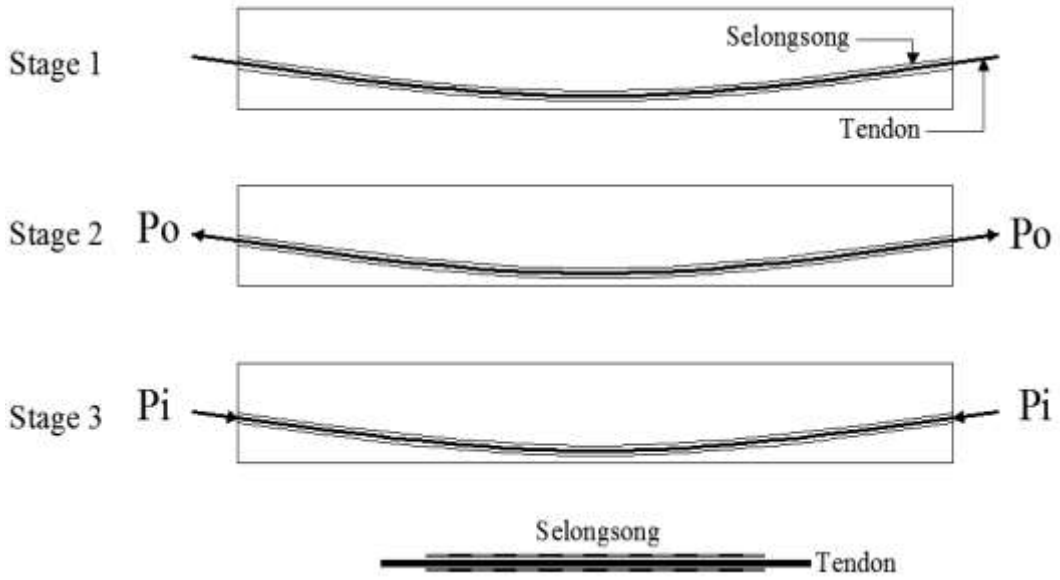


Gambar 3.1 Sistem Pratarik (Sumber: *A.*Kadir *Aboe*, 2006)

2. Pascatarik (*posttensioning*) dengan metode penarikan kabel.

Sistem paskatarik merupakan kebalikan sistem pratarik. Pada cara ini pertama-tama beton dicor / dicetak terlebih dahulu, dengan baja prategang sesuai alinyemen yang direncanakan terletak di dalam selongsong (*duck*) juga ikut tercor.

Setelah beton mencapai umur / kekuatan tertentu, baja prategang ditarik dan kemudian dijangkarkan / diangkurkan pada ujung komponen. Transfer gaya prategang pada sistem ini melalui angkur (Kadir Aboe, A.2006). Untuk lebih jelasnya lihat pada Gambar 3.2 di bawah ini.



Gambar 3.2 Sistem Paskatarik

(Sumber: A.*Kadir Aboe*, 2006)

3.3.2 Konsep Beton Prategang

Menurut *T.Y Lin dan Burnas* (1982) dalam buku "Struktur Beton Prategang" oleh A. Kadir Aboe (2006), ada tiga konsep yang dapat digunakan untuk menjelaskan dan menganalisis sifat-sifat dasar dari beton prategang yaitu sebagai berikut.

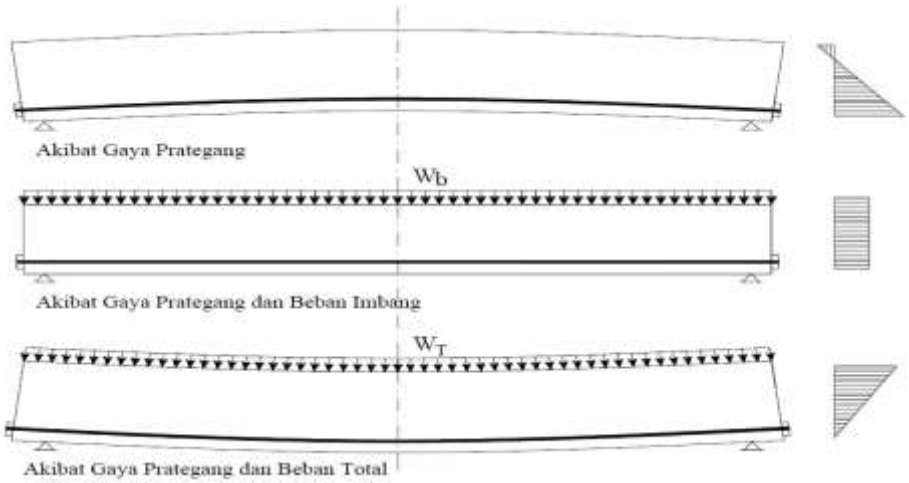
1. Sistem prategang untuk mengubah beton menjadi elastis

Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Konsep ini merupakan pemikiran dari Eugene Freyssinet yang memvisualisasikan beton

prategang sebagai beton yang ditransformasikan dari bahan getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan (desakan) terlebih dahulu (pratekan) pada bahan tersebut. Beton yang tidak mampu menahan tarikan dan kuat memikul tekanan sedemikian rupa sehingga bahan yang getas dapat memikul tegangan tarik. Dari konsep ini kemudian mucul kriteria "tidak ada tegangan tarik" pada beton.

Berdasarkan pandangan tersebut, beton divisualisasikan sebagai benda yang mengalami dua sistem pembebanan yaitu:

a. Gaya internal (gaya prategang)
b. Beban eksternal (berat sendiri + beban mati + beban hidup)



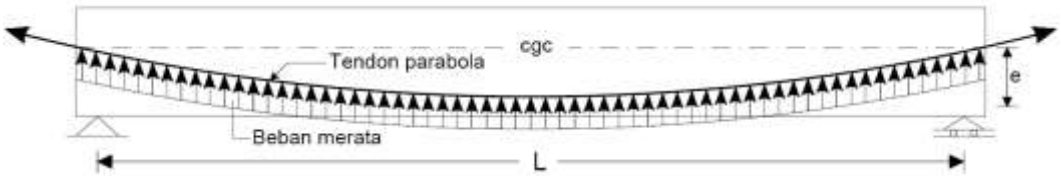
Gambar 3.3 Balok Akibat Gaya Prategang dan Gaya Eksternal
(Sumber: *A. Kadir Aboe*, 2006)

2. Sistem prategang untuk mencapai keseimbangan beban

Konsep ini terutama menggunakan prategang sebagai usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah elemen struktur. Penerapan dari konsep ini menganggap beton diambil sebagai benda bebas dan menggantikan tendon dengan gaya-gaya pada beton sepanjang bentang.

Pada keseluruhan desain struktur beton prategang, pengaruh dari prategang dipandang sebagai kesetimbangan berat sendiri sehingga elemen struktur yang mengalami lenturan seperti pelat (*slab*), balok dan gelagar (*girder*) tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi. Bila tendon

dengan profil parabola ditarik, maka untuk dapat tetap mempertahankan posisinya diperlukan gaya vertikal ke bawah. Karena tendon terbungkus beton, maka akan timbul gaya ke atas menekan beton, yang berlawanan arah dengan gaya untuk mempertahankan posisi tendon. (*A.Kadir Aboe*, 2006) lihat Gambar 3.4.



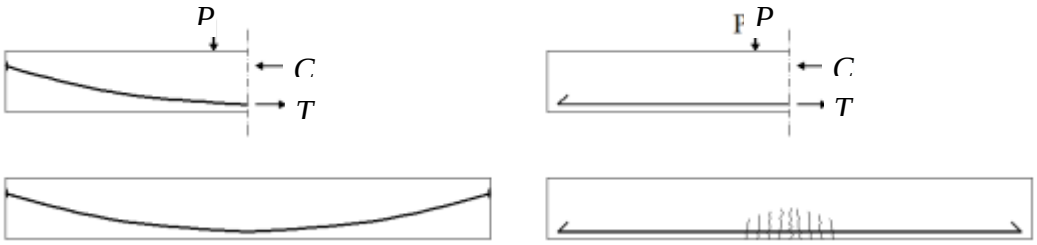
Gambar 3.4 Balok Prategang dengan Tendon Parabola

(Sumber: *Kadir Aboe, A.* 2006)

3. Sistem prategang untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton

Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi dari baja dan beton seperti pada beton bertulang. Fungsi baja menahan tarikan dan beton menahan desakan. Dengan demikian kedua bahan membentuk tahanan untuk menahan momen eksternal. Jika baja mutu tinggi ditanamkan pada beton, seperti pada beton bertulang biasa, beton sekitarnya akan menjadi retak berat sebelum seluruh kekuatan baja digunakan. Oleh karena itu, baja perlu ditarik sebelumnya terhadap beton. Dengan menarik dan menjangkarkan baja ke beton, dihasilkan tegangan dan regangan yang diinginkan pada kedua bahan, tegangan dan regangan tekan terjadi pada beton, sedangkan tegangan dan regangan tarik terjadi pada baja. Kombinasi ini memungkinkan pemakaian yang aman dan ekonomis dari kedua bahan yang hal ini tidak dapat dicapai jika baja hanya ditanamkan di dalam beton seperti pada beton bertulang biasa. (*A. Kadir Aboe*, 2006)

Berikut Gambar 3.5 dibawah ini yang menjelaskan tentang perbedaan antara penampang balok prategang dan balok beton bertulang pada saat diberikan beban.



Beton Prategang Beton Bertulang

Gambar 3.5 Momen Tahanan Internal pada Balok Beton Prategang dan Beton Bertulang

(Sumber: *Bambang S dan Agus S.M*, 2007)

3.3.3 Tahap Pembebanan

Dalam perancangan beton prategang, pembebanan tidak hanya ditinjau berdasarkan beban eksternal yang bekerja, seperti beban mati dan beban hidup, tetapi juga terhadap kombinasi dari beban-beban tersebut dengan gaya prategang yang bekerja pada penampang beton. Diantara tahap pembebanan tersebut yang paling kritis biasanya pada tahap sesaat setelah baja ditegangkan (*initial stage*) dan pada masa pelayanan/akhir (*service*/*final stage*). (Bambang S dan Agus S.M, 2007)

1. *Initial Stage*

Initial stage adalah tahap dimana gaya prategang dipindahkan pada beton dan tidak ada beban luar yang bekerja selain berat sendiri. Pada tahap ini gaya prategang maksimum sebab belum ada kehilangan prategangan dan kekuatan beton minimum sebab umur beton masih muda, konsekuensinya tegangan pada beton menjadi kritis. Pada sistem penarikan awal (*pre tensioning*), untuk mempercepat proses penarikan, tendon dilepaskan pada saat beton mencapai (60-80) % kekuatan yang disyaratkan yaitu pada umur 28 hari. Pada sistem penarikan akhir (*post tensioning*), tendon tidak ditarik sekaligus tetapi ditarik dalam dua atau tiga tahap untuk memberikan kesempatan kepada beton untuk mencapai kekuatan yang diisyaratkan gaya prategang diterapkan sepenuhnya. (*Naaman*, 1982).

2. *Final Stage*

Tahap ini merupakan kondisi paling berat untuk kondisi masa pelayanan, dengan asumsi bahwa semua kehilangan prategang telah terjadi sehingga gaya prategang telah mencapai nilai terkecil dan kombinasi beban luar mencapai nilai

terbesar yaitu meliputi berat sendiri, beban mati, beban hidup, beban kejut dan sejenisnya. (*Naaman*, 1982).

3.4 JENIS PERENCANAAN

Untuk memperoleh hasil perencanaan yang menjamin keamanan, beberapa pendekatan perencanaan dapat diterapkan. Pendekatan ini umumnya berdasarkan teori yang didukung oleh bukti-bukti/ hasil penelitian. Beberapa pendekatan ini antara lain: perencanaan tegangan kerja (*working stress design*), perencanaan kekuatan batas (*ultimite strength design*), perencanaan plastis (*limit or plastic design*), perencanaan keadaan batas (*limit state design*) dan perencanaan probabilitas (*probabilistic design*). Meskipun perencanaan dengan satu cara sudah cukup, perencanaan prategang pada saat ini biasanya merupakan kombinasi perencanaan tegangan kerja dan kekuatan batas. (*Naaman*, 1982).

1. Perencanaan Tegangan Kerja (*Working Stress Design*/WSD)

Pada pendekatan ini, tegangan dibawah beban kerja dibatasi dengan tegangan ijin dan struktur diasumsikan elastis linier. Keamanan dipenuhi dengan memilih tegangan kerja sebagai bagian kecil dari karakteristik kekuatan komponen material. Tegangan ijin diterapkan dalam bermacam-macam peraturan dan kemungkinan berbeda satu sama lain. Sebagai contoh, tegangan ijin maksimum terhadap lentur pada beton dapat diambil sebesar 0,45 f'c, hal ini memberikan angka keamanan sebesar 1/0,45 = 2,22. Perlu diperhatikan bahwa pada perencanaan tegangan kerja semua jenis beban diperlakukan sama. (*Naaman*, 1982).

Pada perencanaan tegangan kerja, tegangan-tegangan pada serat terluar umumnya ditinjau dalam dua keadaan yaitu pada saat setelah baja ditegangkan (*initial stage*) dan pada saat pelayanan (*final stage*). (*Naaman*, 1982).

2. Perencanaan Kuat Batas (*Ultimite Strength Design*/USD)

Pada pendekatan ini, beban kerja rencana dikalikan dengan faktor beban dan struktur direncanakan untuk menahan beban terfaktor tersebut pada kapasitas batasnya. Beban terfaktor yang berhubungan dengan jenis beban

ditujukan untuk mengurangi pengaruh derajat kemajemukan dan ketidaktentuan dari beban-beban tersebut. Pendekatan ini lebih realistis daripada perencanaan tegangan kerja dimana semua beban diperlakukan sama. Pada kondisi batas, kuat batas lentur harus dihitung berdasarkan konsep kompabilitas regangan dengan memperhitungkan regangan- regangan yang terjadi pada saat transfer prategang. (*Naaman*, 1982). Pada perencanaan pendekatan ini, tegangan dibawah beban kerja dibatasi dengan tegangan ijin dan struktur diasumsikan elastis linier. Keamanan dipenuhi dengan memilih komponen material. Tegangan ijin ditetapkan dalam bermacam- macam peraturan dan kemungkinan berbeda satu sama lain. (*Naaman*, 1982).

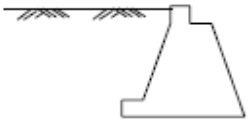
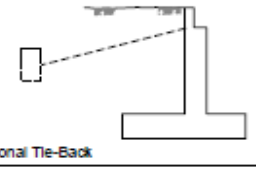
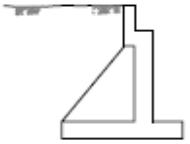
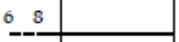
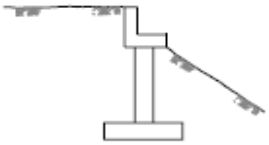
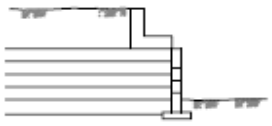
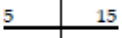
3.5 *ABUTMENT* DAN PILAR

Struktur bawah jembatan terbagi menjadi dua bagian yaitu *Abutmen* (Kepala Jembatan) dan *Pier* (Pilar). Perencanaan *abutment* dan *pier* jembatan menurut Direktorat Jenderal Bina Marga pada Buku Perencanaan Teknik Jembatan, perlu memperhatikan hal-hal sebagai berikut:

1. Memiliki dimensi yang ekonomis.
2. Kuat menahan beban struktur atas, beban lalu lintas, beban angin dan beban gempa.
3. Kuat menahan tekanan air mengalir, tumbukan benda hanyutan, tumbukan kapal dan tumbukan kendaraan/

Abutment merupakan kombinasi dari fungsi pilar dan dinding penahan tanah dengan fungsi mendukung ujung-ujung jembatan dan menyediakan dukungan lateral bagi tanah atau batu disekitar jembatan. Tipe *abutment* untuk lebih lengkapnya dapat dilihat pada Tabel 3.2.

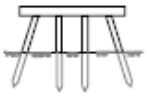
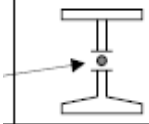
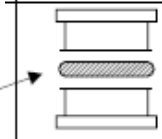
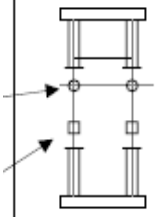
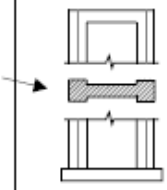
Tabel 3.2 Jenis-Jenis *Abutment*

JENIS PANGKAL		TINGGI TIPIKAL (m) 0 10 20 30
PANGKAL TEMBOK PENAHAN GRAVITASI		
PANGKAL TEMBOK PENAHAN KANTILEVER		
PANGKAL TEMBOK PENAHAN KONTRAFORT		
PANGKAL KOLOM SPILL-TROUGH		
PANGKAL BALOK CAP TIANG SEDERHANA		
PANGKAL TANAH BERTULANG		

(Sumber: Perencanaan Teknik Jembatan, DJBM PU)

Pilar jembatan digunakan untuk jembatan dengan bentang yang panjang. Bentuk model pada pilar jembatan dapat berupa masif (*solid*), kotak, bundar, oval dan terdiri dari beberapa kolom. Pilar jembatan Jurang Gempal direncanakan dengan menggunakan massif (*solid*). Beberapa tipikal bentuk Pilar dapat dilihat pada Tabel 3.3

Tabel 3.3 Tipikal Jenis *Pier* Jembatan

JENIS PILAR		TINGGI TIPIKAL (m) 0 10 20 30
PILAR BALOK CAPTIANG SEDERHANA Dua baris tiang adalah umumnya minimal		
PILAR TEMBOK Ujung bundar dan alinemen tembok sesuai arah aliran membantu mengurangi gaya aliran dan		5 — 15
PILAR TEMBOK ujung bundar dan alinemen tembok sesuai arah aliran membantu mengurangi gaya aliran dan gerusan lokal		5 — 25
PILAR PORTAL SATU TINGKAT (KOLOM GANDA ATAU MAJEMUK) Dianjurkan kolom sirkular pada aliran arus Pemisahan kolom dengan 2D atau lebih membantu kelancaran aliran arus		5 — 15
PILAR PORTAL DUA TINGKAT		15 — 25
PILAR TEMBOK – PENAMPANG 1 Penampang ini mempunyai karakteristik tidak baik terhadap aliran arus dan dianjurkan untuk penggunaan didarat		25

(Sumber: Perencanaan Teknik Jembatan, DJBM PU)

Struktur bawah jembatan yang meliputi abutmen dan pilar harus direncakaan berdasarkan perilaku jangka panjang material dan kondisi lingkungan seperti selimut beton digunakan minimal 30 mm (daerah normal) dan minimal 50 mm (daerah agresif).

3.6 PONDASI

Pondasi adalah struktur paling bawah dari suatu bangunan. Pondasi suatu bangunan berfungsi untuk meneruskan beban-beban pada struktur atas ke tanah

atau batuan yang berada di bawahnya. Dasar pondasi harus diletakkan pada tanah keras, apabila tanah keras masih berada pada kedalaman 2 meter dapat digunakan pondasi dangkal. Untuk kedalaman 6 – 8 meter maka harus digunakan pondasi sumuran dan untuk kedalaman lebih dari 8 meter digunakan pondasi tiang pancang atau *bor pile*. (*Hary Christady Hardiyatmo,* 2003)

Pondasi merupakan elemen struktur yang berfungsi meneruskan beban yang bekerja di atasnya ke tanah. Kegagalan perencanaan pondasi akan mengakibatkan bangunan secara keseluruhan tidak stabil dan mudah runtuh meskipun struktur atas kuat dan aman.

Oleh karena itu, data yang diperlukan untuk menentukan jenis pondasi suatu bangunan adalah:

1. Susunan, tebal dan sifat lapisan tanah,
2. Besar, macam dan sifat khusus bangunan,
3. peralatan yang tersedia,
4. beban yang harus didukung,
5. biaya dan tenaga kerja serta lingkungan sekitar bangunan.

Selain data di atas, ada persyaratan teknis lain yang harus diperhatikan dalam merencanakan fondasi, yaitu:

1. tanah dasar harus mampu mendukukng beban yang bekerja,
2. tanah dasar harus mampu mendukung beban yang bekerja,
3. fondasi aman terhadap bahaya guling dan geser yang terjadi,
4. dapat menahan tekanan air yang mungkin terjadi,
5. dapat menyesuaikan terhadap kemungkinan terjadi gerakan-gerakan tanah, seperti penyusutan tanah, tanah yang labil, maupun gaya horizontal akibat beban gempa bumi,

Adapun jenis-jenis fondasi sebagai berikut:

1. Pondasi dangkal

Pondasi dangkal yaitu pondasi dengan kedalaman < 3 m. Adapun jenis-jenis pondasi yang termasuk dalam fondasi dangkal yaitu:

a. Pondasi staal, yaitu pondasi batu kali yang menerus dan biasanya digunakan pada rumah tinggal sederhana.

b. Pondasi plat kaki (*foot plat*) yaitu pondasi yang berbentuk plat dengan pembebanan terbalik dan kedalaman pondasinya ± 2,5 m.

2. Pondasi dalam

Pondasi dalam yaitu pondasi dengan kedalaman ≥ 3 m. Adapun jenis-jenis pondasi yang termasuk dalam pondasi dalam yaitu:

a. Pondasi tiang pancang, yaitu pondasi yang dikerjakan dengan cara tiang pondasi dibuat terlebih dahulu sebelum dimasukkan ke dalam tanah. Untuk memasukkan tiang ke dalam tanah sampai dengan kedalaman yang direncanakan adalah dengan cara memukul kepala tiang berulang kali dengan menggunakan palu khusus.
b. Pondasi tiang bor, yaitu pondasi yang dikerjakan dengan cara membuat lubang bor dengan diameter yang direncanakan. Umumnya tulangan yang telah dirangkai kemudian dimasukkan ke dalam lubang tersebut dan diikuti dengan pengisian material beton ke dalam lubang bor tersebut.

3. Pondasi *Bor Pile*

Pondasi adalah beton normal/beton biasa yang menggunakan ukuran agregat yang relatif besar. Ukuran agregat kasar mencapai 20 cm. Pondasi sumuran/siklop terdapat dibawah pondasi yang berfungsi untuk perbaikan tanah sehingga podasi dapat berdiri diatasnya.

Berdasarkan data yang tersedia dan dengan berbagai pertimbangan teknis kondisi di lapangan, maka jembatan Jurang Gempal direncanakan menggunakan pondasi tiang bor (*bored pile*) untuk *pier* dan *abutment*.

3.7 PEMBEBANAN

Di Indonesia peraturan tentang pembebanan jembatan mengacu pada Peraturan Standar Pembebanan Untuk Jembatan RSNI T-02-2005, Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan SNI 2833-2008, Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan RSNI T-12-2004.

Beban rencana yang diperhitungkan berdasarkan peraturan yang dijelaskan. Pada perencanaan ulang Jembatan Jurang Gempal ini beban rencana yang diperhitungkan terdiri dari:

1. Beban permanen
2. Beban lalu lintas
3. Beban dari lingkungan
4. Beban lainnya

3.7.1 Beban Permanen

1. Berat Sendiri

Berat sendiri jembatan merupakan berat elemen structural ditambah dengan elemen non struktural yang dipikul dan bersifat tetap.

a. Perencanaan lantai kendaraan

Berat plat dipakai = 24,5 kN/m^3

Berat perkerasan aspal dipakai = 22 kN/m^3

Berat air hujan dipakai = 9,8 kN/m^3

(Sumber: RSNI-T-02-2005, Pasal 5.2 Tabel 3)

b. Perencanaan gelagar jembatan

Berat sendiri gelagar = 25,5 kN/m^3

Berat diafragma = 24,5 kN/m^3

(Sumber: RSNI-T-02-2005, Pasal 5.2 Tabel 3)

2. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan terdiri dari elemen non struktural yang merekat secara permanen dan dianggap satu kesatuan yang utuh dalam jembatan seperti :

a. Pelapisan ulang permukaan aspal (*overlay*) dianggap sebesar 50 mm.
   γ_{aspal} = 22 kN/m^3.
b. Sandaran, pagar pengaman dan penghalang beton.
c. Sarana umum seperti pipa air, lampu jalan dll
d. Genangan air hujan.

(Sumber: RSNI-T-02-2005, Pasal 5.3).

3. Rangkak dan Susut (*Creep and Shrinkage*)

Pengaruh rangkak dan penyusutan (*creep and shrinkage*) harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan beton. Pengaruh ini harus dihitung dengan menggunakan beban mati dari jembatan.

4. Prategang (*Prestress*)

Prestressing akan menyebabkan momen sekunder pada elemen struktur yang mengalami pengekangan (*restrain*) pada struktur statik tak tentu. Pengaruh sekunder tersebut harus diperhitungkan baik pada batas layan maupun batas *ultimate*. Efek *prestressing* harus diperhitungkan sebelum (selama konstruksi) dan sesudah kehilangan tegangan dalam kombinasinya dengan beban-beban lain.

5. Beban Tekanan Tanah (TA)

Koefisien tekanan tanah nominal harus dihitung dari sifat-sifat tanah. Sifat-sifat tanah (kepadatan, kadar kelembaban, kohesi, sudut geser dalam dan sebagainya) bisa diperoleh dari hasil pengukuran dan pengujian tanah. Tekanan tanah lateral mempunyai hubungan yang tidak linier dengan sifat – sifat bahan tanah. Tekanan tanah lateral daya layan dihitung berdasarkan harga nominal dari ws, c dan φ.

w_s = berat volume tanah

c = kohesi tanah

φ = sudut gesek dalam

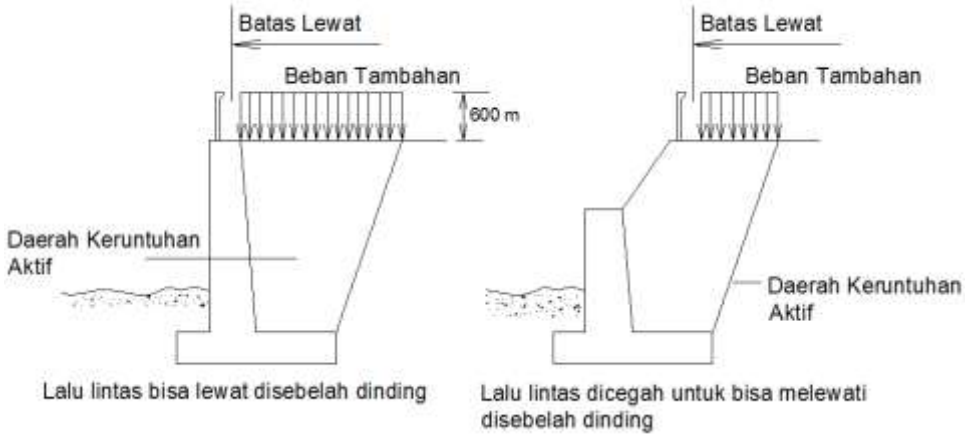
Tekanan tanah lateral ultimit dihitung dengan menggunakan harga nominal dari ws dan harga rencana dari c dan φ. Harga-harga rencana dari c dan φ diperoleh dari harga nominal dengan menggunakan Faktor Pengurangan Kekuatan KR, seperti terlihat dalam Tabel 3.4. Tekanan tanah lateral yang diperoleh masih berupa harga nominal dan selanjutnya harus dikalikan dengan Faktor Beban yang cukup seperti yang tercantum dalam Tabel 3.4. Tekanan tanah lateral dipengaruhi oleh harga nilai ws, c dan φ.

Tabel 3.4 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah

JANGKA WAKTU	DESKRIPSI	FAKTOR BEBAN		
		K_{TA}^{S}	K_{TA}^{U}	
			Biasa	Terkurangi
Tetap	Tekanan tanah vertikal	1,0	1,25 (1)	0,80
	Tekanan tanah lateral			
	- aktif	1,0	1,25	0,80
	- pasif	1,0	1,40	0,70
	- keadaan diam	1,0	lihat penjelasan	

Sumber: RSNIT-02-2005 (2005)

Tanah dibelakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis (lihat Gambar 3.6). Besarnya beban tambahan ini adalah setara dengan tanah setebal 0,6 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut. Beban tambahan ini hanya diterapkan untuk menghitung tekanan tanah dalam arah lateral saja, dan faktor beban yang digunakan harus sama seperti yang telah ditentukan dalam menghitung tekanan tanah arah lateral. Faktor pengaruh pengurangan dari beban tambahan ini harus nol.



Gambar 3.6 Tambahan Beban Hidup

(Sumber: RSNIT-02-2005)

6. Penurunan Pilar (*Pier Settlement*)

Penurunan pada pilar maupun *abutment* akan memberikan efek (perubahan gaya dalam) pada struktur jembatan yang direncanakan sebagai sestem statis tak tentu. Efek ini harus diperhitungkan pada perencanaan jembatan. Penurunan pada *abutment* atau pilar diasumsikan sebesar 10 mm.

3.7.2 Beban Lalu Lintas

1. Beban Lajur "*D*" (TD)

Beban lajur "*D*" terdiri dari beban terbagi merata (UDL) dan beban garis (KEL). Beban lajur "*D*" bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur "D" yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.

a. Beban terbagi merata (UDL) mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang bentang total L yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut.

$L \leq 30$ m $\rightarrow$ q = 9,0 kPa (3.1)

$L \geq 30$ m $\rightarrow$ $q = 9{,}0 \,.\, (0{,}5 + \frac{15}{L})$ kPa (3.2)

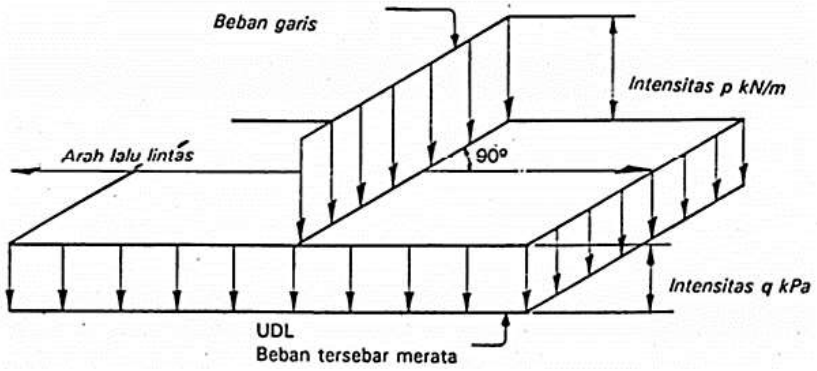
Sumber: RSNI-T-02-2005, Pasal 6.3).

"*L*" merupakan jumlah dari panjang masing-masing beban terputus tersebut. Beban lajur "*D*" ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas seperti ditunjukkan dalam Gambar 3.7.

b. Beban garis (KEL) ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas. (lihat Gambar 3.8)

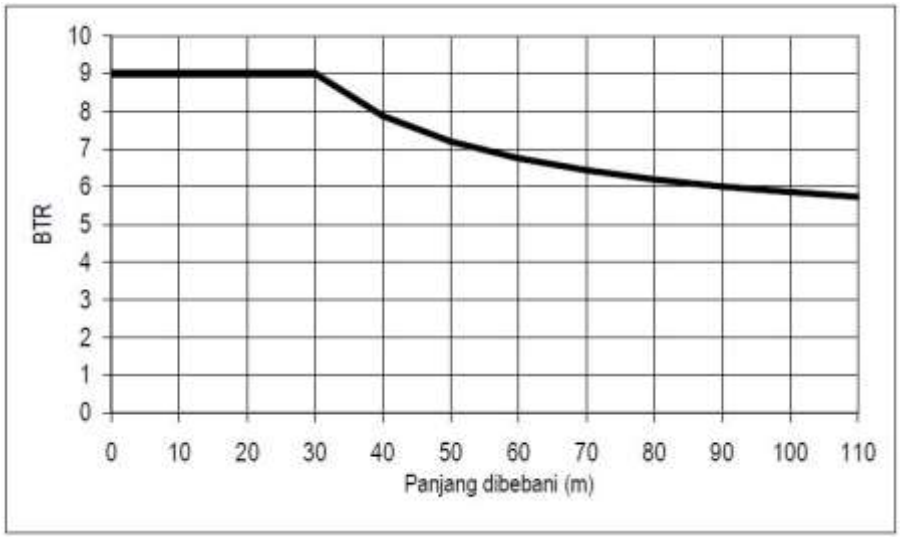
KEL mempunyai intensitas, p = 49,0 kN/m,

(Sumber: RSNIT-02-2005, Pasal 6.3).



Gambar 3.7 Beban Lajur "D"

(Sumber RSNI-T-02-2005)



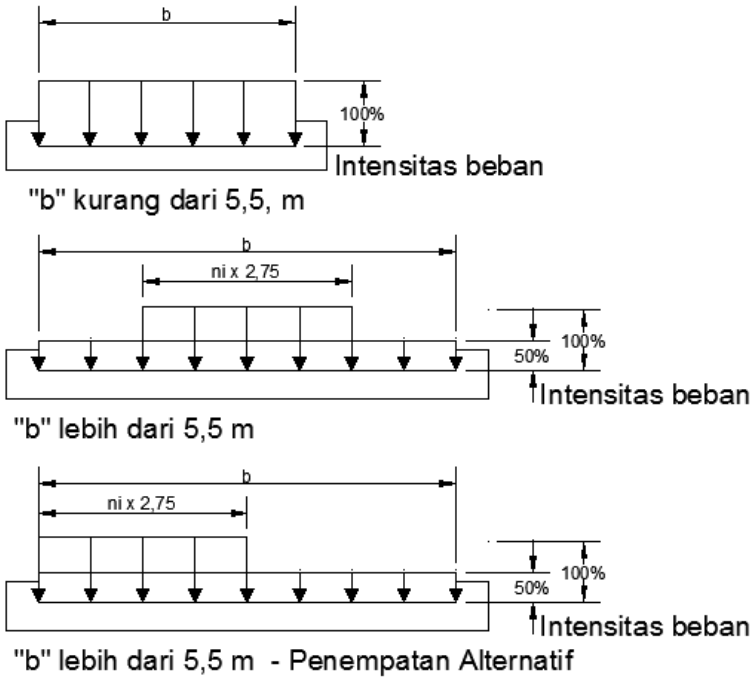
Gambar 3.8 Grafik Beban Tersebar Merata

(Sumber RSNI-T-02-2005)

Ketentuan penyebaran beban "*D*" pada arah melintang jembatan sebagai berikut:

a. Lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 meter, beban "*D*" harus ditempatkan diseluruh jalur dengan intensitas 100%.
b. Lebar jalur kendaraan lebih besar dari 5,5 meter, beban "*D*" harus ditempatkan pada jumlah lajur lalu lintas rencana (n_i) yang berdekatan dengan intensitas 100%, hasilnya adalah beban garis ekivalen sebesar n_i x 2,75 q kN/m dan beban terpusat ekivalen sebesar n_i x 2,75 *p* kN. Kedua-duanya bekerja berupa strip pada jalur selebaran n_i x 2,75 m.

c. Beban "*D*" tambahan harus ditempatkan pada seluruh lebar sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50% seperti terlihat pada Gambar 3.9.

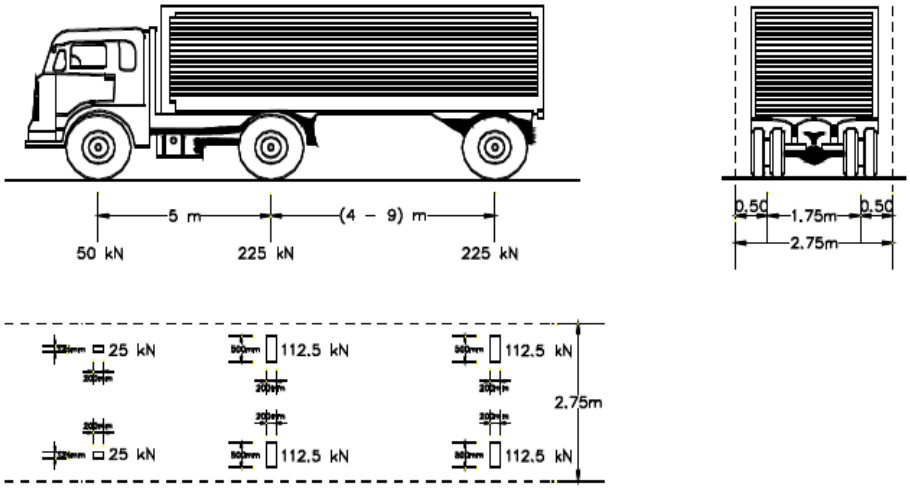


Gambar 3.9 Penyebaran Pembebanan Pada Arah Melintang

(Sumber RSNI-T-02-2005)

2. Beban *Truck* "*T*"

Pembebanan truk "*T*" terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti terlihat dalam. Berat dari masing-masing as disebarkan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 as tersebut bisa diubah antara 4.0 m sampai 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan. (lihat Gambar 3.10)

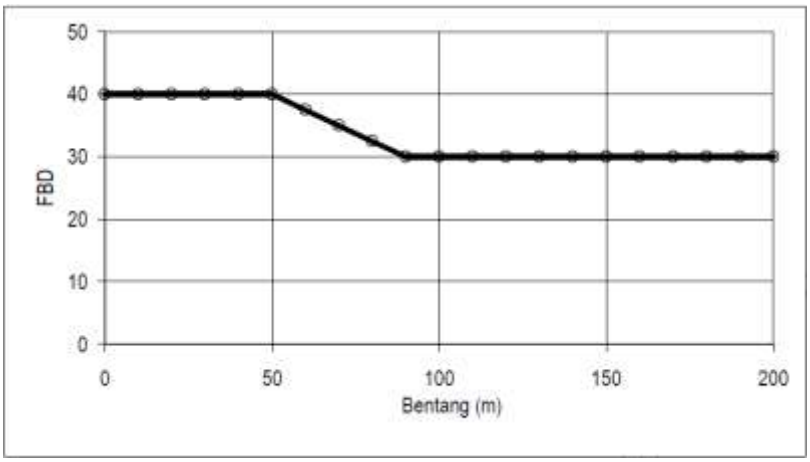


Gambar 3.10 Beban *Truck* "*T*"

(Sumber RSNI-T-02-2005)

3. Faktor Beban Dinamis

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Faktor beban dinamis berlaku untuk pembebanan "*D*" dan pembebanan truk "*T*" untuk simulasi kejut dari kendaraan bergerak pada struktur jembatan. Beban garis FBD dapat dilihat pada Gambar 3.11.



Gambar 3. 11 Faktor Beban Dinamis (FBD)

(Sumber RSNI-T-02-2005)

Tabel 3.5 Faktor Beban Dinamik untuk Beban garis KEL

BENTANG EKUIVALEN L_E (m)	FBD (untuk kedua keadaan batas)
$L_E \leq 50$	0.4
$50 < L_E < 90$	$0.4 - 0.0025 (L_E - 50)$
$L_E \geq 90$	0.3

Sumber : RSNI-T-02-2005 (2005)

Catatan :

Untuk bentang sederhana L_E = panjang bentang aktual (3.3)

Untuk bentang menerus $L_E = \sqrt{L_{rata-rata} - L_{maks}}$ (3.4)

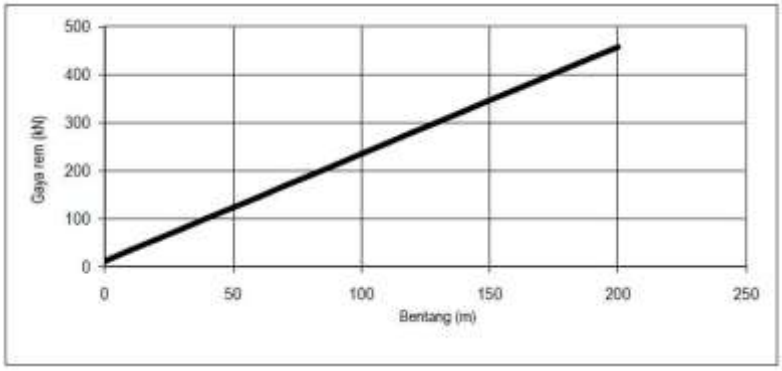
Keterangan :

$L_{rata\text{-}rata}$ = panjang bentang rata-rata dari bentang-bentang menerus.

L_{maks} = panjang bentang maksimum dari bentang-bentang menerus

4. Gaya Rem

Bekerjanya gaya-gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi harus ditinjau. Pengaruh ini harus diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur *D* yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas, tanpa dikalikan dengan faktor beban dinamis dan dalam satu jurusan. Gaya rem dianggap bekerja horizontal searah sumbu jembatan dengan titik tangkap setinggi 1,8 m dari permukaan lantai kendaraan. Apabila panjang bentang melebihi 30 m maka beban lajur *D* jangan direduksi, tetapi digunakan rumus q = 9,0 kPa. Gaya rem yang terjadi pada jembatan bergantung pada panjang bentang jembatan tersebut, maka gaya rem yang terjadi dapat digunakan dengan grafik seperti pada Gambar 3.12.



Gambar 3.12 Gaya Rem per Lajur 2,75 (KBU)

(Sumber RSNI-T-02-2005)

5. Beban Rencana *Kerb*

Kerb harus direncanakan untuk menahan beban rencana ultimit sebesar 15 kN/m yang bekerja sepanjang bagian atas kerb. (Sumber RSNI-T-02-2005).

3.7.3 Beban Lingkungan

1. Beban Angin

Beban angin bekerja pada arah horizontal dan terbagi merata pada bidang vertikal jembatan dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Gaya nominal *ultimate* dan gaya layan jembatan akibat angin tergantung kecepatan angin rencana (Sumber: RSNI-T-02-2005, Pasal 7.6). seperti berikut :

$T_{EW} = 0{,}0006\ C_w\ (V_w)^2\ A_B$ (kN) (3.5)

dengan :

C_W = koefisien seret – lihat Tabel 3.6

V_W = kecepatan angin rencana (m/det),- lihat Tabel 3.7

A_B = luas bidang samping jembatan (m^2)

Apabila suatu kendaraan sedang berada di atas jembatan, beban garis merata tambahan arah horizontal harus diterapkan pada permukaan lantai seperti berikut :

$T_{EW} = 0{,}0012\ C_w\ (V_w)^2\ As$ (kN) (3.6)

dengan :

$Cw = 1{,}2$

Tabel 3.6 Koefisien Seret *Cw*

Struktur Atas Masif	*Cw*
$b/d = 1{,}0$	2,10
$b/d = 2{,}0$	1,50
$b/d \geq 6{,}0$	1,25
Catatan : b = lebar total jembatan dihitung dari sisi luar sandaran d = tinggi struktur atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif untuk harga b/d dapat di interpolasi linear	

Sumber : RSNI-T-02-2005, Pasal 7.6 (2005)

Tabel 3.7 Koefisien angin rencana *Vw*

Keadaan Batas	Lokasi	
	s/d 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

Sumber : RSNI-T-02-2005, Pasal 7.6 (2005)

2. Beban gempa

Beban gempa yang digunakan pada perencanaan jembatan Jurang Gempal ini adalah beban gempa *static ekuivalen* berdasarkan respon spektrum Pembebanan Jembatan RSNIT-02-2005 dan Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan SNI 2833-2008.

$T_{EQ} = K_h \, . \, I \, . \, W_T$ (3.7)

$K_h = C \, . \, S$ (3.8)

dengan :

T_{EQ} = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (kN).

K_h = Koefisien beban gempa horizontal.

C = Koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat yang sesuai, dapat dilihat pada Gambar 3.14 dan Gambar 3.15.

I = Faktor kepentingan.

S = Faktor tipe bangunan

W_T = Berat total nominal bangunan yang mempengerahui percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (kN)

Untuk bangunan yang mempunyai satu derajat kebebasan yang sederhana, bisa menggunakan waktu getar struktur dihitung dengan rumus :

$T = 2 \, \pi \, x \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \, x \, Kp}}$ (3.9)

$Kp = 48 \, x \, Ec \, x \, \frac{Ic}{L^3}$ (3.10)

W_{TP} = (P_{MS} + P_{MA}) Struktur atas + 0,5 x P_{MS}

dengan :

T = Waktu getar struktur (detik)

W_{TP} = Berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berap pilar (bila perlu dipertimbangkan) (kN)

P_{MS} = Berat sendiri (kN)

P_{MA} = Berat mati tambahan (kN)

g = Percepatan gravitasi (9,8 m/dt^2)

Kp = Kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m)

Ec = Modulus elatis beton (kPa)

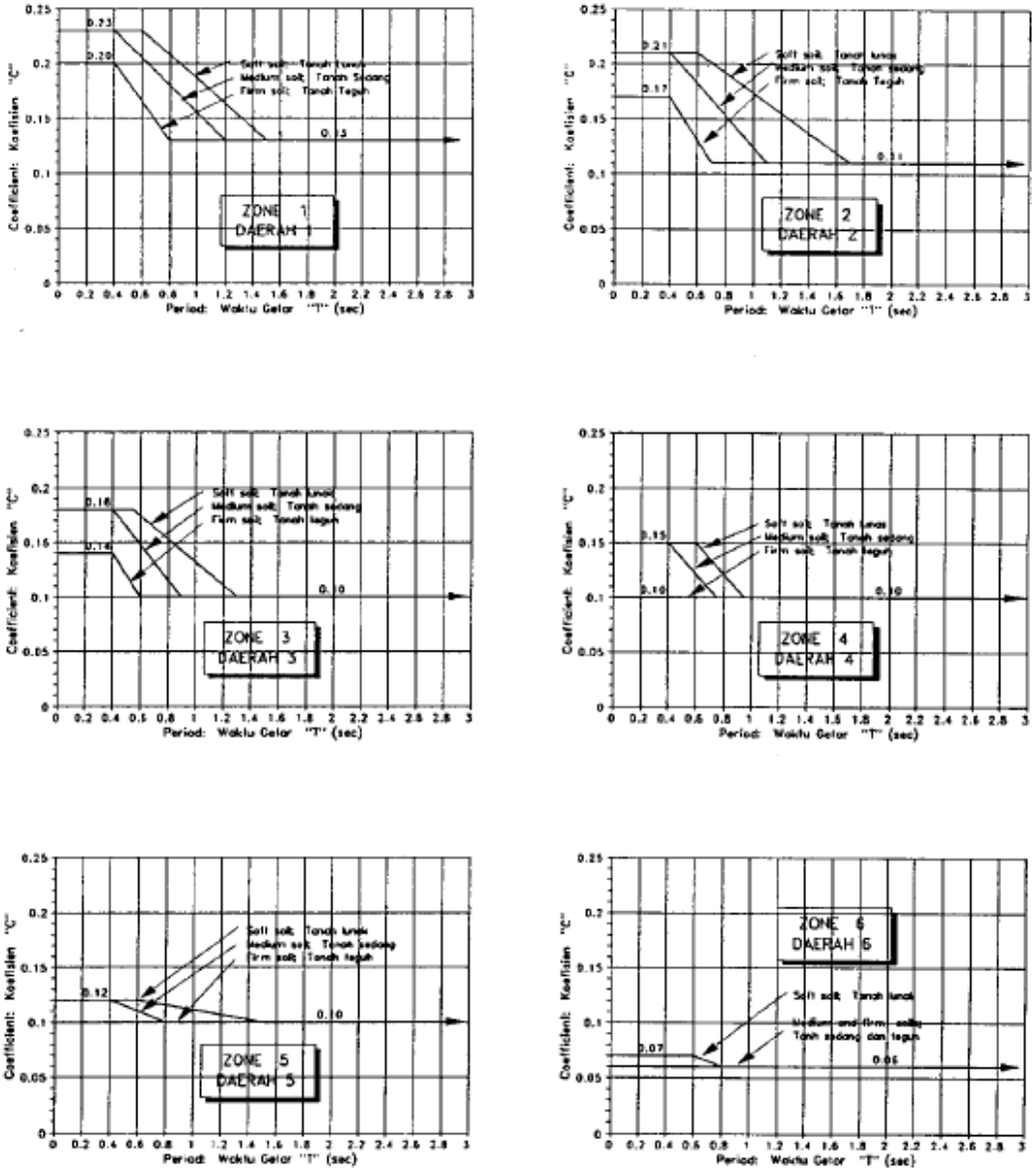
Ic = Momen Inersia (m^4)

h = tinggi struktur (m)



Gambar 3.13 Wilayah Gempa Indonesia untuk perioda ulang 500 tahun

(Sumber:SNI-2833-2008-Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan)



Gambar 3.14 Koefisien Geser Dasar (*C*) Plastis Untuk Analisis Data

(Sumber: SNI-2833-2008 Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan)

3.7.4 Gaya Akibat Aliran Air dan Hanyutan

1. Beban Aliran Air (TEF)

Semua pilar dan bagian-bagian dari bangunan jembatan yang mengalami gaya-gaya aliran air dan benda hanyutan, harus diperhitungkan dapat menahan tegangan-tegangan maksimum akibat gaya-gaya tersebut. Gaya geser yang terjadi akibat aliran air dihitung dengan rumus :

T_{EF} = 0,5 × Cd × Vd^2 × Ad (kN) (3.11)

dengan :

Ad = Luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalaman air hujan (m^2).

Va = Kecepatan aliran air rata-rata saat banjir dngan periode ulang tertentu : Va = 3 m/det, dan

Cd = Koefisien seret. (lihat tabel 3.8)

Tabel 3.8 Koefisien Seret

Bentuk depan pilar	Cd
Persegi	1,4
Bersudut	0,8
Bundar	0,7

2. Hanyutan (TEF)

Gaya akibat benda hanyut dapat dihitung dengan rumus :

T_{EF} = 0.5 × C_D × $Va2$ × A_D (kN) (3.12)

dengan :

C_D = 1,04

Va = Kecepatan aliran air rata-rata banjir dengan periode ulang tertentu (m/det),

A_D = Luas proyeksi benda hanyutan tegak lurus arah aliran (m^2)

h = Kedalaman (diambil = 1.2 m didalam muka air banjir)

b = Lebar benda hanyut, setengah panjang dan harus ≤ 20 m

3. Tumbukan Dengan Kayu

Akibat tumbukan dengan batang kayu dihitung dengan rumus :

$T_{EF} = M \times Vs^2 / d$ (kN) (3.13)

dengan:

M = massa batang kayu = 2 Ton

Vs = Kecepatan aliran permukaan pada saat banjir (m/det) = $1.4 \times Va$

Va = Kecepatan aliran air rata-rata saat banjir dngan periode ulang tertentu : Va = 3 m/det, dan

d = Lendutan elastis ekivalen (m) (lihat tabel 3.9)

Tabel 3.9 Lendutan Elastis Ekivalen

Tipe pilar	d (m)
Pilar beton masif	0,075
Pilar beton portal	0,150

Untuk kombinasi pembebanan diambil nilai yang terbesar dari:

1) Kombinasi : Gaya seret + gaya akibat benda hanyutan
2) Kombinasi : Gaya seret + gaya akibat tumbukan batang kayu

2.7.4 Beban Lainnya

1. Gesekan pada perletakkan

Gesekan pada perletakkan termasuk pengaruh kekakuan geser dari perletakkan *elastomer.*

$T_{FB} = \mu \times (P_{MS} + P_{MA})$ (3.14)

dengan :

P_{MS} = aksi tetap berat sendiri struktur atas (kN)

P_{MA} = aksi tetap beban mati tambahan struktur atas (kN)

μ = koefisien gesek

Untuk jenis perletakan berupa elastomeric, koefisien gesek rata-rata dapat diambil sebesar 0,18.

3.8 KOMBINASI PEMBEBANAN

Untuk mendesain struktur jembatan, digunakan nilai terbesar dari kombinasi pembebanan pada keadaan *ultimate*. Aksi rencana digolongkan kedalam aksi tetap dan transien. Kombinasi beban umumnya didasarkan kepada beberapa kemungkinan tipe yang berbeda dari aksi yang bekerja secara bersamaan. Tipe aksi rencana dapat dilihat pada Tabel 3.10.

Tabel 3.10 Tipe Aksi Rencana

Aksi Tetap		Aksi Transien	
Nama	Simbol	Nama	Simbol
Berat sendiri	*PMS*	Beban lajur "D"	*TTD*
Beban mati tambahan	*PMA*	Beban truk "T"	*TTT*
Penyusutan/rangkak	*PSR*	Gaya rem	*TTB*
Prategang	*PPR*	Beban pejalan kaki	*TTP*
Pengaruh pelaksanaan tetap	*PPL*	Beban tumbukan	*TTC*
Tekanan tanah	*PTA*	Beban angin	*TEW*
Penurunan	*PES*	Gempa	*TEQ*
		Getaran	*TVI*
		Gesekan pada perletakan	*TBF*
		Pengaruh temperatur	*TET*
		Arus/hanyutan/tumbukan	*TEF*
		Hidro/daya apung	*TEU*
		Beban pelaksanaan	*TCL*

Sumber: RSNIT-02-2005 (2005)

Faktor beban untuk keadaan batas ultimate harus didasarkan kepada umur rencana jembatan 100 tahun. Untuk jembatan dengan umur rencana yang berbeda, faktor beban ultimit harus diubah dengan menggunakan faktor pengali seperti pada Tabel 3.11.

Tabel 3.11 Pengaruh Faktor Rencana pada Beban Ultimate

Klasifikasi Jembatan	Umur Rencana	Kalikan *Ku* dengan	
		Aksi Tetap	Aksi Transien
Jembatan sementara	20 tahun	1,0	0,87
Jembatan biasa	50 tahun	1,0	1,00
Jembatan khusus	100 tahun	1,0	1,10

Sumber: RSNIT-02-2005 (2005)

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam perencanaan ulang jembatan Jurang Gempal disajikan pada Tabel 3.12 berikut ini.

Tabel 3.12 Kombinasi Pembebanan pada Saat Keadaan Ultimit

Aksi / Beban	Kode	Kombinasi				
		1	2	3	4	5
Berat sendiri precast	MS	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Berat sendiri beton	MS	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
Beban mati tambahan	MA	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Susut dan Rangkak	TA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Prategang	PR	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Beban lajur “D”	TD	1.80	1.80		1.80	1.80
Pejalan Kaki	TP		1.80			
Gaya rem	TB	1.80				
Beban angin	EW	1.2			1.2	
Beban gempa	EQ					1.00

Sumber : RSNIT-02-2005, Pasal 10.4 (2005)

Untuk mendesain struktur, digunakan nilai terbesar dari kombinasi pembebanan pada keadaan *ultimate*.

3.9 PERENCANAAN STRUKTUR ATAS JEMBATAN

Perencanaan struktur atas jembatan penting untuk diperhatikan karena dari struktur atas sebagian besar beban-beban eksternal pertama kali bekerja pada jembatan dan beban-beban tersebut akan diteruskan ke struktur bawah. Perencanaan struktur atas jembatan Jurang Gempal meliputi perencanaan tiang sandaran, slab lantai kendaraan dan perencanaan balok prategang dengan bentang 40 meter.

3.9.1 Perencanaan Dinding Pagar Tepi (Barier)

Dinding pagar tepi (*barier*) atau dinding sandaran merupakan kelengkapan jembatan yang berfungsi untuk keselamatan sekaligus untuk membuat struktur lebih kaku. Secara umum, dinding pagar tepi direncanakan dengan tinggi ± 0,9 – 1,5 meter dari permukaan trotoar. Pada perencanaan dinding pagar tepi jembatan Jurang Gempal direncanakan dengan tinggi 1,0 meter dari muka aspal. Untuk perencanaan dinding pagar tepi dilakukan perhitungan-perhitungan sebagai berikut:

1. Pembebanan dinding pagar tepi

Perhitungan dinding pagar tepi dengan menggunakan rumus dan tahapan seperti berikut:

Perhitungan gaya geser ultimate rencana:

$H = w' \cdot L$ (3.15)

$V = K \cdot$ (3.16)

Perhitungan momen *ultimate* rencana:

$M = H \cdot y$ (3.17)

$M_u = K \cdot M$ (3.19)

dengan:

w' = beban rencana horizontal pada dinding pagar tepi

L = jarak antara dinding pagar tepi

y = lengan terhadap sisi bawah dinding pagar tepi

H = gaya horizontal pada dinding pagar tepi

M = momen pada dinding pagar tepi

K = faktor beban ultimate

2. Perencanaan tulangan dinding pagar tepi

Perhitungan tulangan dinding pagar tepi dengan menggunakan rumus-rumus dan tahapan sebagai berikut:

Setelah mendapat Mu seperti pada langkah nomor 1, maka momen nominal dihitung dengan rumus seperti berikut.

$$M_n = \frac{M}{\phi} \quad (3.19)$$

Setelah didapat Momen nominal (M_n) maka dicari faktor tahanan momen dengan rumus seprti berikut.

$$R_n = \frac{M}{(b.d^2)}, \; R_n < R_{max} \quad (3.20)$$

Dengan faktor tahanan momen maksimum,

$$R_{max} = 0{,}75 \,.\, \rho b \,.\, fy \left(1 - \frac{0{,}5.0{,}75.\rho b \,.\, fy}{0{,}85.f'c} \right) \quad (3.21)$$

Dan rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan seimbang,

$$\rho_b = \beta_1 \,.\, \frac{0{,}85.f'c}{fy} \,.\, \left(\frac{600}{600 + fy}\right) \quad (3.22)$$

Rasio tulangan yang diperlukan,

$$\rho = 0{,}85.\frac{f'c}{fy}.\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.Rn}{(0{,}85.f'c)}}\right) \quad (3.23)$$

Rasio tulangan yang digunakan harus lebih besar atau sama dengan ρ_{min} dan harus lebih kecil atau sama dengan ρ_{max}. Adapun rumus untuk ρ_{min} dan ρ_{max} seperti berikut.

Rasio tulangan minimum, $\rho\, min = \left(\frac{1{,}4}{fy}\right)$ (3.24)

Rasio tulangan maximum, $\rho\, max = 0{,}75.\ \rho b$ (3.25)

Ratio tulangan pakai, ρ min < ρ perlu < ρ max (3.26)

Setelah diperoleh rasio tulangan yang memenuhi syarat, maka dapat dihitung luas tulangan pakai dengan rumus seperti berikut.

Luas tulangan pakai, $As = \rho \,.\, b \,.\, d$ (3.27)

Setelah didapat luas tulangan pakai, maka dapat dicari jumlah tulangan yang dibutuhkan (n) dengan cara membagi luas tulangan pakai (As) dengan luas tulangan yang ditentukan dan nilai n dibulatkan ke atas.

Jumlah tulangan yang diperlukan, $n = \frac{A_s}{\frac{1}{4}.\pi..D^2}$ (3.28)

dengan:

f'c : kuat tekan beton

fy : tegangan leleh baja

b : lebar dinding pagar tepi

d : tebal efektif dinding pagar tepi

D : diameter tulangan yang digunakan

3. Perencanaan tulangan geser dinding pagar tepi

Tulangan geser pada dinding pagar tepi berfungsi untuk mengikat tulangan lentur dan menahan dinding pagar tepi agar tidak retak / rusak akibat gaya geser. Untuk menentukan tulangan geser tiang sandaran digunakan rumus dan tahapan sebagai berikut :

Gaya geser *ultimate*

$Vu = \frac{Mu}{L}$ (3.29)

Kuat geser nominal beton

$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} b \,.\, d$ (3.30)

½ . φ *VC* < *Vu* (perlu tulangan geser)

½ . φ *VC* > *Vu* (tidak memerlukan tulangan geser)

Jika elemen tiang sandaran memerlukan tulangan geser, maka dilanjutkan dengan mencari kuat geser yang harus ditahan oleh baja tulangan geser (*Vs*) dengan rumus sebagai berikut:

$Vs = \frac{Vu}{\varphi} - Vc$ (3.31)

Luas tulangan geser sengkang

$Av = \text{n} \,.\, \frac{\pi}{4} \,.\, D^2$ (3.32)

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$s = Av \,.\, fy \,.\, \frac{d}{Vs} \qquad (3.33)$$

dengan :

Vu = gaya geser *ultimate* rencana

f'c = kuat tekan beton

fy = tegangan leleh baja

b = lebar dinding pagar tepi

d = tebal efektif dinding pagar tepi

D = diameter tulangan yang digunakan

3.9.2 Perencanaan Lantai (*Slab*) Jembatan

Lantai jembatan berfungsi sebagai lantai untuk lalu lintas, merupakan pelat sedemikian sehingga mampu mendukung beban. Biasanya dipasang pada arah melintang jembatan diatas gelagar. Pada perencanaan jembatan Jurang Gempal direncanakan menggunakan pelat satu arah. Pelat satu arah yaitu pelat yang hanya ditumpu pada dua sisi yang saling berhadapan, ataupun pelat yang ditumpu pada keempat sisinya tetapi Ly/Lx > 2, sehingga hampir seluruh beban dilimpahkan pada sisi pendek.

Perhitungan tulangan pada lantai jembatan ditinjau selebar 1 meter menggunakan rumus-rumus dan tahapan sebagai berikut.

1. Pembebanan pelat lantai

Perhitungan momen *ultimate* rencana slab kendaraan dengan menggunakan rumus-rumus dan tahapan sebagai berikut:

$$M_u = K._{MS} + K._{MA} + K._{IT} \qquad (3.34)$$

dengan:

MS = Momen yang ditimbulkan akibat berat sendiri

MA = Momen yang ditimbulkan akibat beban mati tambahan

TT = Momen yang ditimbulkan akibat beban truk

K = Faktor beban *ultimate*

2. Perencanaan tulangan plat lantai

Perencanaan tulangan pada plat lantai adalah sama seperti pada perhitungan

tulangan dinding pagar tepi. Namun demikian ada sedikit perbedaan yaitu pada perencanaan tulangan pelat lantai juga dihitung tulangan susut, tulangan susut tersebut berfungsi mencegah terjadinya susut atau retak-retak pada pelat lantai. Adapun rumus yang digunakan untuk mencari luas tulangan susut yang dibutuhkan adalah seperti pada Tabel 3.13.

Tabel 3.13 Luas Tulangan Susut yang Dibutuhkan

Mutu Baja (fy)	Luas Tulangan Susut = Asst
≤ BJTD – 30	0,0020.b.h
BJTD - 40	0,0018.b.h
≥ BJTD - 40	$0{,}0018.b.h\frac{400}{fy}$

Sumber : SNI-03-2847-2002 (2002)

Sedangkan untuk menghitung jarak tulangan yang diperlukan,

$$s = \frac{A_1.b}{A_s} \tag{3.35}$$

3.9.3 Perencanaan Penampang Balok/Gelagar Prategang

Balok/gelagar pada jembatan berfungsi mendukung semua beban yang bekerja pada struktur atas jembatan, kemudian diteruskan ke struktur bawah jembatan. Perencanaan Jembatan Jurang Gempal ini menggunakan beton prategang jenis *PC U Girder* dengan sistem *simple beam*.

Perencanaan balok beton prategang didasarkan atas beban kerja, tegangan ijin dan asumsi yang didasarkan pada RSNIT-12-2004. Persamaan terdiri atas beberapa tahapan, yaitu :

1. Pemilihan bentuk dan ukuran penampang
2. Peninjauan besar gaya prategang dan eksentrisitas tendon
3. Penentuan tata letak/layout tendon disepanjang balok
4. Pemeriksaan terhadap tegangan-tegangan yang terjadi, kuat/kapasitas penampang pada kondisi batas, lendutan, geser dan sebagainya.

Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu

tegangan yang terjadi akibat beban eksternal. Baja mutu tinggi merupakan bahan yang umum untuk menghasilkan gaya prategang dan mensuplai gaya tarik pada beton prategang. Baja mutu tinggi untuk sistem prategang biasanya merupakan salah satu dari ketiga bentuk kawat (*wire*), untaian kawat (*strand*) dan batang (*bar*). Untaian kawat (*strand*) untuk sistem prategang umumnya disesuaikan dengan spesifikasi ASTM A - 416 yang mempunyai kekuatan batas derajat 1720 MPa atau 1860 MPa. *Strand* 7 kawat mempunyai sebuah kawat ditengah yang sedikit lebih besar dari keenam kawat sebelah luar yang membungkusnya. Sifat dan karakteristik *strand* terlihat dalam Tabel 3.14 berikut ini.

Tabel 3.14 Sifat-sifat *strand* 7 kawat (ASTM A-416)

Diameter nominal (mm)	Kekuatan putus (kN)	Luas nominal *strand* (mm^2)
*Derajat 1720 MPa		
6,35	40	23,22
7,94	64,5	37,42
9,53	89	51,61
11,11	120,1	69,68
12,7	160,1	92,9
15,24	240,2	139,35
*Derajat 1860 MPa		
9,53	102,3	54,84
11,11	137,9	74,19
12,7	183,7	98,71
15,24	260,7	140

Sumber:ASTM A-416

*Kata “derajat” menunjukkan tegangan putus minimum

Tipe strand yang digunakan pada jembatan Jurang Gempal adalah 7 *wires strand* derajat 1860 MPa dengan diameter *strand* 12,7 mm, luas nominal 98,71 mm2, kekuatan putus 183,7 kN.

Menurut SK-SNI-03-1726-2002 3.11.4, tegangan ijin beton untuk komponen struktur lentur dan tegangan ijin tendon prategang seperti berikut ini.

1. Tegangan ijin beton saat transfer untuk struktur lentur tidak boleh melebihi nilai berikut:
   a. serat terluar mengalami tegangan tekan (f_{ci}) ≤ 0,60 . f'ci
   b. serat terluar mengalami tegangan tarik (f_{ti}) ≤ 0,25 . $\sqrt{f'ci}$
2. Tegangan ijin beton saat akhir untuk struktur lentur tidak boleh melampaui nilai berikut:
   a. serat terluar mengalami tegangan tekan (f_{cs}) ≤ 0,45 . f'c
   b. serat terluar mengalami tegangan tarik (f_{ts}) ≤ 0,50 . $\sqrt{f'c}$
3. Tegangan ijin tarik tendon prategang (f_{ps}) tidak boleh melampaui nilai berikut:
   a. Akibat gaya pengangkuran tendon ≤ 0,94 . f_{py}, tetapi tidak lebih besar dari 0,85 . f_{pu}.
   b. Sesaat setelah pemindahan gaya pratekan ≤ 0,82 . f_{py}, tetapi tidak lebih besar dari 0,74 . f_{pu}.
   c. Tendon paskatarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya ≤ 0,70 f_{pu}.

dengan:

f_{ps} : tegangan pada tulangan prategang disaat penampang mencapai kuat nominalnya

f_{py} : kuat leleh tendon prategang yang disyaratkan

f_{pu} : kuat tarik tendon prategang yang disyaratkan

3.9.4 Pemeriksaan Tegangan

Pada dasarnya baik pada sistem pratarik maupun sistem paskatarik, pola tegangan umumnya ditinjau/diperiksa pada dua keadaan yang berbeda, yaitu pada saat awal (saat transfer) dan saat akhir/layan/saat *service*. Pada perencanaan jembatan Jurang Gempal ini menggunakan sistem paskatarik.

1. Pemeriksaan tegangan pada saat keadaan awal (saat transfer)

Pemeriksaan tegangan saat transfer adalah pemeriksaan tegangan pada saat awal penarikan tendon. Beban-beban yang diperhitungkan yaitu gaya prategang awal dan berat sendiri balok dan dimungkinkan sebagian beban mati dan hidup

telah bekerja. Penampang yang digunakan untuk perhitungan mencari propertis penampang digunakan penampang *netto*/bersih. Berikut ini rumus yang digunakan untuk menganalisis tegangan-tegangan beton yang terjadi pada serat atas dan serat bawah pada saat transfer.

Beban-beban yang diperhitungkan adalah:

a. Gaya prategang awal P_o (gaya prategang sebelum terjadi kehilangan tegangan/gaya prategang)
b. Beban berat sendiri dan pada sistem paskatarik dimungkinkan sebagai beban mati dan beban hidup yang telah bekerja.

$$M_O = M_G + \lambda(M_D + M_L) \quad (3.36)$$

dengan:

M_O : momen akibat beban-beban yang bekerja saat transfer

M_G : momen akibat berat gelagar

M_D : momen akibat beban mati

M_L : momen akibat beban hidup

Tegangan – tegangan awal di tengah bentang

Pada serat atas,

$$f_t = -\frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0.e.y_a}{I_x} - \frac{M_0.y_a}{I_x} \quad (3.37)$$

Pada serat bawah,

$$f_b = -\frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0.e.y_b}{I_x} - \frac{M_0.y_b}{I_x} \quad (3.38)$$

dengan:

P_0 = gaya prategang awal

A_C = luas penampang balok

e = eksentrisitas

c = jarak titik berat

M_0 = momen akibat beban berat sendiri balok

Atau dapat ditulis dengan,

Pada serat atas,

$$f_t = -\frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0.e}{S_a} - \frac{M_0}{S_a} \quad (3.39)$$

Pada serat bawah,

$$f_b = -\frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0.e}{S_b} - \frac{M_0}{S_b} \quad (3.40)$$

Dimana, $Sb = \frac{I_x}{y}$ (3.41)

2. Pemeriksaan tegangan pada saat akhir (saat layan/*service*)

Pemeriksaan tegangan pada saat keadaan akhir (saat layan) adalah pemeriksaan pada saat seluruh beban transversal sudah bekerja. Penampang yang digunakan untuk perhitungan propertis yaitu penampang transformasi untuk tendon terekat (*bounded*) dan penampang *netto* untuk tendon tak terekat (*unbounded*).

Beban-beban yang bekerja/diperhitungkan adalah:

a. Gaya prategang efektif P_e (gaya prategang setelah terjadi seluruh kehilangan tegangan).

$P_e = R \, . \, P_0$ (3.42)

$R = 1 - LOF$ (3.43)

dengan:

R = rasio kehilangan gaya prategang

Po = gaya prategang awal

LOF = kehilangan gaya prategang total, dimana prosentase kehilangan gaya prategang untuk :

Sistem pra-tarik : ± 30 %

Sistem paska-tarik : ± 20 %

b. Seluruh beban eksternal telah bekerja

Momen total, $M_T = M_G + M_{SD} + M_L$ (3.44)

dengan:

M_G = Beban berat sendiri,

M_{SD} = Beban mati

M_L = Beban hidup

Pada serat atas,

$$f_t = -\frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e.e.y_a}{I_x} - \frac{M_T.y_a}{I_x} \quad (3.45)$$

serat bawah,

$$f_b = -\frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e.e.y_b}{I_x} - \frac{M_T.y_b}{I_x} \quad (3.46)$$

Atau dapat ditulis dengan

Pada serat atas,

$$f_t = -\frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e.e}{S_a} - \frac{M_T}{S_a} \quad (3.47)$$

Pada serat bawah,

$$f_b = -\frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e.e}{S_b} - \frac{M_T}{S_b} \quad (3.48)$$

Dengan, $S = \frac{I_x}{y}$ (3.49)

3.9.5 Tata Letak Tendon (*Lay Out Tendon*)

Penampang balok prategang diatas dua tumpuan akan terjadi momen maksimum. Pada daerah tersebut, tendon (*ekivalen cgs*) diletakkan sedekat mungkin sisi bawah balok agar diperoleh lengan momen akibat gaya dalam maksimum. Saat transfer tidak direncanakan terjadi tegangan tarik > *fti* pada ujung balok perencanaan, maka besar M_0 harus diperhatikan. Perencanaan dilakukan dengan melihat luas yang diperlukan untuk perlawanan geser, letak plat bantalan, jarak angkur dan jarak bersih dongkrak.

Ujung balok direncanakan $M = 0$, maka tendon sebaiknya diletakakn didalam *kern* agar tidak terjadi tegangan tarik sehingga *cgs* berimpit dengan *cgc* yang memberikan tegangan merata.

Radius girasi, $r^2 = \frac{I_x}{A_c}$ (3.50)

Batas *kern* atas, $k_t = \frac{r^2}{y_a}$ (3.51)

Batas *kern* bawah, $k_b = \frac{r^2}{y_b}$ (3.52)

Letak tendon (*cgs*) dipengaruhi oleh besar momen pada setiap titik, maka eksentrisitas tendon *e* berubah sesuai dengan besar momen. Perencanaan tata letak tendon dilakukan dengan peninjauan sebagai berikut.

1. Batas bawah didasarkan saat transfer, agar tegangan pada serat atas ≤ tegangan ijin. Lengan minimum dari kopel tendon,

$$a_{\min} = \frac{M_0}{P_i} \quad (3.53)$$

Batas eksentrisitas bawah,

$$e_b = a_{\min} + k_b \quad (3.54)$$

Pertambahan lebar daerah tendon jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik,

$$e_{b'} = \frac{f_{ti}.A_c.k_b}{P_i} \quad (3.55)$$

$$e_{b1} = e_b + e_b' = a_{\min} + k_b + e_b' \quad (3.56)$$

2. Batas atas didasarkan saat layan. Jika tendon diletakkan diluar batas ini maka beban yang dapat dipikul berkurang atau tegangan serat bawah yang terjadi > tegangan ijin.

$$a_{\max} = \frac{M_T}{P_e} \quad (3.57)$$

Batas eksentrisitas bawah,

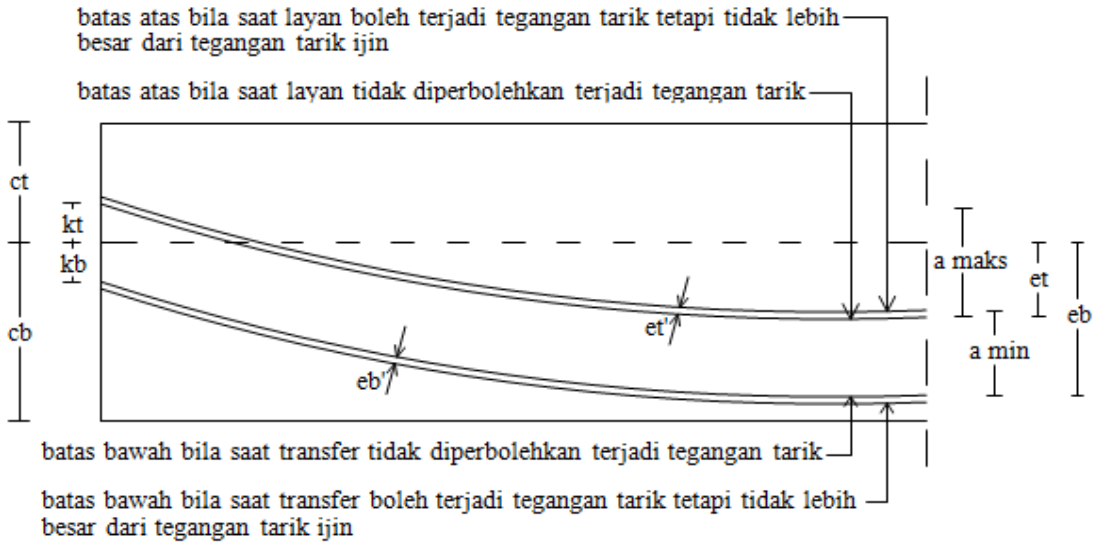
$$e_t = a_{\max} + k_t \quad (3.58)$$

Pertambahan lebar daerah tendon jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik,

$$e_t' = \frac{f_{ts}.A_c.k_t}{P_e} \quad (3.59)$$

$$e_{tl} = e_t - e_t' = a_{\max} - k_t - e_t' \quad (3.60)$$

Untuk lebih jelasnya keterangan rumus di atas dapat dilihat pada Gambar 3.16 di bawah ini.



Gambar 3.15 Daerah Aman Kabel

3.9.6 Kehilangan Gaya Prategang

Tegangan pada tendon beton prategang berkurang secara berkelanjutan (*continue*) seiring dengan waktu. Total pengurangan tegangan ini disebut kehilangan gaya prategang total. Kehilangan gaya prategang total ini adalah faktor utama yang mengganggu perkembangan awal beton prategang. Kehilangan gaya prategang dapat digolongkan menjadi 2 yaitu: kehilangan langsung (*immediate*) dan kehilangan yang bergantung dengan waktu (*time depending lost*) (*Naaman*, 1982).

1. Kehilangan Gaya Prategang Langsung

Kehilangan gaya prategang langsung dapat diakibatkan oleh beberapa hal antara lain:

a. Pergesekan Angkur (A)

Kehilangan gaya prategang karena slip angkur pada komponen paskatarik diakibatkan adanya blok-blok pada angkur pada saat pendongkrakan disalurkan ke angkur. Cara mudah untuk mengatasi kehilangan ini adalah dengan memberikan kelebihan tegangan (*T.Y.Lin dan Burns*, 2000).

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta A}{L}.Es \qquad (3.61)$$

dengan:

ΔA = deformasi pengangkuran / slip

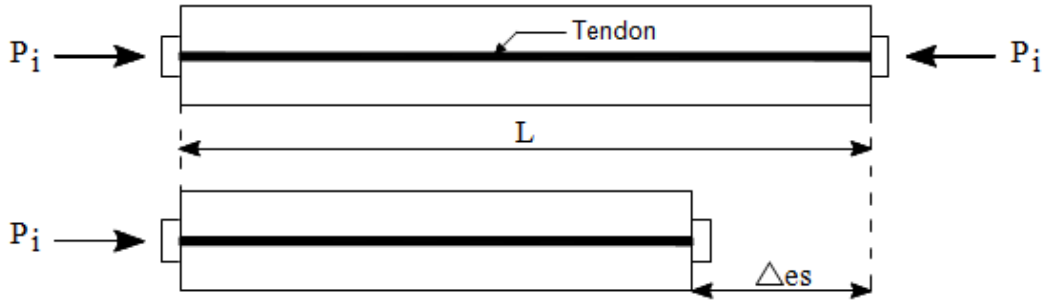
Es = modulus *elastic* kabel

L = panjang tendon

b. Perpendekan Elastic Beton (ES)

1) Sistem Pratarik

Transfer gaya prategang ke beton mengakibatkan perpendekan elastis pada beton (*elastic shortening*). Karena tendon yang melekat pada beton disekitarnya secara simultan juga memendek, maka tendon tersebut akan kehilangan sebagian dari gaya prategang yang dipikulnya.



Gambar 3.16 Perpendekan Elastis Beton

(Sumber : Kadir Aboe, A. 2006)

Perpendekan beton,

$$\delta = \frac{f'_c}{E_c} = \frac{P_0}{A_c.E_c} \tag{3.62}$$

Tegangan beton di pusat berat tendon saat transfer,

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i.e^2}{I_x} - \frac{M_G.e}{I_x} \tag{3.63}$$

Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis,

$$\Delta f_{pES} = n.f_{cs} \tag{3.64}$$

dengan:

P_i = gaya prategang awal

n = modulus ratio antara baja prestess dengan beton balok saat peralihan

M_G = momen akibat berat gelagar beton

I_x = inersia penampang balok

2) Sistem Paska-tarik

Pada sistem pascatarik, gaya prategang diukur saat tendon diangkur, berarti telah terjadi perpendekan elastis beton.

a) Jika hanya terdapat satu tendon atau seluruh tendon ditarik bersama-sama/simultan, maka tidak terjadi kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis beton.

b) Bila tendon yang digunakan lebih dari satu dan ditarik bertahap, sehingga gaya prategang menekan beton secara bertahap. Maka perpendekaan elastis beton bertambah setiap pengakuran tendon. Sehingga kehilangan tegangan yang terjadi akan berbeda untuk setiap tendon. Tendon yang pertama kali ditarik akan mengalami kehilangan terbesar, dan tendon yang ditarik terakhir kali tidak mengalami kehilangan tegangan. Untuk mengatasi hal tersebut, dalam praktek digunakan metoda :

(1) Seluruh tendon ditarik dengan gaya yang sama (Po), dan kehilangan tegangan diperhitungkan

(2) Masing-masing tendon ditarik dengan gaya sebesar gaya prategang awal ditambah kehilangan gaya prategang tendon tersebut. Dengan demikian kehilangan tegangan tidak ditinjau lagi. Cara kedua ini dilakukan bila tendon mampu menerima gaya lebih besar.

Jika tendon ditarik bertahap, maka kehilangan tegangan:

$$\Delta f_{pES} = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^{N} (\Delta f_{pES})\, j \qquad (3.65)$$

Dimana N = jumlah tendon atau jumlah pasangan tendon yang ditarik secara sekuensial dan j menunjukkan nomor operasi pendongkrakan.

c. *Friction*/gesekan (*F*)

Kehilangan gaya prategang terjadi pada komponen struktur paskatarik akibat adanya gesekan antara tendon dan beton di sekelilingnya. Besarnya kehilangan ini merupakan fungsi dari formasi tendon atau yang disebut

curvature effect dan simpangan lokal di dalam alinyemen disebut *wobble effect*. Koefisien friksi tendon pasca tarik dapat dilihat pada Tabel 3.15.

Dengan menggabungkan *curvature effect*, maka dapat dilihat pada persamaan 3.66 berikut.

$$\Delta f_{pF} = f_{pF}.(\varphi.\alpha + k.L) \qquad (3.66)$$

dengan:

Δf_{pF} = kehilangan tegangan akibat gesekan kabel

f_{pi} = tegangan awal tendon

L = panjang kabel yang diukur dari ujung kabel ke lokasi *x*

K = *wobble effect*

φ = koefisian gesek kabel dan material

α = sudut kabel (*radian*)

Tabel 3.15 Koefisien *Friksi* Tendon Pasca Tarik

			Koefisien *wobble* K (1/m)	Koefisien *friksi* μ
		Tendon kawat Batang kekuatan tinggi Strand 7 kawat	0,0033 – 0,0049 0,0033 – 0,0020 0,0016 – 0,0066	0,15 – 0,25 0,08 – 0,30 0,15 – 0,25
Tendon tanpa lekatan	Mastic coated	Tendon kawat Strand 7 kawat	0,0033 – 0,0066 0,0033 – 0,0066	0,05 – 0,15 0,05 – 0,15
	Pre greased	Tendon kawat Strand 7 kawat	0,0010 – 0,0066 0,0010 – 0,0066	0,05 – 0,15 0,05 – 0,15

(Sumber : Lin T.Y, & Burns, 1993)

2. Kehilangan Gaya Prategang yang Bergantung dengan Waktu

Kehilangan gaya prategang yang bergantung dengan waktu antara lain:

a. Rangkak pada beton (*CR*)

Deformasi atau aliran lateral akibat tegangan longitudinal disebut rangkak dan kehilangan hanya terjadi akibat beban yang terus menerus selama riwayat pembebanan suatu elamem struktural.

Kehilangan gaya prategang akibat rangkak didapati persamaan:

Tendon terekat (*bounded*),

$$\Delta f_{pCR} = K_{cr} . \frac{E_s}{E_c} . (f_{cs} - f_{csd}) \text{ atau} \quad (3.67)$$

$$\Delta f_{pCR} = n.K_{cr} . (f_{cs} - f_{csd}) \quad (3.68)$$

Tendon tak terekat (*unbounded*)

$$\Delta f_{pCR} = n.K_{cr} . f_{cpa} \quad (3.69)$$

dengan:

K_{cr} = 2,0 untuk komponen struktur pratarik

= 1,6 untuk komponen struktur paska-tarik

f_{csd} = tegangan beton pada level pusat berat tendon akibat seluruh beban mati tambahan yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang

f_{cpa} = tegangan tekan rata-rata pada beton sepanjang komponen struktur pada titik berat tendon (tendon tak terekat)

n = modulus ratio antara baja prestess dengan beton balok saat peralihan

b. Relaksasi tendon prategang (*R*)

Menurut *PCI Committee* (1975), bahwa relaksasi pada tendon mengalami tegangan tarik dalam waktu yang cukup lama. Besar pengurangan prategang bergantung tidak hanya pada durasi gaya prategang yang ditahan (*t*), melainkan juga pada rasio antara prategang awal dan kuat leleh baja prategang (f_{pi} / f_{py}). Besar pengurangan prategang dapat dilihat pada persamaan 3.70.

$$\Delta f_{pR} = f_{pi} \left(\frac{\log t_2 - \log t_1}{45} \right) . \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0{,}55 \right) \quad (3.70)$$

dengan :

f_{pi} = tegangan awal tendon

f_{py} = kuat leleh tendon prategang

t_1 = waktu awal interval

t_2 = waktu akhir interval dari penarikan (*jacking*)

c. Susut pada beton (*SH*)

Untuk komponen struktur paskatarik, kehilangan beton prategang akibat susut agak kecil karena sebagaian susut telah terjadi sebelum pemberian paskatarik. Metode bergantung waktu untuk kehilangan gaya prategang disebabkan susut adalah :

Metode perawatan basah,

$$\varepsilon_{SH,t} = \frac{t}{t+35}.\varepsilon_{SHu} \tag{3.71}$$

$\varepsilon_{SH,u}$ = regangan susut ultimit = 800.10^{-6} mm/mm

Kehilangan tegangan akibat susut,

$$\Delta f_{pSH} = \varepsilon_{SH,t}.E_{ps} \tag{3.72}$$

3.9.7 Kekuatan Batas Lentur (*Ultimate Strength*)

Menurut SNI-03-1726-2002 pasal 3.117, kuat momen rencana dari komponen struktur lentur prategang harus dihitung dengan menggunakan metode kekuatan batas (*strength design methods*). Baja prategang tidak memperlihatkan titik leleh secara jelas. Oleh karena itu, dipergunakan suatu nilai tegangan (f_{ps}) sebagai pengganti tegangan leleh (f_y).

SNI-03-1726-2002 memberikan batasan rasio tulangan prategang agar penampang daktail dapat dilihat pada persamaan 3.73.

$$w_p = \frac{\rho_p . f_{ps}}{f'_c} \leq 0{,}36\beta_1 \tag{3.73}$$

dengan:

f_{ps} = tegangan dalam tulangan prategang pada saat M_n dicapai

β_1 = konstanta yang tergantung pada mutu beton

$f'_c \leq 30$ MPa , $\beta_1 = 0{,}85$ (3.74)

$f'_c > 30$ MPa , $\beta_1 = 0{,}85 - (f'_c - 30) \geq 0{,}65$ (3.75)

$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b.d}$ = rasio tulangan prategang

Untuk penampang tanpa tulangan non-prategang:

$C = T_{ps}$ (3.76)

Gaya internal tendon baja prategang,

$T_{ps} = A_{ps}.f_{ps}$ (3.77)

Dengan menggunakan pendekatan *Whitney* tegangan desak beton adalah:

$C = 0{,}85.f'c.b.a$ (3.78)

Untuk penampang tanpa tulangan non-prategang

$0{,}85.f'c.b.a = A_{ps} \, . \, f_{ps}$ (3.79)

Maka tinggi balok tekan,

$$a = \frac{A_{ps}.f_{ps}}{0{,}85.f'c.b} \quad (3.80)$$

Bila lengan momen adalah d, maka batas kekuatan nominal menurut ACI adalah:

Untuk penampang tanpa tulangan non-prategang,

$$M_n = A_{ps}.f_{ps}.\left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.81)$$

Kapasitas momen *ultimate PC U Girder*,

$M_{uk} = \phi..M_n$ (3.82)

Faktor reduksi kekuatan lentur, φ = 0,8

3.9.8 Lendutan (*Deflection*) dan Lawan Lendut (*Chember*)

Lendutan pada balok prategang tergantung dari kombinasi gaya prategang, beban luar dan lama pembebanan. Gaya prategang akan menimbulkan lendutan ke atas (*chamber*), sedangkan beban luar akan menimbulkan lendutan ke bawah.

Kontrol lendutan dilakukan pada saat transfer dan pada saat servis. Pada saat transfer dimana beban berat sendiri yang bekerja terjadi lendutan keatas yang disebabkan oleh tekanan tendon ke atas pada waktu penarikan kabel prategang. Lendutan yang terjadi diimbangi oleh beban servis sehingga menimbulkan lendutan pada balok dan diharapkan lendutan yang terjadi tidak melebihi lendutan maksimum yang diijinkan. Menurut SK SNI lendutan maksimum yang diijinkan adalah L/240, dimana L adalah panjang bentang balok.

Untuk lendutan ke atas akibat gaya prategang pada *simple beam* dihitung dengan rumus persamaan 3.83 berikut:

$$\delta_C = \frac{5}{48}.\frac{P_e.e_s.L^4}{(E_c..I_x)} \quad (3.83)$$

Untuk lendutan dengan beban merata pada *simple beam* dihitung dengan rumus:

$$\delta_D = \frac{5}{384}.\frac{w..L^4}{(E_c..I_x)} \quad (3.84)$$

Pada perhitungan lendutan akibat beban tranversal dan lawan lendut berlaku prinsip superposisi.

3.9.9 Perencanaan Penghubung Geser (*Shear Conector*)

Berikut adalah tegangan geser horizontal yang terjadi akibat lintang pada penampang yang ditinjau.

$$Vh = \frac{V_U.S_X}{B_V.I_{XC}} \quad (3.85)$$

Statis momen bagian plat terhadap titik berat penampang komposit:

$$S_X = \left(B_{eff}\, x h_0\right) x \left(yac - \frac{h_0}{2} \right) \quad (3.86)$$

$$as = \frac{f_s.A_{st}}{V_h.I_{XC}} \quad (3.87)$$

$$Ast = ns.As \quad (3.88)$$

dengan:

Vh = tegangan geser horizontal akibat lintang pada penampang yang ditinjau.

Sx = statis momen bagian plat terhadap titik berat penampang komposit

Bv = lebar bidang gesek (lebar bidang kontak antara plat dan balok)

b_{eff} = lebar efektif plat

h_0 = tebal plat

I_{XC} = inersia penampang balok komposit

as = jarak antara *shear conector*

fs = tegangan izin baja *shear conector*

Ast = luas total *shear conector*

ns = jumlah *shear conector*

As = luas satu *shear conector*

3.10 PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH JEMBATAN

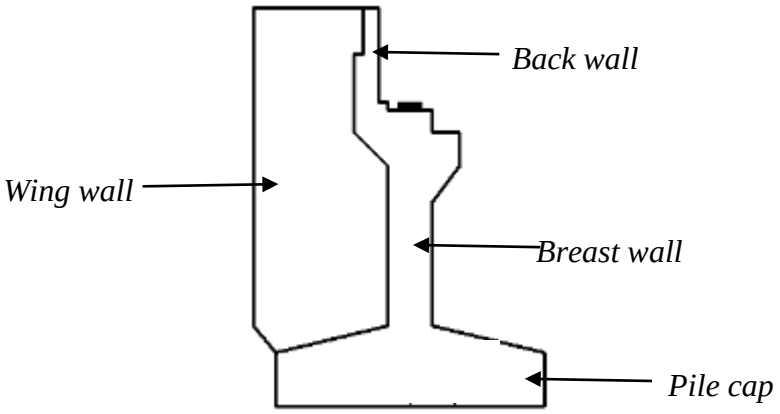
Perencanaan struktur bawah jembatan penting diperhatikan karena dari struktur bawah inilah beban yang diterima oleh struktur atas akan diteruskan menuju ke elemen struktur bawah kemudian ke tanah. Perencanaan struktur bawah pada perencanaan jembatan Jurang Gempal ini meliputi, perencanaan kepala jembatan (*abutment*), pilar (*pier*) dan fondasi.

