

# TUGAS AKHIR

*Dijalani Untuk Memenuhi Tugas-Tugas*

*Dan Syarat-Syarat Untuk Memperoleh Gelar Sarjana*

*Pada Fakultas Teknik Program Studi Sipil*

*Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*

D

I

S

U

S

U

N

**OLEH : M.FATAH ARRIZKI  
(1307210019)**



**FAKULTAS TEKNIK  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA  
UTARA  
2017**

## LEMBAR PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : M.FatahArrizki

NPM : 1307210019

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : *Perencanaan Hammerhead pier Dengan Dimensi Yang Berbeda Pada Jembatan Beton Di Medan*

Bidang ilmu : Struktur

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, 27 September 2017

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I/Penguji

Dosen Pembimbing II/Penguji

Tondi Amirsyah P., S.T., M.T.

Citra Utami, S.T., M.T.

Dosen Pembanding I/Penguji

Dosen Pembanding II/Penguji

Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc.

Ir. Zurkiyah, M.T.

Program Studi Teknik Sipil  
Ketua Prodi,

Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc.

## SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : M.Fatah Arrizki

Tempat /Tanggal Lahir: Medan / 22 Febuari 1996

NPM : 1307210019

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul:

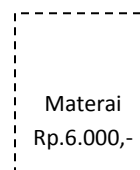
“Perencanaan *Hammerhead Pier* Dengan Dimensi Berbeda Pada Jembatan Beton Di Medan”

Bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinil dan otentik.

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/kesarjanaan saya.

Demikian Surat Pernyataan ini saya buat dengan kesadaran sendiri dan tidak atas tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun demi menegakkan integritas akademik di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, September 2017



Saya yang menyatakan,

**M.FATAH ARRIZKI**

## ABSTRAK

### PERENCANAAN *HAMMERHEAD PIER* DENGAN DIMENSI YANG BERBEDA PADA JEMBATAN BETON DIMEDAN (STUDI LITERATUR)

M.Fatah Arrizki

1307210019

Tondi Amirsyah P, S.T., M.T.

Citra Utami, S.T., M.T.

Pilar adalah bagian dari jembatan struktur bawah. Pilar *Hammerhead* digunakan untuk jembatan dengan bentang yang panjang, untuk struktur bawah terbagi atas empat bagian yaitu *bearing*, pondasi, abutment dan pilar. Pilar memiliki berbagai variasi seperti pilar ber dinding penuh, pilar *Multi column* dan berbentuk T (*Hammerhead pier*). Perencanaan pilar *Hammerhead* akan menggunakan SNI 1725-2016 untuk menetapkan kombinasi yang terjadi pada jembatan dan untuk pilar menggunakan RSNI T-12-2004 perencanaan akan diasumsikan berada di aliran sungai. Beban yang akan ditinjau untuk pilar adalah gempa, guling, dan angin. Pilar direncanakan dengan beton  $f_c' 35$  dan baja  $f_y 390$  berdasarkan DPU Prinsip dasar teknik jembatan dan aplikasinya sebagai salah satu acuan perhitungan pilar selain SNI 1725-2016 dan beban gempa akan menggunakan metode SNI 2833-2008 perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan. Dari hasil ke-4 model perencanaan pilar *Hammerhead* didapat nilai lendutan yang kecil. Untuk ketiga perencanaan pilar keamanan terhadap guling dan geser memenuhi syarat, sedangkan pada model 4 kombinasi ekstrim 1 pilar *Hammerhead* mengalami keruntuhan karena nilai SF pada kombinasi ekstrim 1 sebesar  $1.97 < 2$ . Dari hasil pilar model 4 diketahui bahwa ketinggian dan lebar kepala pilar mempengaruhi nilai keamanan pada daya dukung guling dan geser.

Kata kunci: Beton, Jembatan, Pilar, Tulangan Baja, Daya dukung tanah

## **ABSTRACT**

### **HAMMERHEAD PIER PLANNING WITH DIFFERENT DIMENSIONS IN CONCRETE CONCRETE BRIDGE (STUDY LITERATURE)**

M.Fatah Arrizki

1307210019

Tondi Amirsyah P, S.T., M.T.

Citra Utami, S.T., M.T.

*Pier is part of the bottom structure bridge. Hammerhead piers are used for bridges with long spans, for the lower structure is divided into four parts, namely bearing, foundation, abutment and piers. Piers have various variations such as full-walled pillars, Multi column pillars and T-shaped (Hammerhead pier). Planning of the Hammerhead pier will use SNI 1725-2016 to establish the combinations that occur on the bridge and for the piers using RSNI T-12-2004 planning will be assumed to be in the river basin. Pier is planned with  $f_c$  35 concrete and 390 fy steel based on DPU The basic principle of bridge technique and its application as one reference pillar besides SNI 1725-2016 and earthquake load will use method of SNI 2833-2008 earthquake resistance planning for bridge. From the results of the four pier planning models Hammerhead obtained a small deflection value. For the three piers of security planning for bolsters and shear are eligible, whereas in model 4 combinations extreme 1 Hammerhead pier experience collapse because the value of SF in the extreme combination of 1 for  $1.97 < 2$ . From the result of pier model 4 it is known that the height and width of the pier head affect the safety value on the carrying capacity of roll and shear*

*Keywords : Concrete, Bridge, Pier, Steel Reinforcement, soil bearing capacity.*

## KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikannya nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Perencanaan *Hammerhead Pier* Dengan Dimensi Yang Berbeda Pada Jembatan Beton Di Medan” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menghaturkan rasa terimakasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera, S.T., M.T., selaku Dosen Pembimbing-I dalam penulisan tugas akhir ini.
2. Ibu Citra Utami S.T., M.T., selaku Dosen Pembimbing-II dalam penulisan tugas akhir ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal, S.T, M.Sc., selaku Dosen Pembimbing - I dalam penulisan tugas akhir dan Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
4. Ibu Ir. Zurkiyah, M.T. selaku Dosen Pembimbing - II dalam penulisan tugas akhir ini.
5. Ibu Irma Dewi, S.T., M.Si., selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Bapak Rahmatullah, S.T., M.Sc., selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
7. Bapak dan Ibu staf pengajar Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
8. Teristimewa sekali kepada Ayahanda tercinta dan Ibunda tercinta yang telah mengasuh dan membesarkan penulis dengan rasa cinta dan kasih sayang yang tulus.

9. Teman–teman saya Agung Imam Fadillah, Ratih Delima Sari, Suryadi, rekan-rekan tekniksipil 13, teman seperjuangan anime One Piece terutama kepada M. Sulaiman , Hagie septo, M. Lutfi Hidayat, kepada teman seperjuangan makan bakso Anggi Putra Aryandi, Firza aditya seperjuangan game pc, Indra Bayu Sukma teman seperjuangan game Dragon Blaze, Gintoki selaku karakter anime yang selalu menghibur dan Keluarga Besar Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara dan seluruh teman-teman yang tidak dapat penulis sebutkan satu persatu serta anime yang selalu saya lihat yang telah banyak membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan dikarenakan keterbatasan waktu serta kemampuan yang dimiliki oleh penulis. Oleh karena itu, penulis mengharapkan saran dan kritik yang sifatnya membangun demi kesempurnaan tugas akhir ini.

Akhir kata penulis mengucapkan terima kasih dan rasa hormat yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini. Semoga tugas akhir bisa memberikan manfaat bagi kita semua terutama bagi penulis dan juga bagi teman-teman mahasiswa Teknik Sipil khususnya. Aamiin...

*Wassalamu'Alaikum Warrahmatullahi Wabarakatuh.*

Medan, September 2017

Penulis

M.Fatah Arrizki  
1307210019

## DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN SKRIPSI	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xiii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR NOTASI	xviii
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang.	1
1.2. Rumusan Masalah.	2
1.3. Ruang Lingkup Perencanaan.	2
1.4. Tujuan Perencanaan.	3
1.5. Manfaat Perencanaan.	3
1.6. Sistematika Penulisan.	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA.	
2.1. Umum.	5
2.2. Jenis-jenis pilar.	5
2.2.1. Pilar <i>Multi column</i> .	5
2.2.2. Pilar tunggal Padat/ <i>Hammerhead</i> .	6
2.2.3. Pilar berdinding penuh.	7
2.3. Material dalam pemilihan pilar.	8
2.4. Jembatan.	9
2.4.1. Jembatan Bagian atas ( <i>Superstructure</i> ).	11
2.4.1.1. Slab.	11
2.4.1.2. Girder.	12
2.4.2. Syarat jembatan bagian atas (SNI 1725:2016).	14
2.4.2.1. Ketentuan umum.	14
2.4.2.2. Keadaan batas daya layan.	16



2.4.2.3. Keadaan batas fatik dan fraktur.	16
2.4.2.4. Keadaan batas kekuatan.	17
2.4.2.5. Keadaan batas ekstrim.	17
2.5. Beban permanen.	17
2.5.1. Berat sendiri (MS).	17
2.5.2. Beban mati tambahan/Utilitas (MA).	18
2.5.3. Pengaruh tetap pelaksanaan.	18
2.5.4. Beban lajur “D” (TD).	19
2.5.4.1. Intensitas beban “D”.	19
2.5.5. Beban truk “T” (TT).	20
2.5.5.1. Besarnya pembebanan truk “T”.	20
2.5.6. Faktor beban dinamis.	21
2.5.7. Gaya rem (TB).	23
2.5.8. Pembebanan untuk pejalan kaki (TP).	23
2.5.9. Temperatur.	23
2.5.9.1. Penurunan (ES).	23
2.5.9.2. Temperatur merata (EUn).	24
2.5.9.2.1. Simpangan akibat beban temperatur.	24
2.5.10. Pengaruh gesut dan rangkai (SH).	25
2.5.11. Pengaruh prategang (PR).	26
2.5.12. Beban angin.	26
2.5.12.1. Beban angin pada struktur (EWs).	26
2.5.12.1.1. Beban dari struktur atas.	27
2.5.12.1.2. Gaya angin yang langsung bekerja pada struktur bawah.	28
2.5.12.2. Gaya angin pada kendaraan (EWI).	28
2.5.13. Pengaruh gempa.	29
2.5.14. Pengaruh getaran.	30
2.5.14.1. Jembatan standar dengan trotoar dan jembatan penyebrangan orang.	30
2.5.15. Pembebanan rencana <i>railing</i> .	30
2.5.15.1. Perencanaan <i>railing</i> .	31

2.6. Jembatan bagian bawah (substructure).	31
2.6.1. Bantalan jembatan ( <i>Bearing</i> ).	31
2.6.2. Pilar dan kolom.	32
2.6.2.1. Macam-macam bentuk pilar.	33
2.6.2.2. <i>Hammerhead pier</i> .	35
2.6.2.3. Beban pada pilar.	35
2.6.2.3.1. Beban akibat stabilitas tanah pada pondasi.	35
2.6.2.3.2. Faktor sesmik rencana.	36
2.6.2.3.3. Koefisien reaksi tanah.	37
2.6.2.3.4. Beban akibat gempa.	38
2.6.2.3.5. Beban akibat benda hanyutan.	38
2.6.2.3.6. Beban akibat beban angin pada pilar.	39
2.6.2.3.7. Beban akibat gerusan lokal.	39
2.6.3. Abutment.	40
2.7. Pembebanan pada struktur jembatan bagian bawah (SNI 1725:2016).	42
2.7.1. Beban akibat tekanan tanah (TA).	42
2.7.2. Keberadaan air.	43
2.7.3. Pengaruh gempa.	43
2.7.4. Distribusi beban “D”.	44
2.7.5. Respon terhadap beban lajur “D”.	44
2.7.6. Aliran air, benda hanyutan dan tumbukan kayu (EP).	45
2.7.7. Tekanan hidrostatik dan gaya apung (EU).	48
2.7.8. Gaya angin yang langsung bekerja pada struktur bawah.	49
2.8. Pembebanan ketahanan gempa pada struktur bawah.	49
2.8.1. Koefisien geser dasar ( <i>Base share</i> ).	49
<b>BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN</b>	
3.1. Metodologi Penelitian.	54
3.2. Data umum jembatan.	55
3.2.1. Data jembatan.	56
3.3. Datatanah.	56

3.4. Data perencanaan pilar.	56
3.4.1. Bahan-bahan yang dipakai.	57
3.5. Analisis beban jembatan pada pilar.	57
3.5.1. Berat sendiri pilar.	57
3.5.2. Berat sendiri jembatan (MS).	58
3.5.3. Beban mati tambahan (MA).	58
3.5.4. Beban Lajur (TD).	59
3.5.5. Beban rem (TB).	60
3.5.6. Beban pejalan kaki (TP).	61
3.5.7. Beban angin (EW).	62
3.5.7.1. Beban angin struktur (EWs).	62
3.5.7.2. Beban angin kendaraan (EWI).	63
3.5.8. Beban aliran air.	64
3.5.9. Gaya angkat pilar.	65
3.5.10. Beban benda hanyutan.	65
3.5.11. Beban tumbukan dengan batang kayu.	65
3.5.12. Beban gempa.	66
3.5.13. Stabilitas akibat guling.	68
3.5.14. Gaya gesek (FB) dan pengaruh temperatur (ET).	69
3.5.15. Cek terhadap lendutan.	69
3.5.16. Perencanaan bangunan bawah jembatan.	70
3.5.17. Dimensi pilar model 1.	70
3.5.17. Dimensi pilar model 2.	71
3.5.17. Dimensi pilar model 3.	71
3.5.17. Dimensi pilar model 4.	71
<b>BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN</b>	
4.1. Tinjauan umum.	73
4.2. Hasil analisis jembatan bentang 40 m.	73
4.2.1. Hasil perhitungan beban gempa pada jembatan.	73
4.2.2. Hasil pemeriksaan lendutan yang terjadi pada jembatan.	73
4.3. Hasil analisis pada pilar model 1.	75
4.3.1. Hasil analisis guling terhadap pilar model 1.	75

4.3.2. Hasil analisis geser pada pilar model 1.	76
4.3.3. Hasil analisis deformasi pada pilar.	77
4.4. Hasil analisis terhadap pilar model 2.	77
4.4.1. Hasil analisis pilar model 2 akibat guling.	77
4.4.2. Hasil analisis geser pada pilar model 2.	78
4.4.3. Hasil analisis deformasi pada pilar model 2.	79
4.5. Hasil analisis terhadap pilar model 3.	79
4.5.1. Hasil analisis guling terhadap pilar model 3.	79
4.5.2. Hasil analisis geser pada pilar model 3.	80
4.5.3. Hasil analisis deformasi pada pilar model 3.	81
4.6. Hasil analisis terhadap pilar model 4.	82
4.6.1. Hasil analisis pilar model 4 terhadap guling.	82
4.6.2. Hasil analisis geser pada pilar model 4.	83
4.6.3. Hasil analisis deformasi pada pilar model 4.	84
4.7. Analisis pilar terhadap lendutan.	84
4.8. Perbandingan kemampuan pilar yang direncanakan.	84
4.9. Simpangan akibat gempa.	87
<b>BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN</b>	
5.1. Kesimpulan	89
5.2. Saran	89
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>	91
<b>LAMPIRAN</b>	
<b>DAFTAR RIWAYAT HIDUP</b>	

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 :Kombinasibebandanfaktorbeban (SNI 1725;2016).	15
Tabel 2.2 :Faktorbebanuntukberatsendiri (SNI 1725;2016).	17
Tabel2.3 : Faktorbebanuntukbebanmatitambahan (SNI 1725;2016).	18
Tabel2.4 :Faktorbebanakibatpengaruhpelaksanaan (SNI 1725;2016).	19
Tabel2.5 :Faktorbebanuntukbebanlajur “D”(SNI 1725;2016).	19
Tabel2.6 :Faktorbebanuntukbebantruk “T”(SNI 1725;2016).	20
Tabel2.7 :Faktorbebanakibatpenurunan(SNI 1725;2016).	24
Tabel2.8 :Temperaturjembatan rata-rata nominal(SNI 1725;2016).	25
Tabel2.9 :Sifatbahan rata-rata akibatpengaruh temperature (SNI 1725;2016).	25
Tabel2.10 :Faktorbebanakibatsusutdanrangkak (SNI 1725;2016).	26
Tabel2.11 :Faktorbebanakibatpengaruprategang (SNI 1725;2016).	26
Tabel2.12 :Tekananangindasar (SNI 1725;2016).	27
Tabel2.13 :Tekananangindasar ( $P_B$ ) untukberbagaisudutserang (SNI 1725;2016).	27
Tabel2.14 :Komponenbebanangin yang bekerjapadakendaraan (SNI 1725;2016).	28
Table 2.15 :Faktormodifikasirespon ( $R_d$ ) untukkolomdanhubungan denganbangunanbawah (SNI 2833;2008)	36
Tabel2.16 :Kriteriapanjangperletakan minimum N (SNI 2833;2008)	37
Tabel2.17 :Nilai-nilaifaktorkeamanan yang lazim(Josephe E Bowles, 1997).	40
Tabel2.18 :Bebanpondasi (Josephe E Bowles, 1997).	40
Tabel2.19 :Nilaifaktorbebanpadatekanantanah (SNI 1725;2016).	42
Tabel2.20 :Koefisienseret ( $C_D$ ) danangkat ( $C_L$ ) untukberbagaipilar (SNI 2833;2008)	45
Table 2.21 :Faktorbebanakibat aliran air, bendahanyutandan tumbukandenganbatangkayu (SNI 1725;2016).	45
Table 2.22 :Periodeulangbanjiruntukkecepatanrencana air (DPU PrinsipDasarteknikJembatandanAplikasinya).	46
Tabel2.23 :Lendutanekuivalenuntuktumbukanbatangkayu (SNI 2833;2008)	47
Table 2.24 :Faktorbebanakibattekananhidrostatisdangayaapung	

(SNI 1725;2016).	48
Tabel2.25 :Akselerasi puncak PGA di batuan dasar sesuai periode ulang (SNI 2833;2008)	50
Tabel 4.1 : Asumsi lendutan jembatan 40 m	74
Tabel 4.2 : hasil analisis pilar model 1 terhadap guling arah memanjang	75
Tabel 4.3 : hasil analisis pilar model 1 terhadap guling arah melintang	75
Tabel 4.4 : Hasil analisis pilar model 1 terhadap geseran arah memanjang	76
Tabel 4.5 : Hasil analisis pilar model 1 terhadap geseran arah melintang	76
Tabel 4.6 : Hasil analisis guling arah memanjang pada pilar 2	77
Tabel 4.7 : Hasil analisis guling arah melintang pada pilar 2	78
Tabel 4.8 : Hasil analisis geser pilar model 2 arah memanjang	78
Tabel 4.9 : Hasil analisis geser pilar model 2 arah melintang	79
Tabel4.10 :Hasil analisis guling pilar model 3 arah memanjang	80
Tabel4.11 :Hasil analisis guling pilar model 3 arah melintang	80
Tabel4.12 :Hasil analisis geser pilar model 2 arah memanjang	80
Tabel4.13 :Hasil analisis geser pilar model 2 arah melintang	81
Tabel4.14 :Hasil analisis guling pilar model 4 arah memanjang	82
Tabel4.15 :Hasil analisis guling pilar model 4 arah melintang	82
Tabel4.16 :Hasil analisis geser pilar model 4 arah memanjang	83
Tabel4.17 :Hasil analisis geser pilar model 4 arah melintang	83

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 : <i>Multi-Column Pier</i> di jalur antar kota ( <a href="https://www.dot.state.oh.us">https://www.dot.state.oh.us</a> ).	6
Gambar 2.2 : Pilar tipe <i>hammerhead</i> yang ada pada jembatan ( <a href="https://civildigital.com">https://civildigital.com</a> ).	7
Gambar 2.3 : Pilar tipe berdinding penuh pada jembatan ( <a href="https://www.fhwa.dot.gov">https://www.fhwa.dot.gov</a> ).	7
Gambar.2.4 : Pelaksanaan dengan gelagar kembar pada rel kereta api (Struyk dkk,, 1995).	10
Gambar.2.5 : Macam jembatan pelengkung (Struyk. dkk, 1995).	10
Gambar.2.6 : Macam jembatan gantung (.Struyk.dkk, 1995).	11
Gambar. 2.7 : Tipikal penampang melintang box girder (Struyk.dkk, 1995).	13
Gambar.2.8 : Potongan bagian struktur atas jemabatan dengan balok-T (Struyk.dkk, 1995).	14
Gambar 2.9 : Beban lajur “D” (SNI 1725;2016).	20
Gambar 2.10 :Pembebanan truk “T” 500 kN (SNI 1725;2016).	21
Gambar 2.11 :Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur “D” (SNI 1725;2016).	22
Gambar 2.12 : Lendutan akibat getaran jembatan(SNI 2833;2008)	30
Gambar 2.13 :Bantalan jembatan beton dan bantalan geser pelat baja (Wai-Fah Chen.dkk, 2000)	31
Gambar 2.14 : Pilar yang terletak di dalam kota (Wai-Fah Chen.dkk, 2000)	32
Gambar 2.15 :Pilar pada kawasan air (Wai-Fah Chen. dkk, 2000).	32
Gambar 2.16 :Bentuk pilar bagian khusus pada jembatan darat (Wai-Fah Che. dkk, 2000).	33
Gambar 2.17 : Bagian pilar tampak samping (Wai-Fah Chen.dkk, 2000).	33
Gambar 2.18 :Tipe pilar yang sering digunakan (atas) Hammerhead, (bawah) dinding penuh (Wai-Fah Chen. dkk,, 2000).	34
Gambar 2.19 : pilar tipe multi kolom beton (a) pilar pracetak dengan girder, (b) pilar cetak ditempat girder(Wai-Fah Chen. dkk, 2000).	34
Gambar 2.20 : Salah satu pilar hammerhead yang digunakan di kawasan sungai (Wai-Fah Chen. dkk, 2000).	35
Gambar 2.21 : Alternatif penempatan beban ‘D’ dalam arah memanjang	

(SNI 1725;2016).	44
Gambar 2.22 : Luas proyeksi pilar untuk gaya akibat aliran air (SNI 1725;2016).	46
Gambar 2.23 : Faktor reduksi sehubungan daktalitas dan risiko Z (SNI 28333;2008).	50
Gambar 2.24 : Koefisien geser dasar (C) elastis untuk analisis dinamis, periode ulang 500 tahun (SNI 2833;2008).	50
Gambar 2.25 : Koefisien geser dasar (C) plastis untuk analisis statis, periode ulang 500 tahun (SNI 2833;2008).	52
Gambar 2.26 : Wilayah gempa Indonesia untuk periode ulang 500 tahun (SNI 2833;2008).	53
Gambar 3.1 : Diagram alir perencanaan.	54
Gambar 3.2 : Penampang jembatan arah memanjang.	55
Gambar 3.3 : Potongan melintang jembatan.	55
Gambar 3.4 : <i>Input</i> beban mati jembatan.	58
Gambar 3.5 : Beban mati tambahan pada program aplikasi struktur.	58
Gambar 3.6 : Beban yang dipikul pilar.	59
Gambar 3.7 : Beban TD (BGT) pada jembatan.	59
Gambar 3.8 : Beban lajur (BTR) pada jembatan dengan program aplikasi struktur.	60
Gambar 3.9 : Beban lajur (TD) yang diterima pilar dari jembatan.	60
Gambar 3.10 : <i>Input</i> beban TB dengan menggunakan program aplikasi struktur.	61
Gambar 3.11 : Beban yang diterima pilar dari jembatan ( beban rem ).	61
Gambar 3.12 : Beban pejalan kaki pada program aplikasi struktur.	62
Gambar 3.13 : Beban yang ditransfer oleh jembatan ke pilar.	62
Gambar 3.13 : <i>Input</i> beban angin pada struktur menggunakan aplikasi program aplikasi struktur.	63
Gambar 3.14 : <i>Input</i> beban angin struktur pada pilar.	63
Gambar 3.15 : <i>Input</i> beban angin kendaraan menggunakan aplikasi program aplikasi struktur.	64
Gambar 3.16 : <i>Input</i> beban angin kendaraan pada pilar.	64
Gambar 3.17 : Beban aliran air pada pilar.	65
Gambar 3.18 : Ilustrasi beban hantaman kayu pada pilar.	66
Gambar 3.19 : <i>Input</i> beban gempa pada program aplikasi struktur arah	



x.	67
Gambar 3.19 : <i>Input</i> beban gempa pada program aplikasi struktur arah	
y.	67
Gambar 3.20 : Gambar pembebanan gempa arah y.	67
Gambar 3.21 :Pembbebanan gempa pada pilar arah x.	68
Gamabr 3.22 :Beban tekanan air arah y pada pilar yang direncanaakan.	68
Gambar 3.23 : Beban tekanan air arah x pada pilar rencana.	68
Gambar 3.24 :Beban stabilitas guling terhadap ujung pilar arah y.	69
Gambar 3.25 : Beban stabilitas guling terhadap ujung pilar arah y .	69
Gambar 3.26 :Gaya gesek dan pengaruh temperature yang saling meniadakan.	69
Gambar 4.1 : Grafik perbandingan lendutan pilar akibat beban verikal.	84
Gambar 4.2 : Grafik kombinasi perbandingan guling pada pilar arah memanjang.	85
Gambar 4.3 : Grafik kombinasi perbandingan guling pada pilar arah melintang.	85
Gambar 4.4 : Grafik kombinasi perbandingan geser pada pilar arah memanjang.	86
Gambar 4.5 : Grafik kombinasi perbandingan beban geser pada pilar.	86
Gambar 4.6 : Grafik perbandingan pilar akibat beban guling dan gempa.	87
Gambar 4.7 : Grafik simpangan gempa arah latera pada 4 model pilar.	88

## DAFTAR NOTASI

$a$	=	Tinggikepalapilar
$A$	=	Luaspenampangbalok/kolom
$A$	=	Percepatan/akselerasi puncak <i>PGA</i> di batuan dasar ( $g$ )
$Ab$	=	Luasankepalapilar
$Ab2$	=	Tinggibidangstrukturbawah
$Ad$	=	Luasproyeksipilartegaklurusaliran
$Al$	=	Luasproyeksisejajaraliran
$A_v$	=	Luas tulangan geser dalam jarak $S$ sepanjang bentang
$A'd$	=	Luasbendahanyutan
$b$	=	Lebarpenampang yang ditinjau
$B$	=	Lebarpilar
$Bc$	=	Lebarkepalapilardari sis badanpilar
$Be$	=	Lebarekivalen
$Bd$	=	Nilaiperbandinganbebanmatidanbebanhidupultimit
$Bh$	=	Lebarbendahanyutan
$Bj$	=	Berat jenis
$Bl$	=	Faktordistribusitegangan
$BTG$	=	Bebangarisuntukbebanlajurpadajembatan
$BTR$	=	Bebanmeratauntukbebanlajurpadajembatan
$Bx$	=	Lebarpurarahmemanjang
$By$	=	Lebarpurarahmelintang
$C$	=	Nilai kohesitanah
$C_{sm}$	=	Koefisien respons gempa elastis
$C_{elastis}$	=	Koefisien geser dasar tanpa faktor daktilitas dan risiko ( $Z$ )
$C_{plastis}$	=	Koefisien geser dasar termasuk faktor daktilitas dan risiko ( $Z$ )
$C$	=	Koefisiengempa
$Cb$	=	Kondisiseimbang
$Cd$	=	Koefisienseret
$Cl$	=	Koefisienangkat
$Cw$	=	koefisienseret

$d$	=	Lendutanelastis
$d$	=	Tinggiefektif
$d'$	=	Jarak dari muka tekan sampai titikberat dari tulangantekan
$D$	=	Diameter
$E_c$	=	Modulus elastisitas
$EF$	=	Bebanaliran air
$EI$	=	Kekakuanlenturkolompilar
$EW$	=	Bebanangin
$EWI$	=	Bebananginkendaraan
$EWs$	=	Bebananginstruktur
$F$	=	Faktorperangkak
$f'_c$	=	Kuat tekan
$f'_y$	=	Kuat tekan bajatulangan
$g$	=	Percepatan grafitasi
$h$	=	Tinggisuatupenampang
$ht$	=	Tinggi total pur
$hp$	=	Tinggipenampangpurpersegi
$H$	=	Gaya penahangeser
$Hb$	=	Tinggibanjirrencana
$Hr$	=	Tinggibanjir rata-rata pertahun
$I$	=	Faktorkepentinganjembatn
$I_c$	=	Inersiapenampang
$K-300$	=	Mutubeton
$Kp$	=	Kekuatanstruktur
$L_c$	=	Tinggipilar
$L_{av}$	=	Panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus
$L_{max}$	=	Panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambungkan secaa menerus
$m$	=	massabenda
$Ma$	=	Bebanmatitambahanpadajembatan
$Md$	=	Momenakibatpengaruh P-delta
$Mc$	=	Momenstrukturbadanpilar
$Mtb$	=	Momenpondasiakibatgaya rem

$M_{ef}$	=	Momen pondasi akibat beban aliran air
$M'_{ef}$	=	Momen pada dinding pilar akibat beban aliran air
$M_{ew}$	=	Momen pondasi akibat beban angin
$M'_{ew}$	=	Momen pada dinding pilar akibat beban angin
$M_{eq}$	=	Momen pondasi akibat bebangempa
$M'_{eq}$	=	Momen pada dinding pilar akibat bebangempa
$M_h$	=	Momen pada <i>Headstock</i>
$M_{nb}$	=	Momen nominal kondisi seimbang
$M_p$	=	Momen penahan
$M_s$	=	Berat sendiri jembatan
$M_u$	=	Momen ultimate
$M'_{tb}$	=	Momen pada dinding pilar akibat gaya rem
$M_x$	=	Momen penyebab guling
$n$	=	Jumlah
$N$	=	Kriteria panjang perletakan minimum
$P$	=	Beban tekan
$P_c$	=	Beban aksial kritis
$P_{ijin}$	=	Beban ijin
$P_{ms}$	=	Berat total beban jembatan
$P_n$	=	Gaya tekan nominal
$P_{nb}$	=	Gaya tekan nominal kondisi seimbang
$P_{no}$	=	Gaya tekan aksial sentris
$P_{td}$	=	Beban garis yang digunakan pada beban lajur
$P_u$	=	Gaya ultimate
$P_{tp}$	=	Beban pada pilar akibat beban pejalan kaki
$q$	=	Beban merata
$r$	=	Jari-jari
$s$	=	Sudut kemiringan/skew perletakan
$S$	=	Tipe struktur jembatan
$SF$	=	Angka aman terhadap guling/ geser
$t$	=	Tebal penampang yang ditinjau
$T$	=	Perioda gempa

$TP$	=	Bebanpejalan kaki
$TD$	=	Bebanlajur
$Teq$	=	Bebangempa
$Tef$	=	Bebanpadapilarakibat aliran air
$Tef$	=	Bebanaliran air padapilar
$Ttb$	=	Gaya rem padapondasi 2 lajur
$Tew$	=	Bebananginpadastrukturatas
$TB$	=	Beban rem
$Tx$	=	Momenpenyebabgeser
$U-39$	=	Mutubajatulangan yang dipakai
$W_t$	=	Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai
$wa$	=	Berataspalpadat
$wc$	=	Beratbetonbertulang
$ww$	=	Berat jenis air
$Wc$	=	Beratstrukturbadanpilar
$Wh$	=	Berat <i>Headstock</i>
$Ws$	=	Berat volume tanah
$Wp$	=	Beratstrukturpur
$Wt$	=	Berat total strukturatasjembatan
$Wo$	=	Berat volume air
$v$	=	Angka poisson
$yc$	=	Letaktitikberatterhadap alas
$Vd$	=	Kecepatanaliran air rencana
$Vw$	=	Kecepatananginrencana
$Vs$	=	Kecepatanaliranpermukaasaatbanjir
$Vu$	=	Gaya geser horizontal
$Vc$	=	Gaya geser yang diterima
$Yeq$	=	Lenganterhadappondasiakibat gempa
$Y'eq$	=	Lenganterhadapdindingpilarakibat gempa
$Ytb$	=	Lenganterhadappondasiakibat rem
$Y'tb$	=	Lenganterhadapdindingpilarakibat rem
$Yew$	=	Lenganterhadappondasiakibatbebanangin

$Y'ew$	=	Lenganterhadap dinding pilar akibat beban angin
$Yef$	=	Lenganterhadap pondasi akibat aliran air
$Y'ef$	=	Lenganterhadap dinding pilar akibat aliran air
$z$	=	Lenganterhadap pondasi
$Za$	=	Letak titik berat terhadap pondasi
$Z$	=	Faktor reduksi sehubungan daktilitas dan resiko
$\phi$	=	Sudut gesek/sudut aliran
$\emptyset$	=	Diameter
$\Theta$	=	Sudut arah aliran air
$\Delta$	=	Lendutan/simpangan
$\delta_s$	=	Faktor pembesaran momen
$\alpha$	=	Faktor lokasi tulangan
$\beta$	=	Faktor lokasi tulangan
$\rho$	=	Rasio tulangan
$\varphi$	=	Reduksi kekuatan $H\backslash$
$k$	=	Persentase beban ijin
$\sigma_{ijin}$	=	Tegangan ijin
$\epsilon_s$	=	Kondisi pada garis netral
$\delta$	=	Simpangan akibat gempa

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1. Latar Belakang

Jembatan merupakan struktur yang dibuat untuk menyeberangi jurang atau rintangan seperti sungai, rel kereta api ataupun jalan raya. Jembatan dibangun untuk penyeberangan pejalan kaki, kendaraan atau kereta api di atas halangan. Jembatan juga merupakan bagian dari infrastruktur transportasi darat yang sangat vital dalam aliran perjalanan (*traffic flows*). Suatu jembatan tunggal di atas sungai kecil akan dipandang berbeda oleh tiap orang, sebab pengelihatannya/pandangan masing-masing orang berbeda pula. Seseorang yang melintasi jembatan tiap hari pada saat bekerja, hanya dapat melintasi sungai bila ada jembatan, dan ia menyatakan jembatan adalah jalan yang diberi sandaran pada tepinya.

Standar perencanaan jembatan disusun sebagai upaya pemenuhan kebutuhan acuan bagi para perencana jembatan. Standar ini merupakan penyempurnaan dari konsep “ *Bridge Design Code* ” bagian 6 yaitu “ *Concrete Design* ” yang telah disusun pada tahun 1992 oleh Direktorat Jenderal Bina Marga, Departemen Pekerjaan Umum dengan dana hibah dari Pemerintah Australia. Maka untuk setiap bagian struktur jembatan yang direncanakan harus sesuai dengan beban rencana, gaya-gaya yang bekerja, dan berbagai pengaruhnya, termasuk seluruh gaya/beban yang mungkin terjadi pada jembatan selama umur rencana harus diketahui, sehingga perencanaan perletakan menjadi pembahasan penting mengingat kerusakan perletakan akibat gempa berpengaruh pada seluruh jembatan. Terjatuhnya bangunan atas akibat gerakan gempa diatasi dengan sistem penahan di tumpuan. Sistem perletakan isolasi dasar akan meredam gaya gempa di tiap pilar/pangkal jembatan secara individual. Sistem peredam *shock transmission unit* atau *locking unit device* yang sering digunakan pada jembatan bentang panjang untuk meredam gempa dengan kerjasama semua pilar dan/ataupangkal jembatan dalam memikul gaya gempa dan sampai sekarang ini masih tetap dilakukan studi-studi tentang jembatan.

Pilar adalah suatu konstruksi beton bertulang menumpu diatas pondasi tiang-tiang pancang dan terletak di tengah sungai atau yang lain berfungsi sebagai pemikul antara bentang tepi dan bentang tengah bangunan jembatan. Pilar merupakan bagian bangunan bagian bawah jembatan yang mana bagian bawah jembatan ini berfungsi sebagai pemikul dari beban bagian atas yang selanjutnya diteruskan kepada pondasi. Dalam hal ini pilar memiliki berbagai bentuk, yaitu *hammerhead pier* (pilar T), *multi column pier* (pilar banyak kolom), dll.

Dari pembahasan diatas menunjukkan bahwa pilar berperan penting untuk jembatan, sehingga bentuk pilar sangat berpengaruh untuk menahan beban yang dipikul oleh jembatan, ini ditunjukkan oleh besarnya beban yang ditimbulkan oleh gerusan air, bergesernya lempengan bumi (gempa) dan beban angin. Sehingga pemilihan untuk ukuran yang sesuai untuk jembatan sangat diperlukan agar lebih efisien dan ekonomis dalam pembangunan jembatan. Oleh karena itu perlu dilakukan uji kekuatan pada pilar tipe *hammerhead* dengan dimensi yang berbeda, agar dapat mengetahui kekuatan pilar tersebut, sehingga dapat ditentukan dimensi yang sesuai pada pilar untuk jembatan yang akan direncanakan.

## **1.2. Rumusan Masalah**

Dalam perencanaan pembangunan jembatan yang menggunakan pilar tipe *hammerhead* perlu diketahui kemampuan dari pilar yang digunakan pada jembatan untuk menerima beban gempa, tiupan angin, dan guling yang terjadi pada pilar *Hammerhead*, sehingga perlu dilakukan analisa terhadap pilar tipe *hammerhead* dengan tinggi dan lebar kepala yang berbeda-beda dengan beban yang sama.

## **1.3. Ruang Lingkup Perencanaan**

Dalam perencanaan ini diperlukan batasan masalah agar pembahasan tidak terlalu luas dan tepat sasaran dari tujuan perencanaan, berdasarkan Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan (RSNI T-12-2004) pembahasan ini dibatasi :

1. Struktur pilar jembatan tipe *hammerhead* dengan beton tulangan konvensional.



2. Material-material yang digunakan pada pilar jembatan sesuai RSNI T 12-2004 dengan mutu beton 35 Mpa untuk bagian pilar jembatan.
3. Digunakan Standar pembebanan jembatan SNI 1725-2016.
4. Perencana hanya akan membahas bagian pilar sehingga tidak membahas bagian pondasi.
5. Nilai mutu baja yang digunakan untuk tulangan adalah U-39.
6. Wilayah yang akan ditinjau untuk daerah gempa adalah Kota Medan dengan kondisi gempa pada wilayah 3
7. Untuk perencanaan ketahanan gempa akan menggunakan SNI 2833-2008 pada jembatan

#### **1.4. Tujuan Perencanaan**

Tujuan dalam perencanaan pilar ini adalah

1. Untuk mengetahui kemampuan daya dukung pilar tipe *hammerhead* dalam menerima beban atas.
2. Untuk mengetahui kemampuan tipe *hammerhead* dalam menerima beban luar seperti gempa, angin, dan guling dengan dimensi yang berbeda-beda.
3. Untuk mengetahui pengaruh guling dan geser pada jembatan jika menggunakan pilar dengan ukuran yang berbeda-beda.

#### **1.5. Manfaat Perencanaan.**

Manfaat dalam melakukan perencanaan pilar dengan dimensi yang berbeda pada suatu jembatan adalah

1. Perencanaan ini diharapkan dapat menjadi tolak ukur dalam pemilihan dimensi pilar tipe *hammerhead*.
2. Dalam penulisan ini diharapkan dapat menjadi referensi bagi mahasiswa yang akan menulis tugas akhir tentang jembatan yang menggunakan pilar.
3. Dalam penulisan ini diharapkan dapat menjadi *review* dalam membangun pilar tipe *hammerhead* yang efisien pada suatu konstruksi jembatan.

## 1.6. Sistematika Penulisan.

Sistematika penulisan dilakukan dengan membagi tulisan menjadi beberapabab, anantara lain :

### BAB 1 : PENDAHULUAN

Bab ini berisikan tentang latar belakang, rumusan masalah, ruang lingkup perencanaan, tujuan perencanaan, manfaat perencanaan, serta sistematika penulisan

### BAB 2 : TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini berisi penjelasan umum mengenai jembatan, pilar, jenis-jenis pilar, tata cara perencanaan struktur atas dan struktur bawah (pilar). Bab ini juga menceritakan syarat-syarat yang harus dipenuhi dalam pembangunan jembatan yang sesuai dengan kegunaannya

### BAB 3 : METODOLOGI PENELITIAN

Bab ini berisikan pengertian tentang perencanaan jembatan, teknik pengumpulan data, diagram alir perencanaan pembangunan pilar dan material yang digunakan untuk membangun pilar pada struktur jembatan itu sendiri.

### BAB 4 : HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini berisi tentang hasil dari perencanaan pilar jembatan pilartipe *hammerhead* dengan tinggi yang berbeda yang akan ditinjau pada jembatan yang direncanakan.

### BAB 5 : KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini berisikan kesimpulan dari perencanaan pembangunan pile dinding penuh pada jembatan dan pilar beton tulangan pada jembatanserta saran untuk pembangunan yang akan menggunakan pilar ini.

## **BAB 2**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1. Umum.**

Pilar merupakan bagian integral dari jalur beban antara struktur atas dan pondasi. Pilar dirancang untuk menahan beban vertikal dari suprastruktur, serta beban struktur atas horizontal yang tidak dilawan oleh abutment. Besarnya beban struktur atas yang diterapkan pada setiap pilar harus mempertimbangkan konfigurasi bantalan tetap dan ekspansi, jenis bantalan dan kekakuan relatif dari semua pilar. Analisis untuk menentukan beban horizontal yang diterapkan pada setiap pilar harus mempertimbangkan keseluruhan sistem pilar dan abutment dan bukan hanya pilar sendiri. Pilar juga harus menahan beban yang diterapkan secara langsung pada struktur, seperti beban angin, tekanan air dan dampak kendaraan. Jembatan yang dirancang dengan konstruksi bertahap dan harus memenuhi persyaratan LRFD (atau LFD, jika berlaku) untuk setiap tahap konstruksi.

#### **2.2. Jenis-jenis pilar.**

Banyak faktor yang dipertimbangkan saat memilih tipe dan konfigurasi pilar. Pilar harus memperhitungkan karakteristik fitur yang dilintasi, panjang bentang, lebar jembatan, jenis bantalan dan lebar, miring, diperlukan pembersihan vertikal dan horizontal, tinggi pilar, estetika dan ekonomi yang diperlukan. Untuk jembatan di atas saluran air, lokasi pilar relatif memiliki dataran banjir yang harus dipertimbangkan. Sambungan antara pilar dan bangunan bagian atas biasanya merupakan bantalan tetap atau ekspansi yang memungkinkan rotasi pada arah longitudinal struktur atas. Ini memiliki efek menghilangkan transfer momen longitudinal antara struktur atas dan pilar.

##### **2.2.1. Pilar *Multi-Column*.**

Pilar *multi-coloumn*, memiliki standar yang harus memenuhi syarat untuk dibangun. *Multi-Column Pier*, adalah jenis pilar yang paling umum digunakan

padastruktur jembatan. Jarak kolom untuk jenis pilar ini dibatasi maksimal 25 Inchi. Pilar *multi-column* juga digunakan untuk penyeberangan sungai.

Pijakan yang terus menerus atau terisolasi mungkin dispesifikasikan untuk tiang *multi coloumn*. *Multi column* ini telah digunakan untuk balok baja dengan jarak girder lebih dari 12Inchi.



Gambar 2.1: *Multi-Column Pier* di jalur antar kota (<https://www.dot.state.oh.us>).

### **2.2.2. Pilar tunggal padat/*Hammerhead*.**

Pilar bersumbu tunggal padat digunakan untuk semua jenis penyeberangan dan diperinci standar pilar *Hammerhead*. Pilihan antara menggunakan pilar kolom ganda dan pilar bersumbu tunggal padat didasarkan pada ekonomi dan estetika. Untuk jembatan tingkat tinggi, pilar bersumbu tunggal padat umumnya merupakan jenis pilar yang paling ekonomis. Tipe pilar ini memberikan kapasitas beban lateral yang besar untuk menahan kekuatan tak terduga dari benda hanyutan. Pilar *Hammerhead* cocok untuk digunakan di sungai besar yang berdekatan dengan saluran pengiriman irigasi tanpa perlindungan pilar tambahan. Pilar *Hammerhead* memiliki ciri-ciri seperti huruf T, bentuk pilar *Hammerhead* dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2: Pilar tipe *hammerhead* yang ada pada jembatan (<http://civildigital.com>).

### 2.2.3. Pilar berdinding penuh.

Pilar ini memiliki bentuk yang sama dengan bentuk pilar *hammerhead*. Pilar ini bertujuan untuk menentukan apakah dinding penyerap tumpuan beban harus disediakan atau tidak. Pilar dengan dinding yang lebar memberikan stabilitas yang baik pada batas lendutan yang digunakan untuk membatasi defleksi longitudinal pada sendi pada suhu rata-rata di bawah batas layan. Lendutan tidak disertakan dalam pilar berdinding penuh karena perubahan suhu yang seragam.



Gambar 2.3: Pilar tipe berdinding penuh pada jembatan (<https://www.fhwa.dot.gov>).

### 2.3. Material dalam pemilihan pilar.

Kebutuhan infrastruktur jalan yang lebih memadai untuk menampung jumlah kendaraan yang semakin lama semakin bertambah menjadi salah satu hal yang harus diperhatikan untuk menyokong aktivitas masyarakat di kota. Salah satu yang harus dikembangkan adalah akses transportasi jalan yang menghubungkan kota ke kota, dimana sebuah kota adalah salah satu penyokong ekonomi masyarakat. Salah satu upaya untuk mengatasi masalah tersebut adalah melanjutkan pembangunan jembatan. Diansyah (2014) menyebutkan bahwa “metode pelaksanaan struktur bawah umumnya menggunakan metode *cast in situ* atau cor di tempat. Namun untuk struktur atas metode *cast in situ* agak sulit dilakukan karena membutuhkan area yang luas.” Salah satu permasalahan yang terjadi pada proyek ini adalah menerapkan metode *cast in situ* untuk pekerjaan *pier head* pada ruas jalan arah kota karena berada di sisi jalan raya. Pelaksanaan *pier head* umumnya membutuhkan perancah untuk penyokong agar bekisting *pier head* kuat untuk menahan beban sendiri bekisting dan beban beton yang akan di cor. Sehingga dengan adanya perancah dan alat-alat berat untuk pelaksanaannya akan menyebabkan kemacetan yang cukup lama di jalan sekitarnya.

#### - Metode Konstruksi.

*Pier Head* berfungsi sebagai dudukan *girder*, serta sebagai penyalur beban lalu lintas dan *girder* ke *pier*. Pekerjaan *pier head* merupakan salah satu *major item* dalam pembangunan jalan layang (*fly over*). Dalam pelaksanaannya metode konstruksi *pier head* dapat dikerjakan dengan menggunakan metode *cast in situ* (dikerjakan ditempat) dan metode *precast*.

#### - *Pier Head Cast In Situ*.

*Pier head cast in situ* merupakan metode pelaksanaan secara konvensional dimana pengecoran beton dilakukan secara manual dengan bantuan *formwork* dan *support*-nya. Untuk pekerjaan *pier head* tentunya akan dibutuhkan perancah untuk menopang beban sendiri bekisting dan beban beton yang akan di cor sebelum beton cukup umur dan mencapai kekuatannya.

Bekisting pada *pier head* membutuhkan perkuatan dari bawah agar ketika dilakukan pengecoran tidak terjadi keruntuhan yaitu dengan menggunakan

perancah. Perancah adalah bangunan peralatan (*platform*) yang dibuat untuk sementara dan digunakan sebagai penyangga tenaga kerja, bahan-bahan serta alat-alat pada setiap pekerjaan konstruksi bangunan termasuk pekerjaan pemeliharaan dan pembongkaran. Pemasangan perancah pada pelaksanaan pekerjaan *pier head* dilakukan sebelum melakukan pemasangan bekisting bagian bawah. Perancah yang digunakan pada proyek ini dibagi menjadi dua yaitu dengan sistem perancah shoring dan sistem *racket*. Sedangkan sistem *bracket* atau *cantilever* mengandalkan kekuatan batang *tierod* yang bertumpu pada tubuh *pier/kolom*.

#### **2.4. Jembatan.**

Jembatan mempunyai arti penting bagi setiap orang. Akan tetapi kepentingannya tidak sama bagi tiap orang, sehingga akan menjadi suatu bahan studi yang menarik. Suatu jembatan tunggal diatas sungai kecil akan dipandang berbeda oleh tiap orang, sebab pengelihatan/pandangan masing-masing orang yang melihat berbeda pula. Seseorang 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.

Jembatan-jembatan dapat dibagi-bagi dalam golongan-golongan seperti berikut:

##### **I. Jembatan-jembatan tetap.**

Jembatan tetap adalah jembatan yang menjadi jalan mayoritas pada umumnya dan tidak dapat dipindahkan. Jembatan ini menghubungkan dua jalan yang terputus akibat aliran air atau jurang.

