

TUGAS AKHIR

**DEFORMASI KEPALA JEMBATAN (*ABUTMENT*)
KELAS A BINA MARGA MENGGUNAKAN METODE
ABUTMENT T TERBALIK TERHADAP TINGGI
PENAMPANG YANG BERBEDA
(*Studi Literatur*)**

*Diajukan Untuk Memenuhi Syarat-Syarat Memperoleh
Gelar Sarjana Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik
Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*

Disusun Oleh:

**SURYADI
1307210014**



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

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Suryadi

NPM : 1307210014

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Deformasi Kepala Jembatan (*Abutment*) Kelas A Bina Marga Menggunakan Metode *Abutment* T Terbalik Terhadap Tinggi Penampang Yang Berbeda (Studi Literatur)

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, 16 Oktober 2017

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Tondi Arniyati Putera, ST, MT

Dosen Pembimbing II / Penguji

Ir. Zurkiyah, MT

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dosen Pembimbing II / Penguji

Citra Utami, ST, MT

Program Studi Teknik Sipil
Ketua,

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Suryadi

Tempat /Tanggal Lahir: Singkil / 01 Januari 1995

NPM : 1307210014

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Deformasi Kepala Jembatan (*Abutment*) Kelas A Bina Marga Menggunakan Metode *Abutment* T Terbalik Terhadap Tinggi Pcnampang Yang Berbeda”,

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 orisinal 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, 16 Oktober 2017

saya yang menyatakan,

Suryadi

ABSTRAK

DEFORMASI KEPALA JEMBATAN (*ABUTMENT*) KELAS A BINA MARGA MENGGUNAKAN METODE *ABUTMENT* T TEBALIK TERHADAP TINGGI PENAMPANG YANG BERBEDA (STUDI LITERATUR)

Suryadi

1307210014

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT

Ir. Zurkiyah, MT

Abutment merupakan suatu struktur bawah jembatan atau suatu perletakan pada jembatan yang terletak pada ujung jembatan yang juga menerima beban-beban dari struktur di atasnya. Hal ini menyebabkan abutment dibuat harus mampu menahan terhadap beban yang berkerja. Sebelum merencanakan struktur bangunan bawah harus diketahui dulu besarnya beban yang akan dipikulnya, dalam tugas akhir ini struktur atas didesain menggunakan bantuan program SAP2000 sesuai dengan standart pembebanan untuk jembatan SNI 1725-2016. Tugas akhir ini bertujuan untuk mengetahui perbandingan tinggi terhadap kekuatan dalam melayani beban yang berkerja dengan menggunakan peraturan beton bertulang jembatan RSNI-T-2004 dan menganalisa kestabilan struktur dalam menahan gaya geser, momen guling, perhitungan jumlah pondasi tiang pancang dan jumlah tulangan yang dibutuhkan serta deformasi yang terjadi pada abutment. Abutment direncanakan 2 model dan 1 model perbaikan menggunakan metode abutment T terbalik dengan material beton bertulang yang terletak disuatu sungai di Kota Medan dengan kondisi tanah sedang. Model pertama (Model 1) direncanakan memiliki tinggi 7 meter dengan lebar *poer* 6,5 meter, sedangkan model kedua (Model 2) memiliki tinggi 8 meter dengan lebar *poer* 6,5 meter. Model ketiga (Model 3) ditujukan untuk model perbaikan (Model 2) yang dalam beberapa kondisi tidak memenuhi syarat. Model ketiga ini memiliki tinggi 8 meter dan lebar *poer* 8 meter. Model perbaikan direncanakan akan mampu menahan terhadap semua kondisi struktur dalam menahan geser, akibat momen guling. Untuk mengetahui kebutuhan jumlah tiang pancang diperlukan analisis terhadap daya dukung tiang pancang dalam group menggunakan teori converse-labare dimana data sondir yang didapat harus disesuaikan dengan desain rencana tiang pancang.

Kata kunci: Stabilitas geser, stabilitas guling, pondasi tiang pancang, penulangan, deformasi.

ABSTRACT

HEAD BRIDGE DEFORMATION CLASS A BINA MARGA BY USING T UPSIDE DOWN METHOD TO DIFFERENT CROSS SECTION (LITERATURE STUDY)

Suryadi

1307210014

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT

Ir. Zurkiyah, MT

Abutment is a structure under the bridge or a placement on the bridge located at the end of the bridge which also receives the loads from the structure above it. This causes the abutment to be made to be able to withstand the working load. Before planning the structure of the lower building must be known first the amount of burden that will dibikunya, in this final project structure is designed using SAP2000 program assistance in accordance with the standard loading for the bridge SNI 1725-2016. This final project aims to find out the high ratio of strength in serving the work load by using RSNI-T-2004 bridge reinforced concrete and analyzing the stability of the structure in holding the shear force, bolting moment, calculating the number of pile foundation and the required number of reinforcement and deformation which occurs on the abutment. Abutment is planned for 2 models and 1 model of improvement using reverse abutment method with reinforced concrete material located in a river in medan city with medium soil condition. The first model (Model 1) is planned to have a height of 7 meters with a width of 6.5 meters, while the second model (Model 2) has a height of 8 meters with a width of 6.5 meters. The third model (Model 3) is intended for an improvement model (Model 2) which in some conditions is not eligible. This third model has a height of 8 meters and 8 meters wide poer. The repair model is planned to be able to withstand all structural conditions in holding the shear, due to the bolsters moment. To find out the requirement of pile count required analysis of bearing capacity of pile in group using converse-labare theory where data sadir that diadapat must be adjusted with pile plan design.

Keywords: Shear stability, bolster stability, pile foundation, Repeatability, deformation.