3.10.1 Perencanaan Kepala Jembatan (*Abutment*)

1. Gaya yang Bekerja pada *Abutment*

Abutment terletak pada dua ujung jembatan yang berfungsi menerima beban struktur atas untuk disalurkan ke pondasi dan memberikan dukungan lateral terhadap tanah disekitar jembatan.

Bentuk struktur *Abutment* yang digunakan pada jembatan Jurang Gempal ini menggunakan tipe T terbalik. Bagian-bagian dari *abutment* tersebut terdiri dari *Back wall*, *breast wall*, *wing wall* dan *pile cap* yang secara lebih detail dapat dilihat pada Gambar 3.17



Gambar 3.17 Sket Kepala Jembatan (*Abutment*)

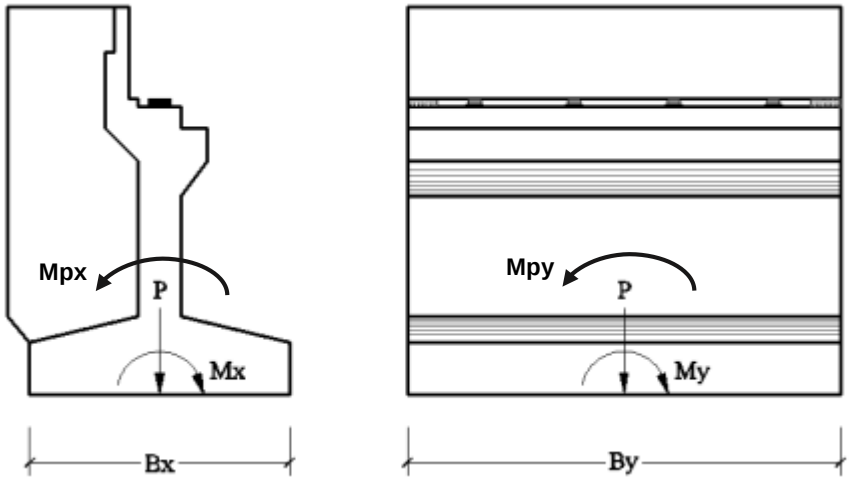
Gaya-gaya yang bekerja pada abutment adalah sebagai berikut:

a. Beban struktur atas,
   1) Beban mati struktur atas
   2) Beban hidup dan beban kejut
b. Beban struktur bawah,
   1) Beban mati akibat berat sendiri *abutment*
   2) Beban mati akibat berat tanah di atas fondasi
   3) Beban tekanan tanah
c. Beban-beban sekunder
   1) Beban gempa
   2) Beban angina
   3) Beban rem
   4) Beban gesekan pada tumpuan

2. Stabilitas *Abutment*

Abutment dan pilar harus mampu menahan gaya luar yang dapat mengakibatkan guling dan geser pada *abutment* dan pilar itu sendiri. Momen total akibat gaya luar harus dilawan oleh momen penahan guling. *Abutment* dan pilar dikatakan stabil apabila momen penahan guling minimum harus lebih besar 1,5 kali dari momen akibat gaya luar. Cara perhitungan stabilisasi *abutment* dan pilar dapat dilihat sebagai berikut.

a. Menghitung momen keamanan terhadap guling:



Gambar 3.18 Stabilitas Gaya Guling pada *Abutment*

Angka aman guling,

$$SF = \left(\frac{\sum Mp}{\sum M} \right) > 1{,}5 \tag{3.89}$$

Menghitung terhadap guling,

$$\sum Mp = P.\frac{B_X}{2}.(1+k) \tag{3.90}$$

dengan:

M_{px} = momen penahan guling arah x, M_{py} = momen penahan guling arah y

M_x = momen guling arah x, M_y = momen guling arah y

B_x = lebar abutmen arah x, B_y = lebar abutmen arah y

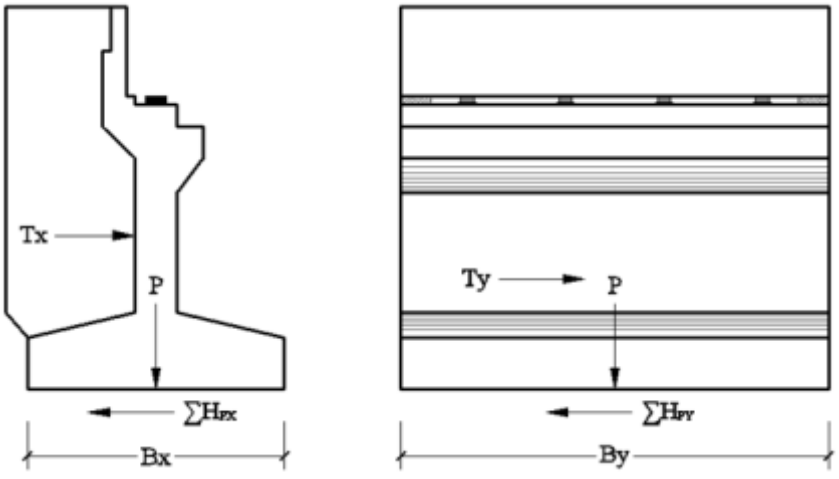
P = jumlah gaya arah vertikal

k = persen kelebihan beban yang diizinkan

b. Menghitung keamanan terhadap geser:

Gaya yang menjadi penyebab geser pada *abutment* dan pilar akan ditahan oleh:

1) Gesekan tanah dengan dasar pondasi,
2) Tekanan tanah pasif bila terdapat tanah timbunan disekitar depan *abutment* dan pilar.



Gambar 3.19 Stabilitas Gaya Geser pada *Abutment*

Angka aman terhadap geser,

$$SF = \left(\frac{\sum Hp}{\sum M} \right) > 1{,}5 \tag{3.91}$$

Gaya penahan geser,

$$\sum Hp = (C.B_X.B_y + P \tan\theta).(1+k) \tag{3.92}$$

dengan:

ΣH_{px} = gaya penahan geser arah x, ΣH_{py} = gaya penahan geser arah y

T_x = gaya geser arah x , T_y = gaya geser arah y

C = kohesi tanah

B_x = lebar abutmen arah x , B_y = lebar abutmen arah y

P = Beban abutmen

k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

c. Menghitung tegangan tanah yang terjadi

Tegangan tanah yagn terjadi dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$\sigma_{maks} = \frac{\sum P}{A} + \frac{\sum M}{\frac{1}{6} b.h^2} < \sigma_{ijin} \text{ tanah} \tag{3.93}$$

dengan:

b = lebar Pondasi

A = luas dasar *pilecap* fondasi

ΣP = jumlah gaya arah vertikal

ΣH = jumlah gaya arah horizontal

3.10.2 Pembebanan Pada *Abutment* Jembatan

Desain struktur abutment dipengaruhi oleh reaksi-reaksi yang terjadi pada struktur atas jembatan, kemudian aksi-aksi tekanan tanah sebagai pengaruh beban arah horizontal abutment. Pada perencanaan abutment di bawah ini dilakukan pengelompokkan pembebanan atau reaksi-reaksi yang mempengaruhi struktur dari abutment.

1. Berat Sendiri
   a. Berat sendiri struktur atas

Beban dari struktur atas jembatan meliputi *U girder prestress*, trotoar, dan dinding pagar tepi *Abutment* hanya menerima setengah beban struktur atas.

b. Berat sendiri struktur bawah

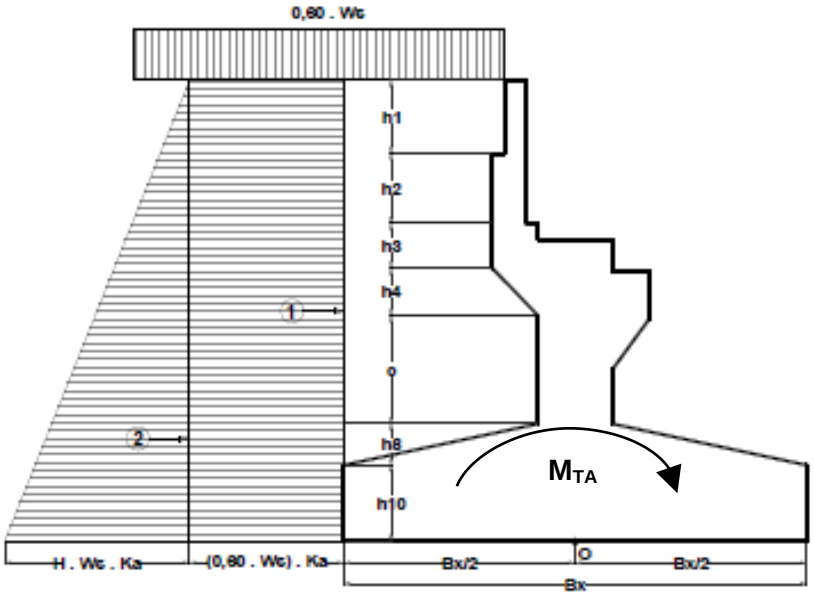
Berat sendiri struktur bawah meliputi berat sendiri *abutment*, *wing wall* dan tanah timbunan.

2. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan adalah berat bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural yaitu berupa lapis perkerasan aspal dan genangan air hujan. *Abutment* hanya menerima setengah beban mati tambahan.

3. Tekanan Tanah (TA)

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,60 m yang berupa beban merata ekivalen beban kendaraan pada bagian tersebut.



Gambar 3.20 Gaya Akibat Tekanan Tanah pada Abutment

dengan :

T_{TA} = Gaya horizontal akibat tekanan tanah aktif,

M_{TA} = Momen akibat gaya tekanan tanah aktif,

3. Beban Lajur “D” (TD)

   Beban Lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (*Uniformly Distributed Load*) UDL dan beban garis (*Knife Edge Load*) KEL. Dari peraturan Perencanaan Jembatan RSNIT-02-2005

4. Beban Pedestrian / Pejalan Kaki (TP)

   Trotoar pada jembatan jalan raya direncakan mampu memikul beban yang direncankan.

5. Gaya Rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1,80 m di atas permukaan lantai jembatan.

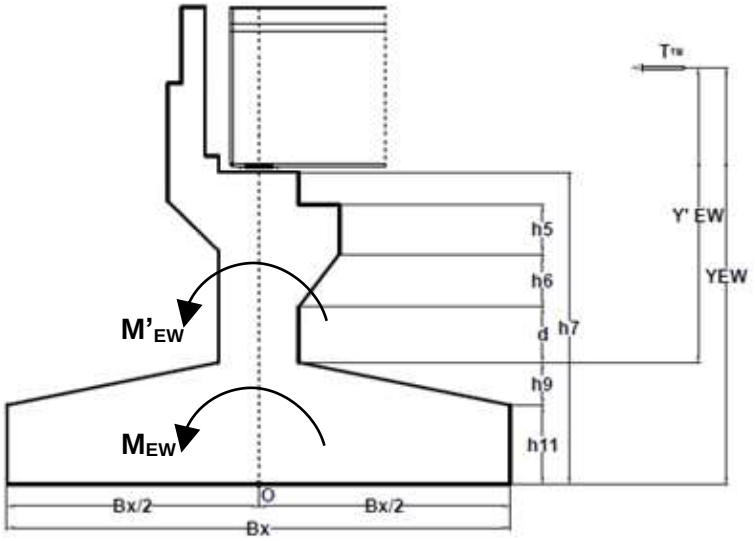
Lengan terhadap fondasi, $Y_{TB} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c + h_8 + h_{10}$ (3.94)

Momen akibat gaya rem, $M_{TB} = T_{TB} \times Y_{TB}$ (3.95)

Lengan terhadap *breast wall*, $Y'_{TB} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c$

Momen akibat gaya rem, $M'_{TB} = T_{TB} \times Y'_{TB}$

6. Beban Angin (EW)



Gambar 3.21 Gaya Angin Pada Bidang Samping Jembatan

Beban akibat angin,

$T_{EW1} = 0{,}0006 \cdot Cw \cdot Vw^2 \cdot Ab$

Lengan terhadap fondasi,

$Y_{EW} = h_7 + h_a/2$

Momen akibat gaya angin,

$M_{EW} = T_{EW1} . Y_{EW}$

Lengan terhadap *breast wall*,

$Y'_{EW} = Y_{EW} – (h_9 + h_{10})$

Momen akibat gaya angin,

$M'_{EW} = T_{EW1} . Y'_{EW}$

dengan:

Cw = Koefisien seret

Vw = Kecepatan angin

Ab = Luas bidang samping

7. Beban Gempa (EQ)

Besar beban gempa ditentukan oleh koefisien gempa rencana dan berat total struktur jembatan. Berat total struktur terdiri dari berat sendiri struktur jembatan, beban mati, dan beban hidup yang bekerja.

Besarnya beban gempa dapat dinyatakan dalam :

$T_{EQ} = K_h . I . W_T$

$K_h = C . S$

dengan :

T_{EQ} = Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN)

K_h = Koefisien beban gempa horizontal

I = Faktor kepentingan

S = Faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur jembatan

W_T = Berat total struktur atas dan struktur bawah.

C = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah

a. Beban gempa arah memanjang jembatan (arah X)

$T_{EQ} = K_h \times I \times W_{TP}$

Letak titik tangkap gaya horizontal gempa; $Y_{EQ} = \Sigma M_{EQ} / \Sigma T_{EQ}$

b. Beban gempa arah melintang jembatan (arah Y)

$T_{EQ} = K_h \times I \times W_{TP}$

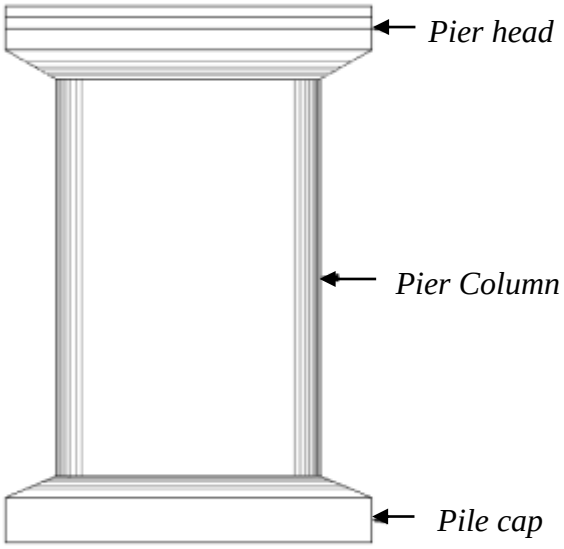
Momen pada fondasi akibat gempa,

$M_{EQ} = T_{EQ} \times Y_{EQ}$

3.10.3 Perencanaan Pilar (*Pier*)

1. Gaya yang bekerja pada pilar

Pilar diperlukan untuk jembatan dengan bentang yang panjang. Pilar terletak ditengah bentang jembatan yang berfungsi menerima beban struktur atas untuk disalurkan ke fondasi. Perencanaan pilar pada jembatan Jurang Gempal menggunakan jenis pilar boro, seperti terlihat pada Gambar 3.22 berikut:



Gambar 3.22 Sketsa Pilar (*Pier*)

Gaya-gaya yang bekerja pada pilar adalah sebagai berikut:

a. Beban struktur atas,
   1) Beban mati struktur atas
   2) Beban hidup dan beban kejut
b. Beban struktur bawah, Beban mati akibat berat sendiri pilar
c. Beban-beban sekunder
   1) Beban gempa
   2) Beban angin

3) Beban rem

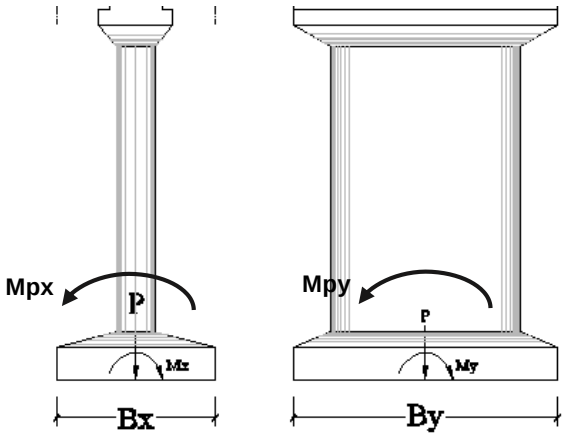
4) Beban gesekan pada tumpuan

2. Stabilitas Pilar (*Pier*)

Pilar jembatan dalam perencanaannya harus mampu untuk menahan gaya luar yang dapat mengakibatkan gaya guling (lihat Gambar 3.23) dan gaya geser Gambar 3.24). Perhitungan stabilitas pilar terhadap guling dan geser dapat dilihat seperti rumus-rumus berikut :

a. Menghitung keamanan terhadap guling:

Berikut adalah stabilitas gaya guling yang bekerja pada pilar.



Gambar 3.23 Sketsa Stabilitas Gaya Guling pada Pilar

Momen terhadap guling,

$$\sum M_P = -\frac{B_X}{2}.P \tag{3.96}$$

Angka aman guling,

$$SF = \left(\frac{\sum M_P}{\sum M} \right) > 1{,}5 \tag{3.97}$$

dengan:

ΣM_{px} = momen penahan guling arah x

ΣM_{py} = momen penahan guling arah y

M_x = momen guling arah x, M_y = momen guling arah y

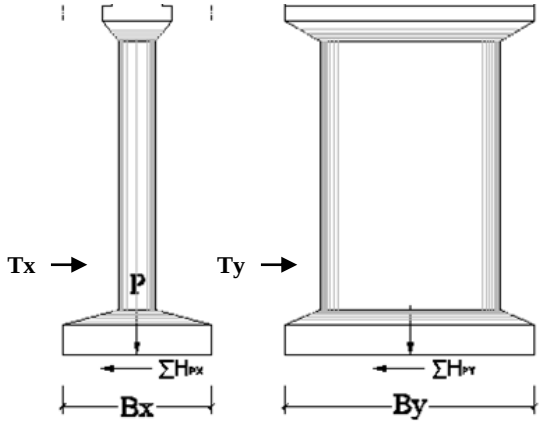
B_x = lebar pilecap arah x, B_y = lebar pilecap arah y

P = jumlah gaya arah vertikal

b. Menghitung keamanan terhadap geser:

Gaya yang menjadi penyebab geser pada pilar akan ditahan oleh

1) Gesekan tanah dengan dasar pondasi
2) Tekanan tanah pasif bila terdapat tanah timbunan disekitar depan pilar.



Gambar 3.24 Sketsa Stabilitas Gaya Geser pada Pilar

Angka aman terhadap geser,

$$SF = \left(\frac{\sum H_P}{\sum M} \right) > 1{,}5 \qquad (3.98)$$

Gaya penahan geser,

$$\sum H_P = (C.B_X.B_Y + P.\tan\phi).(1+k) \qquad (3.99)$$

dengan :

ΣH_{px} = gaya penahan geser arah x, ΣH_{py} = gaya penahan geser arah y

T_x = gaya geser arah x, T_y = gaya geser arah y

C = kohesi tanah

B_x = lebar fondasi arah x, B_y = lebar fondasi arah y

P = Beban pilar

k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

c. Menghitung tegangan tanah yang terjadi,

$$\sigma_{maks} = \frac{\sum P}{A} + \frac{\sum M}{\frac{1}{6} b.h^2} < \sigma_{ijin}\,\text{tanah} \qquad (3.100)$$

Dengan :

b = lebar fondasi

A = luas dasar *pilecap* fondasi

ΣP = jumlah gaya arah vertical ΣM = jumlah gaya arah horizontal

3.10.4 Pembebanan Pada Pilar

Desain struktur pilar dipengaruhi oleh reaksi-reaksi yang terjadi pada struktur atas jembatan, Adapun reaksi-reaksi pembebanan pada jembatan disajikan dibawah ini, kemudian hasil reaksi dari struktur atas tersebut dikalikan dengan faktor beban ultimite untuk menghasilkan pengaruh beban terfaktor sesuai dengan kombinasi pembebanan pada RSNIT-02-2005.

Pada perencanaan pilar di bawah ini dilakukan pengelompokan pembebanan atau reaksi-reaksi yang mempengaruhi stuktur dari pilar.

1. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri dibedakan menjadi 2 macam, yaitu berat sendiri struktur atas, dan berat sendiri struktur bawah.

a. Berat sendiri struktur atas

Berat sendiri struktur atas meliputi slab, trotoar, balok prategang dan balok diafragma.

Letak titik berat struktur atas terhadap fondasi,

$z_a = h_t + L_c + h_h + h_e + h_a/2$ (3.101)

dengan :

h_t = Tinggi *pilecap*

L_c = Tinggi kolom pilar

h_h = Tinggi *headstock*

h_e = Tinggi *elastomer*

h_a = Tinggi stuktur atas

b. Berat sendiri struktur bawah

Berat sendiri struktur bawah meliputi berat sendiri Pilar *head / headstock*, Pilar dan *pile cap.*

1) Berat *headstock*

Letak titik berat *headstock* terhadap alas,

$y_h = M_h/W_h$

Letak titik berat *headstock* terhadap dasar fondasi,

$z_h = y_h + L_c + h_t$

2) Berat kolom Pilar

Letak titik berat kolom Pilar terhadap alas,

$y_c = M_c/W_c$

Letak titik berat kolom Pilar terhadap dasar fondasi,

$z_c = y_c + h_t$

Luas penampang kolom Pilar,

$A = (B.h+1/4.\pi.h^2)$ (3.102)

Lebar ekivalen kolom Pilar,

Be= A/h

dengan :

Mc = Momen kolom terhadap titik berat

Wc = Berat kolom

h_t = Tinggi *Headstock*

B = Panjang kolom

h = Lebar kolom

3) Berat *pile cap* Pilar

Letak titik berat *pile cap* Pilar terhadap alas,

$y_p = M_p/W_p$

Letak titik berat *pile cap* Pilar terhadap dasar fondasi,

$z_p = y_p$

Berat sendiri pada fondasi,

$P_{MS} = W_{MS} + P_{MSbawah}$ (3.103)

Berat sendiri pada kolom Pilar,

$P_{MS} = W_{MS} + W_h + W_c$

dengan :

Mp = Momen *pile cap* terhadap titik berat

Wp = Berat *pile cap*

W_{MS} = Berat sendiri stuktur atas

W_h = Berat *headstock*

W_c = Berat kolom

4. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah berat bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural yaitu berupa lapis perkerasan aspal dan genangan air hujan.

Letak titik berat beban mati tambahan terhadap fondasi,

$z_a = h_t + L_c + h_h + h_e + h_a/2$

dengan:

h_t = Tinggi *pilecap*

L_c = Tinggi kolom pilar

h_h = Tinggi *headstock*

h_e = Tinggi *elastomer*

h_a = Tinggi stuktur atas

5. Beban Lajur “D” (TD)

Beban Lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (*Uniformly Distributed Load*) UDL dan beban garis (*Knife Edge Load*) KEL. Dari peraturan Perencanaan Jembatan RSNIT-02-2005

5. Beban Pedestrian / Pejalan Kaki (TP)

Trotoar pada jembatan jalan raya direncakan mampu memikul beban yang direncankan.

5. Gaya Rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1,80 m di atas permukaan lantai jembatan.

Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{TB} = h_t + L_c + h_h + h_e + h_a$$

Momen akibat gaya rem pada fondasi,

$$M_{TB} = T_{TB}.Y_{TB}$$

Lengan terhadap kolom Pilar,

$$Y'_{TB} = L_c + h_h + h_e + h_a$$

Momen akibat gaya rem pada fondasi,

$$M_{TB} = T_{TB}.Y'_{TB}$$

dengan :

h_t = Tinggi *pilecap*

L_c = Tinggi kolom pilar

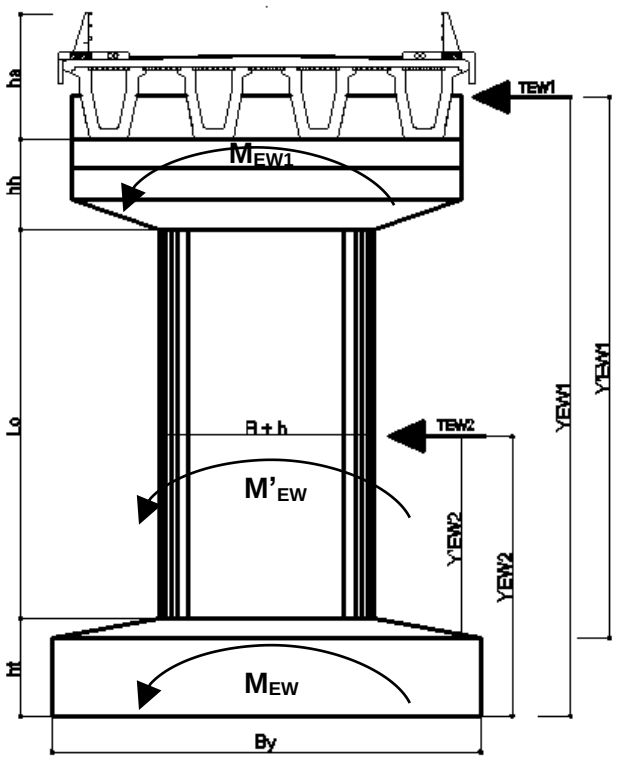
h_h = Tinggi *headstock*

h_e = Tinggi *elastomer*

h_a = Tinggi stuktur atas

6. Beban Angin (EW)

   a. Beban angin arah y (melintang jembatan)



Gambar 3.25 Beban Angin Arah Y Pada Pilar

$$T_{EW1} = 0{,}0006.Cw.Vw^2.Ab$$

Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{EW} = h_t + L_c + h_h + h_e + h_a / 2$$

Momen akibat gaya angin,

$$M_{EW1} = T_{EW1}.Y_{EW}$$

Lengan terhadap kolom Pilar,

$$Y'_{EW} = L_c + h_h + h_e + h_a / 2$$

Momen akibat gaya angin,

$$M'_{EW1} = T_{EW1}.Y'_{EW}$$

dengan :

Cw = Koefisien seret

Vw = Kecepatan angin

Ab = Luas bidang samping

1) Beban Angin Pada Struktur Bawah

Beban akibat angin,

$$T_{EW2} = 0{,}0006.Cw.Vw^2.Ab$$

Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{EW} = h_t + (L_c + h_h)/2$$

Momen akibat gaya angin,

$$M_{EW2} = T_{EW2}.Y_{EW}$$

Lengan terhadap kolom Pilar,

$$Y'_{EW} = (L_c + h_h)/2$$

Momen akibat gaya angin,

$$M'_{EW2} = T_{EW2}.Y'_{EW}$$

Total beban angin,

$$T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2}$$

Total momen pada fondasi akibat angin,

$$M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2}$$

$$= 1666{,}3118 + 124{,}8742$$

Total momen pada kolom Pilar akibat angin,

$$M'_{EW} = M'_{EW1} + M'_{EW2}$$

dengan :

Cw = Koefisien seret

Vw = Kecepatan angin

Ab = Luas bidang samping

2) Transfer Beban Angin Ke Lantai Jembatan

Beban garis merata tambahan arah horinsontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan.

$$T_{EW} = 0{,}0012.Cw.Vw^2$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi , h = 2 m dan jarak antar roda, x = 1,75 m

Gaya pada fondasi akibat transfer beban angin ke lantai jembatan,

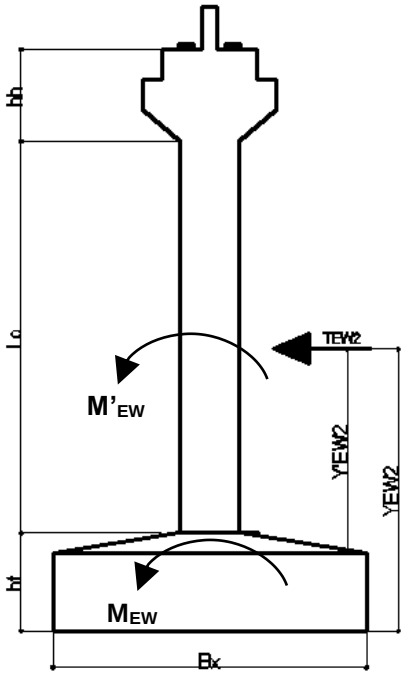
$$P_{EW} = n.\left(0{,}5.\frac{h}{x}.T_{EW}\right).L \qquad (3.104)$$

dengan :

Cw = Koefisien seret

Vw = Kecepatan angin

b. Beban angin arah x (memanjang jembatan)



Gambar 5.26 Beban Angin Arah X Pada Pilar

Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{EW} = h_t + (L_c + h_h)/2$$

Momen akibat gaya angin,

$$M_{EW} = T_{EW}.Y_{EW}$$

Lengan terhadap kolom Pilar,

$$Y'_{EW} = (L_c + h_h)/2$$

Momen akibat gaya angin,

$$M'_{EW} = T_{EW}.Y'_{EW}$$

dengan :

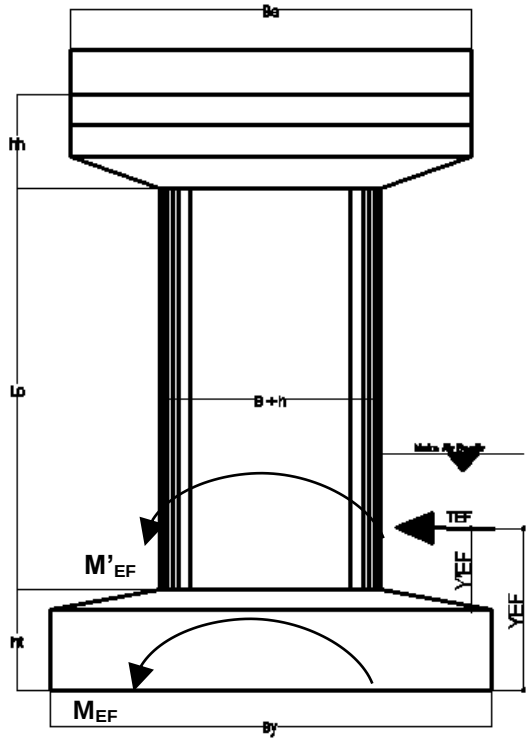
h_t = Tinggi *pilecap*

L_c = Tinggi kolom pilar

h_h = Tinggi *headstock*

7. Aliran Air

a. Gaya Seret Arah Y (Melintang Jembatan)



Gambar 5.27 Beban Gaya Seret Arah Y

Luas proyeksi Pilar tegak lurus aliran air,

$$A_D = H_b . \frac{h}{\cos\theta} \qquad (3.105)$$

Gaya pada Pilar akibat aliran air,

$$T_{EF} = 0{,}5 . C_d . V_a^{\,2} . A_D$$

Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{EF} = H_b / 2 + h_t$$

Momen akibat aliran air,

$$M_{EF} = T_{EF} . Y_{EF}$$

Lengan terhadap kolom Pilar,

$$Y'_{EF} = H_b / 2$$

Momen akibat aliran air,

$$M'_{EF} = T_{EF} . Y'_{EF}$$

dengan :

h = lebar kolom

H_b = Kedalaman banjir

h_t = Tinggi *pilecap*

C_d = Koefisien aliran

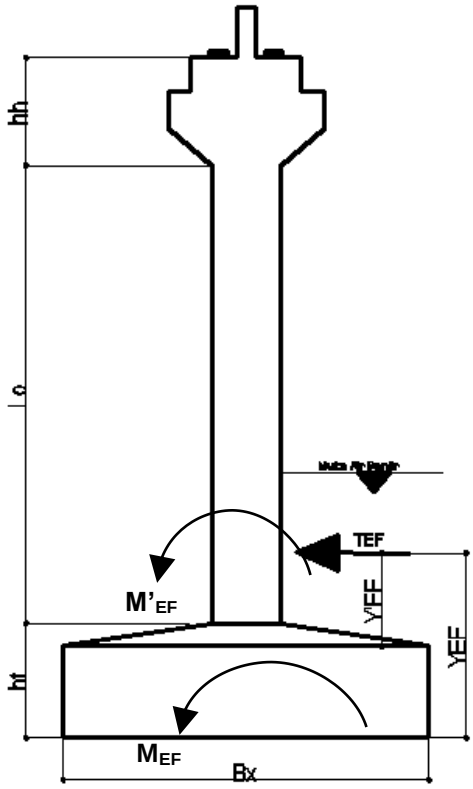
h_h = Tinggi *headstock*

Vd = Kecepatan aliran

A_D = Luas bidang aliran

b. Gaya Seret Arah X (Memanjang Jembatan)

Karena Pilar membentuk sudut θ terhadap arah aliran, maka harus diperhitungkan gaya angkat yang arahnya tegak lurus terhadap gaya seret.



Gambar 5.28 Gaya Angkat Arah X

Luas proyeksi Pilar tegak lurus aliran air,

$$A_L = H_b . \frac{B+h}{\cos\theta} \qquad (3.106)$$

Gaya pada Pilar akibat aliran air,

$T_{EF} = 0{,}5.C_L.V_a^{\,2}.A_L$

Lengan terhadap fondasi,

$Y_{EF} = H_b / 2 + h_t$

Momen akibat aliran air,

$M_{EF} = T_{EF}.Y_{EF}$

Lengan terhadap kolom Pilar,

$Y'_{EF} = H_b / 2$

Momen akibat aliran air,

$M'_{EF} = T_{EF}.Y'_{EF}$

dengan :

B = Panjang kolom

h = lebar kolom

H_b = Kedalaman banjir

h_t = Tinggi *pilecap*

C_L = Koefisien aliran

h_h = Tinggi *headstock*

V_L = Kecepatan aliran

A_L = Luas bidang aliran

8. Benda Hanyutan dan Tumbukan dengan Kayu

   a. Benda Hanyutan

      Luas proyeksi Pilar tegak lurus aliran air,

$$A'_D = B_h.\frac{D_h}{\cos\theta} \qquad (3.107)$$

      Gaya pada Pilar akibat benda hanyutan,

$$T_{EF} = 0{,}5.C_D.V_a^{\,2}.A'_D$$

   b. Tumbukan Dengan Batang Kayu

      Gaya pada Pilar akibat tumbukan batang kayu,

$$T_{EF} = M.Vs^2 / d$$

   c. Gaya Dan Momen Yang Digunakan

Untuk analisis kekuatan Pilar diambil gaya yang terbesar di antara gaya akibat benda hanyutan dan gaya akibat tumbukan dengan batang kayu, sehingga :

Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{EF} = H_b - D_h / 2 + h_t$$

Momen akibat tumbukan batang kayu,

$$M_{EF} = T_{EF} . Y_{EF}$$

Lengan terhadap kolom Pilar,

$$Y'_{EF} = H_b - D_h / 2$$

Momen akibat tumbukan batang kayu,

$$M'_{EF} = T_{EF} . Y'_{EF}$$

dengan :

D_h = lebar kolom

H_b = Kedalaman banjir

h_t = Tinggi *pilecap*

C_d = Koefisien aliran

h_h = Tinggi *headstock*

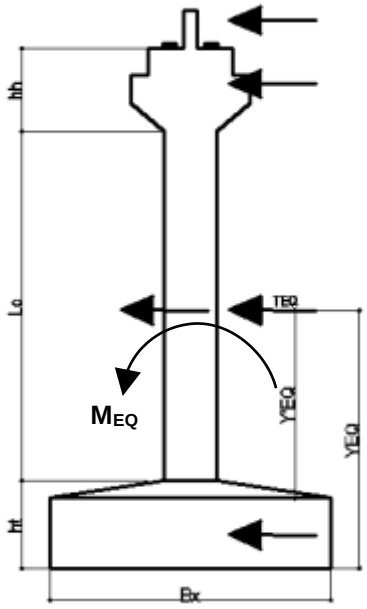
Va = Kecepatan aliran

A_D = Luas bidang aliran

9. Beban Gempa (EQ)

Beban gempa pada Pilar dihitung dengan perhitungan beban gempa statik ekivalen.

a. Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah X)



Gambar 5.29 Beban Gempa Arah X Pada Pilar

Perhitungan beban gempa arah memanjang jembatan dapat dilihat seperti berikut ini.

Berat total struktur,

$$W_T = P_{MS(atas)} + P_{MS(headstock)} + 0{,}5.P_{MS(pier)} + P_{MA} \quad (3.108)$$

$T_{EQ} = K_h \times I \times W_T$

Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ}$$

Lengan terhadap kolom Pilar,

$$Y'_{EQ} = Y_{EQ} - h_t$$

Momen pada kolom Pilar akibat gempa,

$$M_{EQ} = T_{EQ}.Y_{EQ}$$

dengan :

T_{EQ} = Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN)

K_h = Koefisien beban gempa horizontal

I = Faktor kepentingan

W_T = Berat total struktur atas dan struktur bawah.

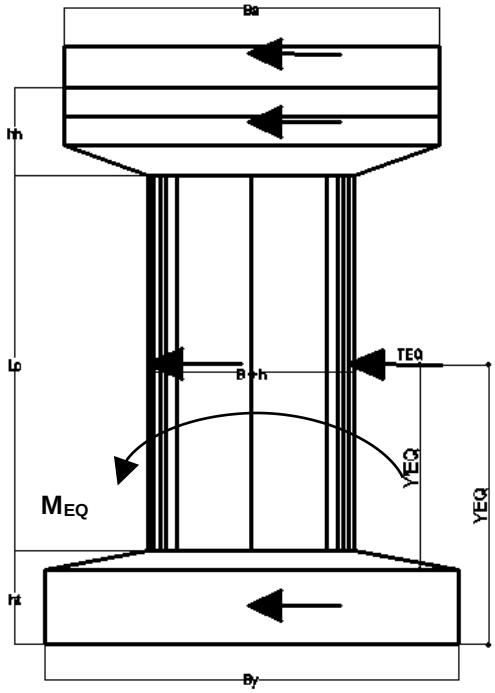
C = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah

W_T = (P_{MS} +P_{MA}) struktur atas + P_{MS} struktur bawah

P_{MS} = Berat sendiri (kN)

P_{MA} = Beban mati tambahan (kN)

b. Beban Gempa Arah Melintang Jembatan (Arah Y)



Gambar 5.30 Beban Gempa Arah Y Pada Pilar

Berat total struktur,

$W_T = P_{MS(atas)} + P_{MS(headstock)} + 0{,}5.P_{MS(pier)} + P_{MA}$

$T_{EQ} = K_h \times I \times W_T$

Lengan terhadap fondasi,

$Y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ}$

Lengan terhadap kolom Pilar,

$Y'_{EQ} = Y_{EQ} - h_t$

Momen pada kolom Pilar akibat gempa,

$M_{EQ} = T_{EQ}.Y_{EQ}$

dengan:

T_{EQ} = Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN)

K_h = Koefisien beban gempa horizontal

I = Faktor kepentingan

W_T = Berat total struktur atas dan struktur bawah.

$W_T = (P_{MS} + P_{MA})$ struktur atas + P_{MS} struktur bawah

P_{MS} = Berat sendiri (kN)

P_{MA} = Beban mati tambahan (kN)

3.10.5 Perencanaan Tulangan dengan Grafik *Mn-Pn*

Tulangan lentur kolom dihitung dengan menghubungkan momen ultimit (*Mu*) dan gaya aksial ultimit (*Pu*) yang didapat dari hasil analisis struktur, kemudian diplotkan ke dalam grafik *Mn-Pn*. Dari grafik *Mn-Pn* didapat jumlah tulangan lentur yang diperlukan dan kuat lentur kolom yang dihasilkan.

Untuk memperhitungkan jumlah tulangan kolom, dibuat terlebih dahulu grafik hubungan momen (*Mn*) dan gaya aksial (*Pn*). Dari grafik *Mn-Pn* dapat ditentukan jumlah tulangan lentur yang diperlukan dan besar kuat lentur rencana kolom. Grafik *Mn-Pn* dibuat dengan menghubungkan gaya aksial dan momen lentur kolom. (Sumber: Widodo, 2013)

Grafik *Mn-Pn* dihitung berdasarkan lima kondisi beban, yaitu:

1. Kondisi beban sentris

   $Pn = (0{,}85.fc'.(Ag - Ast) + fy.Ast)$ (3.109)

   $Mn = 0$

2. Kondisi *balance* (c = cb)

   $$c_b = \frac{600}{600 + fy}.d \quad (3.110)$$

   $$a_b = 0{,}85.c_b \quad (3.111)$$

   $$fs' = \frac{(c_b - d')}{c_b}.600 \text{ MPa} > fy = 400 \text{ MPa} \quad (3.112)$$

   fs' pakai MPa

   $$Cc = 0{,}85.f'c.a_b.b.10^{-3} kN \quad (3.113)$$

$$Cs = As'(fs' - 0{,}85.f'c).10^{-3}\,kN \quad (3.114)$$

$$Ts = As.fy.10^{-3} \quad (3.115)$$

$$Pnb = Cc + Cs - Ts \quad (3.116)$$

$$Mnb = Cc.(Y - \frac{a}{2}) + Cs.(Y - d') + Ts.(d - Y) \quad (3.117)$$

3. Patah Desak (c>cb)

$a_b = 0{,}85.c$

$fs' = \frac{(c - d')}{c}.600$ MPa > fy = 400 MPa

fs' pakai MPa

$fs = \frac{(d - c)}{c}.600$ MPa

$Cc = 0{,}85.f'c.a_b.b.10^{-3}\,kN$

$Cs = As'(fs' - 0{,}85.f'c).10^{-3}\,kN$

$Ts = As.fs.10^{-3}$

$Pnb = Cc + Cs - Ts$

$Mnb = Cc.(Y - \frac{a}{2}) + Cs.(Y - d') + Ts.(d - Y)$

4. Patah Tarik(c < cb)

$a_b = 0{,}85.c$

$fs' = \frac{(c - d')}{c}.600$ MPa > fy = 400 MPa

fs' pakai MPa

$fs = \frac{(d - c)}{c}.600$ MPa > fy = 400 MPa

fs pakai MPa

$Cc = 0{,}85.f'c.a_b.b.10^{-3}\,kN$

$Cs = As.(fs' - 0{,}85.f'c).10^{-3}\,kN$

$Ts = As.fs.10^{-3}$

$Pnb = Cc + Cs - Ts$

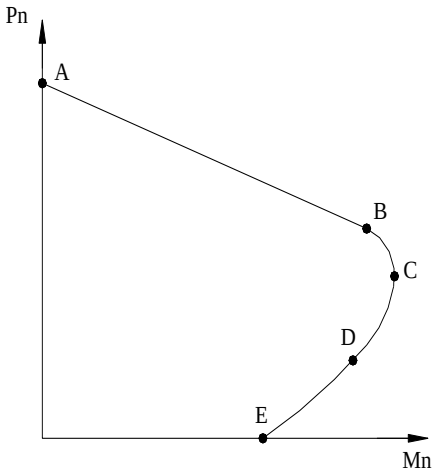
$$Mnb = Cc.(Y - \frac{a}{2}) + Cs.(Y - d') + Ts.(d - Y)$$

5. Kondisi Momen Murni

$$a = \frac{As.fy}{0{,}85.f'c.b}\,mm \tag{3.118}$$

$$Mn = As.fy.(d - \frac{a}{2}).10^{-6} \tag{3.119}$$

Pn = 0 mm



Gambar 3.31 Sketsa Diagram Interaksi Balok-Kolom

dengan:

f'c : Mutu beton (MPa)

fy : Mutu baja (MPa)

Ag : Luas penampang (mm^2)

h : Tinggi penampang (mm)

Ast : Luas tulangan (mm^2)

b : Lebar penampang

Dari grafik *Mn-Pn* dapat diperoleh jumlah tulangan lentur yang diperlukan dan kuat lentur rencana kolom.

3.10.6 Perencanaan *Pile Cap*

Pile cap diperlukan agar lokasi pilar benar-benar berada dititik pusat pondasi sehingga tidak menyebabkan eksentrisitas yang dapat menambah beban tambahan pada pondasi. *Pile cap* direncakan harus dapat menahan gaya geser dan guling.

1. Perencanaan *Pile Cap*
   a. Beban arah vertikal:
      1) Beban akibat struktur atas arah vertikal (*Rv*)
         Beban struktur atas jembatan dapat dihitung dengan Peraturan Pembebanan Jembatan R.SNI T -02-2005.
      2) Beban mati akibat berat sendiri *pile cap* (*Wbs*)
         Struktur *pile cap* memiliki berat sendiri yang harus dihitung sebagai beban mati tambahan pada dasar *pile cap.*
   b. Beban arah horizontal :
      1) Beban struktur atas jembatan dapat dihitung dengan Peraturan Pembebanan Jembatan R.SNI T -02-2005.
2. Stabilitas guling *pile cap*

Pile cap harus mampu menahan guling yang diakibatkan gaya horizontal.

$$Mgl = (0{,}5 \cdot Bx \cdot P) + Mv\ tot. \quad (3.120)$$

dengan:

Bx = lebar *pile cap* arah memanjang jembatan

P = jumlah gaya/beban vertikal

Mv tot. = jumlah momen vertikal yang ditimbulkan struktur

Mgl = momen penahan guling.

Faktor keamanan *pile cap* terhadap guling (*SF*) dihitung harus lebih besar dari 1,5 dan dapat dikatakan aman terhadap guling.

3. Stabilitas geser *pile cap*

Pile cap harus mampu menahan gaya geser dan mencapai faktor angka keamanan. Gaya penahan geser (*Hp*) dapat dihitung dengan persamaan seperti berikut,

$$Hp = (C \cdot Bx \cdot By) + (P \cdot \tan \Phi) \quad (3.121)$$

dengan :

C = kohesi tanah di lokasi jembatan (dari penyelidikan tanah)

Bx = lebar *pile cap* arah memanjang jembatan

By = lebar *pile cap* arah melintang jembatan

P = jumlah gaya/beban vertikal

Φ = sudut gesek tanah (dari penyelidikan tanah)

Hp = gaya penahan geser.

Faktor keamanan *pile cap* terhadap geser (*SF*) dihitung harus lebih besar dari 1,5.

4. Stabilitas *pile cap* terhadap tegangan ijin tanah

Tegangan ijin tanah harus lebih besar dari tegangan yang ditimbulkan akibat beban dan berat struktur. Tegangan ijin tanah diketahui menggunakan uji *Standar Penetration Test* (*SPT*) yang dilakukan oleh tim perencana jembatan.

Tegangan yang terjadi pada dasar *pile cap* akibat gaya aksial dan momen (Q max) dapat dihitung dengan persamaan seperti berikut :

$$Q\ max = \frac{P}{B_X . B_Y} + \frac{Mh\ tot}{L . {B_x}^2 + \frac{1}{6}} \quad (3.122)$$

dengan :

P = jumlah gaya/beban vertikal

Bx = lebar *pile cap* arah memanjang jembatan

By = lebar *pile cap* arah melintang jembatan

Mh tot. = jumlah gaya/beban horizontal

L = By = lebar *pile cap* arah melintang jembatan

3.10.7 Perencanaan Pondasi *Bored Pile*

1. Kapasitas Aksial Tiang

Pokok perencanaan untuk keadaan beban ultimit adalah bahwa rencana (dengan faktor) kapasitas aksial ultimate tiang, *Qp* harus lebih besar dari beban aksial ultimate yang bekerja, *S*.

$Qp \geq S$

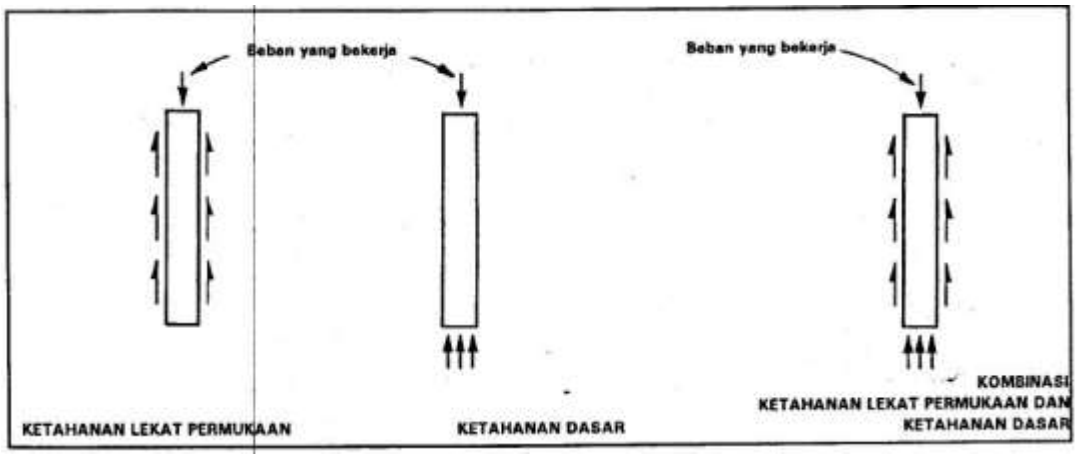
Kapasitas tiang dihitung berdasarkan:

a. Ketahanan lekat permukaan, *Qs*, dimana beban ditahan oleh gesekan dalam tanah tidak kohesif atau adhesif dalam tanah kohesif.

b. Ketahanan dasar, *Qb*, dimana beban ditahan pada dasar tiang.

c. Kombinasi dari ketahanan ujung, *Qb*, dan ketahanan lekat permukaan, *Qs*.

$$Qp = Qb + Qp \quad (3.123)$$



Gambar 3.32 Komponen dalam ketahanan tiang

Berdasarkan data tanah di lokasi Jembatan Jurang Gempal, tanah dilokasi tersebut merupakan jenis tanah kohesif. Untuk tanah kohesif, ketahanan lekat permukaan dan ketahanan ujung tergantung pada kuat geser tanah. Kapasitas geser "*undrained"* adalah suatu minimum pada saat pelaksanaan dan nilai ini digunakan untuk menghitung ketahanan permukaan *(Qs*) dan dasar (*Qb*) sebagai berikut.

$$Q_S = \sum F_c . K_C^R . c_u . C_p . Li \quad (3.124)$$

$$Q_b = N_c . c_u . A_p \quad (3.125)$$

dengan:

F_c : faktor reduksi.

c_u : kuat geser *"undrained"* rata-rata (kPa) rencana (dengan faktor)

N_c : faktor kapasitas daya dukung. Biasanya diambil 9, tetapi bila tiang tertanam kurang dari 4 kali diameter tiang, Nc dikurangi secara linier sampai suatu nilai 5,6 pada permukaan.

C_p : keliling efektif tiang (m),

L_i : tebal lapis penahan (m),

A_p : luas dasar tiang (m2).

Kondisi Tanah Kohesif			Kuat geser "undrained" rata-rata nominal, c_u kPa	Koefisien tergenggu F_c [1]
Konsistensi		Nilai 'N' [2]		
Sangat lembek	hilang antara jari tangan	0 - 2	0 - 10	1.0
Lembek	mudah dibentuk dengan jari	2 - 4	10 - 25	1.0
Teguh	dapat dibentuk dengan jari dan tekanan kuat	4 - 8	25 - 45	1.0
			45 - 50	1.0 - 0.95
Kenyal	tidak dapat dibentuk dengan jari	8 - 15	50 - 60	0.95 - 0.8
			60 - 80	0.8 - 0.65
			80 - 100	0.65 - 0.55
Sangat Kenyal	genis atau tahan	15 - 30	100 - 120	0.55 - 0.45
			120 - 140	0.45 - 0.4
			140 - 160	0.4 - 0.36
			160 - 180	0.36 - 0.35
			180 - 200	0.35 - 0.34
Keras	keras	>30	> 200	0.34

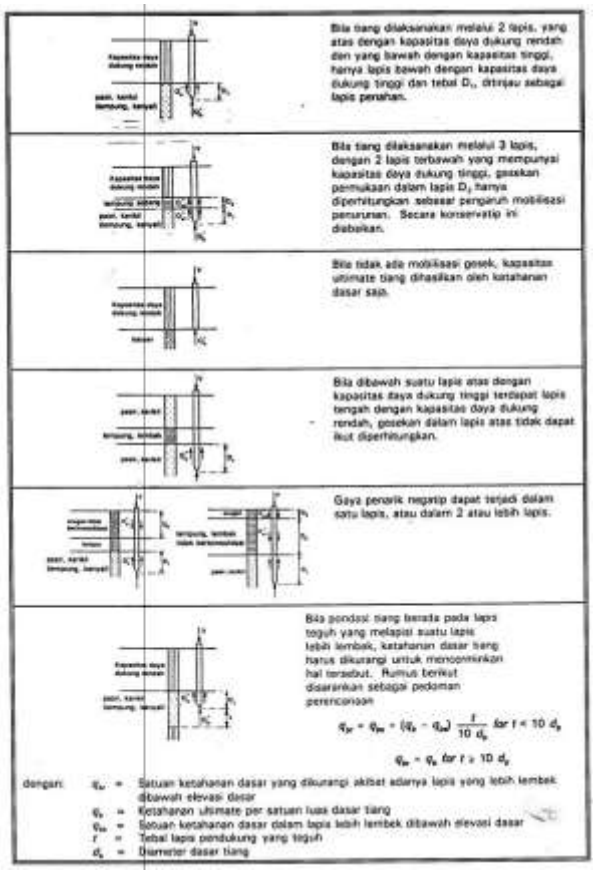
Catatan : [1] Nilai F_c tergantung pada :

- tipe tanah dan tiang
- kuat geser "undrained" tanah
- cara pelaksanaan tiang
- waktu yang berlalu setelah pelaksanaan

Bila tidak terdapat data lebih tepat, dapat digunakan nilai F_c diatas.

[2] Nilai 'N' tidak selalu dapat diandalkan sebagai indikator dari kuat geser undrained c_u

Gambar 3.33 Tabel Parameter Rencana Tiang untuk Tanah Kohesif



Gambar 3.34 Tabel Pedoman untuk Menentukan Lapisan yang Menyumbang Kapasitas Aksial dalam Tanah Tidak Homogen

BAB IV
METODE PERENCANAAN

4.1 TINJAUAN UMUM

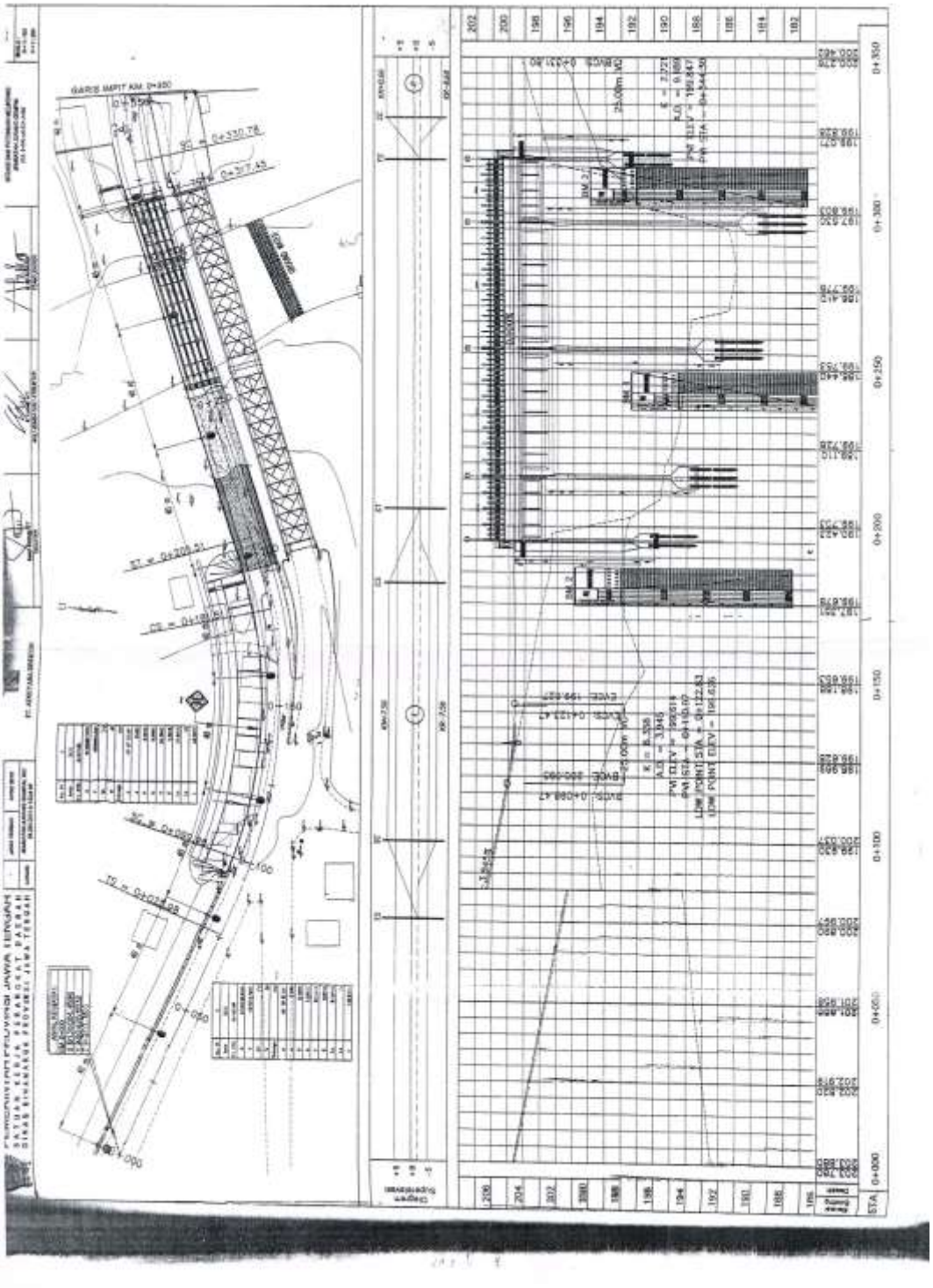
Dalam suatu perencanaan diperlukan analisis struktur agar struktur bangunan yang direncanakan efisien, aman, dan stabil. Agar perencanaan dapat dilakukan, maka diperlukan data yang menunjang proses perencanaan. Pada Bab ini akan dijelaskan tentang tahapan perencanaan jembatan Jurang Gempal dengan menggunakan beton prategang jenis *PC U Girder*.

4.2 DATA SEKUNDER

Menurut Sugiyono (2005 : 62), Data sekunder adalah data yang tidak langsung memberikan data kepada peneliti, misalnya penelitian harus melalui orang lain atau mencari melalui dokumen. Data ini diperoleh dengan menggunakan studi literatur yang dilakukan terhadap banyak buku dan diperoleh berdasarkan catatan – catatan yang berhubungan dengan penelitian, selain itu peneliti mempergunakan data yang diperoleh dari internet. Data sekunder yang diperoleh adalah sebagai berikut :

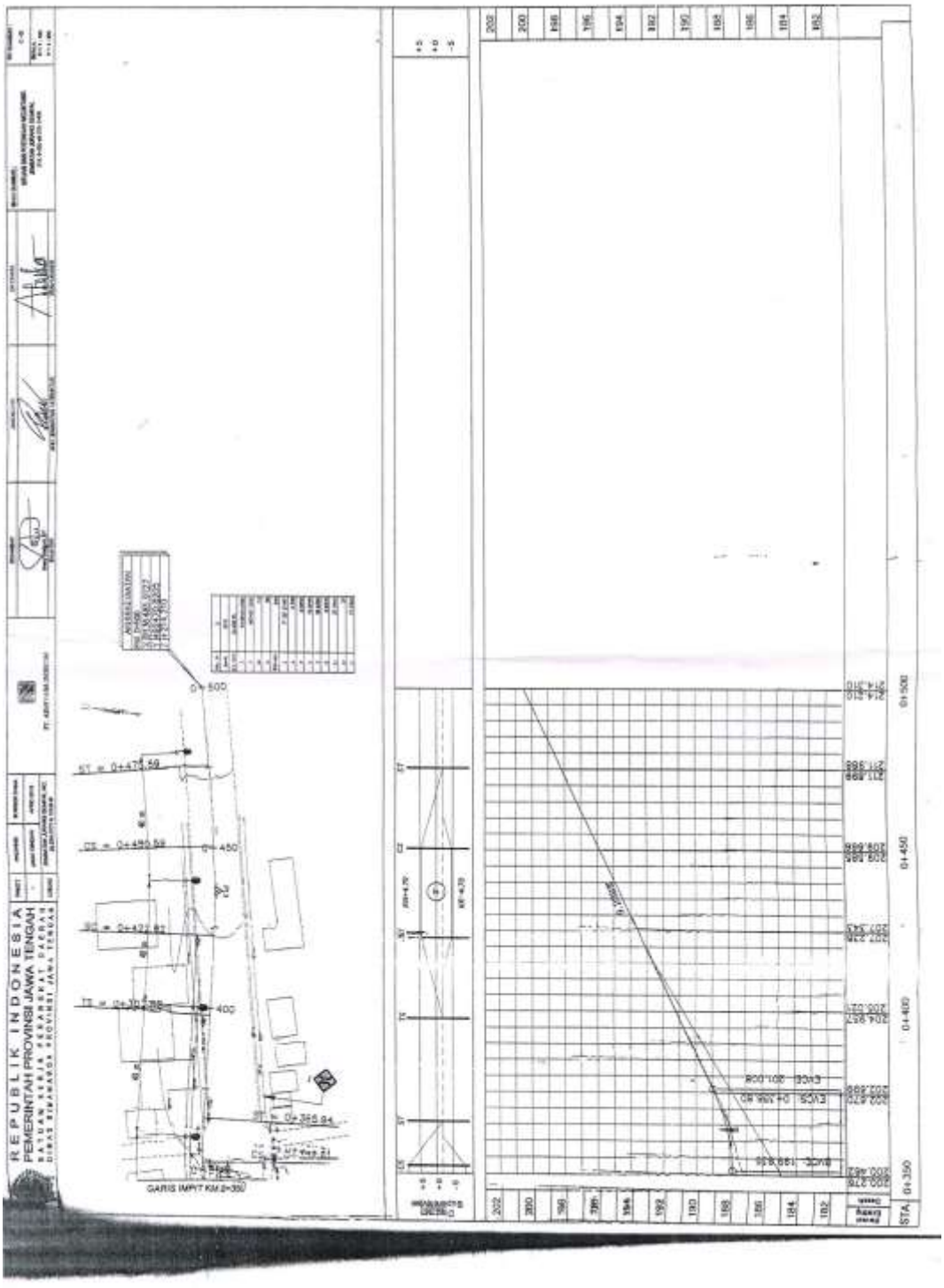
1. Data Tipografi

Menurut Badan Koordinasi Survei dan Pemetaan Nasional (BAKOSURTANAL, 2005), Peta merupakan wahana bagi penyimpanan dan penyajian data kondisi lingkungan, merupakan sumber informasi bagi para perencana dan pengambilan keputusan pada tahapan pada tingkatan pembangunan. Data yang diperoleh dari Dinas Bina Marga Provinsi Jawa Tengah dapat dilihat pada Gambar 4.1, 4.2, dan 4.3 berikut :



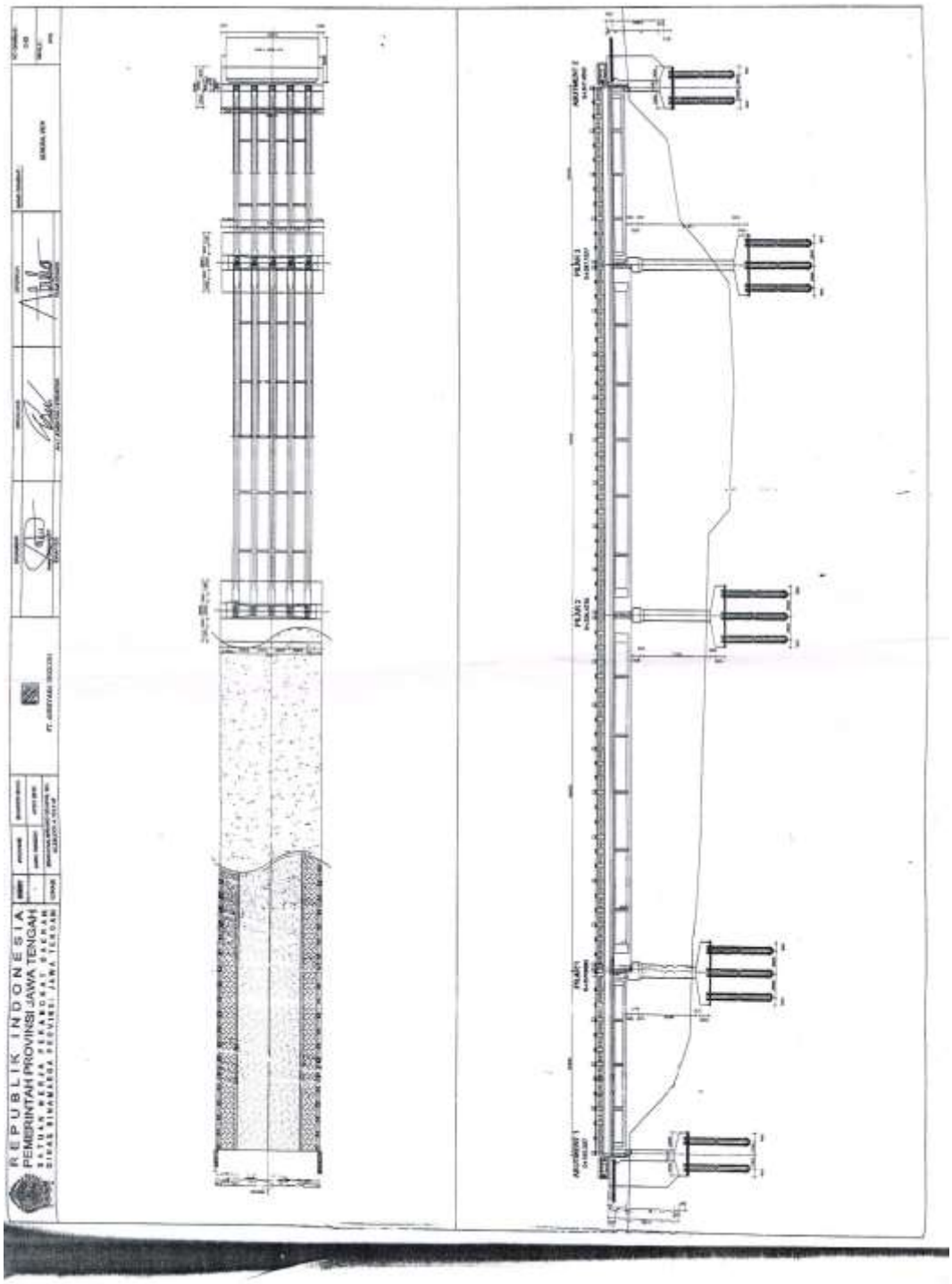
Gambar 4.1 Tampak Atas dan Potongan Melintang Sungai

(Sumber : BM Jawa Tengah 2015)



Gambar 4.2 Tampak Atas dan Potongan Melintang Sungai

(Sumber : BM Jawa Tengah 2015)

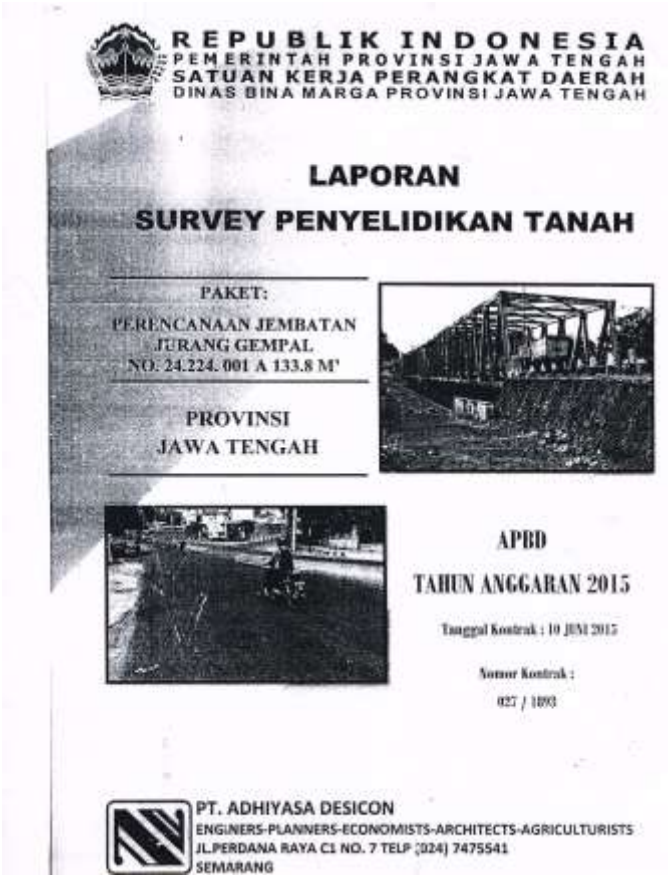


Gambar 4.3 Tampak Atas dan Potongan Melintang Sungai

(Sumber : BM Jawa Tengah 2015)

2. Data Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah merupakan suatu upaya memperoleh informasi bawah tanah untuk perencanaan pondasi bangunan sipil. Penyelidikan tanah harus mencapai kedalaman dimana tanah memberikan daya dukungnya atau mengkontribusi penurunan akibat struktur yang akan dibangun. Penyelidikan tanah mencakup antara lain, pengeboran tanah, pengambilan contoh tanah, pengujian lapangan, pengujian laboratorium dan observasi air tanah. Kedalaman penyelidikan tergantung pada Jenis Struktur, Jenis Tanah, Prakiraan awal jenis pondasi yang akan dipakai. Data yang diperoleh berasal dari Dinas Bina Marga Provinsi Jawa Tengah dapat dilihat sampul laporan penyelidikan tanah pada Gambar 4.4 sebagai berikut.



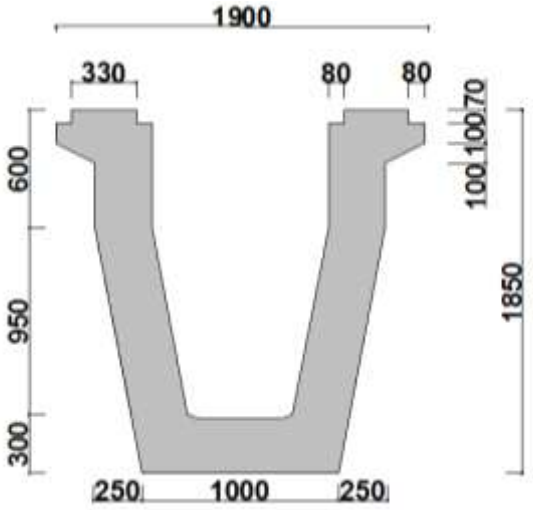
Gambar 4.4 Laporan Survei Penyelidikan Tanah Perencanaan Jembatan Jurang Gempal

(Sumber : BM Jawa Tengah 2015)

4.3 DATA STUKTUR

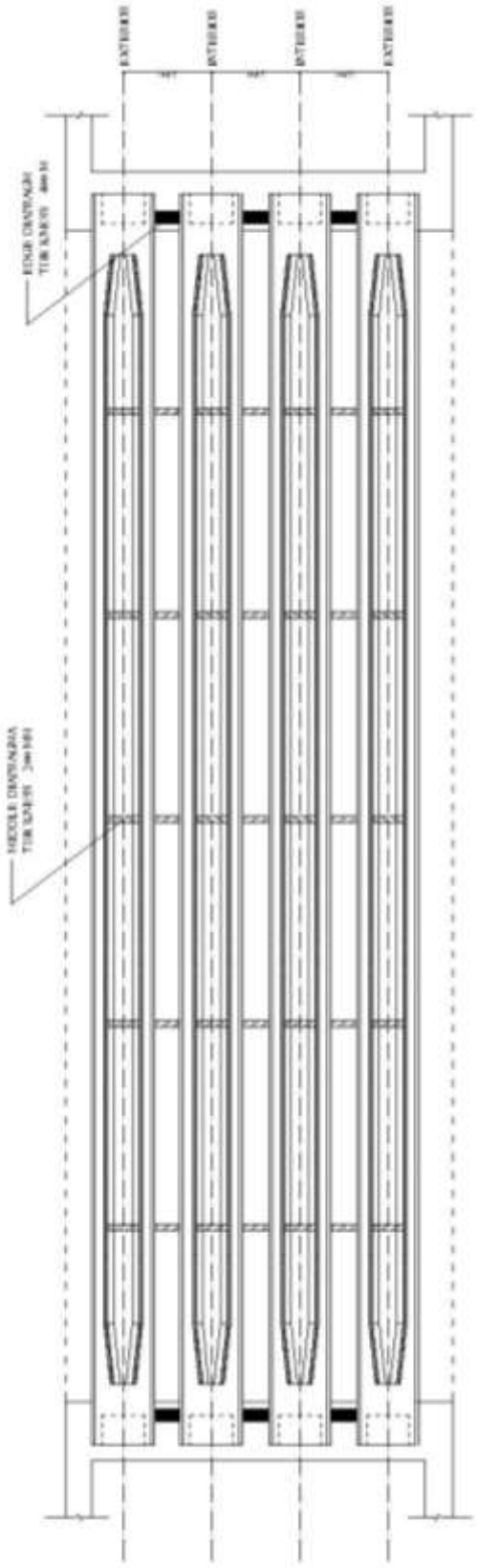
Struktur jembatan Jurang Gempal yang akan direncanakan adalah jembatan dengan menggunakan tipe beton prategang berpenampang profil U yang terdiri dari:

1. Jembatan yang direncanakan adalah jembatan tipe 1 kelas A dari standar bangunan atas jembatan Departemen Pekerjaan Umum (DPU).
2. Gelagar yang digunakan berupa gelagar profil U . Detail profil *U Girder* dapat dilihat pada Gambar 4.5 berikut.

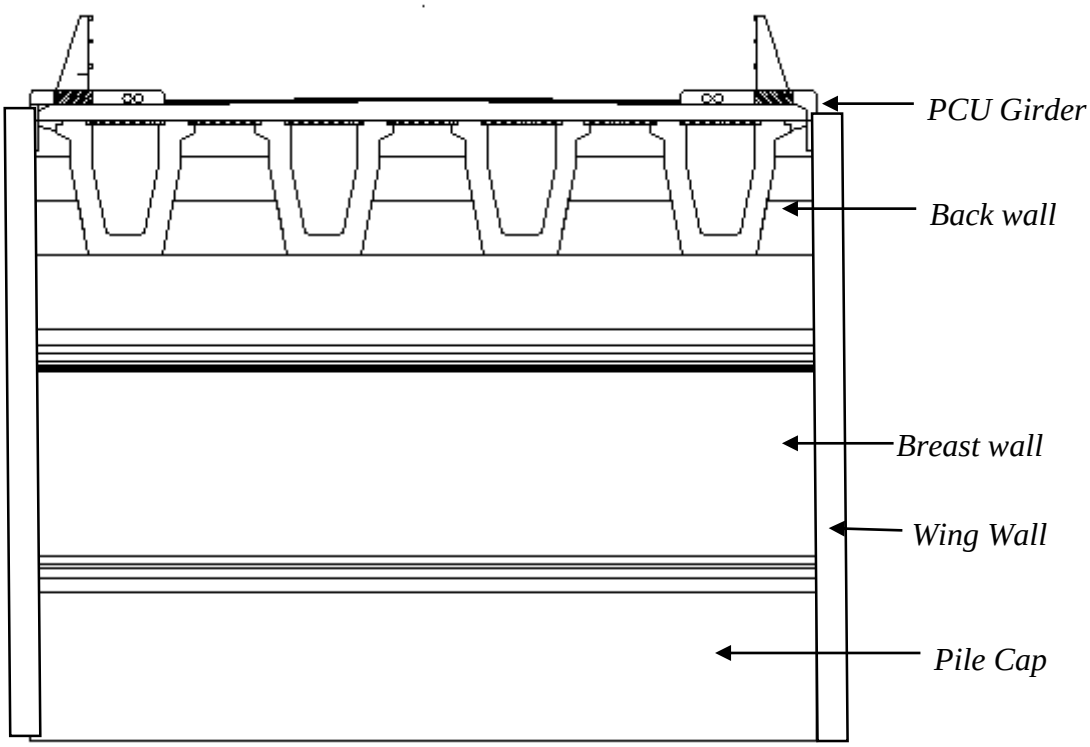


Gambar 4.5 Profil *U Girder*

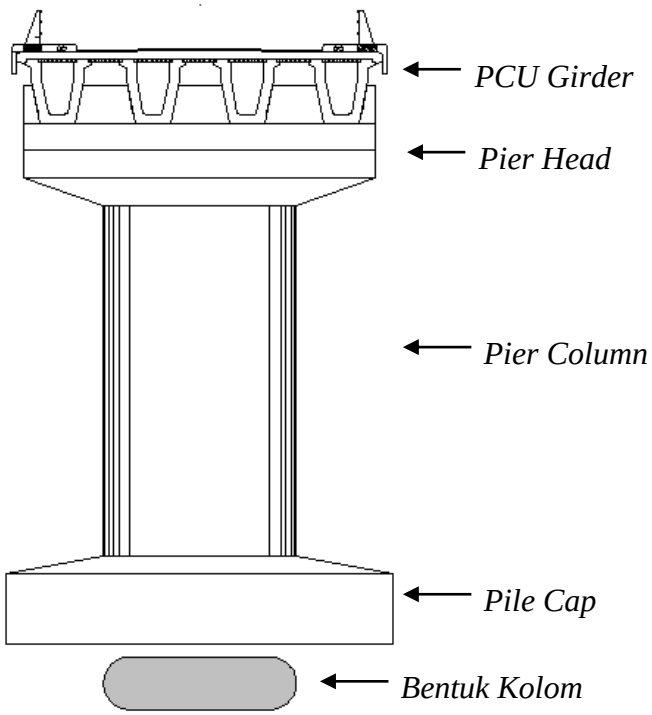
3. Struktur atas jembatan yang digunakan untuk jalan raya berupa gelagar beton prategang balok sederhana (*simple beam*) dengan jumlah bentang 3 bentang, masing-masing bentang 40 meter. Lebar perkerasan 7 m, kemiringan perkerasan 3% dan lebar total jembatan 10,7 meter dengan. Penampang memanjang dan melintang jembatan dapat dilihat pada Gambar 4.6 dan 4.7.



Gambar 4.6 Penampang Memanjang Jembatan



Gambar 4.7 Penampang Melintang Jembatan pada *Abutment*

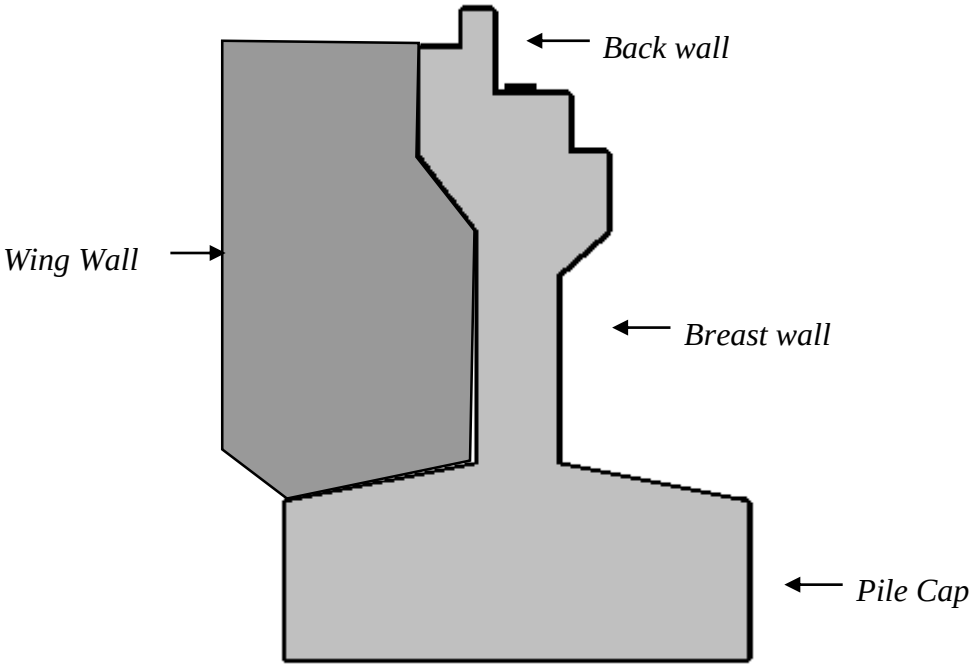


Gambar 4.8 Penampang Melintang Jembatan pada Pilar

4. Struktur bawah berupa beton bertulang yang terdiri dari:

   a. *Abutment*

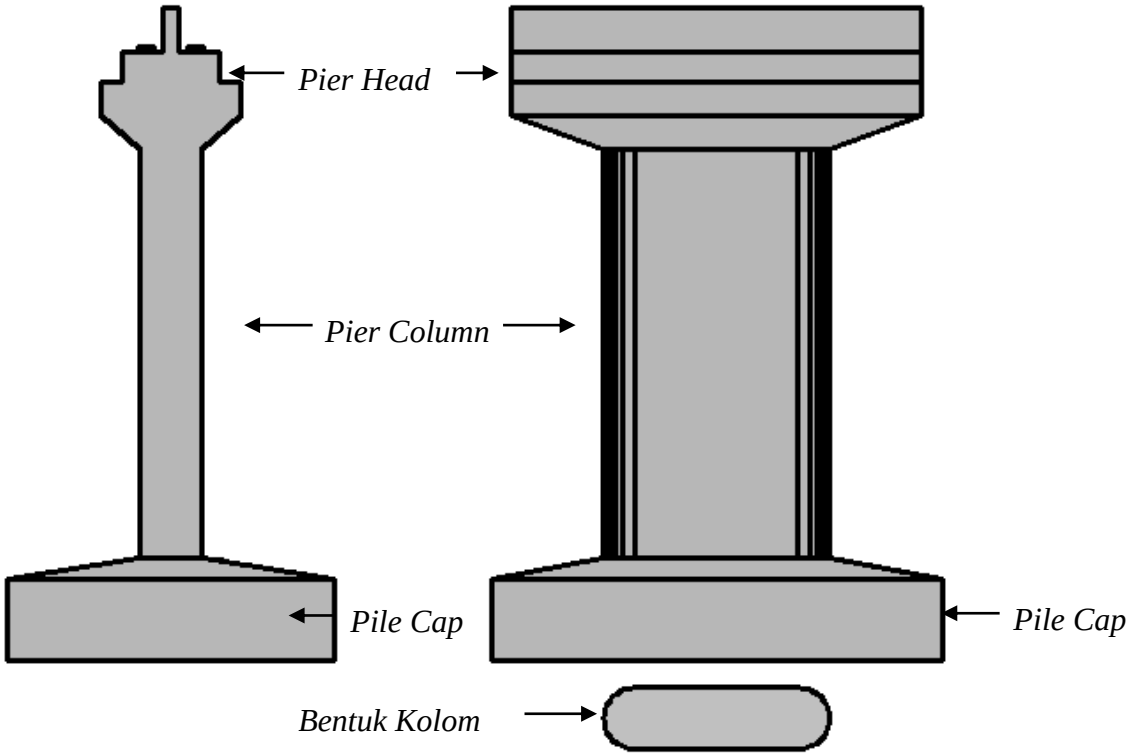
   Abutment merupakan kombinasi dari fungsi pilar dan dinding penahan tanah dengan fungsi mendukung ujung-ujung jembatan dan menyediakan dukungan lateral bagi tanah atau batu disekitar jembatan. Bentuk struktur *Abutment* yang digunakan pada jembatan Jurang Gempal ini menggunakan tipe T terbalik. Bagian-bagian dari *abutment* tersebut terdiri dari *Back wall, breast wall, wing wall* dan *pile cap*. Lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 4. 9.



Gambar 4.9 *Abutment* pada Perencanaan Ulang Jembatan Jurang Gempal

   b. Pilar

   Pilar diperlukan untuk jembatan dengan bentang yang panjang. Pilar terletak ditengah bentang jembatan yang berfungsi menerima beban struktur atas untuk disalurkan ke fondasi. Berikut adalah bentuk pilar yang digunakan dalam perencanaan ulang jembatan Jurang Gempal.



Gambar 4.10 Bentuk Pilar dalam Perencanaan Jembatan Jurang Gempal

c. Pondasi

Berdasarkan data yang tersedia dan dengan berbagai pertimbangan teknis kondisi di lapangan, maka jembatan layang Jombor direncanakan menggunakan pondasi tiang bor (*bored pile*) untuk *pier* dan *abutment.*

5. Peta Lokasi

Jembatan Jurang Gempal berada di Kecamatan Wonogiri, Kabupaten Wonogiri tepatnya di ruas jalan Wonogiri-Ponorogo yang merupakan jalan provinsi.Peta lokasi jembatan Jurang Gempal dapat dilihat pada Gambar 4.11.



Gambar 4.11 Peta Lokasi Jembatan Jurang Gempal

(Sumber : Google.com*/*image/petawonogiri)

Jembatan jurang Gempal yang melintasi sungai Bengawan Solo merupakan sarana vital dalam transportasi Kabupaten Wonogiri, apabila jembatan ini bermasalah sehingga tidak dapat dilewati maka dapat dipastikan transportasi Jalan Raya Solo-Ponorogo yang merupakan jalan provinsi akan terkendala. Oleh sebab itu pelayanan transportasi perlu diperbaiki dan dibangun jembatan baru menggantikan jembatan lama yang saat ini tidak layak digunakan. Jembatan Jurang Gempal dapat dilihat pada Gambar 4.12



Gambar 4.12 Jembatan Jurang Gempal

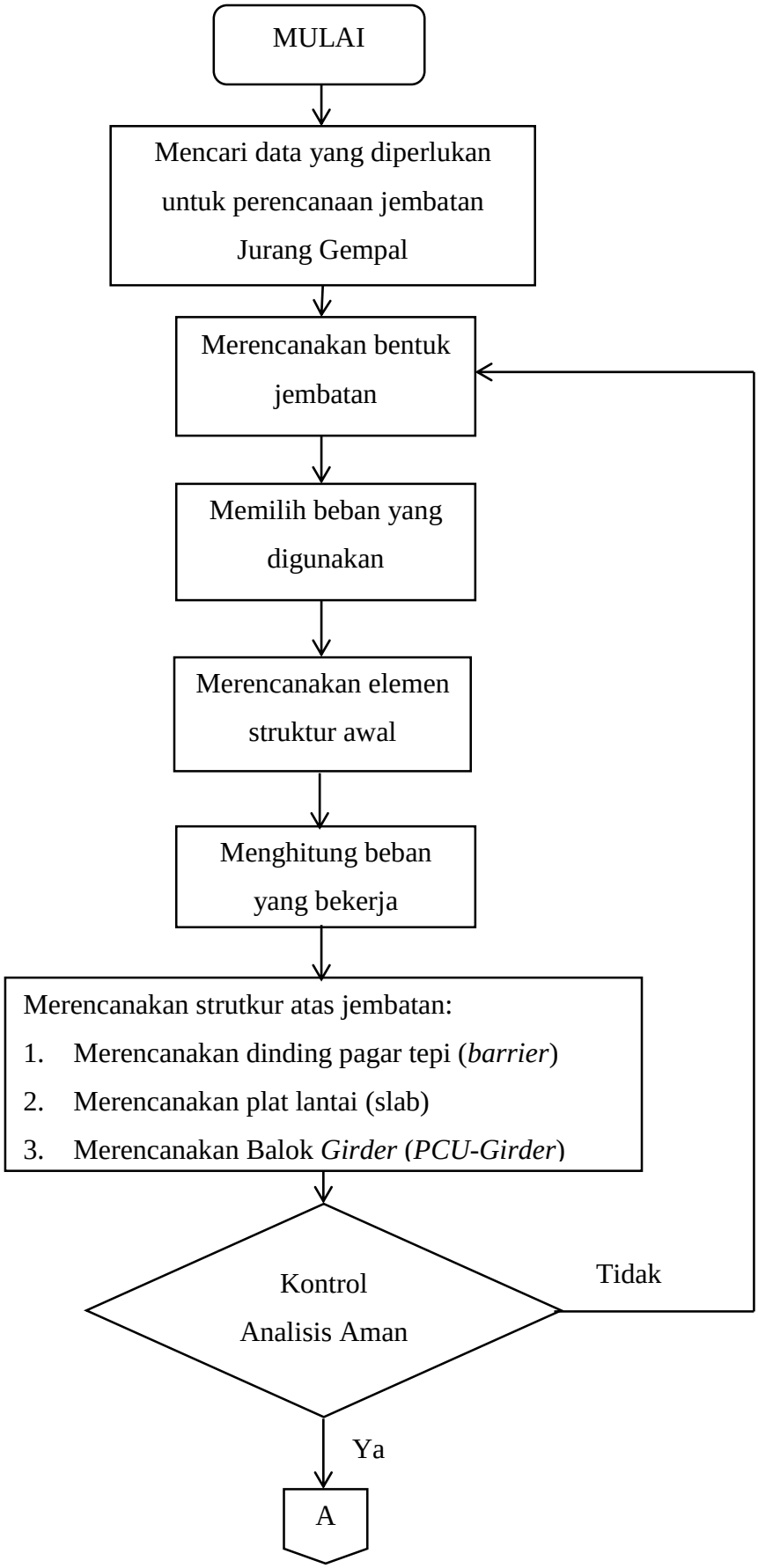
(Sumber : Google.com/image/jembatanjuranggempal)

4.4 TAHAPAN PERENCANAAN

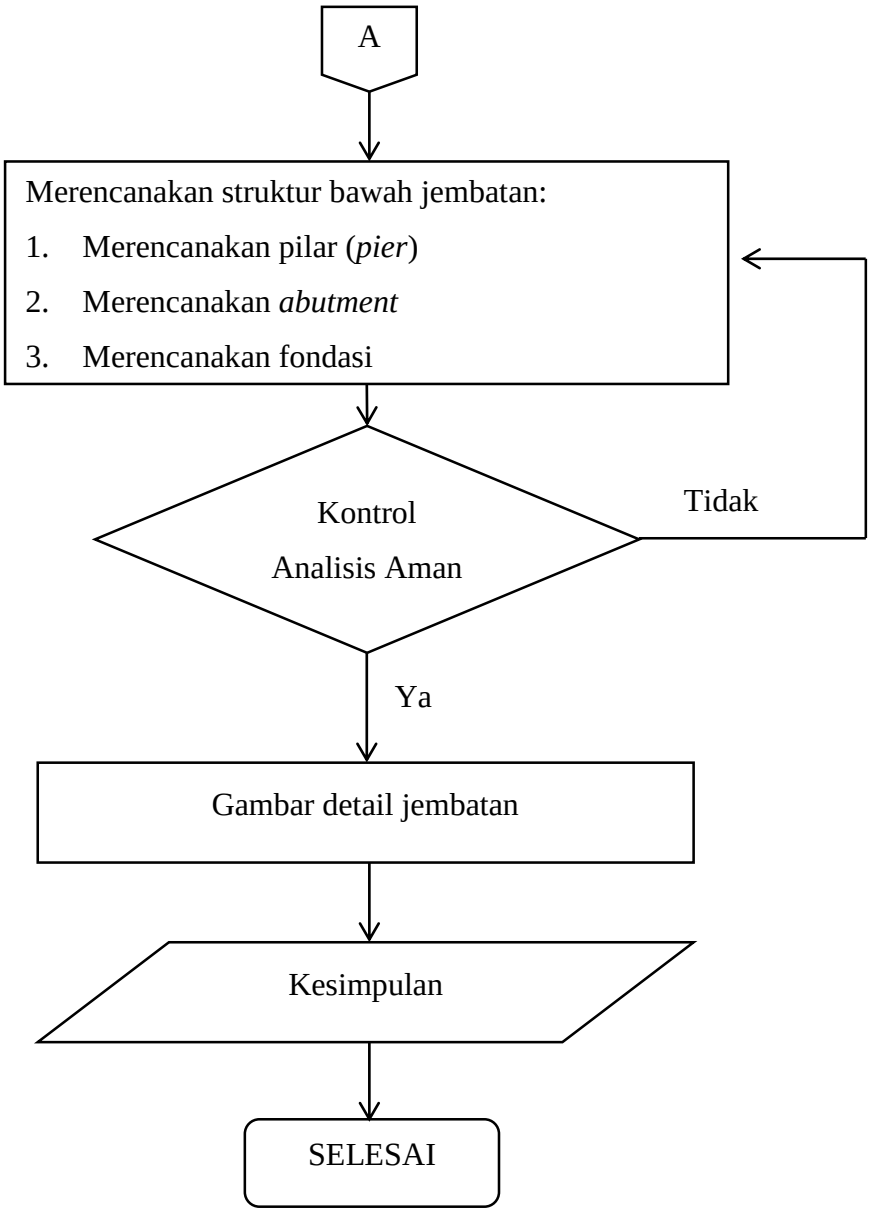
Perencanaan jembatan Jurang Gempal yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah jembatan beton prategang tipe *U girder simple beam*. Adapun tahapan perencanaan yang dilakukan meliputi:

1. Mencari data jembatan Jurang Gempal berupa data tanah dan data topografi.
2. Menentukan spesifikasi dan konfigurasi struktur jembatan.
5. Menghitung beban-beban yang bekerja pada jembatan sesuai dengan Standar Pembebanan untuk Jembatan RSNIT-02-2005, Standar Perencanaan Gempa Untuk Jembatan SNI 2833-2008, Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan RSNIT-12-2004 tentang Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan.
   Menganalisis struktur dengan program *SAP 2000* dan program *Ms. Excel* 2013.
3. Memeriksa apakah elemen struktur awal sudah aman atau belum, apabila belum aman, maka elemen tersebut disesuaikan.
4. Merencanakan elemen-elemen struktur jembatan dengan beton bertulang dan beton prategang.
5. Menyimpulkan hasil perencanaan.