##### **II. Jembatan-jembatan dapat digerakan.**

Kedua golongan dipergunakan untuk lalulintas kereta api dan lalulintas biasa. Golongan I dapat dibagi dalam beberapa jembatan yaitu:

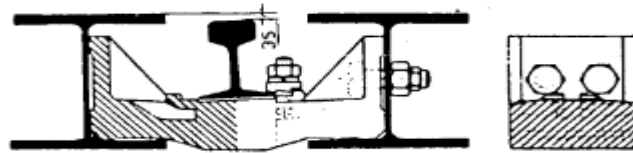
##### **a. Jembatan kayu.**

Jembatan yang terdiri dari bahan utama kayu jembatan ini digunakan untuk lalulintas biasa pada bentang kecil dan sebagai jembatan pembantu.

b. Jembatan baja.

Jembatan ini terbagi atas beberapa jembatan diantaranya:

- i. Jembatan sederhana dimana lantai kendaraannya langsung berada diatas gelagar-gelagar. Untuk gelagar-gelagar itu digunakan gelagar dikonstruir atau gelagar-gelagar cermai.
- ii. Jembatan dengan gelagar yang homogen atau sama dan dipergunakan untuk lalulintas rel kereta api dengan batanng rel diantara balok-balok.

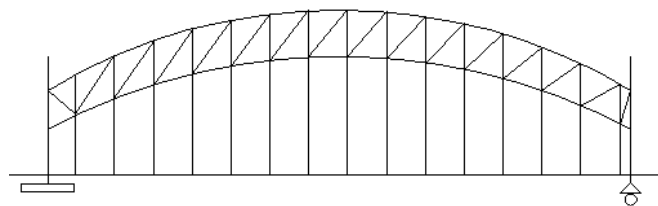


Gambar 2.4: Pelaksanaan dengan gelagar kembar pada rel kereta api (Supriadi dkk., 1995).

- iii. Jembatan dengan pemikul melintang dan pemikul memanjang dengan gelagar induknya ialah gelagar dinding penuh dengan konstruir.

iv. Jembatan pelengkung.

Jembatan pelengkung adalah jembatan yang kepala jembatan membentuk sebuah kurva, seperti Gambar 2.5.

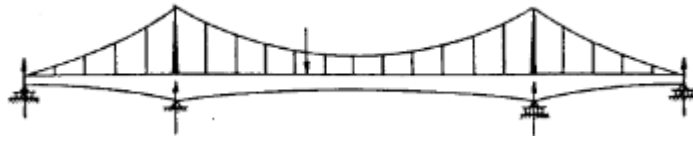


Gambar 2.5: Macam jembatan pelengkung (Supriadi dkk., 1995).

v. Jembatan gantung.

Jembatan gantung adalah jembatan yang menggunakan tumpuan tegangan dengan menggunakan kabel, seperti Gambar 2.6.





Gambar 2.6: Jembatan gantung(Supriadi dkk., 1995).

- vi. Jembatan beton bertulang yang gelagarnya berada didalam beton .
- vii. Jembatan batu, jembatan ini hampir tidak ada pada jalan lalulintas kecuali untuk sungai yang cukup pendek.

Golongan II terdiri atas:

- i. Jembatan yang dapat berputar diatas poros mendatar yaitu, jembatan-jembatan angkat, jembatan-jembatan baskul, dan jembatan lipat *strauss*.
- ii. Jembatan yang dapat berputar diatas poros mendatar dan juga berpindah mendatar, seperti jembatan baskul beroda.
- iii. Jembatan yang dapat berputar atas suatu poros tegak, atau jembatan putar.
- iv. Jembatan yang dapat bergerak tegak lurus atau mendatar seperti, jembatan angkat, jembatan beroda, dan jembatan gajah atau *ponts transbordeur*. Untuk jembatan ini bahan utama yang digunakan adala baja dengan konstruksi dinding penuh.

#### **2.4.1. Jembatan bagian atas (*superstructure*).**

Jembatan bagian atas adalah bagian jembatan yang menerima beban akibat beban kendaraan, beban pejalan kaki, dan beban rem. Salah satu bagian bangunan atas jembatan adalah slab dan girder.

#### **2.4.2. Slab.**

Slab merupakan bagian jembatan yang tersusun atas pelat monolit, dengan bentang dari tumpuan ke tumpuan tanpa didukung oleh gelagar atau balok melintang (*stringer*). Jembatan beton bertulang dengan tipe struktur atas berupaslakan lebih efisien bila digunakan untuk bentang pendek. Hal

ini disebabkan berat slab yang tidak ekonomis untuk bentang yang lebih panjang lagi. Sistem bentang menerus akan menambah penghematan pada jembatan, dengan pertimbangan kesederhanaan dalam desain dan pekerjaan lapangan.

Jembatan slab beton diberi perkuatan baja tulangan pada arah longitudinal dan juga harus diperkuat dalam arah melintang guna mendistribusikan beban hidup lateral. Jumlah minimal sesuai dengan persentase dari baja tulangan utama yang diperlukan untuk momen positif,  $\frac{100}{\sqrt{S}}$ , dengan  $s$  adalah panjang bentang dalam *feet* (atau  $\frac{100}{0,55\sqrt{S}}$ ,  $S$  dalam meter), tetapi tidak boleh lebih dari 50%. Slab harus diperkuat pada semua bagian tepi yang tidak ditumpu. Dalam arah longitudinal, perkuatan dapat berupa bagian slab dengan penulangan tambahan, balok yang terintegrasi dengan slab dan lebih tinggi dari slab, atau yang terintegrasi antara slab dan kreb.

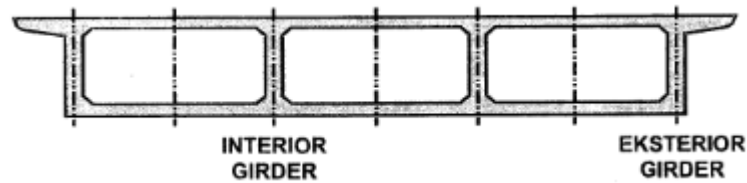
### **2.4.3. Girder.**

Girder merupakan bagian dari jembatan yang terletak dibawah slab, girder memiliki dua bentuk untuk jembatan beton bertulang, yaitu:

#### *a. Box Girder.*

*Box girder* berbentuk rongga (*hollow*) atau gelagar kotak, gelagar ini digunakan untuk tipe jembatan dengan bentang-bentang panjang. Bentang sederhana sepanjang 40 *ft* ( $\pm 12$  m) menggunakan tipe ini, tetapi biasanya bentang gelagar kotak beton bertulang lebih ekonomis antara 60-100 *ft* ( $\pm 18-30$  m) dan biasanya didesain sebagai struktur menerus diatas pilar. Gelagar kotak beton prategang dalam desain biasanya lebih menguntungkan untuk bentang menerus dengan panjang bentang  $\pm 300$  *ft* ( $\pm 100$  m). Keuntungan gelagar pada kotak adalah pada tahanan terhadap torsi.

Pada kondisi lapangan dimana tinggi struktur tidak terlalu dibatasi, penggunaan gelagar kotak dan balok-T kurang lebih mempunyai nilai yang sama pada bentang 80 *ft* ( $\pm 25$  m). Untuk bentang yang lebih pendek, tipe balok-T biasanya lebih murah, dan untuk bentang lebih panjang, lebih sesuai menggunakan gelagar kotak.



Gambar 2.7: Tipikal penampang melintang box girder (Supriadi dkk., 1995).

b. *Deck-girder (T-beam)*

*Deck-girder* terdiri atas gelagar gelagar utama arah longitudinal dengan slab beton membentang diantara gelagar. Jembatan gelagar dek mempunyai banyak variasi dalam desain dan fabrikasi salah satu dari gelagar dek adalah *T-beam*.

Balok-T ini digunakan secara luas dalam konstruksi jalan raya, tersusun dari slab beton yang didukung secara integral dengan gelagar. Penggunaan akan lebih ekonomis pada bentang 40-80 ft ( $\pm 15-25$  m) pada kondisi normal (tanpa kesalahan pekerjaan). Karena kondisi lalu lintas atau batasan-batasan ruang bebas, konstruksi beton pracetak atau beton prategang dimungkinkan untuk digunakan. Akan tetapi perlu dijamin penyediaan tahanan geser dan daya lekat pada pertemuan gelagar dan slab untuk diasumsikan sebagai satu kesatuan struktur balok-T.

Jembatan gelagar-dek, lebih sederhana dalam desain dan relative mudah untuk dibangun, serta akan ekonomis bila dibangun pada bentang yang sesuai. Beberapa variasi gelagar dek dalam desain dan fabrikasi antara lain:

A. Balok-T beton bertulang.

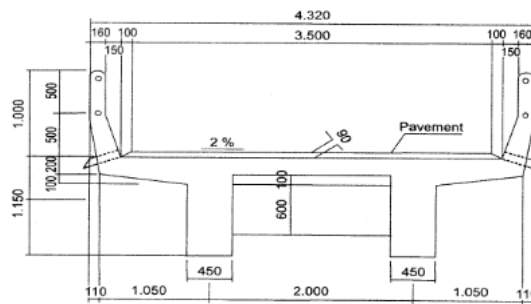
- i. Balok dan lantai cetak di tempat (*cast in place*) secara monolit.
- ii. Balok pracetak dan lantai cetak di tempat.
- iii. Balok pracetak dan lanati pracetak.

B. Balok prategang.

- i. Gelagar prategang dan lantai cetak di tempat (*cast in place*).
- ii. Gelagar prategang pracetak dengan slab lantai beton bertulang cetak di tempat.
- iii. Gelagar prategang pracetak dengan sebagai kemungkinan metode fabrikasi dan pencetakan lantai.

Bila gelagar searah dengan arah lalu lintas, tulangan utama slab diletakan tegak lurus pada arah lalu lintas (yaitu arah melintang). Pada slab dengan tumpuan sederhana, bentang jembatan diambil jarak dari pusat ke pusat tumpuan tetapi tidak perlu lebih dari jarak bersih, ditambah tebal slab. Untuk slab menerus di atas tumpuan lebih dari dua gelagar, jarak bersih termasuk sebagai panjang bentang.

Rasio tinggi balok dan panjang bentang yang digunakan dalam jembatan balok-T biasanya antara 0,065 – 0,075. Tinggi balok yang ekonomis akan diperoleh bila jumlah tulangan desak pada tumpuan bagian dalam (*interior support*) sedikit mungkin. Jarak gelagar ekonomis biasanya berkisar 7 – 9 ft dengan slab dek yang menonjol (*overhang*) maksimal 2 ft 6 in .Bila slab dibuat menjadi satu kesatuan dengan gelagar, lebar efektif dalam desain tidak boleh lebih dari setengah jarak bersih terhadap gelagar berikutnya atau seperdua belas panjang bentang atau 6 kali tebal slab.



Gambar 2.8: Potongan bagian struktur atas jembatan dengan balok-T (Struyk dkk., 1995).

## 2.4.2. Syarat jembatan bagian atas (SNI 1725:2016).

### 2.4.2.1. Ketentuan Umum.

Peraturan ini berisi ketentuan teknis untuk menghitung aksi nominal, defenisi tipe aksi, serta faktor beban yang digunakan untuk menghitung besarnya aksi rencana. Secara ringkas pengaruh beban dan kombinasinya dapat dilihat pada Tabel 2.1. Aksi rencana digabungkan satu dengan yang lainnya sesuai dengan kombinasi perencanaan yang disyaratkan dalam perencanaan jembatan. Bagian sekunder yang merupakan bagian jembatan mempunyai persyaratan khusus dalam perencanaannya. Pembebanan yang harus digunakan dalam perencanaan bangunan

sekunder tercantum pada SNI 1725:2016 pasal 11 tentang pembebanan rencana ralling dan pasal 12 tentang pembebanan fender.

Aksi rencana diperoleh dengan cara mengkalikan aksi nominal dengan faktor beban yang sesuai. Dalam hal aksi yang merupakan beban terbagi merata seperti permukaan lapisan aspal beton pada jembatan bentang menerus, dimana hanya sebagian aksi adalah mengurangi, maka perencanaan harus menggunakan hanya satu nilai faktor beban untuk seluruh aksi tersebut. Perencana harus menentukan faktor beban yang menyebabkan pengaruh yang paling besar.

Tabel 2.1: Kombinasi beban dan faktor beban (SNI 1725:2016).

Keadaan batas	MS MA TA PR SL SH	TT TD TB TR TP	EU	EWs	EWI	BF	EU n	T G	E S	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	YP	1,8	1,0	-	-	1,0	0,5/ 1,2	Y T G	Y E S	-	-	
Kuat II	YP	1,4	1,0	-	-	1,0	0,5/ 1,2	Y T G	Y E S	-	-	-
Kuat III	YP	-	1,0	1,4	-	1,0	0,5/ 1,2	Y T G	Y E S	-	-	-
Kuat IV	YP	-	1,0	-	-	1,0	0,5/ 1,2	-	-	-	-	-
Kuat V	YP	-	1,0	0,4	1,0	1,0	0,5/ 1,2	Y T G	Y E S	-	-	-
Ekstrim I	YP	Y E Q	1,0	-	-	1,0	-	-	-	1,0	-	-
Ekstrim II	YP	0,5	1,0	-	-	1,0	-	-	-	-	1,0	1,0
Daya Layan I	1,0	1,0	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0/ 1,2	Y T G	Y E S	-	-	-
Daya Layan II	1,0	1,3	1,0	-	-	1,0	1,0/ 1,2	-	-	-	-	-
Daya Layan III	1,0	0,8	1,0	-	-	1,0	1,0/ 1,2	Y T G	Y E S	-	-	-

Tabel 2.1: *Lanjutan.*

Keadaan batas	MS MA TA PR SL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW <sub>s</sub>	EW <sub>l</sub>	BF	EU <sub>n</sub>	T G	E S	Gunakan salah satu		
										EQ	EQ	EQ
Daya Layan IV	1,0 0	-	1,0	0,7	-	1,0	1,0/ 1,2	-	1 , 0	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,7 5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Catatan = YP dapat berupa YMS, YMA, YTA, YPR, YPL, YSH Tergantung

beban yang ditinjau

YEQ adalah faktor beban hidup kondisi gempa.

#### 2.4.2.2. Keadaan batas daya layan.

Keadaan batas layan disyaratkan dalam perencanaan dengan melakukan pembatasan pada tegangan, deformasi, dan lebar retak pada kondisi pembebanan layan agar jembatan mempunyai kinerja yang baik selama umur rencana.

#### 2.4.2.3. Keadaan batas fatik dan fraktur.

Keadaan batas fatik disyaratkan agar jembatan tidak mengalami kegagalan akibat fatik selama umur rencana. Untuk tujuan ini, perencana harus membatasi rentang tegangan akibat satu beban truk rencana pada jumlah siklus pembebanan yang dianggap dapat terjadi selama umur rencana jembatan. Keadaan batas fraktur disyaratkan dalam perencanaan dengan menggunakan persyaratan kekuatan material sesuai spesifikasi.

Keadaan batas fatik dan fraktur dimaksudkan untuk membatasi penjarangan retak akibat beban siklik yang pada akhirnya akan menyebabkan terjadinya kegagalan fraktur selama umur desain jembatan.

#### 2.4.2.4. Keadaan batas kekuatan

Keadaan batas kekuatan disyaratkan dalam perencanaan untuk memastikan adanya kekuatan dan stabilitas jembatan yang memadai, baik yang sifatnya lokal maupun global, untuk memikul kombinasi pembebanan yang secara statistik mempunyai kemungkinan cukup besar untuk terjadi selama masa layan jembatan. Pada keadaan batas ini, dapat terjadi kelebihan tegangan ataupun kerusakan struktural, tetapi integritas struktur secara keseluruhan masih terjaga.

#### 2.4.2.5. Keadaan batas ekstrem.

Keadaan batas ekstrem diperhitungkan untuk memastikan struktur jembatan dapat bertahan akibat gempa besar. Keadaan batas ekstrem merupakan kejadian dengan frekuensi kemunculan yang unik dengan periode ulang yang lebih besar secara signifikan dibandingkan dengan umur rencana jembatan.

### 2.5. Beban permanen.

#### 2.5.1. Berat sendiri (MS).

Berat sendiri adalah berat bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya, termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen *nonstructural* yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 2.2.

Tabel 2.2: Faktor beban untuk berat sendiri (SNI 1725:2016).

Tipe Beban	Faktor Beban ( $\gamma_{MS}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma^s MS$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^u MS$ )	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	
	Alumunium	1,00	1,10	0,90
	Beton Pracetak	1,00	1,20	0,85

Tabel 2.2: Lanjutan.

Tipe Beban	Faktor Beban ( $\gamma_{MS}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma^s_{MS}$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^u_{MS}$ )	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
	Beton dicor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

### 2.5.2. Beban mati tambahan/utilitas (MA).

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen nonstruktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Dalam hal tertentu, nilai faktor beban mati tambahan yang berbeda dengan ketentuan pada Table 2.3 boleh digunakan dengan persetujuan instansi yang berwenang. Hal ini biasa dilakukan apabila instansi tersebut melakukan pengawasan terhadap beban mati tambahan pada jembatan, sehingga tidak dilampaui selama umur jembatan.

Tabel 2.3: Faktor beban untuk beban mati tambahan (SNI 1725:2016).

Tipe Beban	Faktor Beban ( $\gamma_{MA}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma^s_{MA}$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^u_{MA}$ )	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80

Catatan: faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

### 2.5.3. Pengaruh tetap pelaksanaan.

Pengaruh tetap pelaksanaan adalah beban yang disebabkan oleh metode dan urutan pelaksanaan pekerjaan jembatan. Beban ini biasanya mempunyai kaitan dengan aksi-aksi lainnya, seperti pra-penegangan dan berat sendiri. Dalam hal ini,



pengaruh faktor ini tetap harus dikombinasikan dengan aksi-aksi tersebut dengan faktor beban yang sesuai.

Bila pengaruh tetap yang terjadi tidak begitu terkait dengan aksi rencana lainnya, maka pengaruh tersebut harus dimaksudkan dalam batas daya layan dan batas ultimit menggunakan faktor beban sesuai dengan Tabel 2.4.

Tabel 2.4: Faktor beban akibat pengaruh pelaksanaan (SNI 1725:2016).

Tipe Beban	Faktor Beban ( $\gamma_{PL}$ )		
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma^{sPL}$ )	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^{uPL}$ )	
Tetap	1,00	1,00	1,00

#### 2.5.4. Beban lajur “D” (TD).

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi merata (BTR) yang digabungkan dengan beban garis (BGT) yang terlihat pada Gambar 2.9. Adapun faktor beban yang digunakan untuk lajur “D” seperti Table 2.5.

Tabel 2.5: Faktor beban untuk beban lajur “D” (SNI 1725:2016).

Tipe beban	Jembatan	Faktor Beban ( $\gamma_{TD}$ )	
		Keadaan Batas Layan ( $\gamma^{sTD}$ )	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^{uTD}$ )
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

##### 2.5.4.1. Intensitas beban “D”.

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

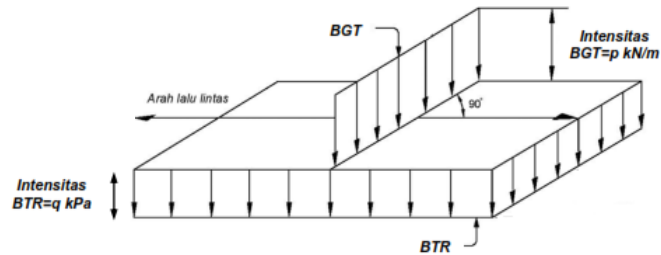
Jika  $L \leq 30$  m:  $q = 9,0$  kPa

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

Keterangan:

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

$L$  adalah panjang total jembatan yang dibebani (meter)



Gambar 2.9: Beban lajur “D” (SNI 1725:2016).

### 2.5.5. Beban truk “T” (TT).

Selain beban “D” terdapat beban lalu lintas lainnya yaitu beban truk “T”. Beban truk “T” tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban lajur “D”. Beban truk “T” dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai. Adapun faktor beban untuk beban “T” seperti pada Table 2.6.

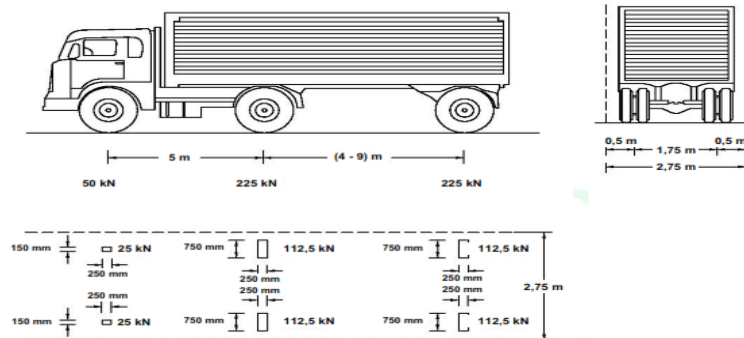
Tabel 2.6: Faktor beban untuk beban truk “T” (SNI 1725;2016).

Tipe beban	Jembatan	Faktor Beban ( $\gamma_{TT}$ )	
		Keadaan Batas Layan ( $\gamma^{sTT}$ )	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^{uTT}$ )
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

#### 2.5.5.1. Besarnya pembebanan truk “T”.

Pembebanan truk “T” terdiri atas kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dari berat gandar seperti terlihat pada gambar. Berat tiap-tiap gandar disebarkan menjadi 2 beban merata selama besar yang merupakan bidang kontak

antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antar 2 gandar tersebut bisa diubah-ubah dari 4,0 m sampai 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memnjang jembatan.



Gambar 2.10: Pembebanan truk “T” 500 kN (SNI 1725:2016).

### 2.5.6. Faktor beban dinamis.

Kecuali diperbolehkan dalam beban stastik truk rencana harus diperbesar kecuali dengan FBD berdasarkan Gambar 2.10. Gaya sentrifugal dan gaya rem tidak perlu diperbesar. Faktor beban dinamis tidak perlu diterapkan pada beban pejalan kaki atau beban terbagi rata BTR. Komponen jembatan yang ada didalam tanah yang tercakup dalam pasal 12 SNI 1725:2016, maka dapat digunakan faktor beban dinamis seperti yang ditentukan pasal 8.6.1 pada SNI 1725:2016.

Faktor beban dinamis tidak perlu diterapkan untuk:

- Dinding penahan yang tidak memikul reaksi vertical dari struktur atas jembatan, dan
- Komponen pondasi yangseluruhnya berada dibawah permukaan tanah.

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaki antara kendaraan yang bergerak dan jembatan. Besarnya FBD tergantung pada frekuensi dasar dari suspense kendaraan, biasanya antar 2 Hz sampai 5 Hz untuk kendaraan berat, dan frekuensi dari getaran lentur jembatan. Untuk perencanaan, FBD dinyatakan sebagai beban stastis ekivalen.

Besarnya BGT dari pembebanan laju “D” dan beban roda dari pembebanan truk “T” harus cukup untuk memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan

yang bergerak dengan jembatan dengan dikali dengan FBD. Besarnya nilai tambah dinyatakan dalam fraksi dari beban statis. FBD ini diterapkan pada keadaan daya batas layan dan batas ultimit. BTR dari pembebanan laju “D” tidak dikali dengan FBD. Untuk pembebanan “D” FBD merupakan fungsi panjang bentang ekuivalen seperti tercantum dalam gambar. Untuk bentang tunggal panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya. Untuk bentang menerus panjang bentang ekuivalen  $LE$  diberikan dengan rumus:

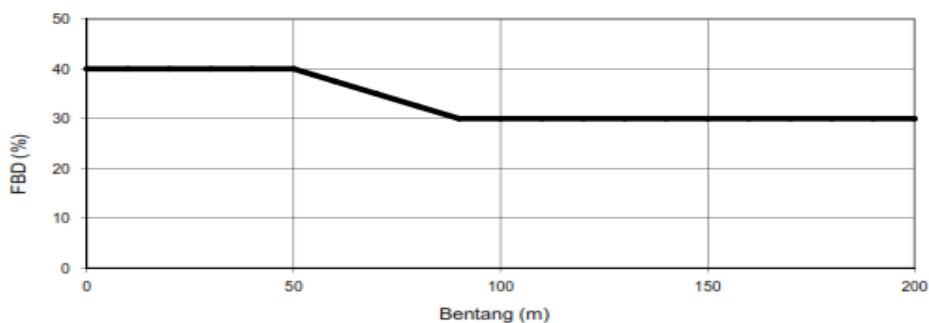
$$LE = \sqrt{L_{av} L_{max}} \quad (2.1)$$

Keterangan:

$L_{av}$  adalah panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

$L_{max}$  adalah panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

Untuk pembebanan truk “T”, FBD diambil 30%. Nilai FBD yang dihitung digunakan pada seluruh bagian bangunan diatas permukaan tanah. Untuk bagian bangunan bawah dan pondasi yang berada di bawah garis permukaan, nilai FBD harus diambil sebagai peralihan linear dari nilai pada garis permukaan tanah sampai nol pada kedalaman 2 m. Untuk bangunan yang terkubur, seperti halnya gorong-gorong dan struktur baja tanah, nilai FBD jangan diambil kurang dari 40% dan untuk kedalaman nol jangan kurang dari 10% untuk kedalaman 2 m. Untuk kedalaman antara bias diinterpolasi linier. Nilai FBD yang digunakan untuk kedalaman yang dipilih harus diterapkan untuk bangunan seutuhnya.



Gambar 2.11: Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan laju “D” (SNI 1725:2016).

### **2.5.7. Gaya rem (TB).**

Gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

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

Gaya rem tersebut harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati sesuai dengan Pasal 8.2 (SNI 1725:2016) dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Untuk jembatan yang dimasa depan akan dirubah menjadi satu arah, maka semua lajur rencana harus dibebani secara simultan pada saat menghitung besarnya gaya rem. Faktor kepadatan lajur yang ditentukan pada Pasal 8.4.3 (SNI 1725:2016) berlaku untuk menghitung gaya rem.

### **2.5.8. Pembebanan untuk pejalan kaki (TP).**

Semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan. Jika trotoar dapat dinaiki maka beban pejalan kaki tidak perlu dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan. Jika ada kemungkinan trotoar berubah fungsi di masa depan menjadi lajur kendaraan, maka beban hidup kendaraan harus diterapkan pada jarak 250 mm dari tepi dalam parapet untuk perencanaan komponen jembatan lainnya. Dalam hal ini, faktor beban dinamis tidak perlu dipertimbangkan.

### **2.5.9. Temperatur.**

#### **2.5.9.1. Penurunan (ES).**

Penurunan adalah beban akibat faktor temperatur dimana penurunan ini terjadi akibat suhu udara pada lingkungan menurun pada hal ini digunakan nilai faktor pada penuruna sesuai SNI ditunjukkan pada Tabel 2.7.

Tabel 2.7: Faktor beban akibat penurunan (SNI 1725:2016).

Tipe Beton	Faktor Beban ( $\gamma_{ES}$ )	
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma^s_{ES}$ )	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^u_{ES}$ )
Permanen	1,0	N/A

Jembatan harus direncanakan untuk bisa menahan terjadinya penurunan yang diperkirakan, termasuk perbedaan penurunan, sebagai aksi daya layan. Pengaruh penurunan dapat dikurangi dengan adanya rangkai dan interaksi pada struktur tanah. Faktor beban untuk penurunan dapat digunakan sesuai dengan Tabel 2.7. Penurunan dapat diperkirakan dari pengujian yang dilakukan terhadap lapisan tanah. Apabila perencana memutuskan untuk tidak melakukan pengujian, tetapi besarnya penurunan diambil sebagai suatu anggapan, maka nilai anggapan tersebut merupakan batas dari penurunan yang bakal terjadi. Apabila nilai penurunan ini besar, perencanaan bangunan bawah dan bangunan atas jembatan harus memuat ketentuan khusus untuk mengatasi penurunan tersebut.

#### **2.5.9.2. Temperatur merata (EUn).**

Deformasi akibat perubahan temperatur yang merata dapat dihitung dengan menggunakan prosedur seperti yang dijelaskan pada pasal ini. Prosedur ini dapat digunakan untuk perencanaan jembatan yang menggunakan gelagar terbuat dari beton atau baja. Rentang temperatur harus seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.8. Perbedaan antara temperatur minimum atau temperatur maksimum dengan temperatur nominal yang diasumsikan dalam perencanaan harus digunakan untuk menghitung pengaruh akibat deformasi yang terjadi akibat perbedaan suhu tersebut. Temperatur minimum dan maksimum yang ditentukan dalam Tabel 2.8 harus digunakan sebagai  $T_{mindesign}$  dan  $T_{maxdesign}$  pada Pers.2.2.

##### **2.5.9.2.1. Simpangan akibat beban temperatur.**

Besaran rentang simpangan akibat beban temperature ( $\Delta T$ ) harus berdasarkan temperatur maksimum dan minimum yang didefinisikan dalam *design* sebagai berikut.

$$\Delta T = \alpha L(T_{max\ design} - T_{min\ design}) \quad (2.2)$$

Keterangan:

L adalah panjang komponen jembatan (mm)

$\alpha$  adalah koefisien muai temperatur (mm/mm/°C)

Tabel 2.8: Temperatur jembatan rata-rata nominal (SNI1725:2016).

Tipe bangunan atas	Temperature jembatan rata-rata minium (1)	Temperature jembatan rata-rata maksimum
Lantai beton diatas gelagar atau boks beton	15°C	45°C
Lantai beton diatas gelagar, boks atau rangka baja	15°C	45°C
Lantai pelat baja diatas gelagar, boks atau rangka baja	15°C	45°C
Catatan (1) Temperatur jembatan rata-rata minimum bias dikurang 5°C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m diatas permukaan laut		

Tabel 2.9: Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperature (SNI1725:2016).

Bahan	Koefisien perpanjangan akibat suhu ( $\alpha$ )	Modulus Elastisitas (MPa)
Baja	$12 \times 10^{-6}$ per°C	200.000
Beton:		
Kuat Tekan < 30 MPa	$10 \times 10^{-6}$ per°C	$4700\sqrt{f_c'}$
Kuat Tekan > 30 MPa	$11 \times 10^{-6}$ per°C	$4700\sqrt{f_c'}$

### 2.5.10. Pengaruh susut dan rangkak (SH).

Pengaruh rangkak dan penyusutan harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan beton. Pengaruh ini dihitung menggunakan beban mati jembatan. Apabila rangkak dan penyusutan bisa mengurangi pengaruh muatan lainnya, maka nilai dari rangkak dan penyusutan tersebut harus diambil minimum (misalnya pada waktu transfer dari beton prategang).

Tabel 2.10: Faktor beban akibat susut dan rangkai (SNI1725:2016).

Tipe Beton	Faktor Beban ( $\gamma^{SH}$ )		
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma^{sSH}$ )	Batas Layan	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^{uSH}$ )
Tetap		1,0	0,5

### 2.5.11. Pengaruh prategang (PR)

Prategang akan menyebabkan pengaruh sekunder pada komponen-komponen yang terkena pada bangunan statis tak tentu. Pengaruh sekunder tersebut harus diperhitungkan baik pada batas daya layan ataupun batas ultimit (Tabel 2.11). Prategang harus diperhitungkan sebelum (selama pelaksanaan) dan sesudah kehilangan tegangan dalam kombinasinya dengan beban-beban lainnya.

Tabel 2.11: Faktor beban akibat pengaruh prategang (SNI1725:2016).

Tipe Beban	Faktor Beban ( $\gamma^{PR}$ )	
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma^{sPR}$ )	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^{uPR}$ )
Tetap	1,00	1,00

### 2.5.12. Beban angin.

#### 2.5.12.1. Beban angin pada struktur (EW).

Jika dibenarkan oleh kondisi setempat, perencana dapat menggunakan kecepatan angin rencana dasar yang berbeda untuk kombinasi pembebanan yang tidak melibatkan kondisi beban angin yang bekerja pada kendaraan. Arah angin rencana harus diasumsikan horizontal, kecuali ditentukan lain dalam Pasal 9.6.3 (SNI 175:2016). Dengan tidak adanya data yang lebih tepat, tekanan angin rencana dalam MPa dapat ditetapkan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{P_B} \right)^2 \quad (2.3)$$

Keterangan:

$P_B$  adalah tekanan angin dasarseperti yang ditentukan dalam table 12 (MPa)



Tabel 2.12: Tekanan angin dasar (SNI1725:2016).

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

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4,4 kN/mm pada balok atau gelagar.

#### 2.5.12.1.1. Beban dari struktur atas (EWs).

Kecuali jika ditentukan di dalam pasal ini, jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka tekanan angin dasar  $P_B$  untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.13 dan harus dikerjakan pada titik berat dari area yang terkena beban angin. Arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah longitudinal. Arah angin untuk perencanaan harus yang menghasilkan pengaruh yang terburuk pada komponen jembatan yang ditinjau. Tekanan angin melintang dan memanjang harus diterapkan secara bersamaan dalam perencanaan.

Tabel 2.13: Tekanan angin dasar ( $P_B$ ) untuk berbagai sudut serang (SNI1725:2016).

Sudut serang	Rangkak, kolom, dan pelengkung		Gelagar	
	Beban lateral	Beban longitudinal	Beban lateral	Beban longitudinal
Derajat	MPa	MPa	MPa	MPa
	MPa	MPa	MPa	MPa
0	0,0036	0,0000	0,0024	0,0000
15	0,0034	0,0006	0,0021	0,0003
30	0,0031	0,0013	0,0020	0,0006
45	0,0023	0,0020	0,0016	0,0008
60	0,0011	0,0024	0,0008	0,0009

#### 2.5.12.1.2. Gaya angin yang langsung bekerja pada struktur bawah.

Gaya melintang dan longitudinal yang harus dikerjakan secara langsung pada bangunan bawah harus dihitung berdasarkan tekanan tekanan angin dasar sebesar 0,0019 MPa. Untuk angin dengan sudut serang tidak tegak lurus terhadap bangunanbawah, gaya ini harus diuraikan menjadi komponen yang bekerja tegak lurus terhadap bidang tepi dan bidang muka dari bangunan bawah. Komponen-komponen ini bekerja tegak lurus terhadap pada masing-masing permukaan yang mengalami tekanan dan perencana harus menerapkan gaya-gaya tersenut bersamaan dengan beban angin yang bekerja pada struktur atas.

#### 2.5.12.2. Gaya angin pada kendaraan ( $EW_L$ ).

Tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan. Kecuali jika ditentukan didalam pasal ini, jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka komponen yang bekerja tegak lurus maupun paralel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.14 dimana arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah permukaan kendaraan.

Tabel 2.14: Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan (SNI1725:2016).

Sudut Derajat	Komponen tegak lurus N/mm	Komponen sejajar N/mm
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55
30	1,20	0,35

### 2.5.13. Pengaruh gempa.

Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. Penggantian secara parsial atau lengkap pada struktur diperlukan untuk beberapa kasus. Kinerja yang lebih tinggi seperti kinerja operasional dapat ditetapkan oleh pihak yang berwenang. Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik ( $C_{sm}$ ) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons ( $R_d$ ) dengan formulasi sebagai berikut:

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \quad (2.4)$$

Keterangan:

$E_Q$  adalah gaya gempa horizontal statis (kN)

$C_{sm}$  adalah koefisien respons gempa elastis

$R_d$  adalah faktor modifikasi respons

$W_t$  adalah berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

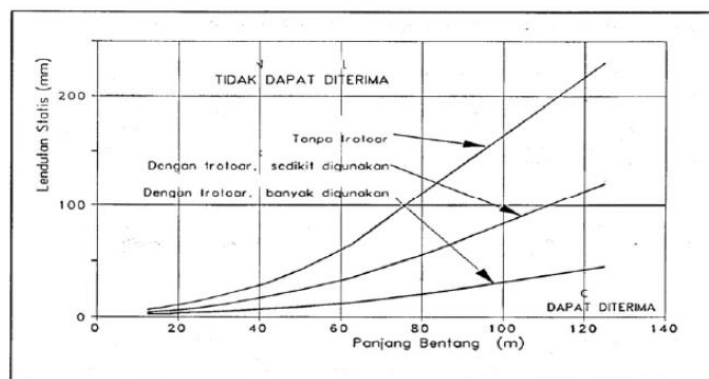
Koefisien respons elastik  $C_{sm}$  diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi sesuai dengan keadaan tanah sampai kedalaman 30 m di bawah struktur jembatan.

Ketentuan pada standar ini berlaku untuk jembatan konvensional. Pemilik pekerjaan harus menentukan dan menyetujui ketentuan yang sesuai untuk jembatan *nonconventional*. Ketentuan ini tidak perlu digunakan untuk struktur bawah tanah, kecuali ditentukan lain oleh pemilik pekerjaan. Pengaruh gempa terhadap gorong-gorong persegi dan bangunan bawah tanah tidak perlu diperhitungkan kecuali struktur tersebut melewati patahan aktif. Pengaruh ketidakstabilan keadaan tanah (misalnya: likuifaksi, longsor, dan perpindahan patahan) terhadap fungsi jembatan harus diperhitungkan. Perhitungan pengaruh gempa terhadap jembatan termasuk beban gempa, cara analisis, peta gempa, dan detail struktur mengacu pada SNI 2833:2008 Standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan.

## 2.5.14. Pengaruh getaran.

### 2.5.14.1. Jembatan standar dengan trotoar dan jembatan penyeberangan orang.

Getaran pada bangunan atas untuk jembatan penyeberangan harus diselidiki pada keadaan batas daya layan. Perilaku dinamis dari jembatan penyeberangan harus diselidiki secara khusus. Penyelidikan yang khusus ini tidak diperlukan untuk jembatan penyeberangan apabila memenuhi batasan-batasan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.12.



Gambar 2.12: Lendutan akibat getaran jembatan (SNI 2833:2008).

## 2.5.15. Pembebanan rencana *ralling*.

Fungsi utama railing yaitu untuk memberikan keamanan kepada pengguna jalan. Seluruh sistem pengaman lalu lintas, railing, dan railing kombinasi secara struktur dan geometrik harus tahan terhadap benturan kendaraan. Beberapa hal yang perlu diperhitungkan antara lain:

- Perlindungan terhadap penumpang kendaraan saat berbenturan dengan *ralling*.
- Perlindungan terhadap kendaraan lain yang berada dekat dengan lokasi benturan.
- Perlindungan terhadap manusia dan properti jalan dan area lain dibawah struktur jembatan.
- Kemungkinan peningkatan kinerja *ralling*.
- Efektivitas biaya.

- Tampak dan kebebasan pandang terhadap kendaraan yang lewat

### **2.5.15.1. Perencanaan *railing*.**

Railing kendaraan harus memiliki muka rel yang menerus di sisi-sisi lalu lintas. Rambu dengan elemen rel harus berada di sisi luar railing. Kontinuitas struktur pada elemen railing dan angkur ujung harus diperhitungkan. Sistem railing dan sambungannya terhadap lantai dapat digunakan setelah melalui pengujian tumbukan yang sesuai dengan kriteria kinerja yang diharapkan.

## **2.6. Jembatan Bagian Bawah (*Substructure*).**

Dalam jembatan terdapat beberapa struktur pada bagian bawah struktur ini berfungsi untuk mendukung jembatan agar dapat bertahan lama sesuai dengan umur yang telah direncanakan.

### **2.6.1. Bantalan jembatan (*Bearing*).**

Banyak jenis bantalan yang telah digunakan untuk jembatan. Tipe bantalan kontemporer meliputi bantalan elastomer yang diperkuat baja, bantalan geser, bantalan pin baja, bantalan rol, bantalan pin baja, bantalan cakram, bantalan bulat, dan bantalan isolasi seismik. Masing-masing bantalan ini memiliki karakteristik yang berbeda sehubungan dengan daya dukung beban vertikal dan horizontal, kekakuan vertikal, kekakuan horizontal, dan fleksibilitas rotasi. Pemahaman menyeluruh tentang karakteristik ini sangat penting untuk pemilihan dan desain bantalan yang ekonomis. Bantalan cakram, dan bantalan bulat, terkadang secara kolektif disebut bantalan multi-rotasi beban tinggi.



Gambar 2.13: Bantalan jembatan beton dan bantalan geser pelat baja (Chen dkk., 2000).

### 2.6.2. Pilar dan Kolom.

Pilar biasanya memiliki istilah umum untuk semua jenis substruktur yang berada di antara bentang horizontal dan pondasi. Namun, dari waktu ke waktu, yang paling banyak digunakan adalah pilar dinding penuh agar bisa membedakannya dari kolom lain. Dari sudut pandang struktural, sebuah kolom adalah anggota yang menolak gaya lateral terutama dengan aksi lentur, sedangkan pilar adalah anggota yang menolak gaya lateral terutama dengan mekanism geser. Sebuah pilar yang terdiri dari beberapa kolom yang sering terjadi kegagalan seperti "lendutan". Ada beberapa cara untuk menentukan tipe pilar. Salah satunya adalah dengan konektivitas strukturalnya ke struktur atas seperti monolitik atau kantilever. Serta dengan bentuk penampangnya seperti padat atau berlubang, Bulat, octagal, heksagonal, atau persegi panjang.



Gambar 2.14: Pilar yang terletak di dalam kota (Chen dkk., 2000).

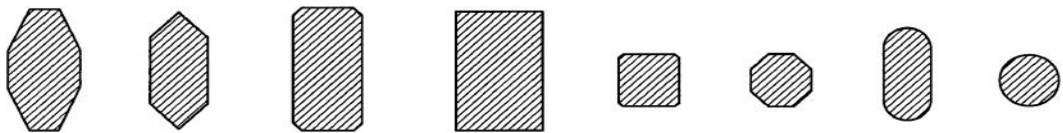


Gambar 2.15: Pilar pada kawasan air (Chen dkk., 2000).

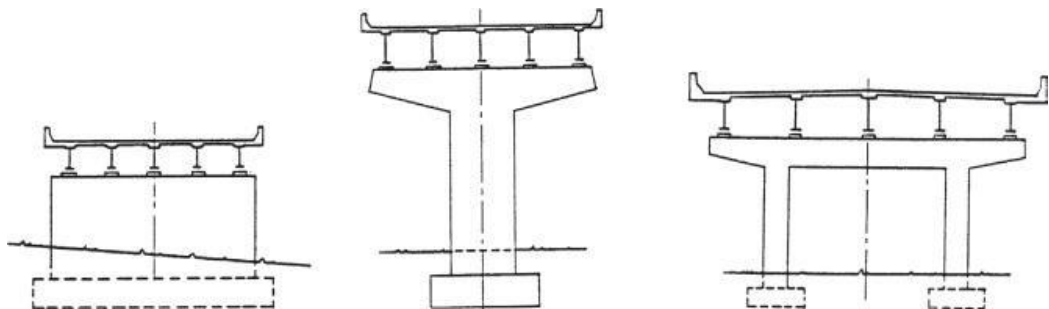
Pertukaran Konstruksi monolitik yang halus dan tidak hanya menciptakan struktur yang sangat menarik namun juga menyediakan sistem integral untuk melawan kekuatan seismik.

### 2.6.2.1. Macam-macam Bentuk Pilar.

Pemilihan jenis pilar untuk jembatan harus didasarkan pada persyaratan fungsional, structural, dan geometric. Estetika juga merupakan faktor pilihan yang sangat penting karena jembatan jalan raya modern berada. Gambar 2.16. menunjukkan kumpulan bentuk penampang khas untuk *overcrossings* dan jembatan di darat. Banyak negara seperti Departemen Perhubungan di Amerika Serikat memiliki bentuk kolom standar merekasendiri. Tipe pilar dinding penuh, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.17(tengah) sering digunakan pada penyeberangan air karena dapat dibangun sesuai proporsi yang ramping. Fitur ini dapat mendistribusikan beban aliran air dengan baik karena memberikan sedikit hambatan terhadap aliran air.

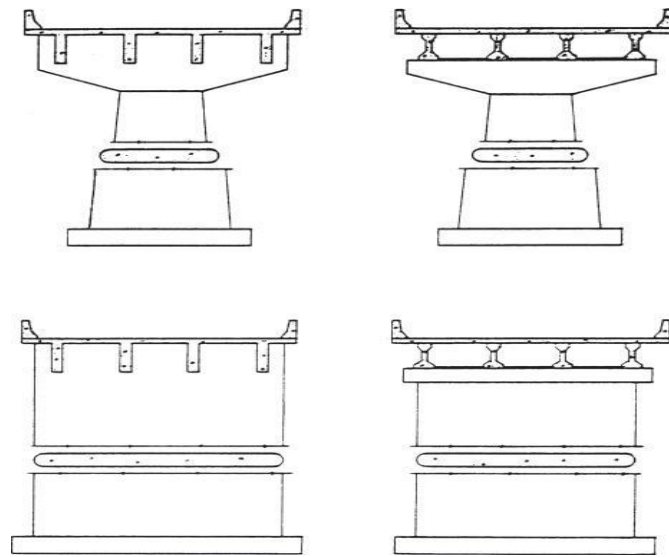


Gambar 2.16: Bentuk pilar bagian khusus pada jembatan darat (Chen dkk., 2000).

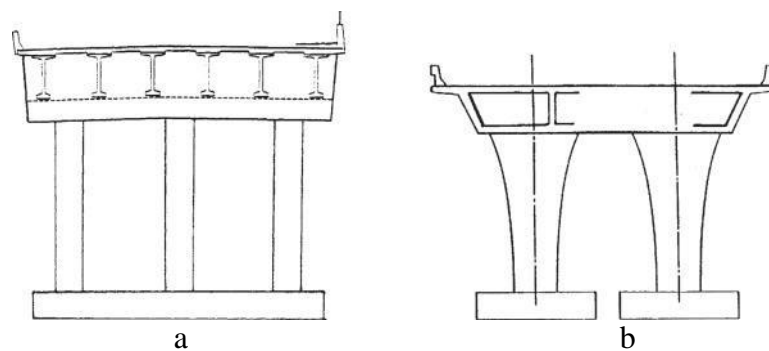


Gambar 2.17: Bagian pilar tampak samping (Chen, dkk., 2000).

Pilar Hammerhead, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.17 (tengah).sering ditemukan di daerah perkotaan di mana keterbatasan ruang menjadi masalah. Mereka digunakan untuk mendukung balok girder beton atau pracetak beton pracetak Standar untuk penggunaan pilar T sering dilakukan perawatan sedang untuk pilar multi dan kolom pendukung yang membentuk bingkai seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.17.



Gambar 2.18: Tipe pilar yang sering digunakan (atas) Hammerhead, (bawah) dinding penuh (Chen dkk., 2000).



Gambar 2.19: Pilar tipe multi kolom beton (a) pilar pracetak dengan girder, (b) pilar cetak ditempat girder(Chen dkk., 2000).



### **2.6.2.2.Hammerhead Pier.**

Jenis pilar ini lebih ekonomis dari pada tipe dinding, dan sering digunakan bila diperlukan pilar yang lebih tinggi. Ini terdiri dari batang persegi panjang yang ditutup dengan tutup tipe kantilever. Ini lebih murah untuk dibangun daripada pilar tipe dinding karena tidak banyak beton yang digunakan, dan ini kurang mengganggu arus. Pada umumnya tidak banyak perawatan yang dibutuhkan untuk jenis pilar ini kecuali jika terletak di bawah tenda dek yang tidak diikat.



Gambar 2.20: Salah satu pilar hammerhead yang digunakan di kawasan sungai (Chen dkk., 2000).

### **2.6.2.3.Beban pada pilar.**

Pilar adalah tiang yang digunakan sebagai penguat dalam sebuah bangunan, contohnya pilar jembatan. Pilar jembatan merupakan pondasi inti yang terletak dibagian tengah dan berfungsi sebagai penahan jembatan.

Pilar adalah bagian penting dari sebuah bangunan karena ia akan menentukan kokoh tidaknya suatu bangunan. Pilar terbuat dari batu, beton, dan material lainnya. Dalam struktur jembatan pilar memiliki peran sebagai penahan beban berupa beban gempa, beban akibat benda hanyutan, beban akibat gaya angin, dan gerusan lokal.

### 2.6.2.3.1. Beban akibat stabilitas tanah pada pondasi

Dalam perhitungan daya dukung pada pondasi pilar terdapat daya dukung dimana daya dukung di bedakan atas:

- Daya dukung ujung ( $Q_c$ )
- Daya dukung gesek ( $Q_s$ )

Kedua daya dukung tersebut dimobilisasi maka didapat:

$$Q_{ult} = Q_c + Q_s \quad (2.5)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{sf} \quad (2.6)$$

- Daya dukung ujung

Daya dukung ujung menurut Terzaghi sebagai berikut:

$$Q_e = A_p (1,3 \times c \times N_c + \gamma \times B \times N_\gamma \times a_\gamma) \quad (2.7)$$

- Daya dukung friksi (gesek)

Tahanan friksi dihitung dengan menggunakan cara  $\lambda$ :

$$f = \lambda (\sigma_v + 2 \times C_u) \quad (2.8)$$

### 2.6.2.3.2. Faktor seismik rencana.

Gaya seismik rencana ditentukan dengan membagi gaya elastis dengan faktor modifikasi respon  $R_d$  sesuai tingkatan daktilitas (lihat Tabel 2.15). Untuk pilar kolom majemuk  $R_d = 5$  untuk kedua sumbu ortogonal. Faktor  $R_d = 0,8$  untuk hubungan bangunan atas pada kepala jembatan,  $R_d = 1,0$  untuk hubungan kolom pada *cap* atau bangunan atas dan kolom pada pondasi. Untuk perencanaan pondasi digunakan setengah faktor  $R_d$  tetapi untuk tipe *pile cap* digunakan faktor  $R_d$ . Untuk klasifikasi D yaitu analisis rinci, dianjurkan cara perhitungan gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis, sehingga faktor  $R_d$  tidak digunakan dalam hal ini digunakan nilai pada Tabel 2.15.