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Deformasi Kepala Jembatan (*Abutment*) Kelas A Bina Marga Mengguakan Metode *Abutment* T Terbalik Terhadap Tinggi Penampang Yang Berbeda” 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, ST, MT selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Ibu Ir. Zurkiyah, MT selaku Dosen Pimbimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal selaku Dosen Pembanding I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
4. Ibu Citra Utami, ST, MT selaku Dosen Pembanding II dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Ibu Irma Dewi ST, MSi selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Bapak Rahmatullah ST, MSc selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

7. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.
8. Orang tua penulis: Ayahanda Syamsudin dan Ibunda Nariman yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.
9. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
10. Sahabat-sahabat penulis: Agung Imam Fadillah, Ratih Delima Sari, M. Fatah Arrizki, Firza Aditya Srg, Anggi Putra Aryandi, dan lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang konstruktif untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, 16 Oktober 2017

Suryadi

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR KEASLIAN TUGAS AKHIR	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR NOTASI	xvi
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Ruang Lingkup Penelitian	2
1.4 Tujuan Penelitian	2
1.5 Manfaat Penulisan	3
1.6 Sistematika Penulisan	3
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Umum	5
2.1.1 <i>Abutment</i> Tipe Gravitasi	5
2.1.2 <i>Abutment</i> Tipe T Terbalik	6
2.1.3 <i>Abutment</i> Tipe T Terbalik Penopang	7
2.2 Bagian-bagian Konstruksi <i>Abutment</i> T terbalik	7
2.2.1 Pelat Dasar / Tumpuan (<i>pile cap</i>)	8
2.2.2 Dinding Penahan Tanah (<i>breast wall</i>)	8
2.2.3 Tempat Dudukan Sepatu	8
2.2.4 Sepatu/Perletakan (<i>Elastomeric Bearing Peat</i>)	8
2.2.5 Parapet (<i>Back Wall</i>)	8
2.2.6 Sayap (<i>Wing Wall</i>)	8
2.3 Pemilihan Kepala Jembatan (<i>Abutment</i>)	9
2.3.1 Acuan Perencanaan Teknis	10

2.4	Struktur Jembatan	10
2.4.1	Struktur Atas (Superstructure)	11
2.4.1.1	Slab	11
2.4.1.2	Girder	11
2.4.2	Struktur Bawah (<i>Substructure</i>)	14
2.4.2.1	Kepala Jembatan (<i>Abutment</i>)	14
2.4.2.2	Pilar	17
2.5	Kombinasi Beban Jembatan Bagian Atas SNI 1725-2016	17
2.5.1	Keadaan Batas Layan	20
2.5.2	Keadaan Batas Fatik dan Fraktur	20
2.5.3	Keadaan Batas <i>Extrem</i>	20
2.6	Pembebanan Jembatan Berdasarkan SNI 1725-2016	22
2.6.1	Berat Sendiri (MS)	23
2.6.2	Beban Mati Tambahan (MA)	23
2.6.3	Beban Lajur "D" (TD)	24
2.6.4	Beban Truk "T" (TT)	25
2.6.5	Faktor Beban Dinamis (FBD)	26
2.6.6	Gaya Rem (TB)	28
2.6.7	Pembebanan Untuk Pejalan Kaki (TP)	28
2.6.8	Temperature (ET)	29
2.6.9	Pengaruh Susut dan Rangkak (SH)	30
2.6.10	Beban Angin (EW)	31
2.6.11	Beban Gempa (EQ)	33
2.6.12	Pengaruh getaran	34
2.6.13	Pembebanan Rencana <i>Ralling</i>	35
2.7.	Pembebananan Struktur Bagian Bawah Jembatan	
	SNI 1725-2016	36
2.7.1	Beban Akibat Tekanan Tanah (TA)	36
2.7.2	Pengaruh Gempa	38
2.7.3	Distribusi Beban D	38
2.7.4	Renspons Terhadap Beban Lajur "D"	39
2.7.5	Gaya Angin Yang Langsung Bekerja Pada Struktur	

	Bawah	39
2.7.6	Pembeban Ketahanan Gempa Pada Struktur Bawah	39
2.7.7	Koefisien Geser Dasar	40
2.7.8	Pemeriksaan Terhadap Geser	46
2.7.9	Pemeriksaan Terhadap Guling	46
2.8	Pondasi Tiang Pancang	47
2.9	Penulangan Abutment	47
2.9.1	Faktor Reduksi Kekuatan	48
2.9.2	Syarat Tulangan Minimum	48
2.9.3	Syarat Tulangan Maksimum	49
2.9.4	Jarak Antar Tulangan	49
2.9.5	Persyaratan Selimut Beton	49
BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN		
3.1	Diagram Alir Penelitian	52
3.2	Tinjauan Umum	53
3.3	Data Struktur Atas Jembatan	53
3.3.1	Dimensi Jembatan	53
3.3.2	Bahan Struktur	55
3.4	Pemodelan dan Analisa Struktur	55
3.4.1	Data Perencanaan Struktur	55
3.4.2	Pemodelan Struktur	56
3.4.3	Berat Sendiri <i>Abutment</i>	58
3.4.4	Berat Tanah Diatas <i>Poer</i>	59
3.4.5	<i>Input</i> Berat Sendiri Bangunan Atas	61
3.4.6	<i>Input</i> Gaya Rem (TB)	64
3.4.7	<i>Input</i> Pembebanan Angin Struktur (EWs)	65
3.4.8	<i>Input</i> Gaya Gempa (EQ)	66
3.4.9	Tekanan Tanah (TA)	67
3.4.10	Komponen Struktur	67
3.4.11	Tiang Pancang Rencana	68
3.4.12	Penulangan Abutment	68
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN		