Adapun bagan alir (*flow chart*) tahapan dari perencanaan ulang Jembatan Jurang Gempal seperti yang digambarkan pada Gambar 4.13 dan Gambar 4.14.



Gambar 4. 13 *Flow Chart* Penulisan Tugas Akhir



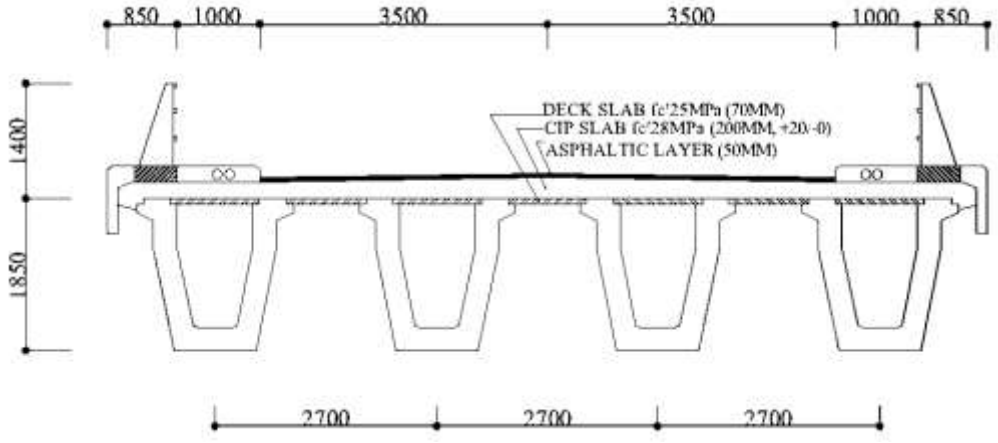
Gambar 4.14 *Flow Chart* Perencanaan Jembatan Jurang Gempal

BAB V
PERHITUNGAN STRUKTUR

5.1 TINJAUAN UMUM

Analisis struktur jembatan Jurang Gempal Wonogiri menggunakan program Ms. Excel 2013 dan SAP2000 V.11. Desain ulang jembatan Jurang Gempal Wonogiri direncanakan menggunakan konstruksi beton prategang jenis *PCU Girder* struktur *simple beam*. Perencanaan jembatan Jurang Gempal Wonogiri meliputi struktur atas dan struktur bawah. Analisis dapat dilakukan sesuai dengan perencanaan struktur yang direncanakan. Dalam perencanaan Jembatan Jurang Gempal Wonogiri, umur rencana yang digunakan adalah 100 tahun. Berdasarkan RSNIT-02-2005 dan SNI 2833-2008, faktor beban untuk keadaan batas ultimit didasarkan kepada umur rencana jembatan 50 tahun. Untuk jembatan umur rencana 100 tahun, faktor beban ultimit harus diubah dengan menggunakan faktor pengali sebesar 1,10 (Sumber : RSNI-02-2005 Pasal 9.2 Tabel 38).

5.1.1 Data-Data Teknis Jembatan



Gambar 5.1 Potongan Melintang Jembatan

Perencanaan jembatan Jurang Gempal Wonogiri menggunakan struktur balok prategang paskatarik penampang *U Girder* dengan data sebagai berikut:

1. Panjang total jembatan Lt = 122,8 m
2. Panjang bentang jembatan L = 40 m
3. Jumlah *U Girder* tiap bentang n = 4 buah
4. Lebar *barier* b_2 = 0,85 m
5. Tebal genangan air hujan t_h = 0,05 m
6. Tebal aspal t_a = 0,05 m

5.1.2 Data Bahan

Berikut adalah mutu bahan yang digunakan dalam perencanaan jembatan Jurang Gempal Wonogiri.

1. Mutu Beton
   a. Untuk beton prategang digunakan mutu beton K-600 setara dengan $f'c$ = 49,8 MPa.
   b. Untuk beton bertulang digunakan mutu beton K-350 setara dengan $f'c$ = 29,05 MPa. Beton dengan mutu K-350 digunakan pada bagian *barrier* dan plat lantai (*slab*).
   c. Untuk beton pada fondasi *borpile* digunakan mutu beton K-350, kuat tekan beton yang digunakan $f'c$ = 29,05 MPa
2. Mutu Baja
   a. Untuk Ø $\geq$ 13 mm digunakan mutu baja U-39, tegangan leleh baja yang digunakan fy = 390 MPa
   b. Untuk Ø < 13 mm digunakan mutu baja U-24, tegangan leleh baja yang digunakan fy = 240 MPa

Balok prategang menggunakan baja prategang (tendon prategang) dengan spesifikasi seperti pada Tabel 5.1 Data-data berat volume bahan yang digunakan dalam desain ulang jembatan Jurang Gempal Wonogiri ini dapat dilihat pada Tabel 5.2.

Tabel 5.1 Data Tendon Prategang

DATA *STRANDS CABLE – STANDARD VSL*			
Jenis *strands* : *Uncoated 7 wire strands ASTM A-416 grade 270*			
Kuat tarik *strands*	f_{pu}	1860	MPa
Tegangan leleh *strands*	f_{py}	1581	MPa
Diameter nominal *strands*	*d*	12,7	mm
Luas tampang nominal satu *strands*	A_{st}	126,68	mm^2
Beban putus satu *strands*	P_{bs1}	187,32	kN
Jumlah kawat untaian *(strands cable)*	*n*	19	kawat/tendon
Diameter selubung tendon		84	mm
Modulus elastis *strands*	*Es*	193000	MPa
Tipe dongkrak	VSL 19		

(Sumber : VSL Indonesi)

Tabel 5.2 Data Berat Volume Bahan

Specific Gravity		kN/m^3
Beton	w_c =	23,5
Beton bertulang	w'_c =	24,5
Beton prategang	w''_c =	25,5
Aspal	w_a =	22,0
Genangan air	w_w =	9,80

(Sumber : RSNIT-02-2005)

5.2 PERHITUNGAN DINDING TEPI (*BARIER*)

Dinding pagar tepi (*barrier*) merupakan suatu konstruksi pengaman bagi penggunan jembatan. Dinding pagar tepi direncanakan dengan menggunakan beton bertulang. Adapun data yang digunakan dalam perencanaan dinding pagar tepi adalah sebagai berikut:

5.2.1 Data Perhitungan Dinding Pagar Tepi (*Barier*)

Data yang digunakan dalam perencanaan dinding pagar tepi adalah sebagai berikut:

Beban horizontal pada *barier*, w’ = 15,0 kN/m

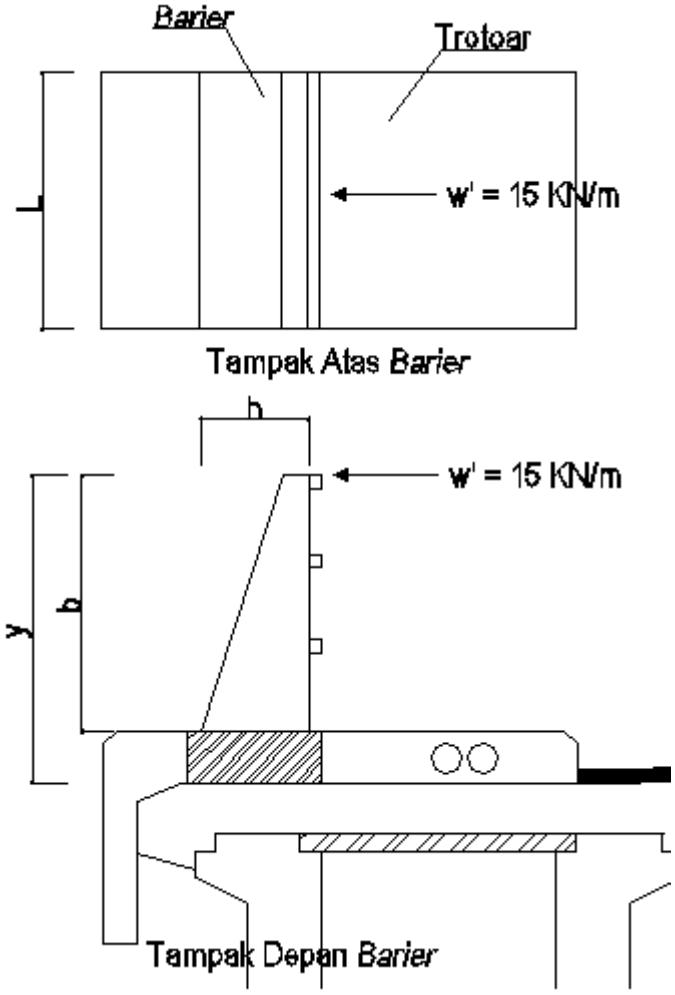
(Sumber: RSNIT-02-2005: Pasal 12.1)

Jarak tinjauan dinding pagar tepi, L = 1 m

Tinggi *barier* dari permukaan plat y = 1,2 m

5.2.2 Pembebanan Dinding Pagar Tepi (*Barier*)

Bentuk dari perencanaan dinding pagar tepi (*barier*) dapat dilihat pada Gambar 5.2 berikut ini.



Gambar 5.2 Bentuk Dinding Pagar Tepi yang Direncanakan

Gaya yang bekerja pada dinding pagar tepi (H)

$H = w' . L$ = 15,0 . 1= 15,0 kN

Lengan terhadap sisi bawah dinding pagar tepi, y = 1,2 m

Momen pada dinding (M_{TP})

$M_U = H. y$ = 15,0 . 1,2 = 18,0 kNm

Momen *ultimate* rencana, M_U = 18,0 kNm

5.2.3 Perhitungan Penulangan Dinding Pagar Tepi (*Barier*)

Berikut adalah perhitungan penulangan pada dinding pagar tepi (*barier*).

Kuat tekan beton, K-350	*f'c*	= 29,05 MPa
Tegangan leleh baja, U-39	*fy*	= 390 MPa
Faktor reduksi kekuatan lentur,	Ø	= 0,8
Faktor reduksi kekuatan geser,	Ø	= 0,7
Faktor beban distribusi tegangan beton	β_1	= 0,85 (*f'c* < 30 MPa)
Tebal dinding sandaran *barier*,	h	= 420 mm
Selimut beton,	Sb	= 20 mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	d'	= Sb + Dtul.+ ½ Dtul.
		= 20 + 13 + ½.13
		= 39,50 mm
Tebal efektif dinding pagar tepi,	d	= h – d'
		= 420 – 39,50 = 380,5 mm

Rasio tulangan keadaan seimbang:

$$\rho b = \beta_1 \frac{0{,}85 . f'c}{fy}\left(\frac{600}{600 + fy}\right)$$

$$= 0{,}85 \frac{0{,}85.29{,}05}{390}\left(\frac{600}{600 + 390}\right)$$

$$= 0{,}032616$$

Rasio tulangan maksimum:

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

$$= 0{,}75 . 0{,}32616$$

$$= 0{,}024462$$

Rasio tulangan minimum:

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

$$m = \frac{fy}{0,85.f'c} = \frac{390}{0,85.29,05} = 15,79427$$

Faktor tahanan momen maksimum:

$$R_{maks} = \rho_{maks}.fy\left(1 - \frac{1}{2}.\rho_{maks}.m\right)$$

$$= 0,024462.390.\left(1 - \frac{1}{2}0,024462.15,79427\right)$$

$$= 7,697275 \text{ N/mm}^2$$

Ditunjau selebar 1 m, (b) = 1000 mm

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{18}{0,8} = 22,5 \text{ kNm} = 22500000 \text{ Nmm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{22500000}{1000.220,5^2} = 0,093803 \text{ N/mm}^2$$

Syarat: $R_n < R_{maks}$ OK

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}.\left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2.m.R_n}{fy}\right)}\right)$$

$$= \frac{1}{15,79427}.\left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2.15,79427.0,093803}{390}\right)}\right)$$

$$= 0,000241$$

Karena $\rho_{min} = 0,0036 > \rho_{perlu} = 0,000241 < \rho_{max} = 0,024462$

Maka rasio tulangan yang digunakan adalah $\rho_{pakai} = 0,0036$

1. Tulangan Pokok

   Luas tulangan pokok:

   $As = \rho \,.\, b \,.\, d = 0,0036 \,.\, 1000 \,.\, 380,5 = 1365,897 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan pokok D13,

$Ad = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.13^2$ = 132,7323 mm^2

Jarak tulangan yang diperlukan:

$s = \frac{Ad.b}{As} = \frac{132,7323.1000}{13665,897}$ = 97,1758 mm

Jadi dipakai tulangan pokok **D13-90**

2. Tulangan Susut

Jumlah tulangan susut/tulangan arah memanjang jembatan dapat diambil 50 % dari tulangan pokok. Ketentuan ini sesuai dengan RSNIT-12-2004 Pasal 5.5.4.c.

As' = 50% . *As* = 0,5 . 1365,897 = 682,9847 mm^2

Dipakai tulangan susut D13

Jarak tulangan yang diperlukan:

$s = \frac{Ad.b}{As} = \frac{132,7323.1000}{682,9847} = 194,3518\ mm$

Jadi dipakai tulangan susut **D16 – 180**

3. Tulangan Geser

Momen ultimate rencana, Mu = 18 kN

Gaya geser *ultimate* rencana:

$V_u = \frac{18}{L}$

$= \frac{18}{1} = 18\ kN = 18000\ N$

$V_c = \frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d$

$= \frac{1}{6}.\sqrt{29,05}.1000.3800,5$

= 341803,5 N

Karena *Ø.Vc* > Vu maka tidak perlu menggunakan tulangan geser. Sebab beton telah mampu menahan gaya geser yang terjadi. Untuk mempermudah pemasangan tulangan, digunakan tulangan sengkang *Ø*6-300 mm.

5.3 PERHITUNGAN PLAT LANTAI (*SLAB*) JEMBATAN

Perhitungan lantai jembatan meliputi analisis beban pada lantai jembatan yang meliputi aksi tetap, aksi sementara dan aksi lingkungan, serta perhitungan tulangan memanjang dan tulangan susut. Berikut adalah data perencanaan tampang melintang *slab* jembatan.

1. Tebal *slab* lantai jembatan, h = 0,20 m
2. Tebal lapis aspal + *overlay*, ha = 0,05 m
3. Tinggi genangan air hujan, th = 0,05 m
4. Lebar *jalur* lalu lintas b_1 = 7,0 m
5. Panjang bentang jembatan L = 40 m

5.3.1 Pembebanan Pada Plat Lantai (*Slab*) Jembatan

Perencanaan struktur plat lantai jembatan dipengaruhi oleh momen-momen akibat beban/gaya yang bekerja pada plat lantai. Adapun besarnya beban yang bekerja pada plat lantai yaitu sebagai berikut:

1. Berat Sendiri (MS)

   Faktor beban *ultimate*, K_{MS} = 1,30

   Ditinjau *slab* lantai jembatan selebar, b = 1,0 m

   Lebar *slab* lantai jembatan, Ls = 10,7 m

   Tebal *slab* lantai jembatan, h = 0,20 m

   Berat beton bertulang, wc = 24,5 kN/m^3

   Berat *barrier* , P_{MS} = 10,5043 kN

   Berat trotoar, Q_{MS} = 4,9 kN

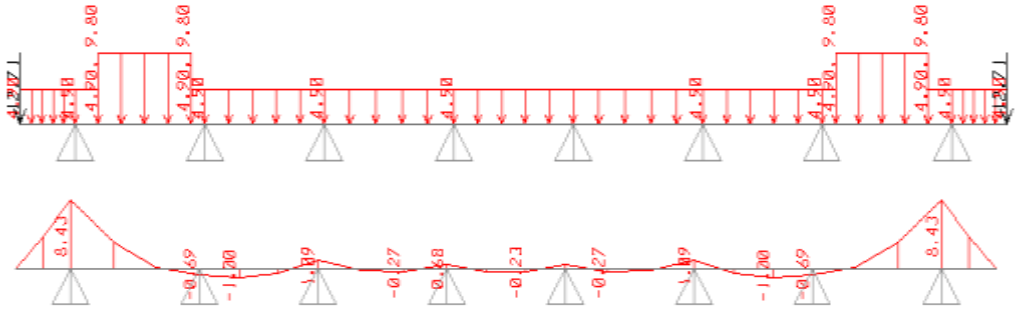
   Berat sendiri pada lantai jembatan,

   Q_{MS} = *b* . *h* . *wc*

   = 1 . 0,20 . 24,5

   = 4,9 kN/m

Momen maksimum akibat berat sendiri (M_{MS}) dengan asumsi semua tumpuan dianggap sendi seperti gambar 5.3 dibawah ini, sehingga diperoleh momen tumpuan dan lapangan berat sendiri "MS" dari analisis SAP 2000 v.11 sebesar:



Gambar 5.3 Momen Maksimal Analisis dengan SAP 2000 v.11 Beban "MS"

M_{MS} Tumpuan = -8,43 kNm

M_{MS} Lapangan = 1,0 kNm

Momen *ultimate* rencana (Mu):

$Mu = K_{MS} . M_{MS}$

$Mu_{Tumpuan} = K_{MS} . M_{MSTumpuan}$

= 1,3 . -8,43 kNm

= -10,959 kNm

$Mu_{Lapangan} = K_{MS} . M_{MSLapangan}$

= 1,3 . 1,0 kNm = 1,3 kNm

2. Beban Mati Tambahan (MA)

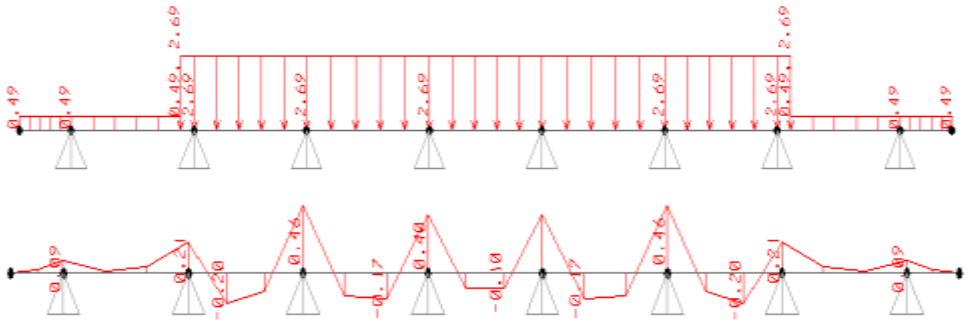
Faktor beban *ultimate*, K_{MA} = 2,0

Lapisan aspal + Overlay = 0,1 . 22 kN/m^3 = 2,2 kN/m

Air hujan = 0,05 . 9,80 kN/m^3 = 0,490 kN/m

Beban mati tambahan, Q_{MA} = 2,690 kN/m

Momen maksimum akibat berat tambahan (M_{MA}) dengan asumsi semua tumpuan dianggap sendi seperti gambar 5.4 dibawah ini, sehingga diperoleh momen tumpuan dan lapangan berat mati tambahan "MA" dari analisis SAP 2000 v.11 sebesar:



Gambar 5.4 Momen Maksimal Analsis dengan SAP 2000 v.11 Beban “MA”

M_{MA} Tumpuan = -0,46 kNm

M_{MA} Lapangan = 0,2 kNm

Momen *ultimate* rencana (Mu)

$Mu_{Tumpuan}$ = K_{MA} . $M_{MATumpuan}$

= 2 . -0,46 kNm

= -0,92 kNm

$Mu_{Lapangan}$ = K_{MA} . $M_{MALapangan}$

= 2 .0,2 kNm

= 0,4 kNm

3. Beban Hidup Truk “T” (TT)

Beban hidup pada *slab* jembatan berupa roda ganda oleh truk (beban T) yang besarnya beban hidup T = 112,5 kN dan faktor beban *ultimate* (K_{TT}) = 1,8. Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil DLA (*sumber: RSNIT-02-2005 tentang pembebanan pada jembatan*). Untuk pembebanan truk maka faktor beban dinamis (FBD) yang merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dapat diambil 30%, (*sumber: RSNIT-02-2005*). Sehingga beban truk pada satu titik roda diperoleh sebagai berikut.

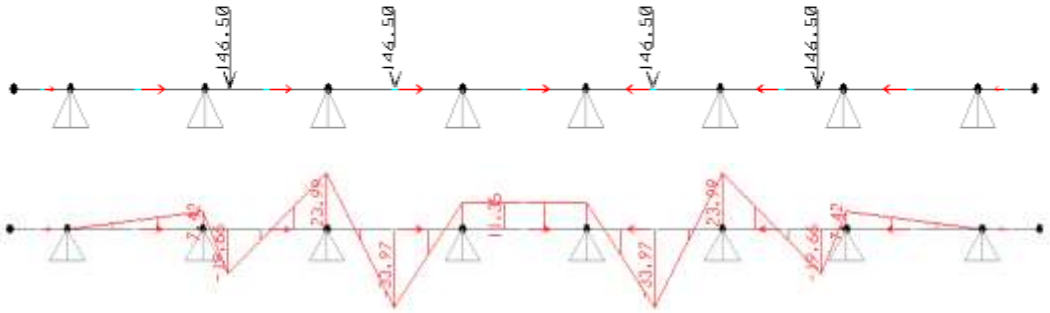
Beban Truk, PTT = (1 + *FBD*) . T

= (1 + 0,3) . 112,5

= 146,5 kN

Momen maksimum akibat dari beban hidup truk (M_{TT}) dengan asumsi semua tumpuan dianggap sendi seperti gambar 5.5 dibawah ini, sehingga

diperoleh momen tumpuan dan momen lapangan beban hidup truk dari analisis SAP 2000 v.11 sebesar:



Gambar 5.5 Momen Maksimal Analisis dengan SAP 2000 v.11 Beban "TT"

M_{TT} Tumpuan = -24,56 kNm

M_{TT} Lapangan= 33,41 kNm

Momen *ultimate* rencana (Mu)

Mu $_{Tumpuan}$ = K_{TT} . $M_{TT\ Tumpuan}$

= 1,8. -23.99 kNm

= -43,182 kNm

Mu $_{Lapangan}$ = K_{TT} . $M_{TT\ Lapangan}$

= 1,8. 33,97 kNm

= 61,146 kNm

4. Beban Angin (EW)

Beban angin yang bekerja pada struktur atas diperhitungkan dengan rumus:

T_{EW} = 0,0012 . *Cw* . $(Vw)^2$, dimana :

dimana:

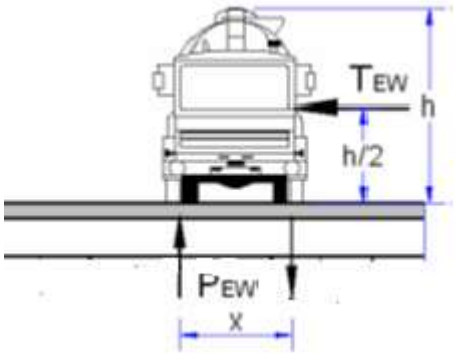
Cw = koefisien seret = 1,2

Vw = kecepatan angina rencana = 30 m/dt (sumber: RSNIT-02-2005)

T_E = 0,0012 . 1,2. $(30)^2$

= 1,296 kN/m

Faktor beban *ultimate*: K_{EW} = 1,2



Gambar 5.6 Transfer Beban Angin Terhadap Plat Lantai

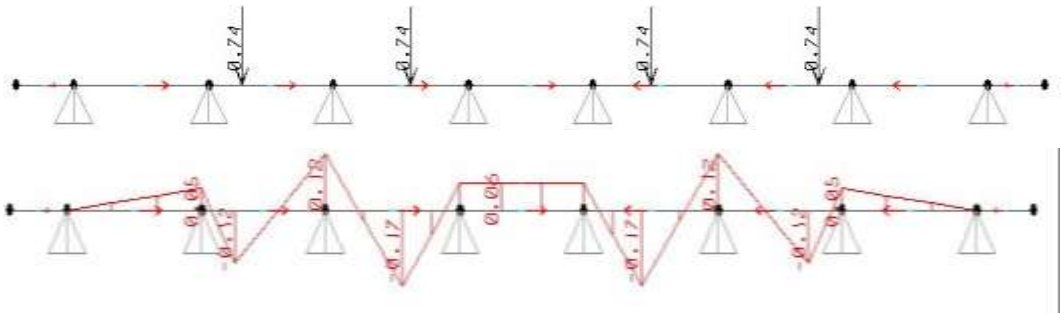
Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kedaraan dengan tinggi h = 2,0 meter di atas lantai jembatan, sedangkan jarak antar roda kendaraan x = 1,75 meter, maka transfer beban angin ke lantai jembatan dapat dihitung dengan cara sebagai berikut.

$P_{EW} = 0{,}5 \,.\, h/x \,.\, T_{EW}$

= 0,5 . 2,0/1,75 . 1,269

= 0,8795 kN

Momen maksimum akibat dari beban angin (M_{EW}) dengan asumsi semua tumpuan dianggap sendi seperti gambar 5.7 dibawah ini, sehingga diperoleh momen tumpuan dan momen lapangan beban angin “EW” dari analisis SAP 2000 v.11 sebesar:



Gambar 5.7 Momen Maksimal Analisis dengan SAP 2000 v.11 Beban ”EW”

$M_{EW\ Tumpuan}$ = -0,12 kNm

$M_{EW\ Lapangan}$ = 0,17 kNm

Momen *ultimate* rencana (Mu)

$M_{u\ Tumpuan}$ = K_{EW} . $M_{EW\ Tumpuan}$

= 1,2 .- 0,12 kNm

= -0,144 kNm

$M_{u\ Lapangan}$ = K_{EW} . $M_{EW\ Lapangan}$

= 1,2 . 0,17 kNm

= 0,204 kNm

Berdasarkan analisa SAP terhadap pembebanan yang terjadi pada lantai kendaraan, maka diperoleh hasil rekap seperti pada Tabel 5.3. Hasil rekap tersebut kemudian dikalikan dengan faktor *ultimate* untuk mendapatkan momen maksimal yang terjadi pada lantai kendaraan. Rekap momen *ultimate* dapat dilihat pada Tabel 5.4.

Tabel 5.3 Rekap Momen pada Slab Lantai Jembatan

No	Jenis Beban	Faktor Beban	Daya Layan	M tumpuan (kNm)	M lapangan (kNm)
1	Berat sendiri	KMS	1	-8,43	1,0
2	Beban mati tambahan	KMA	1	-0,46	0,2
3	Beban truk	KTT	1	-23.99	33.97
4	Beban angin	KEW	1	-0,12	0,17

Tabel 5.4 Rekap Momen *Ultimate* pada Slab Lantai Jembatan

No	Jenis Beban	Faktor Beban	Keadaan Ultimit	M tumpuan (kNm)	M lapangan (kNm)
1	Berat sendiri	KMS	1.3	-10,959	1,3
2	Beban mati tambahan	KMA	2	-0,92	0,4
3	Beban truk	KTT	1.8	-43.182	61.146
4	Beban angin	KEW	1.2	-0,144	0,204
Total Momen *Ultimite slab*, Mu				-55.205	63.05

Antara momen tumpuan dan momen lapangan yang diperoleh dikalikan dengan faktor beban ultimit masing-masing jenis pembebanan. Digunakan momen terbesar antara momen tumpuan dan momen lapangan. Dari perhitungan diatas, maka digunakan momen untuk slab adalah Mu lapangan dengan nilai = 63,05 kNm.

5.3.2 Penulangan Plat Lantai (*Slab*) Jembatan

Plat satu arah adalah plat yang ditumpu pada dua sisi yang saling berhadapan ataupun plat yang ditumpu pada keempat sisinya tetapi Ly/Lx > 2, sehingga hamper seluruh beban dilimpahkan pada sisi terpendek.

Panjang sisi pendek, Lx = 1,295 m = 1295 mm

Panjang bentang panjang, Ly = 40 m = 40800 mm

Pada *slab* jembatan terdapat 8 tumpuan sendi dimana masing-masing menggunakan plat 1 arah.

Mutu beton: K-350	f'c	= 29,05 MPa
Mutu Baja, U-39	fy	= 390 MPa
Tebal *slab,*	h	= 200 mm
Diameter tulangan,	D	= 16 mm
Penutup beton,	Pb	= 35 mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton	d'	= 35 + (16/2) = 43 mm
Tebal efektif *slab,*	d	= h – d' = 200 – 43 = 157 mm
Ditinjau *slab* beton selebar 1 m,	b	= 1000 mm

Faktor beban distribusi tegangan beton,

Untuk $f'c$ = 29,05 MPa < 30 MPa maka nilai β_1 = 0,85

Faktor reduksi kekuatan lentur,	Ø	= 0,8
Faktor reduksi kekuatan geser,	Ø	= 0,7
Momen rencana *ultimate,*	Mu	= 63,05 kNm

Rasio tulangan berimbang:

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0{,}85.f'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

$$= 0{,}85.\frac{0{,}85.29{,}05}{390}.\left(\frac{600}{600+390}\right) = 0{,}0326$$

Rasio tulangan maksimum:

ρ_{max} = 0,75 . ρ_b = 0,75 . 0,0326 = 0,0245

Rasio tulangan minimum:

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

$$m = \frac{fy}{0{,}85.f'c} = \frac{1390}{0{,}85.29{,}05} = 15{,}7943$$

Faktor tahanan momen maksimum

$$R_{\max} = \rho_{\max}.fy.\left(1-\frac{1}{2}.\rho_{\max}.m\right)$$

$$= 0{,}0245.390.\left(1-\frac{1}{2}.0{,}0245.15{,}7943\right)$$

$$= 7{,}6973 \text{ N/mm}^2$$

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{63{,}05}{0{,}8} = 78{,}8125\ kNm$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{78{,}8125.10^6}{1000.157^2} = 3{,}1974 \text{ N/mm}^2$$

Syarat $R_n < R_{max}$ OK

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}.\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{2.m.R_n}{fy}\right)}\right)$$

$$= \frac{1}{15{,}7943}.\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{2.15{,}7943.3{,}1974}{390}\right)}\right)$$

$$= 0{,}0088$$

Karena ρ_{min} = 0,0036 < ρ_{perlu} = 0,0088 < ρ_{max} = 0,0245

Maka rasio tulangan yang dipakai ρ_{pakai}= 0,0088

1. Tulangan Pokok

Luas tulangan pokok:

As $= \rho$. b . d = 0,0088 . 1000 . 157 = 1383,4225 mm^2

Dipakai tulangan pokok D16

$$Ad = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.16^2 = 201{,}062\ mm^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{Ad.b}{As} = \frac{201{,}062.1000}{1383.4225} = 145{,}3366\ mm$$

Jadi dipakai tulangan pokok **D16 – 120**

2. Tulangan Susut

Jumlah tulangan susut/tulangan arah memanjang jembatan dapat diambil 50 % dari tulangan pokok. Ketentuan ini sesuai dengan RSNIT-12-2004 Pasal 5.5.4.c.

As' = 50% . *As* = 0,5 . 1383,4225 = 691,7112 mm^2

Dipakai tulangan susut D16

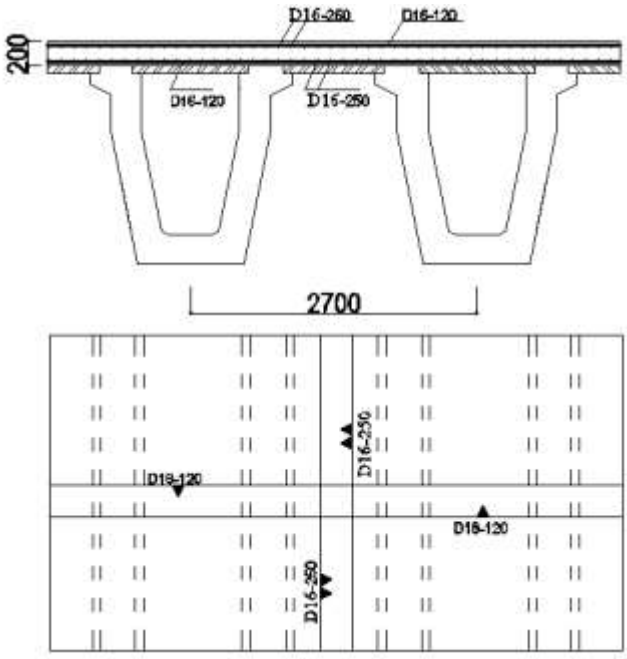
$$Ad = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.16^2 = 201{,}062\ mm^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{Ad.b}{As} = \frac{201{,}0619.1000}{691{,}7112} = 290{,}6732\ mm$$

Jadi dipakai tulangan susut **D16 – 250**

Untuk detail penulangan dapat dilihat pada gambar 5.8 dimana pemasangan tulangan pada tumpuan dan lapangan diamsumsikan sama karena momen yang berkerja pada tumpuan lebih kecil dibandingkan dengan lapangan. maka dari itu apabila tulangan aman terhadap momen tumpuan maka akan lebih aman terhadap momen pada tumpuan. Pemasangan tulangan pokok melintang *slab* lantai sedangkan tulangan susut memanjang *slab* lantai.

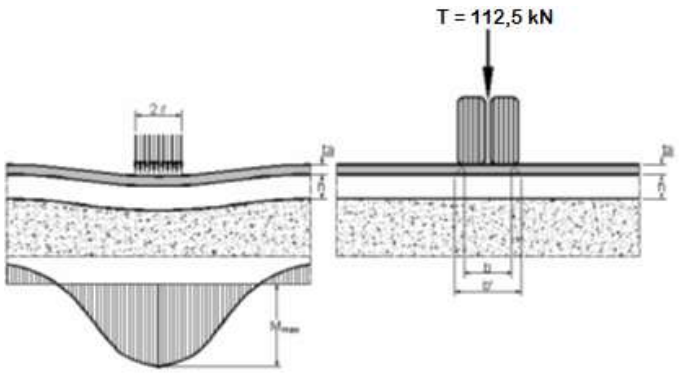


Gambar 5.8 Penulangan *Slab* Lantai Jembatan

5.3.3 Perhitungan Plat Injak Jembatan pada *Abutment*

Plat injak jembatan terletak pada bagian belakang *abutment* yang berfungsi menyalurkan getaran hentakan kendaraan ke tanah dasar. Getaran terjadi akibat proses perpindahan kendaraan dari stukutur jembatan ke jalan raya yang berada diatas tanah. Plat injak ditinjau dari arah melintang dan memanjang jembatan seperti terlihat pada Gambar 5.8 dan Gambar 5.9.

1. Plat injak arah melintang jembatan



Gambar 5.9 Lendutan yang Terjadi pada Plat Injak Arah Melintang Jembatan

a. Momen plat injak arah melintang jembatan.

Mutu beton: K-350 $f'c$ = 29,05 MPa

Mutu baja, U-39 fy = 390 MPa

Tebal plat injak, h = 0,20 m

Tebal lapisan aspal, ta = 0,05 m

Lebar bidang kontak roda truk, b = 0,5 m

b' = b + ta

= 0,5 + 0,05 = 0,55 m

Angka poison, 0,2

Modulus reaksi tanah, Ks = 81500 kN/m^2

Modulus elastis beton, Ec = 25332084,4 kN/m^2

Lebar penyebaran beban terpusat, r = b'/2 = 0,275 m

Faktor beban ultimit truk, K_{TT} = 1,8

Beban hidup plat injak berupa beban roda ganda oleh truk yang besarnya,

T = 112,5 kN

Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil,

DLA= 0,3

Maka beban truk "T"

T_{TT} = (1 + DLA). T

= (1 + 0,3) . 112,5 = 146,25 kN

Momen max pada plat injak akibat beban roda dihitung dengan rumus:

$$\lambda = \left[\frac{Ec \,.\, h^3}{12 \,.\, (1-\upsilon) \,.\, Ks} \right]^{0,25}$$

$$= \left[\frac{25332084,4 \,.\, 0,20^3}{12 \,.\, (1-0,2) \,.\, 81500} \right]^{0,25}$$

= 0,6816 m

$$Mmax = \frac{T_{TT}}{2} \,.\, \left[1 - \left(r \,.\, \sqrt{\frac{2}{\lambda}} \right)^{0,6} \right]$$

$$= \frac{146,25}{2} . \left[1 - \left(0,275 . \sqrt{\frac{2}{0,6818}} \right)^{0,6} \right]$$

= 20,9031 kNm

Momen ultimite plat injak,

$Mu = K_{TT}. Mmax$

= 1,8 . 18,1044 kNm

= 32,5879kNm

b. Penulangan plat injak arah melintang jembatan

Mutu beton: K-350 f'c = 29,05 MPa

Mutu baja, U-39 fy = 390 MPa

Tebal slab, h = 200 mm

Diameter tulangan melintang, D = 16 mm

Diameter tulangan memanjang, D = 16 mm

Penutup beton, Pb = 35 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = 35 + (16/2) = 43 mm

Tebal efektif slab, d = h – d' = 200 – 49,8 = 157 mm

Ditinjau slab beton selebar 1 m, b = 1000 mm

Faktor beban distribusi tegangan beton,

Untuk f 'c = 24,9 MPa < 30 MPa maka nilai, β1 = 0,85

Faktor reduksi kekuatan lentur, = 0,8

Faktor reduksi kekuatan geser, = 0,7

Momen rencana ultimate, Mu = 32,5879 kNm

Rasio tulangan berimbang:

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85 f'c}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$= 0,85. \frac{0,85.29,05}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) = 0,03261$$

Rasio tulangan maksimum:

ρ_{max} = 0,75. ρ_b = 0,75 . 0,03261 = 0,02446

Rasio tulangan minimum:

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

$m = \frac{fy}{0,85.f'c} = \frac{390}{0,85.29,05} = 15,7942$

Faktor tahanan momen maksimum:

$R_{max} = 0,75 . \rho b . fy . \left(\frac{1 - 0,5 . 0,75 . \rho b . fy}{0,85 . f'c} \right)$

$= 0,75 . 0,03261 . 390 . \left(\frac{1 - 0,5 . 0,75 . 0,03261 . 390}{0,85 . 29,05} \right)$

$= 7,6972$ N/mm^2

Momen nominal rencana:

$Mn = \frac{Mu}{\phi}$

$= \frac{32,5879}{0,8} = 40,7227$ kNm

Faktor tahanan momen:

$R_n = \frac{Mn}{b.d_2} = \frac{40,7349}{1000 . 158,50^2} = 1,652$ N/mm^2

Syarat: $R_n < R_{max}$ OK

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} . \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2.m.R_n}{fy} \right)} \right)$

$= \frac{1}{15,7942} . \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2.15,7942 . 1,652}{390} \right)} \right)$

$= 0,005579$

Karena $\rho_{min} = 0,0036 < \rho_{perlu} = 0,00438 < \rho_{max} = 0,02446$

Maka rasio tulangan yang dipakai, $\rho_{pakai} = 0,00438$

c. Tulangan pokok

Luas tulangan pokok:

$As = \rho \,.\, b \,.\, d$

$= 0{,}00438 \,.\, 1000 \,.\, 157 = 689{,}1685 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan pokok D16,

$\text{Ad} = \frac{1}{4}.\pi.D^2$

$= \frac{1}{4}.\pi.16^2 = 201{,}0619 \text{ mm}^2$

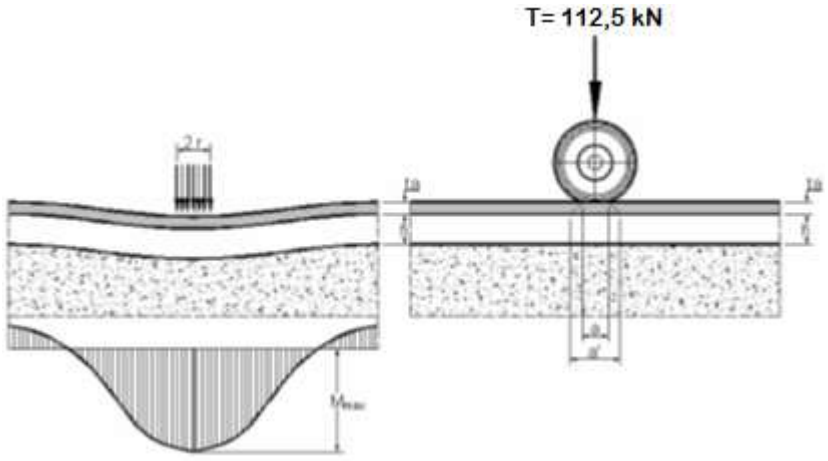
Jarak tulangan yang diperlukan:

$\text{s} = \frac{Ad \,.\, b}{As}$

$= \frac{201{,}0619 \,.\, 1000}{689{,}1685} = 291{,}7456 \text{ mm}$

Jadi dipakai tulangan pokok **D16 – 250**

2. Plat injak arah memanjang jembatan



Gambar 5.10 Lendutan yang Terjadi pada Plat Injak Arah Memanjang Jembatan

a. Momen plat injak arah memanjang jembatan

Lebar bidang kontak roda truk, b = 0,3 m

$b' = b + ta$

$= 0{,}3 + 0{,}1 = 0{,}05 \text{ m}$

Lebar penyebaran beban terpusat, r = b'/2 = 0,175 m

Maka beban truk “T”

T_{TT} = 146,25 kN

Momen max pada plat injak akibat beban roda dihitung dengan rumus:

$$\lambda = \left[\frac{Ec \,.\, h^3}{12 \,.\, (1-\upsilon) \,.\, Ks}\right]^{0,25}$$

$$= \left[\frac{25332084,4 \,.\, 0,20^3}{12 \,.\, (1-0,2) \,.\, 81500}\right]^{0,25}$$

= 0,6816 m

$$Mmax = \frac{T_{TT}}{2} \,.\, \left[1 - \left(r \,.\, \sqrt{\frac{2}{\lambda}}\right)^{0,6}\right]$$

$$= \frac{146,25}{2} \,.\, \left[1 - \left(0,175 \,.\, \sqrt{\frac{2}{0,6816}}\right)^{0,6}\right]$$

= 29,9859 kNm

Momen ultimite plat injak,

$Mu = K_{TT}. Mmax$

= 1.8 . 29,9859 kNm

= 53,9747 kNm

b. Penulangan plat injak arah memanjang jembatan

Mutu beton: K-300 f’c = 29,05 MPa

Mutu baja, U-39 fy = 390 MPa

Tebal slab, h = 200 mm

Diameter tulangan melintang, D = 13 mm

Diameter tulangan memanjang, D = 16 mm

Penutup beton, Pb = 35 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d’ = 35 + (16/2) = 43 mm

Tebal efektif slab, d = h – d’ = 200 – 43 = 157 mm

Ditinjau slab beton selebar 1 m, b = 1000 mm

Faktor beban distribusi tegangan beton,

Untuk f 'c = 29,05 MPa < 30 MPa maka nilai, β1 = 0,85

Faktor reduksi kekuatan lentur, = 0,8

Faktor reduksi kekuatan geser, = 0,7

Momen rencana ultimate, Mu = 53,9747 kNm

Rasio tulangan berimbang:

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0{,}85\, f'c}{fy}\left(\frac{600}{600 + fy}\right)$$

$$= 0{,}85.\frac{0{,}85.29{,}05}{390}\left(\frac{600}{600+390}\right) = 0{,}03261$$

Rasio tulangan maksimum:

$\rho_{max} = 0{,}75.\ \rho_b = 0{,}75\ .\ 0{,}03261 = 0{,}02446$

Rasio tulangan minimum:

$$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{390} = 0{,}00359$$

$$m = \frac{fy}{0{,}85.\, f'c} = \frac{240}{0{,}85.29{,}05} = 15{,}7942$$

Faktor tahanan momen maksimum:

$$R_{max} = 0{,}75\ .\ \rho b\ .\ fy\ .\left(\frac{1 - 0{,}5\ .\ 0{,}75\ .\ \rho b\ .\ fy}{0{,}85\ .\ f'c}\right)$$

$$= 0{,}75\ .\ 0{,}03261\ .\ 390\ .\left(\frac{1 - 0{,}5\ .\ 0{,}75\ .\ 0{,}03261\ .\ 390}{0{,}85\ .\ 29{,}05}\right)$$

$= 7{,}6972$ N/mm^2

Momen nominal rencana:

$$Mn = \frac{Mu}{\phi}$$

$$= \frac{53{,}9747}{0{,}8} = 67{,}4684 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{Mn}{b.d_2} = \frac{67{,}4684}{1000.157^2} = 2{,}7371 \text{ N/mm}^2$$

Syarat: $R_n < R_{max}$ OK

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}.\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{2.m.R_n}{fy}\right)}\right)$$

$$= \frac{1}{15,7942}.\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{2\,.15,7942\,.2,7371}{390}\right)}\right)$$

$$= 0,00745$$

Karena $\rho_{min} = 0,00359 < \rho_{perlu} = 0,00745 < \rho_{max} = 0,02446$

Maka rasio tulangan yang dipakai, $\rho_{pakai} = 0,00745$

c. Tulangan Pokok

Luas tulangan pokok:

$As = \rho\,.\,b\,.\,d$

$= 0,00745\,.\,1000\,.\,157 = 1170,8406$ mm^2

Dipakai tulangan pokok D16,

$$Ad = \frac{1}{4}\,.\,\pi\,.\,D^2$$

$$= \frac{1}{4}\,.\,\pi\,.\,16^2 = 201,062 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{Ad\,.\,b}{As}$$

$$= \frac{201,062\,.1000}{1170,8406} = 171,7244 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan pokok **D16 – 150**

5.4 PERHITUNGAN BALOK PRATEGANG

5.4.1 Perhitungan Penampang Balok Prategang

Penampang yang digunakan pada balok prategang adalah penampang U. Penetapan batasan-batasan tegangan ijin:

Mutu beton K-600 setara dengan kuat tekan beton *f'c* = 49,8 MPa. Saat transfer umur beton baru 14 hari, sehingga berdasarkan tabel perbandingan kuat tekan beton kekuatan beton untuk umur 14 hari baru mencapai 80%, maka:

f'_{ci} = 80% . f'c = 0,80 . 49,8 = 39,84 MPa

Tegangan ijin beton:

Saat transfer, (Sumber: RSNIT-12-2004 Pasal 4.4.1.2.2, Pasal 4.4.1.2.4)

Serat tekan : f_{ci} = 0,6 . $f'ci$ = 0,60 . 39,84 = 23,90 MPa

Serat tarik : f_{ti} = 0,5 . $\sqrt{f'ci}$ = 0,50 . $\sqrt{39,84}$ = 3,16 MPa

Saat layan, (Sumber: RSNIT-12-2004 Pasal 4.4.1.2.1, Pasal 4.4.1.2.3)

Serat tekan : f_{cs} = 0,45 . $f'c$ = 0,45 . 49,8 = 22,41 MPa

Serat tarik : f_{ts} = 0,5 . $\sqrt{f'c}$ = 0,50 . $\sqrt{49,8}$ = 3,53 MPa

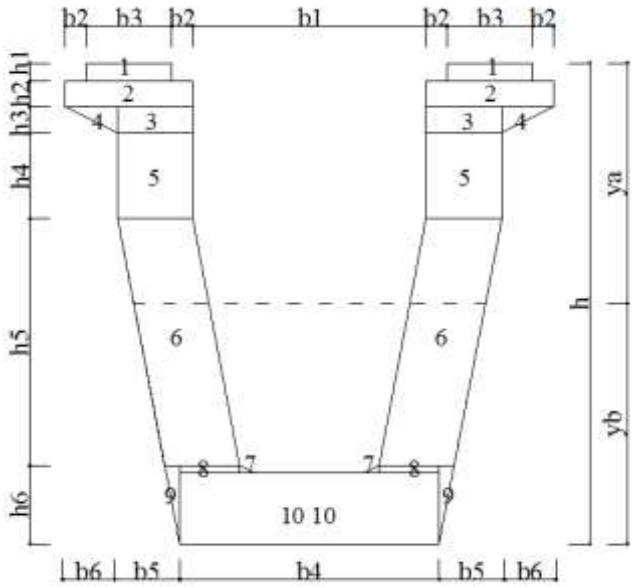
1. Mencari tinggi balok (*h*)

   Berdasarkan RSNI-T-12-2004 Pasal 9.2.1 tinggi komponen beton prategang adalah h≥L/25 . Sehingga tinggi penampang *PCU girder* adalah :

   $$h \geq \frac{L}{25}.$$

   $$h \geq \frac{40}{25}. = 1{,}632 \text{ m}$$

   Untuk menyesuaikan produk yang tersedia dilapangan yang diproduksi oleh PT. Wijaya Karya dipakai h = 1,85 m. Penampang yang digunakan pada balok prategang adalah penampang U dengan bentuk penampang seperti pada Gambar 5.11 dibawah ini.



Gambar 5.11 Penampang balok prategang *U-Girder*

Keterangan dimensi pada penampang *U-Girder* diatas dapat dilihat pada Tabel 5.5 dibawah ini.

Tabel 5.5 Dimensi Penampang *U-Girder*

Dimensi Penampang U *Girder*		
b1	0.93	m
b2	0.08	m
b3	0.33	m
b4	1.00	m
b5	0.25	m
b6	0.20	m
h1	0.07	m
h2	0.1	m
h3	0.1	m
h 4	0.33	m
h 5	0.95	m
h 6	0.30	m
h_{balok}	1.85	m

2. Properties Penampang *U-Girder*

U-Girder menggunakan tinggi balok (*H*) = 1,85 m, maka properties penampang disesuaikan dengan kondisi penjualan dilapangan berdasarkan *Concrete Bridge Product Wika Beton*. Momen ultimate yang terjadi pada penampang *U-Girder* dapat dilihat pada Tabel 5.6.

Tabel 5.6 Rekap Momen *Ultimate* Penampang *U-Girder* Terhadap Alas

No	Dimensi		Luas Tampang A (m^2)	Jarak thd Alas Y (m)	Statis momen A*y (m^3)	Inesia momen A*y^2 (m^4)	Inersia Momen Io (m^4)
	Lebar b (m)	Tinggi H (m)					
1	0.3300	0.0700	0.0462	1.8150	0.0839	0.1522	0.00002
2	0.4900	0.1000	0.0980	1.7300	0.1695	0.2933	0.00008
3	0.2900	0.1000	0.0580	1.6300	0.0945	0.1541	0.00005
4	0.2000	0.1000	0.0200	1.6467	0.0329	0.0542	0.00001
5	0.2900	0.3300	0.1914	1.4150	0.2708	0.3832	0.00174
6	0.2900	0.9674	0.5611	0.7750	0.4348	0.3370	0.04375
7	0.0500	0.0250	0.0013	0.2917	0.0004	0.0001	0.00000
8	0.2324	0.0250	0.0116	0.2917	0.0034	0.0010	0.00000
9	0.0576	0.3000	0.0173	0.2000	0.0035	0.0007	0.00009
10	1.0000	0.2750	0.2750	0.1375	0.0378	0.0052	0.00173
Total :		1.85	1.2798		1.1315	1.3810	0.04747

Tinggi penampang *U Girder* prategang : H = 1,85 m

Luas penampang *U Girder* bruto : A_{bruto} = 1,2798 m^2

Letak titik berat :

$$Y_b = \frac{\Sigma A.y}{\Sigma A} = \frac{1{,}1315}{1{,}2798} = 0{,}8841 \text{ m}$$

$Y_a = h - Y_b = 1{,}85 - 0{,}8841 = 0{,}9659$ m

Momen inersia terhadap alas balok

$Ib = \Sigma\, A.y^2 + \Sigma\, Io = 1{,}1315 + 0{,}04747 = 1{,}4285\ m^4$

Momen inersia terhadap titik berat balok

$Ix = Ib - A.Yb^2 = 1{,}4285 - 0{,}8841 \,.\, 0{,}8841^2 = 0{,}4285\ m^4$

Modulus penampang bagian atas:

$$S_a = \frac{I_x}{Y_a} = \frac{0{,}42805}{0{,}9659} = 0{,}44318\ m^3$$

Modulus penampang bagian bawah:

$$S_b = \frac{I_x}{Y_b} = \frac{0{,}42805}{0{,}8841} = 0{,}48413\ m^3$$

3. Properties Penampang Balok Komposit (Balok Prategang + *Slab*)

U-Gider menggunakan tinggi balok (*H*) = 1, m dan tebal *slab* (*ho*) = 0,20 m, maka perhitungan inersia momen pada balok komposit tersebut seperti pada Tabel 5.7 dibawah ini.

Tabel 5.7 Rekap Momen *Ultimate* Penampang *U-Girder* Terhadap Alas

No	Dimensi		Luas	Jarak thd	statis	Inesia	inersia
	Lebar	Tinggi	Tampang	alas	momen	momen	momen
	b	H	A	y	A*y	A*y²	Io
	(m)	(m)	(m²)	(m)	(m³)	(m⁴)	(m⁴)
0	1.56	0.20	0.3112	1.95	0.6068	1.1833	0.00104
1	0.3300	0.0700	0.0462	1.8150	0.0839	0.1522	0.00002
2	0.4900	0.1000	0.0980	1.7300	0.1695	0.2933	0.00008
3	0.2900	0.1000	0.0580	1.6300	0.0945	0.1541	0.00005
4	0.2000	0.1000	0.0200	1.6467	0.0329	0.0542	0.00001
5	0.2900	0.3300	0.1914	1.4150	0.2708	0.3832	0.00174
6	0.2900	0.9674	0.5611	0.7750	0.4348	0.3370	0.04375
7	0.0500	0.0250	0.0013	0.2917	0.0004	0.0001	0.00000
8	0.2324	0.0250	0.0116	0.2917	0.0034	0.0010	0.00000
9	0.0576	0.3000	0.0173	0.2000	0.0035	0.0007	0.00009
10	1.0000	0.2750	0.2750	0.1375	0.0378	0.0052	0.00173
Total :		2.05	1.5910		1.7384	2.5643	0.04851

Tinggi total balok prategang komposit : hc = 2,05 m

Luas penampang balok prategang komposit : A_{bruto} = 1,5910 m^2

Letak titik berat :

$$Y_{bc} = \frac{\Sigma A.y}{\Sigma A} = \frac{1,7384}{1,5910} = 1,0926 \text{ m}$$

$$Y_{ac} = h - Y_{bc} = 2,05 - 1,0926 = 0,9574 \text{ m}$$

Momen inersia terhadap alas balok komposit

$Ibc = \Sigma A.y^2 + \Sigma Io$ = 1,7384 + 0,04851 = 2,6128 m

Momen inersia terhadap titik berat balok komposit

$Ixc = Ibc - A.Y_{bc}^2$ = 2,6128 – 1,5910 . $0,9574^2$ = 0,7134 m^4

Modulus penampang balok komposit bagian atas:

$$S_{ac} = \frac{I_{xc}}{Y_{ac}} = \frac{0,7134}{0,9574} = 0,6954 \text{ m}^3$$

Modulus penampang balok komposit bagian bawah:

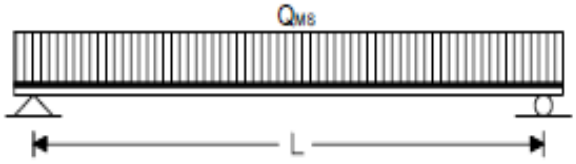
$$S_{bc} = \frac{I_{xc}}{Y_{bc}} = \frac{0,7134}{0,9574} = 0,6529 \text{ m}^3$$

5.4.2 Pembebanan Balok Prategang

Perhitungan pembebanan balok prategang meliputi beban mati, beban hidup lajur D, beban rem, beban angin dan beban gempa.

1. Berat Sendiri (*MS*)

   Berat sendiri (*self weight*) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap.



Gambar 5.12 Pembebanan Berat Sendiri Struktur Atas Jembatan

a. Berat beton prategang.

Perhitungan modulus penampang dengan luas penampang A = 1,2798 m^2 dan berat beton prategang wc = 25,5 kN/m^3, maka diperoleh berat sendiri balok,

$Q_{bs} = A \,.\, wc$ = 1,2798. 25,5 = 32,6452 kN/m

b. Berat Diafragma

Ukuran diafragma lapangan,

Tebal = 0,20 m

Lebar = 9,0 m

Tinggi = 0,8 m

Berat jenis beton, w_c = 25 kN/m^3

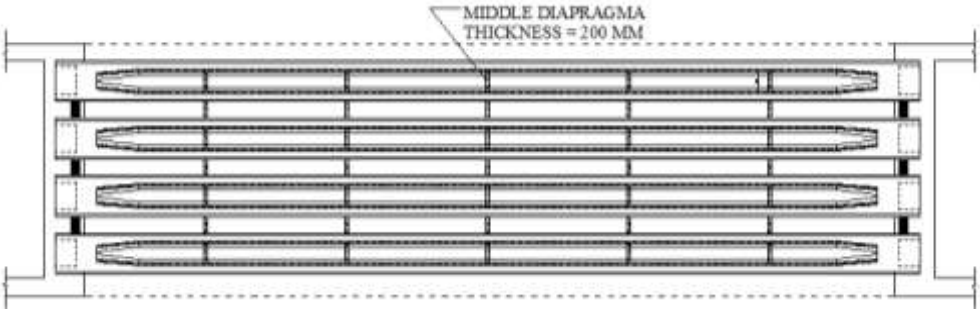
Berat diafragma persegmen,

W diafragma = lebar. tinggi . tebal . wc .

= 9 . 0,8 . 0,2 . 25,5 = 36,72 kN

Panjang jembatan, L = 40 m

Jumlah diafragma, n = 5 buah



Gambar 5.13 Penempatan Diafragma pada Bentang Memanjang *PCU Girder*

Momen maksimum akibat beban diafragma di tengah bentang:

$$M\ max = (\frac{1}{2} \,.\, W \,.\, n \,.\, \frac{1}{2} \,.\, L) - (W.x_1) - (W.x_2) - (W.x_3) - (W.x_4)$$

$$= ((\frac{1}{4} \,.\, n \,.\, L) + (- x_1 - x_2 - x_3 - x_4)) \,.\, W$$

$$= ((\frac{1}{4} \,.\, 5 \,.\, 40) + (- 0 - 7{,}10 - 13{,}375 - 20{,}4) \,.\, 36{,}72$$

$$= 349{,}758 \text{ kNm}$$

Berat diafragma total:

$$Q_{diafragma\,total} = \frac{8.M_{max}}{L^2}$$

$$= \frac{8\,.\,349{,}758}{40^2} = 1{,}7487 \text{ kN/m},$$

Karena ada 4 buah *girder* yang menahan berat diafragma maka berat diafragma pada 1 buah girder adalah :

$$Q_{diafragma} = \frac{Q_{diafragma\,total}}{4}$$

$$= \frac{1{,}7487}{4} = 0{,}4371 \text{ kN/m}$$

Rekap pembebanan untuk berat sendiri yang terjadi pada balok prategang dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut ini.

Tabel 5.8 Rekap Pembebanan Untuk Berat Sendiri

No	Jenis beban	Lebar b (m)	Tebal h (m)	Luas A (m²)	Berat sat w (kN/m³)	Beban QMS (kN/m)	Geser VMS (kN)	Momen MMS (kNm)
1	Balok prategang					32.6353	652.7052	6527.0520
2	Plat lantai	1.56	0.20	0.311185	24.50	7.6240	152.4807	1524.8069
3	Trotoar	1.00	0.20	0.2	24.50	2.4500	49.0000	490.0000
4	Deck Slab	1.80	0.07	0.126	24.50	3.0870	61.7400	617.4000
5	Dinding Tepi						25.4188	
6	Diafragma					0.4372	8.7440	87.4395
					Total :	46.2335	950.0886	9246.6984

Untuk menghitung gaya geser yang terjadi pada balok prategang akibat berat sendiri struktur atas, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut,

$$V_{MS} = \frac{1}{2} \,.\, Q_{MS} \,.\, L$$

$$= \frac{1}{2} \,.\, 46{,}2335.\ 40 = 950{,}0886 \text{ kN}$$

Untuk menghitung momen maksimum yang berada ditengah bentang balok prategang akibat berat sendiri struktur atas, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut,

$M_{MS} = \frac{1}{8} . Q_{MS} . L^2$

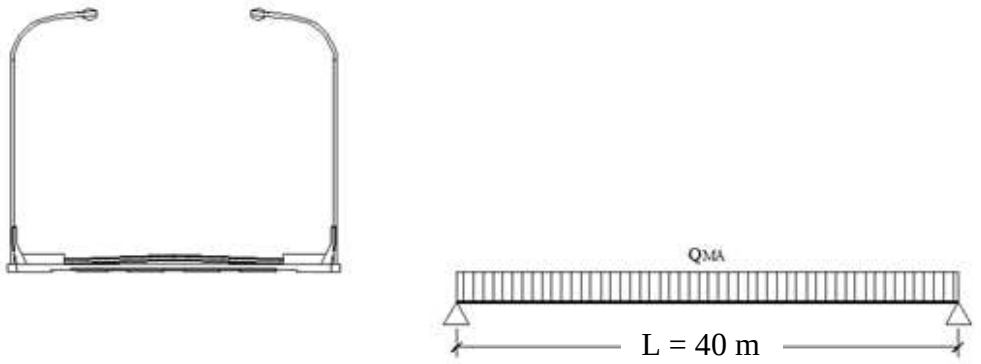
$= \frac{1}{8} . 46{,}2335 . 40^2 = 9246{,}6984$ kNm

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan (*superimposed dead load*) adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada balok jembatan yang merupakan elemen non-struktural dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan.

Gelagar/ balok jembatan direncanakan mampu memikul beban mati tambahan berupa:

a. Aspal beton setebal 100 mm untuk pelapisan kembali dikemudian hari (*overlay*).
b. Genangan air hujan setinggi 50 mm apabila saluran drainase tidak bekerja dengan baik. sumber; RSNIT-02-2005 Pasal 5.3.2
c. Tiang listrik (*light*) dengan berat 0,1 kN/m, dapat dilihat pada Gambar 5.14



Gambar 5.14 Pembebanan Berat Tambahan (*MA*) Struktur Atas Jembatan

Tabel 5.9 Berat Mati Tambahan Struktur Atas

No	Jenis Beban Mati Tambahan	Lebar	Tebal	Luas	Berat Sat	Beban
		B	H	A	W	QMA
		(M)	(M)	(M^2)	(Kn/M^3)	(Kn/M)
1	Lapisan Aspal + Overlay	1.56	0.10	0.7	22.00	3.423
2	Air Hujan	1.56	0.05	0.7	9.80	1.5248
3	Lampu Jalan					0.1
Total						5.0478

Untuk menghitung gaya geser balok prategang akibat berat mati tambahan struktur atas, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut,

$V_{MA} = \frac{1}{2} . Q_{MA} . L$

$= \frac{1}{2} . 5{,}0478 . 40 = 100{,}9568$ kN

Untuk menghitung momen maksimum balok prategang ditengah bentang akibat berat mati tambahan struktur atas, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut,

$M_{Ms} = \frac{1}{8} . Q_{MS} . L^2$

$= \frac{1}{8} . 5{,}0478 . 40^2 = 1009{,}569$ kNm

3. Beban Lajur "*D*" (TD)

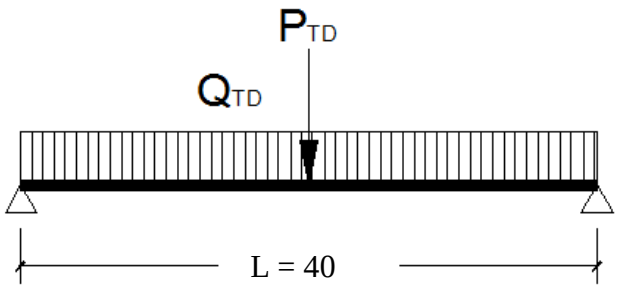
Beban Lajur "*D*" terdiri dari beban terbagi merata (*Uniformly Distributed Load*) *UDL* dan beban garis (*Knife Edge Load*) *KEL* seperti terlihat pada Gambar 5.15. *UDL* mempunyai intesitas *q* (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total *L* yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus berdasarkan RSNIT-02-2005 sebagai berikut:

q = 9,0 kPa, untuk $L \leq 30$ m ; (Sumber: RSNIT-02-2005)

q = 9,0.(0,5+15/L) kPa, untuk $L > 30$ m ; (Sumber: RSNIT-02-2005)

KEL mempunyai intensitas, p = 49,0 kN/m ; (Sumber: RSNIT-02-2005)

Faktor beban dinamis (*Dinamic Load Allowance*) untuk *KEL* diambil berdasarkan RSNIT-02-2005 Gambar 8 sebagai berikut:



Gambar 5.15 Pembebanan Lajur "*D*" pada Balok

a. Beban merata (UDL)

$q = 9{,}0.\left(0{,}5+\frac{15}{L}\right)$ kPa, untuk L = 40 m

$= 9{,}0.\left(0{,}5+\frac{15}{40{,}8}\right)$

= 7,8750 kPa

Pembebanan beban lajur *D* :

Beban merata pada balok (*UDL*):

$Q_{TD} = q.\ s$

= 7,8750 . 2,7 = 21,2625 kN/m

b. Beban Garis (*KEL*)

Beban garis *KEL* mempunyai intensitas p = 49 kN/m

Dari peraturan RSNIT-02-2005, beban dinamis untuk pembebanan truk "*T*" diambil:

DLA = 0,4

Ekivalen beban garis

Beban terpusat pada balok,

$P_{TD} = (1 + DLA)\ .\ p\ .\ s$

= (1 + 0,4) . 49 . 2,7 = 185,22 kN

Untuk menghitung gaya geser pada balok prategang akibat beban lajur, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut,

$V_{TD} = \frac{1}{2}\ .\ Q_{TD}\ .\ L + \frac{1}{2}\ .\ P_{TD}$

$= \frac{1}{2}$. 21,2625. 40 + $\frac{1}{2}$. 185,22= 517,86 kN

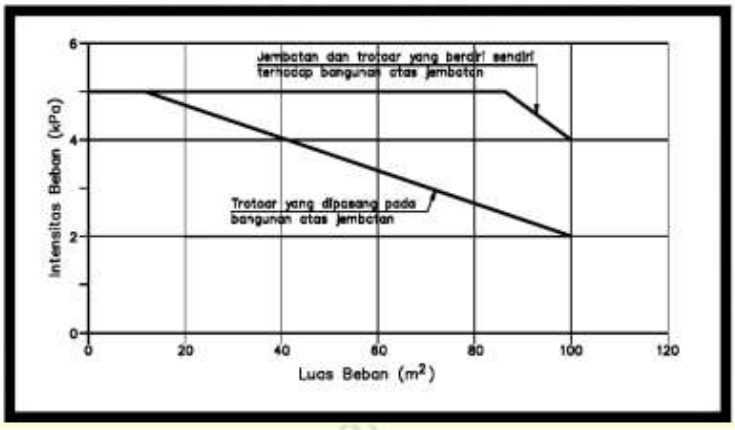
Untuk menghitung momen maksimum ditengah bentang akibat beban lajur, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut,

M_{TD} $= \frac{1}{8}$. Q_{TD} . L^2 + $\frac{1}{4}$. PTD . L

$= \frac{1}{8}$. 21,2625. 40^2 + $\frac{1}{4}$. 185,22. 40 = 6104,7 kNm

4. Beban Pejalan Kaki (TP)

Trotoar pada jembatan jalan raya direncakan mampu memikul beban dengan ketentuan sebagi berikut :



Gambar 5.16 Pembebanan Untuk Pejalan Kaki *(Sumber: RSNIT-02-2005)* .

Panjang bentang,L = 40 m

Lebar trotoar,bt = 2 x 1 m

Luas bidang trotoar,A = 80 m^2

Berdasarkan gambar 5.16 diperoleh beban pada trotoar sebesar 2,69 kpa=kN/m²

Intensitas beban pada trotoar,

Q_{TP} = q x bt

Q_{TP} = 2,69 x 2 = 5,38 kN/m²

Untuk menghitung gaya geser pada balok prategang akibat beban pejalan kaki, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut,

V_{TP} $= \frac{1}{2}$. Q_{TD} . L

$= \frac{1}{2}$. 5,38. 40 = 107,6 kN

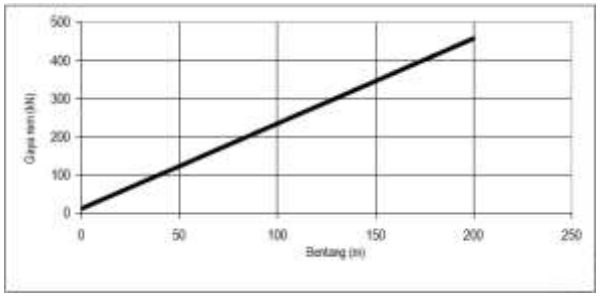
Untuk menghitung momen maksimum ditengah bentang akibat beban pejalan kaki, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut,

$M_{TD} = \frac{1}{8} . Q_{TD} . L^2$

$= \frac{1}{8} . 5{,}38. 40^2 = 1076$ kNm

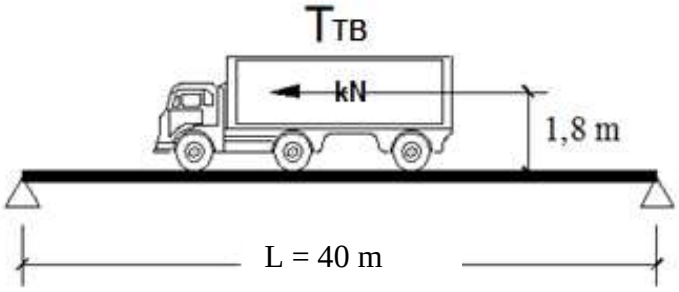
5. Beban Rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1,80 m di atas permukaan lantai jembatan *(Sumber: RSNIT-02-2005).* Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan (lihat Gambar 5.17) tergantung panjang total jembatan (*Lt*) sebagai berikut:



Gambar 5.17 Pembebanan Rem (*TB*) pada Balok

(Sumber: RSNIT-02-2005)



Gambar 5.18 Pembebanan Rem (*TB*) pada Balok

(*Sumber: RSNIT-02-2005)*

Panjang bentang, *L* = 40 m

Lebar lalu lintas, *b* = 7,0 m

Jarak antar balok prategang, s = 2,7 m

Jumlah balok prategang untuk jalur selebar b, n_{balok} = 4 buah

Gambar 5.18 menjelaskan titik pusat pembebanan rem pada balok akibat beban kendaraan. Untuk jembatan Jurang Gempal Wonogiri dengan panjang L = 40 m, maka diambil gaya rem (T_{TB}) = 114,5kN.

Lengan terhadap titik berat *U Girder*,

Yc = 1,80 + *ta* + y_{ac}

= 1,80 + 0,10 + 0,9805 = 2,8574 m

Beban momen akibat gaya rem,

$M = T_{TB} \cdot y$

= 114,5 . 2,8574 = 321,4554 kNm

Untuk menghitung gaya geser beton prategang akibat beban rem, maka dihitung dengan rumus sebagai berikut,

$$V_{TB} = \frac{M}{L} = \frac{321,4554}{40} = 8,0363 \text{ kN}$$

Sehingga momen maksimum ditengah bentang akibat gaya rem dapat dihitung dengan rumus berikut,

$M_{TD} = \frac{1}{2} \cdot M$

$= \frac{1}{2}$ .321,4554 = 160,7777 kNm

6. Beban Angin (EW)

Beban garis merata tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus:

T_{EW} = 0,0012 . C_W . V_W^2

dengan,

C_w = Koefisien seret = 1,2

(Sumber: RSNIT-02-2005, Pasal 7.6)

V_w = Kecepatan angin rencana, = 30 m/dt

(Sumber: RSNIT-02-2005, Tabel 7.6)

T_{EW} = 0,0012 . 1,2 . 30^2 = 1,296 kN

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2,0 m di atas lantai jembatan seperti pada Gambar 5.19, sedangkan jarak antar roda kendaraan *x*.

h = 2,0 m

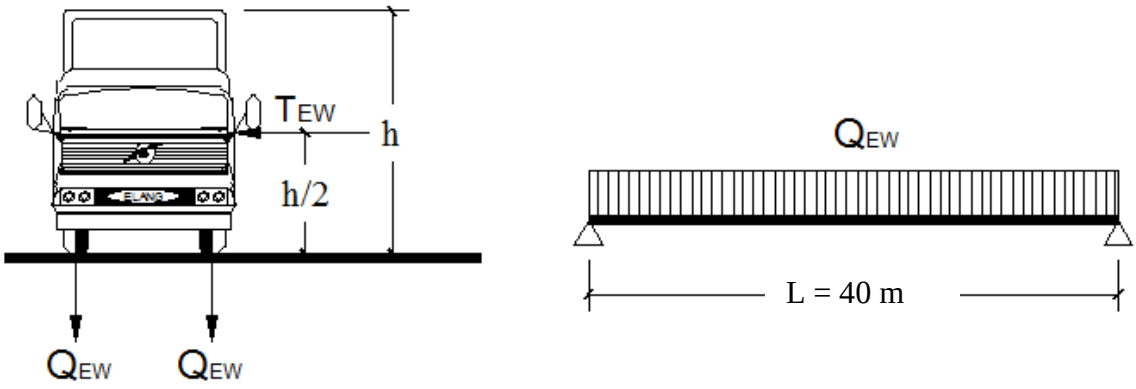
x = 1,75 m

Transfer beban angin ke lantai jembatan,

$$Q_{EW} = \left[0{,}5.\frac{h}{x}.T_{EW} \right]$$

$$= \left[0{,}5.\frac{2{,}0}{1{,}75}.1{,}296 \right]$$

$$= 0{,}741 \text{ kN/m}$$



Gambar 5.19 Pembebanan Angin (EW) pada Balok

Untuk menghitung gaya geser pada balok prategang akibat beban angin, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut,

$$V_{EW} = \frac{1}{2} . Q_{EW} . L$$

$$= \frac{1}{2} . 0{,}741 . 40 = 14{,}811 \text{ kN}$$

Untuk menghitung momen maksimal balok prategang ditengah bentang akibat beban angin dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut,

$$M_{EW} = \frac{1}{8} . Q_{EW} . L^2$$

$$= \frac{1}{8} . 0{,}741 . 40^2 = 148{,}114 \text{ kNm}$$

7. Beban Gempa (EQ)

Gaya gempa vertikal pada balok dihitung dengan menggunakan percepatan vertikal ke bawah minimal sebesar 0,1 . *g*.

dengan,

g = percepatan grafitasi bumi = 9,81 m/det^2

W_T = Berat gelagar dan beban mati tambahan,

$W_T = Q_{MS} + Q_{MA}$

Berat sendiri, Q_{MS} = 46,2335 kN/m

Beban mati tambahan, Q_{MA} = 5,0478 kN/m

Panjang bentang, L = 40 m

Berat total struktur,

$W_T = (Q_{MS} + Q_{MA}) . L$ = 2051,2534 kN

Momen inersia balok prategang, Ixc = 0,7135 m^4

Untuk modulus elastis beton (E_c) dalam RSNIT-12-2004 ditetapkan:

$E_c = (w_c)^{1,5} . 0,043 . \sqrt{f'c}$

Dimana :

E_c : modulus elastisitas beton (MPa)

W_c : berat volume beton (kg/m^3)

$f'c$: kuat tekan beton (MPa)

Sehingga untuk modulus elastis beton pada beton prategang digunakan:

$E_c = 0,043 . (2550)^{1,5} . \sqrt{49,8}$

= 39074,5 MPa

= 39074500 kPa

Kekakuan balok prategang,

$Kp = 48 . Ec . I_{XC} / L^3$

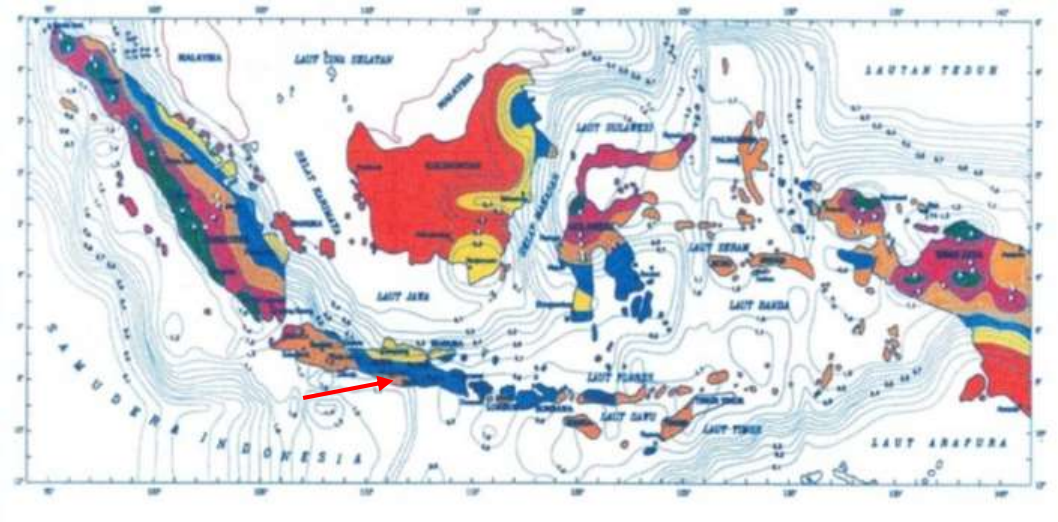
$= 48 . 39074500 . 0,6818 / 40^3$

= 20908,476 kN/m

Waktu getar, $T = 2 . \pi . \sqrt{\frac{Wt}{g.Kp}}$

$$= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{2051{,}2534}{9{,}81.20908{,}476}} = 0{,}6283 \text{ detik}$$

Berdasarkan wilayah gempa seperti terlihat pada Gambar 5.20, Kabupaten Wonogiri terletak pada wilayah gempa 4.



Gambar 5.20 Wilayah Gempa Indonesia untuk Perioda Ulang 500 Tahun

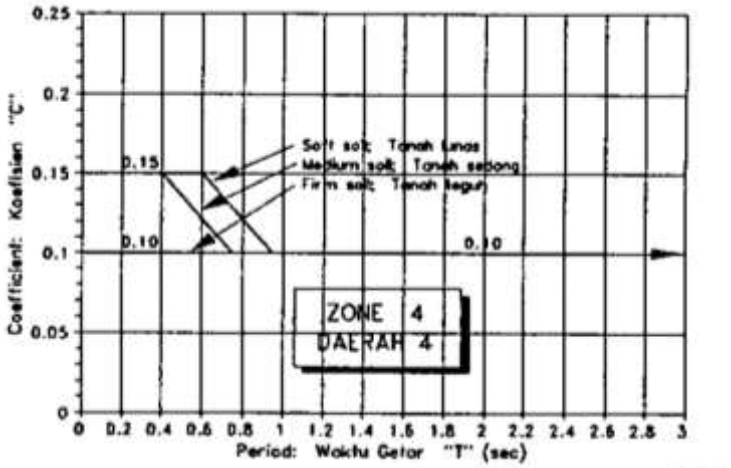
(Sumber: SNI-2833-2008)

Penentuan jenis tanah berdasarkan pada syarat dan standar yang tercantum pada Tabel 5.10 berikut ini,

Tabel 5.10 Jenis-Jenis Tanah

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, $\bar{v}_s$ (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata $\bar{N}$	Kuat geser niralir rata-rata $\bar{S}_u$ (kPa)
Tanah Keras	$\bar{v}_s > 350$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u > 100$
Tanah Sedang	$175 < \bar{v}_s < 350$	$15 < \bar{N} < 50$	$50 < \bar{S}_u < 100$
Tanah Lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan PI > 20, wn > 40 % dan Su < 25 kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

Dari hasil penyelidikan tanah di lokasi rencana pembangunan jembatan di didapatkan nilai SPT pada kedalaman -10 m adalah N= 42 sehingga berdasarkan Tabel 5.10 di atas dapat dikategorikan menjadi tanah sedang.



Gambar 5.21 Koefisien Geser Dasar Gempa Wilayah 4

(sumber: SNI-2833-2008)

Berdasarkan grafik pada Gambar 5.21, koefisien geser dasar C = 0,11

Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral, n = 1

Faktor perangkakan, $F = 1{,}25 - 0{,}025 \cdot n$

$= 1{,}25 - 0{,}025 \cdot 1 = 1{,}225$

Faktor tipe struktur, $S = 1{,}3 \cdot F$

$= 1{,}3 \cdot 1{,}225 = 1{,}5925$

Koef beban gempa horizontal, $K_h = 0{,}11 \cdot S$

$= 0{,}1 \cdot 1{,}5925 = 0{,}1752$

Koef beban gempa vertical, $K_v = 0{,}5 \cdot K_h$

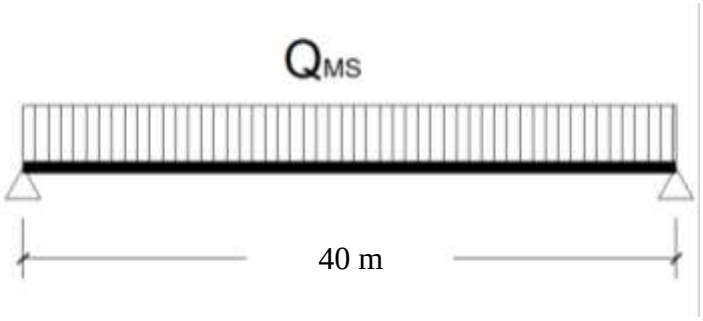
$= 0{,}5 \cdot 0{,}1752 = 0{,}0876$

Nilai koefisien beban gempa vertical minimal menurut SNI 2833 Tahun 2008 pasal 4.10 K_v minimal 0,10 untuk tipe A dan minimal 0,3 untuk tipe B. Perletakan yang digunakan adalah tipe B . Sehingga dipakai K_v = 0,3.

Gaya gempa vertical, $T_{EQ} = K_v \cdot W_T$.

$= 0{,}3 \cdot 2051{,}2534 = 615{,}3760$ kN

Beban gempa vertical, $Q_{EQ} = \frac{T_{EQ}}{L} = \frac{615{,}3760}{40}$ = 15,3844 kN/m



Gambar 5.22 Pembebanan Gempa (*EQ*) pada Balok

Untuk menghitung gaya geser pada balok prategang akibat beban gempa, dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut,

$V_{EQ} = \frac{1}{2} . Q_{EQ} . L$

$= \frac{1}{2} . 15{,}3844 . 40 = 307{,}688$ kN

Untuk menghitung momen maksimum balok prategang ditenah bentang akibat beban gempa dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut,

$M_{EW} = \frac{1}{8} . Q_{EQ} . L^2$

$= \frac{1}{8} . 15{,}3844 . 40^{\,2} = 3076{,}8801$ kNm

8. Rekap Momen dan Gaya Geser Pada Balok

Berikut adalah rekap momen dan gaya geser pada balok yang dapat dilihat pada Tabel 5.11 dibawah ini.

Tabel 5. 11 Rekap Pembebanan Balok Prategang

No	Jenis Beban	Kode Beban	Q (Kn/M)	P (Kn)	M (Kn/M)	Keterangan
1	Berat Balok Prategang	Balok	32.635			Q Balok
2	Berat Plat	Plat	7.624			Q Plat
3	Berat Sendiri	MS	46.2334			QMS
4	Mati Tambahan	MA	5.0478			QMA
5	Lajur "D"	TD	21.2625	185.22		QTD , PTD
6	Pejalan Kaki"P"	TP	5.38		321.4554	QTP
7	Gaya Rem	TB				QTB
8	Angin	EW	0.741			QEW
9	Gempa	EQ	15.3844			QEQ

9. Perhitungan Momen dan Gaya Geser Pada Balok Prategang

   Berikut adalah rekap persamaan momen dan gaya geser yang digunakan dalam analisis pada balok prategang dapat dilihat pada Tabel 5.12 dibawah ini.

Tabel 5. 12 Persamaan Momen dan Gaya Geser Pada Balok Prategang

No	Jenis Beban	Persamaan Momen	Persamaan Gaya Geser
1	Berat Sendiri (MS)	$Mx = 1/2*QMS*(L*X - X^2)$	$Vx = QMS*(L/2 - X)$
2	Mati Tambahan (MA)	$Mx = 1/2*QMA*(L*X - X^2)$	$Vx = QMA*(L/2 - X)$
3	Lajur "D" (TD)	$Mx =1/2*QTD*(L*X-X^2)+1/2*PTD*X$	$Vx=QTD*(L/2-X)+1/2*PTD$
4	Pejalan Kaki (TP)	$Mx = 1/2*QTP*(L*X - X^2)$	$Vx = QEW*(L/2 - X)$
5	Gaya Rem (TB)	$Mx = X / L * MTB$	$Vx = MTB / L$
6	Angin (EW)	$Mx = 1/2*QEW*(L*X - X^2)$	$Vx = QEW*(L/2 - X)$
7	Gempa (EQ)	$Mx = 1/2*QEQ*(L*X - X^2)$	$Vx = QEQ*(L/2 - X)$

a. Perhitungan Momen

   Momen yang terjadi sepanjang bentang struktur beton prategang dapat dihitung dengan langkah-langkah sebagai berikut:

Perhitungan momen pada jarak (x) = 1 m

1) Berat sendiri. (*MS*)

$Mx = ½ . Q_{MS} . (L.X – X^2)$

$= ½ . 46{,}2335 . (40.1\text{-}1^2) = 901{,}55$ kNm

2) Beban Mati tambahan. (*MA*)

$Mx = ½ . Q_{MA} . (L.X\text{-}X^2)$

$= ½ . 5{,}0478. (40.1 – 1^2) = 98{,}43$ kNm

3) Lajur. (*TD*)

$Mx = ½ . Q_{TD} . (L.X\text{-}X^2) + ½ . P_{TD} . X$

$= ½ . 21{,}2625. (40.1 – 1^2) + ½ .185{,}22 . 1 = 507{,}23$ kNm

4) Rem. (*TB*)

$Mx = \frac{X}{L} . M_{TB}$

$= \frac{1}{40} . 321{,}4554 = 8{,}04$ kNm

5) Pejalan Kaki (TP)

$Mx = ½ . Q_{TP} . (L.X\text{-}X^2)$

$= ½ . 5{,}38. (40.1 – 1^2) = 104{,}91$ kNm

6) Angin. (*EW*)

$Mx = ½ . Q_{EW} . (L.X\text{-}X^2)$

$= ½ . 0{,}741. (40.1 – 1^2) = 14{,}44$ kNm

7) Gempa. (*EQ*)

$Mx = ½ . Q_{EQ} . (L.X\text{-}X^2)$

$= ½ .15{,}3844. (40.1 – 1^2) = 300$ kNm

b. Perhitungan Gaya Geser.