Tabel 2.15: Faktor modifikasi respon ( $R_d$ ) untuk kolom dan hubungan dengan bangunan bawah (SNI 2833:2008).

Kolom atau Pilar		Penghubung (conector) bangunan atas adalah		
		Kepala jembatan (b)	Kolam Pilar dan Tiang (c)	Sambungan dilatasi
Pilar tipe dinding (a)	2 (sumbu kuat) 3(sumbuh lemah)	0,8	1,0	0,8
Kolom tunggal	3-4	0,8	1,0	0,8
Kolom majemuk	5-6	0,8	1,0	0,8
Pile cape beton	2-3	0,8	1,0	0,8

Catatan:  
a. Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar  
b. Untuk jembatan bentang tunggal digunakan faktor  $R_d = 2,5$  untuk hubungan pada kepala jembatan  
c. Sebagai alternatif hubungan kolom dapat direncanakan untuk gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis kolom

Dengan jarak spasi antara bangunan jembatan minimum (N) yang direncanakan menggunakan rumus pada tabel SNI 2833:2008 seperti pada Tabel 2.16.

Tabel 2.16: Kriteria panjang perletakan minimum N (SNI 2833:2008).

Panjang perletakan minimum, N (mm)	Katagori kinerja seismic
$N = (203+1,67L+6,66H) (1+0,00125 S^2)$	A dan B
$N = (305+2,5L+10H) (1+0,00125 S^2)$	C dan D

Catatan:  
- L adalah panjang lantai jembatan (m)  
- H adalah tinggi rata-rata dari kolom (m), sama dengan nol untuk bentang tunggal sederhana  
- S adalah sudut kemiringan/skew perletakan (derajat)

### 2.6.2.3.3. Koefisien reaksi tanah.

Koefisien reaksi tanah dasar (*subgrade*) diperoleh dari rumus berikut:

$$k_{H0} = \frac{1}{30} E_D$$

$$k_{V0} = \frac{1}{30} E_D \quad (2.9)$$

$$E_D = 2(1 + \nu_D) G_D$$

$$G_D = \frac{\gamma_1}{10g} V_{SD}^2$$

$V_{SD}$  adalah kecepatan gelombang geser elastis tanah (m/s).

Dimana  $V_{SD}$  untuk lapisan I diperoleh dari rumus

$$V_{SDI} = c_v V_{SI}$$

$$c_v = 0,8 (V_{SI} < 300 \text{ m/s}) \quad (2.10)$$

$$c_v = 1,0 (V_{SI} \geq 300 \text{ m/s})$$

$V_{SDI}$  adalah kecepatan gelombang geser elastis rata-rata dari lapisan tanah I yang digunakan untuk perhitungan pegas tanah (m/s);

$V_{SI}$  adalah kecepatan gelombang geser elastis rata-rata untuk lapisan i sesuai rumus 15 (m/s);

$C_v$  adalah faktor modifikasi berdasarkan regangan tanah.

Parameter dinamis ditentukan berdasarkan nilai parameter statis N (SPT) seperti Pers. 2.11.

$$V_{SI} = 100 N_1^{\frac{1}{3}} (1 \leq N_1 \leq 25) \text{ lapisan kohesi}$$

$$V_{SI} = 80 N_1^{1/3} (1 \leq N_1 \leq 50) \text{ lapisan kepasiran} \quad (2.11)$$

#### 2.6.2.3.4. Beban akibat Gempa.

Pengaruh gempa bumi pada jembatan dihitung senilai dengan pengaruh suatu gaya horisontal pada konstruksi yang akan ditinjau dan perlu dan perlu pula ditinjau gaya-gaya lain. Pengaruh gerakan gempa pada jembatan seperti gaya inersia, tekanan tanah, tekanan air, dan penyebaran lateral yang digunakan dalam perencanaan gempa.

#### 2.6.2.3.5. Beban akibat benda hanyutan.

Pengaruh benda hanyutan ini mengakibatkan terjadinya momen akibat adanya gaya yang menghantam bagian pilar secara terpusat sehingga perhitungan beban

hanyutan perlu diperhitungkan sesuai dengan SNI 1725:2016. Agar guling yang terjadi pada pilar dapat diantisipasi dengan baik.

#### **2.6.2.3.6. Beban akibat gaya angin pada pilar.**

Beban angin akan terjadi pada bangunan yang memiliki tertentu dan daerah yang tertentu dengan kekuatan yang berbeda beda, beban angin akan mengakibatkan keruntuhan akibat gaya tekan dan tarik pada bangunan.

#### **2.6.2.3.7. Beban akibat gerusan lokal.**

Gerusan merupakan proses alam yang dapat mengakibatkan kerusakan pada struktur bangunan di daerah aliran air. Penambahan gerusan akan terjadi dimana ada perubahan setempat dari geometri sungai seperti karakteristik tanah dasar setempat dan adanya halangan pada alir sungai berupa bangunan sungai.

Faktor keamanan keseluruhan yang lazim digunakan diperlihatkan dalam Tabel 2.17. Geseran harus ditafsirkan sebagai daya dukung untuk pondasi telapak. Walaupun nilai dalam Tabel 2.17 nampaknya tidak lebih besar daripada perencanaan baja, namun ketidakpastian dalam penentuan tegangan geser ijin (dalam banyak hal) menghasilkan faktor keamanan sesungguhnya yang lebih besar daripada yang ditunjukkan. Selanjutnya, bila penurunan membatasi, maka daya dukung ijin akan berkurang lebih jauh, yang juga akan memperbesar faktor keamanan yang sebenarnya. Beberapa peneliti (Hansen, 1967; Meyerhof, 1970) mengusulkan pemakaian faktor keamanan parsial untuk parameter-parameter tanah, misalnya, penggunaan nilai sebesar 1,2 sampai 1,3 pada  $c$  dan 1,5 sampai 2,5 pada kohesi. Faktor keamanan untuk kohesi lebih besar karena kohesi agak lebih bergantung pada keadaan. Dengan menggunakan singkatan suku beban dari Tabel 4.18, dan faktor pembesaran dari peraturan ( $R_i$ ) kombinasi berikut mungkin perlu diselidiki.

$$\text{Beban rencana} = R_D DL + R_L LL + R_s S + HS \quad (\text{SF} = 3,0)$$

$$\text{Beban rencana} = R_D DL + R_L LL + R_w W + HS \quad (\text{SF} = 2,0)$$

$$\text{Beban rencana} = R_D DL + R_L LL + R_E E + R_s S \quad (\text{SF} = 2,0)$$

Tabel 2.17: Nilai-nilai faktor keamanan yang lazim(Bowles, 1997).

Ragam kegagalan	Jenis pondasi	SF
Geser	Pekerjaan tanah Bendungan,urugan dan lain sebagainya.	1,2-1,6
Geser	Konstruksi penahan Dinding	1,5-2,0
Geser	Dinding papan turap, bendungan elak Galian yang ditopang (braced) (sementara)	1,2-1,6 1,2-1,5
Geser	Pondasi telapak Pondasi setempat Rakit Tarik:an ke atas	2-3 1,7-2,5 1,7-2,5
Rembesan	Tarikan ke atas, naiknya dasar galian Erosi bawah tanah	1,5-2,5 3-5

Tabel 2.18: Beban pondasi (Bowles, 1997).

Beban	Meliputi
Beban mati (DL)	Berat konstruksi dan semua bahan yang membebani secara permanen
Beban hid up (LL)	Setiap beban yang tidak membebani konstruksi secara permanen, tetapi konstruksi bisa dipengaruhinya
Beban salju (S)	Bekerja pada atap; nilai yang harus digunakan umumnya ditetapkan oleh peraturan.
Beban angin (W)	Bekerja pada bagian konstruksi yang terbuka
Gempa bumi (E)	Gaya lateral (biasanya) yang bekerja pada konstruksi
Hidrostatika (HS)	Setiap beban yang disebabkan oleh tekanan air dan bisa berupa tekanan (+) atau (-)
Tekanan tanah (EP)	Setiap beban yang disebabkan oleh tekanan tanah - biasanya lateral tetapi bias juga dalam arah lain.

### 2.6.3. Abutment.

Sebagai komponen jembatan, abutment memberikan dukungan vertikal pada suprastruktur jembatan di ujung jembatan, menghubungkan jembatan dengan jalan raya pendekatan, dan mempertahankan bahan dasar jalan dari bentang jembatan. Meskipun ada banyak jenis abutment dan abutment untuk jembatan penting mungkin sangat rumit, prinsip analisis dan metode perancangannya sangat mirip.

Beban desain abutment biasanya mencakup beban vertikal dan horizontal dari suprastruktur jembatan, tekanan tanah vertikal dan lateral, beban gravitasi abutment, dan biaya beban hidup pada material isi ulang abutment. Pembatasan harus dirancang agar tidak mengalami kerusakan untuk menahan tekanan bumi, beban gravitasi jembatan bagian atas dan abutment, beban hidup pada *superstruktur*, beban angin dan beban transisi yang ditransfer melalui hubungan antara *superstruktur* dan abutment. Sementara untuk abutment integral atau abutment tipe monolitik, efek dari deformasi suprastruktur jembatan, termasuk pergerakan panas jembatan, ke struktur pendekatan jembatan harus dipertimbangkan dalam desain abutment. Untuk Load Factor Design (LFD) (AASHTO 2002) atau Load and Resistant Factor Design (LRFD) (AASHTO 2012), beban desain abutment dapat diperoleh dengan mengalikan faktor beban ke beban pada tingkat pelayanan. Di bawah pemuatan seismik, abutment dapat dirancang karena tidak ada dukungan yang hilang pada suprastruktur jembatan sementara abutment dapat mengalami beberapa kerusakan yang dapat diperbaiki selama gempa besar.

Kombinasi beban dan beban yang tercantum dapat menyebabkan abutment geser, overturning, dan kegagalan bantalan tanah. Karakteristik stabilitas abutment harus diperiksa untuk memenuhi restriksi tertentu. Untuk abutment dengan pijakan penyebaran pada desain beban servis, faktor keamanan untuk menahan geser harus lebih besar dari 1,5. Faktor keamanan untuk menahan overturning harus lebih besar dari 2,0. Faktor keamanan terhadap kegagalan bantalan tanah harus lebih besar dari 3,0. Untuk penyangga dengan daya dukungan tiang, tumpuan harus dirancang untuk menahan kekuatan yang menyebabkan abutment mengalami keruntuhan, guling, dan kegagalan akibat geser. Biasanya, potensi kegagalan semacam ini ditunjukkan dalam laporan geoteknik kepada perancang jembatan. Penutupan dalam atau relokasi abutment dapat digunakan untuk menghindari kegagalan semacam pada abutment.

## 2.7. Pembebanan pada struktur jembatan bagian bawah (SNI 1725-2016).

### 2.7.1. Beban akibat tekanan tanah (TA).

Koefisien tekanan tanah nominal harus dihitung berdasarkan sifat-sifat tanah. Sifat-sifat tanah (kepadatan, kadar kelembaban, kohesi sudut geser dalam dan lain sebagainya) harus diperoleh berdasarkan hasil pengukuran dan pengujian tanah baik di lapangan ataupun laboratorium. Bila tidak diperoleh data yang cukup maka karakteristik tanah dapat ditentukan sesuai dengan ketentuan pada pasal ini. Tekanan tanah lateral mempunyai hubungan yang tidak linier dengan sifat-sifat bahan tanah. Tekanan tanah lateral pada keadaan batas daya layan dihitung berdasarkan nilai nominal dari  $\gamma_s$ ,  $c$  dan  $\phi_f$ .

Dengan menggunakan persamaan metode mayerhof berdasarkan daya dukung dengan data SPT adalah

$$Q_{ult} = 40 \times N_b \times A_p + 0,2 \times N \times A_s \quad (2.12)$$

Tekanan tanah lateral pada keadaan batas kekuatan dihitung dengan menggunakan nilai nominal dari  $\gamma_s$  dan nilai rencana dari  $c$  serta  $\phi_f$ . Nilai-nilai rencana dari  $c$  serta  $\phi_f$  diperoleh dari nilai nominal dengan menggunakan faktor reduksi kekuatan. Kemudian tekanan tanah lateral yang diperoleh masih berupa nilai nominal dan selanjutnya harus dikalikan dengan faktor beban yang sesuai seperti yang tercantum pada Tabel 2.19.

Tabel 2.19: Nilai faktor beban pada tekanan tanah (SNI 1725:2016).

Kondisi	Faktor Beban ( $\gamma_{TA}$ )			
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma^{sTA}$ )		Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^{uTA}$ )	
	Tekanan Tanah		Biasa	Terkurangi
Tetap	Tekanan Tanah Vertikal	1.00	1.25	0.8
	Tekanan Tanah Lateral			
	- Aktif	1.00	1.25	0.8
	- Pasif	1.00	1.40	0.7
	- Diam	1.00		

Catatan: Tekanan tanah dalam keadaan diam biasanya tidak diperhitungkan pada keadaan batads ultimit.



Tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara dengan tanah setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut. 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 tidak perlu diperhitungkan.

Tekanan tanah lateral dalam keadaan diam umumnya tidak diperhitungkan pada keadaan batas kekuatan. Apabila keadaan demikian timbul, maka faktor beban untuk keadaan batas kekuatan yang digunakan untuk menghitung nilai rencana dari tekanan tanah dalam keadaan diam harus sama seperti untuk tekanan tanah dalam keadaan aktif. Faktor beban pada keadaan batas daya layan untuk tekanan tanah dalam keadaan diam adalah 1,0, tetapi harus hati-hati dalam pemilihan nilai nominal yang memadai pada waktu menghitung tekanan tanah.

### **2.7.2. Keberadaan air.**

Jika air tidak diperbolehkan keluar dari dinding penahan tanah, maka pengaruh tekanan air hidrostatik harus ditambahkan terhadap tekanan tanah. Jika air dapat tergenang di belakang dinding penahan tanah, maka dinding harus direncanakan untuk memikul gaya hidrostatik akibat tekanan air ditambah dengan tekanan tanah. Berat jenis terendam tanah harus digunakan untuk perhitungan tekanan tanah yang berada dibawah muka air.

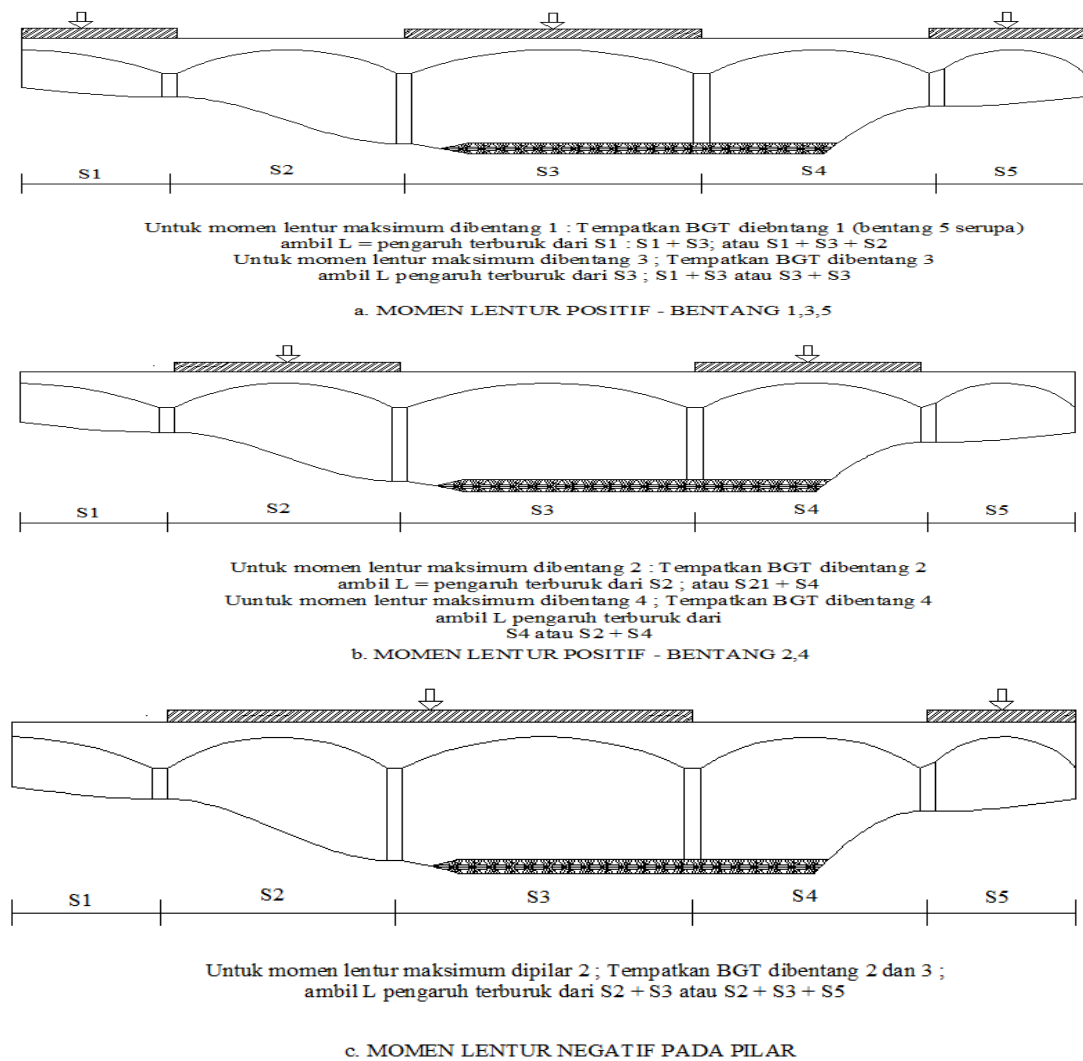
Jika level muka air berbeda antara muka dinding, maka pengaruh rembesan terhadap kestabilan dinding dan potensi *piping* harus diperhitungkan. Tekanan air pori harus ditambahkan terhadap tekanan tanah efektif dalam penentuan tekanan tanah lateral total.

### **2.7.3. Pengaruh gempa.**

Pengaruh inersia dinding dan kemungkinan amplifikasi tekanan tanah aktif dan mobilisasi massa tanah pasif akibat gaya gempa harus diperhitungkan.

#### 2.7.4. Distribusi beban "D".

Beban "D" harus disusun pada arah melintang sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum. Penyusunan komponen-komponen BTR dan BGT dari beban "D" secara umum dapat dilihat pada Gambar 2.11. Kemudian untuk alternatif penempatan dalam arah memanjang dapat dilihat pada Gambar 2.21 dan 2.21.



Gambar 2.21: Alternatif penempatan beban 'D' dalam arah memanjang (SNI 1725;2016).

#### 2.7.5. Respon terhadap beban lajur "D".

Distribusi beban hidup dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan

geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan. Hal itu dilakukan dengan mempertimbangkan beban lajur “D” tersebar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk kerb dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai.

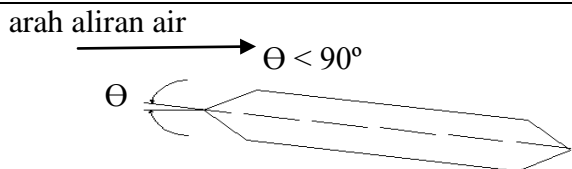
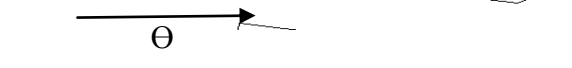
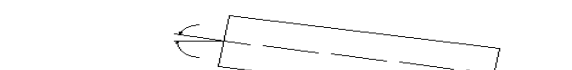

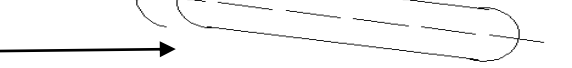
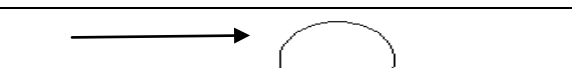

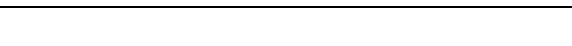
### 2.7.6. Aliran air, benda hanyutan dan tumbukan batang kayu (EF).

Gaya seret nominal ultimit dan daya layan pada pilar akibat aliran air tergantung

pada kecepatan air rata-rata sesuai dengan Pers. 2.13. Faktor beban untuk perhitungan gaya akibat aliran air dapat digunakan sesuai dengan Tabel 2.20.

$$T_{EF} = 0,5 C_D V_S^2 A_d \quad (2.13)$$

Tabel 2.20: Koefisien seret ( $C_D$ ) dan angkat ( $C_L$ ) untuk berbagai pilar (SNI 1725:2016).

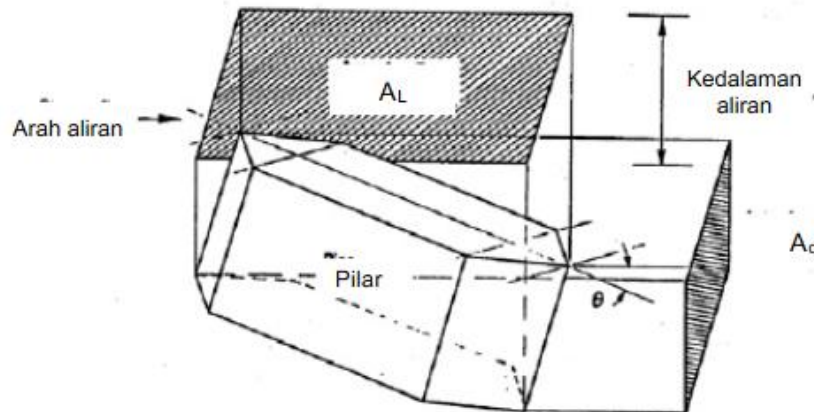
Bentuk pilar	Koefisien seret ( $C_D$ )	Koefisien angkat ( $C_L$ )	
	0,8	$\theta$	$C_L$
	1,4	0°	0
	0,7	5°	0,5
	0,7	10°	0,9
	0,7	20°	0,9
	0,7	30°	1,0
	0,7	Tidak dapat digunakan	
	0,7	Tidak dapat dipakai	

Tabel 2.21: Faktor beban akibat aliran air, benda hanyutan dan tumbukan dengan batang kayu (SNI 1725:2016).

Tipe Beban	Faktor Beban ( $\gamma_{EF}$ )	
	Keadaan Batas Layan ( $\gamma^{sEF}$ )	Keadaan Batas Ultimit ( $\gamma^{uEF}$ )
Transien	1,0	Lihat tabel 18

Bila pilar tipe dinding membuat sudut dengan arah aliran, gaya angkat melintang akan semakin meningkat. Nilai nominal dari gaya angkat dalam arah tegak lurus gaya seret, adalah:

$$T_{EF} = 0,5 C_D V_S^2 A_L \quad (2.14)$$



Gambar 2.22: Luas proyeksi pilar untuk gaya akibat aliran air (SNI 1725:2016).

Tabel 2.22: Periode ulang banjir untuk kecepatan rencana air (DPU Prinsip Dasar teknik Jembatan dan Aplikasinya).

Kondisi	Periode ulang banjir	Faktor beban
Daya layan untuk semua jembatan	20 tahun	1,0
Ultimit:		
Jembatan besar dan penting	100 tahun	2,0
Jembatan permanen	50 tahun	1,5
Gorong – gorong	50 tahun	1,0
Jembatab sementara	20 tahun	1,0

Apabila bangunan atas jembatan terendam, koefisien seret ( $C_D$ ) yang bekerja di sekeliling bangunan atas, yang diproyeksikan tegak lurus arah aliran bisa diambil sebesar 2,2 kecuali apabila data yang lebih tepat tersedia, untuk jembatan yang terendam, gaya angkat akan meningkat dengan cara yang sama seperti pada pilar tipe dinding. Perhitungan untuk gaya-gaya angkat tersebut adalah sama, kecuali bila besarnya  $A_L$  diambil sebagai luas dari daerah lantai jembatan

Gaya akibat benda hanyutan dihitung menggunakan Pers. 2.14 dengan:

$$C_D = 1,04$$

Jika tidak ada data yang lebih tepat, luas proyeksi benda hanyutan bisa dihitung seperti berikut:

- a) untuk jembatan yang permukaan airnya terletak di bawah bangunan atas, luas benda hanyutan yang bekerja pada pilar dihitung dengan menganggap bahwa kedalaman minimum dari benda hanyutan adalah 1,2 m dibawah muka air banjir. Panjang hamparan dari benda hanyutan diambil setengahnya dari jumlah bentang yang berdekatan atau 20 m, diambil yang terkecil dari kedua nilai ini.
- b) Untuk jembatan dimana bangunan atas terendam, kedalaman benda hanyutan diambil sama dengan kedalaman bangunan atas termasuk sandaran atau penghalang lalu lintas ditambah minimal 1,2 m. Kedalaman maksimum benda hanyutan boleh diambil 3 m kecuali apabila menurut pengalaman setempat menunjukkan bahwa hamparan dari benda hanyutan dapat terakumulasi. Panjang hamparan benda hanyutan yang bekerja pada pilar diambil setengah dari jumlah bentang yang berdekatan.

Gaya akibat tumbukan dengan batang kayu dihitung dengan menganggap bahwa batang dengan massa minimum sebesar 2 ton hanyut pada kecepatan aliran rencana harus bisa ditahan dengan gaya maksimum berdasarkan lendutan elastis ekuivalen dari pilar dengan Pers. 2.15:

$$T_{EF} = \frac{M(V_a)^2}{d} \quad (2.15)$$

Tabel 2.23: Lendutan ekuivalen untuk tumbukan batang kayu (SNI 2833:2008).

Tipe pilar	$d_{ev}$ (m)
Pilar beton massif	0,075
Tiang beton perancah	0,150
Tiang kayu perancah	0,300

Gaya akibat tumbukan kayu dan benda hanyutan lainnya jangan diambil secara bersamaan. Tumbukan batang kayu harus ditinjau secara bersamaan

dengan gaya angkat dan gaya seret. Untuk kombinasi pembebanan, tumbukan batang kayu harus ditinjau sebagai aksi transien.

### 2.7.7. Tekanan hidrostatik dan gaya apung (EU).

Permukaan air rendah dan tinggi harus ditentukan selama umur bangunan dan digunakan untuk menghitung tekanan hidrostatik dan gaya apung. Dalam menghitung pengaruh tekanan hidrostatik, kemungkinan adanya gradien hidrolis yang melintang bangunan harus diperhitungkan.

Table 2.24: Faktor beban akibat tekanan hidrostatik dan gaya apung (SNI 1725:2016).

Tipe Beban	Faktor Beban (YMA)		
		Biasa	Terkurangi
Tetap	1,00	1,0 (1,1) <sup>(1)</sup>	1,0 (0,90) <sup>(1)</sup>
Catatan <sup>(1)</sup> : Angka yang ditunjukkan dalam tanda kurung digunakan untuk bangunan penahan air atau bangunan lainnya dengan gaya apung dan hidrostatik sangat dominan			

Bangunan penahan tanah harus direncanakan mampu menahan pengaruh total air tanah kecuali jika timbunan bisa mengalirkan air. Sistem drainase demikian bisa merupakan irisan dari timbunan yang mudah mengalirkan air di belakang dinding, dengan bagian belakang dari irisan naik dari dasar dinding pada sudut maksimum 60° arah horizontal.

Pengaruh daya apung harus ditinjau terhadap bangunan atas yang mempunyai rongga atau lobang yang memungkinkan udara terjebak, kecuali apabila ventilasi udara dipasang. Daya apung harus ditinjau bersamaan dengan gaya akibat aliran. Dalam memperkirakan pengaruh daya apung, harus ditinjau beberapa ketentuan sebagai berikut:

- a. pengaruh daya apung pada bangunan bawah (termasuk tiang) dan beban mati bangunan atas;
- b. syarat-syarat sistem ikatan dari bangunan atas;

- c. syarat-syarat drainase dengan adanya rongga-rongga pada bagian dalam supaya air bisa keluar pada waktu surut.

### **2.7.8. Gaya angin yang langsung bekerja pada struktur bawah.**

Gaya melintang dan longitudinal yang harus dikerjakan secara langsung pada bangunan bawah harus dihitung berdasarkan tekanan tekanan angin dasar sebesar 0,0019 MPa. Untuk angin dengan sudut serang tidak tegak lurus terhadap bangunan bawah, gaya ini harus diuraikan menjadi komponen yang bekerja tegak lurus terhadap bidang tepi dan bidang muka dari bangunan bawah. Komponen-komponen ini bekerja tegak lurus terhadap pada masing-masing permukaan yang mengalami tekanan dan perencana harus menerapkan gaya-gaya tersenut bersamaan dengan beban angin yang bekerja pada struktur atas.

### **2.8. Pembeban ketahanan gempa pada struktur bawah.**

Evaluasi teknis dari pengaruh gerakan gempa pada jembatan seperti gaya inersia, tekanan tanah, tekanan air, dan likuefaksi dan penyebaran lateral yang digunakan dalam perencanaan gempa.

#### **2.8.1. Koefisien geser dasarkan program.**

Koefisien geser dasar elastis dan plastis berdasar program Koefisien geser dasar elastis dan plastis berdasarkan program ‘*Shake*’ dari *California Transportation Code* ditentukan dengan Pers. 2.16., 2.17. dan Gambar 2.33.

$$C_{\text{elastis}} = A.R.S \quad (2.16)$$

$$C_{\text{plastis}} = \frac{A.R.S}{Z} \quad (2.17)$$

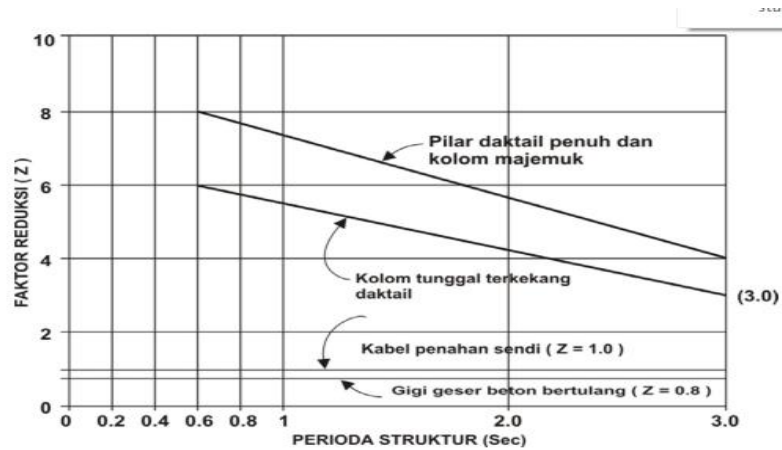
dengan pengertian:

$C_{\text{elastis}}$  adalah koefisien geser dasar tanpa faktor daktilitas dan risiko ( $Z$ ) (lihat Gambar 2.24);

$C_{\text{plastis}}$  adalah koefisien geser dasar termasuk faktor daktilitas dan risiko ( $Z$ ) (lihat Gambar 2.24);

- A adalah percepatan/akselerasi puncak *PGA* di batuan dasar (g) (lihat Tabel 2.25);
- R adalah respon batuan dasar;
- S adalah amplifikasi di permukaan sesuai tipe tanah;
- Z adalah faktor reduksi sehubungan daktalitas dan risiko (Gambar 2.23)

Peraturan gempa yang selama ini berlaku, menggunakan koefisien geser dasar plastis ( $A.R.S/Z$ ) dimana termasuk faktor daktalitas rata-rata sebesar 4 dan faktor risiko 1 serta redaman 5%, sehingga langsung dapat digunakan oleh perencana dalam menentukan nilai koefisien gempa untuk analisis statis (lihat Gambar 2.23).

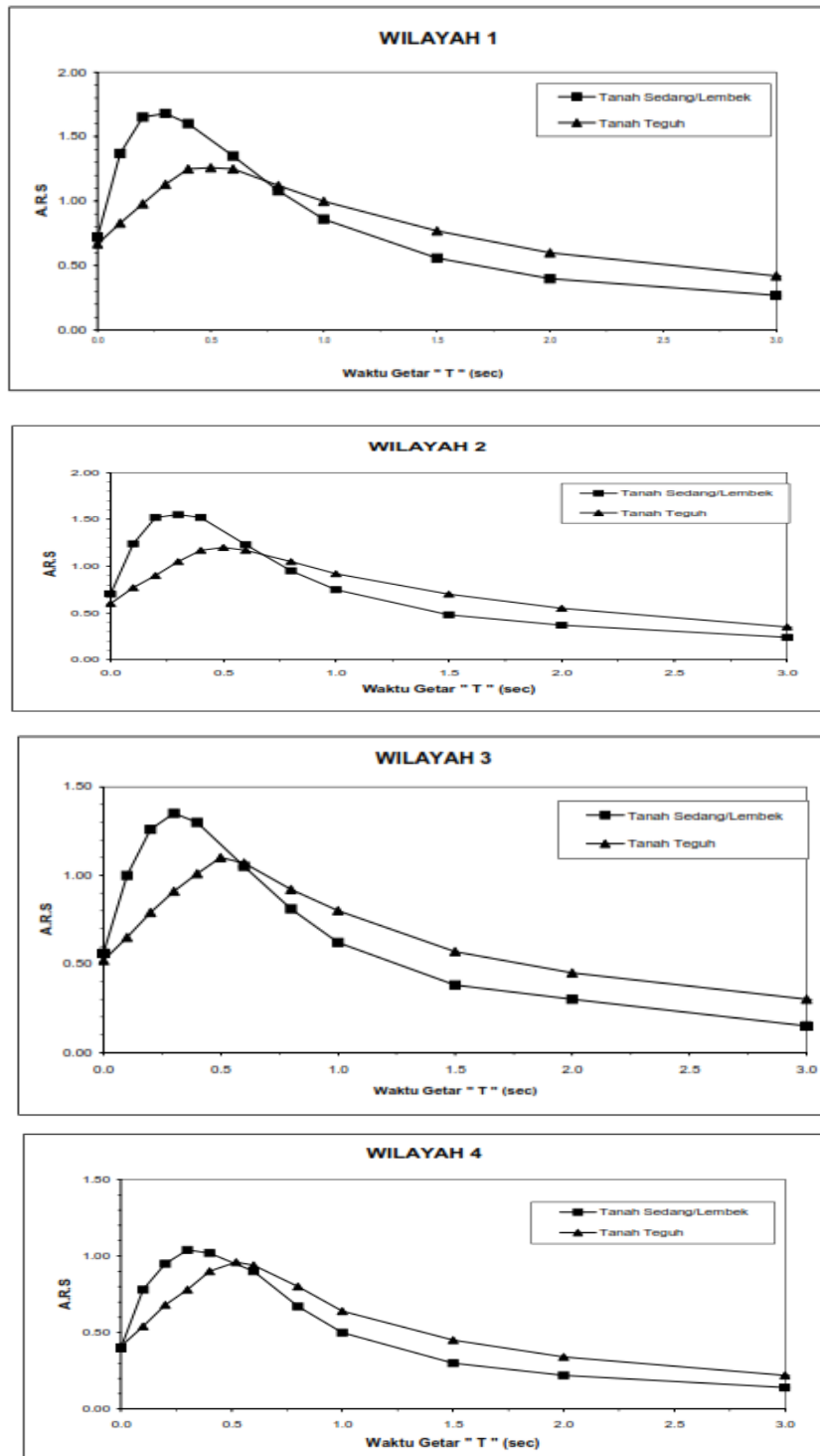


Gambar 2.23:Faktor reduksi sehubungan daktalitas dan risiko Z (SNI 2833:2008).

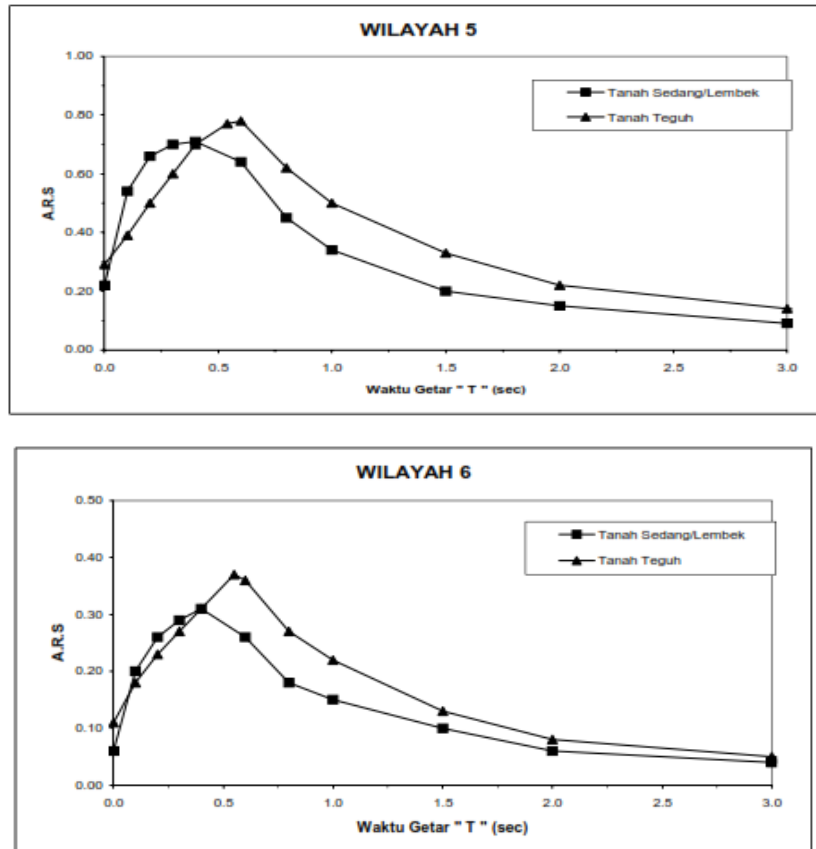
Tabel 2.25: Akselerasi puncak *PGA* di batuan dasar sesuai periode ulang (SNI 2833:2008).

PGA (g)	50 tahun	100 tahun	200 tahun	500 tahun	1000 tahun
Wilayah 1	0,34-0,38	0,40-0,46	0,47-0,53	0,53-0,60	0,59-0,67
Wilayah 2	0,29-0,32	0,35-0,38	0,40-0,44	0,46-0,50	0,52-0,56
Wilayah 3	0,23-0,26	0,27-0,30	0,32-0,35	0,36-0,40	0,40-0,45
Wilayah 4	0,17-0,19	0,20-0,23	0,23-0,26	0,26-0,30	0,29-0,34
Wilayah 5	0,10-0,13	0,11-0,15	0,23-0,28	0,15-0,20	0,17-0,22
Wilayah 6	0,03-0,06	0,04-0,08	0,04-0,09	0,05-0,10	0,06-0,11

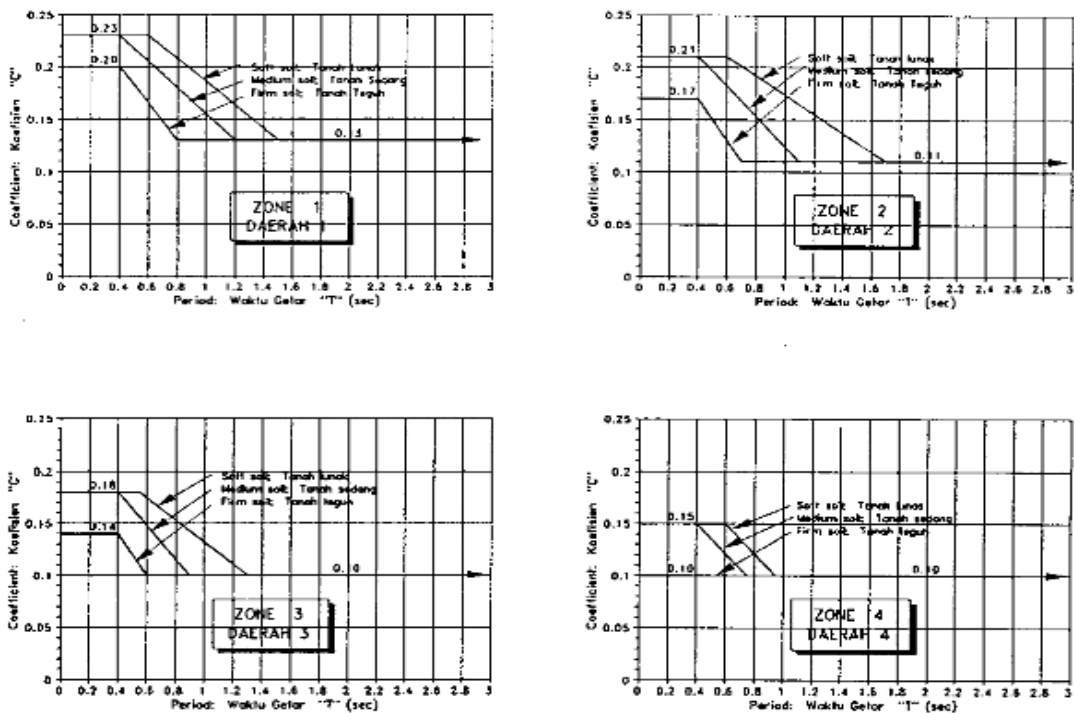




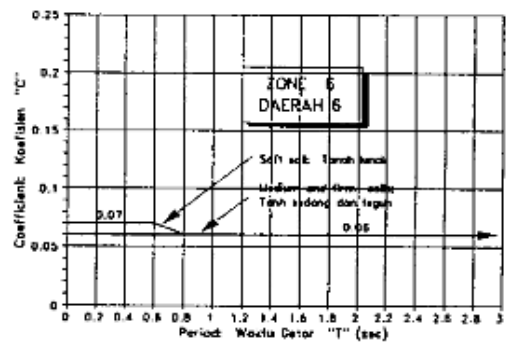
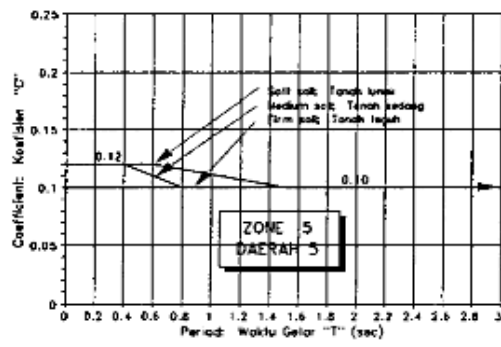
Gambar 2.24: Koefisien geser dasar (C) elastis untuk analisis dinamis, periode ulang 500 tahun (SNI 2833:2008).



Gambar 2.24: Lanjutan.



Gambar 2.25: Koefisien geser dasar (C) plastis untuk analisis statis, periode ulang 500 tahun (SNI 2833:2008).



Gambar 2.25: Lanjutan.

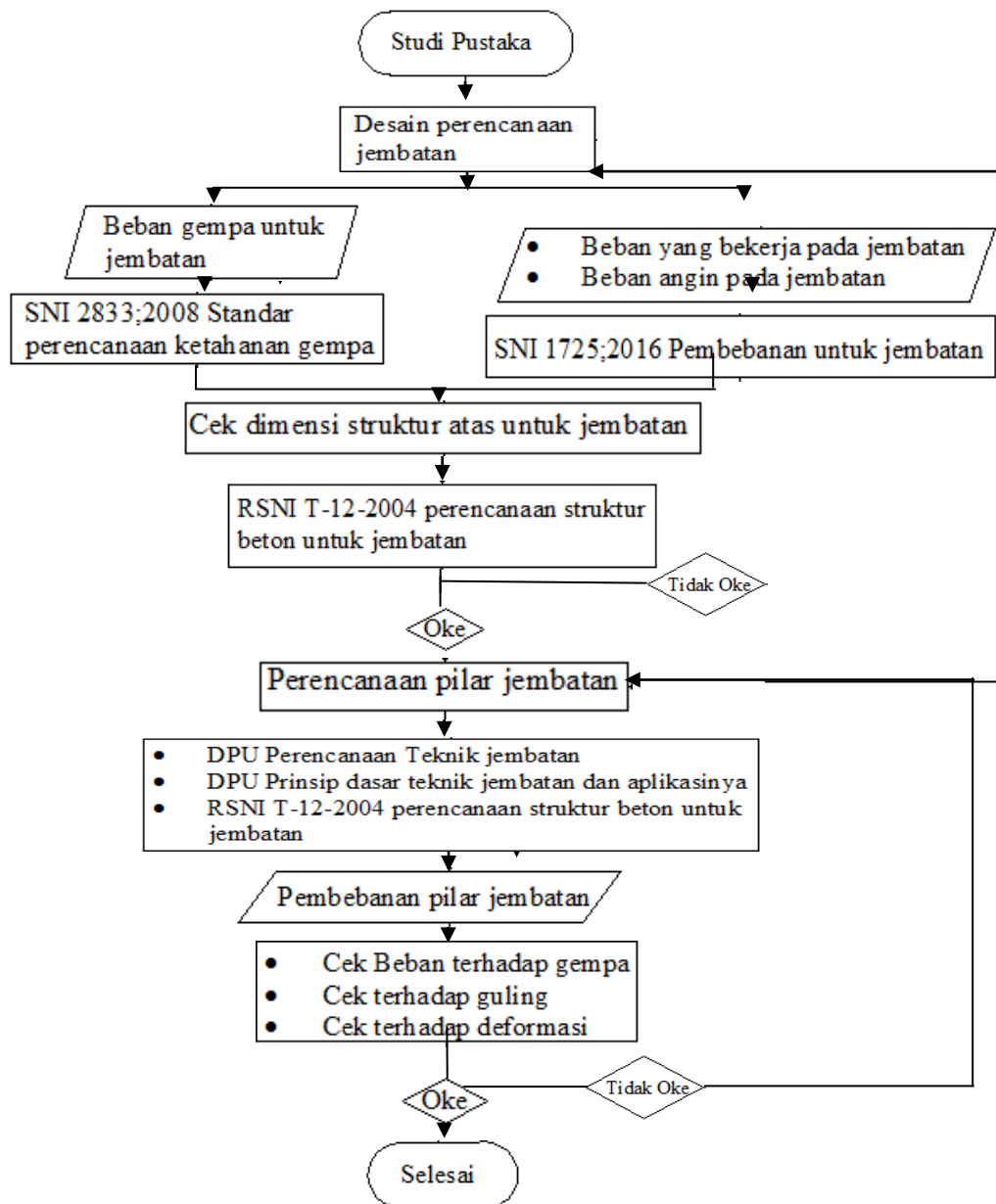


Gambar 2.26: Wilayah gempa Indonesia untuk periode ulang 500 tahun (SNI 2833:2008)

## BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

### 3.1. Metodologi Penelitian.

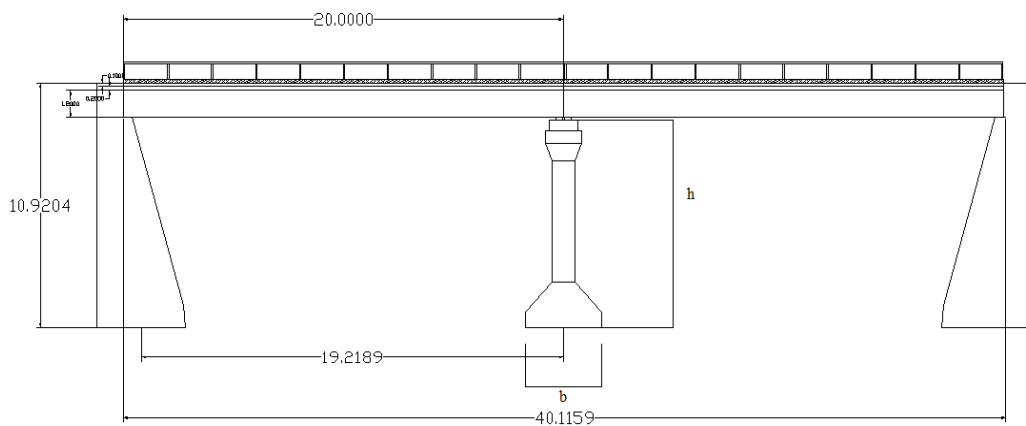
Langkah-langkah dalam perencanaan dan analisis struktur pilar pada jembatan dengan bentang 40 m memiliki tahapan-tahapan seperti Gambar 3.1.