4.1	Analisa Desain	70
4.2	Tekanan Tanah	70
4.2.1	Tekanan Tanah Aktif Untuk Tanah Urugan	70
4.2.2	Stabilitas Ketahanan Geser Struktur	71
4.2.2.1	Tahanan Geser Model 1	72
4.2.2.2	Tahanan Geser Model 2	73
4.2.2.3	Tahanan Geser Model 3	74
4.3	Stabilitas Momen Guling Struktur	75
4.4	Perhitungan Jumlah Pondasi Tiang Pancang	76
4.2.2	Jumlah Tiang Pancang Model 1	77
4.2.2	Jumlah Tiang Pancang Model 2	78
4.2.2	Jumlah Tiang Pancang Model 3	78
4.5	Gaya Yang Dipikul Satu Tiang Pancang	79
4.5.1	Model 1	79
4.5.2	Model 2	80
4.5.3	Model 3	81
4.6	Perhitungan Jumlah Tulangan Pada RIB	82
4.6.1	Tulangan Utama Model 1	82
4.6.2	Tulangan Utama Model 2	83
4.6.3	Tulangan Utama Model 3	84
4.6.4	Tulangan Geser	85
4.7	Perhitungan Jumlah Tulangan Pada <i>Poer</i>	87
4.7.1	Tulangan Utama Model 1 dan Model 2	87
4.7.2	Tulangan Utama Model 3	88
4.7.3	Tulangan Geser <i>Poer</i> Model 1	89
4.7.3	Tulangan Geser <i>Poer</i> Model 2	90
4.7.3	Tulangan Geser <i>Poer</i> Model 3	90
4.8	Deformasi <i>Abutment</i>	92
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN		
5.1	Kesimpulan	95
5.2	Saran	96

DAFTAR PUSTAKA

97

LAMPIRAN

DAFTAR RIWAYAT HIDUP

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Tipikal jenis kepala jembatan (PTJ-PU 2010)	9
Tabel 2.2	Kombinasi beban dan faktor beban berdasarkan SNI 1725-2016	21
Tabel 2.3	Berat isi untuk beban mati berdasarkan SNI 1725-2016	22
Tabel 2.4	Faktor beban untuk berat sendiri berdasarkan SNI 1725-2016	23
Tabel 2.5	Faktor beban untuk beban mati tambahan berdasarkan SNI 1725-2016	24
Tabel 2.6	Faktor beban untuk beban lajur "D" berdasarkan SNI 1725-2016	24
Tabel 2.7	Faktor beban untuk beban truk "T" berdasarkan SNI 1725-2016	25
Tabel 2.8	Faktor beban akibat penurunan berdasarkan SNI 1725-2016	29
Tabel 2.9	Temperatur jembatan rata-rata nominal berdasarkan SNI 1725-2016	30
Tabel 2.10	Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperature berdasarkan SNI 1725-2016	30
Tabel 2.11	Faktor beban akibat susut dan rangkai SNI 1725-2016	31
Tabel 2.12	Tekanan angin dasar SNI 1725-2016	31
Tabel 2.13	Tekanan angin dasar (P_B) untuk berbagai sudut serang SNI 1725-2016	32
Tabel 2.14	Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan SNI 1725-2016	33
Tabel 2.15	Nilai faktor beban pada tekanan tanah berdasarkan SNI 1725-2016	37
Tabel 2.16	Akselerasi puncak PGA di batuan dasar berdasarkan SNI 2833-2008	41
Tabel 2.17	Faktor reduksi kekuatan berdasarkan RSNI-T-2004	48
Tabel 2.18	Selimit beton untuk acuan dan pemadatan standart RSNI-T-2004	50
Tabel 2.19	Selimit beton untuk acuan kaku dan pemadatan intensif RSNI-T-2004	51
Tabel 2.20	Selimit beton komponen yang dibuat dengan cara diputar RSNI-T-2004	51
Tabel 3.1	Perencanaan berat <i>abutment</i> di tinjau strook 1 meter (Model 1)	58
Tabel 3.2	Perencanaan berat <i>abutment</i> di tinjau strook 1 meter (Model 2)	58
Tabel 3.3	Perencanaan berat <i>abutment</i> di tinjau strook 1 meter (Model 3)	59
Tabel 3.4	Perencanaan berat volume tanah di atas <i>poer</i> (Model 1)	61

Tabel 3.5	Perencanaan berat volume tanah di atas <i>poer</i> (Model 2)	61
Tabel 3.6	Perencanaan berat volume tanah di atas <i>poer</i> (Model 3)	61
Tabel 3.7	Beban Bangunan Atas (dari perhitungan SAP2000)	62
Tabel 4.1	Besar gaya tekanan tanah yang berkerja pada abutment (Model 1)	70
Tabel 4.2	Besar gaya tekanan tanah yang berkerja pada abutment (Model 2)	70
Tabel 4.3	Besar gaya tekanan tanah yang berkerja pada abutment (Model 3)	71
Tabel 4.4	Reaksi beban ultimate Model 1	71
Tabel 4.5	Reaksi beban ultimate Model 2	71
Tabel 4.6	Reaksi beban ultimate Model 3	72
Tabel 4.7	Tabel faktor keamanan momen akibat guling Model 1	76
Tabel 4.8	Tabel faktor keamanan momen akibat guling Model 2	76
Tabel 4.9	Tabel faktor keamanan momen akibat guling Model 3	76
Tabel 4.10	Rekapitulasi Tulangan	91
Tabel 4.11	Deformasi yang terjadi (Model 1)	92
Tabel 4.12	Deformasi yang terjadi (Model 2)	92
Tabel 4.13	Deformasi yang terjadi (Model 3)	93

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	<i>Abutment</i> tipe gravitasi	6
Gambar 2.2	<i>Abutment</i> tipe T Terbalik	6
Gambar 2.3	<i>Abutment</i> tipe T Terbalik Penopang	7
Gambar 2.4	Tipikal penampang melintang <i>box girder</i>	12
Gambar 2.5	Potongan bagian struktur atas jembatan dengan balok-T	13
Gambar 2.6	Posisi kepala jembatan pada sungai	15
Gambar 2.7	<i>Scouring</i> pada tikungan sungai	16
Gambar 2.8	Perbaikan dinding dan dasar sungai	16
Gambar 2.9	Bagian pilar tampak samping	17
Gambar 2.10	Beban lajur D	25
Gambar 2.11	Pembebanan truk T (500 kN)	26
Gambar 2.12	Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur D	28
Gambar 2.13	Lendutan akibat getaran jembatan	35
Gambar 2.14	Alternatif penempatan beban “D” dalam arah memanjang	38
Gambar 2.15	Faktor reduksi pengaruh daktilitas dan risiko (Z)	40
Gambar 2.16	Koefisien geser dasar (C) elastis untuk analisis dinamis, periode ulang 500 tahun	41
Gambar 2.17	Koefisien geser dasar (C) elastis untuk analisis dinamis, periode ulang 500 tahun	43
Gambar 2.18	Wilayah gempa Indonesia untuk periode ulang 500 tahun	45
Gambar 3.1	Diagram alir penelitian	52
Gambar 3.2	Tampak samping jembatan	54
Gambar 3.3	Tampak atas jembatan	54
Gambar 3.4	Tampak potongan jembatan	54
Gambar 3.5	Pemodelan 3 dimensi dengan program SAP2000	55
Gambar 3.6	Dimensi penampang abutment tinggi 7 meter (Model 1)	56
Gambar 3.7	Dimensi penampang abutment tinggi 8 meter (Model 2)	57
Gambar 3.8	Dimensi penampang abutment tinggi 8 meter (Model 3)	57
Gambar 3.9	Dimensi rencana tanah di atas <i>poer</i> (Model 1)	59