Gaya geser yang terjadi sepanjang bentang struktur beton prategang dapat dihitung dengan langkah-langkah sebagai berikut:

Perhitungan momen pada jarak (x) = 1 m

1) Berat sendiri. (*MS*)

$$Mx = Q_{MS} . \left(\frac{L}{2} - X \right)$$

$= 46{,}2333 . \left(\frac{40}{2} - 1 \right)$ = 878,44 kN

2) Mati tambahan. (*MA*)

$Mx = Q_{MA} . \left(\frac{L}{2} - X \right)$

$= 5{,}0478 . \left(\frac{40}{2} - 1 \right)$ = 95,91 kN

3) Lajur. (*TD*)

$Mx = Q_{TD} . \left(\frac{L}{2} - X \right) + \frac{1}{2} . P_{TD}$

$= 21{,}2625 . \left(\frac{40}{2} - 1 \right) + \frac{1}{2} . 185{,}22 =$ 496,60 kN

4) Rem. (*TB*)

$Mx = \frac{M_{TB}}{L}$

$= \frac{321{,}4554}{40}$ = 8,04 kN

5) Pejalan Kaki (TP)

$Mx = Q_{EW} . \left(\frac{L}{2} - X \right)$

$= 0{,}8759 . \left(\frac{40}{2} - 1 \right)$ = 102,22 kN

6) Angin. (*EW*)

$Mx = Q_{TP} . \left(\frac{L}{2} - X \right)$

$= 0{,}741 . \left(\frac{40}{2} - 1 \right)$ = 14,07 kN

7) Gempa. (*EQ)*

$Mx = Q_{EQ} . \left(\frac{L}{2} - X \right)$

$= 15{,}3844 . \left(\frac{40}{2} - 1 \right)$ = 292,30 kN

Tabel 5.13 Kombinasi Momen pada Balok Prategang

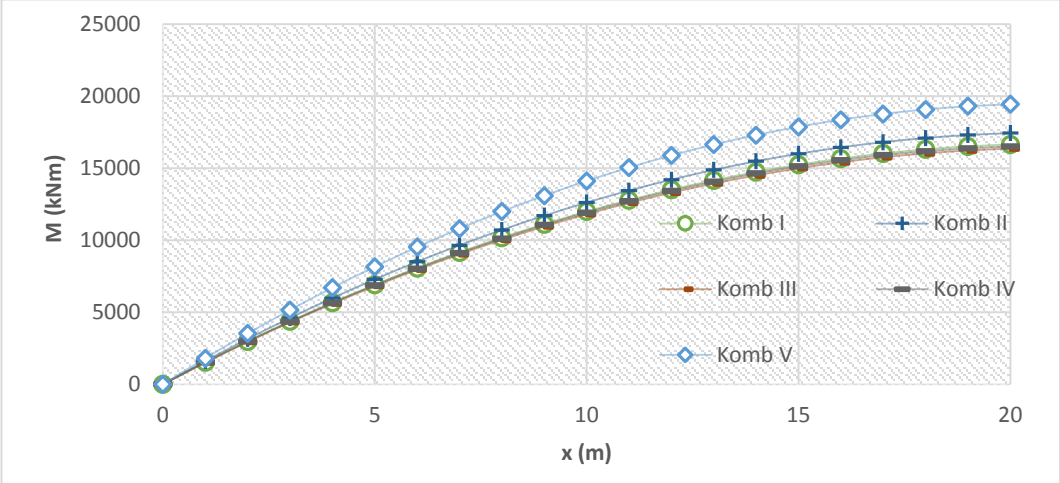
Jarak	Momen Pada Balok Prategang Akibat Beban								Komb I	Komb II	Komb III	Komb IV	Komb V
	W balok	W sendri	W tambh	Lajur "D"	Rem	Pejalan	Angin	Gempa	MS+MA+	MS+MA+	MS+MA+	MS+MA+	MS+MA+
x		MS	MA	TD	TB	TP	EW	EQ	TD+TB+EW	TD+TP	MD	TD+EW	TD+EQ
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	636.39	901.55	98.43	507.23	7.14	104.91	14.44	300.00	1528.80	1612.12	1507.21	1521.66	1807.21
2.00	1240.14	1756.87	191.82	993.20	14.29	204.44	28.14	584.61	2984.31	3146.33	2941.89	2970.03	3526.49
3.00	1811.26	2565.96	280.16	1457.90	21.43	298.59	41.10	853.83	4366.54	4602.60	4304.01	4345.11	5157.85
4.00	2349.74	3328.81	363.44	1901.34	28.57	387.36	53.32	1107.68	5675.49	5980.96	5593.60	5646.92	6701.27
5.00	2855.59	4045.43	441.69	2323.52	35.72	470.75	64.80	1346.14	6911.15	7281.39	6810.64	6875.44	8156.77
6.00	3328.80	4715.82	514.88	2724.44	42.86	548.76	75.54	1569.21	8073.53	8503.89	7955.13	8030.67	9524.34
7.00	3769.37	5339.97	583.03	3104.09	50.00	621.39	85.54	1776.90	9162.62	9648.47	9027.08	9112.62	10803.98
8.00	4177.31	5917.89	646.12	3462.48	57.15	688.64	94.79	1969.20	10178.43	10715.13	10026.49	10121.28	11995.69
9.00	4552.62	6449.57	704.17	3799.61	64.29	750.51	103.31	2146.12	11120.96	11703.86	10953.35	11056.66	13099.48
10.00	4895.29	6935.02	757.18	4115.48	71.43	807.00	111.09	2307.66	11990.20	12614.68	11807.68	11918.76	14115.34
11.00	5205.32	7374.24	805.13	4410.08	78.58	858.11	118.12	2453.81	12786.15	13447.56	12589.45	12707.57	15043.26
12.00	5482.72	7767.23	848.04	4683.42	85.72	903.84	124.42	2584.58	13508.82	14202.52	13298.68	13423.10	15883.26
13.00	5727.49	8113.98	885.90	4935.50	92.86	944.19	129.97	2699.96	14158.21	14879.56	13935.37	14065.34	16635.34
14.00	5939.62	8414.50	918.71	5166.32	100.01	979.16	134.78	2799.96	14734.31	15478.68	14499.52	14634.30	17299.48
15.00	6119.11	8668.78	946.47	5375.87	107.15	1008.75	138.86	2884.58	15237.13	15999.87	14991.12	15129.98	17875.69
16.00	6265.97	8876.83	969.19	5564.16	114.30	1032.96	142.19	2953.80	15666.66	16443.14	15410.18	15552.37	18363.98
17.00	6380.19	9038.65	986.85	5731.19	121.44	1051.79	144.78	3007.65	16022.91	16808.48	15756.69	15901.47	18764.34
18.00	6461.78	9154.23	999.47	5876.96	128.58	1065.24	146.63	3046.11	16305.87	17095.90	16030.66	16177.29	19076.77
19.00	6510.73	9223.58	1007.04	6001.46	135.73	1073.31	147.74	3069.19	16515.55	17305.40	16232.09	16379.83	19301.27
20.00	6527.05	9246.70	1009.57	6104.70	142.87	1076.00	148.11	3076.88	16651.95	17436.97	16360.97	16509.08	19437.85

148

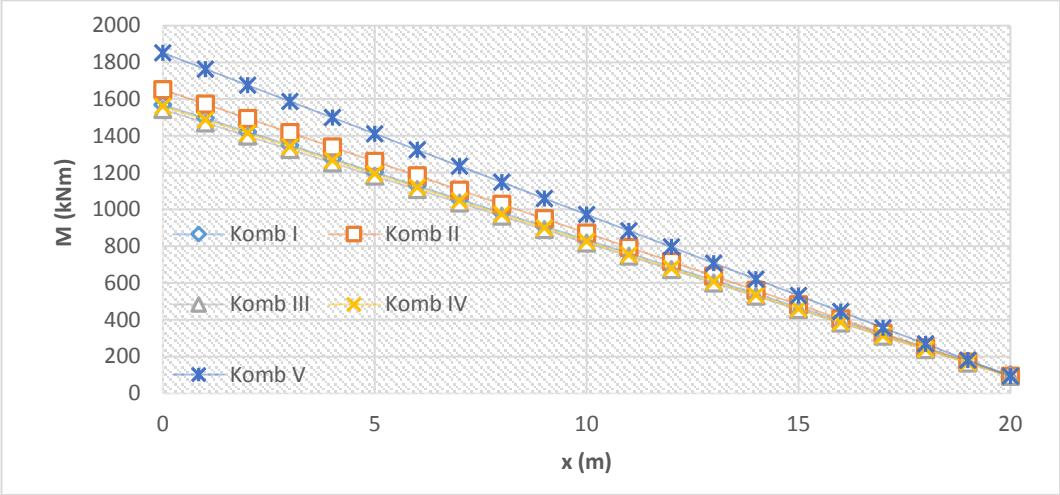
Tabel 5.14 Kombinasi Gaya Geser pada Balok Prategang

Jarak	Gaya Pada Balok Prategang Akibat Beban								Komb I	Komb II	Komb III	Komb IV	Komb V
	W balok	W sendri	W tambh	Lajur "D"	Rem	Pejalan	Angin	Gempa	MS+MA+	MS+MA+	MS+MA+	MS+MA+	MS+MA+
x		MS	MA	TD	TB	TP	EW	EQ	TD+TB+EW	TD+TP	MD	TD+EW	TD+EQ
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.00	652.71	924.67	100.96	517.86	8.04	107.60	14.81	307.69	1569.04	1651.09	1543.49	1561.00	1851.17
1.00	620.07	878.44	95.91	496.60	8.04	102.22	14.07	292.30	1495.62	1573.16	1470.94	1487.58	1763.25
2.00	587.43	832.20	90.86	475.34	8.04	96.84	13.33	276.92	1422.20	1495.24	1398.40	1414.16	1675.32
3.00	554.80	785.97	85.81	454.07	8.04	91.46	12.59	261.53	1348.78	1417.32	1325.86	1340.74	1587.39
4.00	522.16	739.74	80.77	432.81	8.04	86.08	11.85	246.15	1275.36	1339.39	1253.31	1267.33	1499.46
5.00	489.53	693.50	75.72	411.55	8.04	80.70	11.11	230.77	1201.94	1261.47	1180.77	1193.91	1411.53
6.00	456.89	647.27	70.67	390.29	8.04	75.32	10.37	215.38	1128.52	1183.54	1108.22	1120.49	1323.61
7.00	424.26	601.04	65.62	369.02	8.04	69.94	9.63	200.00	1055.10	1105.62	1035.68	1047.07	1235.68
8.00	391.62	554.80	60.57	347.76	8.04	64.56	8.89	184.61	981.68	1027.70	963.14	973.65	1147.75
9.00	358.99	508.57	55.53	326.50	8.04	59.18	8.15	169.23	908.26	949.77	890.59	900.23	1059.82
10.00	326.35	462.33	50.48	305.24	8.04	53.80	7.41	153.84	834.84	871.85	818.05	826.81	971.89
11.00	293.72	416.10	45.43	283.97	8.04	48.42	6.67	138.46	761.42	793.92	745.50	753.39	883.96
12.00	261.08	369.87	40.38	262.71	8.04	43.04	5.92	123.08	688.00	716.00	672.96	679.97	796.04
13.00	228.45	323.63	35.33	241.45	8.04	37.66	5.18	107.69	614.58	638.08	600.42	606.55	708.11
14.00	195.81	277.40	30.29	220.19	8.04	32.28	4.44	92.31	541.16	560.15	527.87	533.13	620.18
15.00	163.18	231.17	25.24	198.92	8.04	26.90	3.70	76.92	467.74	482.23	455.33	459.71	532.25
16.00	130.54	184.93	20.19	177.66	8.04	21.52	2.96	61.54	394.33	404.31	382.79	386.29	444.32
17.00	97.91	138.70	15.14	156.40	8.04	16.14	2.22	46.15	320.91	326.38	310.24	312.87	356.39
18.00	65.27	92.47	10.10	135.14	8.04	10.76	1.48	30.77	247.49	248.46	237.70	239.45	268.47
19.00	32.64	46.23	5.05	113.87	8.04	5.38	0.74	15.38	174.07	170.53	165.15	166.03	180.54
20.00	0.00	0.00	0.00	92.61	8.04	0.00	0.00	0.00	100.65	92.61	92.61	92.61	92.61

149



Gambar 5.23 Diagram Momen (*Bending Momen Diagram*) Beton Prategang



Gambar 5.24 Diagram Geser (*Shearing Force Diagram*) Beton Prategang

5.4.3 Perhitungan Gaya Prategang, Eksentrisitas dan Jumlah Tandon

Pada dasarnya baik pada sistem pratarik maupun paskatarik, pola tegangan umumnya ditinjaun atau diperiksa pada dua keadaan yang berbeda, (Sumber : Beton Prategang Suatu Pendekatan Dasar, Edisi 2) yaitu:

1. Kondisi Awal (*Transfer*)
2. Kondisi Layan/Akhir (*Service*)

Penetapan batasan-batasan tegangan ijin yang terjadi pada beton prategang:

Mutu beton balok prategang K-600, setara dengan f'c = 49,8 MPa

Saat transfer umur beton baru 14 hari sehingga kekuatan beton baru mencapai 80%, maka: f'_{ci} = 80% . f'c = 0,80 . 49,8 = 39,84 MPa.

Tegangan ijin beton:

Saat transfer, (Sumber: RSNIT-12-2004 Pasal 4.4.1.2.2 ; Pasal 4.4.1.2.4)

Serat tekan : f_{ci} = 0,60 . f'_{ci} = 0,60 . 39,84 = 23,90 MPa

Serat tarik : f_{ti} = 0,50 . $\sqrt{f'_{ci}}$ = 0,50 . $\sqrt{39,84}$ = 3,16 MPa

Saat layan, (Sumber: RSNIT-12-2004 Pasal 4.4.1.2.1 ; Pasal 4.4.1.2.3)

Serat tekan : f_{cs} = 0,45 . f'_{c} = 0,45 . 49,80 = 22,41 MPa

Serat tarik : f_{ti} = 0,50 . $\sqrt{f'_{c}}$ = 0,50 . $\sqrt{49,80}$ = 3,53 MPa

1. Gaya Prategang Awal dan Eksentrisitas

   Menghitung gaya prategang awal ditunjau pada kondisi transfer yaitu pemeriksaan tegangan saat pemberian gaya prategang (penarikan tendon pada sistem paskatarik, pemotongan tendon pada sistem pratarik).

   Section properties penampang *U Girder* seperti dibawah ini:

   Luas penampang netto U Girder, A = 1,2798 m^2

   Tahanan momen atas, St = 0,4432 m^3

   Tahanan momen bawah, Sb = 0,4841 m^3

   Jarak titik berat U Girder terhadap sisi bawah yb = 1,012 m

   Jarak pusat berat tendon terhadap sisi bawah U Girder, Z0 = 0,21875 m

   Eksentrisitas tendon, $e_s = y_b - Z_0$

   e_s = 0,6654 m

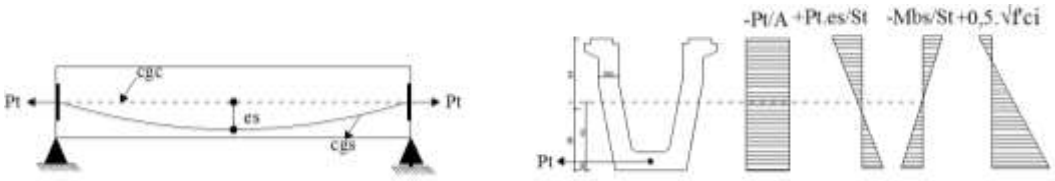
   Momen akibat berat sendiri balok, M_{bs} =6527,052 kNm

   Digunakan kabel yang terdiri dari beberapa kawat baja untaian "*Strands cable*" standar VSL, dengan data pada Tabel 5.15.

Tabel 5.15 Data *Strands Cable*

Data Strands Cable -Standar Vsl				
Jenis Strands		*Uncoated 7 Wire Super Strands Astm A-416 Grade 270*		
Tegangan Leleh Strands	Fpy=	1581000	kPa	
Kuat Tarik Strands	Fpu=	1860000	kPa	
Diameter Nominal Strands		12.7	Mm	(1/2")
Luas Tampang Nominal Satu Strands	Ast =	126.68	mm²	
Beban Putus Minimal Satu Strands	Pbs=	187.32	kN	(100% Uts Atau 100% Beban Putus)
Jumlah Kawat Untaian (Strands Cable)		19		Kawat Untaian Tiap Tendon
Diameter Selubung Ideal		84	mm	
Luas Tampang Strands		0.00013	m²	
Beban Putus Satu Tendon	Pb1=	3559.08	kN	(100% Uts Atau 100% Beban Putus)
Modulus Elastis Strands	Es =	1.93e+08	kPa	
Tipe Dongkrak		Vsl 19		

Perhitungan besar gaya prategang awal dihitung dengan persamaan tegangan di kondisi saat transfer.



Gambar 5.25 Gaya Prategang Awal dan Eksentresitas Tendon di Tengah Bentang

Tegangan pada serat atas,

$$0{,}5.\sqrt{f'_{ci}} = -\frac{P_t}{A} + \frac{P_t.e_s}{s_t} - \frac{M_{bs}}{s_t}$$

$$3{,}15595 = -\frac{P_t}{1{,}2798.10^6} + \frac{P_t.0{,}6654.10^2}{0{,}4431.10^9} - \frac{6527{,}0520.10^6}{0{,}4431.10^9}$$

$$P_t = 24836{,}6145 \text{ kN}$$

Tegangan pada serat bawah,

$$-0{,}6 \cdot f_{ci} = -\frac{P_t}{A} - \frac{P_t.e_s}{s_b} + \frac{M_{bs}}{s_b}$$

$$-23{,}904 = -\frac{P_t}{1{,}2798.10^6} - \frac{P_t.0{,}6654.10^2}{0{,}4841.10^9} + \frac{6527.0520.10^6}{0{,}4841.10^9}$$

P_t = 17342,2439 kN

Diambil nilai terkecil, P_t = 17342,2439 kN

2. Jumlah Tendon dan Jumlah *Strands*

Perhitungan jumlah tendon yang diperlukan dan jumlah *strands* dalam masing-masing tendon dihitung dengan langkah sebagai berikut.

Gaya prategang awal, P_t = 17342,2439 kN

Beban putus satu tendon, P_{b1} = 3490,3 kN

Beban putus minimal satu strands, P_{bs} = 183,7 kN

Gaya prategang saat *jacking*,

Persamaan 1 ; $P_j = P_{t1} / 0{,}85$

Persamaan 3 ; $P_j = 0{,}80 \cdot P_{b1} \cdot n_t$

Dari persamaan (1) dan (2) diperoleh jumlah tendon yang diperlukan.

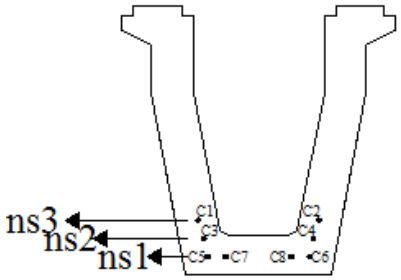
Jumlah tendon,

$$n_t = \frac{P_t}{0{,}85 \cdot 0{,}8 \cdot P_{b1}} = \frac{17342{,}2439}{0{,}85 \cdot 0{,}8 \cdot 3490{,}3} = 7{,}3069 \approx 8 \text{ tendon}$$

Jumlah *strand* kabel,

$$n_S = \frac{P_t}{0{,}85 \cdot 0{,}8 \cdot P_{bs}} = \frac{17342{,}2439}{0{,}85 \cdot 0{,}8 \cdot 183{,}7} = 138{,}8312 \approx 152 \text{ strands}$$

Posisi baris tendon ditengah bentang dapat ditentukan seperti pada Gambar 5.26 berikut.



Gambar 5.26 Susunan baris tendon ditengah bentang

Rekap jumlah *strands* pada *U-Girder* dapat dilihat pada Tabel 5.16 berikut.

Tabel 5.16 Jumlah *Strands* pada *U-Girder* Prategang di posisi Tengah Bentang

Tendon Baris Ke-1	nt1=	4	Tendon	19	Strands=	76	Strands
Tendon Baris Ke-3	nt2=	2	Tendon	19	Strands=	38	Strands
Tendon Baris Ke-2	nt3=	2	Tendon	19	Strands=	38	Strands
nt =		8	Tendon	ΣStrands	Ns =	152	Strands

Persentase tegangan leleh yang timbul pada baja (% *jacking force*):

$$P_o = \frac{P_t}{0{,}85 \,.\, n_s \,.\, P_{bs}} = \frac{17342.2439}{0{,}85 \,.\, 152 \,.\, 183{,}7} = 73{,}0691 \ \% \ < 80\% \text{ OK}$$

Gaya prategang (aktual) yang terjadi akibat *jacking*:

$P_j = P_o \,.\, (n_s \,.\, P_{b1}) = 73.0691 \,.\, (\, 152 \,.\, 3490{,}3 \,) = 20402{,}6398$ kN

Diperkirakan kehilangan tegangan (loss of prestress) sebesar 30%,

$P_{eff} = (100\% - 30\%) \,.\, P_j = 70\% \,.\, 20402{,}6398 = 14281{,}85$ kN

Luas baja prategang yang digunakan

$Aps = ns \,.\, Ast = 152 \,.\, 126{,}68 = 19254{,}9$ mm^2

Tegangan baja prategang saat *jacking*,

$$f_{pj} = \frac{P_j}{A_{ps}} = \frac{20402{,}6398}{19254{,}9 \,.\, 10^{-6}} = 1059608{,}547 \text{ kPa}$$

Berdasarkan SNIT-12-2004 pasal 4.4.3.2.2, tegangan tarik beton prategang akibat *jacking* (f_{pj}) tidak boleh melebihi:

$f_{pj} = 1059608{,}547$ kPa $< 0{,}85$ fpu $= 0{,}85 \,.\, 1860000 = 1581000$ kPa

$f_{pj} = 1059608{,}547$ kPa $< 0{,}94$ fpy $= 0{,}94 \,.\, 1581000 = 1486140$ kPa

Tegangan baja prategang pada kondisi transfer tidak melampaui nilai maksimum yang direkomendasikan oleh *fabricator* pembuat tendon prategang, sehingga aman untuk digunakan.

Jumlah *strands* dalam satu garis memanjang, n = 7 baris

Diameter tendon,

D_{tendon} = n_{baris} . D_{strand}

= 7 . 0,0127

= 0,0889 m < tebal sayap *U-Girder* = 0,29 m

Maka diameter tendon dapat digunakan.

5.4.4 Tendon

1. Daerah Aman Tendon

   Perencanaan tata letak dilakukan dengan peninjauan pada tengah bentang, seperempat bentang, dan ujung bentang balok prategang.

   Momen pada titik peninjauan

   a. Tengah bentang : $M = \frac{1}{8}. w . L^2$

   b. Seperempat bentang : $M = \left(\frac{1}{2}. w . L\right). \frac{L}{4} - \left(w. \frac{L}{4}. \frac{L}{8}\right) = \frac{3}{32} . w . L^2$

   c. Pada ujung balok (tumpuan) : $M = 0$

      Berikut adalah perhitungan momen di tengah bentang, dengan panjang bentang adalah 40 m.

      a. Momen akibat berat sendiri balok

      Berat sendiri balok, (WG) = 32,64 kN/m

      $M_G = \frac{1}{8}. w_G . L^2 = \frac{1}{8}. 32{,}64 . 40^2$ = 6527,052 kNm

      b. Momen akibat beban mati *U-Girder*

      Berat mati tambahan, (MA) = 5,0478 kN/m

      $M_{MA} = \frac{1}{8}. Q_{MA} . L^2 = \frac{1}{8}. 5{,}0478 . 40^2$ = 1009,5695 kNm

      c. Momen akibat beban hidup lalu lintas

      Beban hidup, (TD) : Q_{TD} = 21,2625 kN/m

P_{TD} = 185,22 kN

$M_{MA} = \frac{1}{8}. Q_{TD} . L^2 + \frac{1}{4}. P_{TD}. L$

$= \frac{1}{8}. 21{,}0838 . 40^2 + \frac{1}{4}. 185{,}22. 40 = 6104{,}7$ kNm

Untuk hasil perhitungan momen pada titik tinjau lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.17 berikut ini.

Tabel 5. 17 Perhitungan Momen pada Titik Tinjau

Beban (kN/m)	Momen Pada (kNm)		
	Tengah	Seperempat	Ujung
Berat gelagar (MG)	6527.052	4895.289	0
Beban mati (MD)	1009.569	757.176	0
Beban hidup (ML)	6104.700	5041.575	0
M_0 = MG + 50%.MD =	7031.836	5273.877	0
MT = MG + MD + ML =	13641.321	10694.040	0

Tendon dalam menahan momen pada balok prategang perlu batas *kern* untuk posisi layout tendon ditumpuan. Untuk menghitung batas *kern* tendon dapat digunakan dengan langkah-langkah berikut ini.

Gaya prategang awal, Po = 17342,2439003 kN

Kehilangan gaya prategang (*LOF*) untuk paskatarik diperkirakan sebesar 30%, maka rasio kehilangan gaya prategang (*R*) = 1 – *LOF* = 100% - 30% = 70%.

Maka gaya prategang efektif

$P_{eff} = R . P_o$ = 70% . 17342,2439003 = 12139,5707 kN

Luas penampang *U Girder* prategang, *A* = 1,2798 m^2

Inersia balok prategang , *Ix* = 0,4280 m^4

Radius girasi, $r^2 = \frac{I}{A_c} = \frac{0{,}4280}{1{,}2798}$ = 0,3345 m

Batas *Kern* atas: $k_t = \frac{r^2}{y_b} = \frac{0{,}3345}{0{,}8841} = 0{,}3782$ m

Batas *Kern* bawah: $k_b = \frac{r^2}{y_a} = \frac{0{,}3345}{0{,}9659} = 0{,}3462$ m

a. Batas bawah letak tendon

$$a_{\min} = \frac{M_o}{P_o} \text{ dan } e_b = a_{\min} + k_b$$

Diasumsikan beban mati telah bekerja 50% saat transfer, maka:

M_o = 6527,052 kNm

Jika diperkenankan terjadi tegangan tarik pada beton saat transfer, maka lebar daerah tendon bertambah besar:

$$e_b' = \frac{f_{ti}.A_c.k_b}{P_0} \text{ dan } e_{b1} = e_b + e_b' = a_{\min} + k_b + e_b'$$

Untuk batas bawah letak tendon di bagian tengah bentang,

$$a_{\min} = \frac{M_o}{P_0} = \frac{6527{,}052}{17342{,}2439} = 0{,}3764 \text{ m}$$

dan $e_b = a_{\min} + k_b = 0{,}3764 + 0{,}3462 = 0{,}7227$ m

Pertambahan lebar daerah tendon jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik:

$$e_b' = \frac{f_{ti}.A.k_b}{P_o} = \frac{3155{,}95\ .1{,}2798\ .0{,}3764}{17342{,}2439} = 0{,}0806 \text{ m}$$

$e_{b1} = e_b + e_b' = a_{\min} + k_b + e_b' = 0{,}3764 + 0{,}3462 + 0{,}0806 = 0{,}8033$ m

Untuk hasil selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.18 berikut.

Tabel 5.18 Batas Bawah Letak Tendon

Bagian Penampang	Panjang	Tidak Terjadi Tarik		Terjadi Tarik	
	(m)	a_{min} (m)	e_b (m)	$e_{b'}$ (m)	e_{b1} (m)
Tengah bentang	20.00	0.3764	0.7227	0.0806	0.8033
Seperempat bentang	10	0.3041	0.6504	0.0806	0.7310
Ujung	0	0.0000	0.3463	0.0806	0.4269

b. Batas atas letak tendon

$$a_{\max} = \frac{M_T}{P_{eff}} \text{ dan } e_t = a_{\max} - k_t$$

Diasumsikan beban mati telah bekerja secara keseluruhan, maka

M_T = 13641,3205 kNm

Jika diperkenankan terjadi tegangan tarik pada beton saat layan, maka lebar daerah tendon bertambah sebesar:

$$e_t' = \frac{f_{ts}.A_c.k_t}{P_{eff}} \text{ dan } e_{t1} = e_t - e_t' = a_{\max} - k_t + e_t'$$

Untuk atas bawah letak tendon di bagian tengah bentang,

$$a_{\max} = \frac{M_T}{P_{eff}} = \frac{13641,3205}{12139.5707} = 1,1237 \text{ m}$$

dan $e_t = a_{\max} - k_t$ = 1,1237 – 0,3782 = 0,7454 m

Pertambahan lebar daerah tendon jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik:

$$e_t' = \frac{f_{ts}.A_c.k_t}{P_{eff}} = \frac{3528,46 \,.\, 1,2798 \,.\, 0,3782}{12139.5707} = 0,1288 \text{ m}$$

$e_{t1} = e_t - e_t' = a_{\max} - k_t - e_t'$ = 1,1237 – 0,3782 – 0,1288 = 0,6166 m

Untuk hasil selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.19 berikut.

Tabel 5.19 Batas Atas Letak Tendon

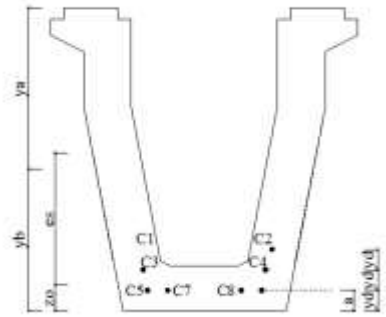
Bagian Penampang	Panjang	Tidak Terjadi Tarik		Terjadi Tarik	
	(m)	a_{min} (m)	e_t (m)	$e_{t'}$ (m)	e_{b1} (m)
Tengah bentang	20	1.1237	0.7454	0.1288	0.6166
Seperempat bentang	10	0.8809	0.5026	0.0902	0.4125
Ujung	0	0.0000	-0.3783	0.0902	-0.4685

1. Tata Letak Posisi Tendon (*Lay Out Tendon*)

   Perencanaan tata letak tendon dilakukan dengan peninjauan pada tengah bentang (lihat Gambar 5.27) dan pada ujung balok atau pada tumpuan (lihat Gambar 5.28).

   a. Posisi Tendon di Tengah Bentang

   Posisi tendon pada tengah bentang dapat dilihat pada Gambar 5.27 berikut.



Gambar 5.27 Posisi Tendon Di Tengah Bentang

Ditetapkan jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-1, a = 0,125 m

Eksentrisitas, es = 0,6654 m

Jarak titik berat tendon terhadap alas balok,

zo = yb – es = 0,8841 – 0,6654 = 0,2188 m

momen statis tendon terhadap alas,

ns . zo = n1 . a + n2 . (a + yd)

Jarak vertikal antara as ke as tendon,

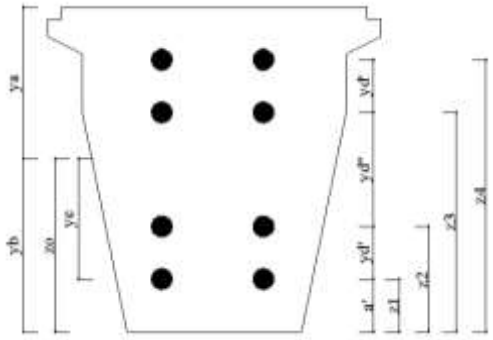
yd = ns . (z0-a) / n2 = 152 . (0,2188 – 0,125) / 19 = 0,75 m , yd = 0,125 m

jarak bersih vertikal antara selubung tendon, yd – dt = 0,125 – 0,084

= 0,041m > 0,025 m

a. Posisi Tendon di Tumpuan

   Posisi tendon pada tumpuan/ujung bentang dapat dilihat pada Gambar 5.28 berikut.



Gambar 5.28 Posisi Tendon Di Tumpuan

Berdasarkan Gambar 5.28 dijelaskan bahwa posisi tendon dengan jarak antar antar tendon adalah yd' dan yd'', dengan nilai *a'* yang ditetapkan. Tiap baris tendon memiliki jumlah strands seperti pada Tabel 5.20 berikut ini,

Tabel 5.20 Jumlah Strands pada Tiap Posisi Tendon di Tumpuan

Jumlah Tendon Baris Ke-1	n1=	2 Tendon	19 Strands=	38	Strands
Jumlah Tendon Baris Ke-2	n2=	2 Tendon	19 Strands =	38	Strands
Jumlah Tendon Baris Ke-3	n3=	2 Tendon	19 Strands =	38	Strands
Jumlah Tendon Baris Ke-4	n4=	2 Tendon	19 Strands =	38	Strands

Σ Strands, ns = 152 Strands

Jarak untuk masing-masing tendon di tumpuan dan jarak antara titik pusat balok ke as tendon dapat dihitung dengan langkah sebagai berikut,

Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-4, a' = 0,3 m

Letak titik berat penampang balok terhadap alas, y_b = 0,8841 m

Momen statis tendon terhadap alas,

Σni. yd' = ns . ye

ye / yd = (Σni. yd'/yd')/ns

baris 1 = n1 . yd' = 38 . 0 = 0

baris 2 = n2 . yd' = 38 . 1 = 19

baris 3 = n3 . yd'' = 38 . 3,1667 = 120,333

baris 4 = n4 . yd' = 38 . 4,1667 = 158,333

Σni . yd' / yd = 316,667

ye / yd = (Σni. yd'/yd')/ns = 316,667 / 152 = 2,083

jarak antara titik pusat berat balok ke as tendon ke-4

ye = yb – a’ = 0,8841 – 0,3 = 0,58415 m

jarak vertikal antara as ke as tendon,

yd‘ = 0,3 m

yd’’ = 0,65 m

eksentrisitas, *zo = a’ + ye = yb* = 0,3 + 0,58415 = 0,8841 m

b. Eksentrisitas masing-masing tendon

Eksentrisitas tendon adalah nilai perbedaan elevasi tendon tumpuan dengan lapangan. Terlebih dahulu nilai elevasi untuk masing-masing tendon baik ditumpuan maupun dilapangan dihitung dengan langkah sebagai berikut,

1) Tumpuan dengan posisi tendon *X* = 0,00 m

Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-4, *a’* = 0,3 m

Baris 1 : z1’ = a’ + 2.yd’+ yd’’ = 0,35+2.0,3+0,65 = 1,55 m

Baris 2 : z2’ = a’ + yd’ + yd’’ = 0,35+0,3+0,65 = 1,25 m

Baris 3 : z3’ = a’ + yd’ = 0,3 – 1.0,3 = 0,60 m

Baris 4 : z4’ = a’ = 0,3 = 0,30 m

2) Lapangan dengan posisi tendon *X* = 20,4 m

Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-4, *a’* = 0,125 m

Baris 1 : *z*1 = *a* + 3.yd = 0,125 + 2. 0,125 = 0,375 m

Baris 2 : *z*2 = *a* + yd = 0,125 + 1. 0,125 = 0,250 m

Baris 3 : *z*3 = *a* = 0,125 = 0,125 m

Baris 4 : *z*4 = *a* = 0,125 = 0,125 m

3) Eksentrisitas tiap tendon

Baris 1 : *z*1’ – *z*1 = 1,55 – 0,375 = 1,175 m

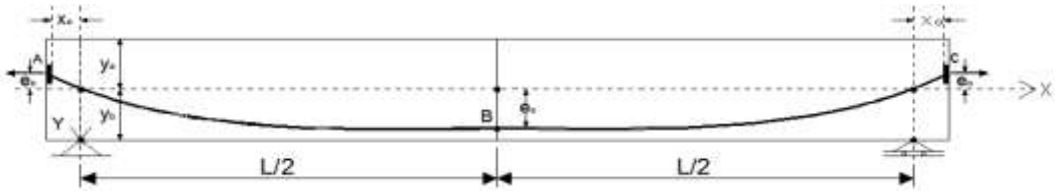
Baris 2 : *z*2’ – *z*2 = 1,25 – 0,250 = 1,000 m

Baris 3 : *z*3’ – *z*3 = 0,60 – 0,125 = 0,475 m

Baris 4 : *z*4’ – *z*4 = 0,30 – 0,125 = 0,175 m

c. Lintasan Tendon

Lintasan inti tendon pada penampang P*CU-Girder* dapat dilihat pada Gambar 5.29 berikut ini.



Gambar 5.29 Lintasan Inti Tendon

Panjang *PCU-Girder*, L = 40 m

Eksentrisitas, e_s = 0,6654 m

Persamaan lintasan tendon $Y = 4 \,.\, f \,.\, \frac{X}{L^2} \,.\, (L - X)$ dengan $f = e_s$, untuk

hasil perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.21 berikut ini.

Tabel 5.21 Perhitungan Lintasan Tendon

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
-0.25	-0.017	8.16	0.432	17.34	0.654	26.52	0.595	35.70	0.255
0.00	0.000	9.18	0.471	18.36	0.661	27.54	0.571	36.72	0.200
1.02	0.066	10.20	0.506	19.38	0.665	28.56	0.544	37.74	0.142
2.04	0.129	11.22	0.537	20.40	0.665	29.58	0.513	38.76	0.080
3.06	0.188	12.24	0.565	21.42	0.662	30.60	0.478	39.78	0.015
4.08	0.244	13.26	0.590	22.44	0.655	31.62	0.441	40.80	-0.054
5.10	0.296	14.28	0.611	23.46	0.645	32.64	0.400	0.25	0.017
6.12	0.345	15.30	0.629	24.48	0.632	33.66	0.355		
7.14	0.390	16.32	0.643	25.50	0.615	34.68	0.307		

x_0 = 0,250 m

e_0 = 0,017 m

Jarak AB = jarak BC = $\frac{L}{2} + x_0 = \frac{40}{2} + 0{,}250 = 20{,}25$ m

$e_s + e_0$ = 0,6653 + 0,016 = 0,682 m

$\alpha AB = \alpha BC = \frac{2.(e_s + e_0)}{\left(\frac{L}{2} + x_0\right)} = \frac{2.(0{,}682 + 0{,}016)}{(20{,}25)} = 0{,}067$ rad

d. Sudut angkur

Persamaan lintasan tendon, $Y = 4\,.\,f\,.\,\frac{X}{L^2}\,.\,(L - X)$

$\frac{dy}{dx} = 4\,.\,f_i\,.\left(\frac{L - 2X}{L}\right)$

Untuk X = 0 (posisi angkur di tumpuan), maka $\frac{dy}{dx} = \frac{4.f_i}{L}$

Persamaan sudut angkur, α = ATAN (dy/dx). Hasil dari perhitungan sudut angkur dapat dilihat pada Tabel 5.22 berikut ini.

Tabel 5.22 Sudut Angkur

No Tendon	Jumlah Strands	Diameter Selubung	fi (m)	dy/dx	Sudut angkur			
1	38	84	1.175	0.1175	a1 =	0.11696	rad =	6.702 °
2	38	84	1.000	0.1000	a2 =	0.09967	rad =	5.711 °
3	38	84	0.475	0.0475	a3 =	0.04746	rad =	2.720 °
4	38	84	0.175	0.0175	a4 =	0.01750	rad =	1.003 °

e. Tata letak kabel tendon

Panjang jembatan, L = 40 m

$f_0 = e_s$ = 0,6654 m dan y_b = 1,0120 m

f_1 = 1,175 m; f_2 = 1 m ; f_3 = 0,475 m ; f_4 = 0,175 m ;

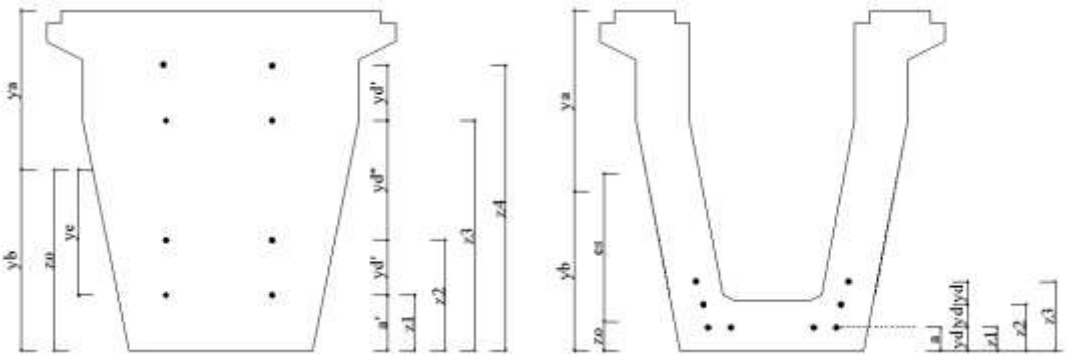
Posisi masing-masing cable:

$z_i = z_i' - 4.f_i.\frac{X}{L^2}.(L - X)$

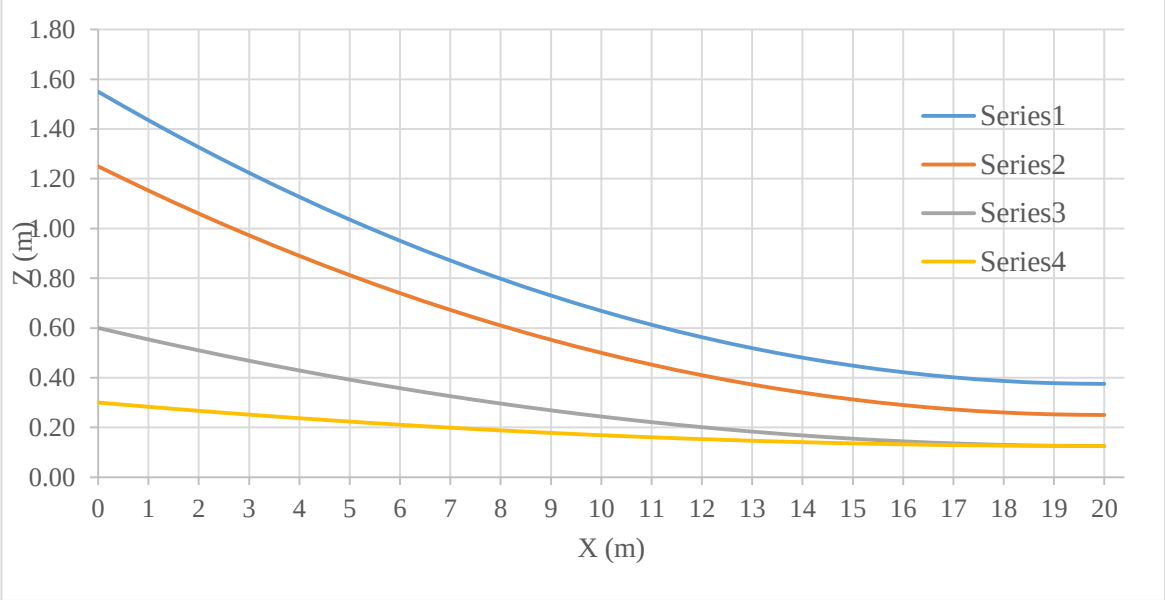
Hasil perhitungan posisi masing-masing kabel dapat dilihat pada Tabel 5.23. Gambar potongan posisi kabel pada jarak 0, 5,1m, 10,2m, 15,3m dan 20,4m (tengah bentang) dapat dilihat pada Gambar 5.29. *Layout* (grafik *trace cable*) yang merupakan lintasan kabel tendon dapat dilihat pada Gambar 5.30.

Tabel 5.23 Tata Letak Kabel Tendon

Jarak X (m)	Trace Zo (m)	posisi masing-masing cable			
		Z1 (m)	Z2 (m)	Z3 (m)	Z4 (m)
0	0.8841	1.5500	1.2500	0.6000	0.3000
5	0.5881	1.0359	0.8125	0.3922	0.2234
10	0.3785	0.6688	0.5000	0.2438	0.1688
15	0.3189	0.4484	0.3125	0.1547	0.1359
20	0.2190	0.3750	0.2500	0.1250	0.1250



Gambar 5.30 Posisi *Trace Cable* Pada Tumpuan dan Tengah Bentang



Gambar 5.31 Grafik *Trace Cable*

5.4.5 Kehilangan Gaya Prategang (*Loss of Prestress*)

Kehilangan gaya prategang dalam tendon untuk setiap waktu harus diambil sebagai jumlah dari kehilangan seketika dan kehilangan yang tergantung waktu, baik dalam jangka pendek maupun jangka panjang. Kehilangan prategang dapat dinyatakan dalam bentuk kehilangan gaya atau kehilangan tegangan didalam tendon.

Pengaruh gaya prategang dibagi menjadi dua yaitu sebelum kehilangan gaya prategang dan sesudah kehilangan gaya prategang. Kehilangan gaya prategang (*loss prestress*) dapat dikelompokan menjadi dua jenis, yaitu:

1. Kehilangan prategang jangka pendek
2. Kehilangan prategang jangka panjang

Tegangan baja saat jacking, f_{pj} = 1059,6085 MPa

1. Kehilangan Prategang Jangka Pendek
   a. Kehilangan Tegangan Akibat Gesekan Angkur (*Anchorage Friction*)

      Kehilangan gaya prategang karena slip angkur pada komponen paskatarik diakibatkan adanya blok-blok pada angkur pada saat gaya pendongkrak disalurkan ke angkur. Panjang tarik masuk berkisar antara 2 – 7 mm.

      Pergeseran angkur, ΔA = 2 mm = 0,002 m

      Modulus elastis baja prategang, Es = 193000 MPa

      Panjang tendon, L = 40 m

      Kehilangan prategang akibat pergeseran angkur:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta A}{L}.Es$$

$$= \frac{0{,}002}{40}.193000 = 9{,}65 \text{ MPa}$$

   b. Kehilangan Tegangan Akibat Gesekan *Cable* (*Jack Friction*)

      Sudut lintasan tendon dari ujung ke tengah:

      $\alpha AB = \alpha BC$ = 0,066 rad

      Perubahan sudut total lintasan tendon,

$$\alpha = \alpha AB + \alpha BC$$

$$= 0{,}067 + 0{,}067 = 0{,}135 \text{ rad}$$

Berdasarkan RSNIT-12-2004 diperoleh:

Koefisien gesek, μ = 0,2

Koefisien Wobble, yaitu friksi yang disebabkan oleh adanya penyimpangan yang tidak sengaja pada penempatan selongsong prategang dari kedudukan yang seharusnya, β = 0,002

Bilangan natural, e = 2,7183

Kehilangan tegangan akibat gesekan:

Untuk Lx = 40 m

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \cdot \left[1 - e^{-(\mu.\alpha)+(\beta.Lx)}\right]$$

$$= 1059{,}6085 \cdot \left[1 - 2{,}7183^{-(0{,}2\,.\,0.135)+(0{,}002\,.\,40)}\right]$$

$$= 57{,}732 \text{ MPa}$$

c. Kehilangan Tegangan Akibat Pemendekan Elastis (*Elastic Shortening*)

Jarak titik berat tendon baja terhadap titik berat *U-Girder, es* = 0,6654 m

Momen inersia tampang *U- Girder*, I_x = 0,42805 m^4

Luas tampang *U- Girder*, A = 1,2798 m^2

Berat jenis beton prategang Wc = 25,5 kN/ m^3

Kuat tekan beton prategang $f'c$ = 49,8 Mpa

Modulus elastis beton *U- Girder* saat transfer

$f'ci$ = 80% $f'c$ = 80% . 49,8 = 39,84 Mpa

Modulus elastis *U- Girder*,saat transfer

$$Eci = 0{,}043.Wc^{1,5}.\sqrt{f'ci}$$

$$= 0{,}043.25{,}5^{1,5}.(39{,}84)^{0,5} = 34949{,}293 \text{ MPa}$$

Modulus elastis baja prategang (*strand*), Es = 193000 MPa

Jumlah total *strands*, n_s = 152 *strands*

Luas tampang tendon prategang, A_{ps} = 19254,8842 mm^2

Momen akibat berat sendiri *U- Girder*, M_{bs} = 6527,05249 kNm

Modulus ratio antara baja prategang dengan *U- Girder*,

$$n = \frac{E_s}{E_{ci}} = \frac{193000}{34949{,}293} = 5{,}522$$

Tegangan baja setelah memperhitungkan *loss of prestresses* akibat pengaruh pengangkuran dan gesekan kabel,

$$f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF}$$

$$= 1059{,}6085 - 9{,}65 - 57{,}732 = 999{,}227 \text{ MPa}$$

Gaya prategang setelah *loss of prestress* akibat friksi,

$$P_i = f_{pi}.A_{ps} = 999{,}227.10^{-3} \cdot 9627{,}4421 = 19105{,}208 \text{ kN}$$

Tegangan beton di pusat berat tendon saat transfer,

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i.e_s^2}{I_x} + \frac{M_{bs}.e_s}{I_x}$$

$$= -\frac{19105{,}208 .10^3}{1{,}2798.10^6} - \frac{19105{,}208.10^3.\left(0{,}6654.10^3\right)^2}{0{,}42805.10^{12}}$$

$$+ \frac{6527.10^6.0{,}6654.10^3}{0{,}42805.10^{12}}$$

$$= -24{,}543 \text{ MPa}$$

Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis,

$$\Delta f_{pES} = n.f_{cs}$$

$$= 5{,}522.\ (-24{,}543)$$

$$= 135{,}536 \text{ MPa}$$

Untuk balok paskatarik dengan 8 tendon yang ditarik 2 tendon setiap penarikan tendon,

$$\Delta f_{pES} = \frac{(2/2)+(1/2)}{4}.135{,}536$$

$$= 50{,}826 \text{ MPa}$$

Tegangan baja prategang setelah transfer,

$$f_{ps} = f_{pj} - \left(\Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES}\right)$$

$$= 1059{,}6085 - (9{,}65 + 57{,}732 + 135{,}536)$$

$$= 941{,}4005 \text{ MPa}$$

Gaya prategang setelah transfer,

$$P_i = A_{ps}.f_{ps}$$

= 19254,8842. 941,4005. 10^{-3} = 18126,5583 kN

2. Kehilangan Prategang Jangka Panjang

a. Kehilangan Tegangan Akibat Pengaruh Rangkak (*Creep*)

Untuk prategang paskatarik ditentukan,

K_{cr} =1,6 – untuk komponen paskatarik

E_s = 193000 MPa

E_c = 45119,3 MPa

Rasio modulus, $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{193000}{39074,5}$ = 4,9392

Tegangan tendon dipusat berat beton,

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i.e_s^{\,2}}{I_x} + \frac{M_{bs}.e_s}{I_x}$$

$$= -\frac{18126,5583.10^3}{1,2798.10^6} - \frac{18126,5583.10^3.\left(0,6654.10^3\right)^2}{0,42805.10^{12}} + \frac{6527,0520.10^6.0,6654.10^3}{0,42805.10^{12}}$$

= – 22,7665 MPa

Momen akibat beban tambahan, M_D =1009,5685 kNm

Tegangan beton di pusat berat tendon saat transfer,

$$f_{csd} = \frac{M_D.e_s}{I_x}$$

$$= \frac{1009,5685.10^6.0,6654.10^3}{0,42805.10^{12}}$$

= 1,5693 MPa

Kehilangan prategang akibat pengaruh rangkak,

$$\Delta f_{pCR} = n.K_{cr}.\left(f_{cs} - f_{csd}\right)$$

= 4,9392 . 1,6 . (-22,7872 – 1,5693)

= 167,5159 MPa

Peningkatan tegangan tarik akibat beban mati tambahan saat *toping*,

$$\Delta f_{pSD} = n.f_{csd}$$

= 4,9392 . 1,5693= 7,7515 MPa

b. Kehilangan Tegangan Akibat Pengaruh Susut (*Shringkage*)

Kehilangan prategang akibat susut dengan menggunakan metode perawatan basah selama 7 hari.

t = 30 hari

E_{ps} = 193000 MPa

Regangan susut *ultimate* E_{SHu} = 800.10^{-6}

$$E_{SH},t = \frac{t}{(t+35)}.E_{SHu}$$

$$= \frac{30}{(30+35)}.800.10^{-6} = 3{,}69.10^{-4}$$

Kehilangan prategang akibat pengaruh susut,

$$\Delta f_{pSH} = E_{SH},t.E_{ps}$$

= 3,69.10^{-4} . 193000

= 71,262 MPa

c. Kehilangan Tegangan Akibat Relaksasi Tendon (*Relaxation of Tendon*)

Relaksasi tendon mengalami tegangan tarik dalam waktu yang cukup lama,

Kuat tarik tendon, $f_{pu} = 1860$ MPa

Kuat leleh tendon, $f_{py} = 0{,}85 \; . \; f_{pu} = 0{,}85 \; . \; 1860 = 1581$ MPa

Tegangan baja prategang setelah transfer, $f_{ps} = 941{,}4005$ MPa

Diperhitungakan tegangan tendon 3 bulan setelah transfer

t_1 = 1 hari

t_2 = 1 bulan = 30 hari = 720 jam

Kehilangan prategang akibat *relaxation of tendon*:

$$\Delta f_{pR} = f_{ps}.\left(\frac{\log t_2 - \log t_1}{45}\right).\left(\frac{f_{ps}}{f_{py}} - 0{,}55\right)$$

$$\Delta f_{pR} = 941{,}4005.\left(\frac{\log 720 - \log 1}{45}\right).\left(\frac{941{,}4005}{1581} - 0{,}55\right)$$

= 2,7165 MPa

Total kehilangan gaya prategang dapat dilihat pada rekap Tabel 5.24 berikut ini.

Tabel 5.24 Total Kehilangan Gaya Prategang

No	Level Tegangan	Tegangan Baja (Mpa)	Persentase (%)
	Setelah Penegangan	1059.6085	100%
	Kehilangan tegangan :		
1	Pergeseran angkur (*anchorage friction*)	9.6500	0.911%
2	Gesekan kabel (*jack friction*)	57.7320	5.448%
3	Perpendekan elastis beton (*elastic shortening*)	50.8261	4.797%
4	Rangkak beton (*creep*)	167.5180	15.809%
5	Susut beton (*shringkage*)	71.2615	6.725%
6	Relaksasi tendon (*relaxation of tendon*)	2.7166	0.256%
	Beban mati tambahan :		
1	Beban mati tambahan topping	7.7516	0.732%
Tegangan Akhir (f_{pe})		808.6111	66,785%
Kehilangan Tegangan Total (*loss of prestress*)			33,215 %

Jadi total kehilangan tegangan akhir/tegangan efektif,

f_{eff} = 707,6560 MPa

Gaya efektif di tengah bentang balok:

$P_{eff\backslash} = A_{ps} \cdot f_{eff}$

= 19254,8842 . 707,6560.10^{-3} = 13625,8354 kN

5.4.6 Tegangan yang Terjadi pada Penampang Balok

Menurut RSNIT-12-2004, Tegangan beton pada kondisi saat transfer dan kondisi layan (setelah memperhitungkan semua kehilangan tegangan) tidak boleh melebihi nilai sebagai berikut:

Saat transfer, (Sumber; RSNIT-12-2004 Pasal 4.4.1.2.2, Pasal 4.4.1.2.4)

Serat tekan : f_{ci} = 0,6 . $f'ci$ = 0,60 . 39,84 = 23,904 MPa

Serat tarik : f_{ti} = 0,5 . $\sqrt{f'ci}$ = 0,50 . $\sqrt{39,84}$ = 3,1559 MPa

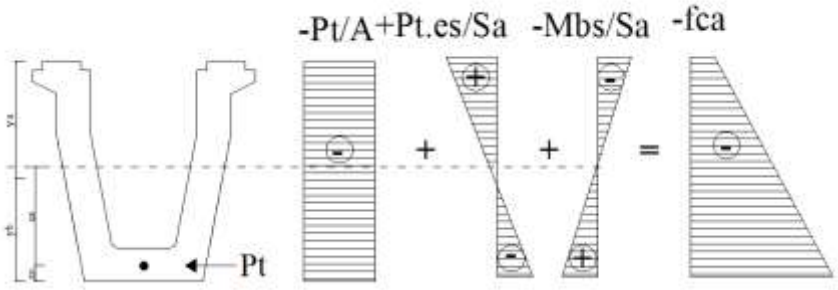
Saat layan, (Sumber: RSNIT-12-2004 Pasal 4.4.1.2.1, Pasal 4.4.1.2.3)

Serat tekan : f_{cs} = 0,45 . $f'c$ = 0,45 . 49,8 = 22,41 MPa

Serat tarik : f_{ts} = 0,5 . $\sqrt{f'c}$ = 0,50 . $\sqrt{49,8}$ = 3,5284 MPa

1. Keadaan Awal (*Transfer*)

Pada keadaan awal ini merupakan proses penyaluran tegangan dalam tendon prategang melalui lekatan beton dengan sistem *jack* atau angkur untuk sistem pasca tarik pada komponen struktur beton, maka pada saat transfer digunakan penampang netto (Lihat Gambar 5.32).



Gambar 5.32 Tegangan Saat *Transfer*

Perhitungan tegangan untuk serat atas dan serat bawah pada balok prategang diperlukan properties balok prategang seperti dibawah ini,

Gaya prategang awal, Pt = 17342,2439 kN

Momen pada balok prategang, M_{MS} = 6527,052 kNm

Tahanan momen sisi atas, Sa = 0,4432 m^3

Tahanan momen sisi bawah, Sb = 0,4841 m^3

Luasan penampang *U-Girder*, A = 1,2798 m^2

Eksentrisitas tendon, es = 0,6654 m

Berdasarkan data properties balok prategang diatas, maka dapat dihitung tegangan yang terjadi pada serat atas dan serat bawah dengan langkah berikut ini,

Tegangan yang terjadi pada serat atas,

$$f_{ca} = -\frac{P_t}{A} + \frac{P_t \cdot e_s}{S_a} - \frac{M_{balok}}{S_a}$$

$$= -\frac{17342,24}{1,2798} + \frac{17342,23 \,.\, 0,6654}{0,4432} - \frac{6527,052}{0,4432}$$

$$= -2240,4193 \text{ kPa} = -2,2404 \text{ MPa}$$

Karena f_{ca} = 2,2404 MPa < f_{ci} = 23,904 MPa, maka aman.

Tegangan yang terjadi pada serat bawah,

$$f_{cb} = -\frac{P_t}{A} - \frac{P_t \,.\, e_s}{S_b} + \frac{M_{balok}}{S_b}$$

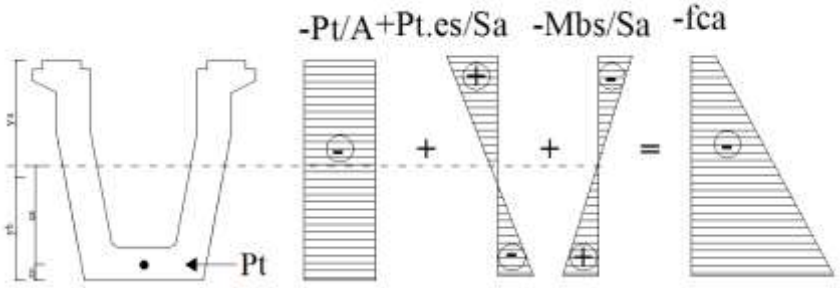
$$= -\frac{17342,24}{1,2798} - \frac{17342,24 \,.\, 0,6654}{0,4841} + \frac{6527,052}{0,4841}$$

$$= -23900 \text{ kPa} = -23,900 \text{ MPa}$$

Karena f_{cb} = 23,900 MPa < f_{ci} = 23,904 MPa, maka aman.

2. Keadaan Akhir (*loss of prestress*)

Pada keadaan akhir gaya prategang yang digunakan adalah gaya prategang akhir setelah kehilangan tegangan (*loss of prestress*). Saat keadaan akhir digunakan penampang netto (Lihat Gambar 5.33).



Gambar 5.33 Tegangan Saat *Loss of Prestress*

Perhitungan tegangan untuk serat atas dan serat bawah pada balok prategang diperlukan properties balok prategang seperti dibawah ini,

Gaya prategang akhir, P_{eff} = 13625,84 kN

Momen pada balok prategang, M_{MS} = 6527,052 kNm

Tahanan momen sisi atas, Sa = 0,4432 m^3

Tahanan momen sisi bawah, Sb = 0,4841 m^3

Luasan penampang *U Girder*, A = 1,2798m^2

Eksentrisitas tendon, es = 0,6654 m

Berdasarkan data properties balok prategang diatas, maka dapat dihitung tegangan yang terjadi pada serat atas dan serat bawah dengan langkah berikut ini,

Tegangan yang terjadi pada serat atas,

$$f_a = -\frac{P_{eff}}{A} + \frac{P_{eff} \cdot e_s}{S_a} - \frac{M_{balok}}{S_a}$$

$$= -\frac{13625,84}{1,2798} + \frac{13625,84 \cdot 0,6654}{0,4432} - \frac{6527,052}{0,4432}$$

$$= -4916,44 \text{ kPa} = -4,9164 \text{ MPa}$$

Karena $f_a = 4,9164$ MPa $< f_{cs} = 22,41$ MPa, maka aman.

Tegangan yang terjadi pada serata bawah,

$$f_b = -\frac{P_{eff}}{A} - \frac{P_{eff} \cdot e_s}{S_b} + \frac{M_{balok}}{S_b}$$

$$= -\frac{13625,84}{1,2798} - \frac{13625,84 \cdot 0,6654}{0,4841} + \frac{6527,052}{0,4841}$$

$$= -15892,3 \text{ kPa} = -15,8923 \text{ MPa}$$

Karena $f_b = 15,8923$ MPa $< f_{cs} = 22,41$ MPa, maka aman.

3. Keadaan Setelah Plat Lantai Selesai Dicor (Beton Muda)

Pada keadaan plat lantai masih bersifat beton muda, akhir gaya prategang yang digunakan adalah gaya prategang akhir setelah kehilangan tegangan.

Perhitungan tegangan untuk serat atas dan serat bawah pada balok prategang diperlukan properties balok prategang seperti dibawah ini,

Gaya prategang akhir, P_{eff} = 13625,84kN

Momen pada balok prategang, M_{MS} = 6527,052 kNm

Momen pada plat, M_{plat} = 1524,806 kNm

Momen balok + Momen Plat = 6527,052+1524,806 =8051,859 kNm

Tahanan momen sisi atas, Sa = 0,4432 m^3

Tahanan momen sisi bawah, Sb = 0,4841 m^3

Luasan penampang *U Girder*, A = 1,2798m^2

Eksentrisitas tendon, es = 0,6654 m

Berdasarkan data properties balok prategang diatas, maka dapat dihitung tegangan yang terjadi pada serat atas dan serat bawah dengan langkah sebagai berikut,

Tegangan yang terjadi pada serat atas,

$$f_a = -\frac{P_{eff}}{A} + \frac{P_{eff} \cdot e_s}{S_a} - \frac{M_{balok+plat}}{S_a}$$

$$= -\frac{13625,84}{1,2798} + \frac{13625,84 \cdot 0,6654}{0,4432} - \frac{8051,859}{0,4432}$$

$$= -8357,05 \text{ kPa} = -8,3570 \text{ MPa}$$

Karena f_a = 8,3570 MPa < f_{cs} = 22,41 MPa, maka aman.

Tegangan yang terjadi pada serata bawah,

$$f_b = -\frac{P_{eff}}{A} - \frac{P_{eff} \cdot e_s}{S_b} + \frac{M_{balok+plat}}{S_b}$$

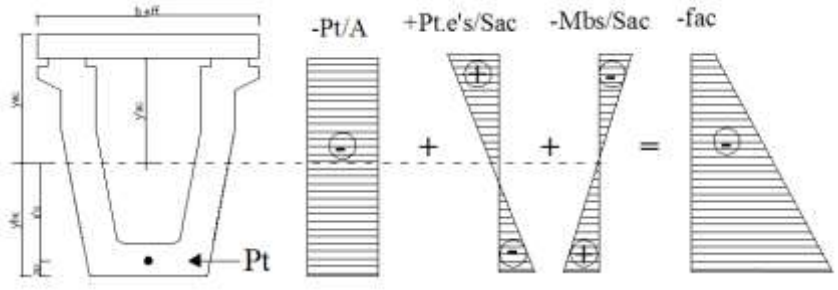
$$= -\frac{13625,84}{1,2798} - \frac{13625,84 \cdot 0,6654}{0,4841} + \frac{8051,859}{0,4841}$$

$$= -12742,7 \text{ kPa} = -12,7427 \text{ MPa}$$

Karena f_b = 12,7427 MPa < f_{cs} = 22,41 MPa, maka aman.

4. Keadaan Setelah Plat dan Balok Menjadi Komposit

Pada kondisi plat lantai dan balok menjadi komposit, gaya prategang yang digunakan adalah gaya prategang akhir setelah kehilangan tegangan. Penampang yang digunakan adalah penampang balok prategang dan penampang plat injak dengan lebar efektifnya dalam keadaan komposit (Lihat Gambar 5.34).



Gambar 5.34 Tegangan Saat Setelah Plat dan Balok Menjadi Komposit

Perhitungan tegangan untuk serat atas dan serat bawah pada balok prategang diperlukan *properties* balok prategang sebagai berikut.

Gaya prategang akhir, P_{eff} = 13625,84kN

Momen balok + Momen Plat = 8377,15 kNm

Tahanan momen sisi atas komposit, Sac = 0,6954 m^3

Tahanan momen sisi atas balok, $S'ac$ = 0,8737 m^3

Tahanan momen sisi bawah komposit, Sbc = 0,6375 m^3

Luasan penampang *U Girder* komposit, Ac = 1,5493 m^2

Eksentrisitas tendon untuk penampang komposit,

$e's = es + (ybc - yb)$ = 0,6654 + (1,0695– 0,9805) = 0,8508 m

Tegangan beton di serat atas plat,

$$f_{ac} = -\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff} \,.\, e'_s}{S_{ac}} - \frac{M_{balok+plat}}{S_{ac}}$$

$$= -\frac{13625,84}{1,5493} + \frac{13625,84 \,.\, 0,8508}{0,6954} - \frac{8051,86}{0,6954}$$

= – 4537,37 kPa = – 4,5373 MPa

Karena f_{ac} = 4,5373 MPa < f_{cs} = 22,41 MPa, maka aman.

Tegangan beton di serat atas balok,

$$f'_{ac} = -\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff} \,.\, e'_s}{S'_{ac}} - \frac{M_{balok+plat}}{S'_{ac}}$$

$$= -\frac{13625,84}{1,5493} + \frac{13625,84 \,.\, 0,8508}{0,8737} - \frac{8051,86}{0,8737}$$

= – 3473,99 kPa = – 3,4739 MPa

Karena f'_{ac} = 3,4739 MPa < f_{cs} = 22,41 MPa, maka aman.

Tegangan beton di serat bawah balok,

$$f_{bc} = -\frac{P_{eff}}{A_c} - \frac{P_{eff} \,.\, e'_s}{S_{bc}} + \frac{M_{balok+plat}}{S_{bc}}$$

$$= -\frac{13625,84}{1,5493} + \frac{13625,84 \,.\, 0,8508}{0,6375} - \frac{8051,86}{0,6375}$$

= – 12092,8 kPa = – 12,0928 MPa

Karena f_{bc} = 12,0928 MPa < f_{cs} = 22,41 MPa, maka aman.

5.4.7 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi Pembebanan

Kombinasi beban umumnya didasarkan kepada beberapa kemungkinan tipe yang berbeda dari aksi yang bekerja secara bersamaan. Untuk itu perlu kontrol terhadap kombinasi pembebanan. Kontrol kombinasi dinyatakan aman apabila tidak lebih dar tegangan izin beton yang disyaratkan. Kombinasi yang digunakan berdasarkan RSNIT-02-*2005* Tabel 40 yang dapat dilihat pada Tabel 5.25 berikut ini.

Tabel 5.25 Kombinasi Pembebanan untuk Kontrol Tegangan

Aksi / Beban	Simbol	KOMBINASI PEMBEBANAN				
		1	2	3	4	5
A. Aksi Permanen						
1.Berat sendiri	MS	√	√	√	√	√
2.Beban Mati Tambahan	MA	√	√	√	√	√
3.Susut dan Rangkak	SR	√	√	√	√	√
4.Prategang	PR	√	√	√	√	√
B. Aksi Transien						
1.Beban Lajur "D"	TD	√	√	√	√	√
2.Gaya Rem	TB	√				
3.Pejalan Kaki	TP		√			
C. Aksi Lingkungan						
1.Beban Angin	EW	√			√	
2.Beban Gempa	EQ					√

Tegangan kerja yang terjadi akibat kombinasi pembebanan ditinjau pada 3 daerah yaitu:

1. Tegangan beton di serat atas plat, (f_{ac})
2. Tegangan beton di serat atas *U-Girder*, (f'_{ac})
3. Teganagn beton di serat bawah *U-Girder*, (f_{bc})

   Mutu beton, = K – 600

   Kuat Tekan Beton, $f'c$ = 49,8 MPa

Tegangan ijin tekan beton, f_{cs} = 0,45 . $f'c$ = 22,41 MPa

Tegangan ijin tarik beton, f_{ts} = 0,5 . $\sqrt{f'c}$ = 3,53 MPa

Berikut adalah rekapitulasi kontrol tegangan pada beton yang terjadi akibat kombinasi pembebanan yang dapat dilihat pada Tabel 5.26 sampai Tabel 5.31 berikut ini.

Tabel 5.26 Rekap Tegangan Yang Terjadi Akibat Pembebanan

Tegangan	Berat sendiri MS (MPa)	Mati tamb MA (MPa)	Susut-rangkak SR (MPa)	Prategang PR (MPa)	Lajur "D" TD (MPa)	Rem TB (MPa)	Pejalan Kaki TP (MPa)	Angin EW (MPa)	Gempa EQ (MPa)
fac	-9.658	-1.055	-1.130	4.059	-6.376	-0.149	-1.124	-0.155	-3.214
f'ac	-12.209	-1.333	-2.098	7.502	-8.060	-0.189	-1.421	-0.196	-4.063
fbc	8.463	0.924	-2.769	-20.399	5.587	0.131	0.985	0.136	2.816

Tabel 5.27 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban (Kombinasi 1)

Tegangan	Berat sendiri MS (MPa)	Mati tamb MA (MPa)	Susut-rangkak SR (MPa)	Prategang PR (MPa)	Lajur "D" TD (MPa)	Rem TB (MPa)	Pejalan Kaki TP (MPa)	Angin EW (MPa)	Gempa EQ (MPa)	Tegangan KOMB (MPa)	Ket
fac	-9.658	-1.055	-1.130	4.059	-6.376	-0.149		-0.155		-14.464	Aman
f'ac	-12.209	-1.333	-2.098	7.502	-8.060	-0.189		-0.196		-16.583	Aman
fbc	8.463	0.924	-2.769	-20.399	5.587	0.131		0.136		-7.927	Aman

Tegangan beton diserat bawah balok = fbc < 0 (tekan) maka sambungan segmental aman

178

Tabel 5. 28 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban (Kombinasi 2)

Tegangan	Berat sendiri MS	Mati tamb MA	Susut-rangkak SR	Prategang PR	Lajur "D" TD	Rem TB	Pejalan Kaki TP	Angin EW	Gempa EQ	Tegangan KOMB	Ket
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
fac	-9.658	-1.055	-1.130	4.059	-6.376		-1.124			-15.284	Aman
f'ac	-12.209	-1.333	-2.098	7.502	-8.060		-1.421			-17.619	Aman
fbc	8.463	0.924	-2.769	-20.399	5.587		0.985			-7.209	Aman

Tegangan beton diserat bawah balok = fbc < 0 (tekan) maka sambungan segmental aman

Tabel 5 29 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban (Kombinasi 3)

Tegangan	Berat sendiri MS (MPa)	Mati tamb MA (MPa)	Susut-rangkak SR (MPa)	Prategang PR (MPa)	Lajur "D" TD (MPa)	Rem TB (MPa)	Pejalan Kaki TP (MPa)	Angin EW (MPa)	Gempa EQ (MPa)	Tegangan KOMB (MPa)	Ket
fac	-9.658	-1.055	-1.130	4.059	-6.376					-14.160	Aman
f'ac	-12.209	-1.333	-2.098	7.502	-8.060					-16.199	Aman
fbc	8.463	0.924	-2.769	-20.399	5.587					-8.194	Aman

Tegangan beton diserat bawah balok = fbc < 0 (tekan) maka sambungan segmental aman

179

Tabel 5.30 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban (Kombinasi 4)

Tegangan	Berat sendiri MS	Mati tamb MA	Susut-rangkak SR	Prategang PR	Lajur "D" TD	Rem TB	Pejalan Kaki TP	Angin EW	Gempa EQ	Tegangan KOMB	Ket
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
fac	-9.658	-1.055	-1.130	4.059	-6.376			-0.155		-14.314	Aman
f'ac	-12.209	-1.333	-2.098	7.502	-8.060			-0.196		-16.394	Aman
fbc	8.463	0.924	-2.769	-20.399	5.587			0.136		-8.058	Aman

Tegangan beton diserat bawah balok = fbc < 0 (tekan) maka sambungan segmental aman

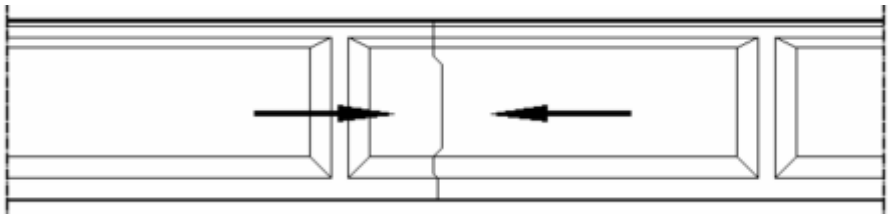
Tabel 5.31 Tegangan Pada Beton Yang Terjadi Akibat Beban (Kombinasi 5)

Tegangan	Berat sendiri MS	Mati tamb MA	Susut-rangkak SR	Prategang PR	Lajur "D" TD	Rem TB	Pejalan Kaki TP	Angin EW	Gempa EQ	TEGANGAN KOMB	Ket
fac	-9.658	-1.055	-1.130	4.059	-6.376				-3.214	-17.373	Aman
f'ac	-12.209	-1.333	-2.098	7.502	-8.060				-4.063	-20.261	Aman
fbc	8.463	0.924	-2.769	-20.399	5.587				2.816	-5.378	Aman

Tegangan beton diserat bawah balok = fbc < 0 (tekan) maka sambungan segmental aman

180

Pada kombinasi 1-5 diatas hasilnya tidak melebihi dari tegangan izin yang telah disyaratkan. Tidak terjadi tarik pada balok prategang, sehingga sambungan segmental pada balok cukup menggunakan resin (exposi) tanpa angkur. (Lihat Gambar 5.35)



Gambar 5.35 Sambungan Tekan pada Segmental

5.4.8 Tinjauan *Ultimate U-Girder* Prategang

Momen *ultimate U-Girder* prategang adalah kapasitas maksimal balok prategang dalam menahan momen yang terjadi akibat beban. Kapasitas momen *ultimate* diperhitungkan agar menjadi batas momen *ultimate* balok prategang akibat beban. Perhitungan *ultimate U-Girder* prategang dapat dilakukan dengan langkah sebagai berikut,

Modulus elastis baja prategang (*strands*) ASTM A-416, *Es* = 193000 MPa

Jumlah total strands, $n_s = 152$ *strands*

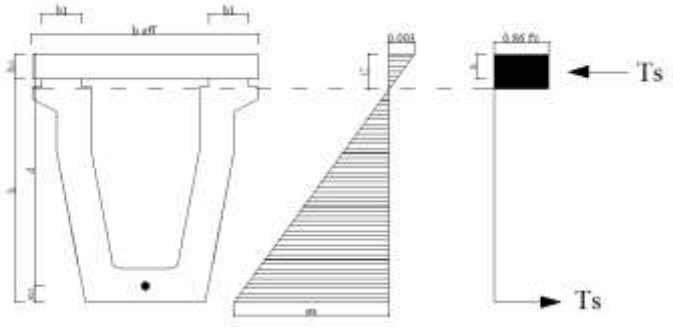
Luas tampang nominal satu strand, $A_{st} = 126{,}68$ mm^2

Tegangan leleh tendon baja prategang, $f_{py} = 1581$ MPa

Luas tampang tendon baja prategang,

$A_{ps} = n_s . A_{st} = 152 \,.\, 126{,}68 = 19254{,}88$ mm^2 = 0,019254 m^2

Kuat tekan beton, $f'_c = 49{,}8$ MPa



Gambar 5.36 Kapasitas Penampang *U – Girder*

Section properties penampang keterangan dari Gambar 5.36 adalah sebagai berikut.

h = 1,85 m d = 2,03 m

h_0 = 0,20 m Z_0 = 0,21875 m

B_{eff} = 1,56 m b1 = 0,33

Tegangan batas prategang (f_{ps}) pada keadaan *ultimate*, ditetapkan sebagai berikut:

$$f_{ps} = f_{pu}\left[1 - \frac{\gamma_p \cdot \rho_p \cdot f_{pu}}{\beta_1 \cdot f'c}\right]$$

Gaya prategang efektif (setelah *loss of prestress*), P_{eff} = 13625,84kN

Tegangan efektif baja prategang,

$$f_{eff} = \frac{P_{eff}}{A_{ps}} = \frac{13865{,}84 \cdot 10^3}{19254{,}88} = 707{,}66\ MPa$$

Tinggi efektif balok *U-Girder*,

d = h + h_0 – z_0 = 1,85 + 0,20 – 0,21875 = 2,03 m

Rasio luas penampang baja prategang,

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{A_C} = \frac{19254{,}88 \cdot 10^{-6}}{1{,}5909} = 0{,}0121$$

Untuk $f'c$ = 49,8 MPa > 30 MPa, maka nilai β_1 adalah sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0{,}85 - 0{,}08 \cdot \left(\frac{f'c - 30}{10}\right)$$

$$= 0{,}85 - 0{,}08 \cdot \left(\frac{49{,}8 - 30}{10}\right)$$

$$= 0{,}6916$$

Untuk nilai tegangan batas prategang (f_{ps}) adalah sebagai berikut:

$$f_{ps} = f_{pu}\left[1 - \frac{\gamma_p \cdot \rho_p \cdot f_{pu}}{\beta_1 \cdot f'c}\right]$$

$$= 1860 \cdot \left[1 - \frac{0{,}4 \cdot 0{,}0121 \cdot 1860}{0{,}6916 \cdot 49{,}8}\right]$$

$$= 1373{,}7356 \text{ MPa}$$

f_{ps} = 0,8 . f_{py}

= 0,8 . 1581 MPa = 1264,80 MPa

Maka dipakai nilai f_{ps} terkecil = 1264,80 MPa

Gaya internal tendon baja prategang

T_{ps} $= A_{ps} \, . \, f_{ps}$

$= 19254{,}88 \, . \, 1264{,}80 \, . \, 10^{-3}$

$= 24353{,}5775$ kN

Tinggi balok tekan,

$$a = \frac{\frac{T_{ps}}{0{,}85 \, . \, f'c} - B_{eff} \, . \, h_0}{b_1 + h_0}$$

$$= \frac{\frac{24353{,}5775}{0{,}85 \, . \, 49{,}5} - 1{,}56 \, . \, 0{,}20}{0{,}66 + 0{,}20}$$

$= 0{,}3071$ m

Jarak garis netral terhadap sisi atas

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0{,}3071}{0{,}6916} = 0{,}4441 \text{ m}$$

Gaya internal tekan beton

$Cc = \Sigma \, (Ai \, . \, 0{,}85 f'c)$

Momen nominal

$Mn = \Sigma \, (Ai \, . \, 0{,}85 f'c \, . \, yi)$

Keterangan:

A_i = Luas penampang tekan beton

y_i = Jarak pusat berat penampang tekan beton terhadap pusat berat baja *prestress*

Untuk perhitungan momen nominal dapat dilihat pada Tabel 5.32 berikut ini.

Tabel 5.32 Gaya Tekan Beton dan Momen Nominal

No	Luas (m2)	Gaya (kN)	Lengan thd pusat baja prestress	y (m)	Momen (kNm)
1	0.3112	13172.464	y = d - h0 / 2	1.93125	25439.32
2	0.2058	8713.054	y = d - h0 - (a - ho) / 2	1.778	15489.02
Cc = Ts =		21885.5184		Momen nominal, Mn=	40928.34

Faktor reduksi untuk kekuatan lentur, $Ø = 0,80$

Kapasitas momen ultimit balok *prestress*,

$M_{uk} = Ø \, . \, Mn$

$= 0,80 \, . \, 40928,34$

$= 32742,67$ kNm

5.4.9 Momen *Ultimate* Akibat Beban

Momen *ultimate* dihitung dengan mengalikan momen yang bekerja dengan faktor beban *ultimate*. Momen akibat gaya prategang harus dihitung dalam analisis pada penampang balok prategang. Analisis dihitung dengan cara sebagai berikut.

Gaya prategang efektif, $P_{eff} = 13625,84$kN

Eksentresitas tendon, $e's = 0,6654$ m

Momen akibat gaya prategang,

M_{PR} = - Peff . e's

= - 13625,84. 0,6654

= - 9066,5949 kNm

Untuk hasil perhitungan momen *ultimate* akibat beban selengkapnya dapat dilihat pada 5.33 berikut.

Tabel 5. 33 Perhitungan Momen *Ultimate* Akibat Beban yang Bekerja

No	Aksi Beban	Faktor Beban Ultimit		Momen (kNm)	Momen Ultimate
A.	Aksi Permanen				
1	Berat sendiri prategang	K_{MS}	1.2	6527.05	7832.46
2	Berat sendiri beton	K_{MS}	1.3	2719.65	3535.54
3	Beban mati tambahan	K_{MA}	2	969.19	1938.37
4	Susut dan rangkak	KSR	1	2454.63	2454.63
5	prategang	KPR	1	-9066.59	-9066.59
B.	Aksi Transien				
1	Beban lajur "D"	K_{TD}	1.8	5564.16	10015.49
2	Gaya rem	K_{TB}	1.8	114.30	205.73
3	Beban Pejalan Kaki	K_{TP}	1.8	1076.00	1936.80
C.	Aksi Lingkungan				
2	Beban angin	K_{EW}	1.2	142.19	170.63
3	Beban gempa	K_{EQ}	1	2953.80	2953.80
				Jumlah Total Momen *Ultimate*	21976.86

Kontrol momen kapasitas dilakukan pada seluruh aksi pembebanan. Dengan nilai momen kapasitas akibat beban = 21976,86 kNm < Momen kapasitas balok prategang = 32742,67 kNm, maka diperoleh hasil yang aman. Sehingga struktur balok prategang aman digunakan pada masa layan.

5.4.10 Lendutan pada *U-Girder* Prategang

Balok *U-Girder* prategang dapat mengalami lendutan pada saat sebelum menjadi komposit dengan plat lantai kendaraan maupun setelah menjadi komposit.

1. Lendutan Pada Keadaan Awal (*Transfer*),
   a. Lendutan Saat *Transfer*

      Jarak titik berat tendon baja terhadap titik berat *U-Girder* prategang,

      e_s = 0,6654 m

      Momen inersia tampang *U-Girder*, I_x = 0,4280 m^4

      Gaya prategang awal, P_0 = 17342,2439 kN

      Momen balok, M_{balok} = 6527,052 kN/m

      Total lendutan saat transfer,

$$Q_{pt1} = \frac{8 . P_o . e_s}{L^2} = \frac{8 . 17342{,}2439 . 0{,}6654}{40^2} = 57{,}6974 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok} = \frac{8 . Mbalok}{L^2} = \frac{8 . 6527{,}052}{40^2} = 32{,}6353 \text{ kN/m}$$

$$\delta c = \frac{5}{384} . \left(\frac{\left(- Q_{pt1} + Q_{balok} \right) . L^4}{E_c . I_x} \right)$$

$$= \frac{5}{384} . \left(\frac{\left(- 57{,}6974 + 32{,}6353 \right) . 40^4}{39074497{,}13.0{,}4280} \right) = - 0{,}0499 \text{ m k atas}$$

b. Lendutan Setelah *Loss of Prestress*

Tegangan efektif, P_{eff} = 13625,84kN

$$Q_{peff} = \frac{8 . P_{eff} . e_s}{L^2} = \frac{8 . 13625{,}84 . 0{,}6654}{40^2} = 45{,}3330 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok} = \frac{8 . Mbalok}{L^2} = \frac{8 . 6527{,}052}{40^2} = 32{,}6352 \text{ kN/m}$$

$$\delta c = \frac{5}{384} . \left(\frac{\left(- Q_{peff} + Q_{balok} \right) . L^4}{E_c . I_x} \right)$$

$$= \frac{5}{384} . \left(\frac{\left(- 45{,}3330 + 32{,}6352 \right) . 40^4}{39074497{,}13.0{,}4280} \right) = - 0{,}0253 \text{ m ke atas}$$

c. Lendutan Setelah Plat Dicor (Beton Muda)

Momen balok, M_{balok} = 6527,052 kN/m

Momen plat, M_{plat} = 1524,8060 kN/m

Momen balok + plat $M_{balok+plat}$ = 8051,8589 kN/m

$$Q_{peff} = \frac{8 . P_{eff} . e_s}{L^2} = \frac{8 . 13625{,}84 . 0{,}6654}{40^2} = 45{,}3330 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok+plat} = \frac{8 . M_{balok+plat}}{L^2} = \frac{8 . 8051{,}8589}{40^2} = 40{,}2593 \text{ kN/m}$$

$$\delta c = \frac{5}{384} . \left(\frac{\left(- Q_{peff} + Q_{balok+plat} \right) . L^4}{E_c . I_x} \right)$$

$$= \frac{5}{384} . \left(\frac{\left(- 45{,}3330 + 40{,}2593 \right) . 40^4}{39074497{,}13.0{,}4280} \right) = - 0{,}0101 \text{ ke atas}$$

d. Lendutan Seletah Plat dan Balok menjadi Komposit

Jarak titik berat tendon baja terhadap titik berat *U-Girder* prategang (saat komposit), e'_s = 0,8739 m

Momen inersia tampang *U-Girder* komposit, I_{xc} = 0,7135 m^4

$$Q_{pef\,f} = \frac{8 \,.\, P_{eff} \,.\, e'_s}{L^2} = \frac{8 \,.\, 13625{,}84 \,.\, 0{,}8739}{40^2} = 59{,}5359 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok+plat} = \frac{8 \,.\, M_{balok+plat}}{L^2} = \frac{8 \,.\, 8051{,}8589}{40^2} = 40{,}2593 \text{ kN/m}$$

$$\delta c = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{\left(-Q_{peff} + Q_{balok+plat}\right) . L^4}{E_c \,.\, I_{xc}} \right)$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{\left(-59{,}5359 + 40{,}2593\right) . 40^4}{39074497{,}13 \,.\, 0{,}7135} \right) = -\ 0{,}0230 \text{ m ke atas}$$

2. Lendutan Pada Keadaan Akhir (*Service*)

Lendutan pada balok komposit terjadi akibat beban yang bekerja

a. Lendutan Akibat Berat Sendiri (*MS*)

Beban merata akibat berat sendiri, Q_{MS} = 46,2335 kN/m

Momen inersia tampang *U-Girder* komposit, I_{xc} = 0,7135 m^4

$$\delta c = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{Q_{MS} \,.\, L^4}{E_c \,.\, I_{xc}} \right)$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{46{,}2335 \,.\, 40^4}{39074497{,}13 \,.\, 0{,}7135} \right) = 0{,}0552 \text{ m ke bawah}$$

b. Lendutan Akibat Beban Mati Tambahan (*MA*)

Beban merata akibat beban mati tambahan, Q_{MA} = 5,0478 kN/m

$$\delta c = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{Q_{MA} \,.\, L^4}{E_c \,.\, I_{xc}} \right)$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{5{,}0478 \,.\, 40^4}{39074497{,}13 \,.\, 0{,}7135} \right) = 0{,}0060 \text{ m ke bawah}$$

c. Lendutan Akibat Beban Lajur “D” (*TD*)

Beban terpusat akibat beban lajur “D”, P_{TD} = 185,22 kN

Beban merata akibat beban lajur “D”, Q_{TD} = 21,2625 kN/m

$$\delta c = \frac{1}{48} \cdot \left(\frac{P_{TD} \cdot L^3}{E_c \cdot I_{xc}} \right) + \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{Q_{TD} \cdot L^4}{E_c \cdot I_{xc}} \right)$$

$$= \frac{1}{48} \cdot \left(\frac{185{,}22 \cdot 40^3}{39074497{,}13 \cdot 0{,}7135} \right) + \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{21{,}2624 \cdot 40^4}{39074497{,}13 \cdot 0{,}7135} \right)$$

= 0,0342 m ke bawah

d. Lendutan Akibat Beban Rem (*TB*)

Beban momen akibat beban rem, M_{TB} = 285,7381 kN/m

$$\delta c = 0{,}0642 \cdot \left(\frac{M_{TB} \cdot L^2}{E_c \cdot I_{xc}} \right)$$

$$= 0{,}0642 \cdot \left(\frac{285{,}7381 \cdot 40^2}{39074497{,}13.0{,}7135} \right) \quad = 0{,}000214 \text{ m ke bawah}$$

e. Lendutan Akibat Beban Pejalan Kaki (*TP*)

Beban merata akibat beban angin, T_{TP} = 5,38 kN/m

$$\delta c = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{Q_{TP} \cdot L^4}{E_c \cdot I_{xc}} \right)$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{5{,}38 \cdot 40^4}{39074497{,}13.0{,}7135} \right) \quad = 0{,}00643 \text{ m ke bawah}$$

f. Lendutan Akibat Beban Angin (*EW*)

Beban merata akibat beban angin, Q_{EW} = 0,7406 kN/m

$$\delta c = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{Q_{EW} \cdot L^4}{E_c \cdot I_{xc}} \right)$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{0{,}7406 \cdot 40^4}{39074497{,}13.0{,}7135} \right) \quad = 0{,}00088 \text{ m ke bawah}$$

g. Lendutan Akibat Beban Gempa (*EQ*)

Beban merata akibat beban gempa, Q_{EQ} = 15,3844 kN/m

$$\delta c = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{Q_{EQ} \cdot L^4}{E_c \cdot I_{xc}} \right)$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{15{,}3844 \cdot 40^4}{39074497{,}13.0{,}7135} \right) \quad = 0{,}01839 \text{ m ke bawah}$$

Untuk dapat mengetahui total dari lendutan yang terjadi pada balok *U-Girder*, rekapitulasi dapat dilihat padan Tabel 5.34 berikut.

Tabel 5.34 Rekapitulasi Perhitungan Lendutan pada Balok *U-Girder*

No	Jenis Beban Lendutan	Kode Beban	Lendutan (m)	Keterangan
Lendutan Pada Keadaan Awal (*Transfer*)				
a	Saat Transfer		-0.049948	CHAMBER
b	Setelah Loss Of Prestress		-0.025306	CHAMBER
C	Setelah Plat Selesai Dicor		-0.010112	CHAMBER
d	Setelah Plat Dan Balok Menjadi Komposit		-0.023049	CHAMBER
Lendutan Pada Keadaan Akhir (*Service*)				
a	Berat Sendiri	MS	0.055281	DEFLECTION
b	Mati Tambahan	MA	0.006036	DEFLECTION
c	Lajur "D"	TD	0.034282	DEFLECTION
d	Pejalan Kaki	TP	0.006433	DEFLECTION
e	Gaya Rem	TB	0.000214	DEFLECTION
f	Angin	EW	0.000885	DEFLECTION
g	Gempa	EQ	0.018395	DEFLECTION
Total Lendutan			0.013111	

Total lendutan yang terjadi adalah δ_T 0,013111 m ke bawah

Lendutan maksimum yang diijinkan,

$$\delta = \frac{L}{240} = \frac{40{,}8}{240} = 0{,}17 \text{ m} > \delta_T \ 0{,}0131111 \text{ m} \quad \text{OK}$$

5.4.11 Perhitungan *End Block*

Akibat gaya *stressing* pada balok *U-Girder* maka terjadi tegangan pada ujung balok. Gaya prategang tersebut perlu didistribusikan pada seluruh penampang balok. Maka perlu suatu bagian ujung blok (*end block*) yang panjang, maksimal sama dengan tinggi balok dengan seluruhnya merata selebar flens balok. Pada bagian *end block* tersebut terdapat dua macam tegangan yang serupa.