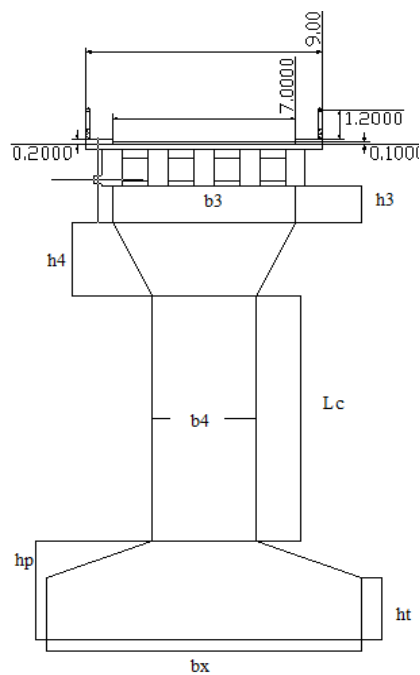
Gambar 3.1: Diagram alir perencanaan.

### 3.2. Data umum jembatan.

Jembatan yang akan menggunakan pilar adalah jembatan yang memiliki panjang 40 m dan lebar 9 meter dengan kepadatan lalu lintas pada daerah perkotaan yang melewati sebuah sungai dengan keadaan jembatan terbagi dua oleh pilar yang direncanakan.



Gambar 3.2: Penampang jembatan arah memanjang.



Gambar 3.3: Potongan melintang jembatan.

### 3.2.1. Data Jembatan.

- a. Klasifikasi Jembatan = Kelas I Bina Marga
- b. Tipe Jembatan = Beton Bertulang
- c. Jumlah Bentang = 1 m
- d. Panjang Total Jembatan = 40 m
- e. Lebar Jembatan = 9 m
- Dimensi Jembatan
  - a. Tebal slab lantai jembatan = 0,2 m
  - b. Tebal lapisan aspal + over-lay = 0,1 m
  - c. Tebal genangan air hujan = 0,05 m
  - d. Jarak antara balok lantai = 2,25 m
  - e. Lebar jalur lalu lintas = 7 m
  - f. Lebar trotoar = 1 m
- Bahan Struktur
  - a. Mutu Beton
  - b. Kuat tekan beton  $f'c$  = 35 Mpa
  - c. Modulus elastik ( $E_c$ )  
 $= 4700 \times \sqrt{(f'c)}$  = 27805,60 Mpa
  - d. Angka Poisson  $\nu$  = 0,2
  - e. Koefisien Muai beton = 0,00001 per °C

### 3.3. Data Tanah.

Diketahui sebuah tanah dengan uji sondir dan didapat nilai sebagai berikut :

$$W_s = 16917 \quad \text{kg/m}^3$$

$$C = 5 \quad \text{Kpa}$$

$$S = 10^\circ$$

$$\phi = 35^\circ$$

### 3.4. Data perencanaan pilar.

Pilar yang akan direncanakan memiliki empat model yang berbeda pada suatu jembatan yang sama dan lokasi yang sama dimana jembatan akan dibangun dengan panjang 40 m dan lebar 9 m pada kondisi bentang tidak menerus dengan kepadatan lalu lintas yang memadai.

#### 3.4.1. Data bahan yang akan dipakai.

- Bahan struktur
  - a. Mutu beton = K-300
  - b. Mutu baja tulangan = U-39
  - c. Kuat tekan beton =  $f'c$  35
  - d. Modulus elastisitas =  $4700\sqrt{f'c}$  =  $4700\sqrt{35}$   
= 27805.575
  - e. Angka poisson = 0.2
  - f. Koefisien muai beton =  $10^{-4}$
- Data sungai
  - a. Banjir rencana = 3,5 m
  - b. Rata-rata pertahun = 2,337 m
  - c. Sudut arah aliran sungai pada pilar =  $10^\circ$

### 3.5. Analisa beban jembatan pada pilar.

Jembatan yang akan dianalisa adalah jembatan yang memiliki panjang 40 m dengan bentang yang dipisah oleh pilar, sehingga bentang yang akan dianalisis memiliki panjang 20 m. Semua beban yang diterima pada jembatan akan disalurkan pada pilar secara vertikal termasuk berat sendiri jembatan. Diasumsikan beban yang diterima oleh jembatan mengacu pada SNI-1725-2017 menggunakan program aplikasi analisis struktur.

#### 3.5.1. Berat sendiri pilar.

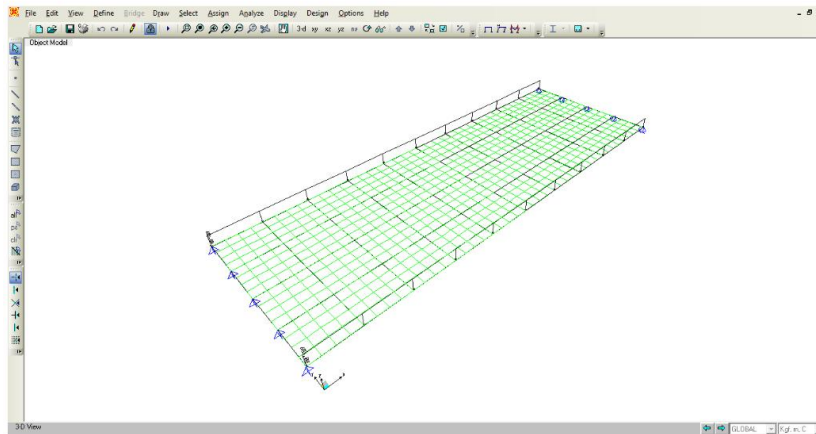
Berat sendiri pilar diperoleh dari perhitungan titik berat dimana hasil dari perhitungan ini dimasukkan kedalam program aplikasi analisis struktur yang



digunakan untuk perencanaan jembatan dan pilar.

### 3.5.2. Berat sendiri Jembatan (MS).

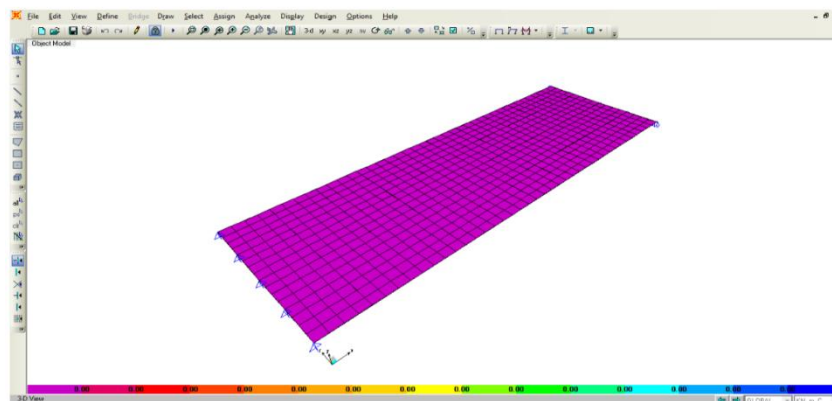
Nilai beban pada jembatan atau beban sendiri jembatan didapat dengan memasukkan beban pada program aplikasi struktur dan sesuai dengan ketentuan SNI 1725:2016 tentang pembebanan jembatan.



Gambar 3.4: *Input* beban mati jembatan pada program aplikasi analisis struktur.

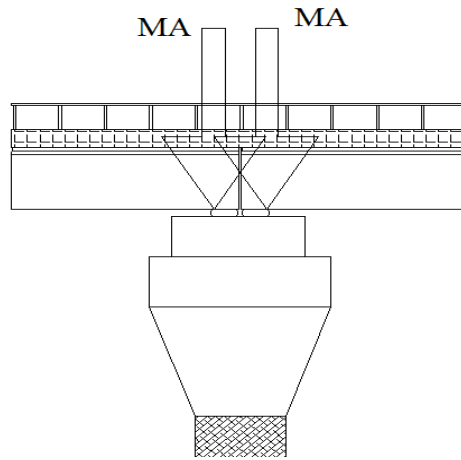
### 3.5.3. Beban mati tambahan (MA).

Beban mati tambahan dalam jembatan merupakan beban mati yang berupa lapisan aspal dan genangan air yang ada pada jembatan yang akan direncanakan sesuai dengan aturan yang berlaku dan kondisi cuaca lokasi.



Gambar 3.5: Beban mati tambahan pada program aplikasi analisis struktur.

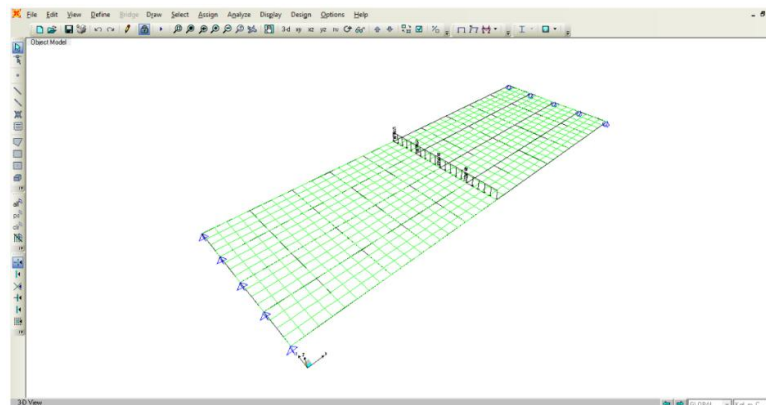
Maka beban yang akan diterima pilar seperti Gambar 3.6.



Gambar 3.6: Beban yang dipikul pilar.

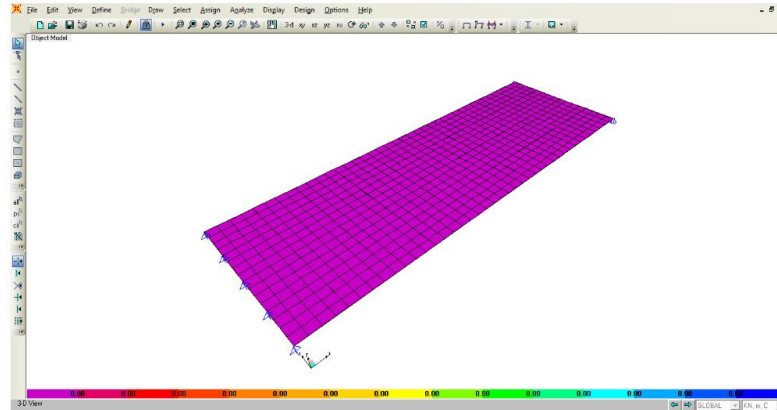
#### 3.5.4. Beban lajur (TD).

Beban lajur pada jembatan merupakan beban yang diakibatkan oleh kendaraan yang melaju di jembatan yang direncanakan. Dalam hal ini beban lajur dibagi menjadi dua perhitungan yaitu BTR dan BGT. Dimana diketahui beban lajur untuk BTR dan BGT didapat nilainya dengan menggunakan program aplikasi analisis struktur seperti Gambar 3.7.



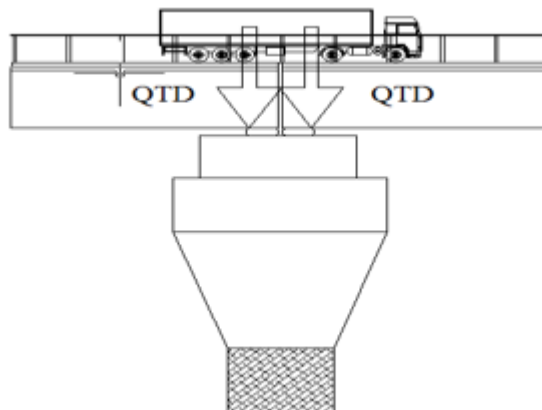
Gambar 3.7: Beban TD (BGT) pada jembatan pada program aplikasi analisis struktur.

Beban BGT *diinput* dibagian tengah bentang jembatan sedangkan beban BTR akan *diinput* secara merata keseluruh jembatan. Beban lajur terdiri dari kendaraan roda dua dan roda 4 seperti truk bergandar. Gambar pembebanan BTR yang *diinput* pada program aplikasi struktur seperti pada Gambar 3.8.



Gambar 3.8: Beban lajur (BTR) pada jembatan dengan program aplikasi analisis struktur.

Maka untuk pengaplikasian beban pilar pada program aplikasi strukturakan seperti Gambar 3.9.

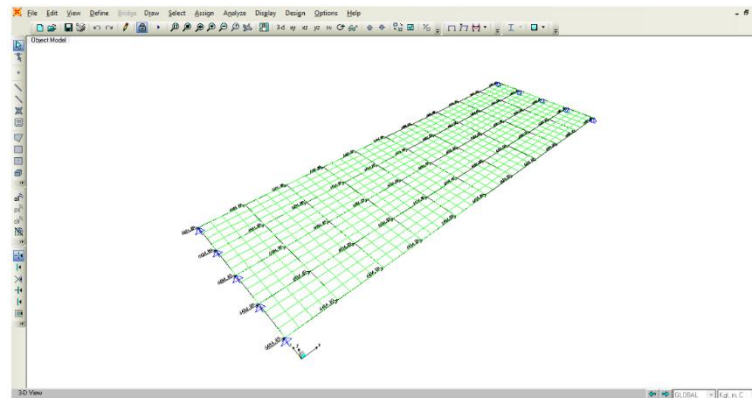


Gambar 3.9: Beban lajur (TD) yang diterima pilar dari jembatan.

### 3.5.5. Beban rem (TB).

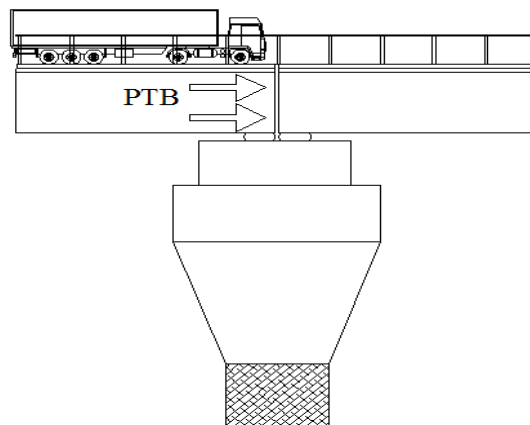
Beban rem merupakan beban kejut kendaraan pada jembatan sehingga, gaya yang diterima oleh jembatan berupa gaya horizontal yang berpengaruh bagi

jembatan berpilar. beban rem yang terjadi pada jembatan akan di *input* dengan menggunakan program aplikasi struktur.



Gambar 3.10: *Input* beban TB dengan menggunakan program aplikasi analisis struktur.

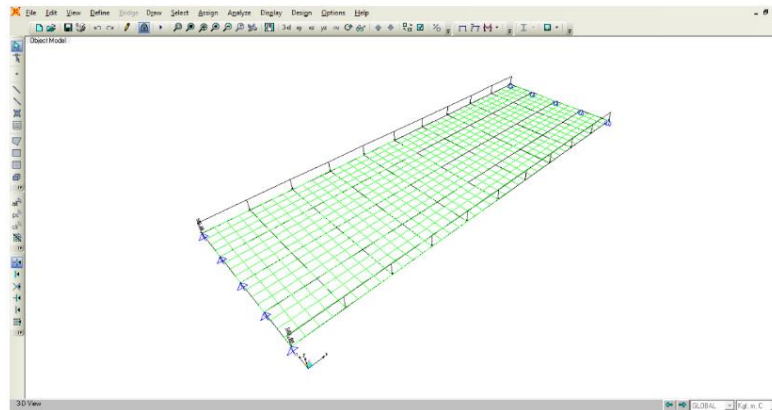
Sehingga pengaplikasian beban rem pada pilar adalah seperti Gambar 3.11.



Gambar 3.11: Beban yang diterima pilar dari jembatan (beban rem).

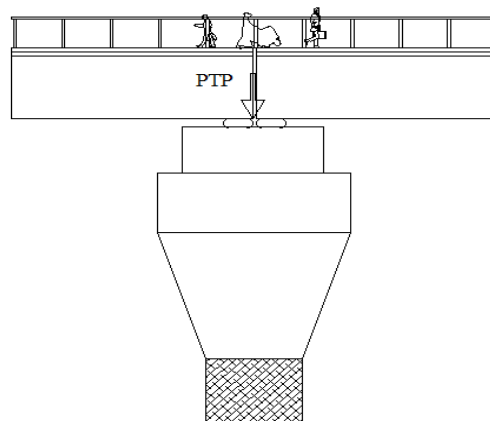
### 3.5.6. Beban pejalan kaki (TP).

Beban pejalan kaki merupakan beban yang ditimbulkan oleh pejalan yang melintasi jembatan beban ini di *input* melalui program aplikasi struktur di area girder ujung untuk pembebanannya beban ini diperhitungkan dengan cara diintensitaskan sebesar 5 kPa atau sebesar 500 kg untuk setiap girder dan dianggap sebagai beban terbagi rata.



Gambar 3.12: Beban pejalan kaki pada program aplikasi analisis struktur.

Dalam hal ini beban pejalan kaki akan dimasukkan kedalam beban pilar sebagai beban terpusat untuk melihat reaksi beban tersebut pada pilar seperti Gambar 3.13.



Gambar 3.13: Beban yang ditransfer oleh jembatan ke pilar.

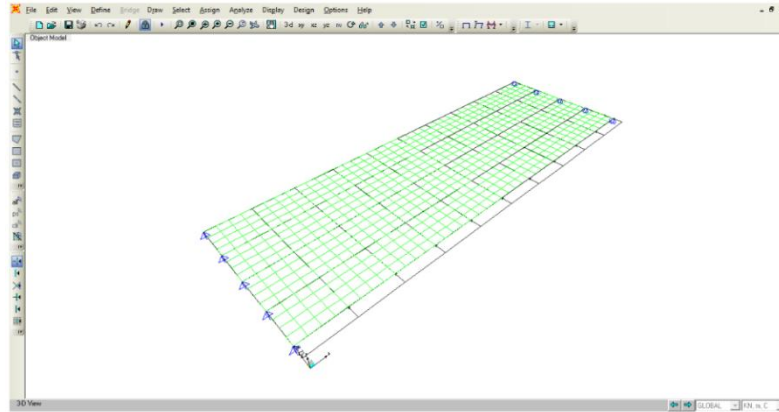
### 3.5.7. Beban angin (EW).

Beban angin pada jembatan dibagi atas dua variasi yaitu beban angin pada struktur dan beban angin pada kendaraan.

#### 3.5.7.1. Beban angin struktur (EWs).

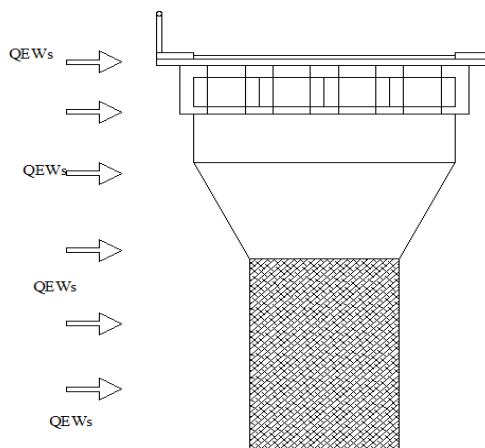
Beban angin struktur yang direncanakan menggunakan ketentuan yang tertera pada buku panduan SNI 1725:2016 beban angin yang berkerja pada jembatan.

Dimana tekanan angin dasar sebesar 0,0024 dan gaya total beban angin pada struktur atas.



Gambar 3.13: *Input* beban angin pada struktur menggunakan program aplikasi analisis struktur.

Sehingga beban yang akan dimasukkan kedalam pilar akan seperti Gambar 3.14.

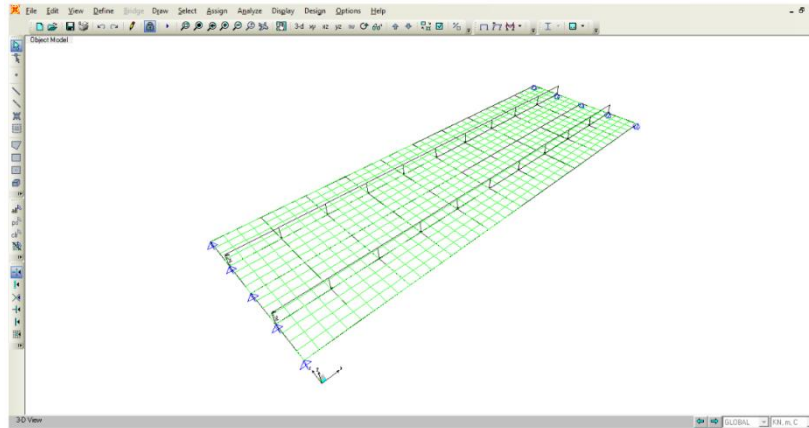


Gambar 3.14: *Input* beban angin struktur pada pilar.

### 3.5.7.2. Beban angin kendaraan (EWI).

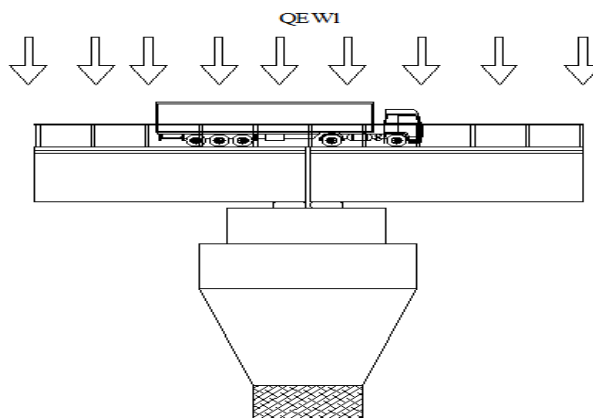
Beban anginkendaraan yang direncanakan sesuai dengan buku panduan SNI 1725:2016 dikatakan beban angin yang berkerja pada jembatan dirumuskan harus

diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan, sesuai dengan SNI 1725:2016.



Gambar 3.15: *Input* beban angin kendaraan menggunakan program aplikasi analisis struktur.

Maka untuk pembebanan beban angin pada kendaraan akan diinput seperti Gambar 3.16.

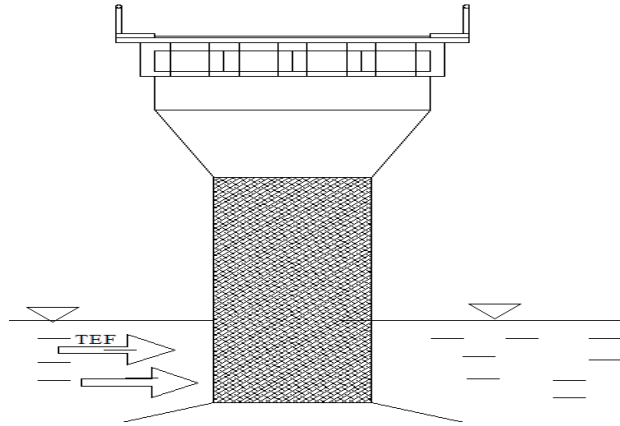


Gambar 3.16: *Input* beban angin kendaraan pada pilar.

### 3.5.8. Beban aliran air.

Aliran air terjadi hanya pada bagian bawah jembatan yang berada dialiran sungai, beban air, beban ini diakibatkan oleh arus deras dari aliran sungai. Dengan menggunakan buku SNI 1725:2016 didapat gaya aliran air.

Maka beban aliran air akan menerpa atau menghantam bagian bawah pilar seperti Gambar 3.17.



Gambar 3.17: Beban aliran air pada pilar.

### **3.5.9. Gaya angkat pilar.**

Gaya angkat akan dihitung karena pilar yang direncanakan membuat sudut dengan aliran air maka gaya angkat akan di hitung sesuai dengan SNI 1725:2016. Dimana nilai sudut yang dibuat adalah  $10^\circ$  dengan nilai koefisien seret 0.9.

### **3.5.10. Beban benda hanyutan.**

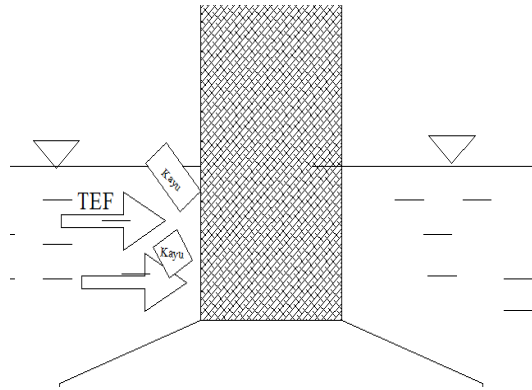
Beban benda hanyutan adalah beban yang terjadi didalam air benda ini bias berupa besi atau bangkai hewan yang hanyut akibat arus sungai, beban ini dihitung menggunakan rumus yang sama dengan rumus aliran air.

### **3.5.11. Beban tumbukan dengan batang kayu.**

Beban ini diperhitungkan dengan menggunakan rumus yang tertera pada SNI 1725:2016, dimana beban ini menganggap bahwa batang kayu dengan massa minimum sebesar 2 ton hanyut pada kecepatan aliran rencana harus bias ditahan dengan gaya maksimum berdasarkan lendutan elastis ekuivalen dari pilar dengan rumus sebagai berikut;

Maka pembebanan pada pilar akan seperti Gambar 3.18.





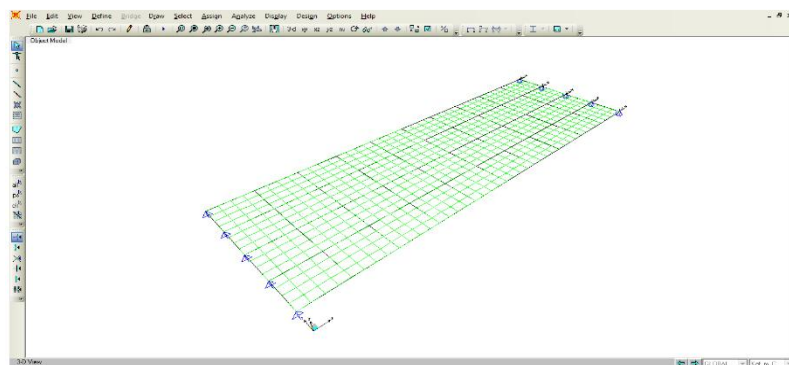
Gambar 3.18: Ilustrasi beban hantaman kayu pada pilar.

Sehingga beban yang akan digunakan pada pilar untuk kekuatan menahan beban adalah nilai terbesar antara benda hanyutan dan gaya akibat tumbukan kayu.

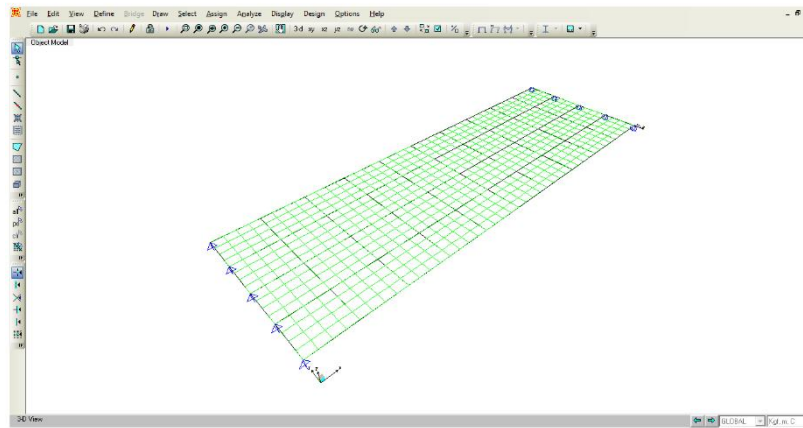
### 3.5.12. Beban gempa.

Beban gempa pada pilar memiliki dua arah yaitu arah x dan arah y, beban ini akan diperhitungkan dengan menggunakan rumus static ekivalen dimana.

Untuk memasukan beban gempa pada jembatan melalui software aplikasi struktur dapat dilakukan dengan memberikan beban pada ujung jembatan yang diasumsikan tempat perletakan pilar seperti pada Gambar 3.19.

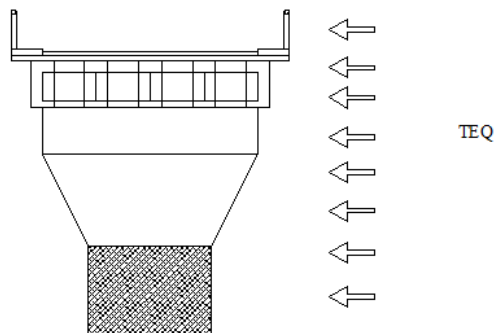


Gamabar 3.19 :*Input* beban gempa arah x pada program aplikasi analisis struktur.

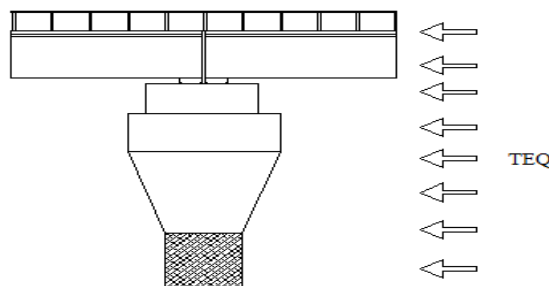


Gamabar 3.20 :*Input* beban gempa arah y pada program aplikasi analisis struktur.

Dalam perhitungan ini beban gempa dapat menimbulkan tekanan air lateral dimana tekan ini sangat diperhitungkan dalam perhitungan pilar yang tinggi mencapai  $\geq 7$  m. Pembebanan gempa pada pilar dapat dilihat pada Gambar 3.20 dan 3.21.

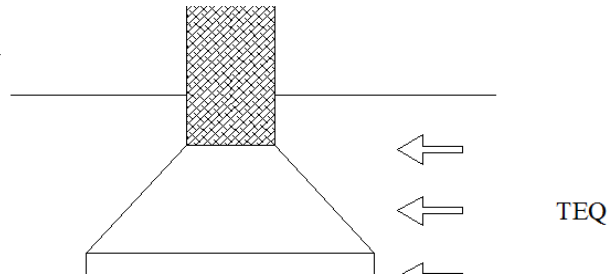


Gambar 3.21:Gambar pembebanan gempa arah y.

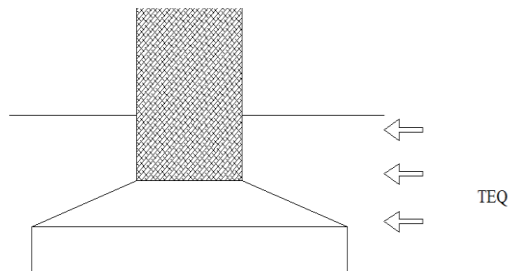


Gambar 3.22:Pembebanan gempa pada pilar arah x.

Sehingga untuk pembebanan pada pilar tekan air dapat di lihat pada Gambar 3.22.



Gambar 3.23: beban tekanan air arah y pada pilar yang direncanakan.



Gambar 3.24: Beban tekanan air arah x pada pilar rencana.

### 3.5.13. Stabilitas akibat guling.

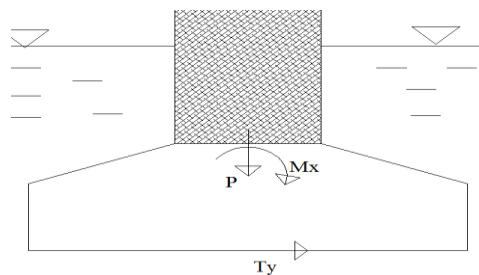
Stabilitas terhadap guling direncanakan sesuai dengan kondisi aliran sungai yang akan dibangun jembatan berpilar. Stabilitas ini dipengaruhi oleh keadaan tanah dan tinggi pilar yang direncanakan, dengan menggunakan.

Dan dengan syarat SF (angka aman) terhadap guling di dapat sebesar.

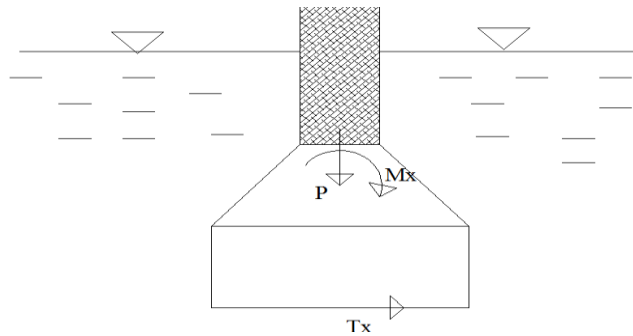
$$\text{Beban rencana} = R_D DL + R_L LL + R_S S + HS \quad (\text{SF}=3,0)$$

$$\text{Beban rencana} = R_D DL + R_L LL + R_W W + HS \quad (\text{SF}=2,0)$$

$$\text{Beban rencana} = R_D DL + R_L LL + R_E E + R_S S \quad (\text{SF}=2,0)$$



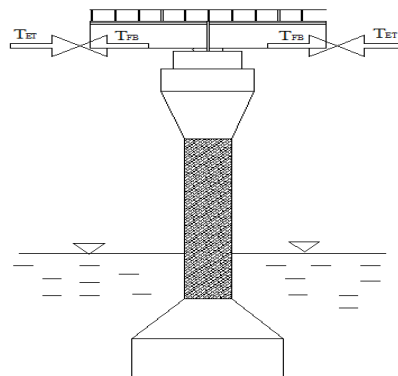
Gambar 3.25: Beban stabilitas guling terhadap ujung pilar arah x.



Gambar 3.26: Beban stabilitas guling terhadap ujung pilar arah y.

### 3.5.14. Gaya gesek (FB) dan pengaruh temperatur (ET).

Gaya gesek pada perletakan bergerak ( $T_{FB}$ ) maupun gaya yang ditimbulkan oleh perbedaan temperatur ( $T_{ET}$ ) resultan gayanya = 0 (saling meniadakan), sehingga gaya-gaya tsb. tidak diperhitungkan dalam analisis Pilar.



Gambar 3.27: Gaya gesek dan pengaruh temperature yang saling meniadakan .

### 3.5.15. Cek terhadap lendutan.

Untuk perencanaan bangunan atas jembatan harus mengacu anatra lain :

- Perencanaan struktur atas menggunakan *Limit states* atau Rencana Keadaan Batas berupa *Ultimate Limit States* (ULS) dan *Serviceability Limit States* (SLS)
- Deformabiliti, lawan lendut dan lendutan dari struktur atas jembatan harus dihitung dengan cermat, baik untuk jangka pendek maupun jangka panjang

agar tidak melampaui nilai batas yang diizinkan yaitu *Simple Beam* (SLS) < L/800 dan kantilever L/400.

### 3.5.16. Perencanaan bangunan bawah jembatan.

Untuk perencanaan bangunan pilar jembatan harus mengacu anatra lain :

- Perencanaan struktur atas menggunakan *Limit states* atau Rencana Keadaan Batas berupa *Ultimate Limit States* (ULS) dan *Serviceability Limit States* (SLS).
- Pilar yang diizinkan untuk dibangun adalah : pilar balok cap, pilar dinding penuh, pilar portal satu tingkat, pilar portal dua tingkat, pilar kolom tunggal (dihindarkan untuk daerah zona gempa besar).
- Selimut beton yang digunakan minimal 30mm (daerah normal) dan minimal 50mm (daerah agresif)

### 3.5.17. Dimensi pilar model 1.

- Ukuran pilar model 1
  - Tinggi ukuran kepala (headstock) = 3 m
  - Lebar ukuran kepala (headstock) = 5 m
  - Tebal ukuran kepala (headstock) = 3 m
  - Tinggi pilar = 8 m
  - Lebar pilar = 3 m
  - Tebal pilar = 1,2 m
- Ukuran pur
  - Tinggi penampang total = 3 m
  - Tebal penampang = 6 m
  - Lebar penampang = 9 m

### 3.5.18. Dimensi pilar model 2.

- Ukuran pilar model 2
  - Tinggi ukuran kepala (headstock) = 3 m
  - Lebar ukuran kepala (headstock) = 8 m

Tebal ukuran kepala (headstock)	=	3	m
Tinggi pilar	=	5	m
Lebar pilar	=	3	m
Tebal pilar	=	1.2	m
• Ukuran pur			
Tinggital penampang	=	3	m
Tebal penampang	=	6	m
Lebar penampang	=	9	m

### 3.5.19. Dimensi pilar model 3.

• Ukuran pilar model 3			
Tinggi ukuran kepala (headstock)	=	3	m
Lebar ukuran kepala (headstock)	=	8	m
Tebal ukuran kepala (headstock)	=	3	m
Tinggi pilar	=	7	m
Lebar pilar	=	3	m
Tebal pilar	=	1.2	m
• Ukuran pur			
Tinggi penampang	=	3	m
Tebal penampang	=	6	m
Lebar penampang	=	9	m

### 3.5.20. Dimensi pilar model 4.

• Ukuran pilar model 4			
Tinggi ukuran kepala (headstock)	=	3	m
Lebar ukuran kepala (headstock)	=	7	m
Tebal ukuran kepala (headstock)	=	3	m
Tinggi pilar	=	8	m
Lebar pilar	=	3	m
Tebal pilar	=	1.2	m
• Ukuran pur			

Tinggi penampang	=	3	m
Tebal penampang	=	6	m
Lebar penampang	=	9	m

## BAB 4

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 4.1. Tinjauan Umum.

Pada bab ini akan membahas hasil dari studi perencanaan Pilar *Hammerhead*. Dari analisa yang dilakukan terhadap beberapa model pilar untuk jembatan dengan bentang 40 m didapat nilai – nilai yang disyaratkan sesuai dengan SNI 1725:2016 dan RSNI T-12-2004 tentang pembebanan jembatan dan perencanaan struktur beton untuk jembatan. Dalam analisis ini didapat hasil dari perbandingan ke 4 Model pilar dengan bentang yang berbeda pada gempa, guling dan geser.

#### 4.2. Hasil analisis jembatan bentang 40 m.

Dalam perhitungan perencanaan jembatan sesuai dengan SNI 1725:2016 dan syarat yang sudah ditentukan, dalam perencanaan jembatan perlu adanya pemeriksaan jembatan untuk memenuhi batas layan guna untuk pembangunan jembatan.

##### 4.2.1. Hasil perhitungan beban gempa pada jembatan.

Dalam perhitungan ini beban gempa dihitung dengan menggunakan rumus stati ekivalen sesuai dengan SNI 2833:2008 pasal 4.1 dimana jembatan menggunakan klasifikasi kepentingan II dengan faktor keutamaan 1 dengan nilai gempa yang didapat dalam perhitungan adalah

Maka, beban gempa diperoleh:

$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_T = 1,1025 \times 1,2 \times 232.208 = 256.009,32 \text{ Kg}$$

Maka nilai beban gempa pada satu bentang adalah

$$Q_{EQ} = T_{EQ} / (L \cdot \text{lebar total jembatan}) = \frac{256.009,32}{20 \times 9} = 1.422,274 \text{ Kg/m}^2$$



#### 4.2.2. Hasil pemeriksaan lendutan yang terjadi pada jembatan.

Lendutan untuk kondisi struktur jembatan, pada perhitungan diasumsikan jembatan memiliki dua bentang sehingga perhitungan dilakukan hanya dengan satu bentang dengan syarat bahwa lendutan yang diizinkan yaitu *simple beam* (SLS)  $> L/800$ , umur rencana jembatan direncanakan 50 tahun.

Untuk jembatan 40 m dengan dua bentang diasumsikan memiliki nilai lendutan pada kombinasi adalah

Tabel 4.1: Asumsi lendutan jembatan 40 m.

Kombinasi	lendutan m
Kuat I	0.00357
Kuat II	0.004059
Kuat III	0.005774
Kuat IV	0.005774
Kuat V	0.005764
Ekstrem I	0.002547
Eksterem II	0.002549
Daya Layan I	0.00622
Daya Layan II	0.007468
Fatik (TD dan TR)	4.81E-06

Dengan syarat lendutan  $L/800$  maka perencanaan jembatan memenuhi syarat pembangunan untuk jembatan, dimana:

$$\begin{aligned} L/800 = 20/800 = 0.025 \text{ m} &> \text{Kuat I} &&= 0.00357 \text{ m (OK)} \\ L/800 = 20/800 = 0.025 \text{ m} &> \text{Kuat II} &&= 0.004059 \text{ m (OK)} \\ L/800 = 20/800 = 0.025 \text{ m} &> \text{Kuat III} &&= 0.005774 \text{ m (OK)} \\ L/800 = 20/800 = 0.025 \text{ m} &> \text{Kuat IV} &&= 0.005774 \text{ m (OK)} \\ L/800 = 20/800 = 0.025 \text{ m} &> \text{Kuat V} &&= 0.005764 \text{ m (OK)} \\ L/800 = 20/800 = 0.025 \text{ m} &> \text{Ekstrem I} &&= 0.002547 \text{ m (OK)} \\ L/800 = 20/800 = 0.025 \text{ m} &> \text{Eksterem II} &&= 0.002549 \text{ m (OK)} \\ L/800 = 20/800 = 0.025 \text{ m} &> \text{Daya Layan I} &&= 0.00622 \text{ m (OK)} \\ L/800 = 20/800 = 0.025 \text{ m} &> \text{Daya Layan II} &&= 0.007468 \text{ m (OK)} \\ L/800 = 20/800 = 0.025 \text{ m} &> \text{Fatik (TD dan TR)} &&= 0.00000481 \text{ m (OK)} \end{aligned}$$

### 4.3. Hasil analisis pada pilar Model 1.

Berdasarkan RSNI T-12-2004, Pilar yang mendukung jembatan harus diperiksa terhadap pengaruh tumbukan dari kendaraan agar menjamin bahwa struktur tidak akan runtuh oleh berat sendiri jika satu penunjang/perletakan berpindah dari beban yang diterima oleh pilar dari struktur atas. Hasil analisa beban pada pilar Model 1 dapat dilihat pada lampiran.

#### 4.3.1. Hasil analisis guling terhadap pilar model 1.

Dalam perhitungan pilar ada 10 kombinasi yang harus ditinjau dan persentase beban izin guling dan geser adalah 0%, perhitungan untuk guling dan geser dapat dilihat pada lampiran dan nilai guling memanjang dan melintang adalah.

Tabel 4.2: Hasil analisis pilar Model 1 terhadap guling arah memanjang.

no	Kombinasi	SF	Keterangan
2	KUAT II	2.96	> 2.0 ( OK )
3	KUAT III	3.41	> 2.0 ( OK )
4	KUAT IV	263.10	> 2.0 ( OK )
5	KUAT V	549.93	> 2.0 ( OK )
6	EKSTREM I	215.91	> 2.0 ( OK )
7	EKSTREM II	2.01	> 2.0 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	33.71	> 2.0 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	3.45	> 2.0 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0.74	

Tabel 4.3: Hasil analisis pilar Model terhadap guling arah melintang.

no	Kombinasi	SF	Keterangan
1	KUAT I	8.20	> 2.0 ( OK )
2	KUAT II	7.34	> 2.0 ( OK )
3	KUAT III	4.29	> 2.0 ( OK )
4	KUAT IV	4.33	> 2.0 ( OK )
5	KUAT V	4.29	> 2.0 ( OK )
6	EKSTREM I	2.04	> 2.0 ( OK )
7	EKSTREM II	4.42	> 2.0 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	5.28	> 2.0 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	3.17	> 2.0 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0.00	

Dapat dilihat dari Tabel 4.1. dan 4.2. bahwa pilar dengan tinggi kolom 8 m dengan lebar kepala pilar 5 m sanggup menahan beban guling yang di akibatkan oleh deras arus air yang terjadi pada pilar sehingga pilar dapat memenuhi syarat yang ditentukan pada SNI Jembatan.

Dari hasil Tabel 4.1. dan 4.2. diketahui bahwa kombinasi 6 (ekstrim I) memiliki kemungkinan mengalami guling terbesar dari semua kombinasi yang ada sehingga perlu pengawasan terhadap guling yang terjadi pada pilar.

#### 4.3.2. Hasil analisis geser pada pilar Model 1.

Dalam perhitungan geser untuk pilar perlu diketahui bahwa geser yang dihitung akibat tekan air, perhitungan dapat dilihat pada lampiran dan kemampuan pilar dalam menahan beban akibat geser pada pilar adalah.

Tabel 4.4: Hasil analisis pilar Model 1 terhadap geser arah memanjang.

no	Kombinasi	SF	Keterangan
1	KUAT I	17218.73	> 1.2 ( OK )
2	KUAT II	21146.84	> 1.2 ( OK )
3	KUAT III	38260.89	> 1.2 ( OK )
4	KUAT IV	104958.34	> 1.2 ( OK )
5	KUAT V	30071.23	> 1.2 ( OK )
6	EKSTREM I	1150.62	> 1.2 ( OK )
7	EKSTREM II	43450.57	> 1.2 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	16603.78	> 1.2 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	46747.49	> 1.2 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	49425.37	

Sedangkan untuk hasil analisis akibat geser arah melintang dapat dilihat pada Tabel 4.5.

Tabel 4.5: Hasil analisis pilar Model 1 terhadap geser arah melintang.

no	Kombinasi	SF	Keterangan
1	KUAT I	894.37	> 1.2 ( OK )
2	KUAT II	894.36	> 1.2 ( OK )
3	KUAT III	841.44	> 1.2 ( OK )
4	KUAT IV	894.30	> 1.2 ( OK )

Tabel 4.5: *Lanjutan.*

no	Kombinasi	SF	Keterangan
5	KUAT V	796.48	> 1.2 ( OK )
6	EKSTREM I	501.84	> 1.2 ( OK )
7	EKSTREM II	894.30	> 1.2 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	796.50	> 1.2 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	842.54	> 1.2 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0.00	

#### 4.3.3. Hasil analisis deformasi pada pilar.

Deformasi pada pilar terjadi akibat dua faktor yaitu guling akibat tekanan air dan akibat gempa, perhitungan dapat dilihat dalam lampiran didapat nilai untuk deformasi adalah

Kondisi 1 akibat beban Gempa

$$\Delta = 1.188496231 \text{ mm}$$

Kondisi 2 akibat beban Guling

$$\Delta = 4.040164273 \text{ mm}$$

#### 4.4. Hasil analisis terhadap pilar Model 2.

##### 4.4.1. Hasil analisis pilar Model 2 akibat guling.

Hasil dari analisa manual atau perhitungan ini dapat dilihat dalam lampiran dan nilai aman untuk guling pada pilar Model 2 didapat nilai sebesar.