Gambar 3.10	Dimensi rencana tanah di atas <i>poer</i> (Model 2)	60
Gambar 3.11	Dimensi rencana tanah di atas <i>poer</i> (Model 3)	60
Gambar 3.12	Pemodelan reaksi <i>dead</i>	62
Gambar 3.13	Pemodelan reaksi MS	63
Gambar 3.14	Pemodelan reaksi MA	63
Gambar 3.15	Pemodelan reaksi TD	63
Gambar 3.16	Pemodelan reaksi TP	64
Gambar 3.17	Pemodelan reaksi EWL	64
Gambar 3.18	Pemodelan reaksi gaya rem pada perletakan	65
Gambar 3.19	Pemodelan reaksi di perletakan akibat EWS	66
Gambar 3.20	Pemodelan reaksi di perletakan akibat EQ	67
Gambar 4.1	Grafik deformasi terhadap abutment (Model 1)	93
Gambar 4.2	Grafik deformasi terhadap abutment (Model 2)	93
Gambar 4.3	Grafik deformasi terhadap abutment (Model 3)	94

DAFTAR NOTASI

MS	= Beban mati komponen struktural dan non struktural jembatan
MA	= Beban mati perkerasan dan utilitas
TA	= Gaya horizontal akibat tekanan tanah
SH	= Gaya akibat susut/rangkak
TB	= Gaya akibat rem
EQ	= Gaya gempa
TD	= Beban lajur "D"
TT	= Beban truk "T"
TP	= Beban pejalan kaki
ET	= Gaya akibat temperatur gradient
EUn	= Gaya akibat temperature seragam
EWs	= Beban angin pada struktur
EWl	= Beban angin pada kendaraan
BTR	= Beban terbagi merata
BTG	= Beban terpusat garis
L	= Panjang bentang jembatan
T	= Truk
FBD	= Faktor beban dinamis
α	= Koefesien muai temperatur
EC	= Modulus elastik
ν	= Angka poisson
<i>Dead</i>	= Beban struktur tetap yang dihitung dengan bantuan SAP2000
TA	= Tekanan tanah aktif
∂_t	= Berat tanah
\emptyset_t	= Sudut gesek tanah
C	= Kohesi
Ns	= Nilai rata-rata perlawanan conus sepanjang tiang yang ditinjau.
JHP	= Tinggi untuk compact tiang pancang
\emptyset_{tiang}	= Diameter tiang pancang
S	= Gaya-gaya akibat beban luar struktur

P_{a1}	= Akibat tanah di belakang dinding penahan tanah
K_a	= Koefisien tanah aktif
ΣV	= Jumlah berat dari struktur sendiri abutment ditambah berat sendiri tanah timbunan ditambah berat sendiri struktur atas.
FK	= Faktor keamanan
M_o	= Momen penyebab guling
M_b	= Momen penahan guling
δ_b	= Berat tiang pancang
V	= Gaya vertikal
H	= Gaya horizontal
P_{sp1}	= Beban sementara
P_{sp2}	= Beban Statis
P_{sp3}	= Beban dinamis
n	= Jumlah tiang pancang
h	= Menyatakan lebar dinding penahan tanah
d	= Menyatakan tinggi dinding yang ditinjau
d	= Lebar yang telah dikurangi selimut beton dan setengah tulangan rencana
A_{gr}	= Luas penampang kotor
d'	= Selimut beton
A_s	= Luas tulangan
ρ	= Rasio tulangan
$\emptyset D$	= Diameter tulangan
v_u	= Gaya geser ultimate
\emptyset	= Reduksi beton
A_{sV}	= Luasan geser rencana
S_{max}	= Jarak maksimum tulangan geser
v_c	= Kemampuan beton menahan geser
H	= Tinggi abutment (m)

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jembatan adalah suatu konstruksi yang menghubungkan dua bagian jalan yang terputus karena suatu rintangan, baik itu karena sungai, danau, kali, atau jalan raya. Menurut letak geografis tempat-tempat di sekitar kita, begitu banyak rintangan-rintangan yang mengakibatkan dua bagian jalan terputus. Salah satu rintangan tersebut contohnya adalah sungai. Oleh karena itu, sangat banyak kita melihat konstruksi jembatan yang menghubungkan antara satu tempat dengan tempat yang lain karena dirintangi oleh sungai.

Seiring meningkatnya pertumbuhan kendaraan, mengakibatkan kurangnya prasarana jalan dan jembatan, sehingga akses melewati sungai diperlukan untuk kegiatan sosial dan ekonomi. Jembatan sebagai struktur yang menghubungkan daerah yang dibatasi sungai perlu dibangun untuk memenuhi kebutuhan tersebut.

Dalam perencanaan konstruksi jembatan harus diperhitungkan beberapa aspek seperti letak jembatan, aspek hidraulik sungai serta bentuk *abutment* yang akan memberikan pola aliran di sekitarnya. Struktur jembatan umumnya terdiri dari dua bangunan penting, yaitu struktur bangunan atas dan struktur bangunan bawah. Salah satu struktur utama bangunan bawah jembatan adalah *abutment* jembatan yang selalu berhubungan langsung tanah.