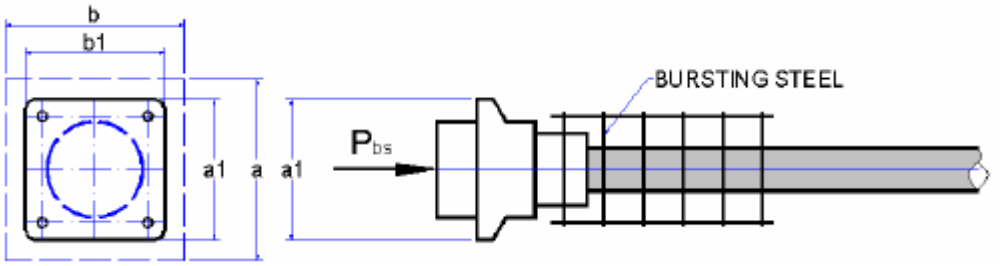
1. Tegangan tarik yang disebut *Bursting Zone*, terdapat pada pusat penampang disepanjang garis beban.

2. Tegangan tarik tinggi yang terdapat pada permukaan ujung *end block* yang disebut *Spalling Zone* (daerah yang terkelupas)

Untuk menahan tegangan tarik di daerah *Bursting Zone* digunakan sengkang atau tulangan spiral longitudinal. Sedangkan untuk tegangan tarik di daerah *Spalling Zone* digunakan *Wiremesh* atau tulangan biasa yang dianyam agar tidak terjadi retakan. Perhitungan besarnya gaya yang bekerja pada *end block* adalah berupa pendekatan.

Panjang *end block* < *h*

Diambil panjang *end block* = 1000 mm



Gambar 5.37 Pembesian Angkur

Angkur yang digunakan yaitu angkur tegangan VSL tipe E-55 (lihat Gambar 5.37). model angkur berdasarkan produk VSL-Indonesia-2007.

Persentase tegangan leleh yang timbul pada baja (% *jacking force*) = 73,07 %

Jumlah *strand* dalam 1 tendon = 19 *strands*

Beban putus 1 *strand*, *Pbs* 1 strand = 183,7 kN

Beban putus 1 tendon, *Pbs* 1 tendon = 183,7 . 19 . 73,07 %

= 2550,33 kN

Lebar dalam angkur, *a1* = *b1* = 265 mm

Lebar luar angkur, *a* = b = 250 mm

Tegangan leleh baja sengkang, *fy* = 390000 kPa

Tegangan izin baja sengkang, *fs* = 0,578 . *fy* = 0,578 . 390000 = 225420 kPa

Sengkang tertutup berdiameter D13

Luas penampang sengkang,

$$As = \frac{2 . \pi}{4 . D^2} = \frac{2 . \pi}{4 . 13^2} = 265{,}465 \text{ mm}^2 = 0{,}0002656 \text{ m}^2$$

Busting force untuk sengkang arah vertikal,

$$Pb_{ta} = 0{,}3 \cdot \left(1 - \frac{a1}{a}\right) \cdot Pj$$

$$= 0{,}3 \cdot \left(1 - \frac{250}{265}\right) \cdot 2550{,}33 \quad = 231{,}31 \text{ kN}$$

Luas tulangan sengkang arah vertical yang diperlukan,

$$Ara = \frac{Pbta}{0{,}85 \cdot fs} = \frac{231{,}31}{0{,}85 \cdot 225420} \quad = 0{,}00121 \text{ m}^2$$

Jumlah sengkang yang dibutuhkan,

$$s = \frac{Ara}{As} = \frac{0{,}00121}{0{,}0002656} \quad = 4{,}548 \approx 5 \text{ buah}$$

Maka digunakan tulangan pada angkur **5 D13**

Busting force untuk sengkang arah horizontal,

$$Pb_{tb} = 0{,}3 \cdot \left(1 - \frac{b1}{b}\right) \cdot Pj$$

$$= 0{,}3 \cdot \left(1 - \frac{250}{265}\right) \cdot 2550{,}33$$

$$= 231{,}31 \text{ kN}$$

Luas tulangan sengkang arah vertical yang diperlukan,

$$Arb = \frac{Pbta}{0{,}85 \cdot fs} = \frac{231{,}31}{0{,}85 \cdot 225420} \quad = 0{,}00121 \text{ m}^2$$

Jumlah sengkang yang dibutuhkan,

$$s = \frac{Ara}{As} = \frac{0{,}00121}{0{,}0002656} \quad = 4{,}548 \approx 5 \text{ buah}$$

Maka digunakan tulangan pada angkur **5 D13**

Rekapitulasi perhitungan sengkang arah vertikal dapat dilihat pada Tabel 5.35 dan sengkang arah horizontal pada Tabel 5.36 berikut.

Tabel 5.35 Perhitungan Sengkang Arah Vertikal

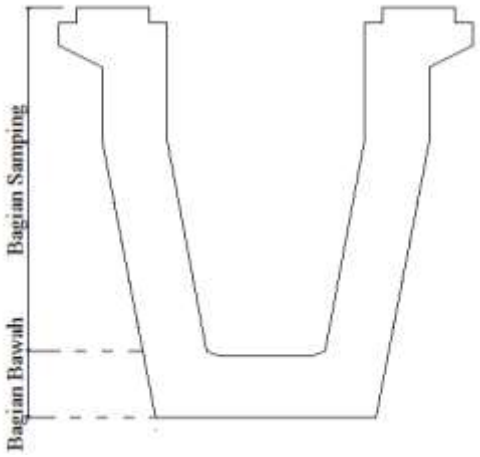
No Cable	Pj (kN)	a1 (mm)	A (mm)	Ra a1/a	Pbta (kN)	Ara (m2)	Jumlah sengkang	Yang Digunakan
1	2550.33	150	215	0.6977	231.31	0.00121	4.548	5
2	2550.33	150	215	0.6977	231.31	0.00121	4.548	5
3	2550.33	150	215	0.6977	231.31	0.00121	4.548	5
4	2550.33	150	215	0.6977	231.31	0.00121	4.548	5

Tabel 5.36 Perhitungan Sengkang Arah Horizontal

No Cable	Pj (kN)	a1 (mm)	a (mm)	ra a1/a	Pbta (kN)	Ara (m2)	Jumlah sengkang	Yang Digunakan
1	2550.33	150	215	0.6977	231.31	0.00121	4.548	5
2	2550.33	150	215	0.6977	231.31	0.00121	4.548	5
3	2550.33	150	215	0.6977	231.31	0.00121	4.548	5
4	2550.33	150	215	0.6977	231.31	0.00121	4.548	5

5.4.12 Perhitungan Besi Non-Prategang

Ketentuan perhitungan tulangan non-prategang minimum pada balok prategangan dapat dilihat ketentuannya pada SK-SNI-15-1991-03 pasal 3.11.9. butir 2, yaitu luas tulangan non-prategang minimum harus dihitung dari 0,4% *A*. Perhitungan kebutuhan tulangan dibagi dalam beberapa bagian seperti tertera pada Gambar 5.38.



Gambar 5.38 Bagian Penampang Pada Balok Prategang

Tulangan arah memanjang digunakan besi diameter, D16

Luas tulangan, $A_{1D} = \frac{1}{4} . \pi . D^2 = \frac{1}{4} . \pi . 16^2 = 201{,}0619 \text{ mm}^2 = 0{,}000201 \text{ m}^2$

1. Bagian Samping

   Rasio tulangan susut, $\rho = 0{,}4\%$

   Luas tampang bagian atas, $A_{atas} = 0{,}29 \text{ m}^2$ (Ditinjau setiap 1 m)

   Luas tulangan bagian atas, $As_{atas} = 0{,}4\% . A_{atas} = 0{,}4\% . 0{,}29$

   $= 0{,}00116 \text{ m}^2$

Jarak tulangan

$$s = \frac{A_{1D}.1000}{A_s} = \frac{0{,}000201.1000}{0{,}00116} = 173{,}3292 \text{ mm}$$

Maka dipakai tulangan **D16-160**

2. Bagian Bawah

Rasio tulangan susut, $\rho = 0{,}4\%$

Luas tampang bagian tengah, $A_{tengah} = 0{,}275 \text{ m}^2$ (Ditinjau setiap 1 m)

Luas tulangan bagian tengah, $As_{tengah} = 0{,}4\% \; . \; A_{tengah} = 0{,}4\% \; . \; 0{,}275$

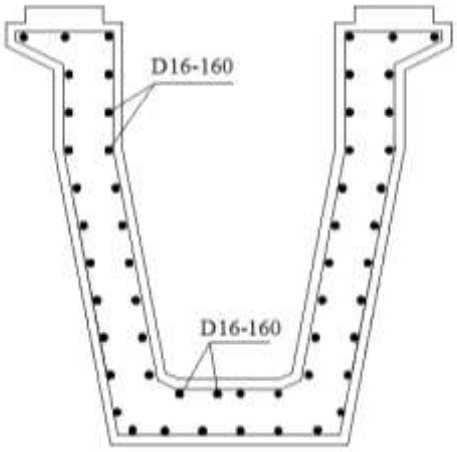
$= 0{,}0011 \text{ m}^2$

Jumlah tulangan

$$s = \frac{A_{1D}.1000}{A_s} = \frac{0{,}000201.1000}{0{,}0011} = 182{,}7836 \text{ mm}$$

Maka dipakai tulangan **D16-160**

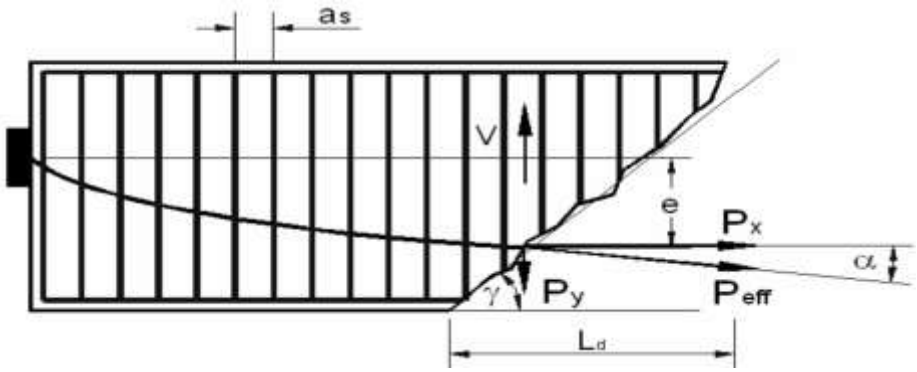
Hasil perhitungan tulangan non-prategang dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut ini.



Gambar 5.39 Bagian Penampang Pada Balok Prategang

5.4.13 Tulangan Geser Balok Prategang

Tulangan geser pada balok prategang dibutuhkan selain untuk membentuk penampang balok prategang juga untuk menahan gaya geser balok prategang akibat beban kombinasi seperti terlihat pada RSNIT-02-2005 Tabel 40 diperoleh gaya geser *ultimite* terbesar pada ujung bentang pada kombinasi 5 pada Tabel 5.13



Gambar 5.40 Tulangan Geser *U-Girder*

Perhitungan tulangan geser pada jarak 1 m dari ujung tumpuan (X = 1 m) adalah sebagai berikut.

Tegangan efektif, P_{eff} = 13625,84 kN

Bentang *U-Girder*, L = 40 m

Eksentrisitas tendon, e_s = 0,6654 m

Luas penampang *U-Girder*, A = 1,2798 m^2

Inersia balok *U-Girder*, I_x = 0,4280 m^4

Statis momen *U-Girder*, S_x = 0,2860 m^3

Tahanan momen sisi atas, S_a = 0,4431 m^3

Tahanan momen sisi bawah S_b = 0,4841 m^3

Dipakai tulangan geser, D = 13 mm

Luas tulangan 1D, A_{1D} = ¼ . π . D^2 = ¼ . π . 13^2

= 132,732 mm^2= 0,000133 m^2

Eksentrisitas tendon,

$$e = 4 \,.\, e_s \,.\, \frac{X}{L^2} \,.\, (L - X)$$

$$= 4 \,.\, 0{,}6654 \,.\, \frac{1{,}2}{40^2} \,.\, (40 - 1)$$

= 0,06488 m

Sudut kemiringan tendon,

$$\alpha = ATAN\left[4 \,.\, e_s \,.\left(\frac{L - 2 \,.\, X}{L^2}\right)\right]$$

$$= ATAN\left[4 \,.\, 0{,}06488 \,.\left(\frac{40 - 2 \,.\, 1}{40^2}\right)\right]$$

= 0,06313 rad

Komponen gaya arah x (horizontal),

$Px = P_{eff} . cos\ \alpha$

= 13625,84 . cos 0,06313

= 13598,69 kN

Komponen gaya arah y (vertikal),

$Py = P_{eff} . sin\ \alpha$

= 13625,84 . sin 0,06313

= 859,61 kN

Resultan gaya geser,

$Vr = V - Py$

= 1763,25 – 859,61

= 903,64 kN

Tegangan geser yang terjadi,

$$fv = Vr . \frac{Sx}{b . Ix}$$

$$= 903,64 . \frac{0,2860}{1.0,4280}$$

= 603,8 kPa

Tegangan beton di serat atas,

$$fa = -\frac{Px}{A} + \frac{Px . e}{Sa} - \frac{M}{Sa}$$

$$= -\frac{13598,69}{1,2798} + \frac{13598,69 . 0,6654}{0,4431} - \frac{1807,21}{0,4431}$$

= - 12713 kPa

Sudut bidang geser,

$$\gamma = \frac{1}{2} . ATAN . \left(\frac{2 . fv}{fa} \right)$$

$$= \frac{1}{2} . ATAN . \left(\frac{2 . 603,8}{-12713} \right) \quad = - 0,0474 \text{ rad}$$

Jarak sengkang yang diperlukan,

$$s = \frac{fa . A_{1D}}{fv . b . \tan \gamma}$$

$$= \frac{-12713 \,.\, 0{,}000133}{603{,}8 \,.\, 1 \,.\, \tan(-0{,}0474)} \qquad = 0{,}059 \text{ m} \;= 59 \text{ mm}$$

Tegangan beton di serat bawah,

$$fb = -\frac{Px}{A} + \frac{Px \,.\, e}{Sb} - \frac{M}{Sb}$$

$$= -\frac{13598{,}69}{1{,}2798} + \frac{13598{,}69 \,.\, 0{,}6654}{0{,}4831} - \frac{1807{,}21}{0{,}4841}$$

$$= -12536 \text{ kPa}$$

Sudut bidang geser,

$$\gamma = \frac{1}{2} \,.\, ATAN \,.\, \left(\frac{2 \,.\, fv}{fb} \right)$$

$$= \frac{1}{2} \,.\, ATAN \,.\, \left(\frac{2 \,.\, 603{,}8}{-12536} \right) \qquad = -0{,}048 \text{ rad}$$

Jarak sengkang yang diperlukan,

$$s = \frac{fb \,.\, A_{1D}}{fv \,.\, b \,.\, \tan \gamma}$$

$$= \frac{-12536 \,.\, 0{,}000133}{603{,}8 \,.\, 1 \,.\, \tan(-0{,}048)}$$

$$= 0{,}0573 \text{ m} \;= 57{,}3 \text{ mm}$$

Dari perhitungan diatas diperoleh s = 50 mm dan s = 50 mm, maka dipakai jarak sengkang adalah 50 mm. Sehingga tulangan dipakai tulangan sengkang **D13-100**.Rekapitulasi perhitungan tulangan sengkang dapat dilihat pada Tabel 5.37, Tabel 5.38 dan Tabel 5.39 berikut ini .

Tabel 5.37 Tinjauan Geser Di Atas Garis Netral

X (m)	Kombinasi V		E (m)	α (rad)	Px (kN)	Py (kN)	Vr (kN)	fv (kPa)	fa (kPa)	ϒ (rad)	s (m)
	Momen M (kNm)	Geser V (kN)									
0.00	0.00	1851.17	0.0000	0.0664	13595.77	904.6590	946.52	632.45	-10623.24	-0.0593	0.0376
1.00	1807.21	1763.25	0.0649	0.0631	13598.69	859.6108	903.64	603.80	-12712.67	-0.0474	0.0590
2.00	3526.49	1675.32	0.1264	0.0598	13601.47	814.5343	860.78	575.16	-14704.87	-0.0390	0.0869
3.00	5157.85	1587.39	0.1846	0.0565	13604.09	769.4309	817.96	546.55	-16599.98	-0.0329	0.1226
4.00	6701.27	1499.46	0.2395	0.0532	13606.57	724.3021	775.16	517.95	-18398.10	-0.0281	0.1676
5.00	8156.77	1411.53	0.2911	0.0499	13608.90	679.1494	732.38	489.37	-20099.35	-0.0243	0.2240
6.00	9524.34	1323.61	0.3394	0.0465	13611.08	633.9743	689.63	460.80	-21703.83	-0.0212	0.2946
7.00	10803.98	1235.68	0.3843	0.0432	13613.11	588.7782	646.90	432.25	-23211.65	-0.0186	0.3829
8.00	11995.69	1147.75	0.4259	0.0399	13614.99	543.5627	604.19	403.71	-24622.88	-0.0164	0.4939
9.00	13099.48	1059.82	0.4641	0.0366	13616.72	498.3291	561.49	375.18	-25937.63	-0.0145	0.6345
10.00	14115.34	971.89	0.4990	0.0333	13618.30	453.0791	518.81	346.66	-27155.96	-0.0128	0.8146
11.00	15043.26	883.96	0.5307	0.0299	13619.73	407.8140	476.15	318.16	-28277.94	-0.0112	1.0487
12.00	15883.26	796.04	0.5589	0.0266	13621.01	362.5354	433.50	289.66	-29303.64	-0.0099	1.3586
13.00	16635.34	708.11	0.5839	0.0233	13622.14	317.2448	390.86	261.17	-30233.12	-0.0086	1.7788
14.00	17299.48	620.18	0.6055	0.0200	13623.12	271.9437	348.24	232.69	-31066.43	-0.0075	2.3662
15.00	17875.69	532.25	0.6238	0.0166	13623.95	226.6335	305.62	204.21	-31803.62	-0.0064	3.2196
16.00	18363.98	444.32	0.6388	0.0133	13624.63	181.3158	263.01	175.74	-32444.71	-0.0054	4.5243
17.00	18764.34	356.39	0.6504	0.0100	13625.16	135.9922	220.40	147.27	-32989.74	-0.0045	6.6606
18.00	19076.77	268.47	0.6587	0.0067	13625.53	90.6639	177.80	118.81	-33438.74	-0.0036	10.5150
19.00	19301.27	180.54	0.6637	0.0033	13625.76	45.3327	135.21	90.34	-33791.72	-0.0027	18.5702
20.00	19437.8470	92.61	0.6654	0.0000	13625.84	0.0000	92.61	61.88	-34048.69	-0.0018	40.1854

197

Tabel 5.38 Tinjauan Geser Di Bawah Garis Netral

X (m)	Komb V		E (m)	α (rad)	Px (kN)	Py (kN)	Vr (kN)	fv (kPa)	fb (kPa)	ϒ (rad)	s (m)
	Momen M (kNm)	Geser V (kN)									
0.00	0.00	1851.17	0.0000	0.0664	13595.77	904.6590	946.52	632.45	-10623.24	-0.0593	0.0376
1.00	1807.21	1763.25	0.0649	0.0631	13598.69	859.6108	903.64	603.80	-12536.11	-0.0480	0.0573
2.00	3526.49	1675.32	0.1264	0.0598	13601.47	814.5343	860.78	575.16	-14359.97	-0.0400	0.0829
3.00	5157.85	1587.39	0.1846	0.0565	13604.09	769.4309	817.96	546.55	-16094.93	-0.0339	0.1152
4.00	6701.27	1499.46	0.2395	0.0532	13606.57	724.3021	775.16	517.95	-17741.11	-0.0292	0.1559
5.00	8156.77	1411.53	0.2911	0.0499	13608.90	679.1494	732.38	489.37	-19298.60	-0.0253	0.2066
6.00	9524.34	1323.61	0.3394	0.0465	13611.08	633.9743	689.63	460.80	-20767.49	-0.0222	0.2697
7.00	10803.98	1235.68	0.3843	0.0432	13613.11	588.7782	646.90	432.25	-22147.89	-0.0195	0.3486
8.00	11995.69	1147.75	0.4259	0.0399	13614.99	543.5627	604.19	403.71	-23439.87	-0.0172	0.4476
9.00	13099.48	1059.82	0.4641	0.0366	13616.72	498.3291	561.49	375.18	-24643.51	-0.0152	0.5728
10.00	14115.34	971.89	0.4990	0.0333	13618.30	453.0791	518.81	346.66	-25758.88	-0.0135	0.7330
11.00	15043.26	883.96	0.5307	0.0299	13619.73	407.8140	476.15	318.16	-26786.04	-0.0119	0.9410
12.00	15883.26	796.04	0.5589	0.0266	13621.01	362.5354	433.50	289.66	-27725.06	-0.0104	1.2162
13.00	16635.34	708.11	0.5839	0.0233	13622.14	317.2448	390.86	261.17	-28575.99	-0.0091	1.5892
14.00	17299.48	620.18	0.6055	0.0200	13623.12	271.9437	348.24	232.69	-29338.87	-0.0079	2.1103
15.00	17875.69	532.25	0.6238	0.0166	13623.95	226.6335	305.62	204.21	-30013.75	-0.0068	2.8674
16.00	18363.98	444.32	0.6388	0.0133	13624.63	181.3158	263.01	175.74	-30600.65	-0.0057	4.0246
17.00	18764.34	356.39	0.6504	0.0100	13625.16	135.9922	220.40	147.27	-31099.61	-0.0047	5.9193
18.00	19076.77	268.47	0.6587	0.0067	13625.53	90.6639	177.80	118.81	-31510.65	-0.0038	9.3374
19.00	19301.27	180.54	0.6637	0.0033	13625.76	45.3327	135.21	90.34	-31833.78	-0.0028	16.4806
20.00	19437.85	92.61	0.6654	0.0000	13625.84	0.0000	92.61	61.88	-32069.02	-0.0019	35.6483

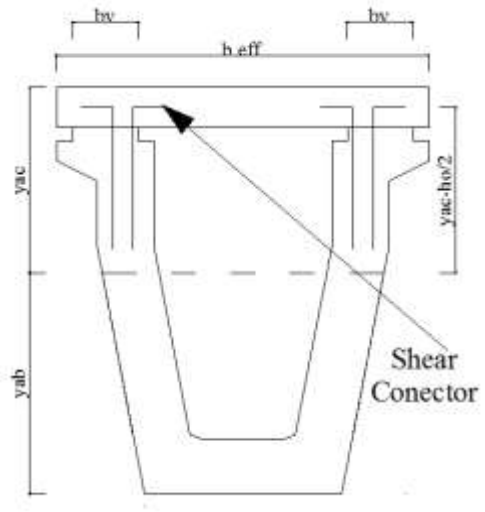
198

Tabel 5.39 Rekapitulasi Tulangan Sengkang yang Digunakan

X (m)	Jarak sengkang D13		
	Tinjauan Geser-1	Tinjauan Geser-2	Jarak yg diambil
1.00	59	57	50
2.00	87	83	50
3.00	123	115	100
4.00	168	156	100
5.00	224	207	200
6.00	295	270	200
7.00	383	349	200
8.00	494	448	300
9.00	635	573	300
10.00	815	733	300
11.00	1049	941	300
12.00	1359	1216	300
13.00	1779	1589	300
14.00	2366	2110	300
15.00	3220	2867	300
16.00	4524	4025	300
17.00	6661	5919	300
18.00	10515	9337	300
19.00	18570	16481	300
20.00	40185	35648	300

5.4.14 Shear Connector

Lantai jembatan dan gelagar beton prategang merupakan hubungan komposit, tetapi tidak dicor dalam satu kesatuan. Untuk itu perlu diberi tulangan geser agar hubungan antara lantai jembatan dengan gelagar beton agar dapat bekerja secara bersamaan saat menahan beban. *Shear connector* diletakkan seperti terlihat pada Gambar 5.41 berikut ini.



Gambar 5.41 Penampang Gelagar dengan *Shear Connector*

Dimensi:

B_{eff} = 1,5559 m

H_0 = 0,20 m

B_v = 0,66 m

Section properties,

Y_{ac} = 0,9574 m

I_{xc} = 0,7135 m

Tegangan geser pada balok tidak boleh melebihi nilai 0,2.fci (Sumber: SNIT-12-2004 Pasal 5.2.8). Apabila nilai tegangan geser yang terjadi lebih besar maka penampang harus diperbesar.

Kuat tekan beton, $f'c$ = 49,8 MPa= 49800 kPa

Tegangan izin beton, f_{ci} = 0,30 . $f'c$ = 14940 kPa

Tegangan ijin geser, f_{vi} = 0,20 . $f'c$ = 2988 kPa

Mutu baja, U-39

Tegangan leleh baja, fy = $39 . 10^4$ = 390000 kPa

Tegangan izin, fs = 0,578 . fy = 225420 kPa

Nilai kf = 1

Digunakan tulangan dengan diameter, D13

Digunakan sengkang 2 kaki.

Luasan tulangan = 2 . ¼ . π . D^2 = 2 . ¼ . π . $0{,}0013^2$ = 0,000133 m^2

$$S_x = b_{eff} \,.\, h_0 \,.\left(y_{ac} - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$= 1{,}5559 \,.\, 0{,}20 \,.\left(0{,}9574 - \frac{0{,}20}{2} \right)$$

$$= 0{,}2668 \text{ m}^3$$

Tegangan geser horizontal akibat gaya lintang pada penampang yang ditinjau dihitung dengan rumus:

$$\text{V} = Vi \,.\left(\frac{S_X}{Bv \,.\, Ixc} \right)$$

Dimana:

V_i = gaya lintang pada penampang yang ditinjau

S_x = momen statis luasan plat terhadap titik berat penampang komposit

B_v = lebar bidang gesek (lebar bidang kontak antara plat dan balok)

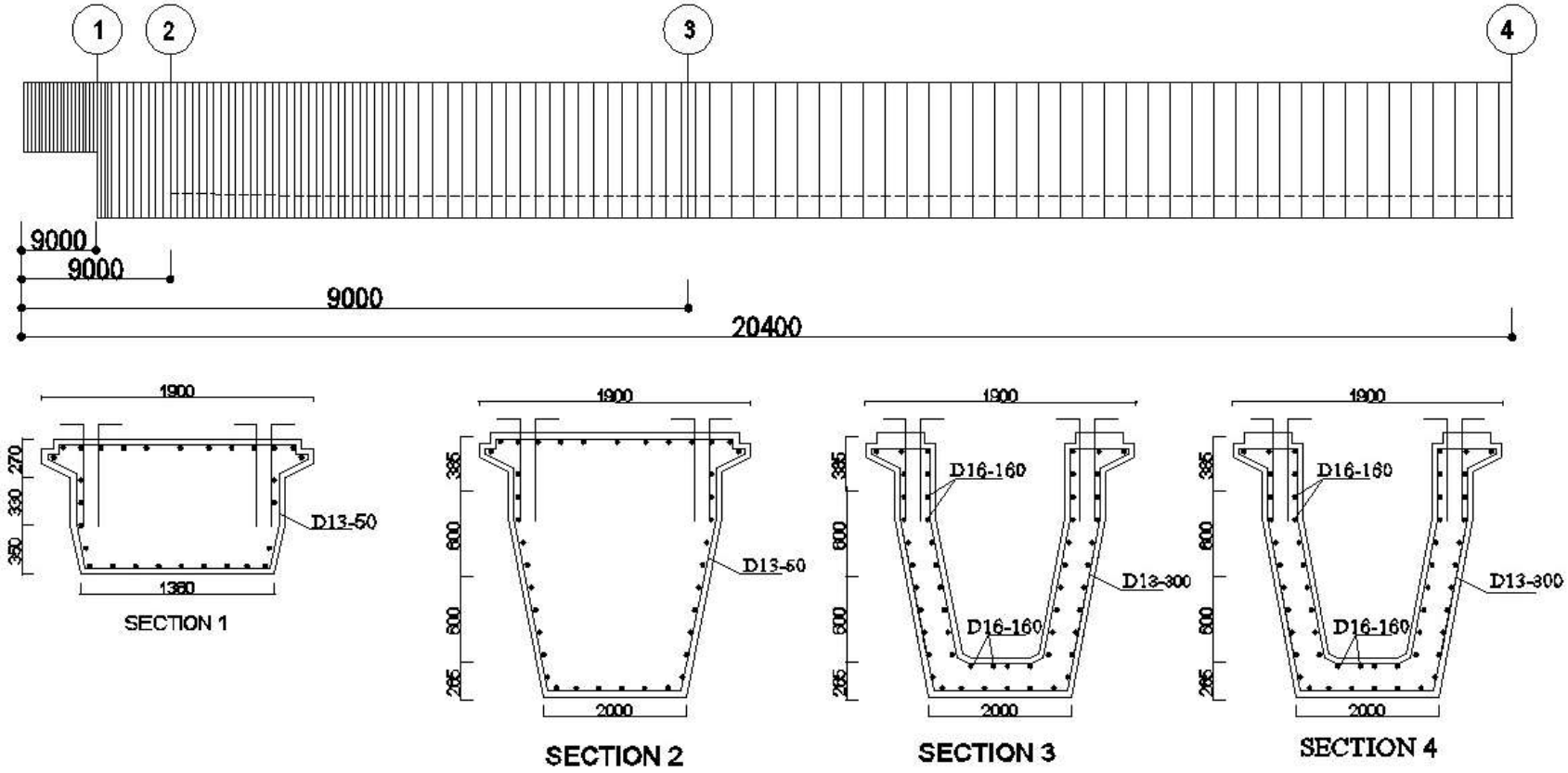
I_{xc} = Inersia penampang balok komposit

Perhitungan analisis *shear connector* tersaji pada Tabel Tabel 5.40.

Tabel 5.40 Hasil Jarak *Shear Connector*

X (m)	Kom-1 Vi (kN)	Kom-2 Vi (kN)	Kom-3 Vi (kN)	Kom-4 Vi (kN)	Kom-5 Vi (kN)	Kom-1 Fv (kPA)	Kom-2 Fv (kPA)	Kom-3 Fv (kPA)	Kom-4 Fv (kPA)	Kom-5 Fv (kPA)	Kom-1 As (mm)	Kom-2 As (mm)	Kom-3 As (mm)	Kom-4 As (mm)	Kom-5 As (mm)	Jarak (mm)
0	1565	1651	1543	1558	1851	887	936	875	883	1049	102	97	104	103	86	80
1	1492	1573	1471	1485	1763	845	891	833	841	999	107	102	109	108	91	80
2	1419	1495	1398	1412	1675	804	847	792	800	949	113	107	114	113	96	80
3	1346	1417	1326	1338	1587	762	803	751	758	899	119	113	121	120	101	100
4	1272	1339	1253	1265	1499	721	759	710	717	850	126	119	128	126	107	100
5	1199	1261	1181	1192	1412	679	715	669	675	800	133	127	136	134	113	100
6	1126	1184	1108	1119	1324	638	671	628	634	750	142	135	144	143	121	100
7	1052	1106	1036	1045	1236	596	626	587	592	700	152	145	155	153	129	100
8	979	1028	963	972	1148	555	582	546	551	650	163	156	166	165	139	100
9	906	950	891	899	1060	513	538	505	509	601	177	168	180	178	151	100
10	833	872	818	825	972	472	494	464	468	551	192	184	196	194	165	100
11	759	794	746	752	884	430	450	422	426	501	211	202	215	213	181	100
12	686	716	673	679	796	389	406	381	385	451	233	223	238	236	201	200
13	613	638	600	606	708	347	362	340	343	401	261	251	267	264	226	200
14	539	560	528	532	620	306	317	299	302	351	297	286	303	301	258	200
15	466	482	455	459	532	264	273	258	260	302	343	332	351	349	301	300
16	393	404	383	386	444	223	229	217	219	252	407	396	418	415	360	300
17	320	326	310	312	356	181	185	176	177	202	501	490	516	512	449	300
18	246	248	238	239	268	140	141	135	136	152	650	644	673	669	596	300
19	173	171	165	166	181	98	97	94	94	102	925	938	969	965	886	300
20	100	93	93	93	93	57	52	52	52	52	1604	1728	1728	1728	1728	300

202



Gambar 5.42 Gambar Penulangan Geser dan *Shear Conector*

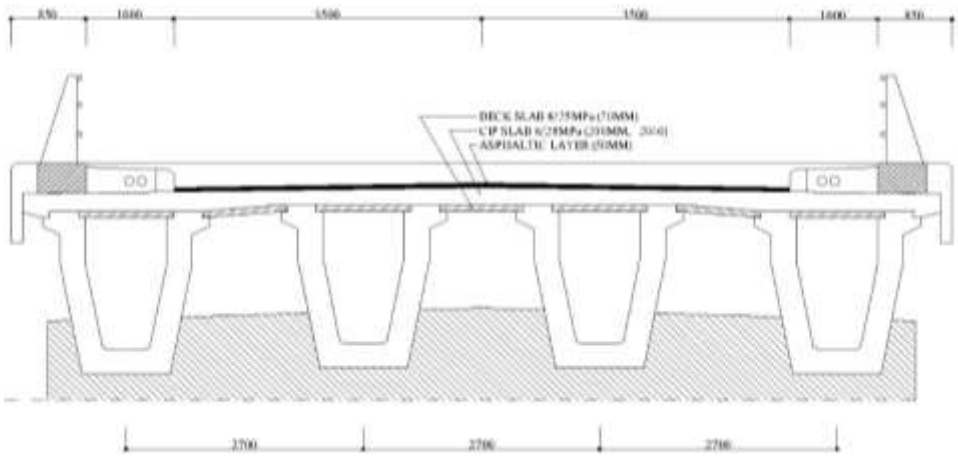
203

5.5 PERHITUNGAN PILAR (PILAR) JEMBATAN

5.5.1 Data Teknis

Perencanaan pilar / Pilar jembatan Jurang Gempal ini memerlukan beberapa data untuk perencanaan. Adapun data perencanaan untuk pilar sebagai berikut :

Data Struktur Atas



Gambar 5.43 Struktur Atas Jembatan Pada Pilar

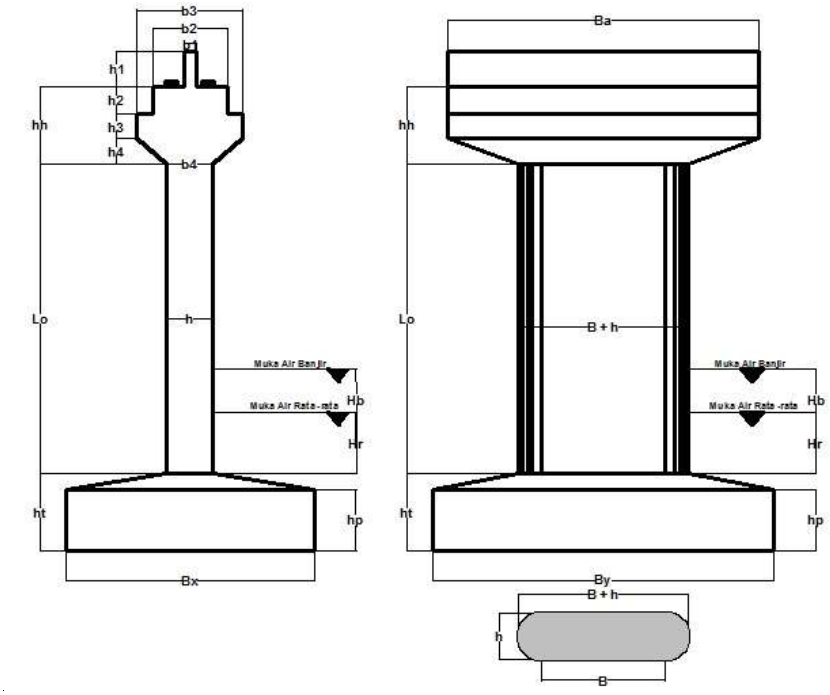
Ketentuan-ketentuan umum perencanaan Pilar jembatan terdiri dari :

Data struktur atas jembatan :

1. Panjang bentang jembatan (L) = 122,8 m
2. Tebal slab lantai jembatan (t_s) = 0,2 m
3. Tebal lapisan aspal + overlay (t_a) = 0,1 m
4. Tebal genangan air hujan (t_h) = 0,05 m
5. Lebar jalur lalu lintas (b_1) = 7 m
6. Lebar trotoar (b_2) = 1,00 m
7. Tebal trotoar (t_t) = 0,2 m
8. Lebar total jembatan (b) = 10,7 m
9. Tebal elastomer (h_e) = 0,05 m
10. Tinggi bidang samping jembatan (h_a)= 3,25 m

Pada perencanaan jembatan jurang Gempal menggunakan 2 tipe pilar, namun untuk perhitungan hanya digunakan 1 tipe karena dimensi pilar yang berbeda hanya pada tinggi kolom (L_c). Hasil kombinasi pembebanan terbesar yang akan

digunakan sebagai desain pilar. Pada perencanaan dimensi awal dari pilar jembatan yang berupa *headstock*, kolom, *pile cap* dan *bored pile* berdasarkan ukuran beberapa acuan. Untuk *headstock* penentuan dimensi berdasarkan dimensi girder yang akan dipasang, penentuan dimensi tidak boleh terlalu kecil karena kolom yang terlalu lentur sangat bahaya apabila digunakan untuk itu perlu diperhatikan antara dimensi kolom dengan tingginya yang berdasarkan tinggi beda elevasi antara jembatan dan permukaan tanah, penentuan dimensi *pile cap* harus sangat diperhatikan karena pada *pilecap* pilar jembatan selain menahan gaya aksial juga menahan momen yang besar sehingga mampu menahan gaya guling maupun geser yang disebabkan oleh kombinasi beban yang terjadi pada *pile cap*, maka dari itu syarat penjang pilecap minimal adalah 2/3 tinggi total pilar jembatan, dan penentuan dimensi pondasi *bored pile* harus sesuai dengan panjangnya sehingga *bored pile* tidak elastis dan berbahaya sedangkan untuk penentuan kedalaman *bored pile* harus mencapai kedalaman tanah batuan sehingga daya dukung aksial dan lateralnya tinggi. Namun dimensi tersebut perlu ditrial dan diperhitungkan sehingga aman terhadap gaya yang terjadi.Untuk lebih jelas data struktur bawah pilar adalah seperti gambar 5.44 dan tabel 5.41 berikut ini.



Gambar 5.44 Struktur Bawah Pilar

Tabel 5.41 Dimensi Struktur Bawah Pilar Jembatan Tipe 1 dan 2

HEADSTOCK				DATA SUNGAI		
Notasi	(m)	Notasi	(m)	Kedalaman Air	Notasi	(m)
b_1	0.2	h_1	1	Saat banjir rencana	H_b	5.5
b_2	2.2	h_2	0.85	Rata-rata tahunan	H_f	3
b_3	4	h_3	0.8	Sudut arah aliran sungai thd Pilar	Θ	0 °
b_4	1.4	h_4	0.8	TANAH DASAR PILE CAP		
B_a	10	h_h	2.45	Berat volume, ws =	15.59	kN/m^3
KOLOM PILAR				Sudut gesek, ø =	20.5	°
B	4	L_{c1}	10	Kohesi, c =	3.46	kPa
h	1.5	L_{c2}	7.5	Nilai NSPT	22	
PILE CAP				BAHAN STRUTUR		
h_p	1.4	B_x	8	Mutu Beton	K -	300
h_t	2	B_y	11	Mutu Baja Tulangan	U -	39

5.5.2 Pembebanan Pada Pilar / Pilar

Desain struktur pilar dipengaruhi oleh reaksi-reaksi yang terjadi pada struktur atas jembatan, Adapun reaksi-reaksi pembebanan pada jembatan disajikan dibawah ini, kemudian hasil reaksi dari struktur atas tersebut dikalikan dengan faktor beban ultimite untuk menghasilkan pengaruh beban terfaktor sesuai dengan kombinasi pembebanan pada RSNIT-02-2005.

Pada perencanaan pilar di bawah ini dilakukan pengelompokan pembebanan atau reaksi-reaksi yang mempengaruhi stuktur dari pilar.

2. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikul dan bersifat tetap. Berat sendiri dibedakan menjadi 2 macam, yaitu berat sendiri struktur atas, dan berat sendiri struktur bawah.

b. Berat sendiri struktur atas

Berat sendiri struktur atas meliputi slab, trotoar, balok prategang dan balok diafragma. Perhitungan berat sendiri struktur atas disajikan pada table 5.42 berikut ini.

Tabel 5.42 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas

No	Beban Struktur Atas	Jumlah n	Berat w (kN/m)	Bentang L (m)	Berat kN
1	Balok prategang	4	32.6353	40	5221.64161
2	Plat lantai	4	7.6240	40	1219.84551
3	Trotoar	4	2.4500	40	392
4	Deck Slab	4	3.0870	40	493.92
5	Dinding Tepi		25.4188	40	1016.75
6	Diafragma	4	0.4372	40	69.9516
Total Berat Sendiri Struktur Atas				W_{MS} =	8414.1087

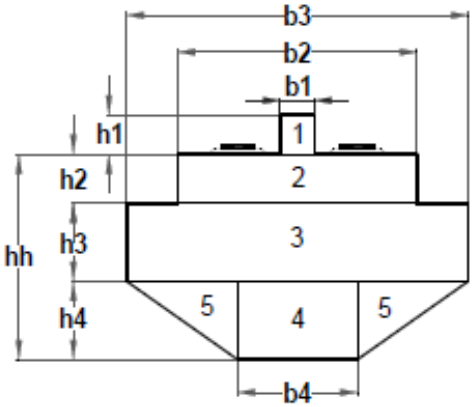
Letak titik berat struktur atas terhadap fondasi,

z_a = $h_t + L_c + h_h + h_e + h_a/2 = 2,5 + 10 + 2,45 + 0,05 + 3,25/2 = 16,725$ m

a. Berat sendiri struktur bawah

Berat sendiri struktur bawah meliputi berat sendiri Pilar *head / headstock*, Pilar dan *pile cap.*

4) Berat *headstock*



Gambar 5.45 Potongan Headstock Pilar

Perhitungan beban mati akibat berat sendiri *headstock* / Pilar *head* disajikan pada tabel 5.43 berikut ini.

Tabel 5.43 Perhitungan Beban Mati Headstock

No	Parameter berat bagian				Berat (kN)	Lengan thd alas		Momen stat (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	Shape		y	(m)	
1	0.2	1	10	1	49	h_h-h_1/2	1.95	95.55
2	2.2	0.85	10	1	458.15	h_h-h_1-h_2/2	1.025	469.60375
3	4	0.8	10	1	784	h_4+h_3/2	1.2	940.8
4	1.5	0.8	10	1	294	h_4/2	0.4	117.6
5	2.6	0.8	10	0.5	254.8	2/3*h_4	0.5333	135.8933
				Wh =	1820.15		Mh =	1754.2204

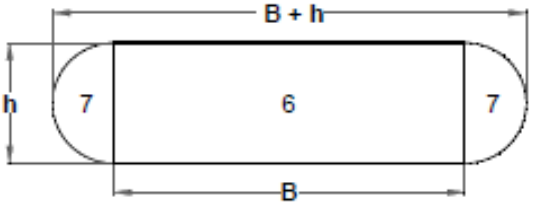
Letak titik berat *headstock* terhadap alas,

$y_h = M_h/W_h = 1754{,}2204 / 1820{,}15 = 0{,}9585$ m

Letak titik berat *headstock* terhadap dasar fondasi,

$z_h = y_h + L_c + h_t = 0{,}9585 + 10 + 2{,}5 = 13{,}4585$ m

5) Berat kolom Pilar



Gambar 5.46 Potongan Kolom Pilar

Perhitungan beban mati akibat berat sendiri kolom Pilar disajikan pada tabel 5.44 berikut ini.

Tabel 5.44 Perhitungan Beban Mati *Headstock*

No	Parameter berat bagian				Jumlah	Berat (kN)	Lengan thd alas		Momen stat (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	Shape			y	(m)	
6	4	1.5	10	1	1	1470	Lc/2	5	7350
7	0	1.5	10	π/4*h2	1	432.9507	Lc/2	5	2164.75
					Wc =	1902.9507		Mc =	9514.75

Letak titik berat kolom Pilar terhadap alas,

$y_c = M_c/W_c = 9514{,}75/1902{,}9507 = 5$ m

Letak titik berat kolom Pilar terhadap dasar fondasi,

z_c = $y_c + h_t$ = 5 + 2,5 = 7,5 m

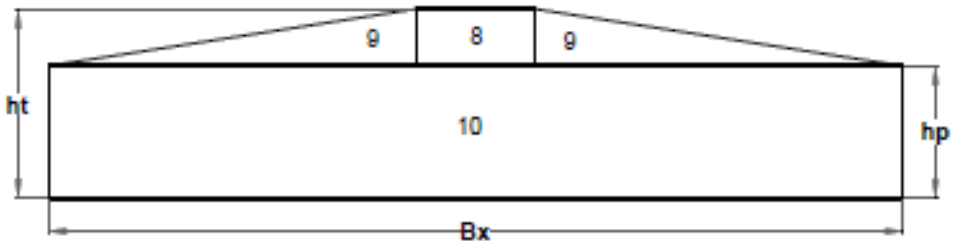
Luas penampang kolom Pilar,

A = $(B.h+1/4.\pi.h^2) = 2.(4.1,5+1/4.\pi.1,5^2)$ = 7,7671 m^2

Lebar ekivalen kolom Pilar,

Be = A/h = 7,7671/1,5 = 5,1780 m

6) Berat *pile cap* Pilar



Gambar 5.47 Potongan *Pile Cap* Pilar

Perhitungan beban mati akibat berat sendiri *pile cap* Pilar disajikan pada tabel 5.45 berikut ini.

Tabel 5.45 Perhitungan Beban Mati *Pile Cap* Pilar

No	Parameter berat bagian				Berat (kN)	Lengan thd alas		Momen stat (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	Shape		y	(m)	
8	1.4	0.5	9.6	1	164.64	hp+(ht-hp)/2	2.25	370.44
9	6.6	0.5	9.6	0.5	388.08	hp+(ht-hp)/3	2.1667	840.84
10	8	2	11	1	4312	hp/2	1	4312
				Wp =	4864.72		Mp =	5523.28

Letak titik berat *pile cap* Pilar terhadap alas,

$y_p = M_p/W_p$ = 5523,28/4864,72 = 1,1353 m

Letak titik berat *pile cap* Pilar terhadap dasar fondasi,

$z_p = y_p$ = 1,1353 m

Tabel 5.46 Beban Total Akibat Berat Sendiri Pilar

No	Jenis Konstruksi	Simbol	Berat (kN)
1	Headstock	W_h =	1830.15
2	Kolom Pilar	W_c =	1902.9507
3	Pile Cap	W_p =	4870.6
Total berat sendiri str bawah		P_{MS} =	8603.7

Berat sendiri pada fondasi,

P_{MS} = W_{MS} + $P_{MSbawah}$ = 8414,1087 + 8603,7 = 17017,809 kN

Berat sendiri pada kolom Pilar,

P_{MS} = W_{MS} + W_h + W_c = 8414,1087 +1820,15+1902,95= 12147,209 kN

6. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah berat bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural yaitu berupa lapis perkerasan aspal dan genangan air hujan. Perhitungan beban mati tambahan dapat dilihat pada tabel 5.47 berikut ini.

Tabel 5.47 Perhitungan Beban Mati Tambahan

No	Jenis Beban Mati Tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	w (kN/m^3)	Berat (kN)
1	Lap. Aspal & overlay	0.1	7	40	1	22	616
2	Lights, dll		0.5	40	2		40
4	Air hujan	0.05	10.7	40	1	9.8	209.72
						W_{MA} =	865.72

Letak titik berat beban mati tambahan terhadap fondasi,

z_a = h_t + L_c + h_h + h_e + h_a/2 = 2,5 + 10 + 2,45 + 0,05 + 3,25/2 = 16,725 m

7. Beban Lajur “D” (TD)

Beban Lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (*Uniformly Distributed Load*) UDL dan beban garis (*Knife Edge Load*) KEL.

Panjang bentang, L = 40 m

Lebar jalur lalu-lintas, B = 7,0 m

Beban merata (UDL)

$q = 9{,}0.\left(0{,}5 + \frac{15}{L}\right)$ kPa, untuk L = 40 m > 30 m

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

= 7,875 kPa

Pembebanan beban lajur D :

10. Beban merata pada balok (UDL):

QTD = [5,5 . *q* . 100%] + [(B – 5,5) . *q* . 50%]

= [5,5. 7,875.100%] + [(7 – 5,5) . 7,875. 50%] = 49,2187 kN/m

11. Beban Garis (KEL)

Beban garis KEL mempunyai intensitas p = 49 kN/m

Dari peraturan Perencanaan Jembatan RSNIT-02-2005, beban dinamis untuk pembebanan truk “T” diambil:

DLA = 0,4

Ekivalen beban garis

P’ = [5,5 . *p* . 100%] + [(*B* – 5,5) . *p* .50%]

= [5,5 . 49 . 100%] + [(7 – 5,5) . 49 . 50%] = 306,25 kN

Beban terpusat,

$P_{TD} = (1 + DLA).p.'$

$= (1 + 0{,}4).306{,}25 = 436{,}4062$ kN

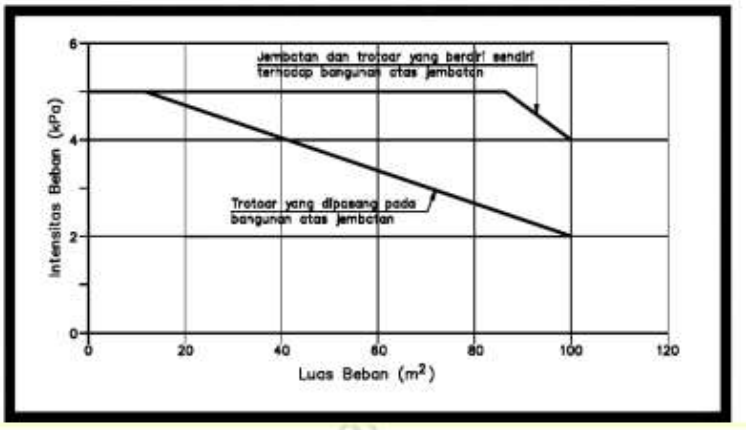
Beban pada pilar akibat beban lajur “D”

$P_{TD} = (L.Q_{TD} + P_{TD})$

$= .(49{,}21875.40 + 436{,}4062) = 2405{,}1563$ kN

12. Beban Pedestrian / Pejalan Kaki (TP)

Trotoar pada jembatan jalan raya direncakan mampu memikul beban dengan ketentuan sebagi berikut :



Gambar 5.48 Pembebanan Untuk Pejalan Kaki *(Sumber: RSNIT-02-2005)*

Dari Gambar 5.48 dengan luas beban 80 m^2 didapatkan intensitas beban sebesar q = 2,69 kPa.

Dengan *A* = Luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m2)

Lebar trotoar, *bt* = 1,00 m

Panjang bentang, *L* = 40 m

Luas trotoar :

$A = n.bt \,.\, L$

$= 2.1.40 = 80\ m^2$

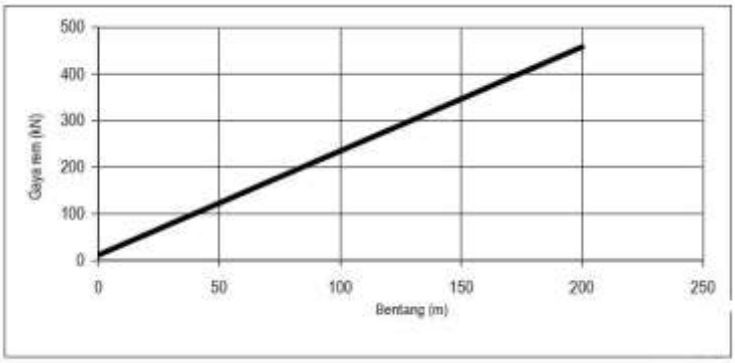
$q = 2{,}69$ kPa

Beban pada Pilar akibat pejalan kaki,

$P_{TP} = q \,.\, A = 2{,}69.\ 80 = 215{,}2$ kN

13. Gaya Rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1,80 m di atas permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang jembatan (Lt) dapat dilihat pada gambar 5.49 berikut:



Gambar 5.49 Besar Gaya Rem pada Lajur

Untuk bangunan Jembatan Jurang Gempal L 40 m berdasarkan Gambar 4.59 didapat nilai KBU = 100 kN dengan lebar lajur B= 7 m, maka gaya rem (TTB) yang dipakai sebesar :

$$T_{TB} = \left(\frac{KBU}{2{,}75}\right).B$$

$$= \left(\frac{100}{2{,}75}\right).7$$

$$= 254{,}5454 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{TB} = h_t + L_c + h_h + h_e + h_b + t_a$$

$$= 2{,}5 + 10 + 2{,}45 + 0{,}05 + 1{,}85 + 0{,}1 = 17{,}5 \text{ m}$$

Momen akibat gaya rem pada fondasi,

$$M_{TB} = T_{TB}.Y_{TB} = 254{,}5454.17{,}5 = 4340 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom Pilar,

$$Y'_{TB} = L_c + h_h + h_e + h_b + t_a$$

$$= 10 + 2{,}45 + 0{,}05 + 1{,}85 + 0{,}1 = 14{,}55 \text{ m}$$

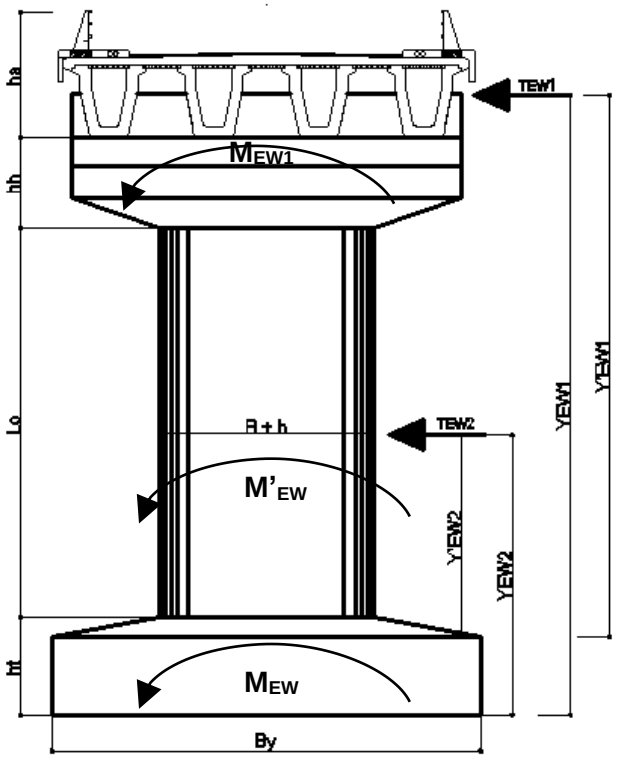
Momen akibat gaya rem pada fondasi,

$$M_{TB} = T_{TB}.Y'_{TB} = 254{,}5454.14{,}55 = 3703{,}6364 \text{ kNm}$$

14. Beban Angin (EW)

c. Beban angin arah y (melintang jembatan)

Arah beban angin tegak lurus arah memanjang jembatan seperti terlihat pada gambar 5.50 berikut ini.



Gambar 5.50 Beban Angin Arah Y Pada Pilar

Beban angin pada struktur atas

Koefisien seret, Cw = 1,4192 (Sumber : *RSNIT-02-2005)*

Kecepatan angin rencana, Vw = 30 m/dt

Bentang jembatan, L = 40 m

Tinggi bidang samping jembatan, ha = 3,25 m

Luas bidang samping, Ab = ha.L = 3,25.40 = 130 m^2

Beban akibat angin,

$$T_{EW1} = 0{,}0006.Cw.Vw^2.Ab$$

$$= 0{,}0006.1{,}4192.30^2.130 = 99{,}63 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{EW} = h_t + L_c + h_h + h_e + h_a / 2$$

$$= 2{,}5 + 10 + 2{,}45 + 0{,}05 + 3{,}25 / 2 = 16{,}725 \text{ m}$$

Momen akibat gaya angin,

$M_{EW1} = T_{EW1}.Y_{EW}$ 99,63.16,725 = 1666,3118 kNm

Lengan terhadap kolom Pilar,

$Y'_{EW} = L_c + h_h + h_e + h_a / 2$

$= 10 + 2,45 + 0,05 + 3,25 / 2$ = 14,225 m

Momen akibat gaya angin,

$M'_{EW1} = T_{EW1}.Y'_{EW}$ = 99,63.14,225 = 1417,2368 kNm

3) Beban Angin Pada Struktur Bawah

Tinggi bidang samping str.bawah, h = $L_c + h_h$ = 10 + 2,45 = 12,45 m

Luas bidang samping, Ab = $h.(L_c+h_h)$ = 1,5.12,45 = 18,675 m^2

Beban akibat angin,

$T_{EW2} = 0,0006.Cw.Vw^2.Ab$

$= 0,0006.1,4192.30^2.18,675$ = 14,3122 kN

Lengan terhadap fondasi,

$Y_{EW} = h_t + (L_c + h_h)/2 = 2,5 + (10 + 2,45)/2$ = 8,725 m

Momen akibat gaya angin,

$M_{EW2} = T_{EW2}.Y_{EW}$ = 14,3122.8,725 = 124,8742 kNm

Lengan terhadap kolom Pilar,

$Y'_{EW} = (L_c + h_h)/2 = (10 + 2,45)/2$ = 6,225 m

Momen akibat gaya angin,

$M'_{EW2} = T_{EW2}.Y'_{EW}$ = 14,3122.6,225 = 89,0936 kNm

Total beban angin,

$T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2}$

$= 99,63 + 14,3122$ = 113,9422 kNm

Total momen pada fondasi akibat angin,

$M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2}$

$= 1666,3118 + 124,8742$ = 1791,186 kNm

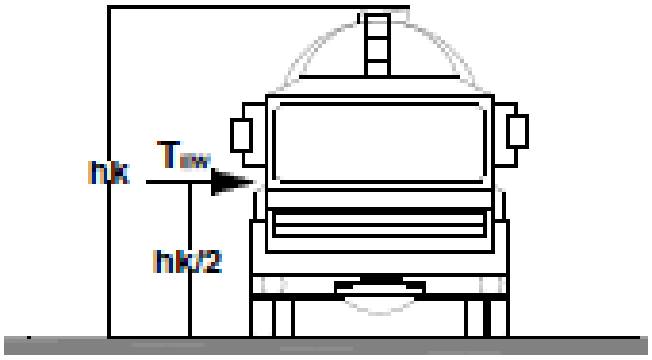
Total momen pada kolom Pilar akibat angin,

$$M'_{EW} = M'_{EW1} + M'_{EW2}$$

$$= 1417{,}2368 + 89{,}0936 = 1506{,}3304 \text{ kNm}$$

4) Transfer Beban Angin Ke Lantai Jembatan

Beban garis merata tambahan arah horinsontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan lihat gambar 5.51.



Gambar 5.51 Transfer Beban Angin Ke Lantai Jembatan

Koefisien seret, Cw = 1,2 (Sumber : *RSNIT-02-2005*)

Kecepatan angin rencana, Vw = 30 m/dt

Beban akibat angin,

$$T_{EW} = 0{,}0012.Cw.Vw^2$$

$$= 0{,}0012.1{,}2.30^2 = 1{,}296 \text{ kN/m}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi , *h* = 2 m dan jarak antar roda, *x* = 1,75 m

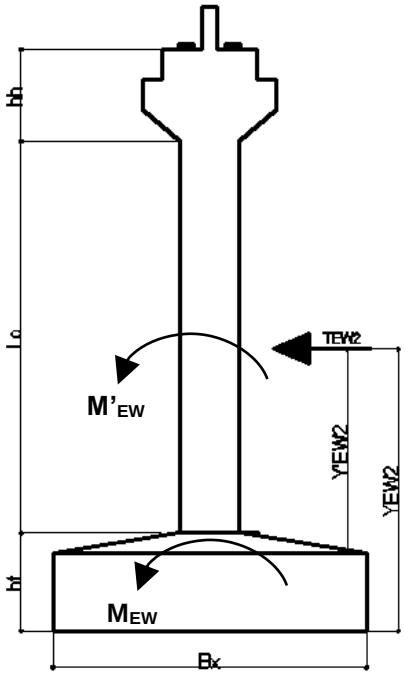
Jumlah *U girder*, n = 4

Gaya pada fondasi akibat transfer beban angin ke lantai jembatan,

$$P_{EW} = n.\left(0{,}5.\frac{h}{x}.T_{EW}\right).L$$

$$= 4.\left(0{,}5.\frac{2}{1{,}75}.1{,}296\right).40 = 118{,}4914 \text{ kN}$$

d. Beban angin arah x (memanjang jembatan)



Gambar 5.52 Beban Angin Arah X Pada Pilar

Ukuran bidang Pilar yang ditiup angin,

Tinggi, $L_c + h_h$ = 10 + 2,45 = 12,45 m

Lebar, (B + h) = 4 + 1,5 = 5,5 m

Luas bidang Pilar yang ditiup angin,

$A_b = (B+h).(L_c+h_h) = 5{,}5.12{,}45 = 68{,}475$ m^2

Beban akibat angin,

$T_{EW} = 0{,}0006.Cw.Vw^2.Ab$

$= 0{,}0006.1{,}4192.30^2.68{,}475 = 52{,}4781$ kN

Lengan terhadap fondasi,

$Y_{EW} = h_t + (L_c + h_h)/2 = 2{,}5 + (10 + 2{,}45)/2 = 8{,}725$ m

Momen akibat gaya angin,

$M_{EW} = T_{EW}.Y_{EW} = 52{,}4781 \,.\, 8{,}725 = 457{,}8721$ kNm

Lengan terhadap kolom Pilar,

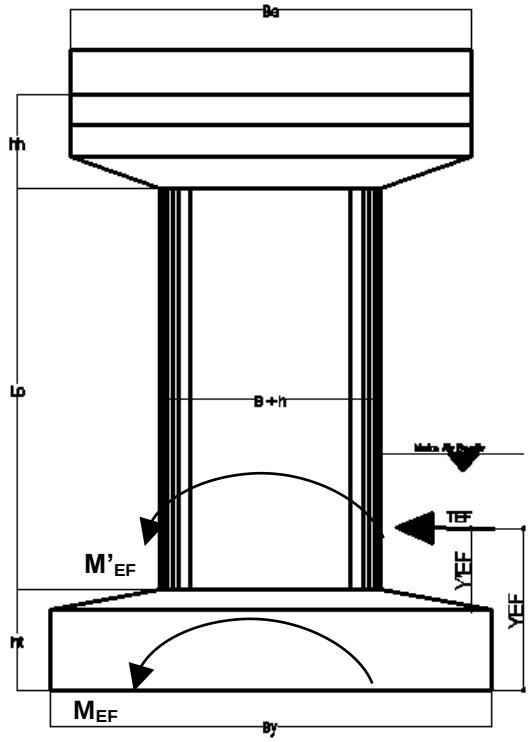
$Y'_{EW} = (L_c + h_h)/2 = (10 + 2{,}45)/2 = 6{,}225$ m

Momen akibat gaya angin,

$M'_{EW} = T_{EW}.Y'_{EW}$ = 52,4781.6,225 = 326,6767 kNm

15. Aliran Air

c. Gaya Seret Arah Y (Melintang Jembatan)



Gambar 5.53 Beban Gaya Seret Arah Y

Koefisien sudut seret, C_d = 0,7

Kecepatan aliran air rerata banjir, V_a = 3 m/dt

Sudut arah aliran terhadap Pilar, θ = 0 °

Kedalaman air banjir, H_b = 5,5 m

Lebar Pilar tegak lurus aliran, h = 1,5 m

Luas proyeksi Pilar tegak lurus aliran air,

$A_D = H_b.\frac{h}{\cos\theta}$ = 5,5.$\frac{1,5}{\cos 0°}$ = 8,25 m^2

Gaya pada Pilar akibat aliran air,

$T_{EF} = 0,5.C_d.V_a^{\ 2}.A_D$ = 0,5.0,7.3^2.8,25 = 25,9875 kN

Lengan terhadap fondasi,

$Y_{EF} = H_b / 2 + h_t = 5{,}5/2 + 2{,}5 = 5{,}25$ m

Momen akibat aliran air,

$M_{EF} = T_{EF}.Y_{EF} = 25{,}9875.5{,}25 = 136{,}4343$ kNm

Lengan terhadap kolom Pilar,

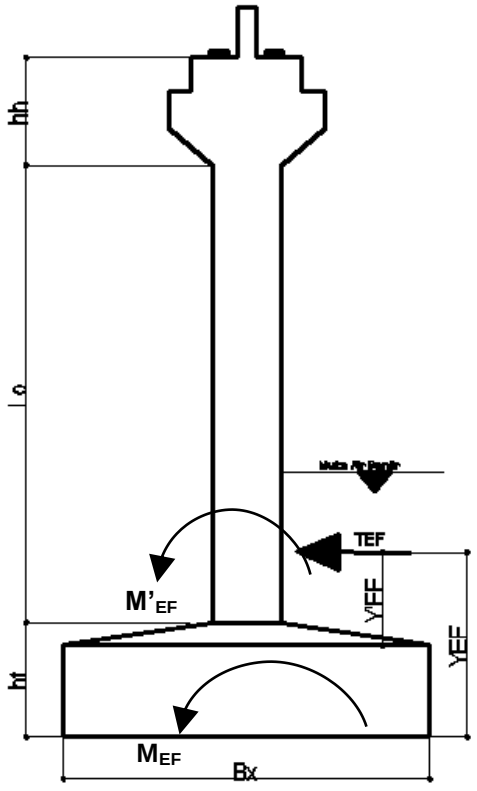
$Y'_{EF} = H_b / 2 = 5{,}5/2 = 2{,}75$ m

Momen akibat aliran air,

$M'_{EF} = T_{EF}.Y'_{EF} = 25{,}9875.2{,}75 = 71{,}4656$ kNm

d. Gaya Seret Arah X (Memanjang Jembatan)

Karena Pilar membentuk sudut θ terhadap arah aliran, maka harus diperhitungkan gaya angkat yang arahnya tegak lurus terhadap gaya seret.



Gambar 5.54 Gaya Angkat Arah X

Koefisien sudut seret, C_L = 1,4

Kecepatan aliran air rerata banjir, V_a = 3 m/dt

Sudut arah aliran terhadap Pilar, θ = 0 °

Kedalaman air banjir, H_b = 5,5 m

Lebar Pilar tegak lurus aliran, h = 2.(B+h) = 2.4,5 = 9 m

Luas proyeksi Pilar tegak lurus aliran air,

$$A_L = H_b.\frac{B+h}{\cos\theta} = 5{,}5.\frac{5{,}5}{\cos 0°} = 30{,}25 \text{ m}^2$$

Gaya pada Pilar akibat aliran air,

$$T_{EF} = 0{,}5.C_L.V_a^{\,2}.A_L = 0{,}5.1{,}4.30^2.30{,}25 = 190{,}575 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{EF} = H_b/2 + h_t = 5{,}5/2 + 2{,}5 = 5{,}25 \text{ m}$$

Momen akibat aliran air,

$$M_{EF} = T_{EF}.Y_{EF} = 190{,}575.5{,}25 = 1000{,}5188 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom Pilar,

$$Y'_{EF} = H_b/2 = 5{,}5/2 = 2{,}75 \text{ m}$$

Momen akibat aliran air,

$$M'_{EF} = T_{EF}.Y'_{EF} = 190{,}575.2{,}75 = 524{,}0812 \text{ kNm}$$

16. Benda Hanyutan dan Tumbukan dengan Kayu

d. Benda Hanyutan

Koefisien susut seret, C_D = 1,04

Kecepatan aliran air rerata banjir, V_a = 30 m/dt

Kedalaman benda hanyutan, Dh = 4,3 m (di bawah muka air banjir)

Lebar benda hanyutan, Bh = L/2 = 40/2 = 20 m

Sehingga dipakai Bh = 20 m berdasarkan RSNIT-02-2005

Luas proyeksi Pilar tegak lurus aliran air,

$$A'_D = B_h.\frac{D_h}{\cos\theta} = 20.\frac{4{,}3}{\cos 0°} = 86 \text{ m}^2$$

Gaya pada Pilar akibat benda hanyutan,

$$T_{EF} = 0{,}5.C_D.V_a^{\,2}.A'_D = 0{,}5.1{,}04.3^2.86 = 402{,}48 \text{ kN}$$

e. Tumbukan Dengan Batang Kayu

Kecepatan aliran pada saat banjir, Vs = 1,4.Va = 1,4.3 = 4,2 m/dt

Massa batang kayu, M = 2 ton

Lendutan elastis ekivalen, d = 0,075 m (tabel 3.10)

Gaya pada Pilar akibat tumbukan batang kayu,

$T_{EF} = M.Vs^2 / d = 2.4{,}2^2 / 0{,}075$ = 470,4 kN

f. Gaya Dan Momen Yang Digunakan

Untuk analisis kekuatan Pilar diambil gaya yang terbesar di antara gaya akibat benda hanyutan dan gaya akibat tumbukan dengan batang kayu, sehingga :

T_{EF} = 470,4 kN

Lengan terhadap fondasi,

$Y_{EF} = H_b - D_h / 2 + h_t = 5{,}5 - 4{,}3 / 2 + 2{,}5$ = 5,85 m

Momen akibat tumbukan batang kayu,

$M_{EF} = T_{EF}.Y_{EF} = 470{,}4.5{,}85$ = 2751,84 kNm

Lengan terhadap kolom Pilar,

$Y'_{EF} = H_b - D_h / 2 = 5{,}5 - 4.3 / 2$ = 3,35 m

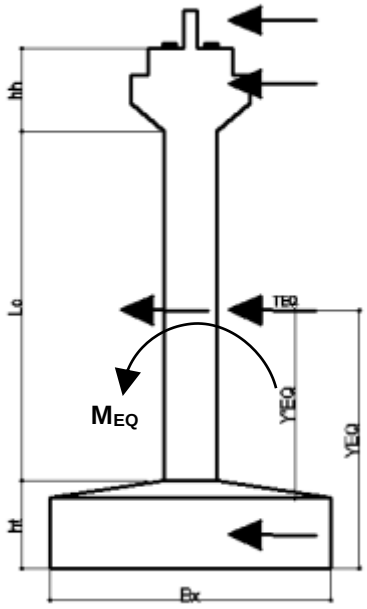
Momen akibat tumbukan batang kayu,

$M'_{EF} = T_{EF}.Y'_{EF} = 470{,}4.3{,}35$ = 1575,84 kNm

17. Beban Gempa (EQ)

Beban gempa pada Pilar dihitung dengan perhitungan beban gempa statik ekivalen.

c. Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah X)



Gambar 5.55 Beban Gempa Arah X Pada Pilar

Perhitungan beban gempa arah memanjang jembatan dapat dilihat seperti berikut ini.

Luas penampang kolom Pilar, Ac = 7,7671 m^2

Tebal penampang kolom Pilar, h = 1,5 m

Lebar ekivalen kolom Pilar, Be = A/h = 7,7671/1,5 = 5,1780 m

Tinggi kolom Pilar, Lc = 10 m

Inersia penampang Pilar, Ic = 1/12.Be.h^3=1/12.5,1780.1,5^3 = 1,1456 m^4

Kuat tekan beton, f'c = 24,9 MPa

Modulus elastis beton,

$$E_C = 4700.\sqrt{f'c} = 4700.\sqrt{24,9} = 23452,95 \text{ MPa} = 23452952,91 \text{ kPa}$$

Nilai kekeakuan,

$$K_P = 3.Ec.\frac{Ic}{Lc^3} = 3.23452952,91.\frac{1,4563}{10^3} = 102466,41 \text{ kN/m}$$

Berat total struktur,

$$W_T = P_{MS(atas)} + P_{MS(headstock)} + 0,5.P_{MS(pier)} + P_{MA}$$

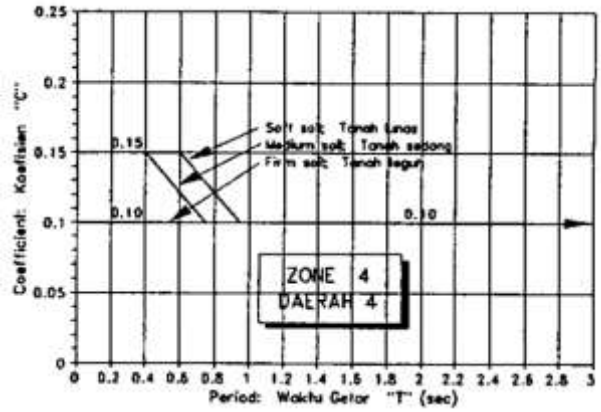
$$= 8414,1087 + 1830,15 + 0,5.1902,9507 + 865,72$$

$$= 12061,454 \text{ kN}$$

Waktu getar alami struktur,

$$T = 2.\pi.\sqrt{\frac{W_T}{g.K_P}} = 2.\pi.\sqrt{\frac{12061{,}454}{9{,}8.102466{,}41}} = 0{,}6686 \text{ detik}$$

Untuk menentukan koefisien geser dasar gempa berdasarkan wilayah gempa 4 dengan nilai T = 0,6886 detik maka digunakan grafik di bawah ini :



Gambar 5.56 Koefisien Geser Dasar Gempa Wilayah 4

Klasifikasi jenis tanah pada daerah ini termasuk jenis tanah sedang, sehingga dengan nilai T = 0,6886 detik, kemudian didapatkan besarnya koefisien gempa (C) sebesar 0,11. Untuk struktur dapat berperilaku daktail dan mengalami simpangan yang cukup besar sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, nilai faktor tipe struktur (S) sebagai berikut :

S= 1 × F

F= 1,25 – (0,25 × n)

n= jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa (1)

F= 1,25 – (0,025 × 1) = 1,225

S= 1 × F

= 1 × 1,225 = 1,225

Sebelum menentukan besarnya gaya gempa, harus diketahui dahulu besarnya koefisien beban gempa horizontal yaitu sebesar :

K_h = C × S

= 0,11 × 1,225 = 0,1347

Dengan faktor kepentingan (I) yaitu pengaruh dari seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk mengurangi pembebanan lalu lintas, maka diambil sebesar 1,2 sehingga diperoleh gaya gempa sebesar :

$T_{EQ} = K_h \times I \times W_T$

$= 0{,}1347 \times 1{,}2 \times W_T \quad = 0{,}1617\ W_T\ kN$

Perhitungan distribusi gaya gempa arah x disajikan pada tabel 5.48 berikut ini.

Tabel 5.48 Perhitungan Distribusi Gaya Gempa Arah X

No	Jenis Beban Mati	W (kN)	T_{EQ} (kN)	Lengan thd fondasi	z (m)	M_{EQ} (kNm)
1	Berat sendiri struktur atas	8414.1087	1360.561	z_a	16.725	22755.3891
2	Beban mati tambahan	865.72	139.9869	z_a	16.725	2341.2813
3	Berat sendiri Headstock	1830.15	295.9353	z_h	13.4585	3982.8481
4	Berat sendiri kolom Pilar	1902.9507	307.7071	z_c	7.5	2307.8035
5	Berat sendiri pile cap	4870.6	787.576	z_p	1.1368	895.3329
Gaya pd Fondasi akibat gempa		T_{EQ} =	2891.7667		M_{EQ} =	32282.654

Lengan terhadap fondasi,

$Y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} = 32282{,}654 / 2891{,}7667 = 11{,}1634$ m

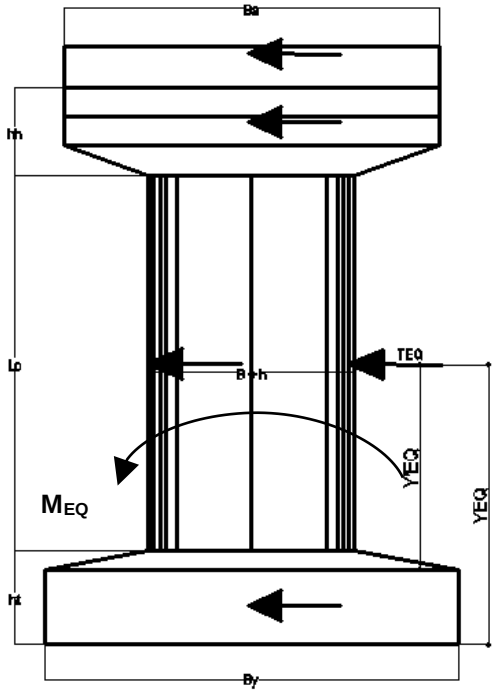
Lengan terhadap kolom Pilar,

$Y'_{EQ} = Y_{EQ} - h_t = 11{,}1634 - 2{,}5 = 8{,}6636$ m

Momen pada kolom Pilar akibat gempa,

$M_{EQ} = T_{EQ}.Y_{EQ} = 2891{,}7667.8{,}6636 = 25053{,}238$ kNm

d. Beban Gempa Arah Melintang Jembatan (Arah Y)



Gambar 5.57 Beban Gempa Arah Y Pada Pilar

Perhitungan beban gempa arah melintang jembatan dapat dilihat seperti berikut ini.

Luas penampang kolom Pilar, Ac = 7,7671 m^2

Tebal penampang kolom Pilar, h = 1,5 m

Lebar ekivalen kolom Pilar, Be = A/h = 7,7671/1,5 = 5,1780 m

Tinggi kolom Pilar, Lc = 10 m

Inersia penampang Pilar, Ic = 1/12.Be^3.h = 1/12.5,1780^3.1,5 = 17,3548 m^4

Kuat tekan beton, f'c = 24,9 MPa

Modulus elastis beton,

$$E_C = 4700.\sqrt{f'c} = 4700.\sqrt{24,9} = 23452,95 \text{ MPa} = 23452952,91 \text{ kPa}$$

Nilai kekeakuan,

$$K_P = 3.Ec.\frac{Ic}{Lc^3} = 3.23452952,91.\frac{17,3548}{10^3} = 1221066,8 \text{ kN/m}$$

Berat total struktur,

$$W_T = P_{MS(atas)} + P_{MS(headstock)} + 0,5.P_{MS(pier)} + P_{MA}$$

$$= 8414{,}1087 + 1830{,}15 + 0{,}5.1902{,}9507 + 865{,}72 = 12061{,}454 \text{ kN}$$

Waktu getar alami struktur,

$$T = 2.\pi.\sqrt{\frac{W_T}{g.K_P}} = 2.\pi.\sqrt{\frac{12061{,}454}{9{,}8.1221066{,}8}} = 0{,}1994 \text{ detik}$$

Klasifikasi jenis tanah pada daerah ini termasuk jenis tanah sedang, sehingga dengan nilai T = 0,1994 detik, kemudian didapatkan besarnya koefisien gempa (C) sebesar 0,15. Untuk struktur dapat berperilaku daktail dan mengalami simpangan yang cukup besar sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, nilai faktor tipe struktur (S) sebagai berikut :

S = 1 × F

F = 1,25 – (0,25 × n)

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa (1)

F = 1,25 – (0,025 × 1)

= 1,225

S= 1 × F

= 1 × 1,225 = 1,225

Sebelum menentukan besarnya gaya gempa, harus diketahui dahulu besarnya koefisien beban gempa horizontal yaitu sebesar :

K_h = C × S

= 0,15 × 1,225

= 0,1837

Dengan faktor kepentingan (I) yaitu pengaruh dari seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk mengurangi pembebanan lalu lintas, maka diambil sebesar 1,2 sehingga diperoleh gaya gempa sebesar :

T_{EQ} = K_h × I × W_T

= 0,1837× 1,2 × W_T

= 0,2205 W_T kN

Perhitungan distribusi gaya gempa arah x disajikan pada tabel 5.49 di bawah ini

Tabel 5.49 Perhitungan Distribusi Gaya Gempa Arah Y

No	Jenis Beban Mati	W (kN)	T_{EQ} (kN)	Lengan thd fondasi	z (m)	M_{EQ} (kNm)
1	Berat sendiri struktur atas	8414.109	1855.311	z_a	16.725	31030.076
2	Beban mati tambahan	865.720	190.891	z_a	16.725	3192.656
3	Berat sendiri Headstock	1830.150	403.548	z_h	13.459	5431.157
4	Berat sendiri kolom Pilar	1902.951	419.601	z_c	8	3147.005
5	Berat sendiri pile cap	4870.600	1073.967	z_p	1.137	1220.909
Gaya pd Fondasi akibat gempa		T_{EQ} =	3943.318		M_{EQ} =	44021.802

Lengan terhadap fondasi,

$Y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} = 44021{,}802 / 3943{,}318 = 11{,}1636$ m

Lengan terhadap kolom Pilar,

$Y'_{EQ} = Y_{EQ} - h_t = 11{,}1636 - 2{,}5 = 8{,}6636$ m

Momen pada kolom Pilar akibat gempa,

$M_{EQ} = T_{EQ}.Y_{EQ} = 3943{,}318.8{,}6636 = 34163{,}507$ kNm

5.5.3 Kombinasi Beban Kerja Pada Pilar

Kombinasi beban yang lazim bisa dilihat pada Tabel 40 Kombinasi beban umum untuk keadaan batas kelayanan dan ultimit (RSNI T -02-2005). Sehingga digunakan kombinasi 1-5 seperti pada tabel 5.50-55 berikut .

Tabel 5.50 Kombinasi Beban Ultimit

Aksi / Beban	Simbol	Kombinasi Pembebanan				
		1	2	3	4	5
A. Aksi Permanen						
1.Berat sendiri	MS	√	√	√	√	√
2.Beban Mati Tambahan	MA	√	√	√	√	√
B. Aksi Transien						
1.Beban Lajur "D"	TD	√	√	√	√	√
2.Gaya Rem	TB	√				
3.Pejalan Kaki	TP		√			
C. Aksi Lingkungan						
1.Beban Angin	EW				√	
2.Beban Gempa	EQ					√
3.Aliran Air	EF	√		√		
4.Beban Tumbukan	EF				√	

Tabel 5.51 Pembebanan Pilar Kombinasi I

No	Aksi Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	17017.809				
2	Beban mati tambahan	MA	865.72				
3	Beban lajur "D"	TD	2405.1563				
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya rem	TB		254.5455		4340	
6	Aliran Air	EF		190.575	25.9875	1000.5188	136.4343
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
			20288.686	445.1205	25.9875	5340.5188	136.4343

Tabel 5.52 Pembebanan Pilar Kombinasi 2

No	Aksi Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	17017.809				
2	Beban mati tambahan	MA	865.720				
3	Beban lajur "D"	TD	2405.156				
4	Beban pedestrian	TP	215				
5	Gaya rem	TB					
6	Aliran Air	EF					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
			20503.886				

Tabel 5.53 Pembebanan Pilar Kombinasi 3

No	Aksi Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	17017.809				
2	Beban mati tambahan	MA	865.720				
3	Beban lajur "D"	TD	2405.156				
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya rem	TB					
6	Aliran Air	EF		190.575	25.988	1000.519	136.434
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
			20288.686	190.575	25.988	1000.519	136.434

Tabel 5.54 Pembebanan Pilar Kombinasi 4

No	Aksi Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	17017.809				
2	Beban mati tambahan	MA	865.72				
3	Beban lajur "D"	TD	2405.1563				
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya rem	TB					
6	Aliran Air	EF					
7	Tumbukan	EF			470.4		2751.84
8	Beban angin	EW	118.491	52.478	113.942	457.872	1791.186
9	Beban gempa	EQ					
			20407.177	52.4781	584.3422	457.87218	4543.026

Tabel 5.55 Pembebanan Pilar Kombinasi 5

No	Aksi Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	17017.809				
2	Beban mati tambahan	MA	865.72				
3	Beban lajur "D"	TD	2405.156				
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya rem	TB					
6	Aliran Air	EF					
7	Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ		2891.767	3943.318	32282.655	44021.802
			20288.686	2891.767	3943.318	32282.655	44021.802

Tabel 5.56 Rekap Kombinasi Pembebanan Pilar Tipe 1

No	Kombinasi Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Kombinasi-1	20288.686	445.12045	25.9875	5340.51875	136.43438
2	Kombinasi-2	20503.886				
3	Kombinasi-3	20288.686	190.575	25.988	1000.519	136.434
4	Kombinasi-4	20407.177	52.478	584.342	457.872	4543.026
5	Kombinasi-5	20288.686	2891.767	3943.318	32282.655	44021.802

Tabel 5.57 Rekap Kombinasi Pembebanan Pilar Tipe 2

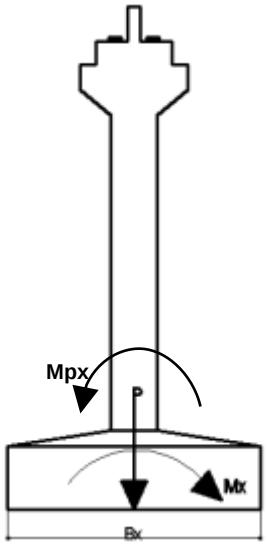
No	Kombinasi Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kN)	My (kNm)
1	Kombinasi-1	19812.948	445.12045	25.9875	4704.15511	136.43438
2	Kombinasi-2	20028.148				
3	Kombinasi-3	19812.948	190.575	25.988	1000.519	136.434
4	Kombinasi-4	19931.439	41.940	581.468	313.504	4254.578
5	Kombinasi-5	19812.948	2814.840	3838.418	26926.020	36717.300

Dari tabel 5.56 dan 5.57 dapat diketahui kombinasi pembebanan pilar tipe 1 adalah yang terbesar, maka untuk perhitungan menggunakan pilat tipe 1 karena jika pilar tipe 1 aman maka tipe 2 akan aman.

5.5.4 Stabilitas Pada Pilar

Pada perencanaan Pilar harus memenuhi syarat kestabilan. Analisa stabilitas pilar di tinjau terhadap stabilitas guling, stabilitas geser dan stabilitas terhadap daya dukung tanah. Untuk menganalisa stabilitas menggunakan angka aman atau *safety factor*.

1. Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan (Arah X)



Gambar 5.58 Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan

Letak titik guling A terletak di ujung *pile cap* terhadap pusat *pile cap* pilar :

$\frac{B_X}{2} = \frac{8}{2} = 4$ m

Beban aksial pada kombinasi 5, P = 20288,686 kN

Momen yang mengakibatkan guling, ΣMx = 32282,655 kNm

Momen penahan guling pada kombinasi 5,

$\sum M_{PX} = \frac{B_X}{2} . \sum P = 4.20288,6857 = 81154,7428$ kNm

Faktor aman terhadap guling,

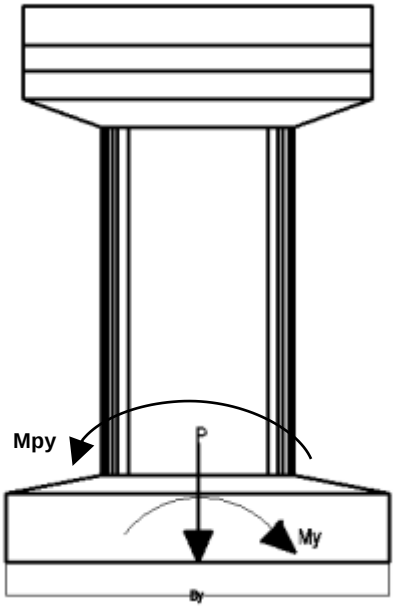
$SF = \frac{\sum M_{PX}}{\sum M_X} . = \frac{81154,7428}{32282,655} = 2,5138$ kNm > 2, Aman terhadap gaya guling

Untuk perhitungan stabilitas pilar guling arah memanjang dapat dilihat pada tabel 5.58 berikut ini.

Tabel 5.58 Stabilitas Guling Pilar Arah Memanjang Jembatan

No	Kombinasi Beban	P (kN)	Mx (kNm)	Mp (kNm)	SF	Ket
1	Kombinasi - 1	20288.686	5340.5188	81154.743	15.196	AMAN
2	Kombinasi - 2	20503.886		82015.543		
3	Kombinasi - 3	20288.686	1000.5188	81154.743	81.113	AMAN
4	Kombinasi - 4	20407.177	457.87218	81628.709	178.278	AMAN
5	Kombinasi - 5	20288.686	32282.655	81154.743	2.514	AMAN

2. Stabilitas guling arah melintang jembatan (arah Y)



Gambar 5.59 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan

Letak titik guling A terletak di ujung *pile cap* terhadap pusat *pile cap* pilar :

$\frac{B_y}{2} = \frac{11}{2} = 5{,}5$ m

Beban aksial pada kombinasi 5, P = 20288,686 kN

Momen yang mengakibatkan guling, ΣMy = 44021,802 kNm

Momen penahan guling pada kombinasi 5,

$$\sum M_{Py} = \frac{B_y}{2} . \sum P = 5{,}5.44021{,}802 = 111587{,}771 \text{ kNm}$$

Faktor aman terhadap guling,

$$SF = \frac{\sum M_{Py}}{\sum M_y} . = \frac{111587{,}771}{44021{,}8022} = 2{,}534 \text{ kNm} > 2 \text{ , Aman terhadap gaya guling}$$

Untuk perhitungan stabilitas pilar guling arah melintang dapat dilihat pada tabel 5.59 berikut ini.