Tabel 4.6: Hasil analisis guling arah memanjang pada pilar Model 2.

no	Kombinasi	SF	Keterangan
1	KUAT I	2.99	> 2.0 ( OK )
2	KUAT II	3.44	> 2.0 ( OK )
3	KUAT III	134.17	> 2.0 ( OK )
4	KUAT IV	559.33	> 2.0 ( OK )
5	KUAT V	101.61	> 2.0 ( OK )
6	EKSTREM I	2.61	> 2.0 ( OK )
7	EKSTREM II	40.77	> 2.0 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	3.46	> 2.0 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	159.68	> 2.0 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0.89	

Dan untuk analisis guling terhadap arah melintang dapat dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7: Hasil analisis guling arah melintang pada pilar Model 2.

no	Kombinasi	SF	Keterangan
1	KUAT I	8.25	> 2.0 ( OK )
2	KUAT II	7.39	> 2.0 ( OK )
3	KUAT III	4.37	> 2.0 ( OK )
4	KUAT IV	4.39	> 2.0 ( OK )
5	KUAT V	4.38	> 2.0 ( OK )
6	EKSTREM I	2.46	> 2.0 ( OK )
7	EKSTREM II	4.49	> 2.0 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	5.38	> 2.0 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	3.23	> 2.0 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0.00	

#### 4.4.2. Hasil analisis geser pada pilar Model 2.

Dari analisis perhitungan geser sesuai dengan RSNI T-12-2004 pilar Model 2 dapat menahan beban geser yang terjadi akibat arus aliran air sehingga pilar memenuhi syarat untuk dibangun, perhitungan dapat dilihat pada lampiran dan kemampuan pilar dalam menahan beban akibat geser pada pilar adalah

Tabel 4.8: Hasil analisis geser pilar Model 2 arah memanjang.

no	Kombinasi	SF	Keterangan
1	KUAT I	17374.28	> 1.2 ( OK )
2	KUAT II	21337.87	> 1.2 ( OK )
3	KUAT III	46700.07	> 1.2 ( OK )
4	KUAT IV	105906.51	> 1.2 ( OK )
5	KUAT V	37673.80	> 1.2 ( OK )
6	EKSTREM I	1141.47	> 1.2 ( OK )
7	EKSTREM II	43843.10	> 1.2 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	21146.18	> 1.2 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	64816.55	> 1.2 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	49871.79	

Tabel 4.9: Hasil analisis geser pilar Model 2 arah melintang.

no	Kombinasi	SF	Keterangan
1	KUAT I	898.48	> 1.2 ( OK )
2	KUAT II	898.47	> 1.2 ( OK )
3	KUAT III	846.60	> 1.2 ( OK )
4	KUAT IV	898.41	> 1.2 ( OK )
5	KUAT V	801.90	> 1.2 ( OK )
6	EKSTREM I	501.39	> 1.2 ( OK )
7	EKSTREM II	898.41	> 1.2 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	833.24	> 1.2 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	862.07	> 1.2 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0.00	

#### 4.4.3. Hasil analisis deformasi pada pilar Model 2.

Deformasi pada pilar terjadi akibat dua faktor yaitu guling akibat tekanan air dan akibat gempa, perhitungan ini dapat dilihat dalam lampiran dan nilai untuk deformasi adalah

Kondisi 1 akibat beban Gempa

$$\Delta = 3.559395202 \text{ mm}$$

Kondisi 2 akibat beban Guling

$$\Delta = 13.93190606 \text{ mm}$$

#### 4.5. Hasil analisis terhadap pilar Model 3.

##### 4.5.1. Hasil analisis guling terhadap pilar Model 3.

Dalam perhitungan pilar kombinasi yang dipakai pada jembatan ada 10 kombinasi dan untuk beban persen yang diizinkan untuk perhitungan guling dan geser adalah 0%, perhitungan dapat dilihat pada lampiran dan nilai guling untuk arah memanjang dan melintang adalah

Tabel 4.10: Hasil analisis guling pilar Model 3 arah memanjang.

no	Kombinasi	SF	Keterangan
1	KUAT I	2.99	> 2.0 ( OK )
2	KUAT II	3.44	> 2.0 ( OK )
3	KUAT III	93.80	> 2.0 ( OK )

Tabel 4.10: *Lanjutan.*

no	Kombinasi	SF	Keterangan
4	KUAT IV	558.22	> 2.0 ( OK )
5	KUAT V	69.43	> 2.0 ( OK )
6	EKSTREM I	2.16	> 2.0 ( OK )
7	EKSTREM II	36.12	> 2.0 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	3.39	> 2.0 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	90.78	> 2.0 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0.79	

Tabel 4.11: Hasil analisis guling pilar Model 3 arah melintang.

no	Kombinasi	SF	Keterangan
1	KUAT I	8.27	> 2.0 ( OK )
2	KUAT II	7.40	> 2.0 ( OK )
3	KUAT III	4.36	> 2.0 ( OK )
4	KUAT IV	4.40	> 2.0 ( OK )
5	KUAT V	4.36	> 2.0 ( OK )
6	EKSTREM I	2.16	> 2.0 ( OK )
7	EKSTREM II	4.49	> 2.0 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	5.35	> 2.0 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	3.23	> 2.0 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0.00	

#### 4.5.2. Hasil analisis geser pada pada pilar Model 3.

Dari analisa perhitungan geser sesuai dengan RSNI T-12-2004 pilar Model 3 dapat menahan beban geser yang terjadi akibat arus aliran air sehingga pilar memenuhi syarat untuk dibangun, perhitungan pilar untuk analisa geser dapat dilihat dalam lampiran dan nilai daya dukung pilar terhadap geser dapat dilihat pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12: Hasil analisis geser pilar Model 3 arah memanjang.

no	Kombinasi	SF	Keterangan
1	KUAT I	17356.03	> 1.2 ( OK )
2	KUAT II	21315.46	> 1.2 ( OK )
3	KUAT III	40930.51	> 1.2 ( OK )
4	KUAT IV	105795.25	> 1.2 ( OK )
5	KUAT V	32413.45	> 1.2 ( OK )

Tabel 4.12: *Lanjutan.*

6	EKSTREM I	1142.52	> 1.2 ( OK )
7	EKSTREM II	43797.04	> 1.2 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	17357.81	> 1.2 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	49622.07	> 1.2 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	49819.40	

Tabel 4.13: Hasil analisis geser pilar Model 3 arah melintang.

no	Kombinasi	SF	Keterangan
1	KUAT I	901.51	> 1.2 ( OK )
2	KUAT II	901.49	> 1.2 ( OK )
3	KUAT III	848.51	> 1.2 ( OK )
4	KUAT IV	901.43	> 1.2 ( OK )
5	KUAT V	803.29	> 1.2 ( OK )
6	EKSTREM I	502.53	> 1.2 ( OK )
7	EKSTREM II	901.43	> 1.2 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	803.31	> 1.2 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	849.51	> 1.2 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0.00	

#### 4.5.3. Hasil analisis deformasi pada pilar Model 3.

Deformasi pada pilar terjadi akibat dua faktor yaitu guling akibat tekanan air dan akibat gempa, perhitungan dapat dilihat dalam lampiran. Dalam perhitungan didapat nilai untuk deformasi adalah

Kondisi 1 akibat beban Gempa

$$\Delta = 4.550572255 \text{ mm}$$

Kondisi 2 akibat beban Guling

$$\Delta = 15.93716162 \text{ mm}$$

#### 4.6. Hasil analisis terhadap pilar Model 4.

Dalam perhitungan hasil perhitungan pada pilar Model 4 terjadi keruntuhan akibat guling, untuk perhitungan dapat dilihat pada lampiran



#### 4.6.1. Hasil analisis pilar Model 4 terhadap guling.

Dalam perhitungan pilar kombinasi yang dipakai pada jembatan ada 10 kombinasi dan untuk beban persen yang diizinkan untuk perhitungan guling dan geser adalah 0%, perhitungan ini dapat dilihat pada lampiran sehingga didapat nilai untuk arah memanjang dan melintang adalah

Tabel 4.14: Hasil analisis guling pilar model 4 arah memanjang.

No	Kombinasi	SF	Keterangan
1	KUAT I	3.00	> 2.0 ( OK )
2	KUAT II	3.46	> 2.0 ( OK )
3	KUAT III	80.75	> 2.0 ( OK )
4	KUAT IV	564.49	> 2.0 ( OK )
5	KUAT V	59.29	> 2.0 ( OK )
6	EKSTREM I	1.97	> 2.0 ( NOT OK )
7	EKSTREM II	34.58	> 2.0 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	3.44	> 2.0 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	104.28	> 2.0 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0.74	

Tabel 4.15: Hasil analisis guling pilar Model 4 arah melintang.

no	Kombinasi	SF	Keterangan
1	KUAT I	8.32	> 2.0 ( OK )
2	KUAT II	7.45	> 2.0 ( OK )
3	KUAT III	4.40	> 2.0 ( OK )
4	KUAT IV	4.45	> 2.0 ( OK )
5	KUAT V	4.40	> 2.0 ( OK )
6	EKSTREM I	2.03	> 2.0 ( OK )
7	EKSTREM II	4.54	> 2.0 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	5.40	> 2.0 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	3.27	> 2.0 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0.00	

Pada hasil perhitungan ini pilar model 4 tidak dapat menahan guling pada kombinasi ekstrim 1 sehingga perlu adanya perubahan rencana pada ukuran

tinggipilar, ini membuktikan bahwa pilar yang memiliki ketinggian yang tidak memadai akan menyebabkan keruntuhan untuk tanah.

#### 4.6.2. Hasil analisa geser pada pilar Model 4.

Dari analisa perhitungan geser sesuai dengan RSNI T-12-2004 pilar Model 4 dapat menahan beban geser yang terjadi akibat arus aliran air namun tidak pada guling kombinasi ekstrim 1 sehingga pilar tidak memenuhi syarat untuk dibangun perhitungan ini dapat dilihat pada lampiran, nilai daya dukung pilar terhadap geser dapat dilihat pada Tabel 4.16 dan 4.17.

Tabel 4.16: Hasil analisis geser pilar Model 4 arah memanjang.

No	Kombinasi	SF	Keterangan
1	KUAT I	17459.74	> 1.2 ( OK )
2	KUAT II	21442.82	> 1.2 ( OK )
3	KUAT III	38796.41	> 1.2 ( OK )
4	KUAT IV	106427.38	> 1.2 ( OK )
5	KUAT V	30492.12	> 1.2 ( OK )
6	EKSTREM I	1136.57	> 1.2 ( OK )
7	EKSTREM II	44058.73	> 1.2 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	19528.81	> 1.2 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	56862.51	> 1.2 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	50117.02	

Tabel 4.17: Hasil analisis geser pilar Model 4 arah melintang.

no	Kombinasi	SF	Keterangan
1	KUAT I	906.89	> 1.2 ( OK )
2	KUAT II	906.87	> 1.2 ( OK )
3	KUAT III	853.22	> 1.2 ( OK )
4	KUAT IV	906.82	> 1.2 ( OK )
5	KUAT V	807.63	> 1.2 ( OK )
6	EKSTREM I	503.05	> 1.2 ( OK )
7	EKSTREM II	906.82	> 1.2 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	839.80	> 1.2 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	869.42	> 1.2 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0.00	

#### 4.6.3. Hasil analisis deformasi pada pilar Model 4.

Deformasi pada pilar terjadi akibat dua faktor yaitu guling akibat tekanan air dan akibat gempa, perhitungan dapat dilihat pada lampiran dalam perhitungan didapat nilai untuk deformasi adalah

Kondisi 1 akibat beban Gempa

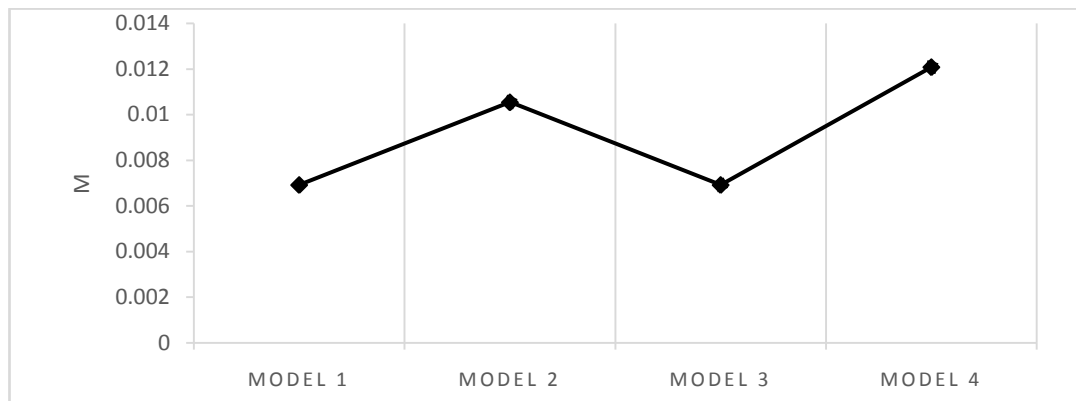
$$\Delta = 3.44640128 \text{ mm}$$

Kondisi 2 akibat beban Guling

$$\Delta = 11.48952027 \text{ mm}$$

#### 4.7. Analisa pilar terhadap lendutan.

Lendutan adalah bentuk perubahan pada kolom dalam arah y akibat adanya pembebanan vertikal yang diberikan pada kolom. Lendutan yang terjadi pada pilar akibat adanya beban dapat dilihat dari grafik dibawah.

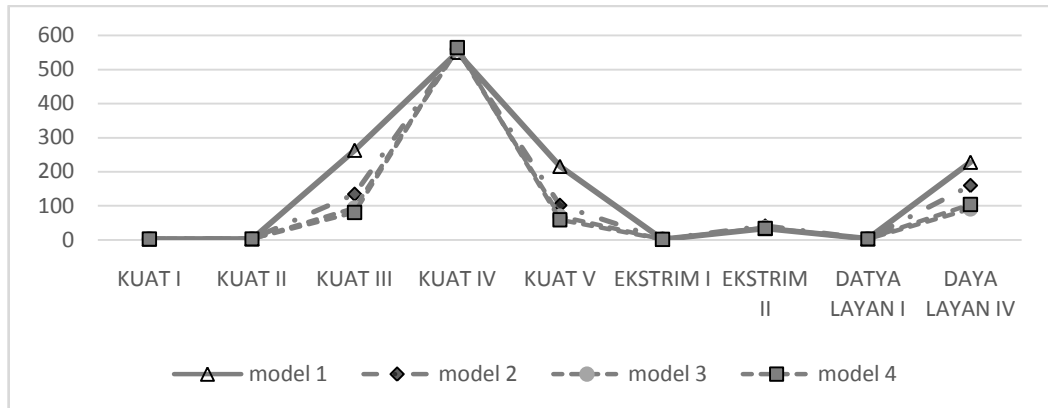


Gambar 4.1: Grafik perbandingan lendutan pilar akibat beban vertikal

Dari grafik diatas diketahui bahwa bentuk struktur dapat mempengaruhi suatu kondisi yang sama dengan bangunan lain.

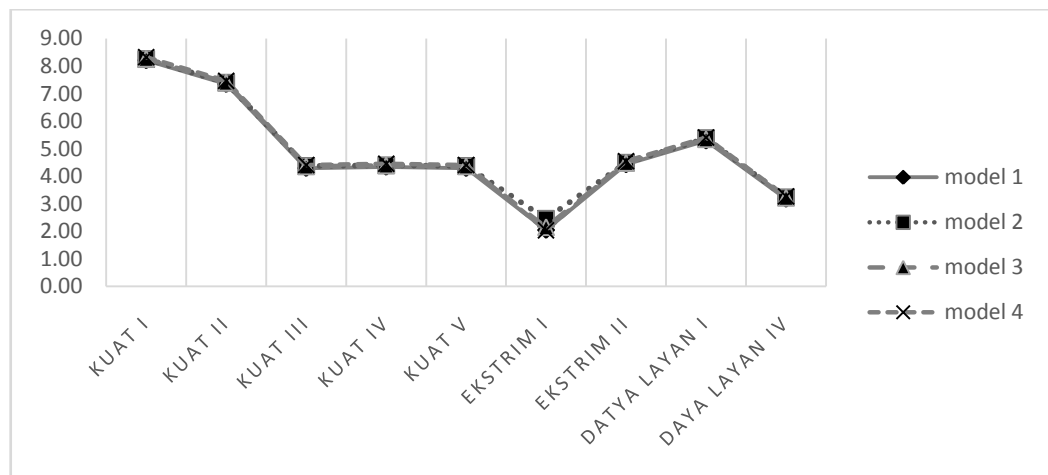
#### 4.8. Perbandingan kemampuan pilar yang direncanakan.

Berdasarkan hasil perhitungan perbandingan antara keempat model pilar dapat terlihat bahwa pilar berperan cukup penting untuk jembatan dengan bentang yang panjang untuk hasil perbandingan guling dan geser pada pilar dapat dilihat pada Gambar 4.2.



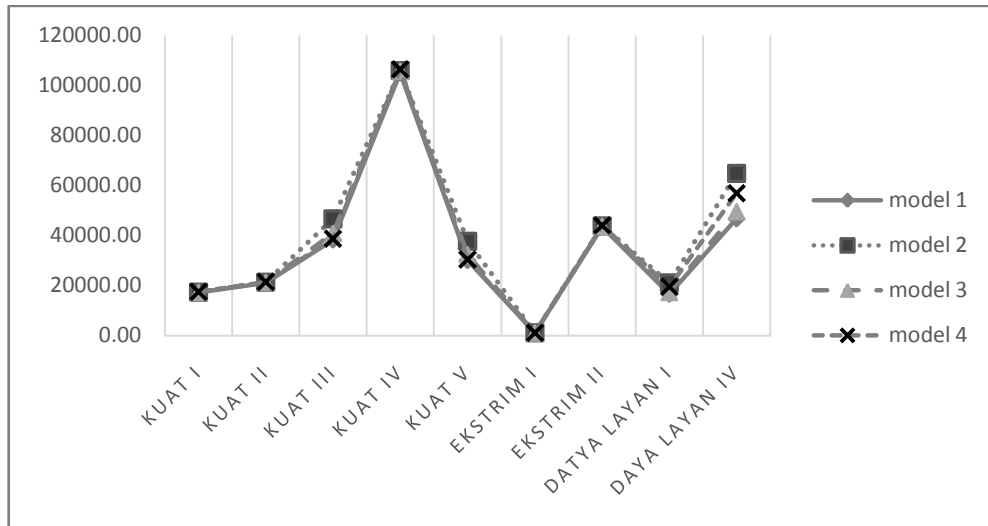
Gambar 4.2: Grafik kombinasi perbandingan guling pada pilar arah memanjang.

Dari grafik diatas dapat diketahui bahwa keaman pilar terhadap guling pada kombinasi sangat tinggi kecuali pilar model 4 mengalami kegagalan untuk nilai keamanan pada guling di kombinasi ekstrim 1 dimana beban gempa dimasukan pada komnbinsi.



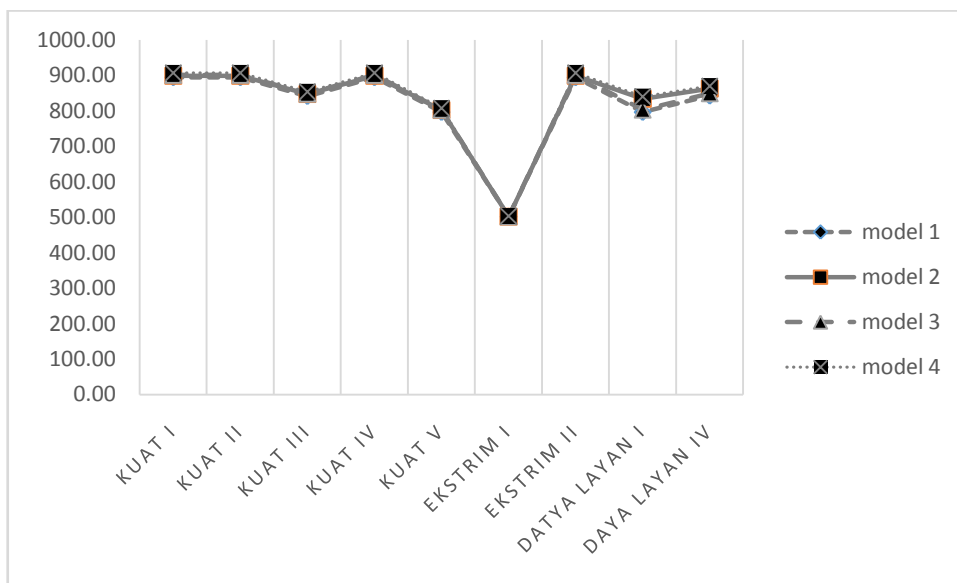
Gambar 4.3: Grafik kombinasi perbandingan guling pada pilar arah melintang.

Setelah melakukan perhitungan terhadap guling selanjutnya hitung daya dukung pilar terhadap geser.

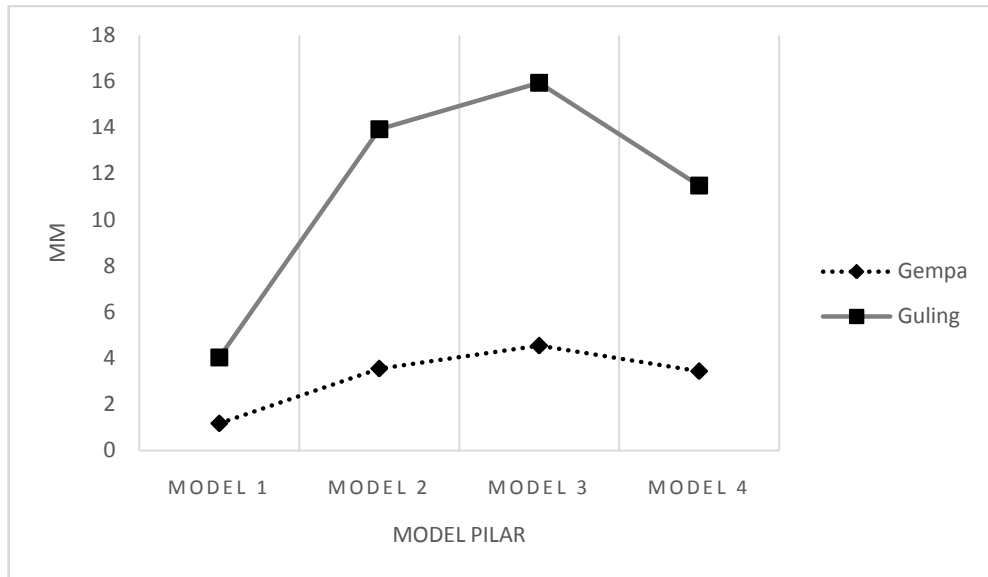


Gambar 4.4: Grafik kombinasi perbandingan geser pada pilar arah memanjang.

Dapat dilihat pada grafik diatas bahwa keempat model memiliki keamanan yang tinggi untuk menahan geser sehingga pada ketahanan untuk daya dukung pilar terhadap geser terpenuhi.



Gambar 4.5: Grafik kombinasi perbandingan beban geser pada pilar.



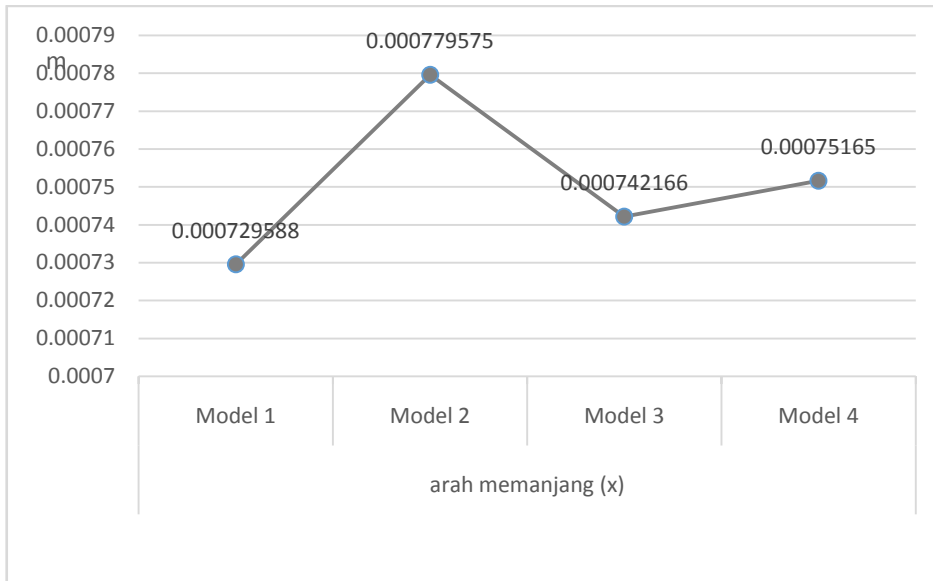
Gambar 4.6: Grafik perbandingan pilar akibat beban guling dan gempa.

Dari gambar 4.6 diketahui bahwa pilar model 3 dengan tinggi 7 m dan lebar kepala pilar 8 m mengalami deformasi akibat guling dan gempa terbesar dibandingkan yang lain.

#### 4.9. Simpangan akibat gempa.

Simpangan gempa yang terjadi pada kepala pilar dengan jembatan dapat dilihat pada lampiran dan nilai pada simpangan untuk ke 4 model pilar adalah

- Model 1 arah lateral  $\Delta = Vu \times Lc^3 / (3 \times EI) = 0.000729588 \text{ m}$
- Model 2 arah lateral  $\Delta = Vu \times Lc^3 / (3 \times EI) = 0.000779575 \text{ m}$
- Model 3 arah lateral  $\Delta = Vu \times Lc^3 / (3 \times EI) = 0.000742166 \text{ m}$
- Model 4 arah lateral  $\Delta = Vu \times Lc^3 / (3 \times EI) = 0.00075165 \text{ m}$



Gambar 4.7: Grafik simpangan gempa arah lateral pada 4 model pilar.

## **BAB 5**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **5.1. Kesimpulan**

Dari hasil perencanaan pilar tipe *Hammerhead* yang telah dilakukan dapat diambil beberapa kesimpulan antara lain :

1. Berdasarkan hasil perhitungan kombinasi untuk menahan beban pada pilar diketahui model 1 dapat menahan beban 4% lebih baik dari pilar model 4 dan pada model 2 dan 3 adalah 2% lebih baik dari model 4
2. Berdasarkan dari perhitungan pada pilar model 1 sampai model 4 diketahui bahwa persentase pilar menahan beban pada jembatan pilar model satu memiliki persentase 3.1% lebih baik dari pilar model 4, untuk pilar model dua memiliki nilai lebih rendah 3.5% dari pilar model 4 dan pada pilar model 3 dengan nilai 1.5% lebih tinggi pada pilar model 4, ini ditunjukkan dari nilai simpangan akibat beban gempa lateral.
3. Pengaruh guling pada ke-4 pilar untuk kombinasi Daya Layan 1 memiliki nilai perbandingan yang cukup berbeda pada pilar model 4, pilar model 1 pada arah memanjang 4% lebih baik dari model 4 dan arah melintang 0.5%, model 2 arah memanjang 64 % dan melintang 17%, model 3 arah memanjang 19% dan melintang 6% lebih unggul dari pilar model 4.

#### **5.2. Saran**

1. Dalam melakukan perencanaan pilar perlu diperhatikan dalam melakukan pemasangan tulangan arah melintang terutama tulangan geser pada bagian kepala pilar.
2. Untuk pilar tipe *Hammerhead* sebaiknya perencanaan jembatan untuk bangunan atas direncanakan untuk gempa dengan skala ulang 50 tahun keatas.
3. Dalam melakukan perencanaan pemilihan tipe pilar sebaiknya perencanaan disesuaikan dengan lokasi.



4. Untuk perencanaan ini sebaiknya perhitungan pada pondasi dilakukan berserta dengan tulangnya agar lebih efisien dalam perencanaan pilar *Hammerhead*.

## DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional., 2004. *Perencanaan Struktur Jembatan Beton RSNI T-12-2004*. Jakarta: Depatemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional., (2008), *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan SNI 2833-2008*. Jakarta, Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional., (2016). *Pembebanan untuk Jembatan SNI 1725-2016*, Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Bowles, Josephe E.,(1997) *Analisis dan Desain Pondasi*. Jakarta :Erlangga.
- Chen Wai-Fah, etc. ,(2000) *Bridge Engineering Handbook SECOND EDITION Substructure design*, CRC Press
- Nakazawa, Kazuto.dkk., (tanpa tahun) *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*. Terjemahan Taulu, L.,dkk., 2000, Jakarta : Pradnya Paramita
- Setiawan, Agus., (2013) *Perencanaan Struktur Beton Bertulang*. Jakarta: Erlangga
- Supriyadi, Bambang, dkk., (2007), *Jembatan*, Yogyakarta: Beta Offset.
- Struyk, J.H.,dkk., (tanpa tahun), *Jembatan*, Terjemahan Soemargono., 1995 Jakarta: PradnyaParamita.
- Szerszen M. M., Jarzab M. (2014) *Fatigue Reliability of Hammerhead Bridge Piers*, Technische universitat Munchen.
- Wirapati, Aji., (2010) *Perencanaan Abutment dan Pilar Tinggi serta Orpit dan Retaining Wall pada Jembatan Kakakp, Pacitan*. Laporan tugas Akhir. Bandung : Program Studi Teknik Sipil dan Perencanaan, Istitut Teknologi Sepuluh November

# **LAMPIRAN**

## A. Data Umum Jembatan.

- a. Klasifikasi kelas jalan I berdasarkan SNI 1725-2016 tabel 16
- b. Tipe jembatan kelas A berdasarkan peraturan Bina Marga Spesifikasi Pembebanan untuk Jembatan & Jalan Raya No 12/1970 ( Revisi 1988):

Tabel L 1:Kelas Jembatan.

Kelas	Lebar (m)	% loading
A	1 + 7 + 1	100%
B	0,5 + 6 + 0,5	70%
C	0,5 + 3,5 + 0,5	70%

- c. Lokasi jembatan :

Jembatan direncanakan di daerah perkotaan pada kota Medan



Gambar L.1: Peta Medan.

## B. Data Perencanaan jembatan.

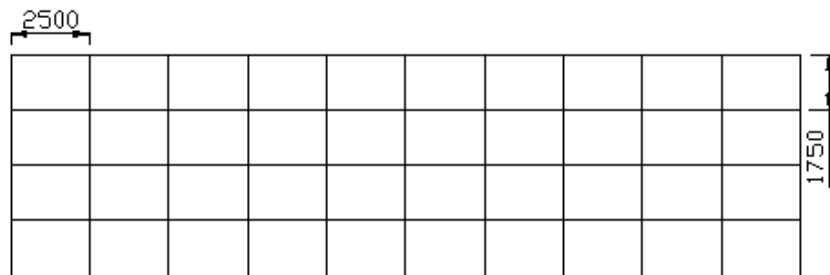
- a. Tebal pelat lantai kendaraan 0,2 meter

Jembatan direncanakan memiliki tebal pelat sebesar 200 mm, sesuai dengan persyaratan ketebalan pelat menurut RSNI T-14 2004, pasal 5.5.2 dengan persyaratan :

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

$$tp \geq (100 + 40 L) \text{ mm}$$

dimana L merupakan jarak pelat antara pusat ke pusat tumpuan (m)



Gambar L.2: Tampak atas jembatan.

Maka :

$$tp = (100 + 40 \cdot 2,5) = 200 \text{ mm}$$

maka diambil tebal pelat sebesar 200 mm

- b. Panjang jembatan direncanakan 40 meter
- c. Tinggi trotoar direncanakan sebesar 200 mm diatas pelat lantai kendaraan sesuai dengan Permen PU No.19 tahun 2011 ayat (4): Bagian atas trotoar harus lebih tinggi dari jalur lalu lintas
- d. Railing menggunakan pipa galvanis dengan diameter 3” sebanyak 2 pipa sandaran mengacu pada pedoman Standar Bina Marga No. 04/BM/2005 dengan berat 14,26 kg/m

Tabel L.2: Ukuran *Ralling*.

Outside diameter (mm)	Wall Thikness (mm)	Weight (kg/m)	Sectional area (cm <sup>2</sup> )	Moment of inertia (cm <sup>4</sup> )	Section modulus (cm <sup>3</sup> )	Radius of gyration (cm)
21.7	2.0	0.972	1.238	0.607	0.560	0.700
27.2	2.0	1.24	1.583	1.26	0.930	0.890
	2.3	1.41	1.799	1.41	1.03	0.880
34.0	2.3	1.80	2.291	2.89	1.70	1.12
42.7	2.3	2.29	2.919	5.97	2.80	1.43
	2.8	2.76	3.510	7.02	3.29	1.41
48.6	2.3	2.63	3.345	8.99	3.70	2.06
	2.8	3.16	4.029	10.6	4.36	2.03
	3.2	3.58	4.564	11.8	4.86	2.00
60.5	2.3	3.30	4.205	17.8	5.90	2.06
	3.2	4.52	5.760	23.7	7.84	2.03
	40	5.57	7.100	28.5	9.41	2.00
76.3	2.8	5.08	6.465	43.7	11.5	2.60
	3.2	5.77	7.349	49.2	12.9	2.
	40	7.13	9.085	59.5	15.6	

### C. Perhitungan Beban.

a. Berat sendiri struktur (MS).

Tebal trotoar : 0,2 m

Lebar trotoar : 1 m

BJ beton : 2400 kg/m<sup>3</sup>

- Berat trotoar =  $t \times l \times bj = 0,2 \times 1 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}$

Berat pipa 3'' : 7,13 kg/m

Jumlah pipa : 2 buah

- Berat railing =  $2 \times 7,13 = 14,26 \text{ kg/m}$

- Berat total MS =  $480 + 14,26 = 494,26 \text{ kg/m}$

b. Berat beban mati tambahan (MA).

Tebal aspal + overlay : 0,15 m

BJ aspal : 2240 kg/m<sup>3</sup>

- Berat perkerasan =  $t \times bj = 0,15 \times 2240 = 336 \text{ kg/m}^2$

Tinggi genangan air : 0,05 m

Bj air : 1000 kg/m<sup>3</sup>

- Berat genangan =  $t \times bj = 0,05 \times 1000 = 50 \text{ kg/m}^2$
- Berat total MA =  $336 + 50 = 386 \text{ kg/m}^2$

c. Beban lajur (TD)

q :  $9,0 \times (0,5 + (15/40)) \text{ Kpa}$

Lebar jalur : 7 m

- BTR 100% =  $5,5 \times q \times 100\% = 5,5 \times q \times 100\% = 1406,5 \text{ kg/m}$
- BTR 50% =  $(7 - 5,5) \times q \times 50\% = 1,5 \times q \times 50\% = 8750 \text{ kg/m}$
- BTR rata-rata =  $\frac{(BTR\ 100\% + BTR\ 50\%)}{l} = \frac{(4950 + 675)}{7} = 2656,5 \text{ kg/m}^2$

p :  $49 \text{ kN/m} = 4900 \text{ kg/m}$

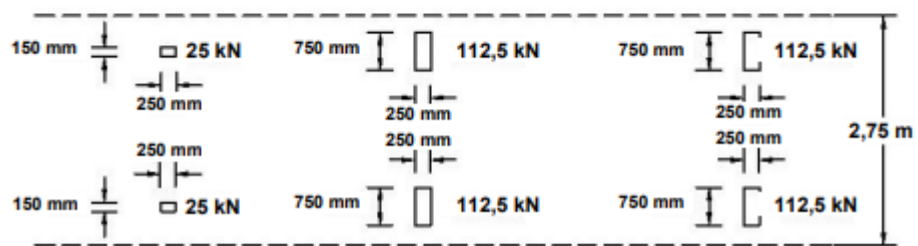
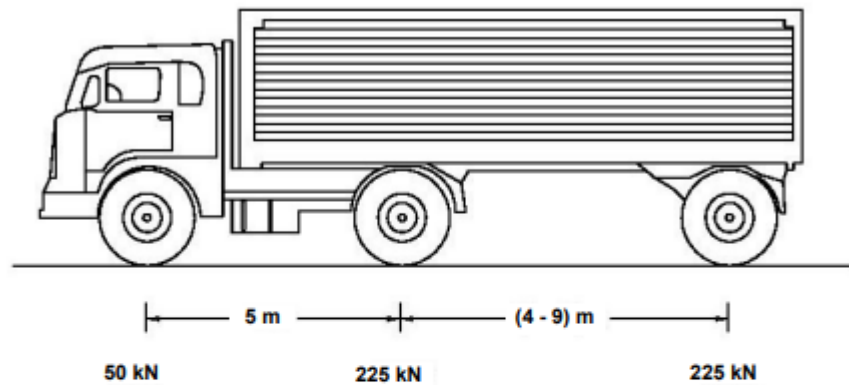
Lebar jalur : 7 m

- BGT 100% =  $5,5 \times p \times 100\% = 5,5 \times 4900 \times 100\% = 26950 \text{ kg}$
- BGT 50% =  $(7 - 5,5) \times p \times 50\% = 1,5 \times 4900 \times 50\% = 675 \text{ kg}$
- BGT rata-rata =  $\frac{(BGT\ 100\% + BGT\ 50\%)}{l} = \frac{(26950 + 675)}{7} = 4375 \text{ kg/m}$

d. Gaya rem (TB).

Intensitas gaya ditentukan berdasarkan :

1. 25% berat gandar truk



## Gambar L.2: Beban Truk.

Berat gandar truk yang dimaksud adalah berat beban yang dipikul roda belakang truk desain yaitu sebesar 450 kN

### 2. 5% berat truk rencana + BTR

Berdasarkan SNI 1725 2016 pasal 8.4.1, berat truk rencana yaitu 500 kN

- 25% berat gandar truk =  $25\% \times 45000 = 11250 \text{ kg}$
- 5% berat truk + BTR =  $(5\% \times 50000) + (803,6 \times 7 \times 25) = 143125 \text{ kg}$

Sehingga digunakan nilai yang terbesar diantara keduanya yaitu 143125 kg

Nilai gaya tersebut di distribusikan ke setiap joint antara pertemuan balok girder dengan balok diafragma sebanyak 55 titik

Maka :

- Gaya rem =  $\frac{143125}{55} = 2602,273 \text{ kg}$

### e. Pembebanan untuk pejalan kaki (TP).

Berdasarkan SNI 1725 2016 pasal 8.9, semua komponen trotar yang lebih lebar dari 600 mm, harus direncanakan memikul beban pejalan kaki dengan intensitas beban sebesar 5 kPa = 500 kg/m<sup>2</sup>

- Beban pejalan kaki =  $500 \times l = 500 \times 1 = 500 \text{ kg/m}$

### f. Beban angin struktur (Ews).

Berdasarkan SNI 1725 2016 pasal 9.6.1.1, tabel 2.9, tekanan angin dasar untuk komponen bangunan atas yang berupa balok beton, angin tekan diambil sebesar 0,0024 mPa.

Beban ini didistribusikan sebagai beban terbagi merata lateral dengan cara mengalikan tinggi balok dengan beban anginnya.

- Beban angin =  $0,0024 \times 800 = 1,92 \text{ N/mm} = 192 \text{ kg/m}$

### g. Beban angin kendaraan (Ewl).



Berdasarkan SNI 1725 2016, pasal 9.6.1.2, gaya angin pada jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan.

Perhitungan beban angin pada kendaraan diasumsikan terdistribusi pada ban truk dengan cara mengalikan gaya terhadap jarak pada ban menggunakan persamaan momen.

- Beban akibat angin  $RA = \frac{1,46 \times 9000 \times 1800}{1750} = 13515,4 N = 1351,54 kg$
- Beban angin + berat truk =  $1351,54 + 50000 = 51351,54 kg$

Beban ini diasumsikan terdistribusi merata pada roda kendaraan sepanjang 9 m (panjang truk), maka:

- Beban angin pada truk =  $\frac{51351,54}{9} = 5705,73 kg/m$

Beban ini di distribusikan pada girder yang memikul lajur kendaraan.

h. Beban temperatur (ET).

Berdasarkan SNI 1725 2016, pasal 9.3.1.1, pada tabel 18, untuk tipe bangunan atas dengan lantai beton diatas gelagar atau box beton, temperatur maksimum sebesar 40°C dan temperatur minimum sebesar 15°C

- Perubahan suhu =  $\alpha L(T_{max} - T_{min}) = 0,00001 \times 40000(40 - 15) = 10^\circ C$

Beban temperatur muncul akibat perubahan suhu pada lingkungan, yang mengakibatkan pertambahan panjang akibat pemuaian yang mendesak permukaan lantai beton melendut. Beban ini di distribusikan pada pelat lantai saja.

i. Pengaruh Susut dan Rangkak (SH).

Diketahui: data diasumsikan

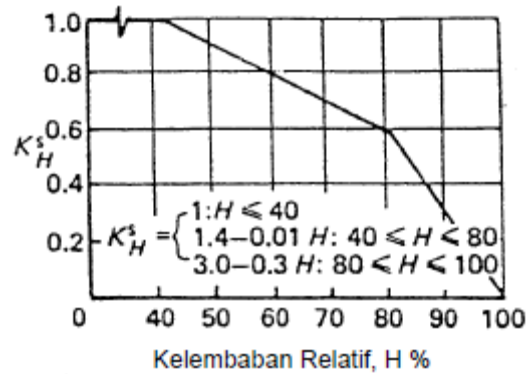
Kelembaban relatif udara setempat  $H = 48\%$

Ketebalan minimum komponen beton	d	= 0,5 cm
Konsistensi (Slump) adukan beton	s	= 12 cm
Kadar agregat halus dalam beton	F	= 48%
Pengaruh semen dalam beton	B	= 850 Kg/m <sup>3</sup>
Kadar udara dalam beton	AC	= 2%

**1. Pengaruh Susut (Shrinkage).**

Besarnya faktor-faktor dapat diambil pada grafik 4.4-1 pada RSNI T-12-2004.

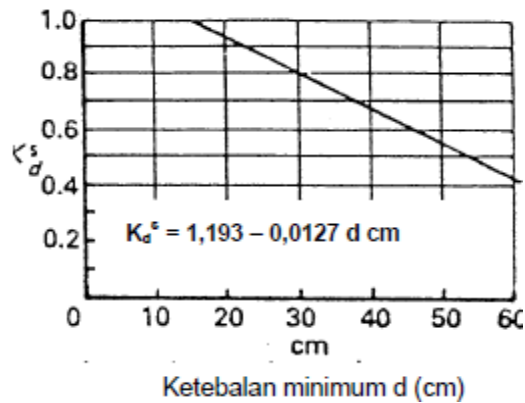
- Faktor Pengaruh kelembaban relatif udara setempat, adapun kondisi  $40 < H < 80$ , maka:



Gambar L.3: Grafik susut kelembaban relatif.

$$K_h^s = 1,4 - (0,01 \times 48) = 0,92 \%$$

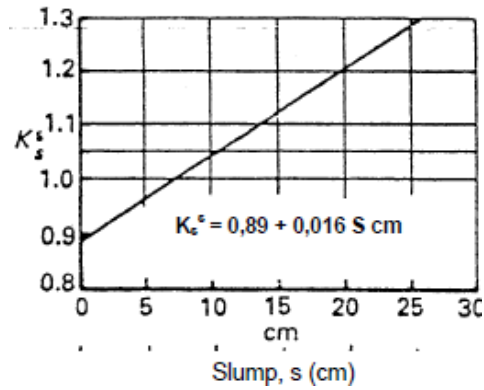
- Faktor pengaruh komponen ketebalan beton, berhubungan dengan cuaca dan air, maka:



Gambar L.4: Grafik susut ketebalan minimum.

$$K_d^s = 1,193 - (0,0127 \times 0,5) = 1,186\text{cm}$$

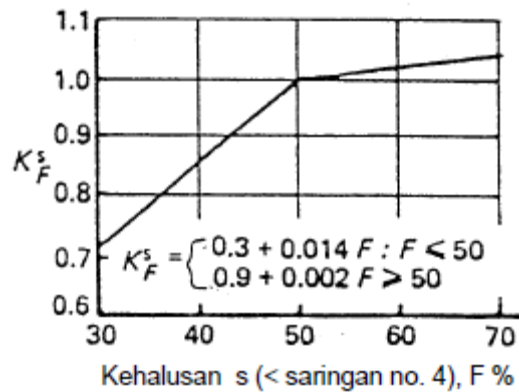
- Faktor pengaruh konsistensi (*slump*) adukan beton, diambil maksimum penurunan 12 cm, maka:



Gambar L.5: Grafik susut slump.

$$K_s^s = 0,89 + (0,016 \times 12) = 1,082\text{cm}$$

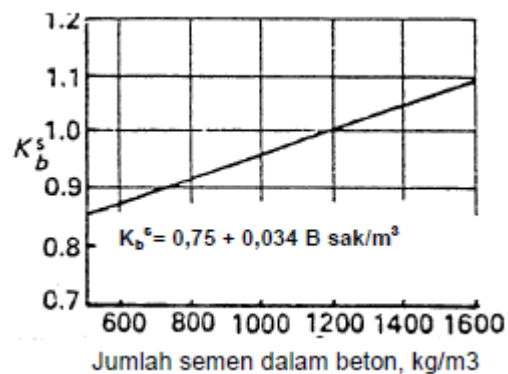
- Faktor pengaruh agregat halus dalam beton dengan  $F = 48\% < 50\%$ , maka:



GambarL.6 :Grafik susut kehalusan

$$K_f^s = 0,3 + (0,014 \times 48) = 0,972\%$$

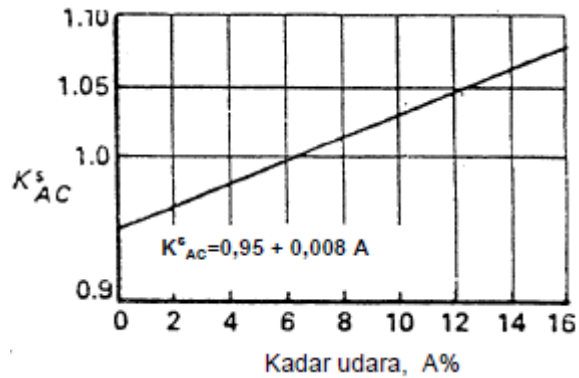
- Faktor pengaruh semen dalam beton, maka:



Gambar L.7: Grafik susut jumlah semen dalam beton.

$$K_b^s = 0,75 + (0,034 \times 850) = 29,65 \text{ Kg/m}^3$$

- Pengaruh faktor kadar udara dalam beton, maka:



Gambar L.8: Grafik susut kadar udara.

$$K_{ac}^s = 0,95 + (0,008 \times 2) = 0,966\%$$

$$\lambda_{cs} = K_h^s \cdot K_d^s \cdot K_s^s \cdot K_f^s \cdot K_b^s \cdot K_{ac}^s = 32,885$$

$$\epsilon_{cs.u} = 780 \times 10^{-6} \lambda_{cs} = 0,0256$$

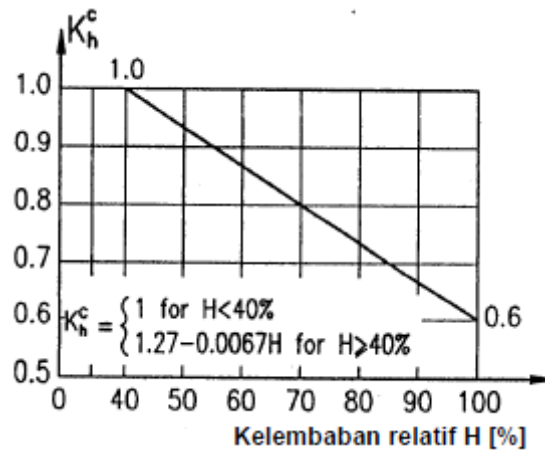
$$\epsilon_{cs.t} = (t/35 + t) \epsilon_{cs.u} = \left( \frac{28}{35+28} \right) \times 0,0256 = 0,0114$$

Maka, berdasarkan pada tabel 4.4-1 pada RSNI T-12-2004 koefisien standar susut maksimum untuk  $f'_c$  40 Mpa yaitu  $\epsilon_{cs.t}$  sebesar 0,000153.

## 2. Pengaruh Rangkak (Creep)

Besarnya faktor-faktor dapat diambil pada grafik 4.4-2 pada RSNI T-12-2004.