Abutment merupakan bangunan jembatan yang terletak di pinggir sungai, yang dapat mengakibatkan perubahan pola aliran. Bangunan seperti *abutment* jembatan selain dapat merubah pola aliran juga dapat menimbulkan perubahan bentuk dasar saluran seperti penggerusan. Gerusan lokal yang terjadi pada *abutment* biasanya terjadi gerusan pada bagian hulu *abutment* dan proses deposisi pada bagian hilir *abutment* (Hanwar, 1999).

Abutment adalah bangunan bawah jembatan yang terletak pada kedua ujung jembatan, berfungsi sebagai pemikul beban di atasnya yaitu berat keseluruhan bentang jembatan yang diteruskan ke *abutment* jembatan yang didukung oleh

kondisi tanah. Pada perkembangannya abutment dibedakan menjadi tiga metode yaitu *abutment* tipe gravitasi, tipe T terbalik, Tipe T terbalik dengan penopang.

Dari penjelasan di atas, maka dalam penulisan tugas akhir ini akan membahas tentang perencanaan *abutment* jembatan menggunakan *abutment* T terbalik saja.

1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah pada penulisan ini adalah :

1. Bagaimana merencanakan *abutment* menggunakan metode T terbalik ?
2. Bagaimana merencanakan pembebanan jembatan berdasarkan SNI 1725-2016?
3. Bagaimana merencanakan dinding penahan tanah terhadap gaya-gaya yang berkerja pada *abutment* ?

1.3 Ruang Lingkup Penelitian

Ruang lingkup pada tugas akhir ini adalah :

1. Hanya membahas perhitungan *abutment* metode T terbalik.
2. Merencanakan *abutment* dengan kondisi tanah sedang suatu sungai di kota medan.
3. Panjang bentang jembatan yang direncanakan adalah 25 meter dengan lebar 1+7+1 m, ketinggian *abutment* direncanakan 7 meter dan 8 meter.
4. Kelas jalan A dengan LHR sebesar > 10.000 smp/hari.
5. Perhitungan beban pada bentang jembatan berdasarkan SNI 1725-2016.
6. Analisis perhitungan struktur atas jembatan diperoleh dengan bantuan program analisis struktur.
7. Perhitungan beban gempa pada jembatan berdasarkan SNI 2833:2008.
8. Merencanakan tulangan beton pada *abutment* berdasarkan RSNI-T-12-2004.

1.4 Tujuan Penulisan

Tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah :

1. Mengetahui stabilitas struktur yang terjadi pada *abutment* akibat tekanan

tanah.

2. Untuk mengetahui perilaku struktur *abutment* terhadap stabilitas guling dalam menahan gaya-gaya yang bekerja.
3. Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang aman terhadap struktur.
4. Untuk mengetahui kebutuhan jumlah tulangan pada *abutment*.
5. Untuk mengetahui deformasi yang terjadi pada *abutment*.

1.5 Manfaat Penulisan

Adapun manfaat yang diperoleh dari penulisan tugas akhir ini adalah

1. Mengetahui cara pemodelan 3 dimensi jembatan pada program analisis struktur.
2. Dapat mengetahui beban-beban yang diperhitungkan pada jembatan yang sesuai SNI 1725-2016.
3. Dapat dijadikan sebagai acuan dalam menentukan tinggi *abutment* yang cocok untuk jembatan bentang 25 meter.
4. Dapat menambah wawasan bagi penulis dan pembaca dalam menganalisis *abutment* menggunakan metode T terbalik dengan tinggi yang berbeda.

1.6 Sistematika Penulisan

Penulisan ini di susun dalam lima bab dengan sistematika penulisan sebagai berikut :

BAB 1 PENDAHULUAN

Bab ini membahas latar belakang dari permasalahan yang diangkat dan merupakan gambaran umum dari Tugas Akhir yang diambil, rumusan masalah, ruang lingkup, tujuan penulisan, manfaat penulisan, sistematika penulisan.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini mengacu atau membahas mengenai teori peraturan-peraturan jembatan serta membahas dasar-dasar analisis data yang digunakan dalam menyelesaikan masalah.

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

Bab ini membahas tentang pemodelan, perhitungan beban-beban yang berkerja pada struktur *abutment* yang akan memberikan hasil pengujian yang berisi tentang data perilaku struktur *abutment*.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

Pada bab ini penulis menjelaskan tentang hasil pembahasannya dari analisis yang telah dilakukan sebelum menarik sebuah kesimpulan.

BAB 5 KESIMPULAN

Bab ini berisi tentang kesimpulan dan saran dari beberapa hasil pengujian yang dilakukan.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Kepala jembatan (*Abutment*) adalah struktur penghubung antara jalan dengan jembatan dan sekaligus sebagai penopang struktur atas jembatan serta sebagai struktur penahan tanah dibelakang kepala jembatan. *Abutment* juga menerima tekanan dan di teruskan ke pondasi.

Dalam perencanaan *abutment* selain beban-beban yang bekerja juga diperhatikan pengaruh kondisi lingkungan seperti angin, aliran air, gempa, dan penyebab-penyebab alam lainnya. Selain itu faktor pemilihan bentuk atau jenis *abutment* yang digunakan juga harus diperhatikan dengan teliti.

Ada berbagai bentuk dan jenis *abutment* tetapi dalam pemilihannya perlu dipertimbangkan seperti bangunan atas, kondisi tanah pondasi, serta kondisi bangunannya. Bentuk umum struktur *abutment* identik dengan tembok penahan tanah, akan tetapi untuk perencanaanya tentu beban yang bekerja di atasnya harus diperhitungkan.