Tabel 5.59 Stabilitas Guling Pilar Arah Melintang Jembatan

No	Kombinasi Beban	P (kN)	My (kNm)	Mp (kNm)	SF	Ket
1	Kombinasi - 1	20288.686	136.43438	111587.77	817.886	AMAN
2	Kombinasi - 2	20503.886		112771.37		
3	Kombinasi - 3	20288.686	136.43438	111587.77	817.886	AMAN
4	Kombinasi - 4	20407.177	4543.026	112239.47	24.706	AMAN
5	Kombinasi - 5	20288.686	44021.802	111587.77	2.535	AMAN

3. Stabilitas geser arah memanjang jembatan (arah X)

Sudut geser tanah, ø = 20,55 °

Kohesi tanah, c = 34,6 kPa

Lebar *pile cap,* B_x = 8 m

Panjang *pile cap,* B_y = 11 m

Beban aksial kombinasi 5, ΣP = 20288,686 kN

Gaya horisontal bekerja, ΣT_x = 2891,7667 kN

Gaya penahan geser,

$$\sum H_P = \left(c.B_x.B_y\right) + \left(\sum P.\tan\phi\right)$$

$$= \left(2.8.11\right) + \left(20288{,}6857.\tan 20{,}5°\right) = 10650{,}6156 \text{ kN}$$

Faktor aman terhadap guling,

$$SF = \frac{\sum H_P}{\sum T_X}. = \frac{10650{,}6156}{2891{,}7667} = 3{,}683 \text{ kNm} > 2$$, Aman terhadap gaya geser

Untuk perhitungan stabilitas pilar terhadap gaya geser arah memanjang dapat dilihat pada tabel 5.60 berikut ini.

Tabel 5.60 Stabilitas Geser Pilar Arah Memanjang Jembatan

No	Kombinasi Beban	P (kN)	Tx (kN)	H (kN)	SF	Ket
1	Kombinasi - 1	20288.686	445	10650.616	23.927	AMAN
2	Kombinasi - 2	20503.886		10731.290		
3	Kombinasi - 3	20288.686	191	10650.616	55.887	AMAN
4	Kombinasi - 4	20407.177	52	10695.036	203.800	AMAN
5	Kombinasi - 5	20288.686	2891.77	10650.616	3.683	AMAN

4. Stabilitas Geser Arah Melintang Jembatan (Arah Y)

Beban aksial kombinasi 5, ΣP = 20288,686 kN

Gaya horisontal bekerja, ΣT_y = 3943,3182 kN

Gaya penahan geser,

$$\sum H_P = \left(c.B_x.B_y\right) + \left(\sum P.\tan\phi\right)$$

$$= \left(2.8.11\right) + \left(20288{,}6857.\tan 20{,}5°\right) = 10650{,}6156 \text{ kN}$$

Faktor aman terhadap guling,

$$SF = \frac{\sum H_P}{\sum T_X}. = \frac{10650{,}6156}{3943{,}3182} = 2{,}701 \text{ kNm} > 2$$, Aman terhadap gaya geser

Untuk perhitungan stabilitas pilar terhadap gaya geser arah melintang dapat dilihat pada tabel 5.61 berikut ini.

Tabel 5.61 Stabilitas Geser Pilar Arah Melintang Jembatan

No	Kombinasi Beban	P (kN)	Ty (kN)	H (kN)	SF	Ket
1	Kombinasi - 1	20288.686	26	10650.616	409.836	AMAN
2	Kombinasi - 2	20503.886		10731.290		
3	Kombinasi - 3	20288.686	26	10650.616	409.836	AMAN
4	Kombinasi - 4	20407.177	584	10695.036	18.303	AMAN
5	Kombinasi - 5	20288.686	3943	10650.616	2.701	AMAN

5. Kestabilan Terhadap Daya Dukung Ijin Tanah

Pada analisa stabilitas terhadap daya dukung ijin tanah, tegangan yang terjadi akibat beban harus kurang dari kapasitas daya dukung tanah ijin atau tegangan tanah ijin agar pilar tidak terjadi keruntuhan.

Untuk menghitung daya dukung tanah dapat menggunakan beberapa metode, antara lain sebagai berikut:

a. Kapasitas daya dukung ijin tanah menurut *Terzaghi*

Menurut *Terzaghi*, daya dukung tanah ijin dihitung dengan persamaan sebagai berikut,

Lebar *pile cap,* B_x = 8 m

Panjang *pile cap,* B_y = 11 m

Kedalaman *pile cap,* D = 2,5 m

Berat volume tanah, γ = 15,59 kN/m^3

Kohesi tanah, c = 34,6 kPa

Sudut gesek tanah, ø = 20,55 °

Berdasarkan nilai sudut gesek tanah didapat nilai parameter kekuatan tanah sebagai berikut .

Nc = 18,5

Nq = 8

Nγ = 5,5

Daya dukung tanah untuk pile cap berbentuk persegi panjang, digunakan persamaan sebagai berikut.

qult = *c.Nc.(1+0,3.B/L) + D.γ.Nq + 0,5.γ.B.Nγ.(1-0,2.B/L)*

= 34,6.18,5.(1+0,3.8/11) + 2,5.15,59.8 + 0,5.15,59.8.5,5.(1-0,2.8/11)

= 1385,4836 kN/m^2

Daya dukung ijin dengan *safety factor*, SF = 2

qa = *qult/SF* =1385,3836/2 = 692,7418 kN/m^2

b. Kapasitas daya dukung ijin tanah menurut Bowles (data SPT)

Menurut *Bowles* dari buku *Hary Christiady*, daya dukung tanah ijin dihitung sebagai berikut. Berikut disajikan juga data NSPT di lokasi jembatan Jurang Gempal.

Nilai SPT hasil pengujian lapangan, N = 22 pukulan/30 cm

Nilai SPT terkoreksi, N' = 15 + ½.(N-15) = 15+1/2.(22-15) = 18,5

Faktor kedalaman fondasi, Kd = 1+0,33.D/B = 1+0,33.2,5/8 = 1,103 < 1,33

Daya dukung tanah ijin,

qa = 12,5.N'.((B + 0,3)/B)^2.Kd

= 12,5.28,5.((8 + 0,3)/8)^2.1,103 = 274,5887 kN/m^2

Tabel 5.62 Rekap Daya Dukung Ijin Tanah

No	Uraian Daya Dukung Ijin Tanah	q_a (kN/m^2)
1	Pengujian Lab Hasil Boring (Terzaghi)	692.7418
2	Pengujian SPT (Bowles)	274.5887
Diambil daya dukung ijin tanah q_a =		274.5887

Tegangan yang terjadi pada tanah dasar *pilecap* akibat gaya aksial dan momen pada kombinasi 5

P = 20288,686 kN

Mx = 32282,655 kNm

My = 44021,802 kNm

Tegangan yang terjadi pada tanah dasar pile cap,

qmax = $P/A + Mx/(1/6.Bx^2.By) + My/(1/6.By^2.Bx)$

=$20288,686/(8.11)+32282,655/(1/6.8^2.11)$

$+44021,802.(1/6.11^2.8)$

= 778,552 kN/m^2 > qa = 274,5887 kN/m^2 TIDAK AMAN

Tabel 5.63 Tegangan Pada Dasar Tanah *Pile Cap* Pilar

No	Kombinasi Beban	P (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	qmax (kN)	Keterangan
1	Kombinasi-1	20288.686	5341	136	276.915	TIDAK AMAN
2	Kombinasi-2	20503.886	0.000	0.000	232.999	AMAN
3	Kombinasi-3	20288.686	1000.519	136.434	239.926	AMAN
4	Kombinasi-4	20407.177	457.872	4543.026	263.961	AMAN
5	Kombinasi-5	20288.686	32282.655	44021.802	778.552	TIDAK AMAN

Karena q_{max} = 778,552 kN/m^2 > q_{ijin} = 274,5887 kN/m^2 maka tegangan izin tanah dasar di pondasi *pile cap* tidak aman terhadap tegangan yang terjadi. maka perlu suatu solusi untuk menaggulangi permasalahan tersebut, ada beberapa alternatif yang dapat dipergunakan yaitu misalnya membuat pondasi *bored pile* atau tiang pancang dan juga bisa menggunakan pondasi sumuran. Pada perencanaan kali ini digunakan pondasi *bored pile* untuk mengatasinya dikarenakan letak tanah keras yang dalam.

5.5.5 Perhitungan Pondasi *Bored Pile* Pada Pilar

1. Data Teknis

Setelah kita melakukan analisa pilar terhadap stabilitas guling, geser dan tegangan tanah, maka pilar perlu ada perkuatan pada pondasi, sehingga dibuatlah pondasi *bored pile*. Namun pada data penyelidikan tanah yang diperoleh data sudut gesek dalam ø kebenaran datanya masih diragukan, untuk itu sebagai referensi berdasarkan penelitian Meyerhof,1956 nilai ø untuk NSPT 30-50 adalah 40° - 45° maka pada perencanaan ini digunakan ø sebesar 45°. Dibawah ini beberapa ketentuan dalam merencanakan Pondasi *Bored Pile*.

a. Bahan Material Fondasi

Mutu beton,	K – 350
Kuat tekan beton,	f'c = 29,05 MPa
Mutu baja tulangan,	U- 390
Tegangan leleh baja,	fy = 390 MPa
Berat beton bertulang,	wc = 24,5 kN/m^3
Modulus elastik beton,	Es = $\left(0{,}043.wc^{1{,}5}.\sqrt{f'c}\right)$ .1000 = 28970,202 MPa
Berat volume tanah,	ws = 16,08 kN/m^3
Sudut gesek dalam,	ø = 45 °
Kohesi tanah,	c = 44,3 kPa

b. Dimensi *Pile Cap*

Lebar arah x,	Bx = 8 m
Lebar arah y,	By = 11 m
Tebal,	hp = 2 m
ht	= 2,5 m

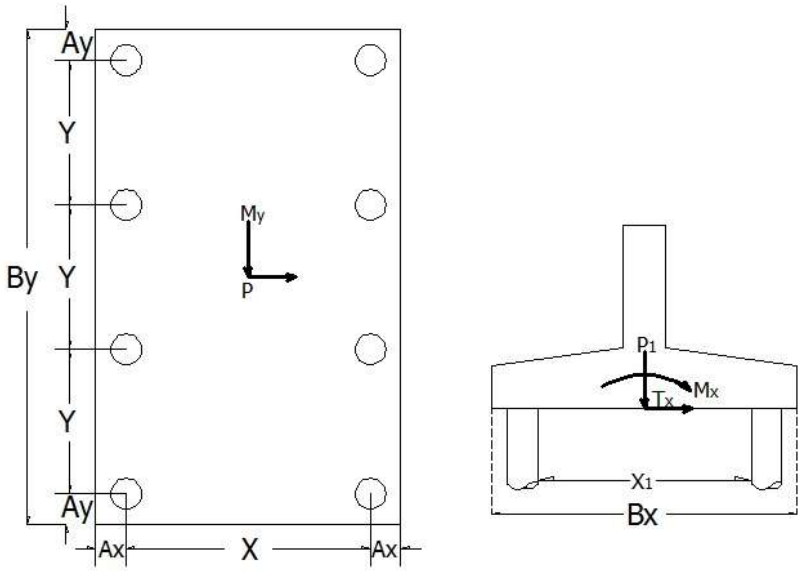
c. Dimensi Tiang Bor

Diameter,	D = 0,8 m
Panjang efektif tiang,	Le = 12 m

Jarak pusat tiang bor terhadap sisi luar *pile cap*, a = 0,8 m

d. Data Susunan Tiang Bor

Jumlah baris tiang bor,	ny = 4 buah
	nx = 2 buah
Jarak tiang bor arah X,	X = 6,4 m
Jarak tiang bor arah Y,	Y = 3,1333 m



Gambar 5.60 Susunan *Bored Pile* Pada Pilar

2. Kapasitas Daya Dukung Pondasi *Bored Pile*

Daya Dukung Aksial Ijin Tiang Bor

a. Berdasarkan Kekuatan Bahan

Kuat tekan beton, f'c = 29,05 MPa

Tegangan ijin beton, f = 0,3.f'c.1000

= 0,3.29,05.1000 = 8715 kN/m^2

Luas tampang tiang, A = ¼.π.D^2

= ¼.π.$0,8^2$ = 0,5026 m^2

Panjang efektif tiang, Le = 12 m

Berat tiang, W = A.Le.Wc

= 0,5026.12.24,5 = 147,7805 kN

Daya dukung tiang bor,

P_{ijin} = A.f – W = 0,5026 . 8715 – 147,7805= 4232,8562 kN

b. Berdasarkan Kekuatan Tanah

1) Menurut Reese & Wright, 1997

Kedalaman tiang bor, Df = 12 m

Jari-jari penampang, R = D/2 = ½ = 0,4 m

Keliling penampang, p = 2,5142 m

Luas pemapang, Ap = 0,5028 m^2

Panjang lapis tanah Li = Le + Ht = 12 +2,5

= 14,5 m

N-SPT ujung bor, N = 48 pukulan

Safety Factor, SF = 2

a) Daya dukung ujung pondasi *bored pile* (*end bearing*)

Untuk N ≤ 60 maka qp = 7N sedangakan untuk N > 60 maka qp = 400 t/m^3, diperoleh daya dukung tanah.

Qp = qp . Ap

= 7N. Ap

= 7 . 48 . 0,5028 = 168,96 ton

= 1657,4976 kN

b) Daya dukung selimut *bored pile* (*skin friction*)

Untuk N < 53 maka qs = 0,32N sedangkan untuk 53 < N < 100 maka nilai f diperoleh dari korelasi langsung dengan NSPT (Reese & Wright)

Qs = qs . Li . p

= 0,32N. Li . p

= 0,32 . 48 . 14,5 . 2,5142 = 559,9817 ton

= 5493,4206 kN

Daya dukung tanah *ultimate,*

q_{ult} = Qp + Qs

= 1657,4976 + 5493,4206

= 7150,9182 kN

Daya dukung ijin tiang bor,

P_{ijin} = q_{ult}/SF = 7150,9182 / 2 = 3575,4591 kN

2) Menurut Meyerhoff

Nilai SPT pengujian, N = 48 pukulan

Nilai SPT terkoreksi, N' = 15 + ½.(N-15)

= 15 + ½.(48-15) = 31,5 pukulan

Daya dukung tanah *ultimate*,

q_{ult} = 40.N' = 40.31,5 = 1260 t/m^2 = 12348 kN/m^2

Daya dukung ijin tiang bor,

P_{ijin} = A.q_{ult}/SF = 0,5026.12348/2 = 3103,3908 kN

Tabel 5.64 Rekapitulasi Daya Dukung Aksial *Bored Pile* Pada *Abutment*

No	Uraian Daya Dukung Aksial Tiang Bor	P (kN)
1	Berdasarkan kekuatan bahan	4232.856278
2	Pengujian Reese & Wright, 1997	3575.459109
3	Pengujian SPT (Meyerhoff)	3103.390887

3. Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Bor

Kedalaman ujung tiang, La = hp = 2 m

Sudut gesek tanah, ø = 45 °

Panjang efektif tiang, Le = 12 m

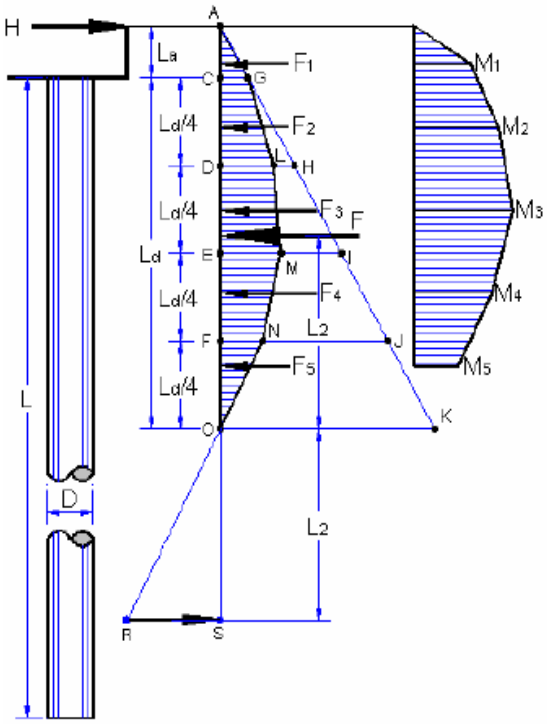
Panjang jepitan tiang bor, Ld = 1/3.Le = 1/3.12 = 4 m

Panjang pile cap, By = 11 m

Berat volume tanah, γ = 16,08 kN/m^3

Koefisien tekanan tanah pasif,

Kp = $\tan^2(45°+ø/2)$ = $\tan^2(45° + 45°/2)$ = 5,8284



Gambar 5.61 Diagram Tekanan Tanah Pasif *Bored Pile*

Tabel 5.65 Tekanan Tanah Pasif Efektif Pada *Bored Pile*

Bagian	Kedalaman	H (m)	H*ws*Kp (kN/m^2)	Bagian	P (kN/m^2)
OK	La+Ld =	6.000	562.327	O	0
FJ	La+3/4*Ld =	5.000	468.606	FN = 1/4*FJ	117.151
EI	La+1/2*Ld =	4.000	374.884	EM = 1/2*EI	187.442
DH	La+1/4*Ld =	3.000	281.163	DL = 2/3*DH	187.442
CG	La =	2.000	187.442	CG	187.442

Tabel 5.66 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Efektif

KODE	P1 (kN/m^2)	P2 (kN/m^2)	Panjang Bagian		Lebar By/2 (m)	F (kN)	Lengan thd O (m)	M (kNm)
			Notasi	m				
F1	0	117.151	La =	2.000	5.5	1288.665	4.667	6013.771
F2	117.151	187.442	Ld/4 =	1.000	5.5	1675.265	3.333	5584.216
F3	187.442	187.442	Ld/4 =	1.000	5.5	2061.864	2.333	4811.017
F4	187.442	187.442	Ld/4 =	1.000	5.5	2061.864	1.667	3436.441
F5	187.442	0	Ld/4 =	1.000	5.5	1030.932	0.667	687.288
					F =	8118.591	M =	20532.7328

Jarak tekanan tanah maksimumke pusat rotasi,

L_2 = M/F = 200532,7328 / 8118,591 = 2,5291 m

Gaya lateral,

H = F.2.L_2/(L_2 + Ld + La)

= 8118,591.2.2,5291/(2,5291 + 4 + 2) = 4814,7475 kN

Jumlah baris tiang, ny = 4 buah

nx = 2 buah

Angka aman, SF = 1,5

Daya dukung ijin lateral tiang bor,

H_{ijin} = H/(ny.nx.SF) = 4814,7475 /(2.4.1,5) = 401,2289 kN

4. Momen Maksimum Akibat Gaya Lateral

Perhitungan momen pada tiang bor akibat dari adanya gaya lateral yang bekerja disajikan pada tabel 5.66 di bawah ini

Tabel 5.67 Momen Pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral

KODE	Hi (m)	M_{hi} (kNm)	Lengan yf (m)	Momen Akibat Gaya F (kNm)					BMD
				F1	F2	F3	F4	F5	
M1	1.33	6419.66	0						6419.7
M2	2.50	12036.87	1.17	1503.4					10533.4
M3	3.50	16851.62	2.17	2792.1	1675.3				12384.2
M4	4.50	21666.36	3.17	4080.8	3350.5	2061.9			12173.2
M5	5.33	25678.65	4.00	5154.7	4746.6	3780.1	1718.2		10279.1

Momen terbesar, M_{maks} = 12384,2434 kNm

Jumlah baris tiang, ny = 4 buah

nx = 2 buah

Angka aman, SF = 2

Momen max diijinkan,

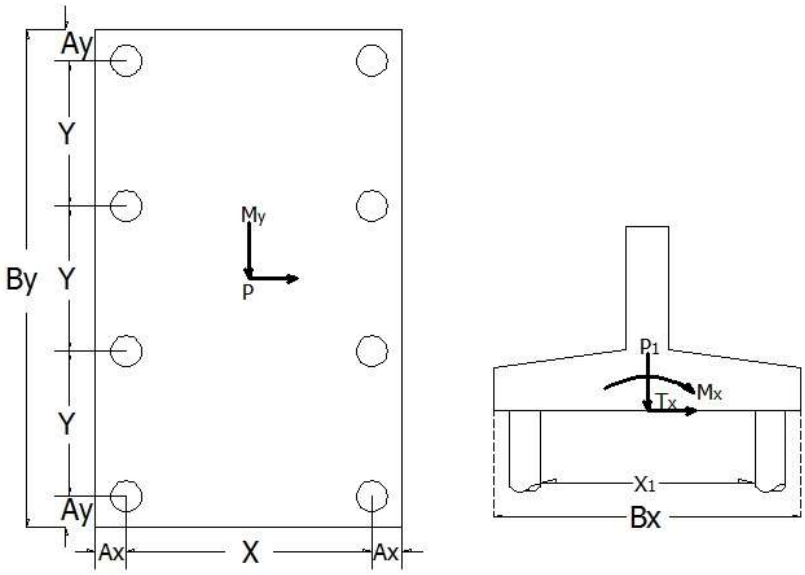
M_{ijin} = M_{maks}/(ny.nx.SF) = 12384,2434 /(4.2.2) = 774,0152 kNm

5. Kontrol Daya Dukung Ijin *Bored Pile*

Jumlah *bored pile*, n = 8 buah

Panjang *pile cap*, By = 11 m

Lebar *pile cap*, Bx = 8 m



Gambar 5.62 Susunan Pondasi *Bored Pile* Pilar

Tabel 5.68 Jarak Kuadrat ke Pusat *Pile Cap*

No	X_{max} =	3.2	ny*2*X^2 =	81.92	Y_{max} =	4.7	Bx*Y^2 =	88.36
1	X_1 =	3.2	ny*2*X_1^2 =	81.92	Y_1 =	4.7	Bx*Y_1^2 =	88.36
2	X_2 =	0	ny*2*X_1^2 =	0	Y_2 =	3.1333	Bx*Y_3^2 =	78.5422
			Σny*X^2 =	81,92			ΣBx*Y^2 =	166,9022

6. Terhadap Gaya Aksial Pada *Bored Pile*

Gaya aksial maksimum dan minimum yang diderita satu tiang bor :

a. Kombinasi beban kerja arah X

Perhitungan gaya aksial yang diterima satu tiang bor,

P = 20288,686 kN

Mx = 32282,655 kNm

Untuk struktur pondasi yang menerima beban sentris dan momen maka beban yang diterima oleh satu tiang adalah :

$$P_{maks} = \frac{P}{n} + \frac{Mx.X_{maks}}{\Sigma X^2}$$

$$= \frac{20288,6857}{8} + \frac{32282,655.3,2}{81,92} = 3797,1269 \text{ kN}$$

Tabel 5.69 Gaya Aksial yang Diterima *Bored Pile* Ditinjau Arah X

No	Kombinasi	P (kN)	Mx (kNm)	P_{max} (kN)= $P/n+Mx*X_{max}/\Sigma X^2$=	P_{min}(kN)= $P/n-Mx*X_{max}/\Sigma X^2$=
1	Kombinasi-1	20288.6857	5340.5188	2744.6997	2327.4717
2	Kombinasi-2	20503.8857	0.0000	2562.9857	2562.9857
3	Kombinasi-3	20288.6857	1000.5188	2575.1685	2497.0030
4	Kombinasi-4	20407.1771	457.8722	2568.7828	2533.0115
5	Kombinasi-5	20288.6857	32282.6549	3797.1269	1275.0445

Tabel 5.70 Daya Dukung Ijin Aksial Arah X

No	Kombinasi	Pmax (kN)	Kontrol thd DDI	P_{ijin} (kN)	Keterangan
1	Kombinasi-1	2562.9857	<100%*P_{ijin}	3103.3909	AMAN
2	Kombinasi-2	2568.7828	<100%*P_{ijin}	3879.2386	AMAN
3	Kombinasi-3	2575.1685	<125%*P_{ijin}	3879.2386	AMAN
4	Kombinasi-4	2744.6997	<140%*P_{ijin}	4344.7472	AMAN
5	Kombinasi-5	3797.1269	<150%*P_{ijin}	4655.0863	AMAN

b. Kombinasi beban kerja arah Y

Perhitungan gaya aksial yang diterima satu tiang bor,

P = 20288,686 kN

Mx = 43948,0449 kNm

Untuk struktur pondasi yang menerima beban sentris dan momen maka beban yang diterima oleh satu tiang adalah :

$$P_{maks} = \frac{P}{n} + \frac{My.Y_{maks}}{\Sigma Y^2}$$

$$= \frac{20288,6857}{8} + \frac{44021,8022.4,7}{166,9022}$$

= 3775,7485 kN

Tabel 5.71 Gaya Aksial yang Diterima *Bored Pile* Ditinjau Arah Y

No	Kombinasi	P (kN)	My (kNm)	P_{max} (kN) = $P/n+My*Y_{max}/\Sigma Y^2$ =	P_{min} (kN) = $P/n-My*Y_{max}/\Sigma Y^2$ =
1	Kombinasi-1	20288.6857	136.4344	2539.9277	2532.2437
2	Kombinasi-2	20503.8857	0.0000	2562.9857	2562.9857
3	Kombinasi-3	20288.6857	136.4344	2539.9277	2532.2437
4	Kombinasi-4	20407.1771	4543.0260	2678.8297	2422.9646
5	Kombinasi-5	20288.6857	44021.8022	3775.7485	1296.4229

Tabel 5.72 Daya Dukung Ijin Aksial Arah Y

No	Kombinasi	Pmax (kN)	Kontrol thd DDI	P_{ijin} (kN)	Keterangan
1	Kombinasi-1	2539.928	$<100\%*P_{ijin}$	3103.390887	AMAN
2	Kombinasi-2	2562.986	$<125\%*P_{ijin}$	3879.238609	AMAN
3	Kombinasi-3	2539.928	$<125\%*P_{ijin}$	387923.8609	AMAN
4	Kombinasi-4	2678.830	$<140\%*P_{ijin}$	4344.747242	AMAN
5	Kombinasi-5	3775.748	$<150\%*P_{ijin}$	4655.08633	AMAN

7. Terhadap Gaya Lateral Pada Tiang Bor

   Untuk gaya lateral pada kombinasi 5 dihitung sebagai berikut,

   ΣTx = 2891,7667 kN

   ΣTy = 3943,3182 kN

   Perhitungan gaya lateral yang diderita satu tiang bor,

   $h_x = \frac{\Sigma T_X}{n} = \frac{2891,7667}{8} = 361,4708 kN$

   $h_y = \frac{\Sigma Ty}{n} = \frac{3943,3182}{8} = 492,9148 kN$

   Gaya lateral yang bekerja pada tiang bor dengan arah horisontal disajikan pada tabel 5.73 berikut ini

Tabel 5.73 Gaya Lateral Pada *Bored Pile*

No	Kombinasi	Tx (kN)	Ty (kN)	hx = Tx/n = (kN)	hy = Ty/n = (kN)	Hmaks (kN)
1	Kombinasi-1	445.1205	25.9875	55.6401	3.2484	55.6401
2	Kombinasi-2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	Kombinasi-3	190.5750	25.9875	23.8219	3.2484	23.8219
4	Kombinasi-4	52.4782	584.3422	6.5598	73.0428	73.0428
5	Kombinasi-5	2891.7667	3943.3182	361.4708	492.9148	492.9148

Tabel 5.74 Daya Dukung Ijin Lateral

No	Kombinasi	Hmax (kN)	Kontrol thd DDI	H_{ijin} (kN)	Keterangan
1	Kombinasi-1	56	$<100\%*P_{ijin}$	401.229	AMAN
2	Kombinasi-2	0.000	$<125\%*P_{ijin}$	501.536	AMAN
3	Kombinasi-3	23.822	$<125\%*P_{ijin}$	501.536	AMAN
4	Kombinasi-4	73.043	$<140\%*P_{ijin}$	561.721	AMAN
5	Kombinasi-5	492.915	$<150\%*P_{ijin}$	601.843	AMAN

8. Penulangan Pada Bored Pile Pilar

   a. Tulangan Longitudinal Tekan Pokok

      Beban maksimum pada *bored pile :*

      $P_{maks} = P_{ijin}$ diperoleh dari perhitungan kontrol gaya pada tiang bor terhadap daya dukung ijin aksial.

      M_{maks} diperoleh dari perhitungan momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang bor akibat gaya lateral.

      P_{maks} = 3103,3908 kN

      M_{maks} = 774,0152 kNm

      Faktor beban ultimit, k = 1,5

      k.Pn = Pu = 1,5. 3103,3908 = 4655,0863 kN

      k.Mn = Mu = 1,5. 774,0152 = 1161,0228 kNm

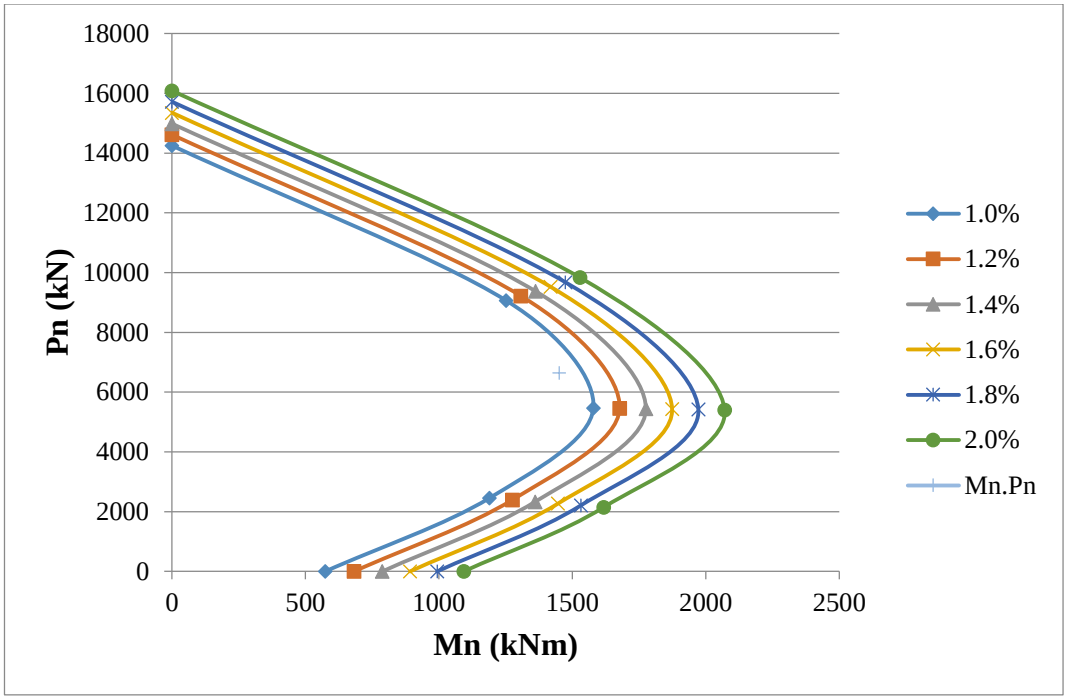
      Kuat tekan beton, f'c = 29,05 MPa

      Diameter tiang bor, D = 1000 mm

      Penampang dari *bored pile* adalah lingkaran dengan diameter 0,8 m, namun untuk mempermudah hitungan dan penggambaran grafik Mn-Pn dianggap

penampang dari *bored pile* adalah persegi sehingga diperoleh grafik Mn-Pn seperti Gambar 5.63.

Luas penampang tiang bor, $Ag = ¼.\pi.D^2 = ¼.\pi.800^{\ 2} = 502654{,}824\ mm^2$



Gambar 5.63 Diagram Mn Pn *Pondasi Bored Pile*

Plot nilai Pn dan Mn ke dalam diagram interaksi *bored pile*, diperoleh rasio tulangan, $\rho = 1\ \%$

Luas tulangan yang diperoleh, $As = \rho.Ag = 1\%.502654{,}8246 = 5026{,}548\ mm^2$

Diameter besi tulangan yang digunakan, D25

$A_{1D} = ¼.\pi.D^2 = ¼.\pi.25^2 = 490{,}8739\ mm^2$

Jumlah tulangan yang diperlukan,

$n = As/A_{1D} = 5026{,}548/490{,}87 = 10{,}24$ buah

Jadi digunakan tulangan longitudinal **11 D25**

b. Perhitungan Tulangan Geser

Perhitungan geser *bored pile* didasarkan atas momen dan gaya aksial untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan pokok.

Panjang tiang *bored pile*, L = 12000 mm

Gaya aksial *ultimate*, Pu = 4655086,33 N

Momen *ultimate*, Mu = 1161022826 Nmm

Gaya lateral ijin, h_{ijin} = 401228,9594 N

Faktor reduksi geser, ø = 0,7

Gaya geser *ultimate* akibat momen,

$$Vu = \frac{Mu}{L} = \frac{1161022826}{12000} = 96751,9021 \text{ N}$$

Gaya geser *ultimate* akibat gaya lateral,

$$Vu = k.h_{ijin} = 1,5.401228,9594 = 601843,4391 \text{ N}$$

Diambil gaya geser *ultimate* rencana, Vu = 601843,4391 N

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,

d' = pb + D/2 + $D_{tul\ geser}$

= 70 + 25/2 + 13 = 95,5 mm

Ag = ¼.π.D^2 = ¼.π.800^2 = 502654,8246 mm^2

Tebal ekivalen penampang, $h = \sqrt{Ag} = \sqrt{502654,8246}$ =708,9815 mm

Lebar ekivalen penampang, b = h = 708,9815 mm

Tebal efektif, d = h – d' = 708,9815 – 95,5 = 613,4815 mm

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$Vc = \left(1 + \frac{Pu}{14.Ag}\right).\frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d$$

$$= \left(1 + \frac{4655086,33}{14.502654,8246}\right).\frac{1}{6}.\sqrt{29,05}.708,9815.613,4815$$

= 649170,2227 N

Berdasarkan RSNIT-12-2004 apabila 0,5.øVc > Vu maka digunakan jarak tulangan geser 300 mm, apabila 0,5.øVc < Vu ≤ ø.Vc maka digunakan jarak tulangan 250 mm, jika øVc < Vu harus dihitung sesuai perencanaan tulangan geser, dan jarak tulangan geser maksimal sebesar 300 mm.

øVc = 0,7.649170,2227 = 454419,1559 N < Vu = 601843,4391 N

Vs = (Vu – øVc)/ ø = (601843,4391 – 454419,1559) / 0,7

= 210606,1189 N

Dipakai tulangan geser D13,

A_v = ¼.π.D^2 = ¼.π.13^2 = 265,4645 mm2

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{Av.fy.d}{Vs} = \frac{265,4645.390.613,4815}{210606,1189} = 301,5794\ mm$$

S ≤ 300 mm

Jadi dipakai tulangan geser **D13 – 300**

5.5.6 Perhitungan *Pile Cap* Pilar

Kombinasi Pembebanan *Ultimate* Pada *Pile Cap* didapat dengan mengalikan beban yang terjadi dengan faktor beban yang sesuai dengan RSNIT – 02 -2005 untuk faktor beban ultimate. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 5.75-79 berikut.

Tabel 5.75 Pembebanan Kerja *Pile Cap* Kombinasi

No	Aksi Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	17017.809				
2	Beban mati tambahan	MA	865.72				
3	Beban lajur "D"	TD	2405.1563				
4	Beban pedestrian	TP	215.2				
5	Gaya rem	TB		254.545		4340	
6	Aliran Air	EF		190.575	25.9875	1000.5188	136.434
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF			470.4		2751.84
8	Beban angin	EW	118.491	52.478	113.942	457.872	1791.18
9	Beban gempa	EQ		2888.53	3938.90	32228.566	43948.04

Tabel 5.75 Pembebanan *Ultimate Pile Cap* Kombinasi 1

No	Aksi Beban	Kode	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	MS	21600.99				
2	Beban mati tambahan	MA	1731.44				
3	Beban lajur "D"	TD	4329.281				
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya rem	TB		458.18182		7812	
6	Aliran Air	EF		190.575	25.9875	1000.519	136.4344
7	Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
			27661.71	648.75682	25.9875	8812.519	136.4344

Tabel 5.76 Pembebanan *Ultimate Pile Cap* Kombinasi 2

No	Aksi Beban	Kode	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	MS	21600.99				
2	Beban mati tambahan	MA	1731.44				
3	Beban lajur "D"	TD	4329.281				
4	Beban pedestrian	TP	387.36				
5	Gaya rem	TB					
6	Aliran Air	EF					
7	Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
			28049.07				

Tabel 5.77 Pembebanan *Ultimate Pile Cap* Kombinasi 3

No	Aksi Beban	Kode	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	MS	21600.99				
2	Beban mati tambahan	MA	1731.44				
3	Beban lajur "D"	TD	4329.281				
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya rem	TB					
6	Aliran Air	EF		190.575	25.9875	1000.519	136.4344
7	Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
			27661.71	190.575	25.9875	1000.519	136.4344

Tabel 5.78 Pembebanan *Ultimate Pile Cap* Kombinasi 4

No	Aksi Beban	Kode	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	MS	21600.99				
2	Beban mati tambahan	MA	1731.44				
3	Beban lajur "D"	TD	4329.281				
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya rem	TB					
6	Aliran Air	EF					
7	Tumbukan	EF			470.4		2751.84
8	Beban angin	EW	142.1897	62.973824	136.73068	549.4466	2149.423
9	Beban gempa	EQ					
			27803.9	62.97	607.13	549.4466	4901.263

Tabel 5.79 Pembebanan *Ultimate Pile Cap* Kombinasi 5

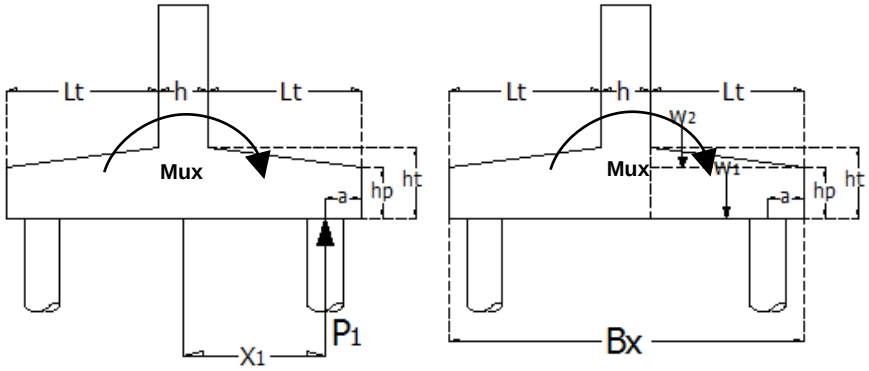
No	Aksi Beban	Kode	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	MS	21600.99				
2	Beban mati tambahan	MA	1731.44				
3	Beban lajur "D"	TD	4329.281				
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya rem	TB					
6	Aliran Air	EF					
7	Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ		2891.7667	3943.3182	32282.65	44021.8
			27661.71	2891.77	3943.32	32282.65	44021.8

Tabel 5.80 Rekap Pembebanan *Pile Cap* Pilar

No	Kombinasi Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi-1	27661.7	648.757	25.9875	8812.5188	136.43438
2	Kombinasi-2	28049.1	0	0.00	0.00	0.00
3	Kombinasi-3	27661.7	190.575	25.99	1000.52	136.43
4	Kombinasi-4	27803.9	62.9738	607.13	549.45	4901.26
5	Kombinasi-5	27661.7	2891.77	3943.318	32282.655	44021.802

1. Tinjauan Arah X

   Momen dan Gaya Geser pada *Pile Cap*



Gambar 5.64 Pembebanan *Pile Cap* Arah X

a. Momen dan gaya geser akibat reaksi tiang

   Jumlah tiang bor, n = 8 buah

   Jumlah baris tiang bor, n_y = 4 buah

   n_x = 2 buah

   Lebar Pilar, h = 1,5 m

   Ukuran *pile cap*,

   Lebar arah x, B_x = 8 m

   Lebar arah y, B_y = 11 m

   Jarak pusat *bored pile* ke pusat *pile cap* berdasarkan tabel 5.68,

   x_1 = 3,2 m

   Jarak kuadrat pusat *bored pile* ke pusat *pile cap* berdasarkan tabel 5.68,

   ΣX^2 = 81,92 m^2

   Gaya aksial *ultimate* yang dipikul satu tiang bor pada kombinasi 5,

   $$P_1 = \frac{Pu}{n} + \frac{Mux.X_1}{\sum X^2} = \frac{27661,709}{8} + \frac{32282,655}{81,92} = 4718,755 \text{ kN}$$

   Untuk perhitungan lainnya di tabelkan pada tabel 5.80 berikut ini.

Tabel 5.81 Perhitungan Gaya Aksial Ultimate yang Dipikul Satu Tiang Bor

No	Kombinasi Beban	Pu (kN)	Mux (kNm)	P_1 (kN)
1	Kombinasi - 1	27661.709	8813	3801.953
2	Kombinasi - 2	28049.069	0.000	3506.134
3	Kombinasi - 3	27661.709	1000.519	3496.796
4	Kombinasi - 4	27803.899	549.447	3496.950
5	Kombinasi - 5	27661.709	32282.655	4718.755

Momen *ultimate pile cap* akibat reaksi tiang,

$M_{up} = \sum \left[n_y . P_i . (X_i - h/2) \right]$

Gaya geser *ultimate pile cap* akibat reaksi tiang,

$V_{up} = \sum \left[n_y . P_i \right]$

Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 5.127 di bawah ini.

Tabel 5.82 Perhitungan Gaya Aksial *Ultimate* yang Dipikul Satu Tiang Bor

No	xi (m)	xi-h/2 (m)	Pi (kN)	Vup = ny*Pi	Mup = ny*Pi*(xi-h/2)
1	3.2	2.45	4718.75	18875.02	46243.80

b. Momen dan geser akibat berat sendiri

Tabel 5.83 Perhitungan Gaya Geser dan Momen Akibat Berat Sendiri *Pile Cap*

Kode	Parameter Berat Bagian Beton				Volume (m^3)	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	Shape				
W_1	3.25	2	11	1	71.500	1751.750	1.625	2846.594
W_2	3.25	0.5	11	0.5	8.938	218.969	1.083	237.216
					Vs =	1970.71875	Ms =	3083.8099

Faktor beban *ultimate*, K = 1,3

Momen *ultimate* akibat berat sendiri, Mus = K.Ms = 1,3.3083,8099

= 4008,9528 kNm

Gaya geser *ultimate* akibat berat sendiri, Vus = K.Vs = 1,3.1970,7187

= 2561,9343 kN

c. Momen dan geser *ultimate* rencana *pile cap*

Momen *ultimate* rencana *pile cap*,

$Mur = Mup - Mus = 46243{,}80 - 4008{,}9528 = 42234{,}845$ kNm

Momen *ultimate* rencana *pile cap* selebar 1 m,

$$Mu = \frac{Mur}{By} = \frac{42234{,}845}{11} = 3839{,}51314 \text{ kNm}$$

Gaya geser *ultimate* rencana *pile cap*,

$Vur = Vup - Vus = 18875{,}02 - 1970{,}7188 = 16313{,}085$ kN

Gaya geser *ultimate* rencana *pile cap* selebar 1 m,

$$Vu = \frac{Vur}{By} = \frac{16313{,}085}{11} = 1483{,}0077 \text{ kN}$$

d. Penulangan *Pile Cap* Arah X

1) Tulangan Pokok

Dari perhitungan pembebanan pada *pile cap*, maka didapat besarnya momen *ultimate* dan gaya geser *ultimate*.

Momen *ultimate*, Mu = 3839,5313 kNm

Tebal *pile cap*, h = h_t = 2,5 m

Penutup beton, pb = 70 mm

Diameter tulangan, D_{ltr} = 29 mm , D_{gsr} = 19 mm

Kuat tekan beton, f'c = 24,9 MPa

Faktor reduksi kekuatan pokok, ø = 0,8

Faktor bentuk distribusi teg beton dengan f'c < 30 MPa, $\beta_1 = 0{,}85$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = pb + D_{geser} + D_{pokok}/2

= 70 + 19 + 29/2 = 103,5 mm

Tebal efektif, d = h – d' = 2500-103,5 = 2396,5 mm

Lebar *pile cap* yang ditinjau, b = 1000 mm

Momen nominal rencana *pile cap*,

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{3839{,}5313}{0{,}8} = 4799{,}4142 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn.10^6}{b.d^2} = \frac{4799{,}4142.10^6}{1000.2396{,}5^2} = 0{,}8356 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan,

$\rho_b = \beta_1 . \frac{0,85 . f'c}{fy} . \left(\frac{600}{600 + fy} \right) = 0,85 . \frac{0,85.24,9}{390} . \left(\frac{600}{600 + 390} \right)$

$= 0,02796$

$\rho_{max} = 75\% . \rho b = 75\% . 0,02796 = 0,02097$

$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$

$m = \frac{fy}{0,85 . f'c} = \frac{390}{0,85.24,9} = 18,4266$

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

$= \frac{1}{18,4266} . \left(1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2.18,4266.0,8356}{390} \right)} \right) = 0,0029$

Karena $\rho_{min} > \rho_{perlu} < \rho_{maks}$, maka rasio tulangan yang dipakai,

$\rho_{pakai} = 0,00359$

Luas tulangan pokok,

As= $\rho . b . d = 0,00359 . 1000 . 2396,5 = 8602,8205$ mm^2

Digunakan tulangan D29,

$A_{1D} = \frac{1}{4} . \pi . D^2 = \frac{1}{4} . \pi . 29^2 = 660,52$ mm^2

Jarak antar tulangan,

$S = \frac{A_{1D} . b}{As} = \frac{660,52.1000}{8602,8205} = 76,7794$ mm

Jadi dipakai tulangan pokok **D29 – 70**

2) Tulangan Susut

Asst = 0,0018 . b . h = 0,0018 . 1000 . 2396,5 = 4500 mm^2

Digunakan tulangan D25,

$A_{1D} = \frac{1}{4} . \pi . D^2 = \frac{1}{4} . \pi . 25^2 = 490,8738$ mm^2

Jarak antar tulangan,

$$S = \frac{A_{1D}.b}{Asst} = \frac{490{,}8738.1000}{4500} = 109{,}0830$$

Jadi dipakai tulangan susut **D25 – 100**

3) Tulangan Geser

Gaya geser rencana *ultimate,* Vu = 1483,007 kN = 1483007,741 N

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$Vc = \frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d = \frac{1}{6}.\sqrt{24{,}9}.1000.2396{,}5 = 1993085{,}164 \text{ N}$$

Cek gaya geser yang ditahan beton,

Berdasarkan RSNIT-12-2004 apabila 0,5.øVc > Vu maka digunakan jarak tulangan geser 300 mm, apabila 0,5.øVc < Vu ≤ ø.Vc maka digunakan jarak tulangan 250 mm, jika øVc < Vu harus dihitung sesuai perencanaan tulangan geser, dan jarak tulangan geser maksimal sebesar 300 mm.

ø.Vc = 0,7.1993085,164 = 1395159,615 N <Vu

$$Vs = \frac{Vu - øVc}{ø} = \frac{1483007{,}741 - 1395159{,}62}{0{,}7} = 125497{,}3229$$

Dipakai tulangan geser D19,

$$A_{1D} = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.19^2 = 283{,}5287 \text{ mm}^2$$

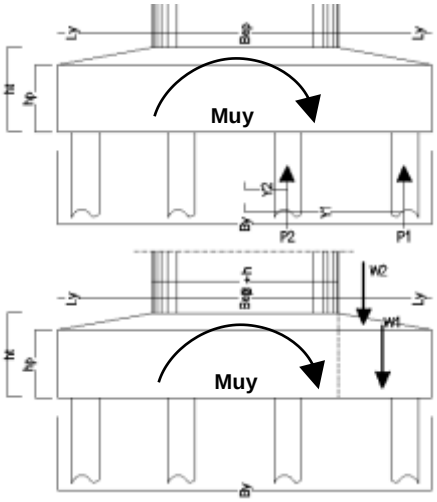
$$S = \frac{n.A1D.fy.d}{Vs} = \frac{2.283{,}5287.390.2396{,}5}{125497{,}3229} = 4223{,}1320 \text{ mm}$$

S ≤ 300 mm

Jadi dipakai tulangan geser *pile cap* **D19 – 300**

2. Tinjauan Arah Y

Momen dan Gaya Geser pada *Pile Cap*



Gambar 5.65 Pembebanan *Pile Cap* Arah Y

a. Momen dan gaya geser akibat reaksi tiang

Jumlah tiang bor, n = 8 buah

Jumlah baris tiang bor, n_y = 4 buah

n_x = 2 buah

Lebar Pilar, h = 1,5 m

Ukuran *pile cap*,

Lebar arah x, B_x = 8 m

Lebar arah y, B_y = 11 m

B+h = 5,5 m

Bep = B+h = 5,5 m

Ly = (By-Bep)/2 = 2,75 m

Jarak pusat *bored pile* ke pusat *pile cap* berdasarkan tabel 5.68,

y_1 = 4,7 m

y_2 = 3,1333 m

Σy^2 = 166,9022 m^2

Gaya aksial *ultimate* yang dipikul satu tiang bor pada kombinasi 5,

$$P_1 = \frac{Pu}{n} + \frac{Muy.y_1}{\sum Y^2} = \frac{27661,709}{8} + \frac{44021,802}{166,9022} = 4697,376 \text{ kN}$$

Untuk perhitungan lainnya di tabelkan pada tabel 5.83 di bawah ini.

Tabel 5.84 Perhitungan Gaya Aksial *Ultimate* yang Dipikul Satu Tiang Bor

No	Kombinasi	Pu (kN)	Muy (kNm)	P_1 (kN)	P_2 (kN)
1	Kombinasi - 1	27661.709	136	3461.556	3460.275
2	Kombinasi - 2	28049.069	0.000	3506.134	3506.134
3	Kombinasi - 3	27661.709	136.434	3461.556	3460.275
4	Kombinasi - 4	27803.899	4901.263	3613.508	3567.501
5	Kombinasi - 5	27661.709	44021.802	4697.376	4284.156

Momen *ultimate pile cap* akibat reaksi tiang, $M_{up} = \sum\left[n_x.P_i.(y_i - B_{ep}/2)\right]$

Gaya geser *ultimate pile cap* akibat reaksi tiang, $V_{up} = \sum\left[n_x.P_i\right]$

Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 5.85 di bawah ini.

Tabel 5.85 Perhitungan Gaya Aksial *Ultimate* yang Dipikul Satu Tiang Bor

No	yi (m)	yi-Bep/2 (m)	Pi (kN)	Vup = nx*Pi =	Mup = Vup*(yi-Bep/2)
1	4.7	1.95	4697.376	9394.753	18319.768
2	3.133333	0.383333	4284.156	8568.311	3284.519
				17963.064	21604.287

b. Momen dan geser akibat berat sendiri

Tabel 5.86 Perhitungan Gaya Geser dan Momen Akibat Berat Sendiri *Pile Cap*

Kode	Parameter Berat Bagian Beton				Volume (m^3)	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	Shape				
W_1	2.75	2	8	1	44	1078	1.375	1482.25
W_2	2.75	0.5	8	0.5	5.5	134.75	0.92	123.521
					Vs =	1212.75	Ms =	1605.77

Faktor beban *ultimate*, K = 1,3

Momen *ultimate* akibat berat sendiri, Mus = K.Ms = 1,3.1605,77

= 2087,5020 kNm

Gaya geser *ultimate* akibat berat sendiri, Vus = K.Ms = 1,3. 1212,75

= 1576,575 kN

c. Momen dan geser ultimate rencana pile cap

Momen *ultimate* rencana *pile cap*,

$Mur = Mup - Mus = 21604{,}287 - 2087{,}5020 = 19516{,}7853$ kNm

Momen *ultimate* rencana *pile cap* selebar 1 m,

$$Mu = \frac{Mur}{Bx} = \frac{19516{,}7853}{8} = 2439{,}598 \text{ kNm}$$

Gaya geser *ultimate* rencana *pile cap*,

$Vur = Vup - Vus = 17963{,}064 - 1576{,}575 = 16386{,}4889$ kN

Gaya geser *ultimate* rencana *pile cap* selebar 1 m,

$$Vu = \frac{Vur}{Bx} = \frac{16386{,}4889}{8} = 2048{,}311 \text{ kN}$$

d. Penulangan *Pile Cap* Arah Y

1) Tulangan Pokok

Dari perhitungan pembebanan pada *pile cap*, maka didapat besarnya momen *ultimate* dan gaya geser *ultimate*.

Momen *ultimate*, Mu = 2899,3387 kNm

Tebal *pile cap*, h = h_t = 2,5 m

Penutup beton, pb = 70 mm

Diameter tulangan, D_{ltr} = 29mm

D_{gsr} = 19 mm

Kuat tekan beton, f'c = 24,9 MPa

Faktor reduksi kekuatan pokok, ø = 0,8

Faktor bentuk distribusi teg beton dengan f'c < 30 MPa, $\beta_1 = 0{,}85$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = pb + D_{geser} + D_{pokok}/2

= 70 + 19 + 29/2 = 103,5 mm

Tebal efektif, d = h – d' = 2500-103,5 = 2396,5 mm

Lebar *pile cap* yang ditinjau, b = 1000 mm

Momen nominal rencana *pile cap*,

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{2439{,}5981}{0{,}8} = 3049{,}4977 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn.10^6}{b.d^2} = \frac{3049{,}4977.10^6}{1000.2396{,}5^2} = 0{,}5309 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan,

$\rho_b = \beta_1 . \frac{0,85 . f'c}{fy} . \left(\frac{600}{600 + fy} \right) = 0,85 . \frac{0,85.24,9}{390} . \left(\frac{600}{600 + 390} \right)$

$= 0,02796$

$\rho_{max} = 75\% . \rho b = 75\% . 0,02796 = 0,02097$

$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$

$m = \frac{fy}{0,85 . f'c} = \frac{390}{0,85.24,9} = 18,4266$

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

$= \frac{1}{18,4266} . \left(1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2.18,4266.0,5309}{390} \right)} \right) = 0,0013$

Karena $\rho_{min} > \rho_{perlu} < \rho_{maks}$, maka rasio tulangan yang dipakai $\rho_{pakai} = 0,00359$

Luas tulangan pokok,

$As = \rho . b . d = 0,00359 . 1000 . 2396,5 = 8602,8205 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan D29,

$A_{1D} = \frac{1}{4} . \pi . D^2 = \frac{1}{4} . \pi . 29^2 = 660,52 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan,

$S = \frac{A_{1D} . b}{As} = \frac{660,52.1000}{8602,8205} = 76,7794 \text{ mm}$

Jadi dipakai tulangan pokok **D29 – 70**

2) Tulangan Susut

Asst = 0,0018 . b . h = 0,0018 . 1000 . 2396,5 = 4500 mm^2

Digunakan tulangan D25,

$A_{1D} = \frac{1}{4} . \pi . D^2 = \frac{1}{4} . \pi . 25^2 = 490,8738 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan,

$$S = \frac{A_{1D}.b}{Asst} = \frac{490{,}8738.1000}{4500} = 109{,}0830$$

Jadi dipakai tulangan susut **D25 – 100**

3) Tulangan Geser

Gaya geser rencana *ultimate*, Vu = 2048,3111 kN = 2048311,11 N

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$Vc = \frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d = \frac{1}{6}.\sqrt{24{,}9}.1000.2396{,}5 = 1993085{,}16 \text{ N}$$

Cek gaya geser yang ditahan beton,

Berdasarkan RSNIT-12-2004 apabila 0,5.øVc > Vu maka digunakan jarak tulangan geser 300 mm, apabila 0,5.øVc < Vu ≤ ø.Vc maka digunakan jarak tulangan 250 mm, jika øVc < Vu harus dihitung sesuai perencanaan tulangan geser, dan jarak tulangan geser maksimal sebesar 300 mm.

ø.Vc = 0,7.1993085,16 = 1395159,62 N < Vu

$$Vs = \frac{Vu - øVc}{ø} = \frac{2048311{,}11 - 1395159{,}62}{0{,}7} = 933073{,}57$$

Dipakai tulangan geser D19,

$$A_{1D} = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.19^2 = 283{,}5287 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{n.A1D.fy.d}{Vs} = \frac{2.283{,}5287.390.2396{,}5}{933073{,}57} = 568{,}0064 \text{ mm}$$

S ≤ 300 mm

Jadi dipakai tulangan geser *pile cap* **D19 – 300**

3. Kontrol Terhadap Geser Pons

a. Kontrol Arah X

Perlu dicek kemampuan penampang *pile cap* yang ada mampu menahan beban aksial yang bekerja pada *pile cap* tersebut. Kontrol ini merupakan kontrol ketebalan *pile cap* di daerah pelebaran yang digunakan untuk menahan beban aksial dari tiang bor..

Kuat geser pons yang disyaratkan,

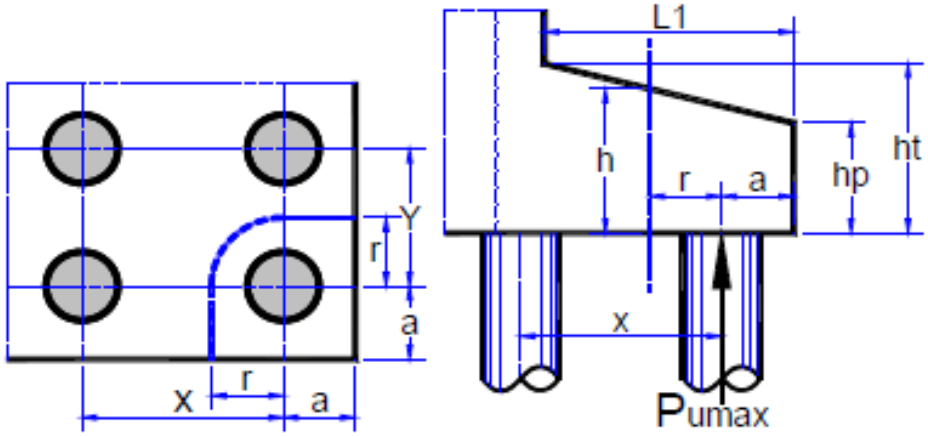
fv = $0{,}3.\sqrt{f'c} = 0.3.\sqrt{24{,}9}$ = 1,497 MPa

Jarak antar tiang bor arah x,

X = 6400 mm

Jarak tiang bor terhadap sisi tepi *pile cap*,

a = 800 mm



Gambar 5.66 Penampang *Pile Cap Abutment*

r = X/2= 6400/2 = 3200 mm

hp = 2000 mm, ht = 2500 mm

L_1 = 3250 mm

Tebal bidang kritis geser pons,

h = $hp + \frac{(r+a)}{L_1}.(ht - hp)$

= $2000 + \frac{(3200+800)}{3250}.(2500-2000) = 2615{,}3846$ mm

Panjang total bidang kritis,

Lv = $2.(r+a) + \pi / 2.r$

= $2.(3200+800) + \pi / 2.3200 = 13026{,}5482$ mm

Luas bidang kritis geser pons,

Av = $Lv.h = 13026{,}5492.2615{,}3846 = 34069433{,}9$ mm^2

Gaya geser pons nominal,

Pn = $Av.fv.10^{-3} = 34069433{,}9.1{,}497.10^{-3} = 51001{,}8401$ kN

ø.Pn = 0,7.51001,8401 = 35701,2881 kN

Reaksi ultimit satu tiang,

Pu_{max} = 3801,953 kN < ø.Pn = 35701,2881 kN AMAN

b. Kontrol Arah Y

Kuat geser pons yang disyaratkan,

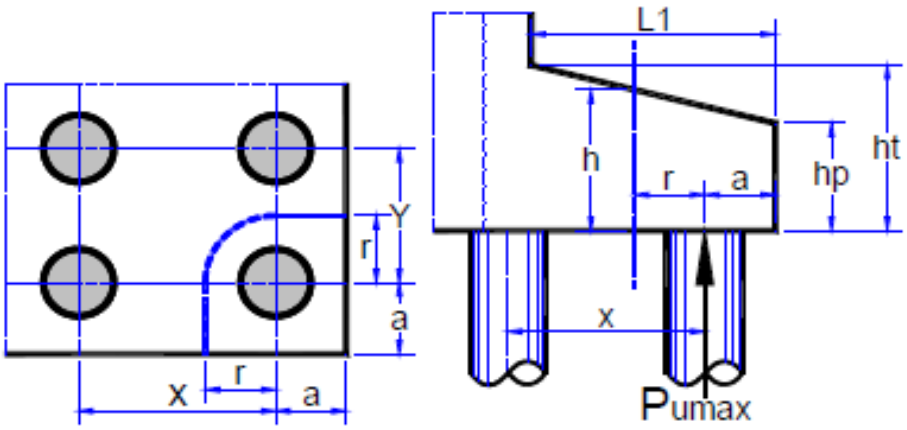
fv = $0,3.\sqrt{f'c} = 0.3.\sqrt{24,9}$ = 1,497 MPa

Jarak antar tiang bor arah y,

Y = 3133,3333 mm

Jarak tiang bor terhadap sisi tepi *pile cap*,

a = 800 mm



Gambar 5.67 Penampang *Pile Cap Abutment*

r = Y/2= 3133,3333/2 = 1566,6667 mm

hp = 2000 mm, ht = 2500 mm

L_1 = 2750 mm

Tebal bidang kritis geser pons,

$$h = hp + \frac{(r+a)}{L_1}.(ht - hp)$$

$$= 2000 + \frac{(1566,6667 + 800)}{2750}.(2500 - 2000) = 2430,3030 \text{ mm}$$

Panjang total bidang kritis,

Lv = $2.(r+a)+\pi/2.r$

= $2.(1566{,}6667+800)+\pi/2.1566{,}6667$ = 7194,2475 mm

Luas bidang kritis geser pons,

Av = $Lv.h = 7194{,}2475.2430{,}3030$ = 17484201,7 mm^2

Gaya geser pons nominal,

Pn = $Av.fv.10^{-3} = 17484201{,}7.1{,}497.10^{-3}$ = 26173,7974 kN

ø.Pn = $0{,}7.26173{,}7974$ = 18321,6582 kN

Reaksi ultimit satu tiang,

Pu_{max} = 3613,508 kN < ø.Pn = 18321,6582 kN AMAN

5.5.7 Perhitungan Kolom Pilar

Kolom pilar merupakan struktur beton bertulang yang fungsinya diasumsikan sebagai kolom. Pada dasarnya analisa yang dibutuhkan dalam mendisain kolom Pilar ini adalah besarnya gaya dan momen ultimate yang didapat dengan mengalikan beban yang berkerja dengan faktor beban yang sesuai dengan RSNIT-02-2005 kemudian akan diformulasikan ke dalam grafik Mn-Pn. Kombinasi beban ultimit yang bekerja pada *kolom* Pilar dapat dilihat sebagai berikut :

1. Pembebanan *Ultimate* Pada Kolom Pilar

Tabel 5.87 Beban Kerja Pada Kolom Pilar

No	Aksi Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	17017.81				
2	Beban mati tambahan	MA	865.72				
3	Beban lajur "D"	TD	2405.16				
4	Beban pedestrian	TP	215.20				
5	Gaya rem	TB		254.55	0.00	4340.00	0.00
6	Aliran Air	EF		190.58	25.99	1000.52	136.43
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF			470.40		2751.84
8	Beban angin	EW	118.49	52.48	113.94	457.87	1791.19
9	Beban gempa	EQ		2891.77	3943.32	25053.24	34163.51

Tabel 5.88 Beban Ultimate Kolom Pilar Kombinasi 1

No	Aksi Beban	Kode	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	MS	21600.99				
2	Beban mati tambahan	MA	1731.44				
3	Beban lajur "D"	TD	4329.28				
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya rem	TB		458.18		7812.00	
6	Aliran Air	EF		190.58	25.99	1000.52	136.43
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
			27661.71	648.76	25.99	8812.52	136.43

Tabel 5.89 Beban *Ultimate* Kolom Pilar Kombinasi 2

No	Aksi Beban	Kode	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	MS	21600.99				
2	Beban mati tambahan	MA	1731.44				
3	Beban lajur "D"	TD	4329.28				
4	Beban pedestrian	TP	387.36				
5	Gaya rem	TB					
6	Aliran Air	EF					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
			28049.07				

Tabel 5.90 Beban *Ultimate* Kolom Pilar Kombinasi 3

No	Aksi Beban	Kode	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	MS	21600.99				
2	Beban mati tambahan	MA	1731.44				
3	Beban lajur "D"	TD	4329.28				
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya rem	TB					
6	Aliran Air	EF		190.58	25.99	1000.52	136.43
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
			27661.71	190.58	25.99	1000.52	136.43

Tabel 5.91 Beban *Ultimate* Kolom Pilar Kombinasi 4

No	Aksi Beban	Kode	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	MS	21600.99				
2	Beban mati tambahan	MA	1731.44				
3	Beban lajur "D"	TD	4329.28				
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya rem	TB					
6	Aliran Air	EF					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF			470.40		2751.84
8	Beban angin	EW	142.19	62.97	136.73	549.45	2149.42
9	Beban gempa	EQ					
			27803.90	62.97	607.13	549.45	4901.26

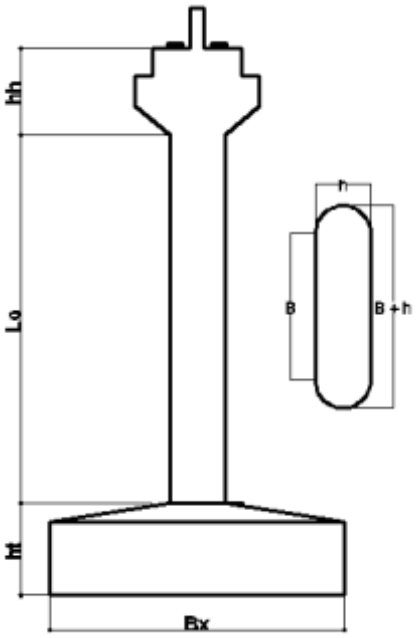
Tabel 5.92 Beban *Ultimate* Kolom Pilar Kombinasi 5

No	Aksi Beban	Kode	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	MS	21600.99				
2	Beban mati tambahan	MA	1731.44				
3	Beban lajur "D"	TD	4329.28				
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya rem	TB					
6	Aliran Air	EF					
7	Hanyutan/ Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ		2891.77	3943.32	25053.24	34163.51
			27661.71	2891.77	3943.32	25053.24	34163.51

Tabel 5.93 Rekapitulasi Beban *Ultimate* Kolom Pilar

No	Kombinasi	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi-1	27661.71	648.76	25.99	8812.52	136.43
2	Kombinasi-2	28049.07				
3	Kombinasi-3	27661.71	190.58	25.99	1000.52	136.43
4	Kombinasi-4	27803.90	62.97	607.13	549.45	4901.26
5	Kombinasi-5	27661.71	2891.77	3943.32	25053.24	34163.51

2. Penulangan Kolom Pilar



Gambar 5.68 Kolom Pilar Jembatan

Tinggi kolom Pilar, Lc = 10 m

Ukuran penampang, B = 4 m

Tebal penampang kolom Pilar, h = 1.5 m

Luas penampang kolom Pilar, A $= \left(B.h + \frac{1}{2}.\frac{1}{4}.\pi.h^2 + \frac{1}{2}.\frac{1}{4}.\pi.h^2 \right)$

$= \left(4.1{,}5 + \frac{1}{2}.\frac{1}{4}.\pi.1{,}5^2 + \frac{1}{2}.\frac{1}{4}.\pi.1{,}5^2 \right)$

$= 7{,}7671 \text{ mm}^2$

Lebar penampang Pilar ekivalen, $Be = \frac{A}{h} = \frac{7{,}7671}{1{,}5} = 5178{,}0972$ mm

a. Perhitungan Tulangan Pokok Arah X

Kuat tekan beton, f'c = 24,9 MPa

Tegangan leleh baja, fy = 390 MPa

Pu dan Mu ditinjau selebar 1 m,

Ditinjau selebar 1 m, b = 1000 mm

Tebal kolom Pilar, h = 1500 mm

Penutup beton, p_b = 40 mm

Diameter tulangan pokok, D = 29 mm

Diameter tulangan geser,D = 16 mm

Jarak tulangan terhadap sisi terluar beton, d' $= pb + D_{geser} + D_{pokok} + \frac{1}{2}.D_{pokok}$

$= 40+16+29+29/2 = 99{,}5$ mm

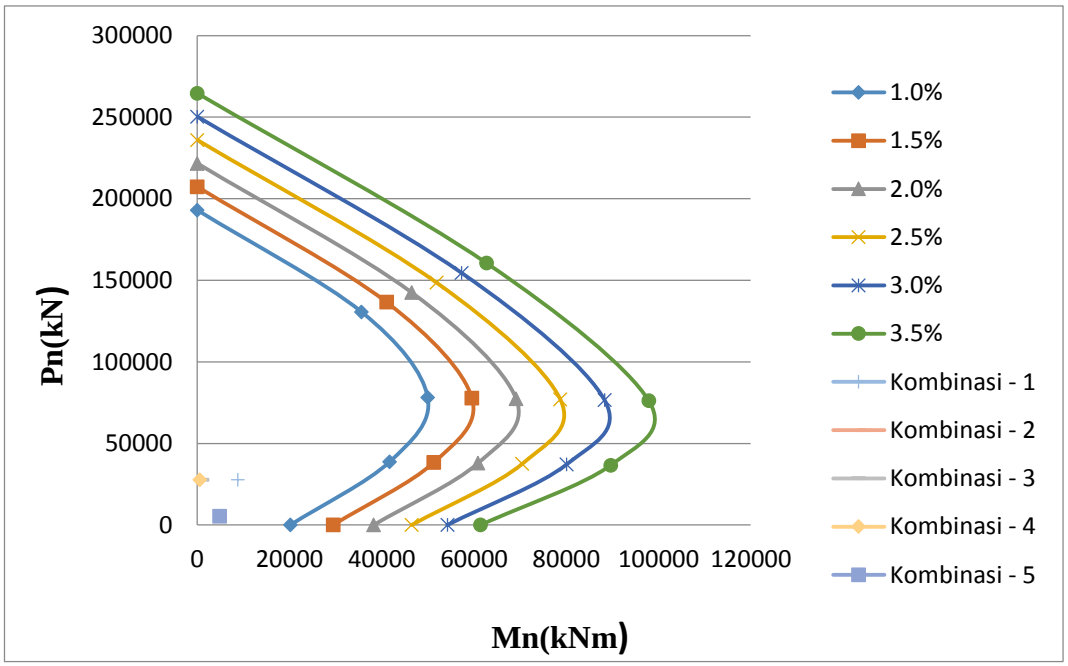
Tebal efektif, d = h-d' = 1500-99,5 = 1400,5 mm

Untuk penulangan kolom Pilar yang berupa kolom yang mengalami beban aksial dan momen, maka penulangan menggunakan diagram Mn – Pn untuk menentukan rasio tulangan yang digunakan. Hubungan momen nominal (M_n) dan gaya aksial nominal (P_n) dapat dinyatakan dengan grafik M_n dan P_n . Penampang dari kolom adalah segi panjang dengan setengah lingkaran seperti Gambar 5.46, namun untuk mempermudah hitungan dan penggambaran grafik Mn-Pn dianggap penampang dari kolom adalah persegi panjang sehingga diperoleh grafik Mn-Pn seperti Gambar 5.69.

Tabel 5.94 Beban *Ultimate* Kolom Pilar Arah X

No	Kombinasi Ultimit	Lebar Be		Lebar 1m	
		Pu (kN)	Mu (kNm)	Pu (kN)	Mu (kNm)
1	Kombinasi - 1	27647.93	8812.51875	5339.3991	1701.8835
2	Kombinasi - 2	28035.2881		5414.2065	
3	Kombinasi - 3	27647.9281	1000.51875	5339.3991	193.2213
4	Kombinasi - 4	27790.1179	549.446613	5366.8590	106.1097
5	Kombinasi - 5	27647.9281	25053.2381	5339.3991	4838.3097

Dengan perhitungan di atas, maka grafik Momen vs Gaya Aksial dapat digambar seperti berikut ini :



Gambar 5.69 Diagram Mn Pn Kolom Pilar Arah X

Plot nilai Pn dan Mn masing masing kombinasi beban ke dalam diagram interaksi *bored pile*, diperoleh rasio tulangan, ρ = 1 %

Luas tulangan yang diperoleh, As = ρ.b.h = 1%.1000.1500 = 15000 mm^2

Diameter besi tulangan yang digunakan, D29

A_{1D} = ¼.π.D^2 = ¼.π.29^2 = 660,52 mm^2

Digunakan tulangan 2 lapis (rangkap),

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$S = \frac{n.A_{1D}.b}{As} = \frac{2.660,52.1000}{15000} = 176,1386 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan pokok **2D29 – 150**

b. Perhitungan Tulangan Geser Arah X

Perhitungan tulangan geser Pilar *column* didasarkan atas beban horizontal *ultimate* terhadap *column*.

Gaya aksial *ultimate* rencana, Pu = 28049,07 kN

Gaya geser *ultimate* rencana, Vu = 2891.77 kN = 2891766,71 N

Ditinjau per meter, Vu/b = 2891766,71/4 = 722941,679 N

Gaya geser yang ditahan beton,

$$Vc = \left(1+\frac{Pu}{14.Ag}\right).\frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d$$

$$= \left(1+\frac{28049,07}{14.(1500.1000)}\right).\frac{1}{6}.\sqrt{29,05}.1000.1400,5 = 2720464,19 \text{ N}$$

Berdasarkan RSNIT-12-2004 apabila 0,5.øVc > Vu maka digunakan jarak tulangan geser 300 mm, apabila 0,5.øVc < Vu ≤ ø.Vc maka digunakan jarak tulangan 250 mm, jika øVc < Vu harus dihitung sesuai perencanaan tulangan geser, dan jarak tulangan geser maksimal sebesar 300 mm.

øVc = 0,7.2720464,19 = 1904324,93 N > Vu

0.5 øVc = 0,5.1904324,93 =952162,465 > Vu

Sehingga gaya geser yang disediakan oleh beton sudah lebih besar dari gaya yang terjadi.

S ≤ 300 mm

Jadi dipakai tulangan geser kolom Pilar **D19 – 300**

Luas tulangan kolom Pilar yang diperoleh dari tinjauan arah memanjang jembatan perlu dikontrol apakah kapasitasnya masih cukup untuk mendukung beban ultimit kolom Pilar pada arah melintang jembatan. Oleh karena itu perlu dilakukan analisis kekuatan kolom Pilar arah melintang jembatan dengan Diagram Interaksi P-My (untuk arah y). Penampang dari kolom adalah segi panjang dengan setengah lingkaran seperti Gambar 5.46, namun untuk mempermudah hitungan dan penggambaran grafik Mn-Pn dianggap

penampang dari kolom adalah persegi panjang sehingga diperoleh grafik Mn-Pn seperti Gambar 5.70.

Dimensi penampang kolom Pilar yang digunakan untuk anlasis P-My adalah sebagai berikut :

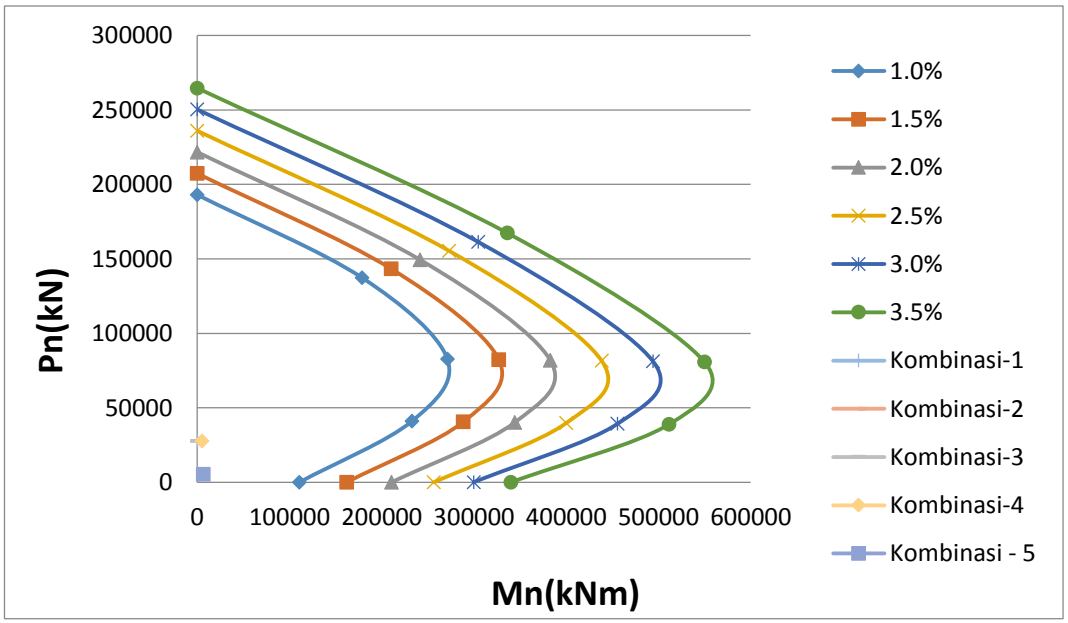
Ditinjau selebar 1 m, b = 1000 mm

Tebal kolom Pilar, h = 1500 mm

rasio tulangan pada kolom Pilar, ρ = 1,0 %.

Tabel 5.95 Beban Ultimate Kolom Pilar Arah Y

No	Kombinasi Beban	Pu (kN)	Muy (kNm)
1	Kombinasi-1	5339.3991	26.3483
2	Kombinasi-2	5414.2065	0
3	Kombinasi-3	5339.3991	26.3483
4	Kombinasi-4	5366.8590	946.5374
5	Kombinasi-5	5339.3991	6597.6950



Gambar 5.70 Diagram Mn Pn Kolom Pilar Arah Y

c. Perhitungan Tulangan Pokok Arah Y

Plot nilai Pn dan Mn masing masing kombinasi beban ke dalam diagram interaksi *bored pile*, diperoleh rasio tulangan, ρ = 1 %

Luas tulangan yang diperoleh, As = ρ.b.h = 1%.5178,0972.1000

= 51780,9724 mm^2

Diameter besi tulangan yang digunakan, D29

A_{1D} = ¼.π.D^2 = ¼.π.29^2 = 660,52 mm^2

Digunakan tulangan 2 lapis (rangkap),

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$S = \frac{n.A_{1D}.b}{As} = \frac{2.660,52.1000}{51780,9724} = 51,0241 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan pokok **D29 – 50**

d. Perhitungan Tulangan Geser Arah Y

Perhitungan tulangan geser Pilar *column* didasarkan atas beban horizontal *ultimate* terhadap *column*.

Gaya aksial *ultimate* rencana, Pu = 28049,0639 kN

Gaya geser *ultimate* rencana, Vu = 3943,3182 kN = 3943318,246 N

Ditinjau per meter, Vu/b = 3943318,246/1,5 = 2628878,831 N

Gaya geser yang ditahan beton,

$$Vc = \left(1+\frac{Pu}{14.Ag}\right).\frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d$$

$$= \left(1+\frac{28049,0639}{14.(5178,0972.1000)}\right).\frac{1}{6}.\sqrt{29,05}.1000.1400,5$$

= 8844262,272 N

Berdasarkan RSNIT-12-2004 apabila 0,5.øVc > Vu maka digunakan jarak tulangan geser 300 mm, apabila 0,5.øVc < Vu ≤ ø.Vc maka digunakan jarak tulangan 250 mm, jika øVc < Vu harus dihitung sesuai perencanaan tulangan geser, dan jarak tulangan geser maksimal sebesar 300 mm.

øVc = 0,7.8844262,27 2 = 6190983,59 N > Vu

0.5.øVc = 0,5.6190983,59 = 3095491,795 > Vu

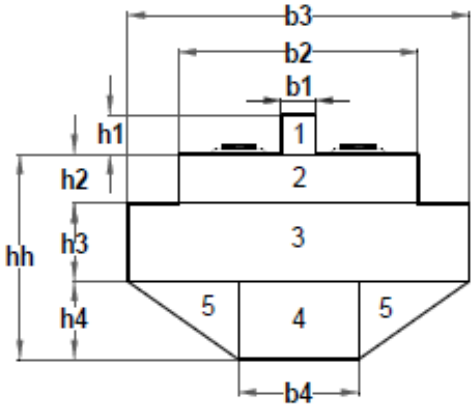
Sehingga gaya geser yang disediakan oleh beton sudah lebih besar dari gaya yang terjadi.

S ≤ 300 mm

Jadi dipakai tulangan geser kolom Pilar **D19 – 300**

5.5.8 Perhitungan *Headstock* Pilar

1. Perhitungan Beban *Headstock* Pilar



Gambar 5.71 Potongan *Headstock* Pilar

Lengan gaya reaksi girder terhadap tepi dinding Pilar,

$$x = \frac{Bc}{2} = \frac{0{,}2}{2} = 0{,}1 \text{ mm}^2$$

Hasil momen *ultimate* dan gaya geser *ultimate* akibat beban pada *headstock* disajikan pada tabel 5.96 di bawah ini.

Tabel 5.96 Momen dan Gaya Geser *Ultimate* Pada *Headstock* Pilar

No	Aksi Beban	Kode	P (kN)	Faktor Beban	Vu (kN)	Mu (kN)
1	Berat sendiri girder	MS	522.1642	1.2	626.597	62.660
2	Berat sendiri + headstock	MS	502.2617	1.3	652.94	65.294
3	Beban mati tambahan	MA	84.572	2	169.144	16.914
4	Beban lajur "D"	TD	240.5156	1.8	432.928	43.293
5	Beban pedestrian	TP	21.52	1.8	38.736	3.874
6	Beban angin	EW	11.84914	1.2	14.219	1.422
					1934.56	193.456

2. Penulangan *Headstock*

a. Perhitungan Tulangan Pokok

Momen rencana *ultimate*, Mu = 193,4564 kNm

Kuat tekan beton, f'c = 24,9 MPa

Tegangan leleh baja, fy = 390 MPa

Tinggi *headstock*, h = 2450 mm

Lebar *headstock*, b = $(b_2+b_4)/2$ = 1850 mm

Penutup beton, p_b = 40 mm

Diameter tulangan pokok,D = 25 mm

Diameter tulangan geser,D = 16 mm

Jarak tulangan terhadap sisi terluar beton, d' = $pb + D_{geser} + ½.D_{pokok}$

= 40+16+25/2 = 68,5 mm

Tebal efektif, d = h-d' = 2450-68,5 = 2378,5 mm

Momen nominal rencana *pile cap*,

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{193,8564}{0,8} = 242,3205 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn.10^6}{b.d^2} = \frac{242,3205.10^6}{1850.2378,5^2} = 0,0231 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan,

$$\rho_b = \beta_1.\frac{0,85.f'c}{fy}.\left(\frac{600}{600+fy}\right) = 0,85.\frac{0,85.24,9}{390}.\left(\frac{600}{600+390}\right)$$

= 0,02796

$$\rho_{max} = 75\%.\rho b = 75\%.0,02796 = 0,02097$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$m = \frac{fy}{0,85.f'c} = \frac{390}{0,85.24,9} = 18,4266$$

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

$$= \frac{1}{18,4266}.\left(1-\sqrt{\left(1-\frac{2.18,4266.0,0231}{390}\right)}\right) = 0,00005$$

Karena $\rho_{min} > \rho_{perlu} < \rho_{maks}$, maka rasio tulangan yang dipakai, ρ_{pakai} = 0,00359

Luas tulangan pokok,

$$As = \rho.b.d = 0,00359.1000.2378,5 = 8538,2051 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25,

$A_{1D} = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.25^2 = 490{,}874 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan,

$S = \frac{A_{1D}.b}{As} = \frac{490{,}874.1800}{8538{,}2051} = 106{,}3591 \text{ mm}$

Jadi dipakai tulangan pokok **D25 – 100**

b. Perhitungan Tulangan Geser

Gaya geser rencana *ultimate*, Vu = 1938,5631 kN = 1938564,315 N

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$Vc = \frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d = \frac{1}{6}.\sqrt{24{,}9}.1800.2378{,}5 = 3659513{,}11 \text{ N}$

Cek gaya geser yang ditahan beton,

Berdasarkan RSNIT-12-2004 apabila 0,5.øVc > Vu maka digunakan jarak tulangan geser 300 mm, apabila 0,5.øVc < Vu ≤ ø.Vc maka digunakan jarak tulangan 250 mm, jika øVc < Vu harus dihitung sesuai perencanaan tulangan geser, dan jarak tulangan geser maksimal sebesar 300 mm.

ø.Vc = 0,7.3659513,11 = 2561659,177 N > Vu

½ ø.Vc = 0,5.2561659,177 = 1280830 N < Vu

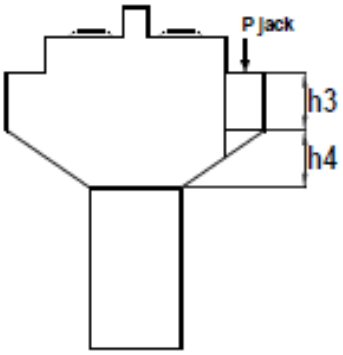
Sehingga gaya geser yang disediakan oleh beton sudah lebih besar dari gaya yang terjadi.

S ≤ 300 mm

Jadi dipakai tulangan geser *headstock* **D19 – 250**

5.5.9 Perhitungan *Corbel*

Pada saat penggantian *bearing* pada (*elastomer*), *corbel* direncanakan mampu menahan jacking force yang terdiri dari : berat sendiri struktur atas, beban mati tambahan, dan beban lalu-lintas.



Gambar 5.72 Potongan *Corbel*

1. Perhitungan Pembebanan *Corbel*

Perhitungan gaya don momen akibat berat sendiri *corbel* disajikan pada tabel 5.97 berikut ini.

Tabel 5.97 Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri *Corbel*

No	Parameter				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	L	Shape			
1	0.9	0.8	10	1	176.4	0.45	79.38
2	0.9	0.8	10	0.5	88.2	0.3	26.46
					264.6		105.84

Gaya pada *corbel*, $P_{jack} = P_{MS} + P_{MA} + P_{TD}$ = 10545,0917 kN

Perhitungan gaya dan momen ultimit akibat beban struktur atas dan beban lalu lintas pada *corbel* disajikan pada tabel 5.142 berikut ini.

Tabel 5.98 Perhitungan Gaya dan Momen *Ultimate* pada *Corbel*

No	Jenis Beban	Faktor Beban	P (kN)	Vu (kN)	e (m)	Mu (kN)
1	Berat sendiri corbel	1.3	264.6	343.98		137.592
2	Berat sendiri girder	1.2	2610.82	3132.98	0.45	1409.84324
3	Berat sendiri beton	1.3	1596.23	2075.1	0.45	933.796631
4	Beban mati tambahan	2	432.86	865.72	0.45	389.574
5	Beban lajur "D"	1.8	1202.58	2164.64	0.45	974.088281
				8582.4		3844.8941

2. Penulangan Pada *Corbel*

   a. Perhitungan Tulangan Pokok

      Momen *ultimate* rencana, Mu = 3844,8941 kNm

Kuat tekan beton, f'c = 24,9 MPa

Tegangan leleh baja, fy = 390 MPa

Pu dan Mu ditinjau selebar 1 m,

Ditinjau selebar 1 m, b = 1000 mm

Panjang *corbel*, Ba = 10 m

Momen rencana, Mu = Mu/Ba = 384,4894 kNm

Tebal *corbel*, h = $h_3+h_4/2$ = 1200 mm

Penutup beton, p_b = 40 mm

Diameter tulangan pokok, D = 25 mm

Diameter tulangan geser, D = 16 mm

Jarak tulangan terhadap sisi terluar beton, d' = pb + D_{geser} + ½.D_{pokok}

= 40+16+25/2 = 68,5 mm

Tebal efektif, d = h-d' = 1200 - 68,5 = 1131,5 mm

Momen nominal rencana *pile cap*,

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{384,4894}{0,8} = 480,6117 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn.10^6}{b.d^2} = \frac{480,6117.10^6}{1000.1131,5^2} = 0,3753 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan,

$$\rho_b = \beta_1.\frac{0,85.f'c}{fy}.\left(\frac{600}{600+fy}\right) = 0,85.\frac{0,85.24,9}{390}.\left(\frac{600}{600+390}\right)$$

$$= 0,02796$$

$$\rho_{max} = 75\%.\rho b = 75\%.0,02796 = 0,02097$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$m = \frac{fy}{0,85.f'c} = \frac{390}{0,85.24,9} = 18,4266$$

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

$$= \frac{1}{18,4266}.\left(1-\sqrt{\left(1-\frac{2.18,4266.0,3753}{390}\right)}\right) = 0,00097$$

Karena $\rho_{min} > \rho_{perlu} < \rho_{maks}$, maka rasio tulangan yang dipakai, ρ_{pakai} = 0,00359

Luas tulangan pokok,

As = $\rho.b.d = 0{,}00359.1000.1131{,}5$ = 4061,7948 mm^2

Digunakan tulangan D25,

$A_{1D} = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.25^2$ = 490,874 mm^2

Jarak antar tulangan,

$S = \frac{A_{1D}.b}{As} = \frac{490{,}874.1000}{4061{,}7948}$ = 120,8514 mm

Jadi dipakai tulangan pokok **D25 – 120**

b. Perhitungan Tulangan Susut

Asst = 0,0018 . b . h = 0,0018 . 1000 . 1200= 2160 mm^2

Digunakan tulangan D19,

$A_{1D} = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.16^2$ = 283,5287 mm^2

Jarak antar tulangan,

$S = \frac{A_{1D}.b}{Asst} = \frac{283{,}5287.1000}{2160}$ = 131,2633

Jadi dipakai tulangan susut **D16 – 120**

c. Perhitungan Tulangan Geser

Gaya geser rencana *ultimate*, Vu = 858,2429/10 = 85,8242 kN

= 85824,2922 N

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$Vc = \frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d = \frac{1}{6}.\sqrt{24{,}9}.1000.1131{,}5$ = 941028,944 N

Cek gaya geser yang ditahan beton,

Berdasarkan RSNIT-12-2004 apabila 0,5.øVc > Vu maka digunakan jarak tulangan geser 300 mm, apabila 0,5.øVc < Vu ≤ ø.Vc maka digunakan jarak tulangan 250 mm, jika øVc < Vu harus dihitung sesuai perencanaan tulangan geser, dan jarak tulangan geser maksimal sebesar 300 mm.