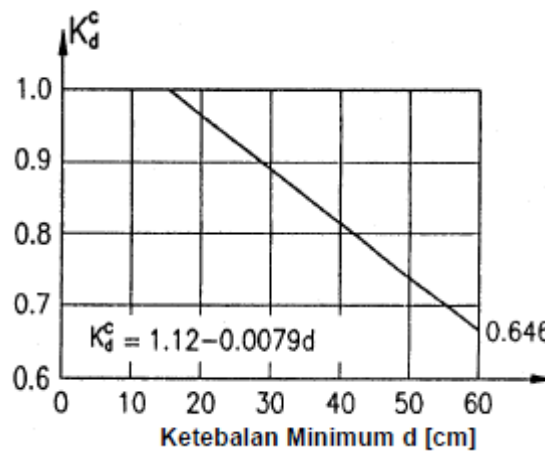
- Faktor Pengaruh kelembaban relatif udara setempat, adapun kondisi  $H > 40\%$ , maka:



Gambar L.9: Grafik rangkai kelembaban relatif.

$$K_h^c = 1,27 - (0,006 \times 48) = 0,95\%$$

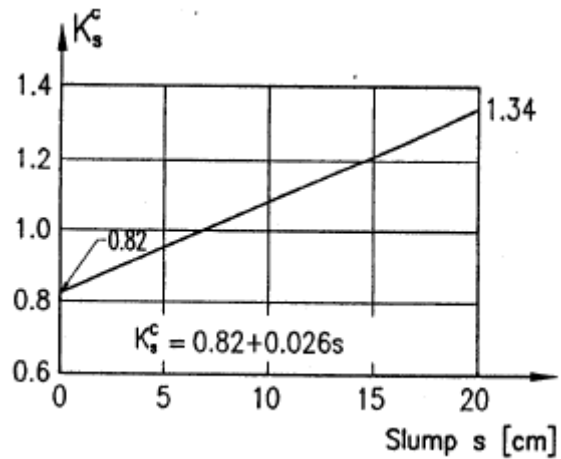
- Faktor pengaruh komponen ketebalan beton, maka:



Gambar L.10: Grafik rangkai ketebalan minimum.

$$K_d^c = 1,12 - (0,0079 \times 0,5) = 1,116\text{cm}$$

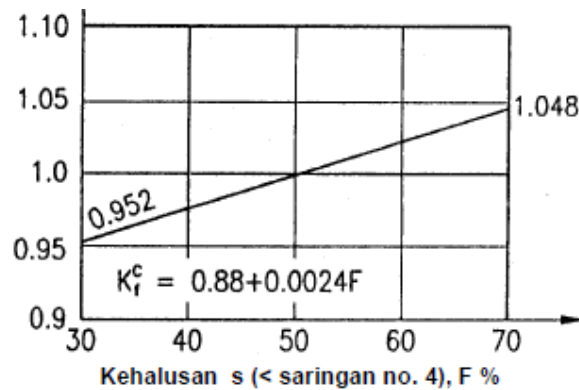
- Faktor pengaruh konsistensi (*slump*) adukan beton, maka:



Gambar L.11: Grafik rangkai slump.

$$K_s^c = 0,82 - (0,02 \times 12) = 1,132 \text{ cm}$$

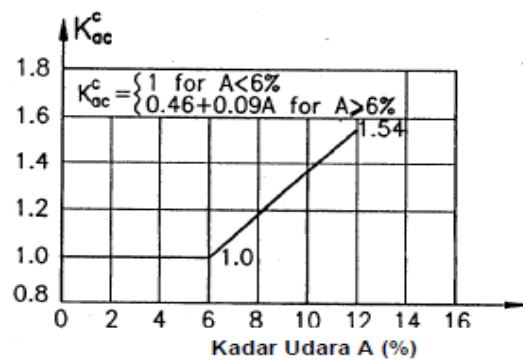
- Faktor pengaruh agregat halus dalam beton, maka:



Gambar L.12: Grafik rangkai kehalusan.

$$K_f^c = 0,88 + (0,002 \times 48) = 0,995 \%$$

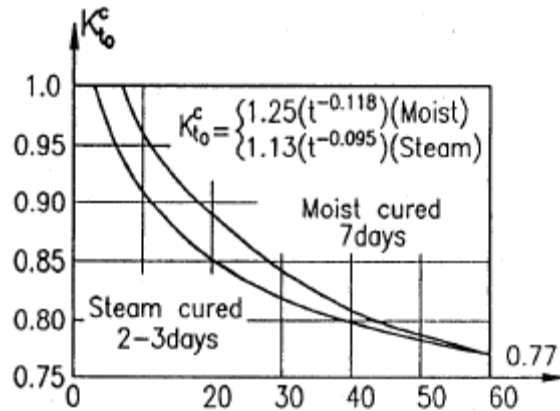
- Faktor pengaruh semen dalam beton 2% < 6% maka:



Gambar L.13: Grafik rangkai kadar udara.

$$K_{ac}^c = 1 \%$$

- Pengaruh umur beton saat dibebani saat kondisi *Moist cured 7 days* dengan  $t = 28$  hari



Gambar L.14: Grafik rangkai Umur beton.

$$K_{to}^c = 1,25 \times (28^{-0,118}) = 0,843$$

$$\gamma_{cc} = K_h^c \cdot K_d^c \cdot K_s^c \cdot K_f^c \cdot K_{ac}^c \cdot K_{to}^c = 1,006$$

Berdasarkan pada tabel 4.4-2 pada RSNI T-12-2004 koefisien rangkai maksimum beton sebagai tambahan regangan jangka panjang dengan kuat tekan beton sebesar  $f'_c$  40 Mpa maka:

$$C_u = 2,0$$

$$\phi_{cc}(t) = (t^{0,6} / (10 + t^{0,6})) C_u = \left( \frac{28^{0,6}}{10 + 28^{0,6}} \right) \times 2 = 0,850$$

$$\epsilon_e = 0,003 \text{ (regangan ultimit beton)}$$

Kondisi rangkai yang terjadi adalah:

$$\epsilon_{cc.t} = \phi_{cc}(t) \cdot \epsilon_e = 0,850 \times 0,003 = 0,00255$$

Maka regangan akibat susut dan rangkai adalah:

$$\epsilon_{rs} = \epsilon_{cs.t} + \epsilon_{cc.t} = 0,000153 + 0,00255 = 0,002703$$

j. Beban Gempa (EQ)

Beban gempa dihitung dengan metode Statik Ekuivalen. Beban rencana gempa minimum diperoleh dari:

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

dimana:

$$K_h = C \cdot S$$

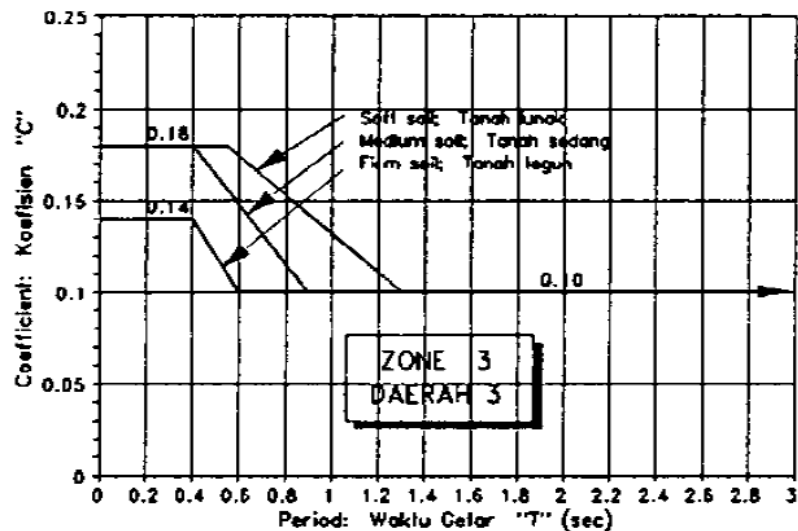
Dimana:

- $T_{EQ}$  = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau
- $K_h$  = Koefisien beban gempa horizontal
- $C$  = Koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat yang sesuai
- $I$  = Faktor kepentingan
- $S$  = Faktor tipe bangunan
- $W_T$  = Berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan

Waktu getar alami (T) =

Lokasi wilayah gempa kota Medan = Zona 3

Kondisi tanah dasar = Tanah sedang



Gambar L.15: Periode gempa untuk zona 3.

Koefisien respon spektrum (C) = 0,18

Faktor kepentingan (I) = 1,2 dikarenakan jembatan memuat lebih dari 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan tidak ada rute alternatif.



Faktor tipe bangunan (S) = 1,0.F Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis berupa beton bertulang dan bangunan atas bersatu dengan bangunan bawah, dengan  $F = 1,25 - 0,025 \times n$

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral sebesar 1.

$$F = 1,25 - (0,025 \times 1) = 1,225$$

$$S = 1,0 \times 1,225 = 1,225$$

Koefisien beban gempa horizontal:

$$K_h = C.S = 0,18 \times 1,225 = 0,2205$$

$W_T$  = Berat total nominal bangunan

- Berat Sendiri

$$\text{Berat girder} = 0,8 \times 0,4 \times 5 \times 20 \times 2400 = 76.800 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat diafragma} = 0,4 \times 0,2 \times 11 \times 2400 = 19008 \text{ Kg}$$

- Beban mati tambahan

$$\text{Berat pelat} = 0,2 \times 9 \times 20 \times 2400 = 86.400 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat aspal} = 0,1 \times 7 \times 20 \times 2200 = 30.800 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat Trotoar} = 0,2 \times 1 \times 20 \times 2 \times 2200 = 19.200 \text{ Kg}$$

Berat total MA dan MS

$$(W_T) = 76.800 + 19008 + 86.400 + 30.800 + 19.200 = 232.208 \text{ Kg}$$

Maka, beban gempa diperoleh:

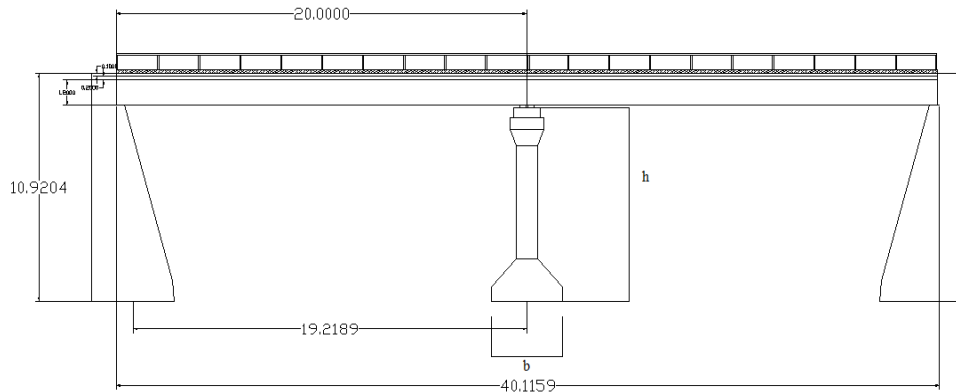
$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_T = 1,1025 \times 1,2 \times 232.208 = 256.009,32 \text{ Kg}$$

Maka nilai beban gempa pada satu bentang adalah

$$Q_{EQ} = T_{EQ} / (L \cdot \text{lebar total jembatan}) = \frac{256.009,32}{20 \times 9} = 1.422,274 \text{ Kg/m}^2$$

## MODEL 1

### A. Data jembatan Struktur Atas



Gammmbar L.16: Penampang jembatan.

Lebar jalan	=	9	m
Lebar trotoar	=	1	m
tebal slab lantai	=	0.2	m
tebal lapisan aspal	=	0.1	m
tebal trotoar	=	0.2	m
tebal genangan air	=	0.05	m
tinggi girder	=	0.8	m
jarak antar balok girder	=	1.75	m
tinggi bidang samping	=	2.5	m
panjang jembatan	=	40	m

Specific Gravity :

Berat beton bertulang,	wc	=	2500.00	kgf/m3
Berat beton tidak bertulang (beton rabat),	w'c	=	2400.00	kgf/m3
Berat aspal padat,	wa	=	2200.00	kgf/m3
Berat jenis air,	ww	=	1000.00	kgf/m3

## B. Data Jembatan Struktur Bawah

### a. HEADSTOCK

$$b_1 = 0.1 \text{ m}$$

$$b_2 = 1.2 \text{ m}$$

$$b_3 = 3 \text{ m}$$

$$b_4 = 1.2 \text{ m}$$

$$b_a = 5 \text{ m}$$

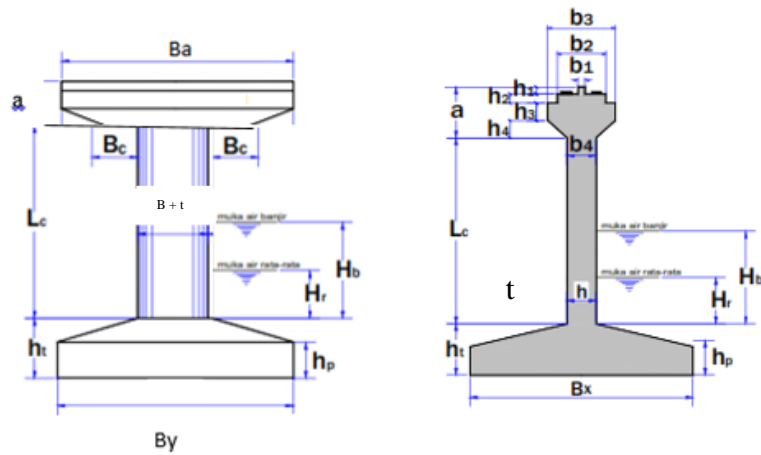
$$h_1 = 0.5 \text{ m}$$

$$h_2 = 0.7 \text{ m}$$

$$h_3 = 0.8 \text{ m}$$

$$h_4 = 1 \text{ m}$$

$$a = h_a = 3 \text{ m}$$



Gambar L.17: Penampang Pilar.

### b. Pier Wall.

$$B = 2 \text{ m}; \quad L_c = 8 \text{ m}$$

$$t = 1 \text{ m}; \quad B_c = 2 \text{ m}$$

### c. Bahan Struktur.

$$\text{mutu beton} = \text{K} \quad 300$$

$$\text{mutu baja tulangan} = \text{U} \quad 39$$

**d. Tanah dasar Tiang pancang.**

$$\text{berat volume ( } W_s \text{ )} = 16917 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Sudut Gesek ( } \phi \text{ )} = 35$$

$$\text{Koheesi ( } C \text{ )} = 5 \text{ Kpa}$$

**e. Pur.**

$$h_p = 2 \text{ m}$$

$$h_t = 3.5 \text{ m}$$

$$B_x = 6 \text{ m}$$

$$B_y = 9 \text{ m}$$

**f. Data Sungai.**

$$\text{Saat banjir rencana ( } H_b \text{ )} = 3.2 \text{ m}$$

$$\text{rata-rata pertahun ( } H_r \text{ )} = 2.337 \text{ m}$$

$$\text{sudut arah aliran sungai pada pier ( } \phi \text{ )} = 10^\circ$$

**g. Bahan Struktur.**

Mutu Beton

$$\text{Kuat tekan Beton ( } f_c \text{ )} = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus Elastik ( } E_c \text{ ) } 4700 \cdot f_c^{1/2} = 27805.57498 \text{ MPa}$$

$$\text{Angka Poisson ( } \nu \text{ )} = 0.2$$

$$\text{Koefisien Muai beton} = 0.00001 \text{ per } ^\circ\text{C}$$

Kriteria perletakan minimum jembatan (N) sesuai dengan SNI 2833-2008 tentang standar ketahanan gempa untuk jembatan didapat karena jembatan termasuk faktor kepentingan II maka nilai faktor keutamaan adalah 1 untuk jembatan rencana 50 tahun maka aklerasi puncak dibatuan dasar sesuai periode ulang 50 tahun pada wilayah 3 adalah

Tabel L.3: Aklerasi batuan puncak.

PGA (g)	50 tahun	100 tahun	200 tahun	500 tahun	1000 tahun
Wilayah 1	0,34-0,38	0,40-0,46	0,47-0,53	0,53-0,60	0,59-0,67
Wilayah 2	0,29-0,32	0,35-0,38	0,40-0,44	0,46-0,50	0,52-0,56
Wilayah 3	0,23-0,26	0,27-0,30	0,32-0,35	0,36-0,40	0,40-0,45
Wilayah 4	0,17-0,19	0,20-0,23	0,23-0,26	0,26-0,30	0,29-0,34
Wilayah 5	0,10-0,13	0,11-0,15	0,23-0,28	0,15-0,20	0,17-0,22
Wilayah 6	0,03-0,06	0,04-0,08	0,04-0,09	0,05-0,10	0,06-0,11

Dengan nilai (PGA) sebesar 0,23-0,26 maka kategori nilai sesmik pada jembatan dengan kepentingan II adalah

Tabel L.4: Tabel penentu nilai seismic perhitungan gempa.

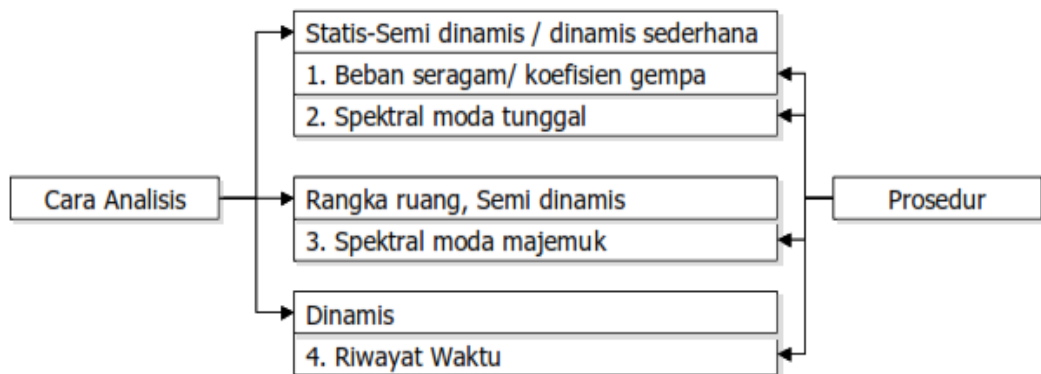
Koefisien percepatan puncak di batuan dasar (A/g)	Klasifikasi kepentingan I (Jembatan utama dengan faktor keutamaan 1,25)	Klasifikasi kepentingan II (Jembatan biasa dengan faktor keutamaan 1)
$\geq 0,30$	D	C
0,20-0,29	C	B
0,11-0,19	B	B
$< 0,10$	A	A

Nilai yang didapat untuk nilai sesmiknya ada pada urutan ke B dimana koefisien percepatan puncak dibatuan dasar (PGA) adalah sebesar 0,20-0,29 makaprosedur analisis berdasarkan kategori kinerja sesmik (A-D) adalah

Tabel L.5: Penentu kategori perhitungan gempa.

Jumlah bentang	D	C	B	A
Tunggal sederhana	1	1	1	-
2 atau lebih menerus	2	1	1	-
2 atau lebih dengan 1 sendi	3	2	1	-
2 atau lebih dengan 2 atau lebih sendi	3	3	1	-
Struktur rumit	4	3	2	1

maka sesuai dengan SNI 2833-2008 standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan perhitungan nilai gempa dengan adanya pilar dan bentang dengan jumlah 2 atau lebih dengan 1 sendi adalah dengan cara beban seragam/koeffisien gempa



Gambar L.18:Grafik perhitungan gempa.

maka didapat nilai N(kriteria panjang perletakan minimum) sesuai dengan SNI 1725-2017 sebesar

$$S = 10^\circ$$

maka

$$\begin{aligned}
 N &= (203+1,67L+6,6H) \times (1+0,00125S^2) \\
 &= 363.465 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

### C. Perhitungan Berat sendiri Jembatan bagian atas

Tabel L.6: Berat jembatan dari program aplikasi analisis struktur.

Berat sendiri pada Girder	b	H	N	berat ( Kg/m <sup>2</sup> )	berat	ket
Plat Lantai	280	0.2	1	2400.00	134400	kg
Girder	16	0.8	5	2400.00	153600	kg
Diafragma	1.8	0.4	11	2400.00	19008	kg

$$Pms = \text{Plat lantai} + \text{Girder} + \text{Diafragma} = 307008 \text{ kg}$$

Tabel L.7: Beban mati tambahan pada girder.

Jenis	Luas (m)	Tebal	Berat ( kg/m <sup>2</sup> )	Beban kg
Lap.Aspal+overlay	280.00	0.10	2200.00	61600.00
Trotoar	80.00	0.20	2400.00	38400.00

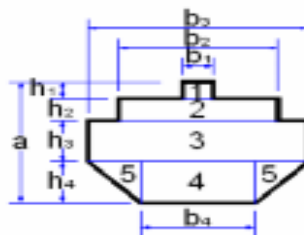
$$Pms = \text{Lap. Aspal} + \text{overlay} + \text{Trotoar} = 100000.00 \text{ kg}$$

Letak titik berat struktur atas terhadap pondasi

$$Za = Ht + Lc + a + ha/2 = 15.75 \text{ m}$$

### D. Berat Sendiri Jembatan bagian bawah.

a. *Headstock*



Gambar L.19: Kepala pilar.

Tabel L.8: Perhitungan berat kepala pilar.

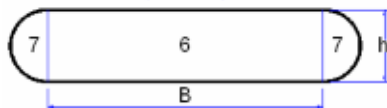
no	B	h	l	shape	Bj	berat (kg )	lengan terhadap alas		Mom.stat ( kgm )
							y	m	
1	0.1	0.5	0.5	5	1	2500.00	625	2.75	1718.75
2	1.2	0.7	0.7	5	1	2500.00	10500	2.15	22575

Tabel L.8: Lanjutan.

no	B	h	l	shape	Bj	berat (kg)	lengan terhadap alas y		Mom.stat (kgm)
								m	
3	3	0.8	0.8	5	1	2500.00	25000	1.4	35000
4	1.2	1	1	4	1	2500.00	12000	0.5	6000
5	2.337	1	1	4	0.5	2500.00	11685	0.666667	7790

$$\begin{aligned} \text{Berat Headstock( Wh )} &= 59810.00 \text{ kg} \\ \text{Mh} &= 73083.75 \text{ kgm} \\ \text{Letak titik berat terhdap alas ( yh )} &= \text{Mh/Wh} \\ &= 1.221931951 \text{ m} \\ \text{Letak titik berat terhdap dasar pondasi ( zh )} &= \text{yh+Lc+ht} \\ &= 12.22193195 \text{ m} \end{aligned}$$

b. *Body Pier*



Gambar L.20: Badan pilar.

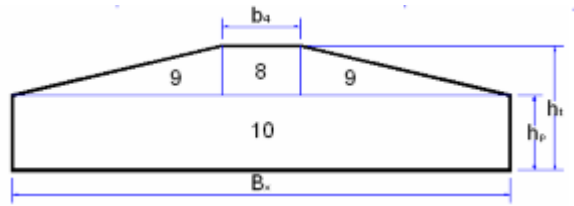
Tabel L.9: Perhitungan berat badan pilar.

no	B	h	l	shape	Bj	jumlah	berat ( kg )	lengan (y (m))	Mom.Stat ( kgm )
6	2	1	8	1	2500.00	1	40000	3.25	130000
7		1	8	$\pi/4 \cdot h^2$	2500.00	1	15707.96327	3.25	51050.88062

$$\begin{aligned} \text{berat hammerhead pier } Wc &= 55707.96327 \text{ kg} \\ Mc &= 181050.8806 \text{ kgm} \\ \text{letak titik berat terhadap alas } yc &= Mc/Wc = 3.25 \text{ m} \\ \text{letak titik berat terhadap dasar pondasi } zc &= yc + ht \\ &= 6.25 \text{ m} \\ \text{luas penampang hammerhead pier } A &= B \cdot h + \pi/4 \cdot h^2 = 2.785398163 \text{ m}^2 \\ \text{lebar ekiveln hammerhead pier } Be &= A / h = 2.785398163 \text{ m} \end{aligned}$$



c. Berat Pur



Gambar L.21 : Penampang pur

Tabel L.10: Perhitungan berat pur.

no	B	h	L	shape	Bj	berat ( kg )	lengan terhadap alas y	Mom. Statis ( m )
8	1.2	1.5	7	1	2500.00	29250	$hp+(h1-hp)/2$ 2.75	86625
9	4.8	1.5	7	0.5	2500.00	58500	$hp+(h1-hp)/3$ 2.5	157500
10	5	3.5	9	1	2500.00	450000	$hp/2$ 1	393750

$$\text{Berat pur ( } W_p \text{ )} = 488250 \text{ kg} ; M_p = 637875 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned} \text{Letak titik berat terhadap alas } y_p &= M_p/W_p \\ &= 1.306451613 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Letak titik berat terhadap dasar pondasi ( } Z_p \text{ )} &= y_p \\ &= 1.306451613 \text{ m} \end{aligned}$$

Rekap berat sendiri struktur bawah ( Pier )

$$\text{HeadStock } W_h = 59810.00 \text{ kg}$$

$$\text{Pier Wall ( column ) } W_c = 55707.96327 \text{ kg}$$

$$\text{Pur } W_p = 488250 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{total berat sendiri struktur bawah ( } P_{ms} \text{ )} &= W_h + W_c + W_p \\ &= 603767.96 \text{ kg} \end{aligned}$$

• Berat akibat beban sendiri ( Ms)

$$\text{Berat Sendiri } P_{ms} \text{ ( kg )}$$

$$\text{struktur atas} = 307008.00$$

$$\text{struktur bawah} = 603767.96$$

$$\text{Beban berat sendiri pada pondasi ( } P_{ms} \text{ )} = 910775.96 \text{ kg}$$

$$\text{Beban berat sendiri pada pier ( Pms )} = 422525.96\text{kg}$$

- Berat akibat beban mati tambahan ( Ma )
- Beban mati tambahan pada lantai jembatan

Tabel L.11: Perhitungan Beban mati tambahan.

Material	tebal ( m )	lebar ( m )	panjang ( m )	jumlah	Bj ( kg )	Berat ( kg/m <sup>2</sup> )
Lapisan apsal + overlay	0.1	7	40	1	2200.00	61600
Railing, light	w =	0.5	40	2		40
Istalasi ME	w =	0.1	40	2		8
Air Hujan	0.05	9	40	1	1000.00	18000

$$\text{Beban mati tambahan pada pier} = \text{Pms} = 79648 \text{ kg}$$

Letak titik berat beban mati tambahan pada pondasi

$$z_a = h_t + L_c + a + h_a/2 = 16\text{m}$$

- Beban Lajur (TD)

$$q \text{ untuk } L \leq 30\text{m} = 787.5 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = 4900 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Faktor beban dinamis untuk BGT} = 0.4$$

$$\text{BTR} = 5,5 \times q \times 100\% = 5,5 \times q \times 100\% = 1406.25\text{kg/m}^2$$

$$\text{BGT} = (7 - 5,5) \times q \times 50\% = 1,5 \times q \times 50\% = 8750 \text{ kg/m}$$

$$= 451710\text{kg/m}$$

$$P_{td} = 451710\text{kg}$$

- Gaya Rem ( TB )

Gaya rem harus diambil yang terbesar dari

$$25\% \text{ dari berat gandar truk desain} = 11250 \text{ Kg}$$

$$5\% \text{ dari berat truk rencana + BTR} = 396250 \text{ Kg}$$

$$\text{Gaya rem yang digunakan} = 396250 \text{ Kg}$$

Untuk  $L_t = L = 40$

$$\text{Gaya rem pada pier ( 2 jalur )} \quad T_{tb} = 2 \times \text{Gaya rem yang}$$

$$\text{digunakan} = 12968.18182 \text{ kg}$$

Lengan terhadap pondasi	$Y_{tb}$	=	$ht + Lc + a + hb$
		=	17.7 m
Momen pondasi terhadap gaya rem	$M_{tb}$	=	$T_{tb} \times Y_{tb}$
		=	229536.8182 kgm
Lengan terhadap dasar pier wall	$Y'_{tb}$	=	$Lc + a + Hb$
		=	14.2 m
Momen pada pier wall akibat gaya rem	$(M'_{tb})$	=	$T_{tb} \times Y'_{tb}$
		=	184148.1818 kgm

- Pembebanan untuk pejalan kaki (TP)

Intensitas beban pejalan kaki		=	5 Kpa
Beban pejalan kaki	(q)	=	500 Kg/m
Luas trotoar yang didukung pier	(A)	=	$b^2 \times L \times n$
		=	96 m <sup>2</sup>
Beban pada pier akibat pejalan kaki	(Ptp)	=	$A \times q$
		=	48000 kg/m <sup>3</sup>

- Beban angin (EW)

- Beban angin pada struktur (Ews)

Angin tekan untuk permukaan datar	:	0.0024 Mpa
Beban angin struktur	:	1.92 N/mm atau
	:	192 Kg/m

- Beban angin arah melintang Y

Rumus yang digunakan untuk menghitung eban angi pada struktur bagian bawah sesuai dengan PU Bina Marga pelaksanaan jembatan

$C_w$	=	1.4
$V_w$	=	126 km/jam
	=	453.6 m/dtk
$h_a$	=	2.5 m
$h_k$	=	2 m
$L$	=	40 M
$Ab_1$	=	$L \times (h_a + h_k)$
	=	180 m

$$\begin{aligned}
\text{Beban angin struktur atas} \quad T_{ew} &= 0.0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b \\
&= 31109.84755 \text{ m} \\
T_{ew} &= 0.0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \text{Lengan} \\
\text{Terhadap pondasi} \quad Y_{ew} &= h_t + L_c + a + h_a / 2 \\
&= 16 \text{ m}
\end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi akibat gaya angin atas

$$\begin{aligned}
M_{ew} &= Y_{ew} \times T_{ew} \\
&= 3072 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Lengan terhadap dasar pier} \quad Y'_{ew} &= L_c + a + h_a / 2 \\
&= 12.5 \text{ m}
\end{aligned}$$

Momen pada pier wall akibat angin atas

$$\begin{aligned}
M'_{ew} &= T_{ew} * Y'_{ew} \\
&= 2400 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Tinggi bid. Samping struktur bawah} &= L_c + a \\
&= 11 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{b2} &= h \times (L_c + a) \\
&= 11 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Beban angin struktur bawah} \quad T_{ew} &= 0.0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b \\
&= 1901.15735 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Lengan terhadap pondasi} \quad Y_{ew} &= h_t + (L_c + a) / 2 \\
&= 9 \text{ m}
\end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi akibat gaya angin atas

$$\begin{aligned}
M_{ew} &= Y_{ew} \times T_{ew} \\
&= 17110.41615 \text{ kgm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Lengan terhadap dasar pier} \quad Y'_{ew} &= (L_c + a) / 2 \\
&= 5.5 \text{ m}
\end{aligned}$$

Momen pada pier wall akibat angin atas

$$\begin{aligned}
M'_{ew} &= T_{ew} \times Y'_{ew} \\
&= 10456.36543 \text{ kg}
\end{aligned}$$

- Beban angin kendaraan ( $E_w$ )

$$\text{Beban akibat angin } RA = \frac{1,46 \times 9000 \times 1800}{1750} = 13515,4 \text{ N} = 1351,54 \text{ kg}$$

$$\text{Beban angin + berat truk} = 1351,54 + 50000 = 51351,54 \text{ kg}$$

Beban ini diasumsikan terdistribusi merata pada roda kendaraan sepanjang 9 m (panjang truk), maka:

$$\text{Beban angin pada truk} = \frac{51351,54}{9} = 5705,73 \text{ kg/m}$$

- Beban angin arah memanjang X

Tinggi	$L_c + a$	=	11	m
Lebar	$b + h$	=	3	m
Luas bidang pier	$(L_c + a) \times (b + h)$	=	33	$m^2$
beban angin struktur atas		=	$0.006 \times C_w \times V_x^2 \times A_b$	
		=	5703.472051	kg
Lengan terhadap pondasi	$(Y_{ew})$	=	$h_t + (L_c + a) / 2$	
		=	9	m

Momen terhadap pondasi akibat gaya angin atas

	$(M_{ew})$	=	$Y_{ew} + T_{ew}$	
		=	5712.472051	kgm
lengan terhadap dasar pier	$Y'_{ew}$	=	$(L_c + a) / 2$	
		=	5.5	m

Momen pada pier wall akibat angin atas

	$(M'_{ew})$	=	$T_{ew} + Y'_{ew}$	
		=	5708.9721	kgm

• Aliran air, benda hanyutan dan tumbukan

nilai faktor beban	=	1.5
--------------------	---	-----

- Aliran air

$$T_{ef} = 0.5 \times C_d \times V_a^2 \times A_d$$

Dimana nilai  $C_d$  dapat dilihat pada sni 1725-2016 pembebanan untuk jembatan dan nilai  $A_d$  sama dengan kedalaman aliran dengan tinggi banjir rencana.

	$C_d$	=	1.4
	$V_a$	=	3.2 m/dtk
Sudut arah aliran terhadap pier	$\Theta$	=	$10^\circ$
Kedalaman air banjir	$H_b$	=	3.2 m
Lebar pier tegak lurus aliran	$h$	=	2 m
Luas proyeksi pier tegak lurus aliran	$A_d$	=	$H_b \times h / \cos \Theta$

$$\begin{aligned}
 &= 3.249 \text{ m}^2 \\
 \text{Gaya pada pier akibat aliran air} \quad T_{ef} &= 0.5 \times C_d \times V_a^2 \times A_d \\
 &= 23.29144945 \text{ kn} \\
 &= 2375.075684 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap pondasi} \quad Y_{ef} &= H_b/2 + h_t \\
 &= 5.1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pondasi akibat aliran air} \quad (M_{ef}) &= T_{ef} \times Y_{ef} \\
 &= 118.7863922 \text{ kNm} \\
 &= 12112.88599 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap pier wall} \quad Y'_{ef} &= H_b/2 \\
 &= 1.6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada pier wall akibat aliran air} \\
 M_{ef} &= T_{ef} \times Y'_{ef} \\
 &= 37.26631912 \text{ kNm} \\
 &= 3800.121094 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

- Gaya angkat arah x ( memanjang jembatan )

$$T_{ef} = 0.5 \times C_l \times V_a^2 \times A_l$$

Dimana nilai  $C_l$  dan  $A_l$  sama dengan nilai di akibat aliran air

$$C_l = 0.9$$

$$V_a = 3.2 \text{ m/dtk}$$

$$\theta = 10^\circ$$

$$\text{Lebar pier sejajar aliran air} \quad (B + h) = 3$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas proyeksi pier sejajar aliran} \quad A_l &= H_b \times (B + h) / \cos \Theta \\
 &= 9.748095474 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya angkat pada pier} \quad T_{ef} &= 0.5 \times C_l \times V_a^2 \times A_l \\
 &= 44.91922394 \text{ kN} \\
 &= 4580.503104 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap pondasi} \quad Y_{ef} &= H_b/2 + h_t \\
 &= 5.1 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pondasi akibat aliran air} \\
 (M_{ef}) &= T_{ef} \times Y_{ef} \\
 &= 229.0880421 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= 23360.56583 \text{ kgm} \\ \text{Lengan terhadap pier wall } Y'_{ef} &= H_b/2 \\ &= 1.6 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada pier wall akibat aliran air

$$\begin{aligned} M_{ef} &= T_{ef} \times Y'_{ef} \\ &= 71.87075831 \text{ kNm} \\ &= 7328.804967 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Hanyutan dan tumbukan kayu

- Beban Hanyutan

$$\begin{aligned} T_{ef} &= 0.5 \times C_d \times V_a^2 \times A'd \\ \text{dengan} \\ C_d &= 1.04 \\ D_h &= 1.2 \\ V_a &= 3.2 \text{ m/dtk} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar benda hanyutan } B_h &= L/2 = 20 \text{ m} \\ A'd &= B_h \times D_h / \cos \Theta \\ &= 24.37023869 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Gaya akibat benda hanyutan

$$\begin{aligned} T_{ef} &= 0.5 \times C_d \times V_a^2 \times A'd \\ &= 129.766647 \text{ kN} \\ &= 13232.56452 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Tumbukan kayu

$$\begin{aligned} T_{ef} &= M \times V_s^2/d \\ V_a &= 3.2 \text{ m/dtk} \end{aligned}$$

M = massa batang kayu

$$M = 2 \text{ ton} \text{ atau } 2000 \text{ kg}$$

Vs = kecepatan aliran permukaan saat banjir (m/dtk)

$$V_s = 1.4 \times V_a$$

$$= 4.48 \text{ m/dtk}$$

d = lendutan elastis

$$d = 0.075$$

Gaya akibat tumbukan kayu

$$\begin{aligned} Tef &= M \times Vs^2/d \\ &= 535.2106667 \text{ kNm} \\ &= 535210.6667 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Gaya dan Momen yang digunakan

Untuk analisis kekuatan pier diambil gaya terbesar diantara benda hanyutan dan gaya akibat tumbukandengan batang kayu.

$$Tef = 535.2106667 \text{ atau } 535210.6667$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap pondasi (Yef)} &= Hb - Dh/2 + ht \\ &= 6.1 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pondasi akibat aliran air

$$\begin{aligned} Mef &= Tef \times Yef = 3264.785067 \text{ kNm} \\ &= 3264785.067 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap pier wall (Y'ef)} &= Hb - Dh/2 \\ &= 2.6 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada pier wall akibat aliran air

$$\begin{aligned} Mef &= Tef \times Y'ef \\ &= 1391.547733 \text{ kNm} \\ &= 1391547.733 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Gaya gempa

- Beban gempa statik ekivalen

$$Teq = Kh \times I \times Wt$$

dimana

$$\begin{aligned} Kh &= C \times s \\ I &= \text{faktor kepentingan} \\ Wt &= Pms + Pma \\ C &= \text{koefisien gempa} \\ S &= \text{tipe struktur jembatan} \\ T &= 2 \times \pi \times \sqrt{Wt / (g \times Kp)} \end{aligned}$$



dimana

$$g = 9.81 \text{ m/dtk}^2$$

$$Kp = \text{kekakuan struktur}$$

- Beban gempa arah X ( memanjang jembatan )

$$\text{Luas penampang pier wall } A = B \times h + \pi/4 \times h^2 = 2.785398163 \text{ m}^2$$

$$\text{Tebal penampang pier } h = 0.8 \text{ m}$$

$$\text{Lebar penampang pier ekivalen } Be = A / h = 3.481747704 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi pier wall } Lc = 5 \text{ m}$$

$$\text{Inersia penampang pier wall } (Ic) = 1/12 \times Be \times h^3 = 0.148554569 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Mutu beton, K-300 } fc' &= 0.83 \times K/10 \\ &= 24.9 \text{ Mpa} \\ &= 2539093.338 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas beton } Ec &= 4700\sqrt{fc'} \\ &= 27805.57498 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ec &= 27805574.98 \text{ Kpa} \\ &= 2835390092 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai kekakuan pier } Kp &= 3 \times Ec \times Ic / Lc^3 \\ &= 99135.48478 \text{ kN/m} \\ &= 252726091.3 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Percepatan grafitasi } g = 9.81 \text{ m/dtk}^2$$

$$\text{Berat sendiri struktur atas } Pms = 407008.00 \text{ kg}$$

$$\text{Berat sendiri headstock } Pms = 59810.00 \text{ kg}$$

$$\text{Setengah berat sendiri pier wall } 1/2 \times Pms = 39824 \text{ kg}$$

$$\text{Beban mati tambahan struktur atas (Pma)} = 100000.00 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{berat total struktur } Wt &= Pms(\text{total}) + Pma \\ &= 606642.00 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= 2 \times \pi \times \sqrt{Wt / (g \times Kp)} \\ &= 0.124321589 \end{aligned}$$

Lokasi wilayah gempa zona 3

$$\text{maka nilai } C = 0.18$$

Untuk jembatan dengan sendi plastis beton bertulang, faktor jenis struktur dihitung dengan rumus  $[S = 1.0 \times F \text{ dengan } F = 1.25 - 0.025 \times n]$

F = faktor perangkaan

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral

maka

$$n = 5$$

$$F = 1.125$$

$$S = 1.125$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien gempa horisontal } K_h &= C \times S \\ &= 0.2025 \end{aligned}$$

dengan

$$\text{Faktor keutamaan } I = 1$$

maka

$$\begin{aligned} T_{eq} &= K_h \times I \times W_t \\ &= 0.2025 \end{aligned}$$

Distribusi beban gempa pada pier

Tabel L.12: Perhitungan beban gempa pada pilar.

jenis beban mati	W ( kg )	Teq ( kg )	lengan terhadap pondasi	z ( m )	Teq x z( kgm )
Berat sendiri struktur atas	307008	62169.12	za	15.75	979163.64
beban mati tambahan	100000.00	20250	za	15.75	318937.5
berat sendiri <i>headstock</i>	59810.00	12111.525	zh	12.22193195	148026.2344
berat sendiri <i>pier wall</i>	55707.96327	11280.8626	zc	6.25	70505.39101
berat sendiri pur	488250	98870.625	zp	1.306451613	129169.6875

$$\text{Gaya pada pondasi akibat gempa } T_{eq} = 204682.1326 \text{ kg}$$

$$M_{eq} = 1645802.453 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap pondasi } Y_{eq} &= M_{eq}/T_{eq} \\ &= 8.040772452 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap pier wall } Y'_{eq} &= Y_{eq} - h_t \\ &= 4.540772452 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada pier wall akibat gempa

$$\begin{aligned} M_{ef} &= T_{eq} \times Y'_{eq} \\ &= 929414.9889 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Beban gempa arah Y ( melintang jembatan )

Inersia penampang pier wall

$$I_c = 1/12 \times h \times B^3 = 3.517310007 \text{ m}^4$$

Kekakuan  $K_p = 3 \times E_c \times I_c / L_c^3 = 58435230.14$

$$\begin{aligned} T &= 2 \times \pi \times \sqrt{W_t / (g \times K_p)} \\ &= 0.204396861 \end{aligned}$$

Lokasi wilayah gempa zona 3

maka nilai  $C = 0.18$

Untuk jembatan dengan sendi plastis beton bertulang, faktor jenis struktur dihitung dengan rumus  $[S = 1.0 \times F \text{ dengan } F = 1.25 - 0.025 \times n]$

F = faktor perangkaan

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral

maka

$$n = 1$$

$$F = 1.225$$

$$S = 1.225$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien gempa horisontal } K_h &= C \times S \\ &= 0.2205 \end{aligned}$$

dengan

$$\text{Faktor keutamaan } I = 1$$

maka

$$\begin{aligned} T_{eq} &= K_h \times I \times W_t \\ &= 0.2205 \times W_t \end{aligned}$$

Distribusi beban gempa pada pier

Tabel L.13: Perhitungangempa arah melintang pada pilar.

jenis beban mati	W ( kg )	Teq ( kg )	lengan thd pondasi	z ( m )	Teq x z ( kgm )
Berat sendiri struktur atas	307008	67695.264	za	15.75	1066200.408
beban mati tambahan	100000.00	20250	za	15.75	318937.5
berat sendiri <i>headstock</i>	59810.00	12111.525	zh	12.22193195	148026.2344
berat sendiri <i>pier wall</i>	55707.96327	11280.8626	zc	6.25	70505.39101
berat sendiri pur	488250	98870.625	zp	1.306451613	129169.6875

$$\begin{aligned} \text{gaya pada pondasi akibat gempa} \quad \text{Teq} &= 210208.2766 \text{ kg} \\ &\text{Meq} = 1732839.221 \text{ kgm} \\ \text{Lengan terhadap pondasi} \quad \text{Yeq} &= \text{Meq/Teq} \\ &= 8.243439551 \text{ m} \\ \text{Lengan terhadap pier wall} \quad \text{Y'eq} &= \text{Yeq} - \text{ht} \\ &= 4.743439551 \text{ m} \\ \text{Momen pada pier wall akibat gempa} \\ \text{Mef} &= \text{Teq} \times \text{Y'eq} \\ &= 997110.2529 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- . Tekanan air lateral akibat gempa

$$\text{Teq} = 0.75 \times \text{Kh} \times \text{I} \times \text{Wo} \times \text{b}^2 \times \text{h} [1-\text{b} / (4 \times \text{h})]$$

dimana

$$\text{Wo} = \text{berat volume air (9.8 kN/m}^3\text{)}$$

$$\text{b} = \text{lebar dinding diambil tegak lurus dari arah gaya (m)}$$

$$\text{h} = \text{kedalaman air (m)}$$

$$\text{Wo} = 9.8 \text{ kN/m}^3 = 999.3256 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{I} = 1$$

$$\text{Kh} = 0.2205$$

- Tekanan air akibat gempa arah X (memanjang jembatan)

Tekanan air lateral

$$\text{Teq} = 0.75 \times \text{Kh} \times \text{I} \times \text{Wo} \times \text{b}^2 \times \text{h} [1-\text{b} / (4 \times \text{h})]$$

$$= -165.2634711 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap pondasi} \quad Y_{eq} &= h/2 + h_q \\ &= 4 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Momen terhadap pondasi akibat tekanan air

$$\begin{aligned} M_{eq} &= T_{eq} \times Y_{eq} \\ &= -661.0538844 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap pier} \quad Y'_{eq} &= h/2 \\ &= 0.5 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Momen terhadap pier wal akibat tekanan air lateral

$$\begin{aligned} M_{eq} &= T_{eq} \times Y'_{eq} \\ &= -82.63173555 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Tekanan air akibat gempa arah Y (melintang jembatan)

$$\begin{aligned} \text{Tekanan air lateral} \quad (T_{eq}) &= 0.75 \times K_h \times I \times W_o \times b^2 \times h [1 - b / (4 \times h)] \\ &= -165.2634711 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{lengan terhadap pondasi} \quad Y_{eq} &= h/2 + h_q \\ &= 4 \quad \text{m} \end{aligned}$$

momen terhadap pondasi akibat tekanan air

$$\begin{aligned} M_{eq} &= T_{eq} \times Y_{eq} \\ &= -661.0538844 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{lengan terhadap pier} \quad Y'_{eq} &= h/2 \\ &= 0.5 \quad \text{m} \end{aligned}$$

momen terhadap pier wal akibat tekanan air lateral

$$\begin{aligned} M_{eq} &= T_{eq} \times Y'_{eq} \\ &= -82.63173555 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Gaya gesek dan temperatur

Gaya gesek pada perletakan bergerak ( $T_{fb}$ ) maupun gaya yang ditimbulkan oleh perbedaan temperatur ( $T_{et}$ ) resultan gaya = 0 (saling meniadakan), sehingga gaya-gaya tersebut, tidak diperhitungkan dalam analisa pier.

### 3. Kombinasi beban kerja

Tabel L.14: Kombinasi beban kerja.

no	Aksi/Beban	kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Tx	Ty	Mx	My
	Aksi tetap		Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	910775.96				
2	B. Mati Tambahan	MA	76805.28				
	Beban Lalu Lintas						
3	Beban Lajur	TD	621500				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	48000				
5	Gaya rem	TB		12968.18		1426500.02	
	Aksi Lingkungan						
6	Aliran air	EF		4580.503	2375.076	7328.80497	3800.122
7	Hanyutan/Tumbukan	EF			535210.7		1391547.7
8	Beban Angin	EW	192	5703.472	33011.01	5708.97205	10456.37
		Ewl	5705.72698	5703.472	33011.01	5708.97205	10456.37
9	Gempa	EQ		204682.1	210208.3	929414.989	997110.25
10	Tekanan Air Gempa	EQ		-165.263	-165.26	-82.631736	-82.632

Tabel L.15: Kuat I.

no	Aksi/Beban	kode	Koef	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Tx	Ty	Mx	My
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.3	1.3	1184008.75			
2	B. Mati Tambahan	MA	2	2	153610.56			
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	1.8	1.8	1118700.00			
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1.8	1.8	86400.00			
5	Gaya rem	TB	1.8	1.8		23342.73		2567700.03
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1	1		4580.5031	2375.0757	7328.804967
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1	1			535210.67	
8	Beban Angin struktur	Ews						
9	Beban Angin Kendaraan	Ewl						
10	Gempa	EQ						
	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total				2542719.3	27923.23	537585.7	2575028.83

Tabel L 16: Kuat II.

no	Aksi/Beban	kode	Koef	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Tx	Ty	Mx	My
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.3	1184008.7				
2	B. Mati Tambahan	MA	2	153610.56				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	1.4	870100.00				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1.4	67200.00				
5	Gaya rem	TB	1.4		18155.45		1997100	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1		4580.50	2375.08	7328.81	3800.12
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1			535210.7		1391547.7
8	Beban Angin struktur	Ews						
9	Beban Angin Kendaraan	Ewl						
10	Gempa	EQ						
	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			2274919.3	22735.96	537585.7	2004428.8	1395347.9

Tabel L.17 :Kuat III.

no	Aksi/Beban	kode	Koef	Vertikal	Horizontal		Momen	
				P	Tx	Ty	Mx	My
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.3	1184008.8				
2	B. Mati Tambahan	MA	2	159296				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD						
4	Beban Pejalan Kaki	TP						
5	Gaya rem	TB						
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1		4580.5	2375.08	7328.80497	3800.12
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1			535210.8		1391547.7
8	Beban Angin struktur	Ews	1.4	268.8	7984.9	33771.5	7992.5609	14638.9
9	Beban Angin Kendaraan	Ewl						
10	Gempa	EQ						
	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			1343573.6	12565.4	571357.2	15321.37	1409986.8

Tabel L.18:Kuat IV.

				Vertikal	Horizontal		Momen	
no	Aksi/Beban	kode	Koef	P	Tx	Ty	Mx	My
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.3	1184008.8				
2	B. Mati Tambahan	MA	2	159296				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	1.8					
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1.8					
5	Gaya rem	TB	1.8					
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1		4580.5	2375.1	7328.8	3800.1211
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1			535210.7		1391547.7
8	Beban Angin struktur	Ews						
9	Beban Angin Kendaraan	Ewl						
10	Gempa	EQ						
	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			1343304.8	4580.5	537585.7	7328.80	1395347.85

Tabel L.19: Kuat V.

				Vertikal	Horizontal		Momen	
no	Aksi/Beban	kode	Koef	P	Tx	Ty	Mx	My
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.3	1184008.75				
2	B. Mati Tambahan	MA	2	159296				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	1.8					
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1.8					
5	Gaya rem	TB	1.8					
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1		4580.5	2375.1	7328.8	3800.1211
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1			535210.7		1391547.7
8	Beban Angin struktur	Ews	0.4	76.8	5703.5	33011	5708.97	10456.365
9	Beban Angin Kendaraan	Ewl	1	5705.727	5703.5	33011	5708.97	10456.365
10	Gempa	EQ						
	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			1349087.28	15987.5	603607.8	18746.8	1416260.59



Tabel L.20. :Ekstreme I

				Vertikal	Horizontal		Momen	
no	Aksi/Beban	kode	Koef	P	Tx	Ty	Mx	My
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.3	1184008.8				
2	B. Mati Tambahan	MA	2	153610.6				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	0.3	186450				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	0.3	14400				
5	Gaya rem	TB	0.3		3890.5		427950.	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1		4580.5	2375.1	7328.8	3800.1
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1			535210.7		1391547.7
8	Beban Angin struktur	Ews						
9	Beban Angin Kendaraan	Ewl						
10	Gempa	EQ	1		204682.1	210208.3	929414.99	997110.3
	Tekanan Air Gempa	EQ	1		204682.1	210208.3	929414.99	997110.3
	Total			1538469.3	417835.2	958002.3	2294108.8	3389568.4

Tabel L.21: Ekstreme II.

				Vertikal	Horizontal		Momen	
no	Aksi/Beban	kode	Koef	P	Tx	Ty	Mx	My
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.3	1184008.8				
2	B. Mati Tambahan	MA	2	159296				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	0.5	4375				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	0.5	24000				
5	Gaya rem	TB	0.5		6484.1		114768.4	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1		4580.5	2375.1	7328.805	3800.1211
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1			535210.7		1391547.7
8	Beban Angin struktur	Ews						
9	Beban Angin Kendaraan	Ewl						
10	Gempa	EQ						
	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			1371679.8	11064.6	537585.7	122097.2	1395347.85

Tabel L.22 : Daya layan I.

				Vertikal	Horizontal		Momen	
N o	Aksi/Beban	kod e	Koe f	P	Tx	Ty	Mx	My
	Aksi tetap			Kg	g	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1	910775.96				
2	B. Mati Tambahan	MA	1	76805.28				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	1	621500.00				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1	48000.00				
5	Gaya rem	TB	1		12968.2		1426500	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1		4580.5	2375.1	7328.9	3800.1
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1			535210.7		1391547.7
8	Beban Angin struktur	Ews	0.3	192	5703.5	33011	5708.97	10456.4
9	Beban Angin Kendaraan	Ewl	1	5705.727	5703.5	33011	5708.97	10456.4
10	Gempa	EQ						
	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			1662978.97	28955.6	603607.8	1445246.8	1416260.6

Tabel L.23: Daya Layan IV.