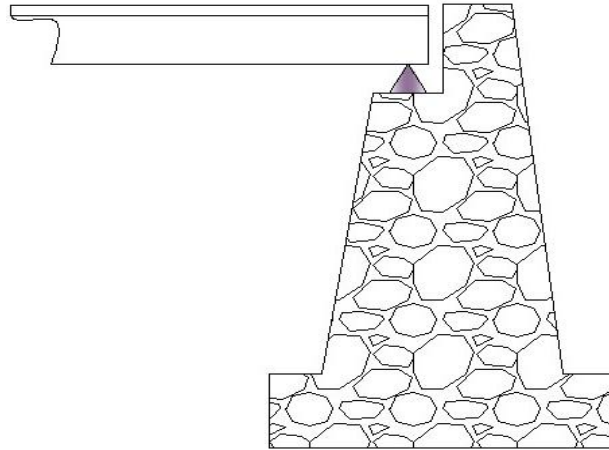
Adapun jenis-jenis *abutment* terdiri dari beberapa tipe atau bentuk yang umum, diantaranya adalah :

- a. *Abutment* Tipe Gravitasi
- b. *Abutment* Tipe T terbalik
- c. *Abutmnet* Tipe T terbalik dengan Penopang

2.1.1 *Abutment* Tipe Gravitasi

Abutment tipe ini memperoleh kekuatan dan ketahanan terhadap gaya-gaya yang berkerja dengan menggunakan berat sendiri. Karena bentuknya yang sederhana begitu juga dengan pelaksanaanya tidak begitu rumit. *Abutment* tipe gravitasi digunakan pada struktur yang tidak begitu terlalu tinggi dan tanah pondasinya yang baik. Pada umumnya material yang digunakan merupakan

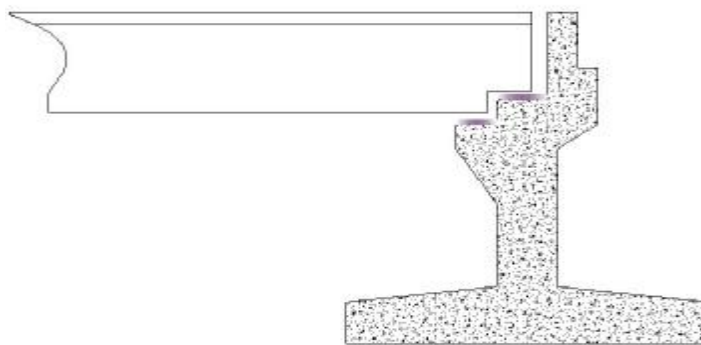
pasangan batu kali atau beton tumbuk. Biasanya *abutment* tipe gravitasi digunakan pada jembatan yang memiliki bentang yang tidak terlalu panjang.



Gambar 2.1: *Abutment* tipe gravitasi (PTJ-PU, 2010).

2.1.2 *Abutment* Tipe T Terbalik

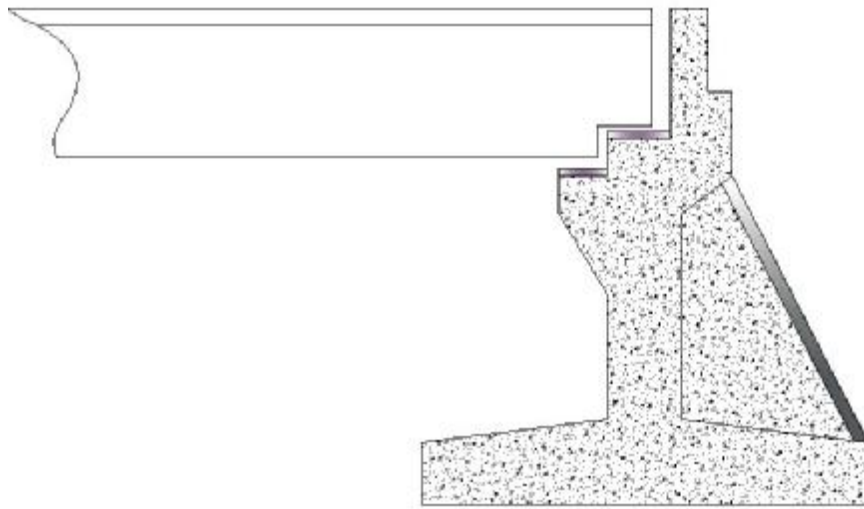
Abutment ini merupakan tembok penahan dengan balok kantilever tersusun dari suatu tembok memanjang dan sebagai suatu pelat kekuatan dari tembok. Ketahanan dari gaya-gaya yang bekerja diperoleh dari berat sendiri serta berat tanah diatas pelat tumpuan atau tumit. Perbedaan *abutment* tipe T terbalik dengan *abutment* tipe gravitasi terdapat pada kelangsingannya, dimana *abutment* tipe T terbalik digunakan pada konstruksi yang lebih tinggi dan material yang digunakan beton bertulang.



Gambar 2.2: *Abutment* tipe T Terbalik (PTJ-PU, 2010).

2.1.3 *Abutment* Tipe T Terbalik Penopang

Abutment tipe ini hampir mirip dengan tipe T terbalik, tetapi jenis *abutment* ini diberi penopang pada sisi belakangnya (*counterfort*) yang bertujuan untuk memperkecil gaya yang berkerja pada tembok memanjang dan pada tumpuan. Pada umumnya *abutment* tipe penopang digunakan pada keadaan struktur yang tinggi dan menggunakan material beton bertulang.



Gambar 2.3: *Abutment* tipe T Terbalik Penopang (PTJ-PU, 2010).

Pada penulisan tugas akhir ini penulis hanya fokus atau membahas *Abutment* T Terbalik saja, karena memenuhi kriteria desain yang penulis analisis pada bab sebelumnya sebagaimana disebutkan dalam buku acuan Perencanaan Teknik Jembatan Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Bina Marga Bahwa tinggi *abutment* 8 meter disarankan memakai *abutment* T terbalik atau *abutment* beton bertulang sebagai mana dituliskan dalam Tabel 2.1.