ø.Vc = 0,7.941028,944 = 658720,261 N > Vu

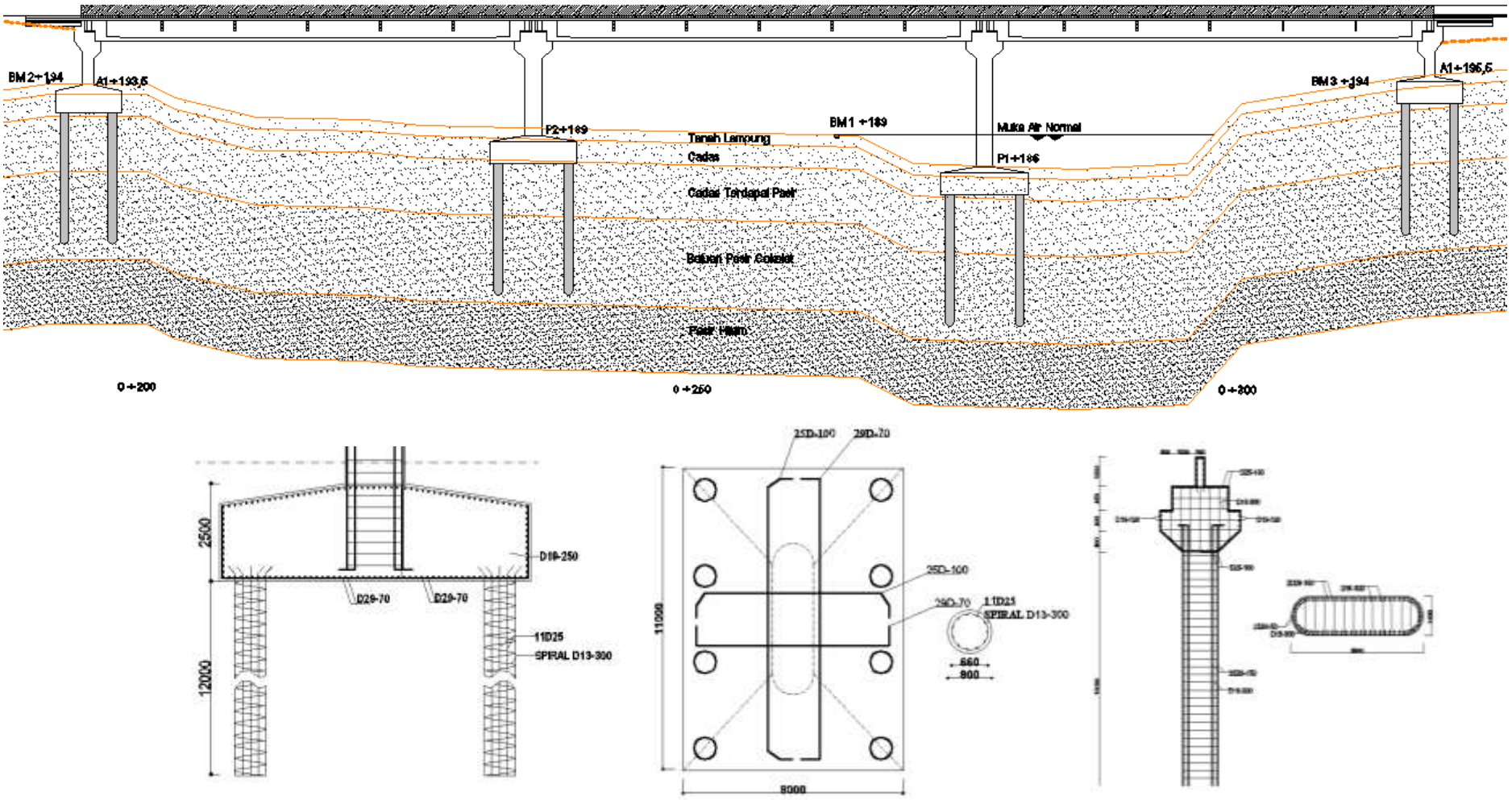
1/2ø.Vc = 0,5. 658720,261 = N > Vu

Sehingga gaya geser yang disediakan oleh beton sudah lebih besar dari gaya yang terjadi.

S ≤ 300 mm

Jadi dipakai tulangan geser *corbel* **D16 – 300**

Untuk perletakan pada pilar pada tampang melintang sungai dapat dilihat pada gambar 5.71 berikut.



Gambar 5.73 Potongan Memanjang dan Penulangan Pilar

5.6 PERHITUNGAN KEPALA JEMBATAN (*ABUTMENT*)

5.6.1 Data Teknis

Perencanaan kepala jembatan / *abutment* Jurang Gempal ini memerlukan beberapa data untuk perencanaan. Adapun data perencanaan untuk abutment sebagai berikut :

Data struktur atas jembatan :

a. Panjang bentang jembatan (L) = 40 m
b. Tebal slab lantai jembatan (t_s) = 0,20 m
c. Tebal lapisan aspal + overlay (t_a) = 0,10 m
d. Tebal genangan air hujan (t_h) = 0,05 m
e. Lebar jalur lalu lintas (b_1) = 7 m
f. Lebar trotoar (b_2) = 1 m
g. Tebal trotoar (t_t) = 0,20 m
h. Lebar total jembatan (b) = 10,70 m
i. Tebal elastomer (h_e) = 0,05 m

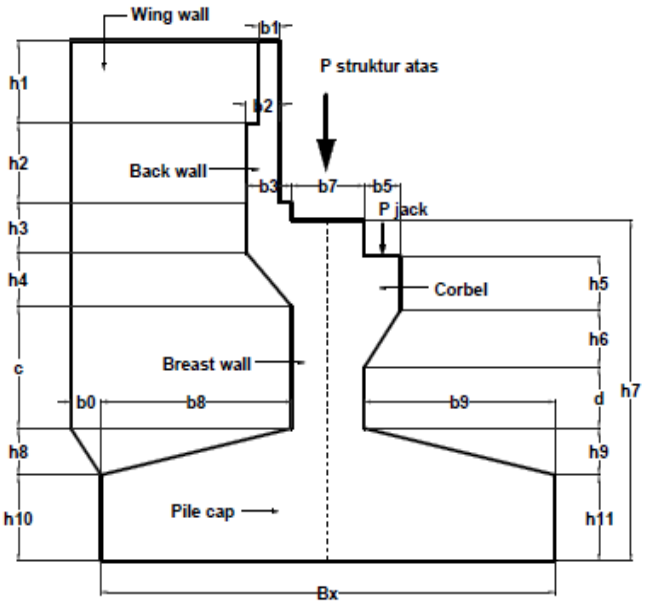
Bagian-bagian abutment jembatan :

a. *Breast wall*
b. *Back wall*
c. *Wing wall*
d. *Pile cap*

Data *abutment* :

1. Lebar pile cap; Bx = 7 m
2. Panjang pile cap; By = 10,7 m
3. Tebal pile cap; hp = 1,5 m
4. Tinggi abutment keseluruhan; H tot = 7,2 m

Pada perencanaan dimensi awal dari *abutment* jembatan yang berupa *breast wall, back wall, wing wall, pile cap* dan *bored pile* berdasarkan ukuran beberapa acuan. Pada *breast wall* penentuan dimensi tidak boleh terlalu kecil karena *breast wall* yang terlalu lentur sangat bahaya apabila digunakan untuk itu perlu diperhatikan antara dimensi *breast wall* dengan tingginya, penentuan dimensi *pile cap* harus sangat diperhatikan karena pada *pile cap* pilar jembatan selain menahan gaya aksial juga menahan momen yang besar sehingga mampu menahan gaya guling maupun geser yang disebabkan oleh kombinasi beban yang terjadi pada *pile cap*, maka dari itu syarat penjang pilecap minimal adalah 2/3 tinggi total pilar jembatan, dan penentuan dimensi pondasi *bored pile* harus sesuai dengan panjangnya sehingga *bored pile* tidak elastis dan berbahaya sedangkan untuk penentuan kedalaman *boredpile* harus mencapai kedalaman tanah batuan sehingga daya dukung aksial dan lateralnya tinggi. Namun dimensi tersebut perlu ditrial dan diperhitungkan sehingga aman terhadap gaya yang terjadi.Untuk lebih jelas data struktur bawah *abutment* adalah seperti gambar 5.74 dan tabel 5.41 berikut ini.Data – data teknis lain disajikan pada tabel 5.99 di bawah ini.



Gambar 5.74 Struktur Bawah Abutment

Tabel 5.99 Data Teknis Struktur Bawah *Abutment*

Notasi	(m)	Notasi	(m)	Keterangan	Notasi	Nilai	Satuan
h_1	0.5	b_1	0.35	Panjang Abutmen	B_y	10.70	m
h_2	0.45	b_2	0.55	Tebal wing-wall	h_w	0.5	m
h_3	0.9	b_3	0.75	Tanah Timbunan			
h_4	1			Berat volume	w_s	17.2	kN/m^3
h_5	1	b_5	0.5	Sudut gesek	ø	30	◦
h_6	0.5			Kohesi	c	0	kPa
h_7	7.35	b_7	1	Tanah Asli (di dasar pile cap)			
h_8	0.5	b_8	2.5	Berat volume	w_s	16.27	kN/m^3
h_9	0.5	b_9	2.5	Sudut gesek	ø	23.99	◦
h_{10}	2	b_0	1	Kohesi	c	30.6	kPa
h_{11}	2			Bahan Struktur			
c	3	B_X	6	Mutu Beton	K-	300	
d	2.5			Mutu Baja Tulangan	U-	39	

5.6.2 Pembebanan Pada *Abutment* Jembatan

Desain struktur abutment dipengaruhi oleh reaksi-reaksi yang terjadi pada struktur atas jembatan, kemudian aksi-aksi tekanan tanah sebagai pengaruh beban arah horizontal abutment. Adapun reaksi-reaksi pembebanan pada jembatan disajikan pada tabel di bawah ini, kemudian hasil reaksi dari struktur atas tersebut dikalikan dengan faktor beban ultimite untuk menghasilkan pengaruh beban terfaktor sesuai dengan kombinasi pembebanan. Kombinasi yang digunakan berdasarkan RSNIT-02-2005 Tabel 40 yang dapat dilihat pada Tabel 5.100 berikut ini

Tabel 5. 100 Kombinasi Pembebanan untuk Kontrol Tegangan

Aksi / Beban	Simbol	Kombinasi Pembebanan				
		1	2	3	4	5
A. Aksi Permanen						
1.Berat sendiri	MS	√	√	√	√	√
2.Beban Mati Tambahan	MA	√	√	√	√	√
3.Tekanan tanah	TA	√	√	√	√	√
B. Aksi Transien						
1.Beban Lajur "D"	TD	√	√	√	√	√
2.Gaya Rem	TB	√				
3.Pejalan Kaki	TP		√			
C. Aksi Khusus						
1.Beban Angin	EW	√			√	
2.Beban Gempa	EQ					√

Pada perencanaan abutment di bawah ini dilakukan pengelompokkan pembebanan atau reaksi-reaksi yang mempengaruhi struktur dari abutment.

4. Berat Sendiri

c. Berat sendiri struktur atas

Beban dari struktur atas jembatan meliputi *Ugirder prestress*, trotoar, dan dinding pagar tepi. Perhitungan berat sendiri struktur atas disajikan pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.101 Tabel Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas

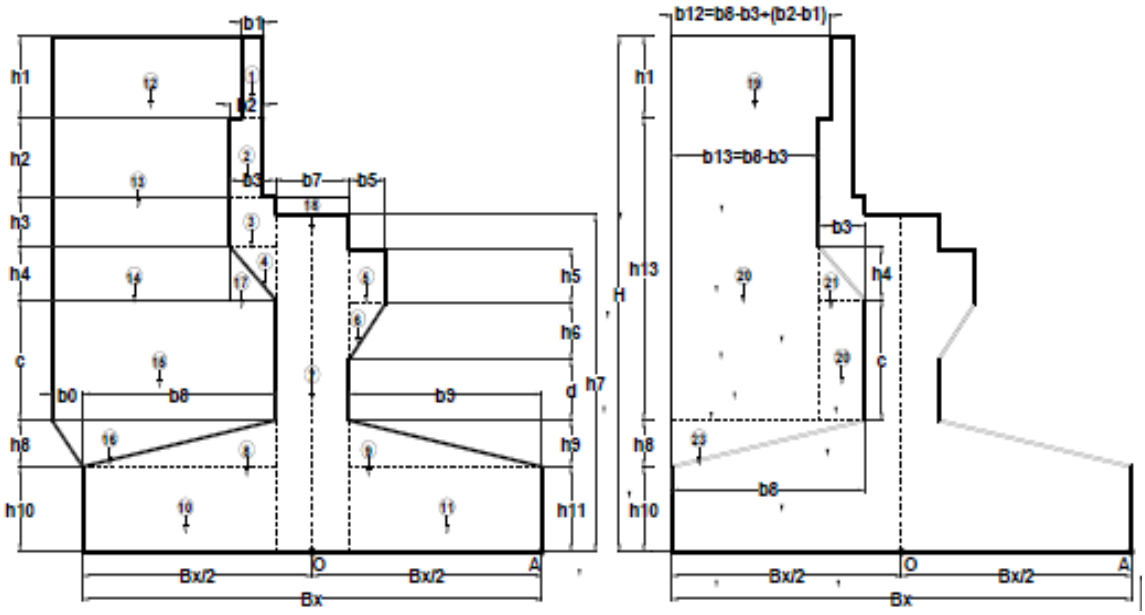
No	Beban Struktur Atas	Jumlah (n)	Berat w (kN/m)	Bentang L (m)	Berat kN
1	Balok prategang	4	32.6352	40	5221.6416
2	Plat lantai	4	7.6240	40	1219.8455
3	Trotoar	4	2.45	40	392
4	Deck Slab	4	3.087	40	493.92
5	Dinding Tepi		25.41875	40	1016.75
6	Diafragma	4	0.4371975	40	69.9516
Total Berat Sendiri Struktur Atas				W_{MS} =	8414.1087

Beban pada abutment akibat berat sendiri struktur atas,

P_{MS} struktur atas = ½ . W_{MS} = ½ . 8414,1087 = 4207,0543 kN

d. Berat sendiri struktur bawah

Berat sendiri struktur bawah meliputi berat sendiri *abutment*, *wing wall* dan tanah timbunan, gambar struktur bawah dapat dilihat pada gambar 5.74 berikut ini.



Gambar 5.75 Penampang Berat Sendiri Struktur Bawah

Berat jenis beton, wc = 24,5 kN/m^3

Tebal *wingwall*, hw = 0,5 m

2 × tebal *wingwall* = 1 m

Untuk perhitungan gaya dan momen akibat berat sendiri untuk pengecekan stabilitas guling dan geser dapat dilihat pada tabel 5.102 di bawah ini.

Tabel 5.102 Perhitungan Gaya dan Momen Untuk Stabilitas Guling dan Geser

No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan X (m)	Momen X (kNm)	Lengan Y (m)	Momen Y (kNm)
	b	h	shape	arah					
ABUTMENT									
1	0.35	0.50	1	-1	45.876	0.875	-40.142	5.35	-245.438
2	0.55	0.45	1	-1	64.882	0.975	-63.260	5.35	-347.119
3	0.75	0.90	1	-1	176.951	0.875	-154.832	5.35	-946.689
4	0.75	1.00	1	-1	98.306	0.750	-73.730	5.35	-525.938
5	0.50	1.00	1	1	131.075	0.750	98.306	5.35	701.251
6	0.50	0.50	1	1	32.769	0.667	21.846	5.35	175
7	1.00	7.35	1	1	1926.803	0	0	5.35	10308
8	2.50	0.50	1	-1	163.844	1.333	-218.458	5.35	-876.564
9	2.50	0.50	1	1	163.844	1.333	218.458	5.35	876.564
10	2.50	2.00	1	-1	1310.750	1.750	-2293.81	5.35	-7013
11	2.50	2.00	1	1	1310.750	1.750	2293.81	5.35	7013
WING WALL									
12	2.95	0.5	1	-1	36.1375	2.525	-91.247	5.35	-193.335
13	2.75	1.35	1	-1	90.95625	2.625	-238.760	5.35	-486.615
14	2.75	1	1	-1	67.375	2.625	-176.859	5.35	-360.456
15	3.5	3	1	-1	257.25	2.25	-578.813	5.35	-1376.28
16	3.5	0.5	0.5	-1	21.438	2.833	-60.740	5.35	-114.691
17	0.75	1	0.5	-1	9.188	1	-9.188	5.35	-49.153
18	Lateral stop		0.2	0.2	1	10	0	0	5.35
TANAH									
19	1.95	0.5	1	-1	179.439	2.025	-363.363	5.35	-960.00
20	1.75	5.35	1	-1	1723.074	2.125	-3661.53	5.35	-9218.45
21	0.75	1	0.5	-1	69.015	1	-69.015	5.35	-369.23
22	0.75	3	1	-1	414.09	0.875	-362.329	5.35	-2215.38
23	2.5	0.5	0.5	-1	115.025	2.16666	-249.221	5.35	-615.38
				P=	8418.836	Mx=	-6478.24	My=	-6785.70

Kemudian untuk perhitungan gaya dan momen akibat berat sendiri yang terjadi pada dasar pile cap untuk analisis penulangan dapat dilihat pada tabel 5.103.

Tabel 5.103 Perhitungan Gaya dan Momen Untuk Analisis Penulangan

No	Berat W_T (kN)	TEQ (kN)	Uraian lengan thd ttk O	Besar y (m)	MEQ (kNm)
STRUKTUR ATAS					
P_{MS}	4207.0543	927.6554	y = H	8.35	7745.923
P_{MA}	432.86	95.44563	y = H	8.35	796.971
ABUTMEN					
1	45.876	10.1157	$y_1 = h_{10}+h_8+c+h_4+h_3+h_2+h_1/2$	8.1	81.94
2	64.882	14.3065	$y_2 = h_{10}+h_8+c+h_4+h_3+h_2/2$	7.625	109.09
3	176.951	39.0178	$y_3 = h_{10}+h_8+c+h_4+h_3/2$	6.95	271.17
4	98.306	21.6765	$y_4 = h_{10}+h_8+c+2/3*h_4$	6.166667	133.67
5	131.075	28.9020	$y_5 = h_{11}+h_9+d+h_6+h_5/2$	6	173.41
6	33	7.2255	$y_6 = h_{11}+h_9+d+2/3*h_6$	5.333	38.5
7	1927	424.8600	$y_7 = h_7/2$	3.675	1561.4
8	163.844	36.1275	$y_8 = h_{10}+1/3*h_8$	2.167	78.28
9	163.844	36.1275	$y_9 = h_{11}+1/3*h_9$	2.167	78.28
10	1311	289.0204	$y_{10} = h_{10}/2$	1	289.02
11	1311	289.0204	$y_{11} = h_{11}/2$	1	289.02
WING WALL					
12	36.1375	7.968	$y_{12} = y_1$	8.1	64.543
13	90.95625	20.056	$y_{13} = h_{10}+h_8+c+h_4+(h_3+h_2)/2$	7.175	143.901
14	67.375	14.856	$y_{14} = h_{10}+h_8+c+h_4/2$	6	89.137
15	257.25	56.724	$y_{15} = h_{10}+h_8+c/2$	4	226.895
16	21.438	4.727	$y_{16} = h_{10}+2/3*h_8$	2.333	11.030
17	9.188	2.026	$y_{17} = h_{10}+h_{8+}c+1/3*h_4$	5.833333	11.817
18	10	2.205	$y_{18} = h_7$	7.35	16.207
TANAH					
19	179.439	39.566	$y_{19} = H-h_1/2$	8.1	320.487
20	1723.0745	379.938	$y_{20} = h_{10}+h_{8+}h_{13}/2$	5.175	1966.179
21	69.015	15.2	$y_{21} = h_{10}+h_8+c+h_4/3$	5.833333	88.771
22	414.09	91.31	$y_{22} = h_{10}+h_8+c_{/2}$	4	365.227
23	115.025	25.363	$y_{23} = h_{10}+2/3*h_8$	2.333	59.180
	T_{EQ} =	2879.4546		M_{EQx} =	15010.0396

Tabel 5.104 Beban Total Akibat Berat Sendiri

No	Berat Sendiri	P_{MS} (kN)	M_{MS} (kNm)
1	Struktur atas (U girder, trotoar)	4207.054362	8414.109
2	Struktur bawah (abutmen, pile cap, tanah)	8418.836875	-6072.88
		12625.89124	2341.229

5. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan adalah berat bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural yaitu berupa lapis perkerasan aspal dan genangan air hujan. Perhitungan beban mati tambahan dapat dilihat pada tabel 5.105 di bawah ini.

Tabel 5.105 Perhitungan Beban Mati Tambahan

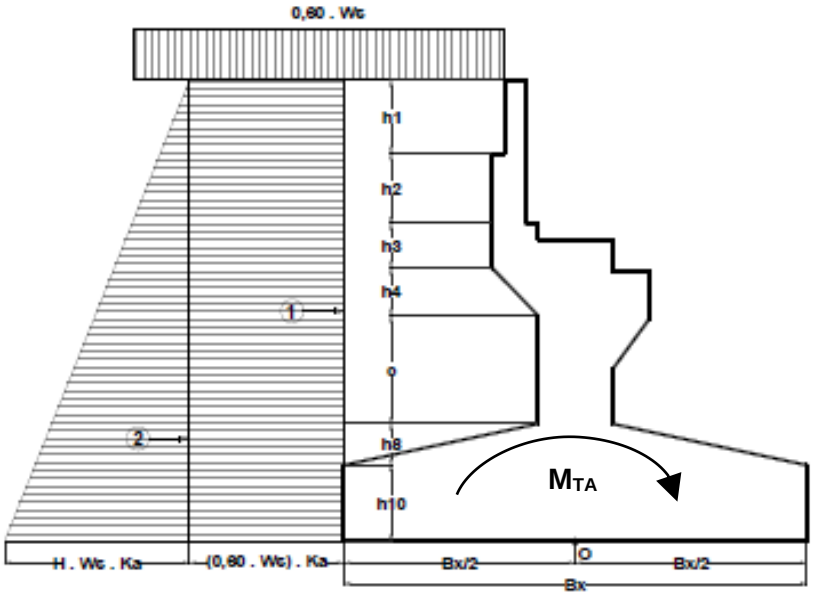
No	Jenis Beban Mati Tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	w (kN/m^3)	Berat (kN)
1	Lap. Aspal & overlay	0.1	7	40	1	22	616
2	Lights, dll		0.5	40	1		40
4	Air hujan	0.05	10.7	40	1	9.8	209.72
						W_{MA} =	865.72
						P_{MA} =	432.86

Beban pada abutment akibat beban mati tambahan,

P_{MA} struktur atas = ½ . W_{MA} = ½ . 865,72 = 432.86 kN

6. Tekanan Tanah (TA)

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,60 m yang berupa beban merata ekivalen beban kendaraan pada bagian tersebut (lihat gambar 5.75).



Gambar 5.76 Gaya Akibat Tekanan Tanah pada Abutment

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (Ws) dan sudut gesek dalam dengan:

Ws = 17,2 kN/m^2

ø = 30 ^{o}

H = 8,35 m

By = 10,7 m

Koefisien tekanan tanah:

$$Ka = \tan^2.\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2.\left(45 - \frac{30°}{2}\right) = 0{,}3333$$

$$q = 0{,}6 \times Ws = 0{,}6 \times 17{,}2 = 10{,}32 \text{ kPa}$$

Perhitungan gaya akibat tekanan tanah disajikan pada tabel 5.106 di bawah ini

Tabel 5.106 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah

No	Gaya Akibat Tekanan Tanah	T_{TA} (kN)	Lengan thd O	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = q*H*K_a*B_y$	307.3468	y = H/2	4.17	1283.1728
2	$T_{TA} = 1/2*H^2*w_s*K_a*B_y$	2138.6214	y = H/3	2.78	5952.4964
	Σ T_{TA} =	2445.9682	Σ M_{TA} =		7235.6693

Gaya horizontal akibat tekanan tanah aktif, T_{TA} = 2445,9682 kN

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif, M_{TA} = 7235,6693 kNm

7. Beban Lajur “D” (TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (UDL) dan beban garis (KEL). UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

q = 9 kPa (untuk L ≤ 30 m)

q = $9 \times (0{,}5 + \frac{15}{L})$ kPa (untuk L > 30 m)

Faktor beban ultimit untuk beban lajur (KTD) = 1,8, dan KEL mempunyai intensitas (p) = 49 kN/m. Faktor beban dinamis (dynamic load allowance) untuk KEL sebagai berikut :

Panjang bentang, L = 40 m

Lebar jalur lalu-lintas, B = 7 m

a. Beban merata (UDL)

$q = 9{,}0.\left(0{,}5 + \frac{15}{L}\right)$ kPa, untuk L = 40 m > 30 m

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

= 7,875 kPa

Pembebanan beban lajur D :

Beban merata pada balok (UDL):

QTD = [5,5 . *q* . 100%] + [(B – 5,5) . *q* . 50%]

= [5,5.7,875. 100%]+[(7 – 5,5).7,875 . 50%] = 49,2187 kN/m

b. Beban Garis (KEL)

Beban garis KEL mempunyai intensitas p = 49 kN/m

Dari peraturan Perencanaan Jembatan , beban dinamis untuk pembebanan truk “T” diambil:

DLA = 0,4

Ekivalen beban garis

P’ = [5,5 . *p* . 100%] + [(*B* – 5,5) . *p* .50%]

= [5,5 . 49 . 100%] + [(7 – 5,5) . 49 . 50%] = 306,25 kN

Beban terpusat pada balok,

$P_{TD} = (1 + DLA).p.'$

$= (1 + 0,4).306,25 = 428,75$ kN

Besar beban lajur "D",

$W_{TD} = Q_{TD}.L + P_{TD}$

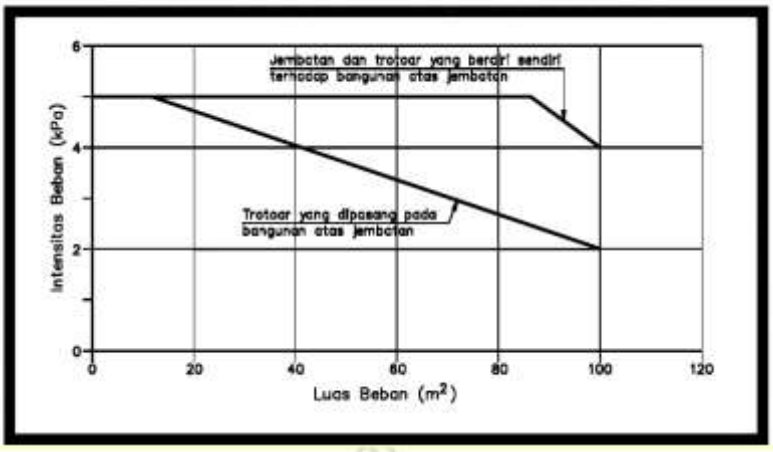
$= (49,2187.40) + 428,75 = 2397,5$ kN

Beban pada abutment akibat beban lajur "D",

P_{TD} = ½ . W_{TD} = ½ . 2397,5 = 1198,75 kN

8. Beban Pedestrian / Pejalan Kaki (TP)

Trotoar pada jembatan jalan raya direncakan mampu memikul beban dengan ketentuan sebagi berikut :



Gambar 5.77 Pembebanan Untuk Pejalan Kaki *(Sumber: RSNIT-02-2005)*

Dari Gambar 5.77 dengan luas beban 80 m^2 didapatkan intensitas beban sebesar q = 2,69 kPa

Dengan *A* = Luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m2)

Lebar trotoar, *bt* = 1 m

Panjang bentang, *L* = 40 m

Luas trotoar :

$A = bt \,.\, L.n$

$= 1.40.2 = 80\ m^2$

Intensitas beban trotoar,

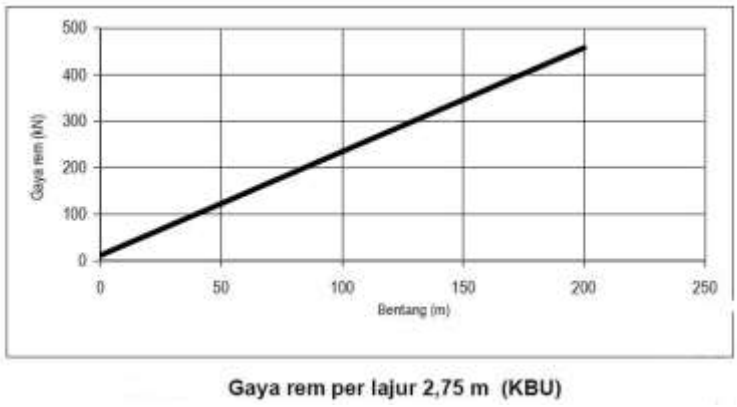
q = 2,69 kPa

Beban pada abutmen akibat pejalan kaki

$P_{TP} = q \,.\, A =$ 2,69. 80 = 215,2 kN

9. Gaya Rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1,80 m di atas permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang jembatan (Lt) dapat dilihat pada gambar 5.78 berikut:



Gambar 5.78 Besar Gaya Rem pada Lajur

10. Untuk bangunan Jembatan Jurang Gempal L 40 m berdasarkan Gambar 4.78 didapat nilai KBU = 100 kN dengan lebar lajur B= 7 m, maka gaya rem (TTB) yang dipakai sebesar :

$$T_{TB} = \left(\frac{KBU}{2,75}\right).B$$

$$= \left(\frac{100}{2,75}\right).7$$

= 254,5454 kN

Lengan terhadap fondasi, Y_{TB} = $h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c + h_8 + h_{10}$ =

= 0,4 + 0,45 + 0,9 + 1 + 3+ 0,5 + 2

= 8,35 m

Momen akibat gaya rem, M_{TB} = $T_{TB} \times Y_{TB} = 254,5455 \times 8,35 = 2125,45$ kNm

Lengan terhadap *breast wall*, Y'_{TB} $= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c$

$= 0,4 + 0,45 + 0,9 + 1 + 3 = 5,85$ m

Momen akibat gaya rem, M'_{TB} $= T_{TB} \times Y'_{TB} = 254,5455 \times 5,85 = 1489,091$ kNm

11. Beban Angin (EW)

a. Beban angin yang meniup bidang samping jembatan (lihat gambar 5.79)

Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus sebagai berikut :

T_{EW} $= 0,0006 \cdot Cw \cdot Vw^2 \cdot Ab$

C_W = Koefisien seret = 1,4192

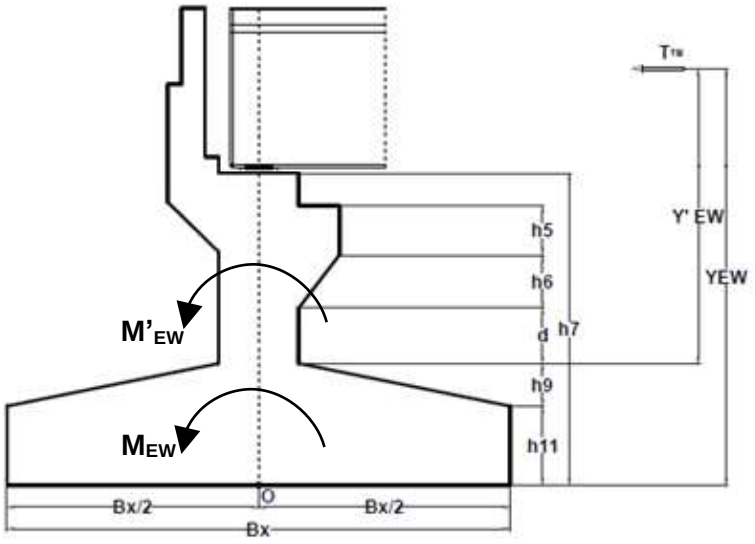
V_W = Kecepatan angin rencana = 30 m/det

L = Bentang jembatan = 40 m

ha = Tinggi bidang samping jembatan = 3,25 m

Ab = Luas bidang samping jembatan

$= L/2 \cdot ha = 40/2 \cdot 3,25 = 65$ m^2



Gambar 5.79 Gaya Angin Pada Bidang Samping Jembatan

Beban akibat angin,

T_{EW1} $= 0,0006 \cdot Cw \cdot Vw^2 \cdot Ab = 0,0006.1,4192.30^2 .65 = 49,815$ kN

Lengan terhadap fondasi,

Y_{EW} $= h_7 + h_a/2 = 7,35 + 3,25/2 = 8,975$ m

Momen akibat gaya angin,

$M_{EW} = T_{EW1} . Y_{EW} = 49,815 . 8,975 = 447,0896$ kNm

Lengan terhadap *breast wall*,

$Y'_{EW} = Y_{EW} – (h_9 + h_{10}) = 8,975 – (0,5 + 2) = 6,475$ m

Momen akibat gaya angin,

$M'_{EW} = T_{EW1} . Y'_{EW} = 49,815 . 6,475 = 322,5521$ kNm

b. Beban angin yang meniup kendaraan

Beban garis merata tambahan arah horinsontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus :

$T_{EW} = 0,0012 . C_W . V_W^2$ kN/m

$Cw = 1,2$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2,00 m di atas lantai jembatan. Maka hk = 2 m

Beban angin yang bekerja, $T_{EW} = 0,0012 . C_W . V_{W2}$

$= 0,0012 . 1,2 . 30^2 = 1,296$ kN/m

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan :

tinggi, h = 2 m

Jarak antar roda = 1,75 m

Gaya pada fondasi *abutment* akibat transfer beban angin ke lantai jembatan:

$P_{EW} = 4 . (0,5 . h/x . T_{EW}) . ½ . L$

$= 4 . (0,5 . 2/1,75 .1,296) . ½ . 40 = 59,2457$ kN

12. Beban Gempa (EQ)

Besar beban gempa ditentukan oleh koefisien gempa rencana dan berat total struktur jembatan. Berat total struktur terdiri dari berat sendiri struktur jembatan, beban mati, dan beban hidup yang bekerja.

Besarnya beban gempa dapat dinyatakan dalam :

$T_{EQ} = K_h . I . W_T$

$K_h = C . S$

Dengan :

T_{EQ} = Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN)

K_h = Koefisien beban gempa horizontal

I = Faktor kepentingan

S = Faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur jembatan

W_T = Berat total struktur atas dan struktur bawah.

C = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah

Waktu getar struktur dihitung dengan rumus :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\left[\frac{W_{TP}}{(g \; x \; Kp)}\right]}$$

$$Kp = 3 \times Ec \times \frac{Ic}{h^3}$$

$W_T = (P_{MS} + P_{MA})$ struktur atas + P_{MS} struktur bawah

Dengan :

T = Waktu getar (detik)

W_T = Berat total struktur atas dan struktur bawah

P_{MS} = Berat sendiri (kN)

P_{MA} = Beban mati tambahan (kN)

g = Percepatan gravitasi (9,8 m/s^2)

Kp = Kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m)

Ec = Modulus elastis beton (kPa)

Ic = Momen inersia (m^4)

h = Tinggi struktur (m)

c. Beban gempa arah memanjang jembatan (arah X)

Modulus elastis beton, Ec = 4700 × √fc’ = 4700 × √24,5= 23453 MPa

Tinggi *breast wall*, Lb = $h_7 – h_8 – h_{10}$ = 7,35 – 0,5 – 2

= 4,85 m

Lebar abutment, b = By = 10,7 m,

h = b_7 = 1 m

Inersia penampang *breast wall*,

$$Ix = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 10{,}7 \times 1^3 = 0{,}8917\ m^4$$

Nilai kekakuan,

$$Kp = 3 \times Ec \times \frac{Ix}{Lb^3} = 3 \times 23453 \times 1000 \times \frac{0{,}8917}{4{,}85^3}$$

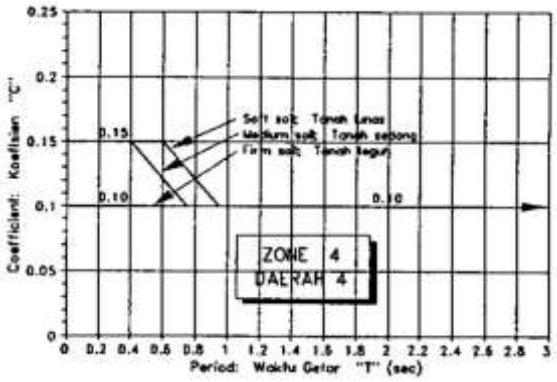
$$= 549915{,}7\ kN/m$$

Waktu getar alami struktur,

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\left[\frac{W_{TP}}{(g\ x\ Kp)}\right]}$$

$$= 2 \times \pi \times \sqrt{\left[\frac{8416{,}473}{(9{,}81 \times 549915{,}7)}\right]} = 0{,}2483 \text{ detik}$$

Untuk menentukan koefisien geser dasar gempa berdasarkan wilayah gempa 4 dengan nilai T = 0,2483 detik maka digunakan grafik di bawah ini :



Gambar 5.80 Koefisien Geser Dasar Gempa Wilayah 4

Klasifikasi jenis tanah pada daerah ini termasuk jenis tanah sedang, sehingga dengan nilai T = 0,2483 detik, kemudian didapatkan besarnya koefisien gempa (C) sebesar 0,15. Untuk struktur dapat berperilaku daktail dan mengalami simpangan yang cukup besar sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, nilai faktor tipe struktur (S) sebagai berikut :

S = 1 × F

F = 1,25 – (0,25 × n)

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa (1)

F = 1,25 – (0,025 × 1)

= 1,225

S = 1 × F

= 1 × 1,225 = 1,225

Sebelum menentukan besarnya gaya gempa, harus diketahui dahulu besarnya koefisien beban gempa horizontal yaitu sebesar :

K_h = C × S

= 0,15 × 1,225

= 0,1838

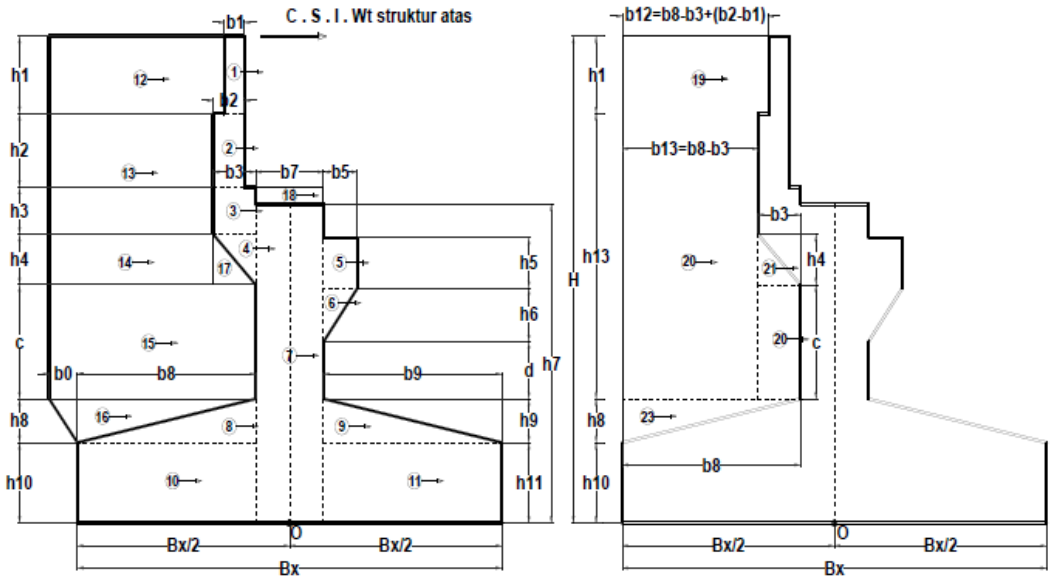
Dengan faktor kepentingan (I) yaitu pengaruh dari seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk mengurangi pembebanan lalu lintas, maka diambil sebesar 1,2 sehingga diperoleh gaya gempa sebesar :

T_{EQ} = K_h × I × W_{TP}

= 0,1838 × 1,0 × W_{TP}

= 0,2205 W_{TP}

Untuk perhitungan distribusi gaya gempa pada abutment arah X (arah memanjang jembatan) disajikan pada tabel 5.107 di bawah ini.



Gambar 5.81 Gaya Gempa Pada *Abutment*

Tabel 5.107 Perhitungan Gaya Gempa Arah X Pada *Abutment*

No	Berat W_T (kN)	TEQ (kN)	Uraian lengan thd ttk O	Besar y (m)	MEQ (kNm)
STRUKTUR ATAS					
P_{MS}	4207.0543	927.655	y = H	8.35	7745.923
P_{MA}	432.86	95.44563	y = H	8.35	796.971
ABUTMEN					
1	45.876	10.1157	$y_1 = h_{10}+h_8+c+h_4+h_3+h_2+h_1/2$	8.1	81.94
2	64.882	14.3065	$y_2 = h_{10}+h_8+c+h_4+h_3+h_2/2$	7.625	109.09
3	176.951	39.0178	$y_3 = h_{10}+h_8+c+h_4+h_3/2$	6.95	271.17
4	98.306	21.6765	$y_4 = h_{10}+h_8+c+2/3*h_4$	6.1667	133.67
5	131.075	28.9020	$y_5 = h_{11}+h_9+d+h_6+h_5/2$	6	173.41
6	33	7.2255	$y_6 = h_{11}+h_9+d+2/3*h_6$	5.333	38.5
7	1927	424.8600	$y_7 = h_7/2$	3.675	1561.4
8	163.844	36.1275	$y_8 = h_{10}+1/3*h_8$	2.167	78.28
9	163.844	36.1275	$y_9 = h_{11}+1/3*h_9$	2.167	78.28
10	1311	289.0204	$y_{10} = h_{10}/2$	1	289.02
11	1311	289.0204	$y_{11} = h_{11}/2$	1	289.02
WING WALL					
12	36.1375	7.968	$y_{12} = y_1$	8.1	64.543
13	90.95625	20.056	$y_{13} = h_{10}+h_8+c+h_4+(h_3+h_2)/2$	7.175	143.901
14	67.375	14.856	$y_{14} = h_{10}+h_8+c+h_4/2$	6	89.137
15	257.25	56.724	$y_{15} = h_{10}+h_8+c/2$	4	226.895
16	21.438	4.727	$y_{16} = h_{10}+2/3*h_8$	2.333	11.030
17	9.188	2.026	$y_{17} = h_{10}+h_{8+}c+1/3*h_4$	5.8333	11.817
18	10	2.205	$y_{18} = h_7$	7.35	16.207
TANAH					
19	179.439	39.566	$y_{19} = H-h_1/2$	8.1	320.487
20	1723.0745	379.938	$y_{20} = h_{10}+h_{8+}h_{13}/2$	5.175	1966.179
21	69.015	15.2	$y_{21} = h_{10}+h_8+c+h_4/3$	5.8333	88.771
22	414.09	91.31	$y_{22} = h_{10}+h_8+c_{/2}$	4	365.227
23	115.025	25.363	$y_{23} = h_{10}+2/3*h_8$	2.333	59.180
	T_{EQ} =	2879.4546		M_{EQx} =	15010.0396

Letak titik tangkap gaya horizontal gempa; $Y_{EQ} = \Sigma M_{EQ} / \Sigma T_{EQ}$

$Y_{EQ} = \frac{15010,0396}{2879,4546}$ = 5,2128 m

d. Beban gempa arah melintang jembatan (arah Y)

P_{MS} struktur atas+bawah = 12625,8912 kN

P_{MA} beban mati tambah = 432,86 kN

Berat total (W_{TP}) = PMS atas&bawah + PMA

= 13058,7512 kN

Modulus elastis beton Ec = 4700 × √fc' = 4700 × √24,9 = 23453 MPa

Tinggi *breast wall,* L_b = 4,85 m

Panjang abutment; b = By = 10,7 m

h = b_7 = 1 m

Inersia penampang *breast wall*,

$Ix = \frac{1}{12} \times b^3 \times h = \frac{1}{12} \times 10,7^3 \times 1 = 102,08692\ m^4$

Nilai kekakuan,

$Kp = 3 \times Ec \times \frac{Ix}{Lb^3} = 3 \times 23453 \times 1000 \times \frac{102,08692}{4,85^3} = 62959846,05$ kN/m

Waktu getar alami struktur,

$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\left[\frac{W_{TP}}{(g\ x\ Kp)}\right]}$

$= 2 \times \pi \times \sqrt{\left[\frac{13058,7512}{(9,81 \times 62959846,05)}\right]}$

= 0,02320 detik

Klasifikasi jenis tanah pada daerah ini termasuk jenis tanah sedang, sehingga dengan nilai T = 0,02320 detik, kemudian didapatkan besarnya koefisien gempa (C) sebesar 0,15 dengan menggunakan grafik 5.78. Untuk struktur dapat berperilaku daktail dan mengalami simpangan yang cukup besar sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, nilai faktor tipe struktur (S) sebagai berikut :

S= 1 × F

F= 1,25 – (0,25 × n)

n= jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa (1)

F= 1,25 – (0,025 × 1)

= 1,225

S= 1 × F

= 1 × 1,225 = 1,225

Sebelum menentukan besarnya gaya gempa, harus diketahui dahulu besarnya koefisien beban gempa horizontal yaitu sebesar :

K_h = C × S

= 0,15 × 1,225

= 0,18375

Dengan faktor kepentingan (I) yaitu pengaruh dari seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk mengurangi pembebanan lalu lintas, maka diambil sebesar 1,2 sehingga diperoleh gaya gempa sebesar :

T_{EQ} = K_h × I × W_{TP}

= 0,18375 × 1,2 × 13058,7512

= 2879,4546 kN

Momen pada fondasi akibat gempa,

M_{EQ} = T_{EQ} × Y_{EQ}

= 2879,4546 × 5,2128

= 15010,0396 kNm

Tabel 5.108 Rekapitulasi Pembebanan pada *Abutment*

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A. Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	12625.89			2341.229	
2	Beban mati tambahan	MA	432.860				
3	Tekanan tanah	TA		2445.968		7235.669	
B. Beban Lalu-Lintas							
4	Beban Lajur "D"	TD	1198.750				
5	Beban Pedestrian	TP	215.200				
6	Gaya Rem	TB		254.545		2125.455	
C. Aksi Lingkungan							
7	Beban Angin	EW	59.246		49.815		447.090
8	Beban Gempa	EQ		2879.455	2879.455	15010.040	15010.04

Tabel 5.109 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 1

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	12625.891			2341.229	
2	Beban mati tambahan	MA	432.860				
3	Tekanan tanah	TA		2445.968		7235.669	
4	Beban Lajur "D"	TD	1198.750				
5	Beban Pedestrian	TP					
6	Gaya Rem	TB		254.545		2125.455	
7	Beban Angin	EW	59.246		49.815		447.090
8	Beban Gempa	EQ					
			14316.747	2700.514	49.815	11702.353	447.090

Tabel 5.110 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 2

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	12625.891			2341.229	
2	Beban mati tambahan	MA	432.860				
3	Tekanan tanah	TA		2445.968		7235.669	
4	Beban Lajur "D"	TD	1198.750				
5	Beban Pedestrian	TP	215.200				
6	Gaya Rem	TB					
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ					
			14472.701	2445.968	0.000	9576.898	

Tabel 5.111 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 3

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	12625.891			2341.229	
2	Beban mati tambahan	MA	432.860				
3	Tekanan tanah	TA		2445.968		7235.669	
4	Beban Lajur "D"	TD	1198.750				
5	Beban Pedestrian	TP					
6	Gaya Rem	TB					
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ					
			14257.501	2445.968	0.000	9576.898	

Tabel 5.112 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 4

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	12625.891			2341.229	
2	Beban mati tambahan	MA	432.860				
3	Tekanan tanah	TA		2445.968		7235.669	
4	Beban Lajur "D"	TD	1198.750				
5	Beban Pedestrian	TP					
6	Gaya Rem	TB					
7	Beban Angin	EW	59.246		49.815		447.0896
8	Beban Gempa	EQ					
			14316.747	2445.968	49.815	9576.898	447.0896

Tabel 5.113 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 5

No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	12625.89			2341.229	
2	Beban mati tambahan	MA	432.860				
3	Tekanan tanah	TA		2445.968		7235.669	
4	Beban Lajur "D"	TD	1198.750				
5	Beban Pedestrian	TP					
6	Gaya Rem	TB					
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ		2879.455	2879.455	15010.040	15010.04
			14257.50	5325.423	2879.455	24586.938	15010.04

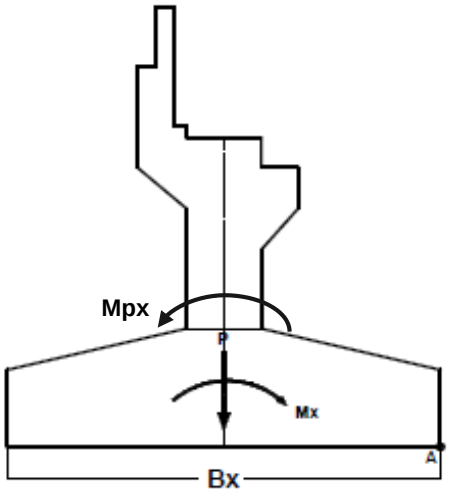
Tabel 5.114 Rekap Kombinasi Pembebanan pada *Abutment*

No	Kombinasi	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Kombinasi-1	14316.7470	2700.5137	49.8150	11702.3527	447.0896
2	Kombinasi-2	14472.7012	2445.9683		9576.8982	
3	Kombinasi-3	14257.5012	2445.9683		9576.8982	
4	Kombinasi-4	14316.7470	2445.9683	49.8150	9576.8982	447.0896
5	Kombinasi-5	14257.5012	5325.4229	2879.4546	24586.9378	15010.0397

5.6.3 Stabilitas Terhadap Guling dan Geser Pada *Abutment*

1. Stabilitas Terhadap Guling

   a. Stabilitas guling arah memanjang jembatan (arah X)



Gambar 5.82 Stabilitas Guling Arah Memanjang

Dari gambar di atas, letak titik guling berada pada ujung pile cap (titik tinjau).

Letak titik guling terhadap pusat fondasi = $\frac{Bx}{2} = \frac{6}{2}$ = 3 m.

Beban struktur atas dan struktur bawah, P_{MS} = 12625,8912 kN

Momen akibat berat sendiri abutment, M_{MSx} = 6072,8799 kNm

Momen penahan guling pada kombinasi 5

ΣMpx = ($\frac{Bx}{2}$. ΣP) + M_{MS} arah X

= (3,5.12625,8912) + 6072,8799 = 43950,5536 kNm

Momen yang mengakibatkan guling, ΣMx = 24586,9378 kNm

Angka aman terhadap guling (SF) = Mpx / Mx ≥ 1,5

= 43950,55/24586,94

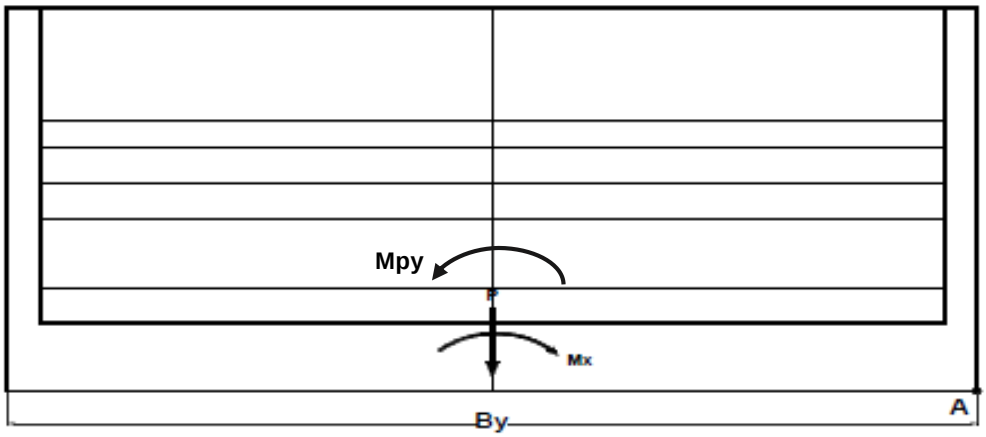
=1,788 > 1,5 (Aman terhadap guling)

Perhitungan kontrol stabilitas guling abutment arah memanjang jembatan secara lengkap dapat disajikan pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.115 Stabilitas Guling Abutment Arah Memanjang Jembatan

No	Kombinasi Beban	P_{MS} (kN)	M_{MSx} (kNm)	M_x (kNm)	M_{Px} (kNm)	SF	Keterangan
1	Kombinasi-1	12625.89	6072.88	11702.35	43950.55	3.756	AMAN
2	Kombinasi-2	12625.89	6072.88	9576.898	43950.55	4.589	AMAN
3	Kombinasi-3	12625.89	6072.88	9576.898	43950.55	4.589	AMAN
4	Kombinasi-4	12625.89	6072.88	9576.898	43950.55	4.589	AMAN
5	Kombinasi-5	12625.89	6072.88	24586.94	43950.55	1.788	AMAN

b. Stabilitas guling arah melintang jembatan (arah Y)



Gambar 5.83 Stabilitas Guling Arah Melintang

Dari gambar di atas, letak titik guling berada pada ujung pile cap (titik tinjau). Letak titik guling terhadap pusat fondasi = $\frac{By}{2} = \frac{10,7}{2}$ = 5,35 m.

Beban struktur atas dan struktur bawah, P_{MS} = 12625,8912 kN

Momen akibat berat sendiri abutment, M_{MSy} = 6785,7092 kNm

Momen penahan guling pada kombinasi 5

ΣMpy = ($\frac{By}{2}$. ΣP) + M_{MS} arah Y

= (5,35. 12625,8912) + 6785,7092 = 74334,2274 kNm

Momen yang mengakibatkan guling, ΣMy = 15010,0397 kNm

Angka aman terhadap guling (SF) = Mpy / My ≥ 1,5

= 74334,23 / 15010,04

= 4,952 > 2 (Aman terhadap guling)

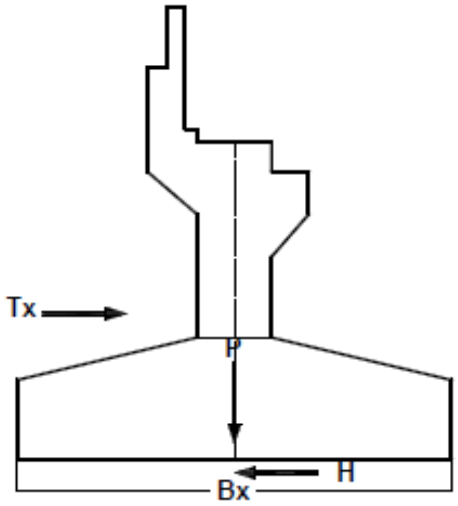
Perhitungan kontrol stabilitas guling abutment arah melintang jembatan secara lengkap dapat disajikan pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.116 Stabilitas Guling *Abutment* Arah Melintang Jembatan

No	Kombinasi Beban	P_{MS} (kN)	M_{MSy} (kNm)	M_y (kNm)	M_{Py} (kNm)	SF	Keterangan
1	Kombinasi-1	12625.89	6785.709	447.0896	74334.23	166.262	AMAN
2	Kombinasi-2	12625.89	6785.709	0	74334.23		
3	Kombinasi-3	12625.89	6785.709	0	74334.23		
4	Kombinasi-4	12625.89	6785.709	447.0896	74334.23	166.262	AMAN
5	Kombinasi-5	12625.89	6785.709	15010.04	74334.23	4.952	AMAN

2. Stabilitas Terhadap Geser

   a. Stabilitas geser arah memanjang jembatan (arah X)



Gambar 5.84 Stabilitas Geser Arah Memanjang

Berat volume tanah,γ = 16,27 kN/m^3

Kohesi tanah, c = 30,6 kPa

Sudut gesek dalam, ø = 23,99 °

Gaya total, ΣP = 14257,5012 kN

Gaya penahan geser pada kombinasi 5,

ΣHP = (c.Bx.By) + (ΣP.tanø)

= (30,6.6.10,7) + (14257,5012.tan 23,99°) = 8309,387 kN

Gaya horisontal yang bekerja,

ΣTx = 5325,4229 kN

Angka aman terhadap geser (SF) = ΣHP / ΣTx ≥ 1,5

= 8309,3870 / 5325,4229

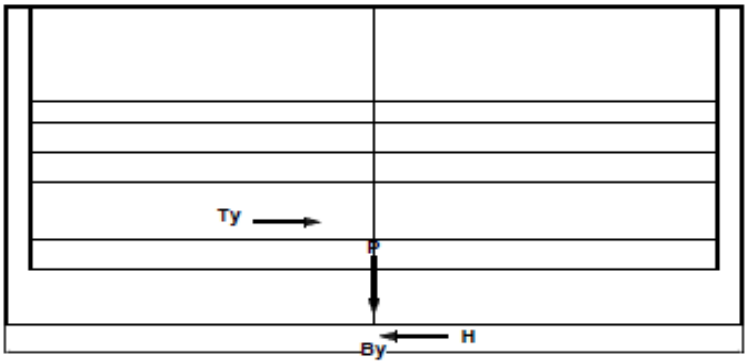
= 1,56 > 1,5 (aman terhadap geser)

Perhitungan kontrol stabilitas geser abutment arah memanjang jembatan secara lengkap dapat disajikan pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.117 Stabilitas Geser Abutment Arah Memanjang Jembatan

No	Kombinasi Beban	P (kN)	T_X (kN)	H_P (kN)	SF	Keterangan
1	Kombinasi-1	14316.75	2700.514	8335.753	3.087	AMAN
2	Kombinasi-2	14472.7	2445.968	8405.155	3.436	AMAN
3	Kombinasi-3	14257.5	2445.968	8309.387	3.397	AMAN
4	Kombinasi-4	14316.75	2445.968	8335.753	3.408	AMAN
5	Kombinasi-5	14257.5	5325.423	8309.387	1.560	AMAN

b. Stabilitas geser arah melintang jembatan (arah Y)



Gambar 5.85 Stabilitas Geser Arah Melintang

Berat volume tanah,γ = 16,27 kN/m^3

Kohesi tanah, c = 30,6 kPa

Sudut gesek dalam, ø = 23,99 °

Gaya total, ΣP = 14257,5012 kN

Gaya penahan geser pada kombinasi 5,

ΣHP = (c.Bx.By) + (ΣP.tanø)

= (30,6.6.10,7) + (14257,5012.tan 23,99°) = 8309,3870 kN

Gaya horisontal yang bekerja,

ΣTy = 28794546 kN

Angka aman terhadap geser (SF) = ΣHP / ΣTy ≥ 1,5

= 8309,3870 / 2879,4546

= 2,8857 > 1,5 (aman terhadap geser)

Perhitungan kontrol stabilitas geser abutment arah melintang jembatan secara lengkap dapat disajikan pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.118 Stabilitas Geser Abutment Arah Melintang Jembatan

No	Kombinasi Beban	P (kN)	T_y (kN)	H_P (kN)	SF	Keterangan
1	Kombinasi-1	14316.75	49.815	8335.753	167.334	AMAN
2	Kombinasi-2	14472.7		8405.155		
3	Kombinasi-3	14257.5		8309.387		
4	Kombinasi-4	14316.75	49.815	8335.753	167.334	AMAN
5	Kombinasi-5	14257.5	2879.455	8309.387	2.886	AMAN

3. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Ijin Tanah

Untuk menghitung daya dukung tanah dapat menggunakan beberapa metode, antara lain sebagai berikut.

a. Kapasitas daya dukung ijin tanah menurut Terzaghi

Menurut Terzaghi, daya dukung tanah ijin dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

Lebar *pile cap*, B = Bx = 6 m

Panjang *pile cap*, L = By = 10,7 m

Kedalaman *pile cap*, D = 2,5 m

Berat volume tanah,γ = 16,27 kN/m^3

Kohesi tanah, c = 30,6 kPa

Sudut gesek tanah, ø = 23,99 °

Berdasarkan nilai sudut gesek tanah didapat nilai parameter kekuatan tanah sebagai berikut .

Nc = 23,6

Nq = 11,6

Nγ = 8,8

Daya dukung tanah untuk pile cap berbentuk persegi panjang, digunakan persamaan sebagai berikut.

qult = $c.Nc.(1+0,3.B/L) + D.\gamma.Nq + 0,5.\gamma.B.N\gamma.(1-0,2.B/L)$

= 30,6.23,6.(1+0,3.6/10,7) + 1,5.16,27.11,6 + 0,5.16,27.7.8,8.(1-0 ,2.6/10,7)

= 1696,0724 kN/m^2

Daya dukung ijin dengan *safety factor*, SF = 2

qa = *qult/SF* = 1696,0724/2 = 848,0362 kN/m^2

b. Kapasitas daya dukung ijin tanah menurut Bowles (data pengujian SPT)

Menurut Bowles, daya dukung tanah ijin dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

Nilai SPT hasil pengujian, N = 10 Pukulan / 30 cm

Nilai SPT terkoreksi, N' = 15 + ½.(10-15) = 15 + ½.(10-15)

= 12,5 pukulan

Faktor kedalaman fondasi, Kd = 1 + 0,33.D/B

= 1 + 0,33.2,5/6 = 1,1375 <1,33

Daya dukung tanah ijin,

qa = $12,5.N'.((B + 0,3)/B)^2.Kd$

= $12,5.12,5.((6 + 0,3)/6)^2.1,1375$ = 195,9521 kN/m^2

Tabel 5.119 Rekapitulasi Daya Dukung Ijin Tanah

No	Uraian Daya Dukung Ijin Tanah	q_a (kN/m^2)
1	Pengujian Lab Hasil Boring (Terzaghi)	848.0362
2	Pengujian SPT (Bowles)	195.9521
Diambil daya dukung ijin tanah q_a =		195.9521

Tegangan yang terjadi pada dasar abutment akibat gaya aksial dan momen pada kombinasi 4

P = 14316,747 kN

Mx = 24586,9378 kNm

My = 15010,0397 kNm

Tegangan yang terjadi pada tanah dasar pile cap,

$qmax = P/A + Mx/(1/6.Bx^2.By) + My/(1/6.By^2.Bx)$

$=14316,747/(6.10,7).24586,9378/(1/6.6^2.10,7)+$

$15010,0397.(1/6.10,7^2.6)$

$= 737,0798 \text{ kN/m}^2 > qa = 195,9521 \text{ kN/m}^2$ TIDAK AMAN

Tabel 5.120 Tegangan Pada Dasar Tanah

No	Kombinasi Beban	P (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	qmax (kN/m2)	Keterangan
1	Kombinasi-1	14316.75	11702.35	447.0896	409.187	TIDAK AMAN
2	Kombinasi-2	14472.7	9576.898		374.6044	TIDAK AMAN
3	Kombinasi-3	14257.5	9576.898		371.2523	TIDAK AMAN
4	Kombinasi-4	14316.75	9576.898	447.0896	376.0802	TIDAK AMAN
5	Kombinasi-5	14257.5	24586.94	15010.04	736.1571	TIDAK AMAN

Karena $q_{max} = 737,0798 \text{ kN/m}^2 > q_{ijin} = 195,9521 \text{ kN/m}^2$ maka tegangan izin tanah di dasar *pile cap* tidak aman terhadap tegangan yang terjadi. Maka untuk memperkuat struktur bangunan perlu digunakan pondasi *bored pile* atau tiang pancang dan juga bisa menggunakan pondasi sumuran. Pada perencanaan kali ini digunakan pondasi *bored pile*.

5.6.4 Perhitungan Pondasi *Bored Pile* Pada *Abutment*

Setelah kita melakukan analisa abutment terhadap stabilitas guling, geser dan tegangan tanah, maka abutment perlu ada perkuatan pada pondasi, sehingga dibuatlah pondasi *bored pile*. Namun pada data penyelidikan tanah yang diperoleh data sudut gesek dalam ø kebenaran datanya masih diragukan, untuk itu sebagai referensi berdasarkan penelitian Meyerhof,1956 nilai ø untuk NSPT 30-50 adalah

40° - 45° maka pada perencanaan ini digunakan ø sebesar 45°. Dibawah ini beberapa ketentuan dalam merencanakan Pondasi *Bored Pile*.

Mutu beton, K – 350

Kuat tekan beton, f'c = 29,05 MPa

Mutu baja tulangan, U- 390

Tegangan leleh baja, fy = 390 MPa

Berat beton bertulang, wc = 24,5 kN/m^3

Modulus elastik beton, $Es = \left(0{,}043.wc^{1{,}5}.\sqrt{f'c}\right).1000 = 28105{,}456$ MPa

Berat volume tanah, ws = 15,15 kN/m^3

Sudut gesek dalam, ø = 45 °

Kohesi tanah, c = 41,9 kPa

Dimensi *Pile Cap :*

Lebar arah x, Bx = 6 m

Lebar arah y, By = 10,7 m

Tebal, hp = 2 m

ht = 2,5 m

Panjang bag. depan, L_1 = 2,5 m

Panjang bag. belakang, L_2 = 2,5 m

Dimensi Tiang Bor :

Diameter, D = 0,8 m

Panjang efektif tiang, Le = 12 m

Jarak pusat tiang bor terhadap sisi luar *pile cap*, a = 0,8 m

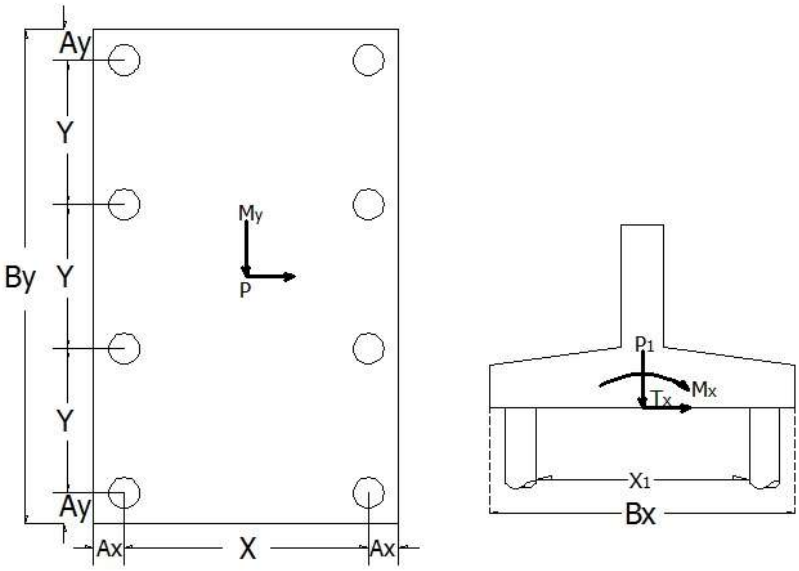
Data Susunan Tiang Bor

Jumlah baris tiang bor, ny = 4 buah

nx = 2 buah

Jarak tiang bor arah X, X = 4,4 m

Jarak tiang bor arah Y, Y = 3,0333 m



Gambar 5.86 Susunan *Bored Pile* Pada *Abutment*

1. Kapasitas Daya Dukung Pondasi *Bored Pile*

   Daya Dukung Aksial Ijin Tiang Bor

   a. Berdasarkan Kekuatan Bahan

      Kuat tekan beton, f'c = 29,05 MPa

      Tegangan ijin beton, f = 0,3.f'c.1000

      = 0,3.29,05.1000 = 8715 kN/m^2

      Luas tampang tiang, A = ¼.π.D^2

      = ¼.π.$0,8^2$ = 0,5026 m^2

      Panjang efektif tiang, Le = 12 m

      Berat tiang, W = A.Le.Wc

      = 0,5026.12.24,5 = 147,7805 kN

      Daya dukung tiang bor,

      P_{ijin} = A.f – W = 0,5026 . 8715 – 147,7805= 4232,8562 kN

   b. Berdasarkan Kekuatan Tanah

      1) Menurut Reese & Wright, 1997

         Kedalaman tiang bor, Df = 12 m

         Jari-jari penampang, R = D/2 = ½ = 0,4 m

         Keliling penampang, p = 2,5142 m

Luas pemapang, Ap = 0,5028 m^2

Panjang lapis tanah Li = Le + Ht = 12 +2,5 = 14,5 m

N-SPT ujung bor, N = 50 pukulan

Safety Factor, SF = 2

c) Daya dukung ujung pondasi *bored pile* (*end bearing*)

Untuk N ≤ 60 maka qp = 7N sedangakan untuk N > 60 maka qp = 400 t/m^3, diperoleh daya dukung tanah.

Qp = qp . Ap

= 7N. Ap

= 7 . 50 . 0,5028 = 176 ton

= 1726,56 kN

d) Daya dukung selimut *bored pile* (*skin friction*)

Untuk N < 53 maka qs = 0,32N sedangkan untuk 53 < N < 100 maka nilai f diperoleh dari korelasi langsung dengan NSPT (Reese & Wright)

Qs = qs . Li . p

= 0,32N. Li . p

= 0,32 . 50 . 14,5 . 2,5142 = 583,3143 ton

= 5722,3131 kN

Daya dukung tanah *ultimate*,

q_{ult} = Qp + Qs

= 1726,56 + 5722,3131

= 7448,8731 kN

Daya dukung ijin tiang bor,

P_{ijin} = q_{ult}/SF = 7448,8731 / 2 = 3724,4365 kN

2) Menurut Meyerhoff

Nilai SPT pengujian, N = 50 pukulan

Nilai SPT terkoreksi, N' = 15 + ½.(N-15)

= 15 + ½.(50-15) = 32,5 pukulan

Daya dukung tanah *ultimate*,

q_{ult} = 40.N' = 40.32,5 = 1300 t/m^2 = 12740 kN/m^2

Daya dukung ijin tiang bor,

P_{ijin} = A.q_{ult}/SF = 0,5026.12740/2 = 3201,9112 kN

Tabel 5.121 Rekapitulasi Daya Dukung Aksial *Bored Pile* Pada *Abutment*

No	Uraian Daya Dukung Aksial Tiang Bor	P (kN)
1	Berdasarkan kekuatan bahan	4232.856278
2	Pengujian Reese & Wright, 1997	3724.436571
3	Pengujian SPT (Meyerhoff)	3201.911233

9. Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Bor

Kedalaman ujung tiang, La = hp = 2 m

Sudut gesek tanah, ø = 45 °

Panjang efektif tiang, Le = 12 m

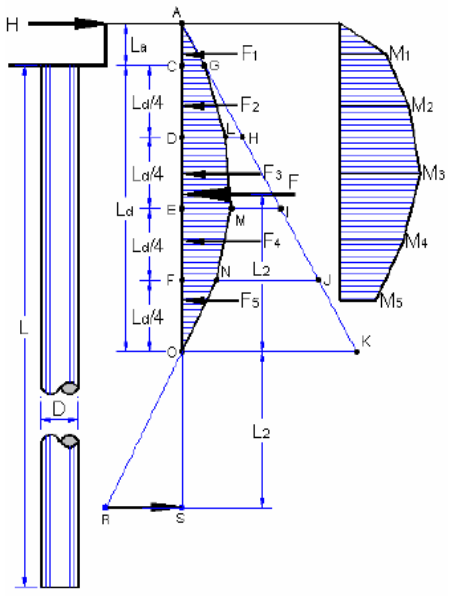
Panjang jepitan tiang bor, Ld = 1/3.Le = 1/3.12 = 4 m

Panjang pile cap, By = 11 m

Berat volume tanah, γ = 15,15 kN/m^3

Koefisien tekanan tanah pasif,

Kp = $\tan^2(45°+ø/2) = \tan^2(45° + 45°/2)$ = 5,8284



Gambar 5.87 Diagram Tekanan Tanah Pasif *Bored Pile*

Tabel 5.122 Tekanan Tanah Pasif Efektif Pada *Bored Pile*

Bagian	Kedalaman	H (m)	H*ws*Kp (kN/m^2)	Bagian	P (kN/m^2)
OK	La+Ld =	6.00	529.804	O	0
FJ	La+3/4*Ld =	5.00	441.503	FN = 1/4*FJ	110.376
EI	La+1/2*Ld =	4.00	353.203	EM = 1/2*EI	176.601
DH	La+1/4*Ld =	3.00	264.902	DL = 2/3*DH	176.601
CG	La =	2.00	176.601	CG	176.601

Tabel 5.123 Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Efektif

KODE	P1 (kN/m^2)	P2 (kN/m^2)	Panjang Bagian		Lebar By/2 (m)	F (kN)	Lengan thd O (m)	M (kNm)
			Notasi	m				
F1	0	110.376	La =	2.0	5.35	1181.02	4.67	5511.43
F2	110.376	176.601	Ld/4 =	1.000	5.35	1535.33	3.33	5117.76
F3	176.601	176.601	Ld/4 =	1.000	5.35	1889.63	2.33	4409.15
F4	176.601	176.601	Ld/4 =	1.000	5.35	1889.63	1.67	3149.39
F5	176.601	0	Ld/4 =	1.000	5.35	944.82	0.67	629.88
					F =	7440.44	M =	18817.61

Jarak tekanan tanah maksimumke pusat rotasi,

L_2 = M/F = 18817,61 / 7440,44 = 2,5291 m

Gaya lateral,

H = $F.2.L_2/(L_2 + Ld + La)$

= 7440,44.2.2,5291/(2,5291 + 4 + 2) = 4412,5658 kN

Jumlah baris tiang, ny = 4 buah

nx = 2 buah

Angka aman, SF = 1,5

Daya dukung ijin lateral tiang bor,

H_{ijin} = H/(ny.nx.SF) = 4412,5658 /(2.4.1,2) = 459,6422 kN

10. Momen Maksimum Akibat Gaya Lateral

Perhitungan momen pada tiang bor akibat dari adanya gaya lateral yang bekerja disajikan pada tabel 5.124 di bawah ini

Tabel 5.124 Momen Pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral

KODE	Hi (m)	M_{hi} (kNm)	Lengan yf (m)	Momen Akibat Gaya F (kNm)				BMD
				F1	F2	F3	F4	
M1	1.3	5883.421	0					5883.421
M2	2.500	11031.415	1.167	1377.858				9653.556
M3	3.500	15443.980	2.167	2558.880	1535.328			11349.773
M4	4.500	19856.546	3.167	3739.901	3070.656	1889.634		11156.355
M5	5.333	23533.684	4.000	4724.086	4350.096	3464.330	1574.695	9420.478

Momen terbesar, M_{maks} = 11349,773 kNm

Jumlah baris tiang, ny = 4 buah

nx = 2 buah

Angka aman, SF = 2

Momen max diijinkan,

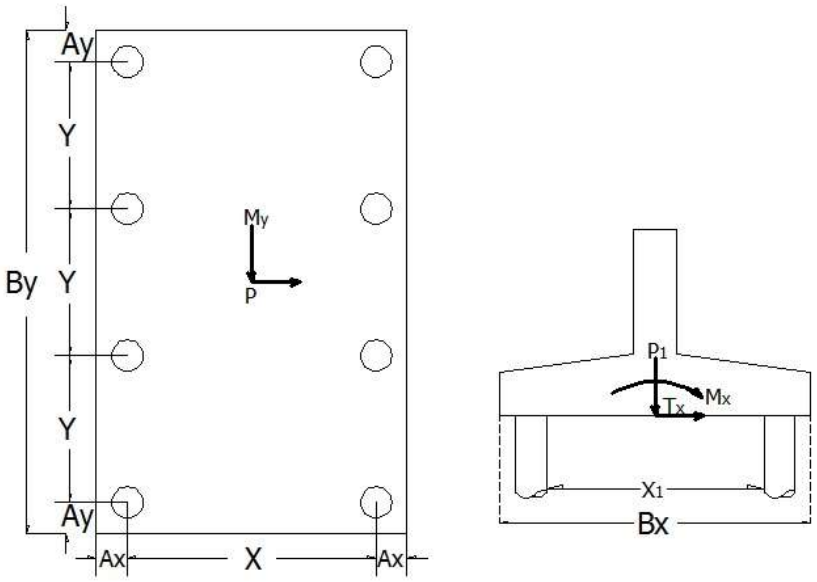
M_{ijin} = M_{maks}/(ny.nx.SF) = 11349,773 /(4.2.2) = 709,3607 kNm

11. Kontrol Daya Dukung Ijin *Bored Pile*

Jumlah *bored pile*, n = 8 buah

Panjang *pile cap*, By = 10,7 m

Lebar *pile cap*, Bx = 6 m



Gambar 5.88 Susunan Pondasi *Bored Pile* Abutment

Tabel 5.125 Jarak Kuadrat ke Pusat *Pile Cap*

No	X_{max} =	2.2	2.ny*X^2 =	38.72	Y_{max} =	4.55	2.nx*Y^2 =	82.81
1	X_1 =	2.2	2.ny*X_1^2 =	38.72	Y_1 =	4.55	2.nx*Y_1^2 =	82.81
2					Y_2 =	1.5167	2.nx*Y_2^2 =	9.2011
			Σny*X^2 =	38.72			ΣBx*Y^2 =	92.0111

12. Terhadap Gaya Aksial Pada *Bored Pile*

Gaya aksial maksimum dan minimum yang diderita satu tiang bor :

a. Kombinasi beban kerja arah X

Perhitungan gaya aksial yang diterima satu tiang bor,

P = 14257,501 kN

Mx = 24586,938 kNm

Untuk struktur pondasi yang menerima beban sentris dan momen maka beban yang diterima oleh satu tiang adalah :

$$P_{maks} = \frac{P}{n} + \frac{Mx.X_{maks}}{\Sigma X^2}$$

$$= \frac{14257,510}{8} + \frac{24586,938.2,2}{38,72} = 3179,173 \text{ kN}$$

Tabel 5.126 Gaya Aksial yang Diterima *Bored Pile* Ditinjau Arah X

No	Kombinasi	P (kN)	Mx (kNm)	P_{max} (kN)= P/n+Mx*X_{max}/ΣX^2=	P_{min}(kN)= P/n-Mx*X_{max}/ΣX^2=
1	Kombinasi-1	14316.747	11702.353	2454.500	1124.687
2	Kombinasi-2	14472.701	9576.898	2353.230	1264.946
3	Kombinasi-3	14257.501	9576.898	2326.330	1238.046
4	Kombinasi-4	14316.747	9576.898	2333.735	1245.451
5	Kombinasi-5	14257.501	24586.938	3179.173	385.203

Tabel 5.127 Daya Dukung Ijin Aksial Arah X

No	Kombinasi	Pmax (kN)	Kontrol thd DDI	P_{ijin} (kN)	Keterangan
1	Kombinasi-1	2454.500	<100%*P_{ijin}	3201.911	AMAN
2	Kombinasi-2	2353.230	<125%*P_{ijin}	4002.389	AMAN
3	Kombinasi-3	2326.330	<125%*P_{ijin}	4002.389	AMAN
4	Kombinasi-4	2333.735	<140%*P_{ijin}	4482.676	AMAN
5	Kombinasi-5	3179.173	<150%*P_{ijin}	4802.867	AMAN

b. Kombinasi beban kerja arah Y

Perhitungan gaya aksial yang diterima satu tiang bor,

P = 14257,501 kN

Mx = 15010 kNm

Untuk struktur pondasi yang menerima beban sentris dan momen maka beban yang diterima oleh satu tiang adalah :

$$P_{maks} = \frac{P}{n} + \frac{My.Y_{maks}}{\Sigma Y^2}$$

$$= \frac{14257,501}{8} + \frac{15010.4,55}{92,0111}$$

= 3775,7485 kN

Tabel 5.128 Gaya Aksial yang Diterima *Bored Pile* Ditinjau Arah Y

No	Kombinasi	P (kN)	My (kNm)	P_{max} (kN) = $P/n+My*Y_{max}/\Sigma Y^2$ =	P_{min} (kN) = $P/n-My*Y_{max}/\Sigma Y^2$ =
1	Kombinasi-1	14316.747	447	1811.702	1764.191
2	Kombinasi-2	14472.701	0	1809.088	1809.088
3	Kombinasi-3	14257.501	0	1782.188	1782.188
4	Kombinasi-4	14316.747	447	1811.702	1764.191
5	Kombinasi-5	14257.501	15010	2524.442	929.344

Tabel 5.129 Daya Dukung Ijin Aksial Arah Y

No	Kombinasi	Pmax (kN)	Kontrol thd DDI	P_{ijin} (kN)	Keterangan
1	Kombinasi-1	1811.702	$<100\%*P_{ijin}$	3201.911	AMAN
2	Kombinasi-2	1809.088	$<125\%*P_{ijin}$	4002.389	AMAN
3	Kombinasi-3	1782.188	$<125\%*P_{ijin}$	4002.389	AMAN
4	Kombinasi-4	1811.702	$<140\%*P_{ijin}$	4482.676	AMAN
5	Kombinasi-5	2524.442	$<150\%*P_{ijin}$	4802.867	AMAN

13. Terhadap Gaya Lateral Pada Tiang Bor

Untuk gaya lateral pada kombinasi 5 dihitung sebagai berikut,

ΣTx = 5325,423 kN

ΣTy = 2879,455 kN

Perhitungan gaya lateral yang diderita satu tiang bor,

$h_x = \frac{\Sigma T_X}{n} = \frac{5325,423}{8} = 665,679 kN$

$h_y = \frac{\Sigma Ty}{n} = \frac{2879,455}{8} = 4359,932 kN$

Gaya lateral yang bekerja pada tiang bor dengan arah horisontal disajikan pada tabel 5.130 berikut ini

Tabel 5.130 Gaya Lateral Pada *Bored Pile*

No	Kombinasi	Tx (kN)	Ty (kN)	hx = Tx/n = (kN)	hy = Ty/n = (kN)	Hmaks (kN)
1	Kombinasi-1	2700.514	49.815	337.564	6.2269	337.564
2	Kombinasi-2	2445.968	0.000	305.746	0.000	305.746
3	Kombinasi-3	2445.968	0.000	305.746	0.000	305.746
4	Kombinasi-4	2445.968	49.815	305.746	6.227	305.746
5	Kombinasi-5	5325.423	2879.455	665.678	359.932	665.678

Tabel 5.131 Daya Dukung Ijin Lateral

No	Kombinasi	Hmax (kN)	Kontrol thd DDI	H_{ijin} (kN)	Keterangan
1	Kombinasi-1	337.564	<100%*P_{ijin}	459.642	AMAN
2	Kombinasi-2	305.746	<125%*P_{ijin}	574.553	AMAN
3	Kombinasi-3	305.746	<125%*P_{ijin}	574.553	AMAN
4	Kombinasi-4	305.746	<140%*P_{ijin}	643.499	AMAN
5	Kombinasi-5	665.678	<150%*P_{ijin}	689.463	AMAN

1. Penulangan Bored Pile Abutment
   a. Tulangan Longitudinal Tekan Pokok

      Beban maksimum pada *bored pile :*

      P_{maks} = P_{ijin} diperoleh dari perhitungan kontrol gaya pada tiang bor terhadap daya dukung ijin aksial.

      M_{maks} diperoleh dari perhitungan momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang bor akibat gaya lateral.

      P_{maks} = 3201,911 kN

      M_{maks} = 709,3608 kNm

      Faktor beban ultimit, k = 1,5

      k.Pn = Pu = 1,5. 3201,911 = 4802,867 kN

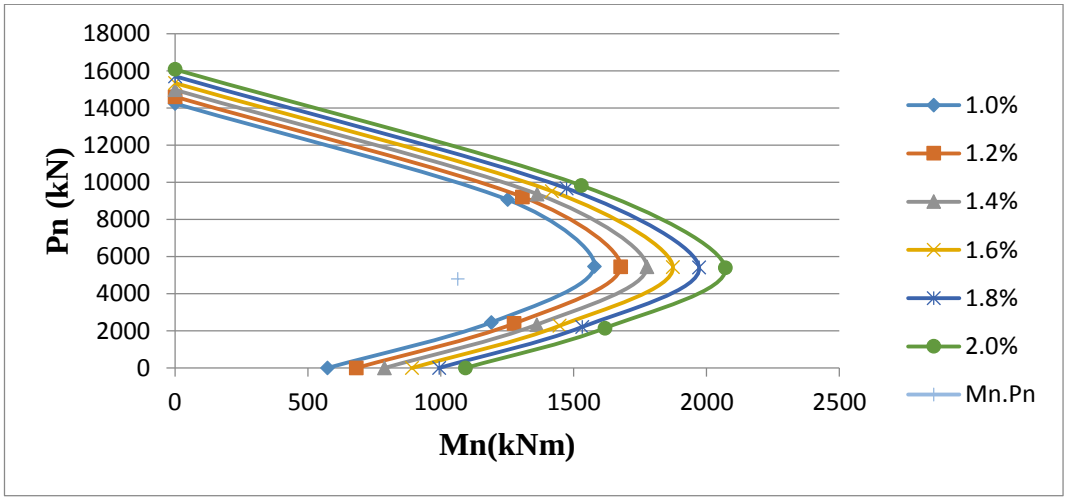
k.Mn = Mu = 1,5. 709,3608 = 1064,041 kNm

Kuat tekan beton, f'c = 29,05 MPa

Diameter tiang bor, D = 1000 mm

Penampang dari *bored pile* adalah lingkaran dengan diameter 0,8 m, namun untuk mempermudah hitungan dan penggambaran grafik Mn-Pn dianggap penampang dari *bored pile* adalah persegi sehingga diperoleh grafik Mn-Pn seperti Gambar 5.89.

Luas penampang tiang bor, $Ag = ¼.\pi.D^2 = ¼.\pi.800^2 = 502654{,}824\ mm^2$



Gambar 5.89 Diagram Mn Pn *Pondasi Bored Pile*

Plot nilai Pn dan Mn ke dalam diagram interaksi *bored pile*, diperoleh rasio tulangan, ρ = 1 %

Luas tulangan yang diperoleh, $As = \rho.Ag = 1\%.502654{,}8246 = 5026{,}548\ mm^2$

Diameter besi tulangan yang digunakan, D25

$A_{1D} = ¼.\pi.D^2 = ¼.\pi.25^2 = 490{,}8739\ mm^2$

Jumlah tulangan yang diperlukan,

$n = As/A_{1D} = 5026{,}548/490{,}87 = 10{,}24$ buah

Jadi digunakan tulangan longitudinal **11 D25**

b. Perhitungan Tulangan Geser

Perhitungan geser *bored pile* didasarkan atas momen dan gaya aksial untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan pokok.

Panjang tiang *bored pile*, L = 12000 mm

Gaya aksial *ultimate*, Pu = 4802866,849 N

Momen *ultimate*, Mu = 1064041187 Nmm

Gaya lateral ijin, h_{ijin} = 459642,2749 N

Faktor reduksi geser, ø = 0,7

Gaya geser *ultimate* akibat momen,

$$Vu = \frac{Mu}{L} = \frac{1064041187}{12000} = 88670{,}0989 \text{ N}$$

Gaya geser *ultimate* akibat gaya lateral,

$$Vu = k.h_{ijin} = 1{,}5.459642{,}2749 = 689463{,}4123 \text{ N}$$

Diambil gaya geser *ultimate* rencana, Vu = 689463,4123 N

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,

d' = pb + D/2 + $D_{tul\ geser}$

= 70 + 25/2 + 13 = 95,5 mm

Luas penampang tiang bor,

Ag = ¼.π.D^2 = ¼.π.800^2 = 502654,8246 mm^2

Tebal ekivalen penampang, $h = \sqrt{Ag} = \sqrt{502654{,}8246}$ =708,9815 mm

Lebar ekivalen penampang, b = h = 708,9815 mm

Tebal efektif, d = h – d' = 708,9815 – 95,5 = 613,4815 mm

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$Vc = \left(1 + \frac{Pu}{14.Ag}\right).\frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d$$

$$= \left(1 + \frac{4802866{,}849}{14.502654{,}8246}\right).\frac{1}{6}.\sqrt{29{,}05}.708{,}9815.613{,}4815$$

= 657375,203 N

Berdasarkan RSNIT-12-2004 apabila 0,5.øVc > Vu maka digunakan jarak tulangan geser 300 mm, apabila 0,5.øVc < Vu ≤ ø.Vc maka digunakan jarak tulangan 250 mm, jika øVc < Vu harus dihitung sesuai perencanaan tulangan geser, dan jarak tulangan geser maksimal sebesar 300 mm.

øVc = $0{,}7.657375{,}203$ = 460162,6421 N < Vu

Vs = (Vu – øVc)/ ø = (689463,4123 – 460162,6421) / ø = 327572,529 N

Dipakai tulangan geser D13,

$A_v = ¼.\pi.D^2 = ¼.\pi.13^2 = 265{,}4645$ mm2

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{Av.fy.d}{Vs} = \frac{265{,}4645.390.613{,}4815}{327572{,}529} = 193{,}8943\ mm$$

Jadi dipakai tulangan geser **D13 – 180**

5.6.5 Perhitungan Pile Cap *Abutment*

Kombinasi beban yang lazim bisa dilihat pada Tabel 40 Kombinasi beban umum untuk keadaan batas kelayanan dan ultimit (RSNI T -02-2005). Sehingga digunakan kombinasi 1-5 seperti pada tabel 5.132-137 berikut .