				Vertikal	Horizontal		Momen	
no	Aksi/Beban	kode	Koef	P	Tx	Ty	Mx	My
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1	910775.96				
2	B. Mati Tambahan	MA	1	79648				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD						
4	Beban Pejalan Kaki	TP						
5	Gaya rem	TB						
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1		4580.5	2375.1	7328.8	3800.1
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1			535210.7		1391547.7
8	Beban Angin struktur	Ews	0.7	192	5703.5	33011	5708.97	10456.4
9	Beban Angin Kendaraan	Ewl						
10	Gempa	EQ						
	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			990615.96	10283.98	570596.8	13037.8	1405804.2

Tabel L.24: Fatik.

				Vertikal	Horizontal		Momen	
no	Aksi/Beban	kode	Koef	P	Tx	Ty	Mx	My
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS						
2	B. Mati Tambahan	MA						
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	0.75	6562.5				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	0.75	36000				
5	Gaya rem	TB	0.75		9726.1		172152.6	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF						
7	Hanyutan/Tumbukan	EF						
8	Beban Angin struktur	Ews						
9	Beban Angin Kendaraan	Ewl						
10	Gempa	EQ						
	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			42562.5	9726.1		172152.61	

$$\begin{aligned} \text{Luasan Penampang Pilar } A &= 40.5 \text{ m}^2 = 40500000 \text{ mm}^2 \\ \sigma_{ijin} &= 350 \text{ kg/mm}^2 \\ P_{ijin} &= 14175000000 \text{ kg} \end{aligned}$$

Tabel L.25: Recap Beban Kombinasi .

no	Kombinasi	Tegangan Berlebihan	P	Tx	Ty	Mx	My
			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	KUAT I	0%	2542719.3	27923.23	537585.7	2575028.8	1395347.9
2	KUAT II	0%	2274919.3	22735.96	537585.7	2004428.8	1395347.9
3	KUAT III	0%	1343573.6	12565.36	571357.2	15321.37	1409986.8
4	KUAT IV	0%	1343304.8	4580.50	537585.7	7328.80	1395347.9
5	KUAT V	0%	1349087.3	15987.45	603607.8	18746.75	1416260.6
6	EKSTREM I	0%	1538469.3	417835.2	958002.3	2294108.7	3389568.4
7	EKSTREM II	0%	1371679.8	11064.59	537585.7	122097.21	1395347.9
8	DAYA LAYANI I	0%	1662978.9	28955.63	603607.75	1445246.77	1416260.59

Tabel L 25 : *Lanjutan*

no	Kombinasi	Tegangan Berlebihan	P	Tx	Ty	Mx	My
			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
9	DAYA LAYAN IV	0%	990615.96	10283.98	570596.75	13037.78	1405804.22
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	9726.14	0.00	172152.61	0.00

#### 4. Kontrol Stabilitas Terhadap Guling

##### a. Arah memanjang jembatan

Letak titik guling A (ujung pondasi) terhadap pusat pondasi

$$\begin{aligned} \text{Luasan Penampang Pilar } A &= 40.5 \text{ m}^2 \\ \sigma_{ijin} &= 350 \text{ kg/mm}^2 \\ P_{ijin} &= 14175000 \text{ kg} \\ Bx/2 &= 3 \text{ m} \end{aligned}$$

ket

k = persen kelebihan beban yang diizinkan (%)

Mx = Momen penyebab guling

Momen penahan guling

$$M_p = P \times (Bx / 2) \times (1 + k)$$

Angka aman terhadap guling

$$SF = M_p / M_x \text{ harus } \geq 2.0$$

Tabel L.26: Guling arah memanjang Model 1.

no	Kombinasi	k	P	Mx	Mp	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
1	KUAT I	0%	2542719.31	2575028.83	7629526.28	2.96	> 2.0 ( OK )
2	KUAT II	0%	2274919.31	2004428.83	6825853.23	3.41	> 2.0 ( OK )
3	KUAT III	0%	1343573.55	15321.37	4031102.71	263.10	> 2.0 ( OK )
4	KUAT IV	0%	1343304.75	7328.80	4030296.15	549.93	> 2.0 ( OK )
5	KUAT V	0%	1349087.28	18746.75	4047647.03	215.91	> 2.0 ( OK )
6	EKSTREM I	0%	1538469.31	2294108.79	4615908.87	2.01	> 2.0 ( OK )
7	EKSTREM II	0%	1371679.75	122097.21	4115437.46	33.71	> 2.0 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	0%	1662978.97	1445246.77	4989522.20	3.45	> 2.0 ( OK )

Tabe L.26: Lanjutan.

no	Kombinasi	k	P	Mx	Mp	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
9	DAYA LAYAN IV	0%	990615.96	13037.78	2972055.58	227.96	> 2.0 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	172152.61	127687.88	0.74	

## b. Guling arah melintang jembatan

Tabel L.27: Guling arah melintang Model 1.

no	Kombinasi	k	P	My	Mp	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
1	KUAT I	0%	2542719.31	1395347.85	11444289.42	8.20	> 2.0 ( OK )
2	KUAT II	0%	2274919.31	1395347.85	10238779.84	7.34	> 2.0 ( OK )
3	KUAT III	0%	1343573.55	1409986.77	6046654.06	4.29	> 2.0 ( OK )
4	KUAT IV	0%	1343304.75	1395347.85	6045444.23	4.33	> 2.0 ( OK )
5	KUAT V	0%	1349087.28	1416260.59	6071470.55	4.29	> 2.0 ( OK )
6	EKSTREM I	0%	1538469.31	3389568.36	6923863.30	2.04	> 2.0 ( OK )
7	EKSTREM II	0%	1371679.75	1395347.85	6173156.19	4.42	> 2.0 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	0%	1662978.97	1416260.59	7484283.30	5.28	> 2.0 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	0%	990615.96	1405804.22	4458083.36	3.17	> 2.0 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	0.00	191531.83	0.00	

**5. Kontrol Stabilitas Terhadap Geser**

## a. Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan

Parameter tanah dasar pur

sudut gesek = 35

kohesi = 5

Luasan Penampang Pilar A = 40.5 m<sup>2</sup> = 40500 mm<sup>2</sup>σijin = 350 kg/mm<sup>2</sup>

Pijin = 14175000 kg

Ukuran dasar Tiang pancang

Bx = 6

By = 9

ket

k = persen kelebihan beban yang diizinkan (%)

Tx = Momen penyebab geser

Gaya penahan geser

$$H = (C \times B_x \times B_y \times P \times \tan \phi) \times (1 + k)$$

Maka hasil dari perhitungan gaya penahan geser dapat dilihat melalui tabel dibawah ini

Tabel L.28: Gaya geser arah memanjang pada pilar Model 1.

no	Kombinasi	k	P	Tx	H	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
1	KUAT I	0%	2542719.31	27923.23	480802663.28	17218.73	> 1.2 ( OK )
2	KUAT II	0%	2274919.31	22735.96	480793581.38	21146.84	> 1.2 ( OK )
3	KUAT III	0%	1343573.55	12565.36	480761996.67	38260.89	> 1.2 ( OK )
4	KUAT IV	0%	1343304.75	4580.50	480761987.56	104958.34	> 1.2 ( OK )
5	KUAT V	0%	1349087.28	15987.45	480762183.66	30071.23	> 1.2 ( OK )
6	EKSTREM I	0%	1538469.31	417835.22	480768606.17	1150.62	> 1.2 ( OK )
7	EKSTREM II	0%	1371679.75	11064.59	480762949.84	43450.57	> 1.2 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	0%	1662978.97	28955.63	480772828.66	16603.78	> 1.2 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	0%	990615.96	10283.98	480750026.83	46747.49	> 1.2 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	9726.14	480717875.52	49425.37	

b. Stabilitas Geser Arah Melintang Jembatan

Tabel L.29: gaya geser arah melintang pilar model 1.

no	Kombinasi	k	P	Ty	H	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
1	KUAT I	0%	2542719.31	537585.74	480802663.28	894.37	> 1.2 ( OK )
2	KUAT II	0%	2274919.31	537585.74	480793581.38	894.36	> 1.2 ( OK )
3	KUAT III	0%	1343573.55	571357.21	480761996.67	841.44	> 1.2 ( OK )
4	KUAT IV	0%	1343304.75	537585.74	480761987.56	894.30	> 1.2 ( OK )
5	KUAT V	0%	1349087.28	603607.75	480762183.66	796.48	> 1.2 ( OK )
6	EKSTREM I	0%	1538469.31	958002.30	480768606.17	501.84	> 1.2 ( OK )

Tabel L.29: Lanjutan.

no	Kombinasi	k	P	Ty	H	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
7	EKSTREM II	0%	1371679.75	537585.74	480762949.84	894.30	> 1.2 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	0%	1662978.97	603607.75	480772828.66	796.50	> 1.2 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	0%	990615.96	570596.75	480750026.83	842.54	> 1.2 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	0.00	480717875.52	0.00	

## 6. Analisa beban Ultimit Pur

Tabel L.30: Kombinasi beban kerja.

no	Aksi/Beban	kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap		Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	910775.96				
2	B. Mati Tambahan	MA	79648				
	Beban Lalu Lintas						
3	Beban Lajur	TD	8750				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	48000				
5	Gaya rem	TB		12968.2		229536.8	
	Aksi Lingkungan						
6	Aliran air	EF		4580.5	2375.07568	23360.6	12112.886
7	Hanyutan/Tumbukan	EF			535210.667		3264785.07
8	Beban Angin Struktur	Ews	192	5703.5	33011.0049	5712.5	20182.4162
	Beban Angin Kendaraan	Ewl	5705.72698	5703.5	33011.0049	5708.9	10456.3654
9	Gempa	EQ		204682.2	210208.277	929414.9	997110.253
10	Tekanan Air Gempa	EQ		-165.3	-165.26347	-661.1	-661.05388

Tabel L.31: Beban ultimit yang bekerja pada pur.

no	Aksi/Beban	kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
				Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	1184008.8				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	159296				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	2.000	17500				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	2.000	96000				

Tabel L.31: Lanjutan.

			Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
no	Aksi/Beban	kode		Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.08	23360.6	12112.9
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.7		3264785
8	Beban Angin Struktur	Ews	1.200	230.4	6844.2	39613.2	6854.97	24218.9
	Beban Angin Kendaraan	Ewl	1.200	6846.9	6844.2	39613.2	6850.77	12547.6
9	Gempa	EQ	1.000		204682.1	210208.3	929414.9	997110
10	Tekanan Air Gempa	EQ	1.000		-165.26	-165.26	-661.05	-661.1

Tabel A.32: Kuat I.

			Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
no	Aksi/Beban	kode		Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	1184008.8				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	159296				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	1.800	15750				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1.800	86400				
5	Gaya rem	TB	1.800		23342.7		413166.27	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.5	2375.08	23360.57	12112.89
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.67		3264785.07
8	Beban Angin Struktur	Ews	1.200					
	Beban Angin Kendaraan	Ewl	1.200					
9	Gempa	EQ	1.000					
10	Tekanan Air Gempa	EQ	1.000					
	Total			1445454.8	27923.2	537585.74	436526.84	3276897.95



Tabel L.33: Kuat II.

no	Aksi/Beban	kode	Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
			Beban	Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	1184008.75				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	159296.00				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	1.400	12250.00				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1.400	67200.00				
5	Gaya rem	TB	1.400		18155.45		0.00	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.08	23360.57	12112.89
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.67		3264785.07
8	Beban Angin Struktur	Ews						
	Beban Angin Kendaraan	Ewl						
9	Gempa	EQ						
10	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			1422754.75	22735.96	537585.74	23360.57	3276897.95

Tabel L.34: Kuat III.

No	Aksi/Beban	kode	Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
			Bean	Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	1184008.8				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	159296.0				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD						
4	Beban Pejalan Kaki	TP						
5	Gaya rem	TB						
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.5	2375.08	23360.6	12112.89
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.7		3264785.1
8	Beban Angin Struktur	Ews	1.400	268.80	7984.9	46215.4	7997.5	28255.38
	Beban Angin Kendaraan	Ewl						

Tabel L.34 :*Lanjutan.*

			Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
no	Aksi/Beban	kode		Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
9	Gempa	EQ						
10	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			1343573.6	12565.4	583801.2	31358.0	3305153.3

Tabel L.35: Kuat IV.

			Fakto r Beba n	Vertikal	Horizontal		Momen	
no	Aksi/Beban	kode		Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	1184008.75				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	1821551.93				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD						
4	Beban Pejalan Kaki	TP						
5	Gaya rem	TB						
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.08	23360.57	12112.89
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.67		3264785.07
8	Beban Angin Struktur	Ews						
	Beban Angin Kendaraan	Ewl						
9	Gempa	EQ						
10	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			3005560.68	4580.50	537585.74	23360.57	3276897.95

Tabel L.36: Kuat V.

no	Aksi/Beban	kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
					Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Pu Kg	Tux Kg	Tuy Kg	Mux Kg.m	Muy Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	1184008.8				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	159296.00				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD						
4	Beban Pejalan Kaki	TP						
5	Gaya rem	TB						
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.5	2375.08	23360.6	12112.89
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.7		3264785
8	Beban Angin Struktur	Ews	0.400	76.80	2281.4	13204.40	2284.9	8072.97
	Beban Angin Kendaraan	Ewl	1.000	5705.73	5703.5	33011.0	5708.9	10456.37
9	Gempa	EQ						
10	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			1349087.3	12565.4	583801.2	31354.5	3295427

Tabel L.37: Ekstrem I.

No	Aksi/Beban	kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
					Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Pu Kg	Tux Kg	Tuy Kg	Mux Kg.m	Muy Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	1184008.8				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	159296.00				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	0.300	2625.00				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	0.300	14400.00				
5	Gaya rem	TB	0.300		3890.45		68861.05	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.08	23360.57	12112.89
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.7		3264785.1
8	Beban Angin Struktur	Ews						
9	Gempa	EQ	1.000		204682.1	210208.3	929414.9	997110.1
10	Tekanan Air Gempa	EQ	1.000		-165.26	-165.26	-661.05	-661.05
	Total			1360329.8	212987.8	747628.8	1020975.2	4273347.2

Tabel.38: Ekstrem II.

No	Aksi/Beban	kode	Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
			Beban		Pu	Tux	Tuy	Mux
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	1184008.8				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	159296.00				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	0.500	4375.00				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	0.500	24000.00				
5	Gaya rem	TB	0.500		6484.1		114768.4	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.08	23360.57	12112.89
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.7		3264785.1
8	Beban Angin Struktur	Ews						
	Beban Angin Kendaraan	Ewl						
9	Gempa	EQ						
10	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			1371679.8	11064.6	537585.7	138128.9	3276897.9

Tabel L.39 : Daya layan I.

No	Aksi/Beban	kode	Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
			Beban		Pu	Tux	Tuy	Mux
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.000	910775.96				
2	B. Mati Tambahan	MA	1.000	79648.00				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	1.000	8750.00				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1.000	48000.00				
5	Gaya rem	TB	1.000		12968.18		229536.8	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.08	23360.57	12112.89
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.67		3264785.1
8	Beban Angin Struktur	Ews	0.300	57.60	1711.04	9903.30	1713.74	6054.72
	Beban Angin Kendaraan	Ewl	1.000	5705.73	5703.47	33011.00	5708.97	10456.37
9	Gempa	EQ						
10	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			1052937.29	24963.20	580500.05	260320.1	3293409.04

Tabel L.40: Daya layan IV.

no	Aksi/Beban	kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
				Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.000	910775.96				
2	B. Mati Tambahan	MA	1.000	79648.00				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD						
4	Beban Pejalan Kaki	TP						
5	Gaya rem	TB						
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.087	23360.57	12112.89
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.67		3264785.07
8	Beban Angin Struktur	Ews	0.700	134.40	3992.43	23107.70	3998.73	14127.69
	Beban Angin Kendaraan	Ewl						
9	Gempa	EQ						
10	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			990558.36	8572.93	560693.45	27359.30	3291025.64

Tabell.41 : Fatik (TD dan TR).

no	Aksi/Beban	kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
				Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS						
2	B. Mati Tambahan	MA						
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	0.750	6562.50				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	0.750	36000.00				
5	Gaya rem	TB	0.750		9726.14		172152.61	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF						
7	Hanyutan/Tumbukan	EF						
8	Beban Angin Struktur	Ews						
	Beban Angin Kendaraan	Ewl						
9	Gempa	EQ						
10	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			42562.50	9726.14	0.00	172152.61	0.00

Tabel L.42 :Recap beban kombinasi ultimit.

no	Kombinasi	Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
		Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	KUAT I	1445454.75	27923.23	537585.74	436526.84	3276897.95
2	KUAT II	1422754.75	22735.96	537585.74	23360.57	3276897.95
3	KUAT III	1343573.55	12565.36	583801.15	31358.03	3305153.34
4	KUAT IV	3005560.68	4580.50	537585.74	23360.57	3276897.95
5	KUAT V	1349087.28	12565.36	583801.15	31354.53	3295427.28
6	EKSTREM I	1360329.75	212987.83	747628.76	1020975.55	4273347.15
7	EKSTREM II	1371679.75	11064.59	537585.74	138128.97	3276897.95
8	DAYA LAYAN I	1052937.29	24963.20	580500.05	260320.10	3293409.04
9	DAYA LAYAN IV	990558.36	8572.93	560693.45	27359.30	3291025.64
10	FATIK (TD dan TR)	42562.50	9726.14	0.00	172152.61	0.00

## 7. Kombinasi dinding pilar

Tabel L.43: Kombinasi beban kerja.

no	Aksi/Beban	kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Tx	Ty	Mx	My
	Aksi tetap		Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	422525.96				
2	B. Mati Tambahan	MA	79648				
	Beban Lalu Lintas						
3	Beban Lajur	TD	8750				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	48000				
5	Gaya rem	TB		12968.1818 2		184148.2	
	Aksi Lingkungan						
6	Aliran air	EF		4580.50310 4	2375.1	7328.8	3800.1
7	Hanyutan/Tumbukan	EF			535210. 7		1391547. 7
8	Beban Angin	EWs	192	5703.47205 1	33011.0	7328.8	3800.1
		EWl	5705.72698 4	5703.47205 1	33011.0	7328.8	3800.1
9	Gempa	EQ		204682.132 6	210208. 3	929414.9 9	997110.3
10	Tekanan Air Gempa	EQ		- 165.263471 1	-165.3	-82.6	-82.63

Tabel L.44: Beban ultimit yang bekerja pada *Pier Wall*.

no	Aksi/Beban	kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
				Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	549284				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	159296				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	2.000	17500				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	2.000	96000				
5	Gaya rem	TB	2.000		25936.4		368296.4	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.08	7328.80	3800.12
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.7		1391547.7
8	Beban Angin	EWs	1.200	230.40	6844.17	39613.21	8794.57	4560.15
		EWl	1.200	6846.87	6844.17	39613.21	8794.57	4560.15
9	Gempa	EQ	1.000		204682.1	210208.3	929414.9	997110.3
10	Tekanan Air Gempa	EQ	1.000		-165.26	-165.26	-82.63	-82.63

Tabel L.45: Kuat I.

			Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
no	Aksi/Beban	kode		Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	549283.75				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	159296.00				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	1.800	15750.00				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1.800	86400.00				
5	Gaya rem	TB	1.800		23342.7		331466.7	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.08	7328.80	3800.12
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.7		1391547.7
8	Beban Angin	Ews	1.200					
		Ewl	1.200					
9	Gempa	EQ	1.000					
10	Tekanan Air Gempa	EQ	1.000					
	Total			810729.75	27923.23	537585.7	338795.5	1395347.9

Tabell.46 :Kuat II.

			Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	kode		Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	549283.75				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	159296.00				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	1.400	12250.00				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1.400	67200.00				
5	Gaya rem	TB	1.400		18155.45		257807.45	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.08	7328.80	3800.12
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000					
8	Beban Angin	Ews	1.200	230.40	6844.17	39613.21	8794.57	4560.15
		Ewl						
9	Gempa	EQ						
10	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			788260.15	29580.12	41988.28	273930.83	8360.27



Tabel L.47: Kuat III.

no	Aksi/Beban	kode	Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
			Beban		Pu	Tux	Tuy	Mux
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	549283.75				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	159296.00				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD						
4	Beban Pejalan Kaki	TP						
5	Gaya rem	TB						
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.08	7328.8	3800.1
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.7		1391547.7
8	Beban Angin	Ews	1.400	230.40	6844.17	39613.2	8794.6	4560.1
		Ewl						
9	Gempa	EQ						
10	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			708810.15	11424.67	577198.9	16123.4	1399908.0

Tabel L.48: Kuat IV.

no	Aksi/Beban	kode	Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
			Beban		Pu	Tux	Tuy	Mux
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	549283.75				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	159296.00				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD						
4	Beban Pejalan Kaki	TP						
5	Gaya rem	TB						
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.08	7328.80	3800.12
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.67		1391547.73
8	Beban Angin	Ews						
		Ewl						
9	Gempa	EQ						
10	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			708579.75	4580.50	537585.74	7328.80	1395347.85

Tabel L.49: Kuat V.

no	Aksi/Beban	kode	Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
			Beban	Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	549283.75				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	159296.00				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD						
4	Beban Pejalan Kaki	TP						
5	Gaya rem	TB						
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.08	7328.80	3800.12
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.67		1391547.73
8	Beban Angin	Ews	0.400	92.16	2737.67	15845.28	3517.83	1824.06
		Ewl	1.000	6846.87	6844.17	39613.21	8794.57	4560.15
9	Gempa	EQ	1.000		204682.13	210208.28	929414.99	997110.25
10	Tekanan Air Gempa	EQ	1.000		-165.26	-165.26	-82.63	-82.63
	Total			715518.78	218679.21	803087.24	948973.55	2398759.68

Tabel L.50: Ekstrem I.

no	Aksi/Beban	kode	Faktor	Vertikal	Horizontal		Momen	
			Beban	Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	549283.75				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	159296.00				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	0.300	2625.00				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	0.300	14400.00				
5	Gaya rem	TB	0.300		3890.45		55244.45	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.08	7328.80	3800.12
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.67		1391547.73
8	Beban Angin	Ews						
		Ewl						
9	Gempa	EQ	1.000		204682.13	210208.28	929414.99	997110.25
10	Tekanan Air Gempa	EQ	1.000		-165.26	-165.26	-82.63	-82.63
	Total			725604.75	212987.83	747628.76	991905.62	2392375.48

Tabel L.51: Ekstrem II.

No	Aksi/Beban	kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
				Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	549283.75				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	159296.00				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	0.500	4375.00				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	0.500	24000.00				
5	Gaya rem	TB	0.500		6484.09		92074.09	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.08	7328.80	3800.12
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.67		1391547.73
8	Beban Angin	Ews						
		Ewl						
9	Gempa	EQ						
10	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			736954.75	11064.59	537585.74	99402.90	1395347.85

Tabel L.52: Daya layan I.

No	Aksi/Beban	kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
				Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.000	422525.96				
2	B. Mati Tambahan	MA	1.000	79648.00				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	1.000	8750.00				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	1.000	48000.00				
5	Gaya rem	TB	1.000		12968.18		184148.18	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.08	7328.80	3800.12
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.67		1391547.73
8	Beban Angin	Ews	0.300	57.60	1711.04	9903.30	2198.64	1140.04
		Ewl	1.000	5705.73	5703.47	33011.00	7328.80	3800.12

Tabel 52: Lanjutan.

			Faktor Beban	Vertikal	Horizontal	Momen		
no	Aksi/Beban	kode		Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
9	Gempa	EQ						
10	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			564687.29	24963.20	580500.05	201004.43	1400288.01

Tabel L.53: DAYA LAYA IV.

			Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	kode		Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS	1.300	549283.75				
2	B. Mati Tambahan	MA	2.000	159296.00				
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	2.000	17500.00				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	2.000	96000.00				
5	Gaya rem	TB	2.000		25936.36		368296.36	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF	1.000		4580.50	2375.08	7328.80	3800.12
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	1.000			535210.67		1391547.73
8	Beban Angin	Ews	0.700	134.40	3992.43	23107.70	5130.16	2660.08
		Ewl						
9	Gempa	EQ						
10	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			822214.15	34509.30	560693.45	380755.33	1398007.94

Tabel L.54: FATIK (TD dan TR).

no	Aksi/Beban	kode	Faktor Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
				Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
	Aksi tetap			Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	Berat sendiri	MS						
2	B. Mati Tambahan	MA						
	Beban Lalu Lintas							
3	Beban Lajur	TD	0.750	6562.50				
4	Beban Pejalan Kaki	TP	0.750	36000.00				
5	Gaya rem	TB	0.750		9726.14		138111.14	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air	EF						
7	Hanyutan/Tumbukan	EF						
8	Beban Angin	EW						
9	Gempa	EQ						
10	Tekanan Air Gempa	EQ						
	Total			42562.50	9726.14	0.00	138111.14	0.00

Tabel L.55: Recap beban kombinasi ultimit.

No	Kombinasi	Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
		Kg	Kg	Kg	Kg.m	Kg.m
1	KUAT I	810729.75	27923.23	537585.74	338795.53	1395347.85
2	KUAT II	788260.15	29580.12	41988.28	273930.83	8360.27
3	KUAT III	708810.15	11424.67	577198.95	16123.37	1399908.00
4	KUAT IV	708579.75	4580.50	537585.74	7328.80	1395347.85
5	KUAT V	715518.78	218679.21	803087.24	948973.55	2398759.68
6	EKSTREM I	725604.75	212987.83	747628.76	991905.62	2392375.48
7	EKSTREM II	736954.75	11064.59	537585.74	99402.90	1395347.85
8	DAYA LAYAN I	564687.29	24963.20	580500.05	201004.43	1400288.01
9	DAYA LAYAN IV	822214.15	34509.30	560693.45	380755.33	1398007.94
10	FATIK (TD dan TR)	42562.50	9726.14	0.00	138111.14	0.00

## 10. Tulangan Pilar.

Tinjauan Pilar arah memanjang jembatan

$$L_c = 8$$

$$B = 2$$

$$h = 1$$

Luas penampang kolom pilar

$$A_c = B \times h \times \frac{1}{4} \times \pi \times h^2 = 2.785398163$$

Lebar ekivalen kolom pilar

$$B_e = A_c / h = 2.785398163$$

beban ultimate pada kolom pilar

Tabel L.56: Beban ultimit pada kolom.

No	Kombinasi	Pu Kg	Mux Kg.m
1	KUAT I	810729.75	338795.53
2	KUAT II	788260.15	273930.83
3	KUAT III	708810.15	16123.37
4	KUAT IV	708579.75	7328.80
5	KUAT V	715518.78	948973.55
6	EKSTREM I	725604.75	991905.62
7	EKSTREM II	736954.75	99402.90
8	DAYA LAYAN I	564687.29	201004.43
9	DAYA LAYAN IV	822214.15	380755.33
10	FATIK (TD dan TR)	42562.50	138111.14

Kontrol stabilitas pilar

pengaruh berat struktur atas

$$\text{berat sendiri struktur atas} \quad P_{ms} = 307008.00 \quad \text{kg}$$

$$\text{beban mati tambahan} \quad P_{ma} = 76805.28 \quad \text{kg}$$

$$\text{berat headstock} \quad W_h = 59810.00 \quad \text{kg}$$

$$\text{berat kolom pilar} \quad W_c = 55707.96327 \quad \text{kg}$$

$$\begin{aligned} \text{berat total struktur atas} \quad W_a &= P_{ms} + P_{ma} \\ &= 383813.28 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{berat struktur bawah} \quad W_b &= W_h + \frac{1}{2} \times W_c \\ &= 87663.98163 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

perbandingan berat  $W_b/W_a = 22.84026796 \geq 20\%$   
 [ OK ]

sesuai dengan peraturan SNI 2833;2008 tentang cara menganalisa jembatan tentang gempa maka perhitungan gempa akan menggunakan cara analisis beban seragam/koefisien gempa pada jembatan biasa dengan faktor kepentingan II

Pengaruh P-Delta gaya

aksial ultimate pilar	$P_u$	=	822214.15	kg
momen ultimate pilar	$M_u$	=	380755.33	kg
inersia penampang kolom pilar ( $I_c$ )		=	$1/12 \times B_e \times h^3 = 0.232116514$	$m^4$
mutu beton	$K$	=	300	
kuat tekan beton	$f_c'$	=	$0.83 \times K/10 = 24.9$	Mpa
modulus elastis beton	$E_c$	=	23452.95291	Mpa
	$E_c$	=	23452952.91	kPa
momen ultimit	$M_u$	=	302946.24	kg
lendutan	$\Delta$	=	$M_u \times L_c^2 / (2 \times E_c \times L_c)$	
		=	0.001884189	m
momen akibat pengaruh P-Delta	$M_d$	=	$P_u \times \Delta$	
		=	1549.20701	kgm
	$5\% \times M_u$	=	19037.7666	kg

Karena nilai  $M_d < 5\% \times M_u$  maka nilai efek dari P-Delta dapat diabaikan

Tabel L.57: Kontrol efek P-delta.

Kontrol efek P-delta untuk kombinasi beban ultimate						
no	Kombinasi	Pu	Mux	$\Delta$	Md	5% x Mux
		Kg	Kg.m	m	kg.m	kg.m
1	KUAT I	810729.8	338795.53	0.0016766	1359.23	16939.78
2	KUAT II	788260.2	273930.83	0.00135556	1068.54	13696.54
3	KUAT III	708810.2	16123.37	7.97874E-05	56.55	806.17
4	KUAT IV	708579.8	7328.81	3.6267E-05	25.69	366.44
5	KUAT V	715518.8	948973.56	0.004696049	3360.11	47448.68
6	EKSTREM I	725604.8	991905.62	0.004908501	3561.63	49595.28
7	EKSTREM II	736954.8	99402.89	0.000491901	362.51	4970.15
8	DAYA LAYAN I	564687.3	201004.43	0.000994682	561.68	10050.22
9	DAYA LAYAN IV	822214.15	380755.33	0.001884189	1549.21	19037.77
10	FATIK (TD dan TR)	42562.50	138111.14	0.000683451	29.09	6905.56

Karena nilai  $Md < 5\% \times Mu$  maka nilai efek dari P-Delta dapat diabaikan

Pengaruh Buckling

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

$$\begin{aligned} \text{Inersia penampang kolom pilar (Ic)} &= 1/12 \times Be \times h^3 \\ &= 0.232116514 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang kolom pilar (Ac)} &= Be \times h \\ &= 2.785398163 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{jari-jari inersia penampang kolom pilar (r)} &= \sqrt{Ic/Ac} \\ &= 0.288675135 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Faktor panjang tekuk (K)} = 2$$

$$\begin{aligned} \text{kelangsingan} &= K \times lc / r \\ &= 1.608150379 \leq 22 \text{ OK} \end{aligned}$$

Pengaruh buckling dapat diabaikan. Untuk menabah keamanan, pengaruh buckling tersebut tetap diperhitungkan walupun kecil. Pengaruh buckling diperhitungkan dengan cara pembesaran momen pada kolom pilar tersebut

$$\begin{aligned} \text{Beban mati ultimit klom pilar} &= DL = Pms + Pma \\ &= 708579.75 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Beban hidup ultimit klom pilar} = LL = Ptd + Ptp = 113500.00 \text{ kg}$$



nilai perbandingan antara beban mati dan beban hidup tetap ultimit

$$\beta_d = DL(DL/LL) = 0.861935536 \text{ kg}$$

$$\text{kekakuan lentur kolom pilar } EI = 0,4 \times E_c \times I_c / (1+\beta_d) = 1169496.485 \text{ kgm}^2$$

$$\text{beban aksial kritis } P_c = \pi^2 \times EI / (K \times I_c)^2 = 53558277.01 \text{ kg}$$

$$\text{Faktor pembesaran momen } \delta_s = 1/[1-P_u/(0,75 \times P_c)] = 1.020896758$$

$$\text{gaya geser horizontal akibat gempa } V_u = T_{eq} = 204682.13 \text{ kg}$$

$$\text{simpangan lateral akibat gempa } \Delta = V_u \times L_c^3 / (3 \times EI) = 0.000729588$$

$$\text{Faktor pembesaran momen } \delta_s = 1/[1-P_u \times \Delta / (V_u \times L_c)] = 1.012787784$$

$$\text{diambil faktor pembesaran terbesar } \delta_s = 1.020896758$$

$$\text{Momen ultimit yang diperbesar } M_u = \delta_s \times M_{ux}$$

Tabel L.58: kombinasi untuk perhitungan pembesian.

no	Kombinasi	Pu Kg	Mux Kg.m	Mu Kg.m
1	KUAT I	810729.7522	338795.5322	345875.2605
2	KUAT II	788260.1522	273930.8255	279655.0916
3	KUAT III	708810.1522	16123.37093	16460.29711
4	KUAT IV	708579.7522	7328.804967	7481.95323
5	KUAT V	715518.7846	948973.5545	968804.0251
6	EKSTREM I	725604.7522	991905.6167	1012633.228
7	EKSTREM II	736954.7522	99402.89588	101480.0941
8	DAYA LAYAN I	564687.2903	201004.4332	205204.7742
9	DAYA LAYAN IV	822214.1522	380755.3321	388711.8841
10	FATIK (TD dan TR)	42562.5	138111.1364	140997.2113

#### Pembesian kolom Pilar

Mutu Beton K- 300  
 kekuatan tekan beton  $F_c' = 24.9 \text{ Mpa}$   
 Mutu Baja U 39  
 Tegangan lele baaja  $f_y = 390 \text{ Mpa}$   
 dimensi kolom pilar  $B_e = 2.785398163 \text{ m}^2$

$$b_4 = 1.2 \text{ m}$$

ditinjau pilar sebesar 1 meter

$$\text{lebar kolom pilar } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{tebal kolom pilar } h = 1000 \text{ mm}$$

Luas penampang pilar yang ditinjau

$$\begin{aligned} A &= b \times h \\ &= 1000000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$P_u$  = Gaya aksial ultimate pada kolom pilar (Kg)

$M_u$  = Momen ultimate pada kolom pilar (Kg)

$$\phi \cdot P_n = P_u \quad \alpha = \frac{\phi \cdot P_n}{(F_c' \times A_g)} = \frac{P_u \times 10^4}{(f_c' \times A_g)}$$

$$\phi \cdot M_n = M_u \quad \beta = \frac{\phi \cdot M_n}{(F_c' \times A_g)} = \frac{P_u \times 10^7}{(f_c' \times A_g)}$$

Tabel L.59: Perhitungan  $\alpha$  dan  $\beta$ .

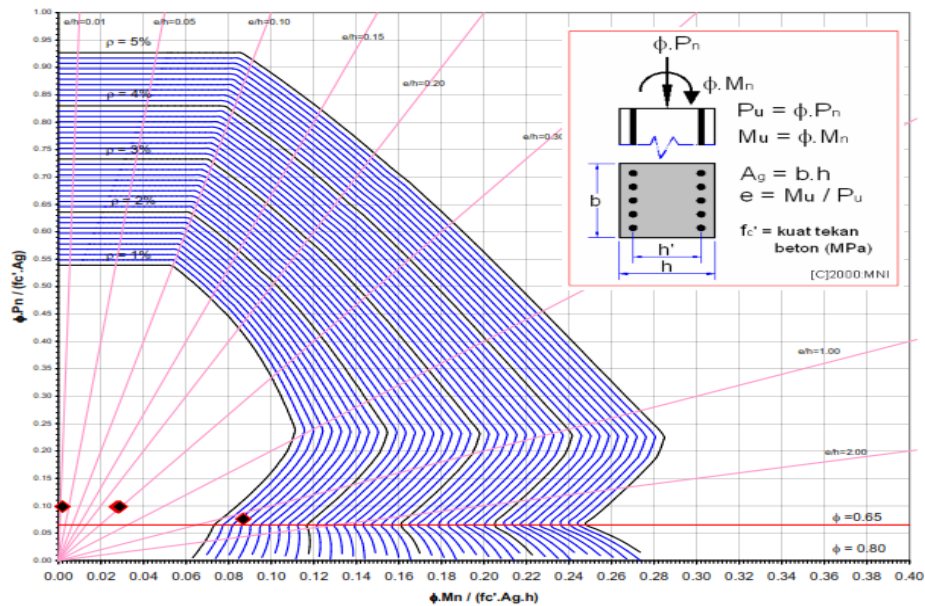
no	Kombinasi	Untuk lebar b		Untuk lebar 1 m		$\alpha$	$\beta$
		$P_u$ Kg	$M_{ux}$ Kg.m	$P_u$ Kg	$M_{ux}$ Kg.m		
1	KUAT I	810729.7522	338795.53	945648.91	430456.39	0.037977868	0.0172874
2	KUAT II	788260.1522	273930.83	923040.11	342790.52	0.037069884	0.0137667
3	KUAT III	708810.1522	16123.37	843590.11	12361.25	0.033879121	0.0004964
4	KUAT IV	708579.7522	7328.81	843498.91	5618.75	0.033875458	0.0002257
5	KUAT V	715518.7846	948973.56	843625.49	1451948.80	0.033880542	0.0583112
6	EKSTREM I	725604.7522	991905.62	860523.91	1513315.57	0.034559193	0.0607757
7	EKSTREM II	736954.7522	99402.89	871873.91	123629.21	0.035015017	0.004965
8	DAYA LAYAN I	564687.2903	201004.43	662805.82	248944.04	0.026618708	0.0099978
9	DAYA LAYAN IV	822214.1522	380755.33	957052.11	481593.69	0.038435828	0.0193411
10	FATIK (TD dan TR)	42562.5	138111.14	42562.50	177015.68	0.001709337	0.0071091

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

$$h' = h - 2 \times d = 800 \text{ mm}$$

$$h'/h = 0.8$$

Nilai  $\alpha$  dan  $\beta$  diplot kedalam diagram interaksi sehingga didapat nilai  $\rho$



Gambar L.22: Diagram interaksi P-M.

Karena nilai  $\rho$  ada pada kondisi aman maka nilai  $\rho$  adalah  $\rho_{min} = 0.003589744$

Rasio tul. Yang diperlukan  $\rho = 0.36\%$

Luas tul. Yang diperlukan  $A_s = \rho \times b \times h$   
 $= 3589.74 \text{ mm}^2$

Diameter tul. Yang digunakan  $D = 13 \text{ mm}$

Tulangan tekan sama dibuat tulangan tarik

$$A_s(\text{tekan}) = A_s(\text{tarik})$$

$$= 1/2 \times A_s$$

jarak tulangan yang diperlukan  $= 1794.87 \text{ mm}^2$

$$s = \pi/4 \times D^2 \times b / (1/2 \times A_s)$$

$$= 73.95 \text{ mm}$$

$$= 74 \text{ mm}$$

maka

tulangan tekan 2L 10 D13 100 = 2389.18 mm<sup>2</sup>

tulangan tarik 2L 10 D13 100 = 2389.18 mm<sup>2</sup>

Total rasio tulangan baja 0.478 % total luasan tulangan 4778 mm<sup>2</sup>

## 11. Analisis dinding pilar dengan diagram interaksi.

Data dinding beton bertulang

mutu beton = 300

mutu baja tulangan = 39

kuat tekan beton =  $f_c'$  = 24.9 Mpa

tegangan leleh baja =  $f_y$  = 390 Mpa

modulus elastis baja =  $E_s$  = 200000 Mpa

faktor distribusi tegangan =  $\beta_1$  = 0.85

ditinjau dinding selebar =  $b$  = 1000 mm

tebal dinding =  $h$  = 1000 mm

jarak tul. Terhadap tepi beton =  $d'$  = 100 mm

baja tulangan tarik

2 lapis D 16 = 100 mm

baja tulangan tekan

2 lapis D 16 = 100 mm

luas tulangan tarik = 4021.2 mm<sup>2</sup>

luas tulangan tekan = 4021.2 mm<sup>2</sup>

rasio tulangan tekan ( $\rho$ ) = 0.008042 = 0.804%

faktor reduksi kekuatan ( $\phi$ ) untuk = 0.8

tekan-lentur = 0.65

lentur = 0.8

Persamaan yang digunakan dalam diagram interaksi

$$\begin{aligned} \text{tinggi efektif} \quad d = h - d' &= 900 \text{ mm} \\ P_{no} &= 0,80 \times [0,85 \times f_c' \times b \times h + (A_s + A_s') \times (f_y - 0,85 \times f_c')] \times 10^{-3} \\ &= 19305.07766 \text{ kN} \\ &= 1968577.379 \text{ kg} \quad P_n \text{ harus} \leq P_{no} \text{ [OK]} \end{aligned}$$

Gaya tekan aksial nominal,

$$\begin{aligned} P_n &= P_u / \phi \\ &= 1196315.139 \end{aligned}$$

Pada kondisi balance

$$\begin{aligned} C_b &= 600 / (600 + f_y) \times d &= 545.4545455 \text{ mm} \\ ab &= \beta_1 \times C_b &= 463.6363636 \text{ mm} \\ \epsilon_s' &= 0,003 \times (C_b - d') / C_b &= 0.00245 \\ f_s' &= f_y &= 0.00195 \end{aligned}$$

untuk  $\epsilon_s' \geq f_y / E_s$  maka  $f_s' = f_y$

untuk  $\epsilon_s' < f_y / E_s$  maka  $f_s' = \epsilon_s' \times E_s$

Gaya - gaya internal beton dan baja :

$$\begin{aligned} C_c &= 0.85 \times f_c' \times b \times ab \times 10^{-3} &= 9812.863636 \text{ kN} \\ & &= 1000637.331 \text{ kg} \\ C_s &= A_s \times f_y \times 10^{-3} &= 1568.283053 \text{ kN} \\ & &= 159920.9594 \text{ kg} \\ C_s' &= A_s' \times (f_s' - 0.85 \times f_c') \times 10^{-3} &= 1483.173538 \text{ kN} \\ & &= 151242.172 \text{ kg} \end{aligned}$$

Gaya aksial tekan nominal kondisi balance

$$\begin{aligned} P_{nb} = C_c + C_s' - C_s \quad \text{harus} \leq P_{no} &= 9727.754121 \text{ kN} \\ &= 991958.5433 \text{ kg} \\ &\text{[OK]} \end{aligned}$$

momen nominal kondisi balance

$$\begin{aligned} M_{nb} &= [C_c \times (h/2 - ab/2) + C_s \times (d - h/2) + C_s' \times (h/2 - d')] \times 10^{-3} \\ &= 3852.214248 \text{ kN} = 392817.9913 \text{ kg} \end{aligned}$$

pada kondisi garis netral terletak pada jarak c dari sisi beton tekan terluar

$$\epsilon_s = 0,003 \times (c - d)/c = -0.000375; \quad f_s = \epsilon_s \times E_s = 0.00195$$

$$\epsilon'_s = 0,003 \times (c - d')/c = 0.002625; \quad f'_s = f_y = 0.00195$$

Untuk  $[\epsilon_s] \geq f_y/E_s$  maka  $f_s = [f_y]/\epsilon_s \times f_y$

Untuk  $[\epsilon_s] < f_y/E_s$  maka  $f_s = \epsilon_s \times E_s$

Untuk  $\epsilon'_s \geq f_y/E_s$  maka  $f'_s = f_y$

Untuk  $\epsilon'_s < f_y/E_s$  maka  $f'_s = \epsilon'_s \times E_s$

$$a = \beta_1 \times C = 680$$

Gaya-gaya internal betoon dan baja

$$C_c = 0.85 \times f'_c \times b \times a \times 10^{-3} = 14392.2 \quad \text{kN}$$

$$= 1467601.418 \quad \text{kg}$$

$$C_s = A_s \times f_s \times 10^{-3} = 1568.283053 \quad \text{kN}$$

$$= 159920.9594 \quad \text{kg}$$

$$C'_s = A'_s \times (f'_s - 0,85 \times f'_c) \times 10^{-3} = 1483.173538 \quad \text{kN}$$

$$= 151242.172 \quad \text{kg}$$

gaya aksial tekan nominal

$$P_n = C_c + C_s - C'_s \quad \text{harus} \leq P_{no} = 14307.09049 \quad \text{kN}$$

$$= 1458922.631 \quad \text{kg}$$

Momen nominal

$$M_n = [C_c \times (h/2 - a/2) - C_s \times (d - h/2) + C'_s \times (h/2 - d')] \times 10^{-3}$$

$$= 2268.708194 \quad \text{kN.m}$$

$$= 226340.8486231344.712 \text{kg}$$

Faktor reduksi kekuatan

$$\phi = 0.65$$

$$\text{Untuk } P_n \geq 0,10 \times f'_c \times b \times h = 2490000 \quad \text{kN}$$

$$\phi = 0,80 - 1,5 \times P_n / (f'_c \times b \times h)$$

$$\text{Untuk } 0 < P_n < 0,10 \times f'_c \times b \times h = 2490000 \text{kN}$$

maka

$$\phi = 0,80 - 1,5 \times P_n / (f_c' \times b \times h)$$

$$\phi = 0.80$$

## 12. Perencanaan tulangan geser.

### a. Tulangan Geser Kolom Pilar (Arah Memanjang Pilar)

Perhitungan tulangan geser untuk kolom pilar didasarkan pada gaya terbesar antara gaya lateral dan momen ultimate untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

Gaya aksial ultimit rencana	$P_u$	=	957052.11 kg
		=	9385.44023kN
		=	9385440.23N
Momen ultimt rencana	$M_u$	=	481593.69
		=	4722.80326kNm
		=	4722803260 Nmm
Mutu Beton	$f_c'$	=	24.9 Mpa
Mutu Baja	$f_y$	=	390 Mpa
Ditinjau pilar sebesar 1 meter			
Faktor reduksi kekuatan geser	$\phi$	=	0.6
lebar kolom pilar	$b$	=	1000 mm
tebal kolom pilar	$h$	=	1000 mm
Tinggi kolom pilar	$L=L_c$	=	8 m =8000 mm
Luas tulangan longitudinal kolom pilar	$(A_s)$	=	5309.291585 mm
jarak tulangan terhadap sisi luar beton	$(d')$	=	100
gayageser ultimit akibat momen	$V_u$	=	$M_u/L = 590350.4075N$
Gaya geser ultimit akibat gaya lateral	$V_u$	=	$T_{ux} \times 10^3 / B_e$
		=	141903.20 N
Diambil, gaya ultimit rencana	$V_u$	=	590350.41 N
	$d$	=	$h-d'$
		=	900 mm
$[V_{cmax} = V_n]$	$V_{cmax}$	=	$0,2 \times f_c' \times b \times d$
		=	4482000N

$$\begin{aligned} \phi \times V_{cmax} &= 2689200 \text{ N} > V_u \text{ (OK)} \\ \beta_1 &= 1,4 - d/2000 = 0,95 < 1 \text{ maka diambil} \\ \beta_1 &= 0,95 \\ \beta_2 &= 1 + P_u / (14 \times f_c' \times b \times h) = 1,00002071 \\ \beta_3 &= 1 \\ V_{uc} &= \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \times (A_s \times f_c' / (b \times d))^{1/3} \\ &= 46516,54584 \text{ N} \\ V_c &= V_{uc} + 0,6 \times b \times d \\ &= 586516,5458 \text{ N} \\ V_c &= 0,3 \times (\sqrt{f_c'}) \times b \times d \times \sqrt{[1 + 0,3 \times P_u / (b \times d)]} \\ &= 1349403,145 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Diambil } V_c = 1349403,145 \text{ N}$$

$$\text{maka } \phi \times V_c = 809641,8871$$

$\phi \times V_c < V_u$  (Hanya Perlu tul. Geser min)

Gaya geser sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser

$$\begin{aligned} V_s &= V_u / \phi \\ &= 983917,3458 \text{ N} \end{aligned}$$

Untuk tulangan geser digunakan besi tulangan

$$D = 16$$

$$\text{jarak arah y, } S_y = 300$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan geser } A_{sv} &= \pi/4 \times D^2 \times (b/S_x) \\ &= 670,2064328 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$\begin{aligned} S_x &= A_{sv} \times f_y \times d / V_s \\ &= 239,0876215 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Digunakan tulangan geser D 16 dengan jarak x, } S_x = 300 \text{ mm}$$

$$\text{dengan jarak y, } S_y = 300 \text{ mm}$$

### 13. Pembesian pilar arah melintang.

Tinjauan Pilar arah melintang jembatan

$$L_c = 8 \text{ m}$$



$$B = 2 \text{ m}$$

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

Luas penampang kolom pilar

$$A_c = B \times h \times \frac{1}{4} \times \pi \times h^2 = 2.785398163 \text{ m}^2$$

Lebar ekivalen kolom pilar

$$B_e = A_c/h = 2.785398163$$

Tabel L.60: Beban ultimate pada kolom pilar.

no	Kombinasi	Pu	Muy
		Kg	Kg.m
1	KUAT I	810729.75	1395347.85
2	KUAT II	788260.15	8360.27
3	KUAT III	708810.15	1399908.00
4	KUAT IV	708579.75	1395347.85
5	KUAT V	715518.78	2398759.68
6	EKSTREM I	725604.75	2392375.48
7	EKSTREM II	736954.75	1395347.85
8	DAYA LAYAN I	564687.29	1400288.01
9	DAYA LAYAN IV	822214.15	1398007.94
10	FATIK (TD dan TR)	42562.50	

Kontrol stabilitas pilar

Pengaruh berat struktur atas

$$\text{Berat sendiri struktur atas} \quad P_{ms} = 307008.00 \text{ kg}$$

$$\text{Beban mati tambahan} \quad P_{ma} = 76805.28 \text{ kg}$$

$$\text{Berat headstock} \quad W_h = 59810.00 \text{ kg}$$

$$\text{Berat kolom pilar} \quad W_c = 55707.96327 \text{ kg}$$

$$\text{Berat total struktur atas} \quad W_a = P_{ms} + P_{ma} = 383813.28 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat struktur bawah} \quad W_b &= W_h + \frac{1}{2} \times W_c \\ &= 87663.98163 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Perbandingan berat} \quad W_b/W_a = 22.84026796 \geq 20\% \text{ OK}$$

Sesuai dengan peraturan SNI 2833;2008 tentang cara menganalisa jembatan tentang gempa makaperhitungan gempa akan menggunakan cara analisis beban seragam/koefisien gempa pada jembatan biasa dengan faktor kepentingan II

Pengaruh P-Delta

Gaya aksial ultimate pilar  $P_u = 822214.15 \text{ kg}$   
Momen ultimate pilar  $M_u = 1398007.94 \text{ kg}$   
Inersia penampang kolom pilar (Ic)  $= \frac{1}{12} \times B_e \times h^3$   
 $= 0.232116514 \text{ m}^4$   
Mutu beton  $K = 300$   
Kuat tekan beton  $f_c' = 0.83 \times K/10$   
 $= 24.9 \text{ Mpa}$   
Modulus elastis beton  $E_c = 23452.95291 \text{ Mpa}$   
 $E_c = 23452952.91 \text{ kPa}$   
Momen ultimit  $M_u = 2130026.16 \text{ kg}$   
Lendutan  $\Delta = \frac{M_u \times L_c^2}{2 \times E_c \times I_c}$   
 $= 0.006918121 \text{ m}$

Momen akibat pengaruh P-Delta

$M_d = P_u \times \Delta$   
 $= 5688.176938 \text{ kgm}$   
 $5 \% \times M_u = 69900.39696 \text{ kg}$

Karena nilai  $M_d < 5\% \times M_u$  maka nilai efek dari P-Delta dapat diabaikan

Tabel L.61: Kontrol efek P-delta untuk kombinasi beban ultimate.

no	Kombinasi	$P_u$ Kg	$M_{uy}$ Kg.m	$\Delta$ m	$M_d$ kg.m	$5\% \times M_{ux}$ kg.m
1	KUAT I	810729.75	1395347.854	0.006904957	5598.054364	69767.39272
2	KUAT II	788260.15	8360.266406	4.13712E-05	32.61130674	418.0133203
3	KUAT III	708810.15	1399908	0.006927523	4910.298979	69995.39999
4	KUAT IV	708579.75	1395347.854	0.006904957	4892.712971	69767.39272
5	KUAT V	715518.78	2398759.679	0.011870397	8493.492188	119937.984
6	EKSTREM I	725604.75	2392375.476	0.011838805	8590.292897	119618.7738
7	EKSTREM II	736954.75	1395347.854	0.006904957	5088.641136	69767.39272
8	DAYA LAYAN I	564687.29	1400288.012	0.006929404	3912.946368	70014.40059
9	DAYA LAYAN IV	822214.15	1398007.939	0.006918121	5688.176938	69900.39696
10	FATIK (TD dan TR)	42562.50	0	0	0	0

Karena nilai  $M_d < 5\% \times M_u$  maka nilai efek dari P-Delta dapat diabaikan

Pengaruh Buckling

Tinggi kolom pilar	$L_c$	=	8	m
Inersia penampang kolom pilar	$(I_c) = 1/12 \times B_e \times h^3$	=	0.232116514	$m^4$
Luas penampang kolom pilar	$(A_c)$	=	$B_e \times h$	
		=	2.785398163	$m^2$
Jari-jari inersia penampang kolom pilar ( r )		=	$\sqrt{(I_c/A_c)}$	
		=	0.288675135	$m$
Faktor panjang tekuk ( K )		=	2	
Faktor kelangsingan		=	$K \times l_c / r$	
		=	1.608150379	$\leq 22$
			[OK]	

Luas tulangan pilar diperoleh dari tinjau arah memanjang jembatan perlu dikontrol apakah kapasitasnya masih cukup untuk mendukung beban ultimit kolom pilar pada arah melintang jembatan. Dimensi penampang kolom pilar yang digunakan untuk analisis P-My.