2.2 Bagian-Bagian Kontruksi *Abutment* T Terbalik

Secara umum konstruksi *abutment* terdiri dari beberapa bagian struktur yang mempunyai fungsi masing-masing, dan menyatu sebagai satu kesatuan struktur yang disebut *abutment*, dengan fungsi sebagai penerima beban mati dan beban hidup dari bangunan atas jembatan serta menerima tekanan tanah dan kemudian di

teruskan ke pondasi. Adapun bagian-bagian konstruksi *abutment* terdiri dari :

2.2.1 Pelat Dasar / Tumpuan (*pile cap*)

Struktur *pile cap* yang terdiri dari tumpuan muka dan tumpuan belakang, pelat dasar ini juga disebut *footing slab*. Apabila menggunakan pondasi tiang pancang ataupun pondasi sumuran, maka pelat dasar ini berfungsi untuk mengikat dan menyatukan antara *abutment* dengan tiang.

2.2.2 Dinding Penahan Tanah (*breast wall*)

Dinding penahan tanah ini juga disebut tembok longitudinal, dimana konstruksi ini harus mampu menerima gaya horizontal akibat tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif, gaya gempa, serta gaya vertikal yang berkerja.

2.2.3 Tempat Dudukan Sepatu

Tempat dudukan sepatu atau tempat dudukannya *elastomer* (Karet yang dicampur baja) merupakan konstruksi tempat perletakan dari gelagar memanjang maupun melintang.

2.2.4 Sepatu/Perletakan (*Elastomeric Bearing Peat*)

Elastomeric bearing peat merupakan bantalan yang berfungsi untuk mengurangi getaran yang terjadi pada gelagar akibat beban dan kendaraan yang bergerak. Getaran tersebut kemudian diteruskan ke dinding *abutment* untuk kemudian diteruskan ke pondasi.

2.2.5 Parapet (*Back Wall*)

Merupakan konstruksi dinding yang berfungsi sebagai pembatas antara gelagar dengan tanah belakang *abutment*. Selain itu juga, parapet berfungsi sebagai penahan gelagar agar tidak bergeser kearah belakang *abutment*.

2.2.6 Sayap (*Wing Wall*)

Wing wall berfungsi untuk melindungi bagian belakang *abutment* dari tekanan

tanah yang bekerja.

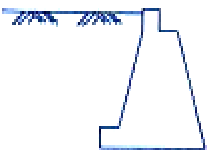
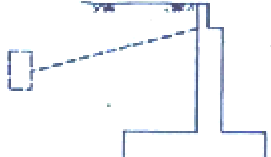

2.3 Pemilihan Kepala Jembatan (*Abutment*)

Berdasarkan buku acuan Perencanaan Teknik Jembatan Kementerian Pekerjaan Umum Direktorat Jendral Bina Marga 2010 Pemilihan bangunan bawah dipengaruhi oleh hal-hal berikut :


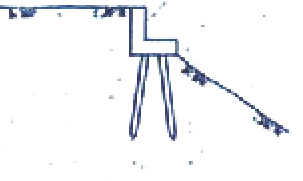
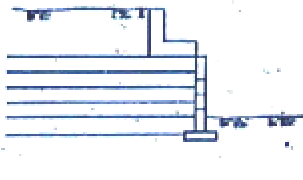
- Memiliki dimensi yang ekonomis
- Terletak pada posisi yang aman, terhindar dari kerusakan akibat gerusan arus air, penurunan tanah, longsor lokal dan global
- Kuat menahan beban struktur atas, beban lalu lintas beban angin dan beban gempa
- Kuat menahan tekanan air mengalir, tumbukan benda hanyutan, tumbukan kapal, dan tumbukan kendaraan.

Berdasarkan pertimbangan tersebut diatas, secara garis besar tipe-tipe bangunan bawah yang dapat digunakan adalah sebagai berikut :

Tabel 2.1: Tipikal jenis kepala jembatan (PTJ-PU 2010).

JENIS PANGKAL		TINGGI TIPIKAL (m)			
		0	10	20	30
Pangkal tembok penahan Gravitasi		3 4			
Pangkal tembok penahan kantilever (Abutment T terbalik)		8			
Pangkal tembok Penahan kontrafort		6 8			

Tabel 2.1: *Lanjutan.*

JENIS PANGKAL		TINGGI TIPIKAL (m)			
		0	10	20	30
angkal Kolom Spill Through					
Pangkal balok cap tiang sederhana					
Pangkal Tanah bertulang			5	15	

2.3.1 Acuan Perencanaan Teknis

- a. Perencanaan bangunan bawah menggunakan Limit States atau Rencana Keadaan Batas berupa *Ultimate Limit States (ULS)* dan *Serviceability Limit States (SLS)*
- b. Struktur bangunan bawah harus direncanakan berdasarkan perilaku jarak panjang material dan kondisi lingkungan antara lain: selimut beton yang digunakan minimal 30 mm (daerah normal) dan minimal 50 mm (daerah agresif).

2.4 Struktur Jembatan

Pada umumnya jembatan terbagi menjadi 3 bagian utama struktur, yaitu struktur atas (superstruktur) dan struktur bawah (substruktur) dan pondasi jembatan. Bangunan atas dan bangunan bawah saling menunjang satu sama lainnya dalam menahan beban dan meneruskannya ke tanah dasar melalui pondasi. Di samping struktur utama tersebut, terdapat bangunan lainnya bagian-

bagian superstruktur terdiri dari perletakan sampai ke bagian atas struktur jembatan seperti rangka, gelagar, lantai.

2.4.1 Struktur Atas (*Superstructure*)

Superstruktur adalah bagian dari jembatan yang berhubungan dengan beban yang bekerja di atasnya yaitu kendaraan yang melewatinya. Salah satu bagian bangunan atas jembatan adalah slab dan girder.

2.4.1.1 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 berupa slab akan lebih efisien bila digunakan untuk bentang pendek. Hal ini sebabkan berat slab yang tidak ekonomis lagi untuk bentang yang lebih panjang lagi. Struktur slab lebih sesuai untuk bentang sampai dengan 35 ft (± 110 m), akan tetapi banyak perencana menyatakan bahwa penggunaannya lebih ekonomis bila tidak lebih dari 20 -25ft ($\pm 6-8$ m). Sistem bentang menerus akan menambah penghematan panjang bentang, dengan pertimbangan kesederhanaan dalam desain dan pekerjaan lapangan.