1. Kombinasi Pembebanan *Ultimate* Pada *Pile Cap*

Tabel 5.132 Beban yang Bekerja Pada *Pile Cap*

No	Aksi/Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	12625.891			2341.2288	
2	Beban mati tambahan	432.86				
3	Tekanan tanah		2445.9683		7235.6694	
4	Beban lajur "D"	1198.75				
5	Beban pedestrian	215.2				
6	Gaya rem		254.54545		2125.4545	
7	Beban angin	59.245714		49.815		447.090
8	Beban gempa		2879.4546	2879.4546	15010.04	15010.0397

Tabel 5.133 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 1

No	Aksi/Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	15891.494			2946.77215	
2	Beban mati tambahan	865.72				
3	Tekanan tanah		3057.4604		9044.58669	
4	Beban lajur "D"	2157.75				
5	Beban pedestrian					
6	Gaya rem		458.18182		3825.81818	
7	Beban angin	71.094857		59.778		536.5076
8	Beban gempa					
		18986.1	3515.642	59.778	15817.18	536.508

Tabel 5.134 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 2

No	Aksi/Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	15891.494			2946.77215	
2	Beban mati tambahan	865.72				
3	Tekanan tanah		3057.4604		9044.58669	
4	Beban lajur "D"	2157.75				
5	Beban pedestrian	387.36				
6	Gaya rem					
7	Beban angin					
8	Beban gempa					
		19302.3	3057.46	0	11991.36	

Tabel 5.135 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 3

No	Aksi/Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	15891.494			2946.77215	
2	Beban mati tambahan	865.72				
3	Tekanan tanah		3057.4604		9044.58669	
4	Beban lajur "D"	2157.75				
5	Beban pedestrian					
6	Gaya rem					
7	Beban angin					
8	Beban gempa					
		18915	3057.46	0.000	11991.36	

Tabel 5.136 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 4

No	Aksi/Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	15891.494			2946.77215	
2	Beban mati tambahan	865.72				
3	Tekanan tanah		3057.4604		9044.58669	
4	Beban lajur "D"	2157.75				
5	Beban pedestrian					
6	Gaya rem					
7	Beban angin	71.0948		59.778		536.5076
8	Beban gempa					
		18986.1	3057.46	59.778	11991.36	536.508

Tabel 5.137 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 5

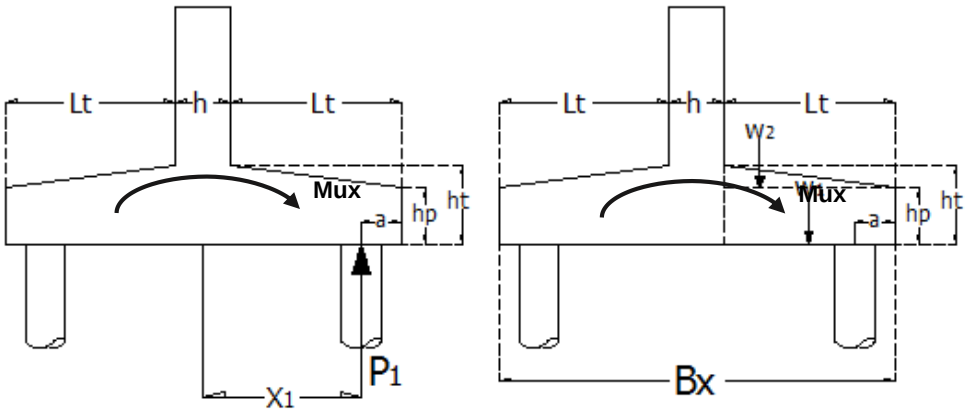
No	Aksi/Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	15891.494			2946.77215	
2	Beban mati tambahan	865.72				
3	Tekanan tanah		3057.4604		9044.58669	
4	Beban lajur "D"	2157.75				
5	Beban pedestrian					
6	Gaya rem					
7	Beban angin					
8	Beban gempa		2879.4546	2879.4546	15010.0397	15010.04
		18915	5936.915	2879.455	27001.4	15010

Tabel 5.138 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Ultimate Pile Cap*

No	Aksi/Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi-1	18986.06	3515.64	59.78	15817.18	536.51
2	Kombinasi-2	19302.32	3057.46		11991.36	
3	Kombinasi-3	18914.96	3057.46		11991.36	
4	Kombinasi-4	18986.06	3057.46	59.78	11991.36	536.51
5	Kombinasi-5	18914.96	5936.92	2879.45	27001.40	15010.04

2. Penulangan Pile Cap Abutment

a. Momen dan Gaya Geser pada *Pile Cap*



Gambar 5.90 Pembebanan *Pile Cap* Arah X

Momen dan gaya geser akibat reaksi tiang

Jumlah tiang bor, n = 8 buah

Jumlah baris tiang bor, n_y = 4 buah

n_x = 2 buah

Lebar *pier*, h = 1 m

Ukuran *pile cap*,

Lebar arah x, B_x = 6 m

Lebar arah y, B_y = 10,7 m

Jarak pusat *bored pile* ke pusat *pile cap*,

x_1 = 2,2 m

x_2 = 0 m

ΣX^2 = 38,72 m^2

Gaya aksial *ultimate* yang dipikul satu tiang bor pada kombinasi 5,

$$P_1 = \frac{Pu}{n} + \frac{Mux.X_1}{\sum X^2} = \frac{18914{,}964}{8} + \frac{27001{,}399.2{,}2}{38{,}72} = 3898{,}541 \text{ kN}$$

Untuk perhitungan lainnya di tabelkan pada tabel 5.139 berikut ini.

Tabel 5.139 Perhitungan Gaya Aksial *Ultimate* yang Dipikul Satu Tiang Arah X

No	Kombinasi Beban	Pu (kN)	Mux (kNm)	P_1 (kN)
1	Kombinasi - 1	18986.059	15817	3271.961
2	Kombinasi - 2	19302.324	11991.359	3094.118
3	Kombinasi - 3	18914.964	11991.359	3045.698
4	Kombinasi - 4	18986.059	11991.359	3054.585
5	Kombinasi - 5	18914.964	27001.399	3898.541

Tabel 5.140 Perhitungan Gaya Aksial *Ultimate* yang Dipikul Satu Tiang Arah Y

No	Kombinasi Beban	Pu (kN)	Muy (kNm)	P_1 (kN)	P_2 (kN)
1	Kombinasi - 1	18986.059	537	2399.788	2382.101
2	Kombinasi - 2	19302.324	0.000	2412.791	2412.791
3	Kombinasi - 3	18914.964	0.000	2364.371	2364.371
4	Kombinasi - 4	18986.059	536.508	2399.788	2382.101
5	Kombinasi - 5	18914.964	15010.040	3106.625	2611.789

Dari Tabel 5.128 dan Tabel 5.128 didapat gaya aksial ultimate yang dipikul satu tiang arah X dan arah Y diketahui bahwa gaya arah X lebih besar dibandingkan dengan arah Y maka untuk perhitungan digunakan gaya arah X.

Momen *ultimate pile cap* akibat reaksi tiang,

$M_{up} = \sum \left[n_y . P_i . (X_i - h/2) \right]$

Gaya geser *ultimate pile cap* akibat reaksi tiang,

$V_{up} = \sum \left[n_y . P_i \right]$

Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 5.141 di bawah ini.

Tabel 5.141 Perhitungan Gaya Aksial *Ultimate* yang Dipikul Satu Tiang Bor

No	xi (m)	xi-h/2 (m)	Pi (kN)	Vup = ny*Pi	Mup = ny*Pi*(xi-h/2)
1	2.2	1.7	3898.541	15594.164	26510.078

b. Momen dan geser akibat berat sendiri

Tabel 5.142 Perhitungan Gaya Geser dan Momen Akibat Berat Sendiri *Pile Cap*

Kode	Parameter Berat Bagian Beton				Volume (m^3)	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	Shape				
W_1	2.5	2	10.7	1	53.500	1310.750	1.250	1638.438
W_2	2.5	0.5	10.7	0.5	6.688	163.844	0.833	136.536
					Vs =	1474.5938	Ms =	1774.97396

Faktor beban *ultimate*, K = 1,3

Momen *ultimate* akibat berat sendiri, Mus = K.Ms = 1,3 . 1774,9739

= 2307,4661 kNm

Gaya geser *ultimate* akibat berat sendiri,Vus = K.Vs = 1,3.1474,5937

= 1916,9718 kN

c. Momen dan geser *ultimate* rencana *pile cap*

Momen *ultimate* rencana *pile cap,*

$Mur = Mup - Mus = 26510{,}078 - 2307{,}4661 = 24202{,}612$ kNm

Momen *ultimate* rencana *pile cap* selebar 1 m,

$$Mu = \frac{Mur}{By} = \frac{24202,612}{10,7} = 2261,9263 \text{ kNm}$$

Gaya geser *ultimate* rencana *pile cap*,

$$Vur = Vup - Vus = 15594,164 - 1474,5937 = 13677,1918 \text{ kN}$$

Gaya geser *ultimate* rencana *pile cap* selebar 1 m,

$$Vu = \frac{Vur}{By} = \frac{13677,1918}{10,7} = 1278,2422 \text{ kN}$$

3. Penulangan *Pile Cap*

   a. Tulangan Pokok

   Dari perhitungan pembebanan pada *pile cap*, maka didapat besarnya momen *ultimate* dan gaya geser *ultimate*.

   Momen *ultimate*, Mu = 2261,9263 kNm

   Tebal *pile cap*, h = h_t = 2,5 m

   Penutup beton, pb = 70 mm

   Diameter tulangan, D_{ltr} = 25 mm

   D_{gsr} = 19 mm

   Kuat tekan beton, f'c = 24,9 MPa

   Faktor reduksi kekuatan pokok, ø = 0,7

   Faktor bentuk distribusi teg beton dengan f'c < 30 MPa, β_1 = 0,85

   Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = pb + D_{geser} + D_{pokok}/2

   = 70 + 16 + 25/2 = 98,5 mm

   Tebal efektif, d = h – d' = 2500-98,5 = 2396,5 mm

   Lebar *pile cap* yang ditinjau, b = 1000 mm

   Momen nominal rencana *pile cap*,

   $$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{2261,9263}{0,8} = 2827,4079 \text{ kNm}$$

   $$Rn = \frac{Mn.10^6}{b.d^2} = \frac{2827,4079 .10^6}{1000.2396,5^2} = 0,4923 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan,

$\rho_b = \beta_1 . \frac{0,85 . f'c}{fy} . \left(\frac{600}{600 + fy} \right) = 0,85 . \frac{0,85.24,9}{390} . \left(\frac{600}{600 + 390} \right)$

$= 0,02796$

$\rho_{max} = 75\% . \rho b = 75\% . 0,02796 = 0,02097$

$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$

$m = \frac{fy}{0,85 . f'c} = \frac{390}{0,85.24,9} = 18,4266$

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

$= \frac{1}{18,4266} . \left(1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2.18,4266.0,4923}{390} \right)} \right) = 0,0012$

Karena $\rho_{min} > \rho_{perlu} < \rho_{maks}$, maka rasio tulangan yang dipakai, $\rho = 0,00359$

Luas tulangan pokok,

$As = \rho . b . d = 0,00359 . 1000 . 2396,5 = 8602,8205 \text{ mm}^2$

Jadi digunakan tulangan D29,

$A_{1D} = \frac{1}{4} . \pi . D^2 = \frac{1}{4} . \pi . 29^2 = 660,5198 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan,

$S = \frac{A_{1D} . b}{As} = \frac{660,5198 . 1000}{8602,8205} = 76,7794 \text{ mm}$

Jadi digunakan tulangan pokok *pile cap abutment* **D29 – 70**

b. Tulangan Susut

$Asst = 0,0018 . b . h = 0,0018 . 1000 . 2396,5 = 4500 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan D25,

$A_{1D} = \frac{1}{4} . \pi . D^2 = \frac{1}{4} . \pi . 25^2 = 490,8738 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan,

S = $\frac{A_{1D}.b}{Asst} = \frac{490{,}8738.1000}{4500}$ = 109,0830

Jadi dipakai tulangan susut **D25 – 100**

c. Tulangan Geser

Gaya geser rencana *ultimate*, Vu = 1278,2422 kN = 1278242,23 N

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

Vc = $\frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d = \frac{1}{6}.\sqrt{24{,}9}.1000.2396{,}5$ = 1993085,164 N

Cek gaya geser yang ditahan beton,

Berdasarkan RSNIT-12-2004 apabila 0,5.øVc > Vu maka digunakan jarak tulangan geser 300 mm, apabila 0,5.øVc < Vu ≤ ø.Vc maka digunakan jarak tulangan 250 mm, jika øVc < Vu harus dihitung sesuai perencanaan tulangan geser, dan jarak tulangan geser maksimal sebesar 300 mm.

ø.Vc = 0,7.1993085,164 = 1395159,615 N > Vu

S ≤ 300 mm

Jadi dipakai tulangan geser *pile cap* **D19 – 250**

4. Kontrol Terhadap Geser Pons

Perlu dicek kemampuan penampang *pile cap* yang ada mampu menahan beban aksial yang bekerja pada *pile cap* tersebut. Kontrol ini merupakan kontrol ketebalan *pile cap* yang digunakan untuk menahan beban aksial tersebut.

Kuat geser pons yang disyaratkan,

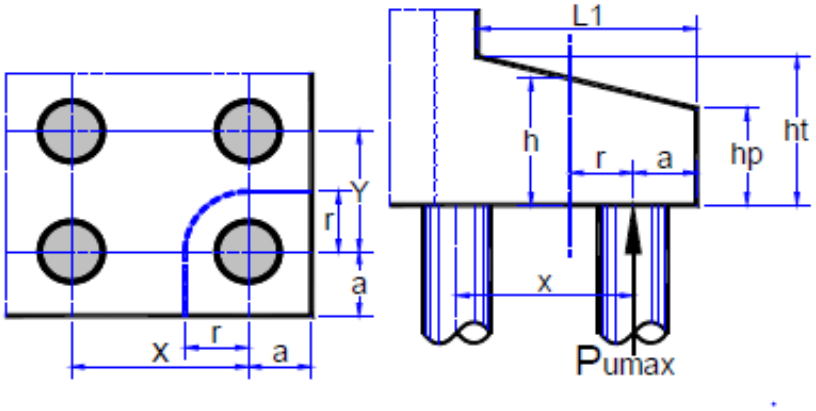
fv = $0{,}3.\sqrt{f'c} = 0.3.\sqrt{24{,}9}$ = 1,497 MPa

Jarak antar tiang bor arah x dan y,

X = 4400 mm, Y = 3033,3333 mm

Jarak tiang bor terhadap sisi tepi *pile cap*,

a = 800 mm



Gambar 5.91 Penampang *Pile Cap Abutment*

r = X/2= 4400/2 = 2200 mm

r = Y/2= 3033,3333/2 = 1516,6667 mm

r pakai = 1516,6667 mm

hp = 2000 mm

ht = 2500 mm

L1 = 2500 mm

Tebal bidang kritis geser pons,

$$h = hp + \frac{(r+a)}{L_1}.(ht - hp)$$

$$= 2000 + \frac{(1516{,}6667 + 800)}{2500}.(2500 - 2000) = 2463{,}3333 \text{ mm}$$

Panjang total bidang kritis,

$$Lv = 2.(r+a) + \pi / 2.r$$

$$= 2.(1516{,}6667 + 800) + \pi / 2.1516{,}6667 = 7015{,}7077 \text{ mm}$$

Luas bidang kritis geser pons,

$$Av = Lv.h = 7015{,}7077 \ .2463{,}3333 = 17282026{,}79 \text{ mm}^2$$

Gaya geser pons nominal,

$$Pn = Av.fv.10^{-3} = 17282026{,}79 \ .1{,}497.10^{-3} = 25871{,}1421 \text{ kN}$$

$$ø.Pn = 0{,}7.25871{,}1421 = 18109{,}7995 \text{ kN}$$

Reaksi ultimit satu tiang,

Pumax = 3271,961 kN < ø.Pn = 18109,7995 kN AMAN

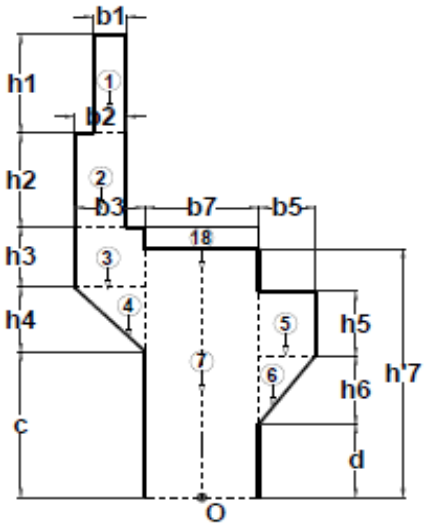
5.6.6 Perhitungan *Breast Wall*

Pada perencanaan *abutment* terdiri dari beberapa bagian. Pada sub bab ini akan dilakukan perencanaan *brast wall. Brast wall* merupakan bagian dinding beton bertulang pada *abutment* yang fungsinya diasumsikan sebagai kolom.

Pada dasarnya analisa yang dibutuhkan dalam mendisain *brast wall* ini adalah besarnya gaya dan momen ultimite yang akan diformulasikan ke dalam grafik Mn-Pn. Perhitungan analisa beban yang bekerja pada *Brast wall abutment* dapat dilihat sebagai berikut :

1. Pembebanan Pada *Breast Wall*
   a. Berat Sendiri *Breast Wall* (MS)

      Breast wall ditinjau pada potongan bagian atas *abutment* seperti terlihat pada gambar 5.86 berikut ini.



Gambar 5.92 Potongan *Breast Wall*

Perhitungan gaya dan momen akibat berat sendiri pada *breast wall* disajikan pada tabel 5.143 di bawah ini.

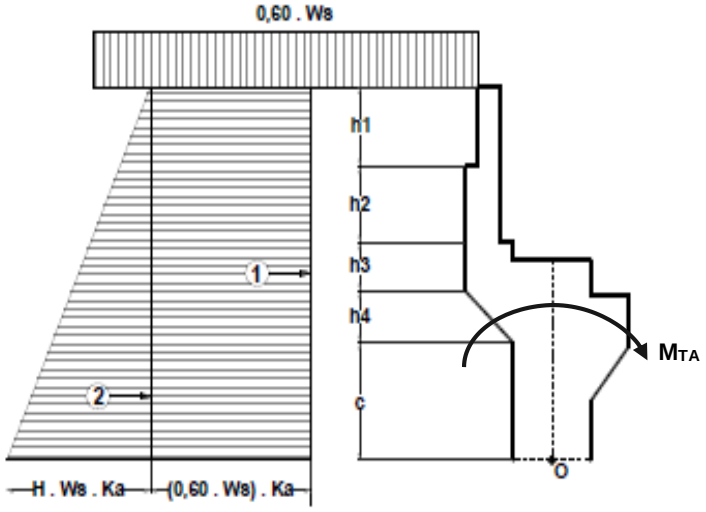
Tabel 5.143 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri *Breast Wall*

No	Parameter		Berat (kN)	Direct	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b (m)	h (m)				
1	0.35	0.5	45.876	-1	0.875	-40.142
2	0.55	0.45	64.882	-1	0.975	-63.260
3	0.75	0.9	176.951	-1	0.875	-154.832
4	0.75	1	98.306	-1	0.75	-73.730
5	0.5	1	131.075	1	0.75	98.306
6	0.5	0.5	33	1	0.6667	21.846
7	1	4.85	1271	1	0	0
18	Lateral stop block		10	0	0	0
		PMS =	1831.287		MMS =	-211.812

Tabel 5.144 Beban Total Akibat Berat Sendiri (MS)

No	Berat Sendiri	P_{MS} (kN)	M_{MS} (kNm)
1	Struktur atas (*u girder dan trotoar*)	4207.0544	0
2	Struktur bawah (breast wall)	1831.2871	-211.812
		6038.341	-211.812

b. Tekanan Tanah (TA)



Gambar 5.93 Gaya Akibat Tekanan Tanah *Breast Wall*

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (ws) dan sudut gesek dalam (ø), dengan :

ws = 17,2 kN/m^3

ø = 30 °

Ht = $h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 0,45 + 0,5 + 0,9 + 1 + 3 = 5,85$ m

By = 10,7 m

Koefeisien tekanan tanah,

Ka = $\tan^2(45-ø/2) = \tan^2(45-30/2) = 0,3333$

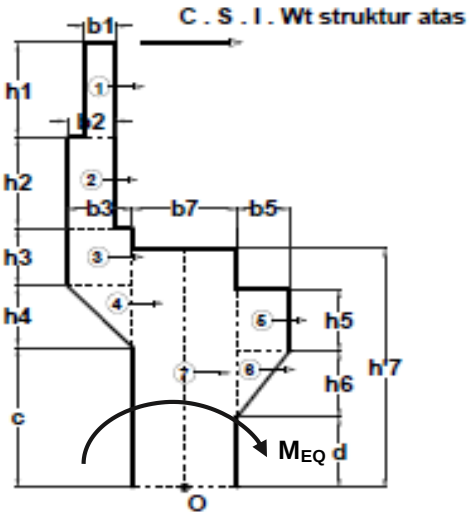
q = 0,6.ws = 0,6.17,2 = 10,32 kPa

Perhitungan gaya akibat tekanan tanah pada *breast wall* disajikan pada tabel 5.145 di bawah ini.

Tabel 5.145 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pada *Breast Wall*

No	Gaya Akibat Tekanan Tanah	T_{TA} (kN)	Lengan (m)	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = q*H_t*K_a*B_y$	215.327	$y = H_t/2$	2.925	629.831
2	$T_{TA} = 1/2*H_t^2*ws*K_a*B_y$	1049.718	$y = H_t/3$	1.95	2046.950
	T_{TA} =	1265.045		M_{TA} =	2676.781

c. Beban Gempa (EQ)



Gambar 5.94 Gaya Akibat Beban Gempa *Breast Wall*

Ht = 5,85 m

T_{EQ} = 0,2205. W_T kN (perhitungan sebelumnya)

Untuk perhitungan gaya akibat beban gempa pada *breast wall* disajikan pada tabel 5.146 di bawah ini.

Tabel 5.146 Perhitungan Beban Gempa Pada *Breast Wall*

No	Berat W_T (kN)	T_{EQ} (kN)	Uraian lengan thd ttk O	Besar y (m)	M_{EQ} (kNm)
STRUKTUR ATAS					
P_{MS}	4207.054	927.655	y = Ht	5.85	5426.785
P_{MA}	432.9	95.446	y = Ht	5.85	558.357
ABUTMEN					
1	45.87625	10.116	$y_1 = c+h_4+h_3+h_2+h_1/2$	5.600	56.648
2	64.882125	14.307	$y_2 = c+h_4+h_3+h_2/2$	5.125	73.321
3	176.95125	39.018	$y_3 = c+h_4+h_3/2$	4.450	173.629
4	98.30625	21.677	$y_4 = c+2/3*h_4$	3.667	79.481
5	131.075	28.902	$y_5 = d+h_6+h_5/2$	3.500	101.157
6	32.76875	7.226	$y_6 = d+2/3*h_6$	2.833	20.472
7	1271.4275	280.350	$y_7 = h'_7/2$	2.425	679.848
	T_{EQx} =	1424.695		M_{EQx} =	7169.698
	T_{EQy} =	1424.695		M_{EQy} =	7169.698

2. Kombinasi Pembebanan *Ultimate* Pada *Breast Wall*

Tabel 5.147 Pembebanan Ultimate *Breast Wall*

No	Aksi/Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	6038.341			-211.812	
2	Beban mati tambahan	432.860				
3	Tekanan tanah		1265.045		2676.781	
4	Beban lajur "D"	1198.750				
5	Beban pedestrian	215.200				
6	Gaya rem		254.545		1489.091	
7	Beban angin	59.246		49.815		322.552
8	Beban gempa		1424.695	1424.695	7169.698	7169.698

Tabel 5.148 Pembebanan *Ultimate Breast Wall* Kombinasi 1

No	Aksi/Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	7600.119			-266.595	
2	Beban mati tambahan	865.720				
3	Tekanan tanah		1581.306		3345.977	
4	Beban lajur "D"	2157.750				
5	Beban pedestrian					
6	Gaya rem		458.182		2680.364	
7	Beban angin	71.095		59.778		387.063
8	Beban gempa					
		10694.683	2039.488	59.778	5759.745	387.063

Tabel 5.149 Pembebanan *Ultimate Breast Wall* Kombinasi 2

No	Aksi/Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	7600.119			-266.595	
2	Beban mati tambahan	865.720				
3	Tekanan tanah		1581.306		3345.977	
4	Beban lajur "D"	2157.750				
5	Beban pedestrian	387.360				
6	Gaya rem					
7	Beban angin					
8	Beban gempa					
		11010.949	1581.306		3079.381	

Tabel 5.150 Pembebanan *Ultimate Breast Wall* Kombinasi 3

No	Aksi/Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	7600.119			-266.595	
2	Beban mati tambahan	865.720				
3	Tekanan tanah		1581.306		3345.977	
4	Beban lajur "D"	2157.750				
5	Beban pedestrian					
6	Gaya rem					
7	Beban angin					
8	Beban gempa					
		10623.589	1581.306		3079.381	

Tabel 5.151 Pembebanan *Ultimate Breast Wall* Kombinasi 4

No	Aksi/Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	7600.119			-266.595	
2	Beban mati tambahan	865.720				
3	Tekanan tanah		1581.306		3345.977	
4	Beban lajur "D"	2157.750				
5	Beban pedestrian					
6	Gaya rem					
7	Beban angin	71.095		59.778		387.063
8	Beban gempa					
		9366.707	1169.907	60.974	2131.420	373.463

Tabel 5.152 Pembebanan *Ultimate Breast* Wall Kombinasi 5

No	Aksi/Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	7600.119			-266.595	
2	Beban mati tambahan	865.720				
3	Tekanan tanah		1581.306		3345.977	
4	Beban lajur "D"		2564.451	2564.451	12905.456	12905.456
5	Beban pedestrian					
6	Gaya rem					
7	Beban angin					
8	Beban gempa		1424.695	1424.695	7169.698	7169.698
		8465.839	5570.452	3989.146	23154.534	20075.153

Tabel 5.153 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Ultimate*

No	Aksi/Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi-1	10694.6834	2039.488	59.778	5759.744797	387.063
2	Kombinasi-2	11010.9486	1581.306		3079.38116	
3	Kombinasi-3	10623.5886	1581.306		3079.38116	
4	Kombinasi-4	10694.6834	1581.306	59.778	3079.38116	387.063
5	Kombinasi-5	8465.83855	5570.452	3989.146	23154.53433	20075.153

3. Penulangan Pada *Breast Wall*

   a. Perhitungan Tulangan Pokok

      Mutu beton (f'c) = 24,9 MPa

      Tegangan leleh baja (fy) = 390 MPa

      Faktor bentuk distribusi tegangan beton (β_1) = 0,85

Faktor reduksi kekuatan pokok (ø) = 0,8

Faktor reduksi kekuatan geser (ø) = 0,7

Panjang *breast wall* (By) = 10,7 m

Pu dan Mu ditinjau selebar 1 m (b) = 1000 mm

Tebal *breast wall* (h) = b_7 = 1000 mm

Penutup beton (pb) = 40 mm

Diameter tulangan pokok (D) = 25 mm

Diameter tulangan geser (D) = 16 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d') = 40 + 25/2 + 16 = 68,5 mm

Tebal efektif (d) = 1000 – 68,5 = 931,5mm

Tabel 5.154 Gaya dan Momen Pada *Breast Wall*

		Untuk Lebar = by		Untuk Lebar = 1 m	
No	Aksi/Beban	Pu (kN)	Mu (kNm)	Pu (kN)	Mu (kNm)
1	Kombinasi-1	10694.683	5759.745	999.503	538.294
2	Kombinasi-2	11010.949	3079.381	1029.061	287.793
3	Kombinasi-3	10623.589	3079.381	992.859	287.793
4	Kombinasi-4	10694.683	3079.381	999.503	287.793
5	Kombinasi-5	8465.839	23154.534	791.200	2163.975
				1029.061	2163.975

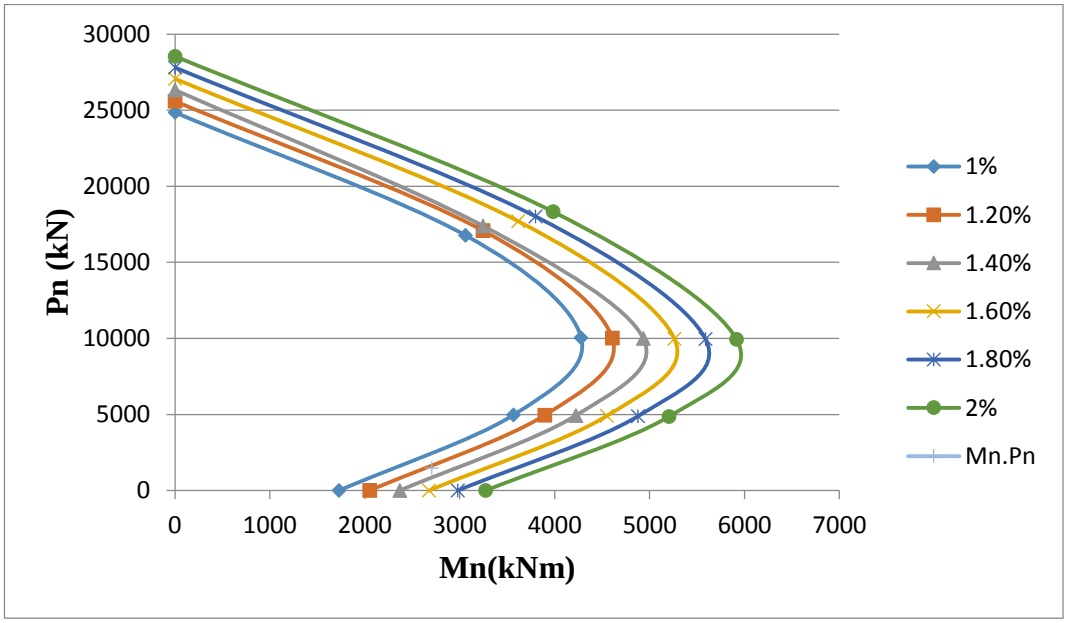
Dari tabel 5.154 diperoleh dari perhitungan pembebanan *ultimate* pada *breast wall*, momen dan gaya aksial diambil yang terbesar.

Pn = Pu/ø = 1029,061 /0,7 = 1470,0865 kN

Mn = Mu/ø = 2704,9689 /0,8 = 2704,9689 kN

Luas penampang *breast wall*,

Ag = b.h = 1000.1000 = 1000000 mm^2



Gambar 5.95 Diagram Mn Pn Pada *Breast Wall*

Plot nilai Pn dan Mn ke dalam diagram interaksi *breast wall*, diperoleh rasio tulangan, ρ = 1,4 %

Luas tulangan yang diperoleh, As = ρ.b.h = 1,4%.1000.1000 = 14000 mm^2

Diameter besi tulangan yang digunakan, D25

A_{1D} = ¼.π.D^2 = ¼.π.25^2 = 490,8739 mm^2

Tulangan desak = tulangan tarik, As = As' = ½.Ast = 7000 mm^2

Jarak tulangan yang diperlukan,

s =A_{1D}.b/As = 490,8739.1000/7000 = 70,1248 mm

Jadi digunakan tulangan pokok *breast wall* **D25 – 70**

b. Perhitungan Tulangan Geser

Gaya aksial *ultimate* (Pu) = 1029,0606 kN

Momen *ultimate* (Mu) = 2163,9751 kNm

Gaya lateral *ultimate* (Tu) = 5570,452 kN

Tinggi *breast wall* (Lb) = h_7 = 4,85 m

Panjang *breast wall* (By) = 10,7 m

Gaya geser *ultimate* akibat momen (Vu) = 446,1804 kN

Gaya geser *ultimate* akibat gaya lateral (Vu) = 520,6029 kN

Gaya geser yang terjadi diambil yang terbesar diantara keduanya,

Kuat geser yang mampu ditahan beton,

$$V_c = \left(\frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d\right)$$

$$= .\left(\frac{1}{6}.\sqrt{24,9}.1000.931,5\right) = 774659,944 \text{ N}$$

Cek gaya geser yang ditahan oleh beton,

Berdasarkan RSNIT-12-2004 apabila 0,5.øVc > Vu maka digunakan jarak tulangan geser 300 mm, apabila 0,5.øVc < Vu ≤ ø.Vc maka digunakan jarak tulangan 250 mm, jika øVc < Vu harus dihitung sesuai perencanaan tulangan geser, dan jarak tulangan geser maksimal sebesar 300 mm.

ø.Vc = 0,7. 774659,944 = 542287,161 N > Vu = 308056,4 N

S ≤ 300 mm

Jadi digunakan tulangan geser *Breast Wall* **D19 – 250**

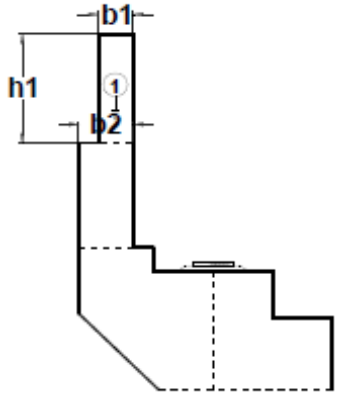
5.6.7 Perhitungan Back *Wall*

Pada sajian gambar dibawah ini dapat dilihat bagian dari *back wall abutment.* Ada 2 bagian / section yang akan dilakukan analisa penghitungan strukturnya yaitu *back wall* atas dan *back wall* bawah.

Pembebanan Pada *Back Wall :*

1. *Back Wall* Atas
   a. Berat Sendiri (MS)

      Back wall atas ditinjau pada potongan bagian atas *abutment* seperti terlihat pada gambar 5.90 di bawah ini.



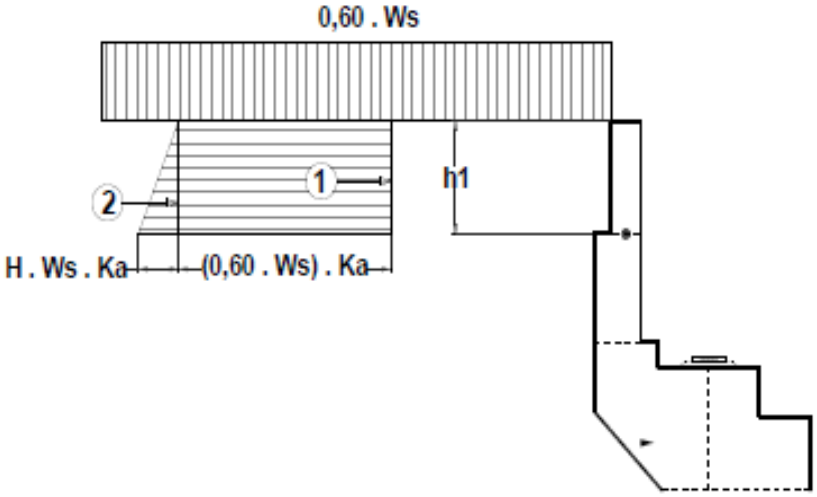
Gambar 5.96 Potongan *Back Wall* Atas

Perhitungan gaya akibat berat sendiri pada *back wall* atas disajikan pada tabel 5.155 berikut ini.

Tabel 5.155 Perhitungan Berat Sendiri Pada *Back Wall* Atas

No	Parameter			bj (kN/m^3)	Berat (kN)
	b (m)	h (m)	l (m)		
1	0.35	0.5	10.7	24.5	45.87625
				P_{MS} =	45.87625

b. Tekanan Tanah (TA)



Gambar 5.97 Tekanan Tanah Pada Back Wall Atas

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (ws) dan sudut gesek dalam (ø), dengan

ws = 17,2 kN/m^3

ø = 30 °

H' = h_1 = 0,5 m

Koefisien tekanan tanah aktif,

Ka = $\tan^2(45-ø/2) = \tan^2(45-30/2)$ = 0,3333

q = 0,6.ws = 0,6.17,2 = 10,32 kPa

Perhitungan gaya akibat tekanan tanah pada *breast wall* disajikan pada tabel 5.156 di bawah ini.

Tabel 5.156 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pada *Back Wall* Atas

No	Gaya Akibat Tekanan Tanah	T_{TA} (kN)	Lengan (m)	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = q*H'*K_a*B_y$	18.404	y = H'/2	0.250	4.601
2	$T_{TA} = 1/2*H'^2*ws*K_a*B_y$	7.668	y = H'/3	0.167	1.278
	T_{TA} =	26.072		M_{TA} =	5.879

c. Beban Truk (TT)

Beban truk, T = 112,5 kN; DLA = 0,4

Beban akibat truk, $T_{TT} = (1+DLA).T = (1+0,4).112,5 = 157,5$ kN

Lengan, $b_1/2 = 0,35/2 = 0,175$ m

Momen akibat beban truk, $M_{TD} = T_{TT}.L = 1.0,175 = 27,5625$ kNm

d. Beban Rem (TB)

Berdasarkan perhitungan pada pembebanan *abutment* didapat nilai T_{TB} sebesar 254,5454 kN.

Besarnya gaya yang bekerja,

$T_{TB} = 254,5454$ kN

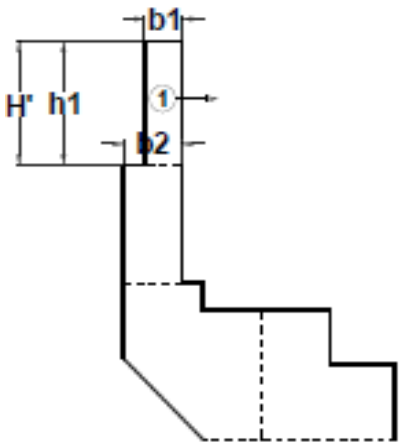
Lengan terhadap fondasi,

$Y_{TB} = H' + ta = 0,5 + 0,1 = 0,6$ m

Momen akibat gaya rem pada fondasi,

$M_{TB} = T_{TB}.Y_{TB} = 254,5454.0,6 = 152,7272$ kNm

e. Beban Gempa (EQ)



Gambar 5.98 Gempa Akibat Beban Gempa Back Wall Atas

Diketahui,

H’ = h_1 = 0,5 m

T_{EQ} = K_h.I. W_T = 0,2205 W_T kN (perhitungan sebelumnya)

W_T = 45,8762 kN

Gaya gempa pada *back wall* atas,

T_{EQ} = 0,2205.45,8762 = 10,1157 kN

Lengan gaya gempa,

y = h1/2 = 0,5/2 = 0,25 m

Momen akibat gempa,

M_{EQ} = T_{EQ}.y = 10,1157.0,25 = 2,5289 kNm

Kombinasi pembebanan *back wall* atas disajikan pada tabel 5.157 di bawah ini.

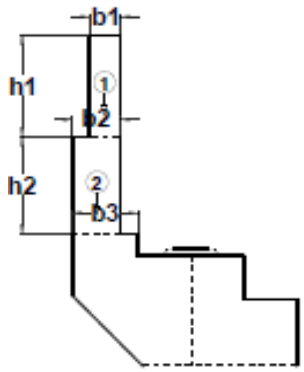
Tabel 5.157 Kombinasi Beban *Ultimate* Pada *Back Wall* Atas

No	Aksi/ Beban	Faktor Beban	T (kN)	M (kNm)	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	Berat sendiri (MS)	1.3	45.876		59.639	
2	Tekanan tanah (TA)	1.25	26.072	5.879	32.590	7.349
3	Beban hidup (TT)	1.8	158	27.563	284	49.613
4	Beban rem (TB)	1.8	255	153	458	275
5	Gempa statik ekivalen (EQ)	1	10.116	2.529	10.116	2.529
		Beban Ultimit pd Back Wall Atas			844.027	334.399

2. *Back Wall* Bawah

a. Berat Sendiri (MS)

Back wall bawah ditinjau pada potongan bagian atas *abutment* seperti terlihat pada gambar 5.92 di bawah ini.



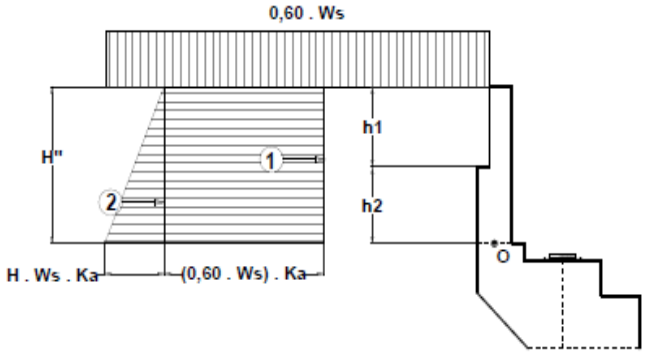
Gambar 5.99 Potongan Back Wall Bawah

Perhitungan gaya akibat berat sendiri pada *back wall* bawah disajikan pada tabel 5.158 berikut ini.

Tabel 5.158 Perhitungan Berat Sendiri Pada *Back Wall* Bawah

No	Parameter			bj (kN/m^3)	Berat (kN)
	b (m)	h (m)	l (m)		
1	0.35	0.5	10.7	24.5	45.87625
2	0.55	0.45	10.7	24.5	64.882125
				P_{MS} =	110.75838

b. Tekanan Tanah (TA)



Gambar 5.100 Tekanan Tanah Pada Back Wall Bawah

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (ws) dan sudut gesek dalam (ø), dengan

ws = 17,2 kN/m^3

ø = 30 °

H' = $h_1 + h_2$ = 0,95 m

Koefisien tekanan tanah aktif,

Ka = $\tan^2(45° - ø/2) = \tan^2(45° - 30°/2)$ = 0,3333

q = 0,6.ws = 0,6.17,2 = 10,32 kPa

Perhitungan gaya akibat tekanan tanah pada *breast wall* disajikan pada tabel 5.159 berikut ini.

Tabel 5.159 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pada *Back Wall* Bawah

No	Gaya Akibat Tekanan Tanah	T_{TA} (kN)	Lengan (m)	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = q*H'*K_a*B_y$	34.9676	y = H'/2	0.475	16.60961
2	$T_{TA} = 1/2*H'^2*ws*K_a*B_y$	27.68268	y = H'/3	0.32	8.7661831
	T_{TA} =	62.6503		M_{TA} =	25.37579

c. Beban Truk (TT)

Beban truk, T = 112,5 kN; DLA = 0,4

Beban akibat truk, $T_{TT} = (1+DLA).T = (1+0,4).112,5 = 157,5$ kN

Lengan, $b_2/2 = 0,55/2 = 0,275$ m

Momen akibat beban truk, $M_{TD} = T_{TT}.L = 147,5.0,275 = 43,3125$ kNm

d. Beban Rem (TB)

Berdasarkan perhitungan pada pembebanan *abutment* didapat nilai T_{TB} sebesar 254,5454 kN.

Besarnya gaya yang bekerja,

$T_{TB} = 254,5454$ kN

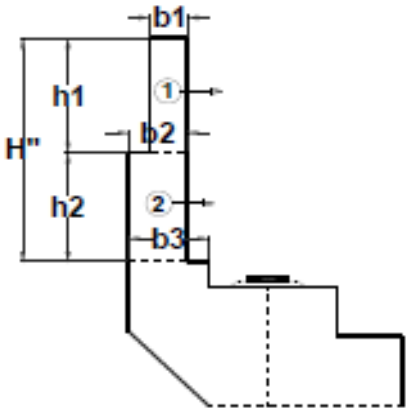
Lengan terhadap fondasi,

$Y_{TB} = H' + ta = 0,95 + 0,1 = 1,05$ m

Momen akibat gaya rem pada fondasi,

$M_{TB} = T_{TB}.Y_{TB} = 254,5454.1,05 = 267,2727$ kNm

e. Beban Gempa (EQ)



Gambar 5.101 Gempa Akibat Beban Gempa Back Wall Bawah

Diketahui,

H’ = h_1 = 0,5 m

T_{EQ} = K_h.I. W_T = 0,2205Wt kN (perhitungan sebelumnya)

Tabel 5.160 Perhitungan Gaya Akibat Beban Gempa Pada *Back Wall* Bawah

No	Berat W_T (kN)	T_{EQ} (kN)	Lengan	Besar y (m)	M_{EQ} (kNm)
1	45.87625	10.116	y = H'-h1/2 =	0.7	7.081
2	64.88213	14.307	y = h2/2 =	0.225	3.219
	TEQ =	24.422		MEQ =	10.300

Kombinasi pembebanan *back wall* atas disajikan pada tabel 5.161 di bawah ini.

Tabel 5.161 Kombinasi Beban *Ultimate* Pada *Back Wall* Bawah

No	Aksi/ Beban	Faktor Beban	T (kN)	M (kNm)	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	Berat sendiri (MS)	1.3	110.75838		143.986	0
2	Tekanan tanah (TA)	1.25	62.650	25.37579306	78.313	31.71974
3	Beban hidup (TT)	1.8	157.5	43.3125	283.5	77.963
4	Beban rem (TB)	1.8	254.54545	267.2727273	458.18182	481.0909
5	Gempa statik ekivalen (EQ)	1	24.422	10.300	24.422	10.300
		Beban Ultimit pd Back Wall Atas			988.4028	601.073

3. Penulangan Pada *Back Wall* Bawah

a. Tulangan pokok

Dari perhitungan pembebanan pada *back wall* atas maka didapat besarnya momen ultimit dan gaya geser ultimit pada rekap kombinasi *back wall* atas pada tabel 5.84 yaitu sebesar :

Mu = 601,0731 kNm

Vu = 988,4027 kN

Mu dan Vu ditinjau selebar 1 m, dengan By = 10,7 m, maka :

Mu = 601,0731 /10,7 = 56,1750 kNm

Vu = 988,4027 /10,7 = 92,3740 kN

Tebal *back wall* atas, h = b_1 = 550 mm

Penutup beton, p_b = 40 mm

Diameter tulangan, D = 25 mm

D = 16 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = $p_b + D_{tul\ pokok}/2 + D_{sengkang}$

= 40 + 25/2 + 16 = 68,5 mm

Tebal efektif, d = h - d' = 550 – 68,5 = 481,5 mm

Lebar *back wall* yang ditinjau, b = 1000 mm

Momen nominal rencana *back wall* atas,

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{56{,}17505}{0{,}8} = 70{,}2188 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn.10^6}{b.d^2} = \frac{70{,}2188.10^6}{1000.481{,}5^2} = 0{,}3028 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan,

$$\rho_b = \beta_1.\frac{0{,}85.f'c}{fy}.\left(\frac{600}{600+fy}\right) = 0{,}85.\frac{0{,}85.24{,}9}{390}.\left(\frac{600}{600+390}\right)$$

$$= 0{,}02796$$

$$\rho_{max} = 75\%.\rho b = 75\%.0{,}02796 = 0{,}02097$$

$$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{390} = 0{,}00359$$

$$m = \frac{fy}{0{,}85.f'c} = \frac{390}{0{,}85.24{,}9} = 18{,}4266$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}.\left(1-\sqrt{\left(1-\frac{2.m.Rn}{fy}\right)}\right)$$

$$= \frac{1}{18{,}4266}.\left(1-\sqrt{\left(1-\frac{2.18{,}4266.0{,}3028}{390}\right)}\right) = 0{,}00078$$

Karena $\rho_{nin} > \rho_{perlu} < \rho_{maks}$, maka rasio tulangan yang dipakai, $\rho = 0{,}00359$

Luas tulangan pokok,

$$As = \rho.b.d = 0{,}00359.1000.481{,}5 = 1728{,}4615 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan D25, $A_{1D} = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.25^2 = 490{,}87 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan,

S = $\frac{A_{1D}.b}{As} = \frac{490{,}87.1000}{1728{,}4615}$ = 283,9946 mm

Jadi digunakan tulangan pokok **D25 – 250**

b. Tulangan Susut

Asst = 0,0018 . b . h = 0,0018 . 1000 . 550 = 990 mm^2

Digunakan tulangan D16,

A_{1D} = $\frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.16^2$ = 201,0619 mm^2

Jarak antar tulangan,

S = $\frac{A_{1D}.b}{Asst} = \frac{201{,}0619.1000}{990}$ = 203,0928

Jadi dipakai tulangan susut **D16 – 200**

c. Tulangan Geser

Gaya geser rencana,

Vu = 92,3740 kN = 92374,0917 N

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

Vc = $\frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d = \frac{1}{6}.\sqrt{24{,}9}.1000.481{,}5$ = 400446,696 N

Cek gaya geser yang ditahan beton,

Berdasarkan RSNIT-12-2004 apabila 0,5.øVc > Vu maka digunakan jarak tulangan geser 300 mm, apabila 0,5.øVc < Vu ≤ ø.Vc maka digunakan jarak tulangan 250 mm, jika øVc < Vu harus dihitung sesuai perencanaan tulangan geser, dan jarak tulangan geser maksimal sebesar 300 mm.

ø.Vc = 0,7.400446,696 = 280312,687 N > Vu

½ ø.Vc = 0,5.280312,687 = 140156,344 N > Vu

Sehingga gaya geser yang disediakan oleh beton sudah lebih besar dari gaya yang terjadi.

S ≤ 300

Jadi digunakan tulangan geser *back wall* atas **D16 – 300.**

4. Penulangan Pada Back Wall Atas

c. Tulangan pokok

Dari perhitungan pembebanan pada *back wall* bawah maka didapat besarnya momen ultimit dan gaya geser ultimit pada rekap kombinasi *back wall* atas pada tabel 5.84 yaitu sebesar :

Mu = 334,3993 kNm

Vu = 844,0270 kN

Mu dan Vu ditinjau selebar 1 m, dengan By = 10,7 m, maka :

Mu = 334,3993 /10,7 = 31,2522 kNm

Vu = 844,0270 / 10,7 = 78,8810 kN

Tebal *back wall* atas, h = b_2 = 350 mm

Penutup beton, p_b = 40 mm

Diameter tulangan, D = 25 mm

D = 16 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = $p_b + D_{tul\ pokok}/2 + D_{sengkang}$

= 40 + 25/2 + 16 = 68,5 mm

Tebal efektif, d = h - d' = 350 – 68,5 = 281,5 mm

Lebar *back wall* yang ditinjau, b = 1000 mm

Momen nominal rencana *back wall* atas,

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{31,2522}{0,8} = 39,0653 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn.10^6}{b.d^2} = \frac{39,0653.10^6}{1000.281,5^2} = 0,4929 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan,

$$\rho_b = \beta_1.\frac{0,85.f'c}{fy}.\left(\frac{600}{600+fy}\right) = 0,85.\frac{0,85.24,9}{390}.\left(\frac{600}{600+390}\right)$$

$$= 0,02796$$

$$\rho_{max} = 75\%.\rho b = 75\%.0,02796 = 0,02097$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$m = \frac{fy}{0{,}85.f'c} = \frac{390}{0{,}85.24{,}9} = 18{,}4266$

$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}.\left(1-\sqrt{\left(1-\frac{2.m.Rn}{fy}\right)}\right)$

$= \frac{1}{18{,}4266}.\left(1-\sqrt{\left(1-\frac{2.18{,}4266.0.4929}{390}\right)}\right) = 0{,}00035$

Karena $\rho_{nin} > \rho_{perlu} < \rho_{naks}$, maka rasio tulangan yang dipakai, $\rho_{pakai} = 0{,}00359$

Luas tulangan pokok,

$As = \rho.b.d = 0{,}00359.1000.281{,}5 = 1010{,}5128$ mm^2

Jadi digunakan tulangan D25,

$A_{1D} = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.25^2 = 490{,}87$ mm^2

Jarak antar tulangan,

$S = \frac{A_{1D}.b}{As} = \frac{490{,}87.1000}{1010{,}5128} = 485{,}7670$ mm

Jadi digunakan tulangan pokok **D25 – 300**

d. Tulangan Susut

Asst = 0,0018 . b . h = 0,0018 . 1000 . 350 = 630 mm^2

Digunakan tulangan D16,

$A_{1D} = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.16^2 = 201{,}0619$ mm^2

Jarak antar tulangan,

$S = \frac{A_{1D}.b}{Asst} = \frac{201{,}0619.1000}{630} = 319{,}1459$

Jadi dipakai tulangan susut **D16 – 300**

e. Tulangan Geser

Gaya geser rencana,

Vu = 78,8810 kN = 78881,0348 N

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$Vc = \frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d = \frac{1}{6}.\sqrt{24{,}9}.1000.281{,}5 = 234113{,}6966$ N

Cek gaya geser yang ditahan beton,

Berdasarkan RSNIT-12-2004 apabila 0,5.øVc > Vu maka digunakan jarak tulangan geser 300 mm, apabila 0,5.øVc < Vu ≤ ø.Vc maka digunakan jarak tulangan 250 mm, jika øVc < Vu harus dihitung sesuai perencanaan tulangan geser, dan jarak tulangan geser maksimal sebesar 300 mm.

ø.Vc = 0,7 . 234113,6966 = 163879,5876 N > Vu

½ ø.Vc = 0,5.163879,5876 = 81939,7938 N > Vu

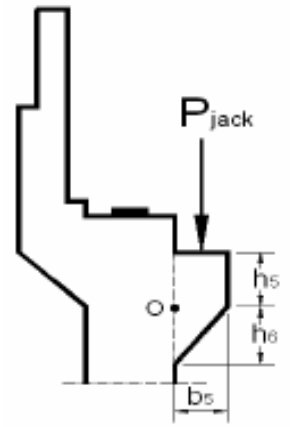
Sehingga gaya geser yang disediakan oleh beton sudah lebih besar dari gaya yang terjadi.

S ≤ 300 mm

Jadi digunakan tulangan geser *back wall* bawah **D16 – 300**

5.6.8 Perhitungan *Corbel*

Pada saat penggantian *bearing* pada (*elastomer*), *corbel* direncanakan mampu menahan jacking force yang terdiri dari : berat sendiri struktur atas, beban mati tambahan, dan beban lalu-lintas.



Gambar 5.102 Potongan *Corbel*

1. Berat Sendiri (MS)

Perhitungan gaya dan momen akibat berat sendiri corbel disajikan pada tabel 5.162 berikut ini.

Tabel 5.162 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri Corbel

No	Parameter		Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b (m)	h (m)			
5	0.5	1	131.075	0.25	32.76875
6	0.5	0.5	32.76875	0.166667	5.4614583
		PMS =	163.844	MMS =	38.2302

Perhitungan gaya dan momen ultimit akibat beban struktur atas dan beban lalu lintas pada corbel disajikan pada tabel 5.163 berikut ini.

Tabel 5.163 Perhitungan Gaya dan Momen Ultimate Pada Corbel

No	Aksi/ Beban	Faktor Beban	P (kN)	Vu (kN)	e (m)	Mu (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	163.84375	212.996875	0.25	49.69927
2	Berat sendiri girder	1.2	2610.8208	3132.984967	0.25	3759.582
3	Berat sendiri struktur atas	1.3	1596.2336	2075.103624	0.25	518.7759
4	Beban mati tambahan	2	432.86	865.72	0.25	216.43
5	Beban lajur "D"	1.8	1198.75	2157.75	0.25	539.4375
			Vu =	8444.555465	Mu =	5083.92

2. Penulangan Corbel

a. Perhitungan Tulangan Pokok

Dari perhitungan pembebanan pada corbel maka didapat besarnya momen ultimit dan gaya geser ultimit pada rekap kombinasi corbel pada tabel 5.86 yaitu sebesar :

Mu = 5083,9246 kNm

Vu = 8444,5554 kN

Mu dan Vu ditinjau selebar 1 m, dengan By = 10,7 m, maka :

Mu = 5083,9246 /10,7 = 475,1333 kNm

Vu = 8444,5554 /10,7 = 789,2107 kN

Tebal corbel, h = h5 + h6/2 = 1250 mm

Penutup beton, pb = 40 mm

Diameter tulangan, D = 25 mm

D = 16 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d’ = pb + Dtul pokok/2 + Dsengkang = 40 + 25/2 + 16 = 68,5 mm

Tebal efektif, d = h - d’ = 1250 – 68,5 = 1181,5 mm

Lebar back wall yang ditinjau, b = 1000 mm

Momen nominal rencana back wall atas,

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{475{,}1333}{0{,}8} = 593{,}9164 \text{ kNm}$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn.10^6}{b.d^2} = \frac{593{,}9164.10^6}{1000.1181{,}5^2} = 0{,}4254 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan,

$$\rho b = \beta_1.\frac{0{,}85.f'c}{fy}.\left(\frac{600}{600+fy}\right) = 0{,}85.\frac{0{,}85.24{,}9}{390}.\left(\frac{600}{600+390}\right)$$

$$= 0{,}02796$$

$$\rho\text{max} = 75\%.\rho b = 75\%.0{,}02796 = 0{,}02097$$

$$\rho\text{min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{390} = 0{,}00359$$

$$m = \frac{fy}{0{,}85.f'c} = \frac{390}{0{,}85.24{,}9} = 18{,}4266$$

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

$$= \frac{1}{18{,}4266}.\left(1-\sqrt{\left(1-\frac{2.18{,}4266.0{,}4254}{390}\right)}\right) = 0{,}0011$$

Karena ρmin > ρperlu < ρmaks , maka rasio tulangan yang dipakai, ρ=0,00359

Luas tulangan pokok,

$$\text{As} = \rho.b.d = 0{,}00359.1000.1181{,}5 = 4241{,}2820 \text{ mm2}$$

Jadi digunakan tulangan D25,

$$\text{A1D} = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.25^2 = 490{,}874 \text{ mm2}$$

Jarak antar tulangan,

$$S = \frac{A_{1D}.b}{As} = \frac{490{,}874.1000}{4241{,}2820} = 115{,}7371 \text{ mm}$$

Jadi digunakan tulangan pokok **D25 – 100**

b. Tulangan Susut

Asst = 0,0018 . b . h = 0,0018 . 1000 . 1250 = 2250 mm^2

Digunakan tulangan D19,

$$A_{1D} = \frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.19^2 = 283{,}5287 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan,

$$S = \frac{A_{1D}.b}{Asst} = \frac{283{,}5287.1000}{2250} = 126{,}0127$$

Jadi dipakai tulangan susut **D19 – 100**

b. Perhitungan Tulangan Geser

Gaya geser rencana,

Vu = 789,2107 kN = 789210,7912 N

Gaya geser yang mampu ditahan beton,

$$Vc = \frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d = \frac{1}{6}.\sqrt{24{,}9}.1000.1181{,}5 = 982612{,}1936 \text{ N}$$

Cek gaya geser yang ditahan beton,

Berdasarkan RSNIT-12-2004 apabila 0,5.øVc > Vu maka digunakan jarak tulangan geser 300 mm, apabila 0,5.øVc < Vu ≤ ø.Vc maka digunakan jarak tulangan 250 mm, jika øVc < Vu harus dihitung sesuai perencanaan tulangan geser, dan jarak tulangan geser maksimal sebesar 300 mm.

ø.Vc = 0,7.982612,1936 = 687828,5355 N > Vu

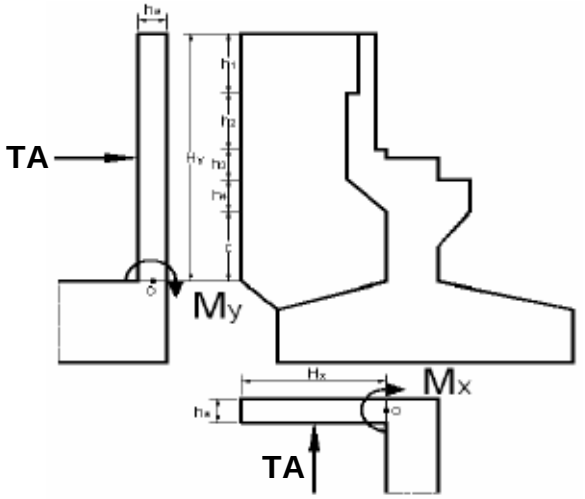
S ≤ 300 mm

Jadi digunakan tulangan geser **D16 – 250**

5.6.9 Perhitungan Wing Wall

1. Pembebanan *Wing Wall*

   a. Tekanan Tanah (TA)



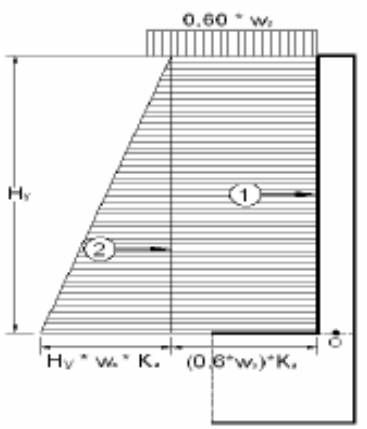
Gambar 5.103 Potongan *Wing Wall*

Tinggi *wing wall*, H_y = $h_1+h_2 + h_3 + h_4 + c = 5,85$ m

Lebar *wing wall*, H_x = $b_0 + b_8 = 3,5$ m

Tebal *wing wall*, h_w = 0,5 m

Berat *wing wall*, W_T = $H_y.H_x.h_w.w_c = 5,85.3,5.24,5 = 250,8188$ kN



Gambar 5.104 Tekanan Tanah Pada Wing Wall

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (ws) dan sudut gesek dalam (ø), dengan

ws = 17,2 kN/m^3

ø = 30 °

Koefisien tekanan tanah aktif,

Ka = $\tan^2(45°-ø/2) = \tan^2(45°-30°/2) = 0,3333$

q = 0,6.ws = 0,6.17,2 = 10,32 kPa

Perhitungan gaya akibat tekanan tanah pada *wing wall* disajikan pada tabel 5.164 di bawah ini.

Tabel 5.164 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Tekanan Tanah Pada *Wing Wall*

No	Gaya Akibat Tekanan Tanah	T_{TA} (kN)	y (m)	My (kNm)	x (m)	Mx (kNm)
1	$T_{TA} = q*Hx*K_a*H_y$	70.43	2.925	206.01	1.75	123.25
2	$T_{TA} = 1/2*Hy^2*ws*K_a*Hx$	343.36	1.950	669.53	1.75	600.89
	T_{TA} =	413.80	My =	875.58	Mx =	724.15

b. Beban Gempa Statik Ekivalen

Berat *wing wall,* W_T = 250,8188 kN

Gaya gempa horisontal, T_{EQ} = 0,2205. W_T = 0,2205.250,8188 = 55,3055 kN

Arah X,

Lengan, x = $H_x/2$ = 3,5/2 = 1,75 m

Momen arah X, Mx = ½.T_{EQ}.x = ½.55,3055.1,75 = 48,3923 kNm

Arah Y,

Lengan, y = $H_y/2$ = 5,85/2 = 2,925 m

Momen arah Y, My = ½.T_{EQ}.y = ½.55,3055.2,925 =80,8843 kNm

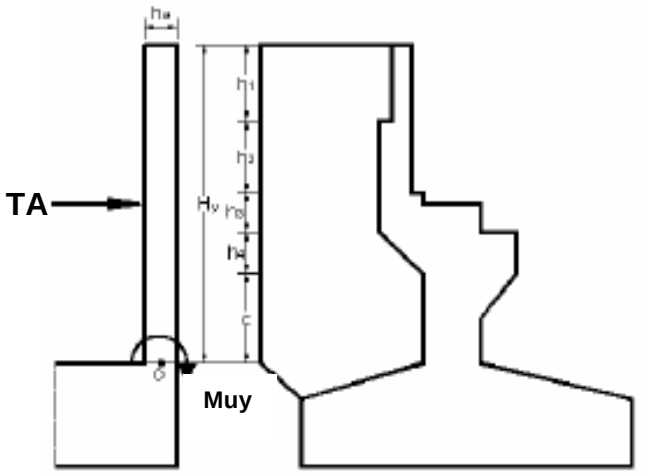
Perhitungan gaya dan momen *ultimate* pada *wing wall* disajikan pada tabel 5.165 di bawah ini.

Tabel 5.165 Perhitungan Momen *Ultimate* Pada *Wing Wall*

No	Beban/ Aksi	Faktor Beban	My (kNm)	Mx (kNm)	Vu (kN)	Muy (kNm)	Mux (kNm)
1	Tekanan Tanah (TA)	1.25	413.800	875.583	724.150	517.250	1094.478
2	Gempa Statik Ekivalen (EQ)	1	55.306	80.884	48.392	55.306	80.884
					572.555	1175.36	953.579

2. Penulangan Pada Wing Wall

a. Tinjauan Pokok *wing wall* arah vertikal (Y)



Gambar 5.105 Tinjauan *Wing Wall* Arah Vertikal

Dari perhitungan pembebanan pada *wing wall* maka didapat besarnya momen ultimit dari tabel 5.165 yaitu sebesar :

Muy = 1175,363 kNm

Hx = 3,5 m

Mu ditinjau selebar 1 m, maka :

Mu = 1175,363 / 3,5 = 335,8179 kNm

Tebal *wing wall*, h = h_w = 500 mm

Penutup beton, p_b = 40 mm

Diameter tulangan, D = 25 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = $p_b + D_{tul\ pokok}/2$

= 40 + 25/2 = 52,5 mm

Tebal efektif, d = h - d' = 500 – 52,5 = 447,5 mm

Lebar *back wall* yang ditinjau, b = 1000 mm

Momen nominal rencana *back wall* atas,

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{335,8179}{0,8} = 419,7724 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn.10^6}{b.d^2} = \frac{419,7724.10^6}{1000.447,5^2} = 2,0961 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan,

$$\rho_b = \beta_1.\frac{0,85.f'c}{fy}.\left(\frac{600}{600+fy}\right) = 0,85.\frac{0,85.24,9}{390}.\left(\frac{600}{600+390}\right)$$

= 0,02796

ρ_{max} = $75\%.\rho b = 75\%.0,02796$ = 0,02097

ρ_{min} = $\frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390}$ = 0,00359

m = $\frac{fy}{0,85.f'c} = \frac{390}{0,85.24,9}$ = 18,4266

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

= $\frac{1}{18,4266}.\left(1-\sqrt{\left(1-\frac{2.18,4266.2,0961}{390}\right)}\right)$ = 0,0056

Karena $\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{maks}$, maka rasio tulangan yang dipakai, ρ_{pakai} = 0,0056

Luas tulangan pokok,

As = $\rho.b.d = 0,0056.1000.447,5$ = 2537,829 mm^2

Jadi digunakan tulangan D25,

A_{1D} = $\frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.25^2$ = 490,874 mm^2

Jarak antar tulangan,

S = $\frac{A_{1D}.b}{As} = \frac{490,874.1000}{2537,829}$ =193,4227 mm

Jadi digunakan tulangan pokok **D25 – 150**

b. Tulangan Susut

Asst = 0,0018 . b . h = 0,0018 . 1000 . 500 = 900 mm^2

Digunakan tulangan D19,

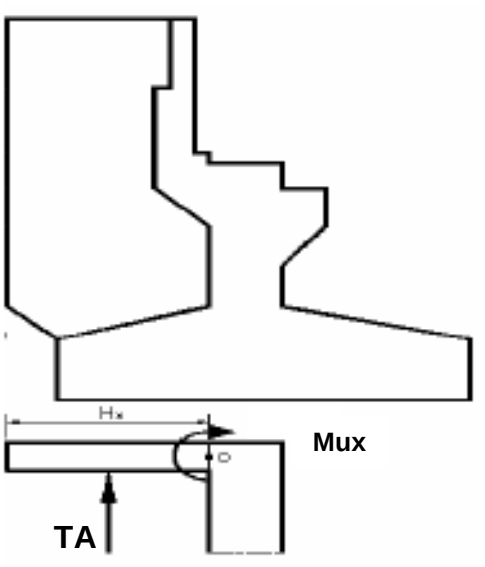
A_{1D} = $\frac{1}{4}.\pi.D^2 = \frac{1}{4}.\pi.19^2$ = 283,5287 mm^2

Jarak antar tulangan,

S = $\frac{A_{1D}.b}{Asst} = \frac{283,5287.1000}{900}$ = 315,0319

Jadi dipakai tulangan susut **D19 – 300**

c. Tinjauan *wing wall* arah horisontal (X)



Gambar 5.106 Tinjauan Wing Wall Arah Horisontal

Dari perhitungan pembebanan pada *wing wall* maka didapat besarnya momen ultimit dari tabel 5.152 yaitu sebesar :

Mux = 953,5793 kNm , Hy = 5,85 m

Mu ditinjau selebar 1 m, maka :

Mu = 953,5793 /5,85 = 163,005 kNm

Tebal *wing wall*, h = h_w = 500 mm

Penutup beton, p_b = 40 mm

Diameter tulangan, D = 25 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = $p_b + D_{tul\ pokok}/2$

= 40 + 25/2 = 52,5 mm

Tebal efektif, d = h - d' = 500 – 52,5 = 447,5 mm

Lebar *back wall* yang ditinjau, b = 1000 mm

Momen nominal rencana *back wall* atas,

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{163,005}{0,8} = 203,7563 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn.10^6}{b.d^2} = \frac{203,7563.10^6}{1000.447,5^2} = 1,0174 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan,

$\rho_b = \beta_1 . \frac{0,85 . f'c}{fy} . \left(\frac{600}{600 + fy} \right) = 0,85 . \frac{0,85.24,9}{390} . \left(\frac{600}{600 + 390} \right)$

$= 0,02796$

$\rho_{max} = 75\% . \rho b = 75\% . 0,02796 = 0,02097$

$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$

$m = \frac{fy}{0,85 . f'c} = \frac{390}{0,85.24,9} = 18,4266$

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

$= \frac{1}{18,4266} . \left(1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2.18,4266.1,0174}{390} \right)} \right) = 0,0026$

Karena $\rho_{min} > \rho_{perlu} < \rho_{maks}$, maka rasio tulangan yang dipakai, $\rho = 0,00359$

Luas tulangan pokok,

$As = \rho . b . d = 0,00359 . 1000 . 447,5 = 1591,996 \text{ mm}^2$

Jadi digunakan tulangan D25,

$A_{1D} = \frac{1}{4} . \pi . D^2 = \frac{1}{4} . \pi . 25^2 = 490,874 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan,

$S = \frac{A_{1D} . b}{As} = \frac{490,874.1000}{1591,996} = 308,3387 \text{ mm}$

Jadi digunakan tulangan pokok **D25 – 300**

c. Tulangan Susut

$Asst = 0,0018 . b . h = 0,0018 . 1000 . 500 = 900 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan D19,

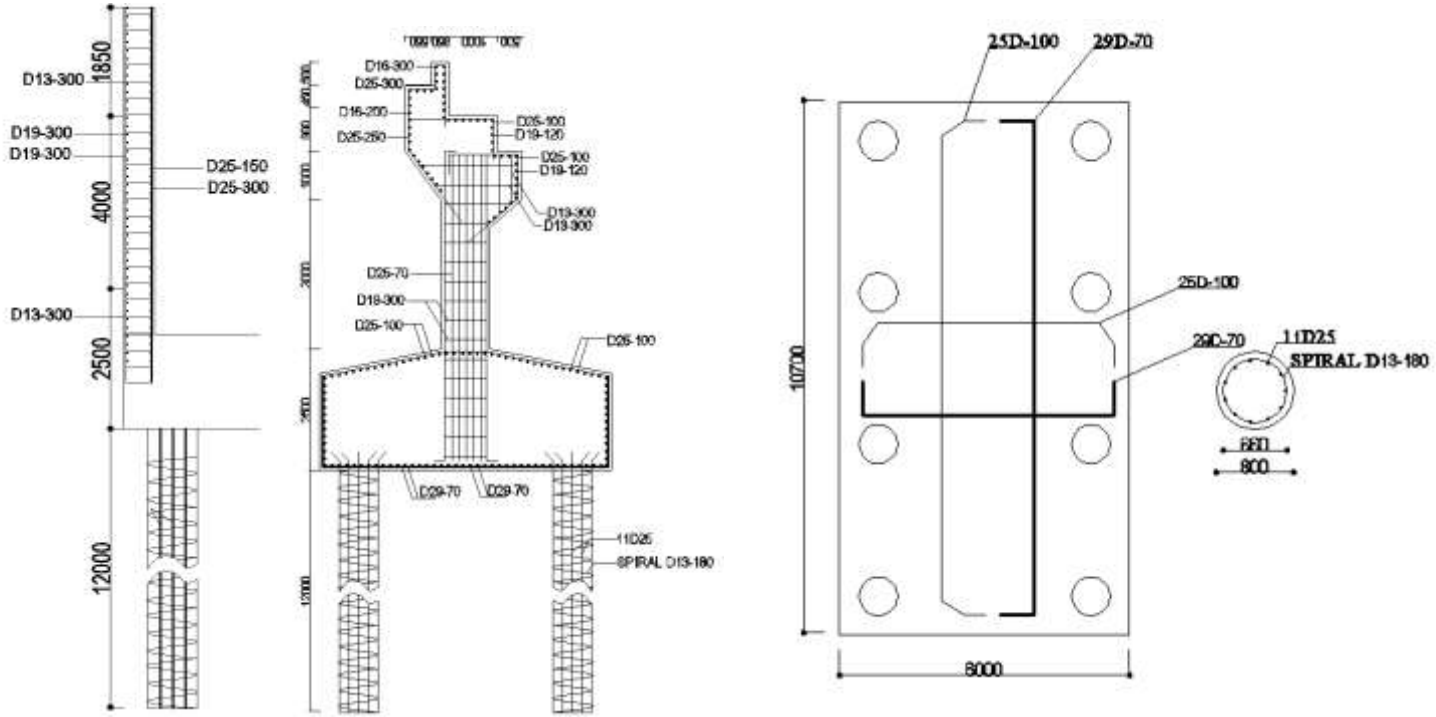
$A_{1D} = \frac{1}{4} . \pi . D^2 = \frac{1}{4} . \pi . 19^2 = 283,5287 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan,

$S = \frac{A_{1D} . b}{Asst} = \frac{283,5287.1000}{900} = 315,0319$

Jadi dipakai tulangan susut **D19 – 300**

Untuk perletakan pada *abutment* pada tampang melintang sungai dapat dilihat pada gambar 5.73 sedangkan untuk detail penulangan dapat dilihat pada gambar 5.107 berikut.



Gambar 5.107 Penulangan *Abutment*

361

BAB VI
PEMBAHASAN

6.1 TINJAUAN UMUM

Jembatan Jurang Gempal terletak di Pokoh, Kecamatan Wonogiri, Kabupaten Wonogiri yang berfungsi sebagai satu-satunya jembatan untuk menghubungkan Solo-Wonogiri. Jembatan Jurang Gempal dirancang ulang dengan menggunakan tipe balok *PCU-Girder* bentang sederhana (*simple beam*). Disain yang telah dilakukan sudah aman terhadap beban-beban yang bekerja pada struktur jembatan. Adapun spesifikasi bahan yang digunakan dalam perencanaan struktur adalah sebagai berikut:

Tabel 6. 1 Spesifikasi Bahan dalam Perencanaan Struktur

Struktur	Spesifikasi
Struktur atas	= beton prategang *U-Girder*
Panjang tiap bentang	= 40 meter
Pondasi *Pier*	= *bored pile*
Pondasi *Abutmen*t	= *bored pile*
Mutu beton prategang	= K-600 = 49,8MPa
Mutu *pier*	= K-350 = 29,05 Mpa
Mutu *Abutment*	= K-350 = 29,05 Mpa
Mutu tulangan baja	= 390 Mpa
Mutu tulangan *strands*	= 1860 Mpa

Pada penulisan Tugas Akhir ini dilakukan analisis secara manual untuk mencari nilai momen, gaya geser dan aksial yang terjadi pada struktur. Hasil tersebut kemudian dikalikan dengan faktor beban *ultimate* sesuai dengan RSNIT-02-2005 dan SNI 2833-2008. Hasil analisis jembatan yang dilakukan sudah aman terhadap beban-beban yang bekerja pada struktur.

6.2 STRUKTUR ATAS

6.2.1 Dinding Pagar Tepi (*Barrier*)

Dinding pagar tepi (*barrier*) merupakan suatu konstruksi pengaman bagi pengguna jembatan. Spesifikasi desain dan bahan yang digunakan dapat dilihat pada berikut ini.

Tabel 6.2 Spesifikasi Bahan *Barrier*

Struktur	Spesifikasi
Mutu Beton, f'c	24,9 MPa
Mutu Baja, fy	390 MPa

Dari hasil analisis diperoleh dimensi *barrier* yaitu dengan tinggi 1 m dan tebal 0,42 m. Tulangan pokok yang digunakan adalah D13-90. Untuk tulangan susut digunakan tulangan D13-190. Sedangkan untuk tulangan geser digunakan tulangan Ø6-300.

6.2.2 Pelat Lantai Kendaraan

Plat lantai jembatan merupakan struktur yang terletak paling atas pada jembatan. Plat lantai jembatan menerima beban lalu lintas kendaran yang melintas pada jembatan. Spesifikasi bahan yang digunakan pada plat lantai jembatan dapat dilihat pada Tabel 6.3 berikut ini.

Tabel 6.3 Spesifikasi Bahan dan Desain pada Plat Lantai Jembatan

Lebar, (b)	10,7 meter
Tebal, (h)	0,20 meter
Mutu Beton, (*f'c*)	24,9 MPa
Mutu Baja, Ø ≥ 13 mm (*fy*)	390 MPa
Mutu Baja, Ø < 13 mm (*fy*)	240 MPa
Tulangan pokok, (arah-X)	D16 – 120 mm
Tulangan susut, (arah-Y)	D16 – 250 mm

6.2.3 Plat Injak Jembatan

Plat injak jembatan merupakan plat yang terletak pada bagian belakang *abutment* yang berfungsi menyalurkan getaran hentakan kendaraan ke tanah dasar. Plat injak ditinjau dari arah melintang dan memanjang jembatan. Berikut adalah rekapitulasi hasil desain plat injak Jembatan Jurang Gempal.

Tabel 6.4 Rekapitulasi Desain Plat Injak

Mutu Beton, (*f'c*)	29,05MPa
Mutu Baja, *Ø* ≥ 13 mm (*fy*)	390 MPa
Mutu Baja, *Ø* < 13 mm (*fy*)	240 MPa
Tebal, (*h*)	0,20 meter
Arah Melintang Jembatan	
Tulangan Pokok,	D16 – 250 mm
Arah Memanjang Jembatan	
Tulangan Pokok,	D16 – 150 mm

6.2.4 Gelagar Balok Prategang *U-Girder*

Pada Jembatan Jurang Gempal direncanakan ulang menggunakan struktruk balok prategang paskatarik dengan bentang sederhana (*simple beam*) yang menggunakan profil *PCU-Girder*. Spesifikasi desain balok *U-Girder* dapat dilihat pada Tabel 6.5. Tegangan yang terjadi pada saat transfer pada balok *U-Girder* dapat dilihat pada Tabel 6.6 dan Tegangan yang terjadi pada saat layan dapat dilihat pada Tabel 6.7.

Tabel 6. 5 Spesifikasi Desain Balok PC*U-Girder*

Profil Balok	*U-Girder*
Tinggi Balok	1,85 meter
Mutu Beton, K-600	49,8 MPa
Tipe Strands	ASTM A-416 *grade* 270
Jumlah tendon	8 tendon
Jumlah *strand*	152 *strands*
Jumlah *strand* tiap tendon	19 tendon
Tipe Angkur	VSL tipe E - 55

Tabel 6.6 Tegangan Saat Transfer yang Terjadi pada Balok *U-Girder*

Tegangan izin pada serat atas, (f_{ti})	3,16 MPa
Tegangan yang terjadi pada serat atas, (f_{ca})	- 2,6535 MPa
Tegangan izin pada serat bawah, (f_{ci})	23,904 MPa
Tegangan yang terjadi pada serat bawah, (f_{cb})	- 23,9 MPa

Tabel 6.7 Tegangan Saat Layan yang Terjadi pada Balok *U-Girder*

Tegangan izin pada serat atas, (f_{ts})	3,53 MPa
Tegangan yang terjadi pada serat atas, (f_{a})	- 4,809 MPa
Tegangan izin pada serat bawah, (f_{cs})	22,41 MPa
Tegangan yang terjadi pada serat bawah, (f_{b})	- 15,865 MPa

Berdasarkan tegangan-tegangan yang terjadi pada balok *U-Girder*, hasilnya tidak melebihi dari tegangan izin yang disyaratkan. Maka hasil dari nilai tegangan yang terjadi pada Balok *U-Girder* dapat dinyatakan aman.

6.3 PILAR JEMBATAN

Perencanaan awal pilar Jembatan Jurang Gempal ini direncanakan dengan dimensi 1,2 x 5 m sedangkan pada perencanaan ulang digunakan ukuran kolom 1,5 x 5,5 m. Karena jembatan ini berada di aliran sungai Bengawan Solo yang kemungkinan membawa material banjir yang besar maka direncankan ulang dengan

kolom pilar berbentuk setengah lingkaran. Sehingga terlihat lebih estetika dan aman.

6.3.1 Head Stock

Dimensi *Head Stock* direncanakan dengan ukuran 2,45 x 4 m dan panjang 10 m. Berdasarkan hasil perhitungan tulangan diperoleh tulangan pokok D25 - 100 dan tulangan geser D19 – 250 mm.

6.3.2 Kolom Pilar

Perencanaan ulang kolom pilar Jembatan Jurang Gempal ini direncanakan dengan ukuran 1,5 x 5,5 x 10 m. Analisis perhitungan tulangan pada kolom pilar Jembatan Jurang Gempal menggunakan diagram Mn-Pn. Diperoleh rasio tulangan (ρ) yang dibutuhkan berada didalam daerah rasio tulangan (ρ) 1%, sehingga rasio tulangan (ρ) yang digunakan adalah 1%. Adapun hasil perhitungan kolom pilar pada Jembatan Jurang Gempal adalah untuk tulangan pokok arah Y digunakan 2D29 - 50 dan tulangan pokok arah X digunakan 2D29 - 150. Tulangan geser yang digunakan adalah D19 – 300 mm.

6.3.3 Pile Cap Pilar

Pile cap merupakan struktur beton bertulang yang dedesain untuk mengikat dan mempersatukan fondasi secara utuh, juga berfungsi sebagai tempat dudukan kolom pilar. Dimensi *pile cap* pada pilar direncanakan dengan ukuran Bx = 8 m dan By = 11 m. Adapun hasil perhitungan tulangan pada *pile cap* pilar adalah sebagai berikut ini.

1. Tulangan pokok arah X adalah D29 – 95 dan arah Y adalah D29 – 95
2. Tulangan susut arah X adalah D25 – 100 dan arah Y adalah D25 - 100
3. Tulangan geser arah X adalah D19 – 300 dan arah Y adalah D19 – 300

6.3.4 Fondasi *Bored pile* pada Pilar

Berdasarkan analisis pilar terhadap stabilitas guling, geser dan tegangan tanah diketahui bahwa daya dukung tanah tidak mampu menahan beban pilar, maka pilar perlu diberi perkuatan dengan menggunakan fondasi. Mutu beton ($f'c$) yang digunakan pada fondasi *bored pile* adalah 29,05 MPa. Mutu tulangan (fy) yang

digunakan adalah 390 MPa. Berdasaran hasil analisis perhitungan fondasi *bored pile* diperoleh dimensi *bored pile* adalah berdiameter 0,8 m dengan panjang 12 m. Jumlah *bored pile* yang dibutuhkan pada arah X sebanyak 2 buah dan arah Y sebanyak 4 buah. Sehingga jumlah total *bored pile* adalah sebanyak 8 buah. Berdasarkan analisis penulangan pada *bored pile* diperoleh untuk 1 buah *bored pile* menggunakan tulangan sebanyak 11 D25 dengan tulangan geser SD13 – 300 mm.

6.4 STRUKTUR BAWAH *ABUTMENT*

Abutment jembatan merupakan pangkal jembatan yang didesain berdasarkan pengaruh gaya-gaya vertikal dari struktur atas, tekanan tanah, dan gaya-gaya yang bekerja pada *abutment* itu sendiri. Berikut adalah rekapitulasi hasil desain ulang *abutment* Jembatan Jurang Gempal.

6.4.1 Breast Wall

Breast wall merupakan bagian dinding beton bertulang pada *abutment* yang fungsinya diasumsikan sebagai kolom. *Breast wall* pada Jembatan Jurang Gempal memiliki dimensi lebar 1,0 m dan panjang 10,7 m. Berdasarkan hasil dari analisis penulangan pada *breast wall* diperoleh tulangan pokok D25 – 70 mm dan tulangan geser D19 – 250 mm.

6.4.2 Back Wall

Dalam desain ulang Jembatan Jurang Gempal terdapat dua bagian *back wall*, yaitu *back wall* atas dan *back wall* bawah. Berdasarkan hasil analisis penulangan pada back wall, pada back wall atas diperoleh tulangan pokok D25 – 300 mm, tulangan susut D16 - 100 dan tulangan geser D16 – 300 mm. Pada back wall bawah diperoleh tulangan pokok D25 – 250 mm, tulangan susut D16 – 200, dan geser D16 – 300 mm.

6.4.3 Wing Wall

Wing wall dalam analisis diasumsikan sebagai plat kantilever yang salah satu sisi vertikal dan horizontal terjepit pada *abutment* yang menahan beban lateral dari tekanan tanah aktif. Berdasarkan hasil perhitungan penulangan *wing wall* diperoleh

tulangan pokok arah vertikal D25 – 150 dan tulangan susut D19 – 300. Tulangan pokok arah horizontal D25 – 300 dan tulangan susut D19 – 300.

6.4.5 Pile Cap Abutment

Pada perencanaan ulang Jembatan Jurang Gempal ini dimensi *pile cap abutment* adalah Bx = 7 m dan By = 10,7 m. Adapun hasil perhitungan tulangan pada *pile cap abutment* adalah sebagai berikut ini.

1. Tulangan pokok arah X adalah D25 – 70 dan arah Y adalah D25 – 70
2. Tulangan susut arah X adalah D25 – 100 dan arah Y adalah D25 - 100
3. Tulangan geser arah X adalah D19 – 300 dan arah Y adalah D19 - 300

6.4.5 Fondasi Bored pile pada Abutment

Berdasarkan analisis *abutment* terhadap stabilitas guling, geser dan tegangan tanah diketahui bahwa daya dukung tanah tidak mampu menahan beban *abutment*, maka *abutment* perlu diberi perkuatan dengan menggunakan fondasi. Mutu beton (*f'c*) yang digunakan adalah 29,05 MPa. Mutu tulangan (*fy*) yang digunakan adalah 390 MPa. Berdasaran hasil analisis perhitungan fondasi *bored pile* diperoleh dimensi *bored pile* adalah berdiameter 0,8 m dengan panjang 12 m. Jumlah *bored pile* yang dibutuhkan adalah sebanyak 8 buah. Berdasarkan analisis penulangan pada *bored pile* diperoleh untuk 1 buah *bored pile* menggunakan tulangan sebanyak 11 D25 dengan tulangan geser SD13 – 180 mm.

BAB VII
SIMPULAN DAN SARAN

7.1 SIMPULAN

Berdasarkan hasil dari perhitungan dan pembahasan yang telah ditunjukkan pada bab-bab sebelumnya, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut ini.

1. Struktur atas telah didesain ulang dengan hasil sebagai berikut:
   a. Struktur atas yang menggunakan *PCU- Girder* aman terhadap beban-beban yang bekerja. Berdasarkan tegangan-tegangan yang terjadi pada balok *PCU-Girder*, hasilnya tidak melebihi dari tegangan izin yang disyaratkan, maka hasil dari nilai tegangan yang terjadi pada balok *PCU- Girder* dinyatakan aman.
   b. Stuktur atas berupa *PCU-Girder* memiliki tinggi penampang sebesar 1,85 m. Jika dibandingkan dengan struktur atas yang sudah ada yaitu *PCI girder* dengan tinggi penampang 2,1 m. Maka penggunaan *PCU-Girder* disimpulkan dapat mengurangi tinggi struktur atas.
   c. Luas satu penampang *PCU-Girder* diperoleh sebesar 1,2798 m^2. Struktur atas yang didesain menggunakan 4 *girder* sehingga diperoleh luas total *girder* sebesar 5,1192 m^2. Untuk struktur yang ada yaitu *i girder* memiliki luas satu penampang sebesar 0,7523 m^2 dengan menggunakan 5 *girder* sehingga diperoleh luas total *girder* sebesar 3,7615 m^2 .
2. Struktur bawah telah didesain ulang dengan hasil sebagai berikut:
   a. Pada pilar hasil desain ulang diperoleh dibutuhkan 2 pilar. Untuk struktur yang sudah menggunakan 3 pilar . Sehingga desain ulang lebih efisien dibandingkankan kondisi yang sudah ada.
   b. Dari hasil desain ulang diperoleh bahwa pilar dan *abutment* mempunyai jumlah *bored pile* sebanyak 8 buah dengan kedalaman 12 m.

7.2 SARAN

Berdasarkan hasil dari kesimpulan diatas, maka dapat diusulkan beberapa saran antara lain sebagai berikut ini.

1. Perlu pembanding profil gelagar (*section properties*) agar dapat diketahui dimensi penampang dan bentang jembatan yang efektif digunakan.
2. Perencanaan menggunakan *PCU Girder* dengan bentang 60,8 m.
3. Perlu perbandingan perhitungan kombinasi momen yang berkerja menggunakan SAP 2000.
4. Pada Tugas Akhir ini perlu adanya perhitungan Rencana Anggaran Biaya (RAB) sehingga dapat diketahui apakah perencanaan ulang Jembatan Jurang Gempal yang menggunakan *PCU-Girder* ini lebih efisien atau tidak jika dibandingkan dengan perencanaan awal yang menggunakan *PCI girder*.

DAFTAR PUSTAKA

BAKOSURTANAL, 2005, *Pengertian, Fungsi dan Jenuis Peta.* (Online), (http://farid-rizky.blogspot.co.id/2012/12/pengertian-fungsi-dan-jenis-peta.html, Diakses 20 Desember 2015)

Direktorat Jenderal Bina Marga, 2002, *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Stuktur Bangunan Gedung SNI-1726-2002*, Badan Standardisasi Nasional, Jakarta.

Direktorat Jenderal Bina Marga, 2004, *Peraturan Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan RSNIT-12-2004*, Badan Standardisasi Nasional, Jakarta.

Direktorat Jenderal Bina Marga, 2005, *Standar Pembebanan untuk Jembatan* RSNIT-02-2005, Badan Standardisasi Nasional, Jakarta.

Direktorat Jenderal Bina Marga, 2008, *Standar Perencanaan Gempa untuk Jembatan SNI 2833:2008,* Badan Standardisasi Nasional, Jakarta.

Febrianto, Andri., 2015, Perencanaan Ulang Fly Over Jombor Menggunakan Struktur Beton Prategang Jenis PCI *Girder* (*Prestressed Concrete I Girder*), *Tugas Akhir,* (Tidak Diterbitkan), Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Hadipratomo, Winarni., 2006, *Struktur Beton Prategang*, NOVA, Bandung.

Hardiyatmo, Hary Christiadi, 2003, *Teknik Pondasi 2*, Beta Offset, Yogyakarta.

Herry, Vaza, 2003, *Sistem Konstruksi Jembatan.* (http://www.pu.go.id/katalogdetail.)

Kadir A, Abdul (2006), *Beton Prategang*, Yogyakarta: Andi Offset.

Lin T.Y., Burns Ned H., 2000, *Disain Struktur Beton Prategang jilid 1 dan 2* terjemahan Mediana Sianipar. Interaksara.

Lin, T.Y. Burns., 2007, *Jembatan* Terjemahan Bambang Supriyadi, Agus Setyo. Jakarta: Erlangga.

Masnul, C.R., 2009, Analisa Prestress (Post-Tension) pada Precast Concrete U Girder "Studi Kasus Pada Jembatan Flyover Amplas" , *Tugas Akhir,* (Tidak Diterbitkan), Universitas Sumatra Utara, Sumatra Utara.

Naaman, A.E., 1982, Partially Prestessed Concrete. Journal of the Prestressed Concrete Institute.

Nawy, Edward G., 2001, Beton Prategang Suatu Pendekatan Mendasar jilid 1 dan 2 terjemahan oleh Bambang Suryoatmono. Erlangga.

Noer, M.I., 2010, *Bridge Engineer and Building Structure Engineer,* (http://mnoerilham.blogspot.co.id/, Diakses 05 Desember 2015)

Nugroho, J.N., 2013, *Perencanaan Ulang Jembatan Kretek II Dengan Box Girder Prestressed Penampang Trapesium, Tugas Akhir,* (Tidak Diterbitkan), Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Sugiyomo, A.N., 2005, *Statistika Untuk Penelitian,* Alfabeta, Bandung

Supriyadi, Bambang dan Muntohar A.S.2007, *Jembatan,* Beta Offset, Yogyakarta.

Taylor, Dena dan Margaret Procter., 2010, "*The Literature Review: A Few Tips on Conducting It*", University Toronto Writing Center.

Purwanto, Edi., 2016, *Diklat Pondasi Dalam,* Yogyakarta

Widodo., 2013, *Diktat Struktur Beton Bertulang,* Yogyakarta.