Lebar kolom pilar	$b$	=	1000	mm
Tinggi kolom pilar	$h$	=	2785.398163	mm
Rasio baja tulangan	$\rho$	=	0.531	
Mutu beton	K - 300	=	$f_c'$	
		=	24.9	Mpa
Mutu Baja	U - 39	$f_y$	=	390 MPa

Hasil analisis akan menggunakan diagram interaksi P-M

Tulangan Geser Kolom Pilar (Arah Y Pilar)

Perhitungan tulangan geser untuk kolom pilar didasarkan pada gaya terbesar antara gaya lateral dan momen ultimate untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan

Tulangan aksial tekan dan lentur.

Gaya aksial ultimit rencana	$P_u$	=	822214.15	kg
-----------------------------	-------	---	-----------	----

			=	8063.136471	kN
			=	8063136.471	N
Momen ultimit rencana		Mu	=	1398007.94	kg
			=	13709.72364	kNm
			=	13709723642	Nmm
Mutu Beton	K - 300	fc'	=	24.9	MPa
Mutu Baja	U - 39	fy	=	390	MPa
Ditinjau pilar sebesar 1 meter					
Faktor reduksi kekuatan geser		$\phi$	=	0.6	
lebar kolom pilar		b	=	1200	mm
Gaya aksial ultimit rencana		Pu	=	8063136.471	N
Momen aksial ultimit rencana		Mu	=	13709723642	N
Tebal kolom pilar		h	=	2785.398163	mm
Tinggi kolom pilar		L=Lc	=	8m	
			=	8000mm	
Luas tulangan longitudinal kolom pilar		As	=	5309.291585	mm <sup>2</sup>
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton		d'	=	100	
Gaya geser ultimit akibat momen		Vu	=	Mu/L	
			=	1713715.455	
		N			
Gaya geser ultimit akibat gaya lateral		Vu	=	Tuy x 10 <sup>3</sup>	
			=	5498503.96	N
Diambil, gaya ultimit rencana		Vu	=	5498503.96N	
		d	=	h-d'	
			=	2685.398163	mm
[Vcmax = Vn]		Vcmax	=	0,2 x fc' x b x d	
			=	16047939.42	N
		$\phi$ x Vcmax	=	9628763.655N	> Vu
[OK]					

$$\beta_1 = 1,4 - d/2000 = 0.057300918 < 1 \text{ maka diambil}$$

$$\beta_1 = 0.057300918$$

$$\begin{aligned}
\beta_2 &= 1 + P_u / (14 \times f_c' \times b \times h) \\
&= 1.000024 \\
\beta_3 &= 1 \\
V_{uc} &= \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \times (A_s \times f_c' / (b \times d))^{1/3} \\
&= 3143.014762 \text{ N} \\
V_c &= V_{uc} + 0,6 \times b \times d \\
&= 1936629.69 \text{ N} \\
V_c &= 0,3 \times (\sqrt{f_c'}) \times b \times d \times \sqrt{[1 + 0,3 \times P_u / (b \times d)]} \\
&= 4825849.808 \text{ N}
\end{aligned}$$

Diambil  $V_c = 4825849.808$   
maka  $\phi \times V_c = 2895509.885$   
 $\phi \times V_c > V_u$  [perlu tulangan geser]

Gaya geser sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser

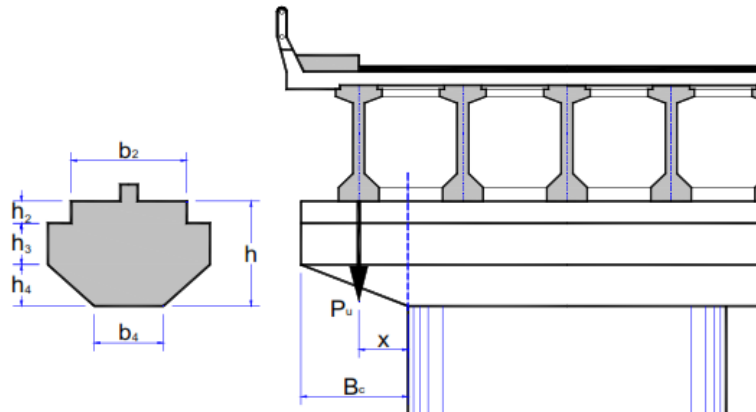
Untuk tulangan geser digunakan besi tulangan

$$\begin{aligned}
3 \quad D &= 16 \\
1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d &= 5360043.971 \\
V_s &= V_u / \phi \\
&= 9164173.266 \text{ N} \\
s &= A_v \times f_y \times d / V_s \\
&= 212.1034552 \text{ mm} \\
s_{max} &= 300 \text{ mm} \\
\text{sehingga diambil} &= 212.1034552 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser D 16 dengan jarak x,  $S_x = 250 \text{ mm}$   
dengan jarak y,  $S_y = 250 \text{ mm}$

#### 14. Pembesian kepala pilar.

a. Tinjauan kepala pilar.



Gambar L.23: Bagian kepala pilar.

b2	=	1.2	m ;	h2	=	0.6	m ;
s	=	1.75	m ;	b4	=	1.2	m ;
h3	=	0.7	m ;	n	=	5	Girder ;
Bc	=	2	m ;	h4	=	1	m ;
Ba	=	7	m ;	h	=	2.3	m ;
Tinggi Kepala pilar				h	=	2.5	m
Lebar kepala ppilar				b	=	2.4	m
Lengan gaya reaksi girder terhadap dinding pilar				x	=	Bc - [Ba - (n - 1) x s]	
					=	1.5	m

Tabel L.62: Momen dan Gaya geser ultimit kepala pilar.

no	Reaksi gorder akibat	P (kg)	Faktor Beban	Vu (kg)	Mu kg.m)
1	Berat sendiri (MS)	307008.00	1.3	399110.4	399110.4
2	Beban mati tambahan (MA)	79648	1.3	103542.4	103542.4
3	Beban Lajur	351330	1.8	632394	632394
4	Beban pejalan kaki	48000	1.8	86400	86400
5	Beban Angin	8775.472	1.4	12285.66	12285.66087
			total	1233732	1233732.461

Momen rencana ultimit  $M_u = 1233732.461 \text{ kgm}$   
 $= 17973.85 \text{ KNm}$

Mutu beton	$f_c$	=	24.9	MPa
Mutu baja	$f_y$	=	390	Mpa
Tinggi kepala pilar	$h$	=	2500	mm
Lebar kepala pilar	$b$	=	2400	mm
Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton	$d'$	=	150	mm
Modulus elastisitas baja	$E_s$	=	200000	mm
Faktor bentuk distribusi tegangan beton	$\beta_1$	=	0.85	
	$\rho_b = \beta_1 \times f_c / f_y \times 600 / (600 + f_y)$	=	0.032890443	
$R_{max}$	=	$0,75 \times \rho_b \times f_y \times (1 - 1/2 \times 0,75 \times \rho_b \times f_y / (0,85 \times f_c))$		
	=	7.433987603		
Faktor reduksi kekuatan lentur	$\phi$	=	0.8	
Tinggi efektif kepala pilar	$d$	=	$h - d'$	= 2350 mm
Momen nominal rencana	$M_n$	=	$M_u / \phi$	= 22467.30725
faktor tahanan momen	$R_n$	=	$M_n \times 10^{-6} / (b \times d^2)$	
		=	1.695134092	
	$R_n < R_{max}$			[OK]

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\rho = 0,85 \times f_c / f_y \times [1 - \sqrt{(1 - 2 \times R_n / (0,85 \times f_c))}]$$

$$= 0.00453607$$

Rasio tulangan minimum	$\rho_{min}$	=	$1,4 / f_y$	
		=	0.003589744	
Rasio tulangan yang digunakan	$\rho$	=	0.003589744	
Luas tulangan yang diperlukan	$A_s$	=	$\rho \times b \times d$	
		=	20246.15385	mm <sup>2</sup>
Diameter tulangan yan digunakan	D30			
Jumlah tulangan yang diperlukan	$n$	=	$A_s / (\pi/4 \times D^2)$	
		=	28.04317958	buah
Digunakan tulangan	30 D 30			
	$A_s = n \times \pi/4 \times D^2$	=	20953.01219	

- Tulangan geser kepala pilar

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser ultimit } V_u &= 1233732.461 \text{ kg} \\ &= 12090578.12 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\phi) = 0.6$$

$$\begin{aligned} \text{kapasitas geser ultimit } (V_{u\max}) &= 0,5 \times \phi \times (\sqrt{f_c'}) \times b \times d \\ &= 8443063.046 \text{ N} \end{aligned}$$

$V_u < V_{u\max}$  DIMENSI TIDAK AMAN TERHADAP GESER

Harus dipasang tulangan geser

$$V_c = 1/6 \times (\sqrt{f_c'}) \times b \times d = 4690590.581 \text{ N}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton

$$\phi \times V_c = 2814354.349 \text{ N}$$

$V_u > \phi \times V_c$  perlu tulangan geser

Untuk tulangan geser gunakan sengkang [ 4D13 ]

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan geser } A_v &= \pi/4 \times D^2 \times n \\ &= 530.9291585 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= A_v \times F_y \times d / s \\ &= 31.47379274 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Dengan syarat } V_s \text{ tidak melebihi dari} &= 2/3 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 18762362.32 \text{ N [AMAN]} \end{aligned}$$

Gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser

$$[V_s] = 278055.185 \text{ N}$$

$$1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 8582782.766 \text{ N}$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$\begin{aligned} s_1 &= A_v \times f_y \times d / V_s \\ &= 1750 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s_{\max} = 600 \text{ mm}$$

karena  $s_1$  lebih besar dari  $s_{\max}$  maka diambil  $s_{\max}$  untuk jarak sengkang

Digunakan sengkang

$$[ 4 \text{ D } 13 - 600 ]$$



## 15. Menghitung deformasi pada pilar.

Tabel L.63: Letak garis Netral.

no	Ai	Yi	Ai x Yi
	mm <sup>2</sup>	mm	mm <sup>3</sup>
1	250	14250	3562500
2	4200	13650	57330000
3	10000	10700	107000000
4	3000	9633	28900000
5	7200	7500	54000000
6	40500	2500	101250000
7	108000	1000	108000000
Σ	173150	59233.3333	460042500

sehingga

$$y = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 2656.90153 \text{ mm}^2$$

Tabel L.64: Momen Inersia.

no	δYi = Yi - y	Ai x δy <sup>2</sup>	Iy
	mm <sup>2</sup>		
1	-2315.44	-2406.9	1448293744
2	4004.563	1543.098	1.0001E+10
3	16484.56	7343.098	5.3921E+11
4	2084.563	343.0985	353149679
5	4484.563	4543.098	1.4861E+11
6	37784.56	37843.1	5.8E+13
7	105284.6	-2406.9	1448293744
Σ		1543.098	1.0001E+10

$$\begin{aligned} \text{sehingga } I_y &= \sum I_y + \sum A_i \times \delta y^2 \\ &= 1.25719 \text{ E}+15 \end{aligned}$$

Gaya Defleksi yang terjadi pada pilar

$$\Delta = \frac{P.L^3}{3E.I}$$

Kondisi 1 akibat beban Gempa

$$\Delta = 1.188496231 \text{ mm}$$

Kondisi 2 akibat beban Guling

$$\Delta = 4.040164273 \text{ mm}$$

## 16. Menghitung dimensi pur.

Perhitungan Pondasi Tiang Pancang

Data Sondir

$$N_s = 200 \text{ kg/cm}^2; \quad \text{Pada Kedalaman} = 13 \text{ m}$$

$$JHP1 = 50 \text{ kg/cm}'; \quad \text{Pada Kedalaman} = 7 \text{ m}$$

$$JHP2 = 36 \text{ kg/cm}' \quad \text{Pada Kedalaman} = 13 \text{ m}$$

Direncanakan : (dari elevasi Titik sondir)

$$\text{- Pilar pada kedalaman} = 3 \text{ m}$$

$$\text{- Tiang Pancang} = 15 - 3$$

$$= 10 \text{ m}$$

$$\delta b = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{- Berat sendiri tiang}$$

$$\emptyset 40 = \frac{1}{4} \pi d^2 \cdot L \cdot \delta b$$

$$= 3015.929 \text{ kg}$$

A. Daya Dukung Tiang Pancang terhadap kekuatan tanah

i. Beban sementara

$$P_{sp} = \frac{A \cdot N_s + \text{Keliling tiang} \times (JHP2 - JHP1)}{5} - \text{B.S tiang}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \cdot N_s + \pi \cdot d \cdot (JHP2 - JHP1)}{5} - \text{B.S tiang}$$

$$= 122295.9188 \text{ kg}$$

$$= 122.2959188 \text{ T}$$

$$= 1199.722964 \text{ KN}$$

ii. Beban tetap / statis

$$P_{sp} = \frac{A \cdot N_s + \text{Keliling tiang} \times (JHP2 - JHP1)}{3} - \text{B.S tian}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \cdot N_s + \pi \cdot d \cdot (JHP2 - JHP1)}{3} - \text{B.S tiang}$$

$$= 80408.01677 \text{ kg}$$

$$= 80.40801677 \text{ T}$$

$$= 788.8026445 \text{ KN}$$

iii. Beban dinamis

$$\begin{aligned} P_{sp} &= \frac{A \cdot N_s + \text{Keliling tiang} \times (\text{JHP2} - \text{JHP1})}{5 \cdot 8} \cdot \text{B.S tiang} \\ &= \frac{\frac{1}{4}\pi \cdot d^2 \cdot N_s + \pi \cdot d \cdot (\text{JHP2} - \text{JHP1})}{5 \cdot 8} \cdot \text{B.S tiang} \\ &= 47029.64202 \text{ kg} \\ &= 47.02964202 \text{ T} \\ &= 461.3607883 \text{ KN} \end{aligned}$$

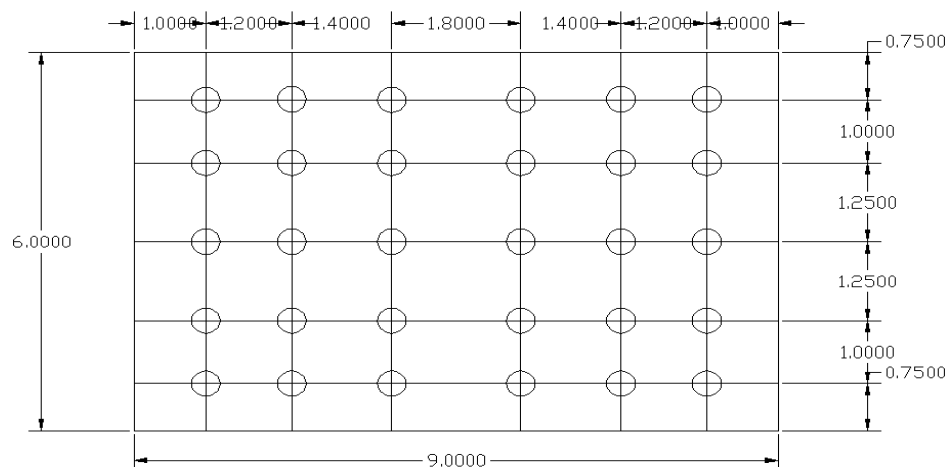
Perhitungan Jumlah Tiang Pancang

Gaya - gaya yang diperhitungkan :

- Berat bangunan atas (RDL)	=	3010.709	KN
- B.S pilar	=	10216.071	KN
- B.S tanah diatas poer	=	<u>165.898</u>	<u>KN</u>
	=	13392.678	KN

Jumlah Tiang Pancang yang diperlukan :

$$\frac{V}{P_{sp3}} = \frac{13392.68}{455.4435357} = 29.41 \approx 30 \text{ buah}$$



Gambar L.24: Posisi perletakan tiang pancang pada pur.

Efisiensi tiang pancang dihitung menurut converse – labare

$$E = 1 - \frac{\emptyset}{90} \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \cdot n}$$

$$\emptyset = \text{Arc Tg} (40 / 100) = 21.80^\circ$$

$$E = 1 - \frac{21.80^\circ}{90} \times \frac{(6-1) \times 5 + (5-1) \times 6}{5 \times 6} = 1.237678124$$

Daya Dukung Tiang Dalam Group

$$Psp1 = 1.237678124 \times 1193.805711 = 1484.870867 \text{ KN}$$

$$Psp2 = 1.237678124 \times 782.8853919 = 976.2837774 \text{ KN}$$

$$Psp3 = 1.237678124 \times 455.4435357 = 571.016155 \text{ KN}$$

Kontrol Daya Dukung Tiang Dalam Group

Menentukan titik berat kelompok tiang

- Statis momen terhadap sisi AB

$$x = \frac{6 \times 1.00 + 6 \times 2.20 + 6 \times 5.40 + 6 \times 4.40 + 6 \times 6.60}{30} = 3.92 \text{ m}$$

- Statis momen terhadap sisi AC

$$x = \frac{6 \times 0.75 + 6 \times 3.00}{30} = 0.75 \text{ m}$$

$$\Sigma X^2 = 6(6 \times 0.90^2 + 6 \times 4.40^2) = 726.12 \text{ m}^2$$

$$\Sigma Y^2 = 6(5 \times 1.25^2) = 46.875 \text{ m}^2$$

$$y \text{ max} = 1.25 \text{ m}$$

$$x \text{ max} = 4.40 \text{ m}$$

Gaya yang dipikul oleh 1 tiang :

$$Q_n = \frac{V \pm M_x \times y_{\text{max}}}{Y_2} + \frac{M_y \times x_{\text{max}}}{X_2} \ll Psp$$

Kombinasi I (0 %)

$$Q = \frac{193682.467}{30} + \frac{25252.313 \times 1.25}{46.875} + \frac{0.000 \times 4.40}{726.120}$$

$$= 6456.082227 + 673.395 + 0 \ll \text{Psp2}$$

$$= 7129.477 < 571.016 \quad [\text{OK}]$$

Kombinasi II (0 %)

$$Q = \frac{7891266.890}{30} + \frac{25252.313 \times 1.25}{46.875} + \frac{127.174 \times 4.40}{726.120}$$

$$= 263042.2297 + 673.395 + 0.770623824 \ll \text{Psp1}$$

$$= 263716.395 < 968.960 \quad [\text{OK}]$$

Kombinasi III (0 %)

$$Q = \frac{193466.513}{30} + \frac{25252.313 \times 1.25}{46.875} + \frac{4462.340 \times 4.40}{726.120}$$

$$= 6448.883754 + 673.395 + 27.0944 \ll \text{Psp1}$$

$$= 7149.319 < 968.960 \quad [\text{OK}]$$

Kombinasi IV (0 %)

$$Q = \frac{7891266.890}{30} + \frac{25252.313 \times 1.25}{46.875} + \frac{4335.166 \times 4.40}{726.120}$$

$$= 263042.2297 + 673.395 + 26.2693903 \ll \text{Psp1}$$

$$= 263741.894 < 976.284 \quad [\text{OK}]$$

Untuk perhitungan pilar Model 2,3 dan 4 dilakukan dengan perhitungan yang sama dengan pilar Model 1 sehingga didapat nilai untuk simpangan, lendutan, geser, guling dan deformasi akibat gempa adalah

I. Model 2 dengan tinggi pilar 5 m dan lebar kepala 8 m didapat nilai.

- Simpangan akibat gempa arah lateral  $\Delta = \frac{V_u \times L_c^3}{3 \times EI}$   
 $= 0.000779575 \text{ m}$
- Lendutan akibat Daya Layan 1  $\Delta = \frac{M_u \times L_c^2}{2 \times E_c \times I_c}$   
 $= 0.001499147 \text{ m}$

## Kontrol Stabilitas Terhadap Guling

### a. Arah memanjang jembatan

Letak titik guling A (ujung pondasi) terhadap pusat pondasi

$$\begin{aligned} \text{Luasan Penampang Pilar } A &= 40.5 \text{ m}^2 \\ \sigma_{ijin} &= 350 \text{ kg/mm}^2 \\ P_{ijin} &= 14175000 \text{ kg} \\ B_x/2 &= 3 \text{ m} \end{aligned}$$

ket

k = persen kelebihan beban yang diizinkan (%)

M<sub>x</sub> = Momen penyebab guling

Momen penahan guling

$$M_p = P \times (B_x / 2) \times (1 + k)$$

Angka aman terhadap guling

$$SF = M_p / M_x \text{ harus } \geq 2.0$$

Tabel L.65: Guling arah memanjang Model 2.

no	Kombinasi	k	P	M <sub>x</sub>	M <sub>p</sub>	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
1	KUAT I	0%	2565685.62	2575028.83	7698450.03	2.99	> 2.0 ( OK )
2	KUAT II	0%	2297885.62	2004428.83	6894774.37	3.44	> 2.0 ( OK )
3	KUAT III	0%	1366539.86	30557.49	4100014.80	134.17	> 2.0 ( OK )
4	KUAT IV	0%	1366271.06	7328.80	4099208.24	559.33	> 2.0 ( OK )
5	KUAT V	0%	1372053.58	40512.64	4116559.17	101.61	> 2.0 ( OK )
6	EKSTREM I	0%	1561435.62	1794966.78	4684822.85	2.61	> 2.0 ( OK )
7	EKSTREM II	0%	1394646.06	102644.94	4184349.82	40.77	> 2.0 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	0%	1680510.96	1455398.32	5042130.57	3.46	> 2.0 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	0%	1008224.75	18943.15	3024889.39	159.68	> 2.0 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	142974.20	127687.88	0.89	

### b. Guling arah melintang jembatan

Tabel L.66: Guling arah melintang Model 2.

no	Kombinasi	k	P	My	Mp	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
1	KUAT I	0%	2565685.62	1399147.98	11547675.04	8.25	> 2.0 ( OK )
2	KUAT II	0%	2297885.62	1399147.98	10342161.56	7.39	> 2.0 ( OK )
3	KUAT III	0%	1366539.86	1406890.87	6150022.19	4.37	> 2.0 ( OK )
4	KUAT IV	0%	1366271.06	1399147.98	6148812.36	4.39	> 2.0 ( OK )
5	KUAT V	0%	1372053.58	1410209.25	6174838.76	4.38	> 2.0 ( OK )
6	EKSTREM I	0%	1561435.62	2861069.61	7027234.27	2.46	> 2.0 ( OK )
7	EKSTREM II	0%	1394646.06	1399147.98	6276524.73	4.49	> 2.0 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	0%	1680510.96	1406337.81	7563195.86	5.38	> 2.0 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	0%	1008224.75	1403019.42	4537334.09	3.23	> 2.0 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	0.00	191531.83	0.00	

### Kontrol Stabilitas Terhadap Geser

#### a. Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan

Parameter tanah dasar pur

sudut gesek = 35

kohesi = 5

Luasan Penampang Pilar

A = 40.5 m<sup>2</sup>

= 40500 mm<sup>2</sup>

σijin = 350 kg/mm<sup>2</sup>

Pijin = 14175000 kg

Ukuran dasar Tiang pancang

Bx = 6

By = 9

ket

k = persen kelebihan beban yang diizinkan (%)

Tx = Momen penyebab geser

Gaya penahan geser

$$H = (C \times Bx \times By \times P \times \tan \phi) \times (1 + k)$$

Maka hasil dari perhitungan gaya penahan geser dapat dilihat melalui tabel dibawah ini

Tabel L.67: Gaya geser arah memanjang pada pilar Model 2.

no	Kombinasi	k	P	Tx	H	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
1	KUAT I	0%	2565685.62	27923.23	485146146.67	17374.28	> 1.2 ( OK )
2	KUAT II	0%	2297885.62	22735.96	485136982.74	21337.87	> 1.2 ( OK )
3	KUAT III	0%	1366539.86	10387.67	485105112.76	46700.07	> 1.2 ( OK )
4	KUAT IV	0%	1366271.06	4580.50	485105103.56	105906.51	> 1.2 ( OK )
5	KUAT V	0%	1372053.58	12876.46	485105301.43	37673.80	> 1.2 ( OK )
6	EKSTREM I	0%	1561435.62	424990.11	485111781.95	1141.47	> 1.2 ( OK )
7	EKSTREM II	0%	1394646.06	11064.59	485106074.53	43843.10	> 1.2 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	0%	1680510.96	22941.06	485115856.62	21146.18	> 1.2 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	0%	1008224.75	7484.09	485092851.47	64816.55	> 1.2 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	9726.14	485059807.20	49871.79	

b. Stabilitas Geser Arah Melintang Jembatan

Tabel L.68: gaya geser arah melintang pilar Model 2.

no	Kombinasi	k	P	Ty	H	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
1	KUAT I	0%	2565685.62	539960.82	485146146.67	898.48	> 1.2 ( OK )
2	KUAT II	0%	2297885.62	539960.82	485136982.74	898.47	> 1.2 ( OK )
3	KUAT III	0%	1366539.86	573006.39	485105112.76	846.60	> 1.2 ( OK )
4	KUAT IV	0%	1366271.06	539960.82	485105103.56	898.41	> 1.2 ( OK )
5	KUAT V	0%	1372053.58	604945.83	485105301.43	801.90	> 1.2 ( OK )
6	EKSTREM I	0%	1561435.62	967532.26	485111781.95	501.39	> 1.2 ( OK )
7	EKSTREM II	0%	1394646.06	539960.82	485106074.53	898.41	> 1.2 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	0%	1680510.96	582201.08	485115856.62	833.24	> 1.2 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	0%	1008224.75	562705.57	485092851.47	862.07	> 1.2 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	0.00	485059807.20	0.00	

Deformasi akibat gempa pada pilar Model 2

Tabel L.69: Letak garis Netral.



no	Ai	Yi	Ai x Yi
	mm <sup>2</sup>	mm	mm <sup>3</sup>
1	400	9000	3600000
2	6720	10650	71568000
3	19200	7700	147840000
4	4800	6633	31840000
5	7200	6000	43200000
6	40500	2500	101250000
7	108000	1000	108000000
Σ	186820	43483.3333	507298000

sehingga

$$y = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 2840.978393 \text{ mm}^2$$

Tabel L.70: Momen Inersia.

no	δYi = Yi - y	Ai x δy <sup>2</sup>	Iy
	mm <sup>2</sup>		
1	-2315.44	2144499992	1041.666667
2	4004.563	1.0777E+11	34.3
3	16484.56	5.2174E+12	128
4	2084.563	2.0858E+10	33.33333333
5	4484.563	1.448E+11	72900
6	37784.56	5.7821E+13	562.5
7	105284.6	1.1972E+15	7812.5
Σ		1.2605E+15	82512.3

$$\begin{aligned} \text{sehingga } I_y &= \sum I_{iy} + \sum A_i \times \delta y^2 \\ &= 1.26048E+15 \end{aligned}$$

Gaya Defleksi yang terjadi pada pilar

$$\Delta = \frac{P.L^3}{3E.I}$$

Kondisi 1 akibat beban Gempa

$$\Delta = 1.878713446 \text{ mm}$$

Kondisi 2 akibat beban Guling

$$\Delta = 4.589106052.389536917 \text{ mm}$$

II. Model 3 dengan tinggi pilar 7 m dan lebar kepala 8 m didapat nilai.

- Simpangan akibat gempa arah lateral

$$\Delta = Vu \times Lc^3 / (3 \times EI)$$

$$= 0.000742166 \text{ m}$$

- Lendutan akibat Daya Layan 1

$$\Delta = Mu \times Lc^2 / (2 \times Ec \times Lc)$$

$$= 0.001755842 \text{ m}$$

Kontrol Stabilitas Terhadap Guling

c. Arah memanjang jembatan

Letak titik guling A (ujung pondasi) terhadap pusat pondasi

$$\begin{aligned} \text{Luasan Penampang Pilar } A &= 40.5 \text{ m}^2 \\ \sigma_{ijin} &= 350 \text{ kg/mm}^2 \\ \text{Pijin} &= 14175000 \text{ kg} \\ Bx/2 &= 3 \text{ m} \end{aligned}$$

ket

k = persen kelebihan beban yang diizinkan (%)

Mx = Momen penyebab guling

Momen penahan guling

$$Mp = P \times (Bx / 2) \times (1 + k)$$

Angka aman terhadap guling

$$SF = Mp / Mx \text{ harus } \geq 2.0$$

Tabel L.71: Guling arah memanjang Model 3.

no	Kombinasi	k	P	Mx	Mp	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
1	KUAT I	0%	2562990.71	2575028.83	7690362.37	2.99	> 2.0 ( OK )
2	KUAT II	0%	2295190.71	2004428.83	6886687.02	3.44	> 2.0 ( OK )
3	KUAT III	0%	1363844.95	43623.63	4091928.50	93.80	> 2.0 ( OK )
4	KUAT IV	0%	1363576.15	7328.80	4091121.95	558.22	> 2.0 ( OK )
5	KUAT V	0%	1369358.67	59178.55	4108472.87	69.43	> 2.0 ( OK )

Tabel L.71: Lanjutan

no	Kombinasi	k	P	Mx	Mp	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
6	EKSTREM I	0%	1558740.71	2168639.62	4676736.33	2.16	> 2.0 ( OK )

7	EKSTREM II	0%	1391951.15	115613.12	4176263.50	36.12	> 2.0 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	0%	1678572.35	1485678.57	5036313.37	3.39	> 2.0 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	0%	1006209.34	33253.68	3018842.31	90.78	> 2.0 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	162426.48	127687.88	0.79	

d. Guling arah melintang jembatan.

Tabel L.72: Guling arah melintang Model 3.

no	Kombinasi	k	P	My	Mp	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
1	KUAT I	0%	2562990.71	1395347.85	11535543.55	8.27	> 2.0 ( OK )
2	KUAT II	0%	2295190.71	1395347.85	10330030.53	7.40	> 2.0 ( OK )
3	KUAT III	0%	1363844.95	1407446.13	6137892.76	4.36	> 2.0 ( OK )
4	KUAT IV	0%	1363576.15	1395347.85	6136682.92	4.40	> 2.0 ( OK )
5	KUAT V	0%	1369358.67	1412631.10	6162709.31	4.36	> 2.0 ( OK )
6	EKSTREM I	0%	1558740.71	3253046.90	7015104.50	2.16	> 2.0 ( OK )
7	EKSTREM II	0%	1391951.15	1395347.85	6264395.24	4.49	> 2.0 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	0%	1678572.35	1412631.10	7554470.05	5.35	> 2.0 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	0%	1006209.34	1403989.48	4528263.46	3.23	> 2.0 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	0.00	191531.83	0.00	

Kontrol Stabilitas Terhadap Geser

c. Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan

Parameter tanah dasar pur

sudut gesek = 35

kohesi = 5

Luasan Penampang Pilar A = 40.5 m<sup>2</sup> = 40500 mm<sup>2</sup>

σijin = 350 kg/mm<sup>2</sup>

Pijin = 14175000 kg

Ukuran dasar Tiang pancang

Bx = 6

By = 9

ket

k = persen kelebihan beban yang diizinkan (%)

T<sub>x</sub> = Momen penyebab geser

Gaya penahan geser

$$H = (C \times B_x \times B_y \times P \times \tan \phi) \times (1 + k)$$

Maka hasil dari perhitungan gaya penahan geser dapat dilihat melalui tabel dibawah ini

Tabel L.73: Gaya geser arah memanjang pada pilar Model 3.

no	Kombinasi	k	P	T <sub>x</sub>	H	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
1	KUAT I	0%	2562990.71	27923.23	484636472.96	17356.03	> 1.2 ( OK )
2	KUAT II	0%	2295190.71	22735.96	484627318.66	21315.46	> 1.2 ( OK )
3	KUAT III	0%	1363844.95	11839.47	484595482.15	40930.51	> 1.2 ( OK )
4	KUAT IV	0%	1363576.15	4580.50	484595472.96	105795.25	> 1.2 ( OK )
5	KUAT V	0%	1369358.67	14950.45	484595670.63	32413.45	> 1.2 ( OK )
6	EKSTREM I	0%	1558740.71	424150.54	484602144.34	1142.52	> 1.2 ( OK )
7	EKSTREM II	0%	1391951.15	11064.59	484596442.92	43797.04	> 1.2 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	0%	1678572.35	27918.63	484606240.59	17357.81	> 1.2 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	0%	1006209.34	9765.48	484583256.97	49622.07	> 1.2 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	9726.14	484550316.30	49819.40	

#### d. Stabilitas Geser Arah Melintang Jembatan

Tabel L.74: Gaya geser arah melintang pilar Model 3.

no	Kombinasi	k	P	T <sub>y</sub>	H	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
1	KUAT I	0%	2562990.71	537585.74	484636472.96	901.51	> 1.2 ( OK )
2	KUAT II	0%	2295190.71	537585.74	484627318.66	901.49	> 1.2 ( OK )
3	KUAT III	0%	1363844.95	571115.24	484595482.15	848.51	> 1.2 ( OK )
4	KUAT IV	0%	1363576.15	537585.74	484595472.96	901.43	> 1.2 ( OK )

Tabel L.74: Lanjutan.

no	Kombinasi	k	P	T <sub>y</sub>	H	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
5	KUAT V	0%	1369358.67	603262.09	484595670.63	803.29	> 1.2 ( OK )

6	EKSTREM I	0%	1558740.71	964317.61	484602144.34	502.53	> 1.2 ( OK )
7	EKSTREM II	0%	1391951.15	537585.74	484596442.92	901.43	> 1.2 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	0%	1678572.35	603262.09	484606240.59	803.31	> 1.2 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	0%	1006209.34	570423.91	484583256.97	849.51	> 1.2 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	0.00	484550316.30	0.00	

Deformasi akibat gempa pada pilar model 3

Tabel L.75 :Letak garis Netral

no	Ai	Yi	Ai x Yi
	mm <sup>2</sup>	mm	mm <sup>3</sup>
1	400	400	13250
2	6720	6720	12650
3	19200	12800	9700
4	4800	4800	8633
5	7200	7200	7000
6	40500	40500	2500
7	108000	108000	1000
Σ	186820	180420	54733.3333

sehingga

$$y = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 2857.54351 \text{ mm}^2$$

Tabel L.76: Momen Inersia.

no	δYi = Yi - y	Ai x δy <sup>2</sup>	Iy
	mm <sup>2</sup>		
1	-2457.54	2415808041	1041.666667
2	3862.456	1.0025E+11	34.3
3	9942.456	1.2653E+12	128
4	1942.456	1.8111E+10	33.33333333
5	4342.456	1.3577E+11	72900
6	37642.46	5.7387E+13	562.5
7	105142.5	1.1939E+15	7812.5
Σ		1.2528E+15	82512.3

$$\begin{aligned} \text{sehingga } I_y &= \sum I_y + \sum A_i \times \delta y^2 \\ &= 1.25284E+15 \end{aligned}$$

Gaya Defleksi yang terjadi pada pilar

$$\Delta = \frac{P.L^3}{3E.I}$$

Kondisi 1 akibat beban Gempa

$$\Delta = 1.89016224 \text{ mm}$$

Kondisi 2 akibat beban Guling

$$\Delta = 4.617071851 \text{ mm}$$

III. Model 4 dengan tinggi pilar 8 m dan lebar kepala 7 m didapat nilai.

- Simpangan akibat gempa arah lateral  $\Delta = \frac{V_u \times L_c^3}{3 \times EI} = 0.00075165 \text{ m}$
- Lendutan akibat Daya Layan 1  $\Delta = \frac{M_u \times L_c^2}{2 \times E_c \times L_c} = 0.001884189 \text{ m}$

Kontrol Stabilitas Terhadap Guling

a. Arah memanjang jembatan

Letak titik guling A (ujung pondasi) terhadap pusat pondasi

$$\begin{aligned} \text{Luasan Penampang Pilar } A &= 40.5 \text{ m}^2 \\ \sigma_{ijin} &= 350 \text{ kg/mm}^2 \\ P_{ijin} &= 14175000 \text{ kg} \\ Bx/2 &= 3 \text{ m} \end{aligned}$$

ket

k = persen kelebihan beban yang diizinkan (%)

Mx = Momen penyebab guling

Momen penahan guling

$$M_p = P \times (Bx/2) \times (1 + k)$$

Angka aman terhadap guling

$$SF = M_p / M_x \text{ harus } \geq 2.0$$

Tabel L.77: Guling arah memanjang Model 4.

No	Kombinasi	k	P	Mx	Mp	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
1	KUATI	0%	2578301.94	2575028.83	7736312.72	3.00	> 2.0 (OK)

2	KUAT II	0%	2310501.94	2004428.83	6932635.64	3.46	> 2.0 ( OK )
3	KUAT III	0%	1379156.18	51245.54	4137871.09	80.75	> 2.0 ( OK )
4	KUAT IV	0%	1378887.38	7328.80	4137064.53	564.49	> 2.0 ( OK )
5	KUAT V	0%	1384669.90	70067.00	4154415.49	59.29	> 2.0 ( OK )
6	EKSTREM I	0%	1574051.94	2392219.78	4722680.18	1.97	> 2.0 ( NOT OK )
7	EKSTREM II	0%	1407262.38	122097.21	4222206.26	34.58	> 2.0 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	0%	1690215.82	1474608.65	5071252.08	3.44	> 2.0 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	0%	1017929.61	29287.17	3054008.14	104.28	> 2.0 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	172152.61	127687.88	0.74	

b. Guling arah melintang jembatan.

Tabel L.78: Guling arah melintang Model 4.

no	Kombinasi	k	P Kg	My Kg.m	Mp Kg.m	SF	Keterangan
1	KUAT I	0%	2578301.94	1395347.85	11604469.08	8.32	> 2.0 ( OK )
2	KUAT II	0%	2310501.94	1395347.85	10398953.45	7.45	> 2.0 ( OK )
3	KUAT III	0%	1379156.18	1409986.77	6206806.63	4.40	> 2.0 ( OK )
4	KUAT IV	0%	1378887.38	1395347.85	6205596.79	4.45	> 2.0 ( OK )
5	KUAT V	0%	1384669.90	1416260.59	6231623.24	4.40	> 2.0 ( OK )
6	EKSTREM I	0%	1574051.94	3487679.36	7084020.27	2.03	> 2.0 ( OK )
7	EKSTREM II	0%	1407262.38	1395347.85	6333309.39	4.54	> 2.0 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	0%	1690215.82	1408941.13	7606878.12	5.40	> 2.0 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	0%	1017929.61	1402667.31	4581012.21	3.27	> 2.0 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	0.00	191531.83	0.00	

Kontrol Stabilitas Terhadap Geser.

c. Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan.

Parameter tanah dasar pur

sudut gesek = 35

kohesi = 5

Luasan Penampang Pilar A = 40.5 m<sup>2</sup>

$$= 40500 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{ijin} = 350 \text{ kg/mm}^2$$

$$P_{ijin} = 14175000 \text{ kg}$$

Ukuran dasar Tiang pancang

$$B_x = 6 \text{ m}$$

$$B_y = 9 \text{ m}$$

ket

k = persen kelebihan beban yang diizinkan (%)

T<sub>x</sub> = Momen penyebab geser

Gaya penahan geser

$$H = (C \times B_x \times B_y \times P \times \tan \phi) \times (1 + k)$$

Maka hasil dari perhitungan gaya penahan geser dapat dilihat melalui tabel dibawah ini

Tabel L.79: Gaya geser arah memanjang pada pilar Model 4.

n o	Kombinasi	k	P Kg	T <sub>x</sub> Kg.m	H Kg.m	SF	Keterangan
1	KUAT I	0%	2578301.94	27923.23	487532203.60	17459.74	> 1.2 ( OK )
2	KUAT II	0%	2310501.94	22735.96	487522994.61	21442.82	> 1.2 ( OK )
3	KUAT III	0%	1379156.18	12565.36	487490967.91	38796.41	> 1.2 ( OK )
4	KUAT IV	0%	1378887.38	4580.50	487490958.67	106427.38	> 1.2 ( OK )
5	KUAT V	0%	1384669.90	15987.45	487491157.51	30492.12	> 1.2 ( OK )
6	EKSTREM I	0%	1574051.94	428920.58	487497669.90	1136.57	> 1.2 ( OK )
7	EKSTREM II	0%	1407262.38	11064.59	487491934.41	44058.73	> 1.2 ( OK )
8	DAYA LAYAN I	0%	1690215.82	24963.20	487501664.49	19528.81	> 1.2 ( OK )
9	DAYA LAYAN IV	0%	1017929.61	8572.93	487478546.21	56862.51	> 1.2 ( OK )
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	9726.14	487445005.73	50117.02	

d. Stabilitas Geser Arah Melintang Jembatan.

Tabel L.80: Gaya geser arah melintang pilar Model 4.



no	Kombinasi	k	P	Ty	H	SF	Keterangan
			Kg	Kg.m	Kg.m		
1	KUAT I	0%	2578301.94	537585.74	487532203.60	906.89	> 1.2 (OK)
2	KUAT II	0%	2310501.94	537585.74	487522994.61	906.87	> 1.2 (OK)
3	KUAT III	0%	1379156.18	571357.21	487490967.91	853.22	> 1.2 (OK)
4	KUAT IV	0%	1378887.38	537585.74	487490958.67	906.82	> 1.2 (OK)
5	KUAT V	0%	1384669.90	603607.75	487491157.51	807.63	> 1.2 (OK)
6	EKSTREM I	0%	1574051.94	969087.65	487497669.90	503.05	> 1.2 (OK)
7	EKSTREM II	0%	1407262.38	537585.74	487491934.41	906.82	> 1.2 (OK)
8	DAYA LAYAN I	0%	1690215.82	580500.05	487501664.49	839.80	> 1.2 (OK)
9	DAYA LAYAN IV	0%	1017929.61	560693.45	487478546.21	869.42	> 1.2 (OK)
10	FATIK (TD dan TR)	0%	42562.50	0.00	487445005.73	0.00	

Deformasi akibat gempa pada pilar model 4

Tabel L.81: Letak garis Netral.

no	Ai	Yi	Ai x Yi
	mm <sup>2</sup>	mm	mm <sup>3</sup>
1	280	350	14250
2	5040	5880	13650
3	14700	16800	10700
4	4200	4200	9633
5	7200	7200	7500
6	40500	40500	2500
7	135000	108000	1000
Σ	206920	182930	59233.33333

sehingga

$$y = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 3108.946045 \text{ mm}^2$$

Tabel L.82: Momen Inersia.

no	δYi = Yi - y	Ai x δy <sup>2</sup>	Iy
	mm <sup>2</sup>		
1	-2777.78	-2758.95	2664124148

2	1982.224	2771.054	45150991329
3	11642.22	13691.05	3.14908E+12
4	1142.224	1091.054	4999674678
5	4142.224	4091.054	1.20504E+11
6	37442.22	37391.05	5.66227E+13
7	131942.2	104891.1	1.18823E+15
$\Sigma$			1.24818E+15

$$\begin{aligned} \text{sehingga } I_y &= \Sigma i_y + \Sigma A_i \times \delta y^2 \\ &= 1.24818E+15 \end{aligned}$$

Gaya Defleksi yang terjadi pada pilar

$$\Delta = \frac{P \cdot L^3}{3E \cdot I}$$

Kondisi 1 akibat beban Gempa

$$\Delta = 3.44640128 \text{ mm.}$$

Kondisi 2 akibat beban Guling

$$\Delta = 11.48952027 \text{ mm.}$$

## DAFTAR RIWAYAT HIDUP



### DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : M.FatahArrizki  
Panggilan : Fatah/Riki  
Tempat, Tanggal Lahir : Medan, 22Febuari 1996  
Jenis Kelamin : Laki-Laki  
Alamat Sekarang : Jl. Marelan VI Link-24 Gg.Amal  
Nomor KTP : 1271122202960004  
Alamat KTP : Jl. Marelam VI Link-24  
No. Telp Rumah : -  
No. HP/Telp Seluler : 082162799611  
E-mail : "m.fattaharrizky95@yahoo.com"

### RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Induk Mahasiswa : 1307210019  
Fakultas : Teknik  
Jurusan : Teknik Sipil  
Program Studi : Teknik Sipil  
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara  
Alamat Perguruan Tinggi : Jl. Kapten Muchtar Basri BA. No. 3 Medan  
20238

<b>No</b>	<b>Tingkat Pendidikan</b>	<b>Nama dan Tempat</b>	<b>Tahun Kelulusan</b>
1	Sekolah Dasar	SD Negeri 064006	2007
2	SMP	SMP Negeri 32 Medan	2010
3	SMA	SMA Negeri 1 Labuhan Deli	2013
4	Strata-I	Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara	2017