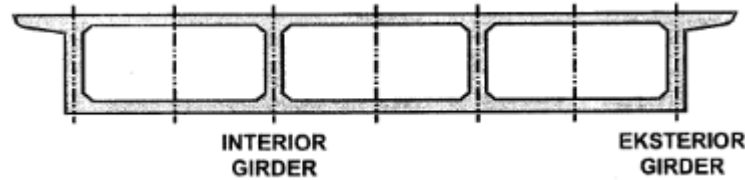
Jembatan slab beton diberi perkuatan baja tulangan pada arah longitudinal dan juga harus diperkuat dalam arah melintang guna mendistribusikan beban hidup lateral. Jumlah minimal sesuai dengan persentase dari baja tulangan utama yang diperlukan untuk momen positif, $100/s$, dengan s adalah panjang bentang dalam feet (atau $100/0,55 \sqrt{S^2}$, 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.

2.4.1.2 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*



Gambar 2.4: Tipikal penampang melintang *box girder* (Supriyadi, dkk. 2007).

Gelagar ini digunakan untuk tipe jembatan dengan bentang-bentang panjang. Bentang sederhana sepanjang 40 ft (± 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 ± 300 ft (± 100 m). Keutamaan 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 (± 25 m). Untuk bentang yang lebih pendek, tipe balok-*T* biasanya lebih murah, dan untuk bentang lebih panjang, lebih sesuai menggunakan gelagar kotak.

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

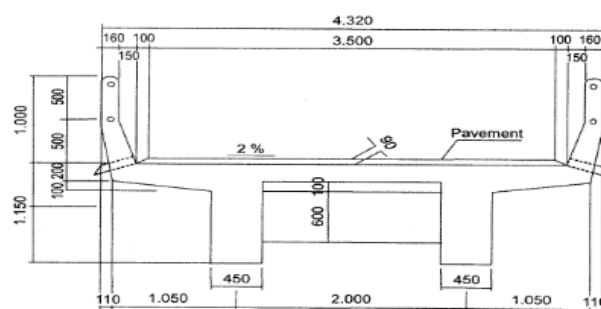
Deck-girder terdiri atas gelagar gelagar utama arah longitudinal dengan slab beton membentangi diantara gelagar. Spasi gelagar longitudinal atau balok lantai dibuat sedemikian sehingga hanya cukup mampu menggunakan slab tipis, sehingga beban mati menjadi *relative* kecil. Jembatan gelagar dek mempunyai 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 (tapa 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 :

- Balok- *T* beton bertulang
 1. Balok dan lantai cetak di tempat (*cast in place*) secara monolit.
 2. Balok pracetak dan lantai cetak di tempat.
 3. Balok pracetak dan lantai pracetak.
- Balok prategang
 1. Gelagar prategang dan lantai cetak di tempat (*cast in place*).
 2. Gelagar prategang pracetak dengan slab lantai beton bertulang cetak di tempat.
 3. Gelagar prategang pracetak dengan sebagai kemungkinan metode fabrikasi dan pencetakan lantai.



Gambar 2.5: Potongan bagian struktur atas jembatan dengan balok-T (Supriyadi, dkk. 2007).

Bila gelagar searah dengan arah lalu lintas, tulangan utama slab diletakkan 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 (± 2 -3 m) dengan slab dek yang menonjol (*overhang*) maksimal 2 ft 6 in (± 2 m). 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.

2.4.2 Struktur Bawah (*Substructure*)

Struktur jembatan adalah struktur yang berfungsi menyalurkan beban dari struktur atas termasuk beban lalu lintas ke tanah pendukung jembatan melalui pondasi. Jika tanah pendukung jembatan tidak mampu menahan beban struktur termasuk beban hidupnya, maka dibawah struktur bawah diperlukan pondasi tidak langsung yang dapat berupa sumuran, tiang pancang dan tiang bor. Struktur bawah terbagi menjadi dua bagian yaitu kepala jembatan (*Abutment*) dan pilar.

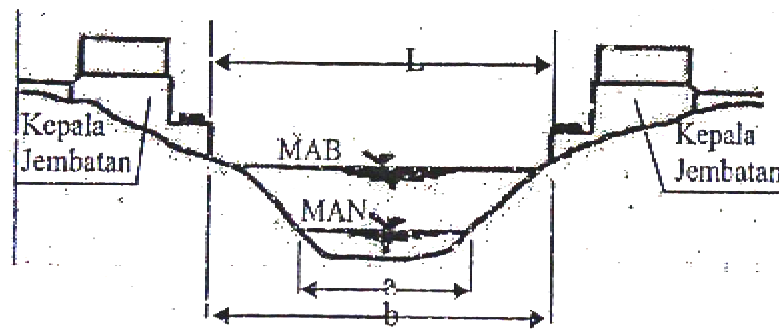
2.4.2.1 Kepala Jembatan (*Abutment*)

Kepala jembatan (*Abutment*) adalah struktur penghubung antara jalan dengan jembatan dan sekaligus sebagai penopang struktur atas dan jembatan serta sebagai struktur penahan tanah dibelakang kepala jembatan. Untuk menghindari kerusakan dan kegagalan yang mungkin terjadi pada kepala jembatan, maka sedapat mungkin kepala jembatan diletakkan pada :

- a. Lereng atau dinding sungai yang stabil, agar tanah dasar kepala jembatan tidak mengalami *scouring*, dan lereng di kiri kanan kepala jembatan tidak longsor.
- b. Alur sungai yang lurus, untuk menghindari tidak berfungsinya jembatan karena perpindahan alur sungai, dan untuk menghindari longsohnya kepala jembatan.

Untuk mendapatkan struktur atas yang ekonomis, maka sedapat mungkin kepala jembatan diletakkan pada bentang yang terpendek. Penentuan jarak antara kepala jembatan (L) didasarkan kepada jenis dan kondisi sungainya. (PTJ-PU 2010) :

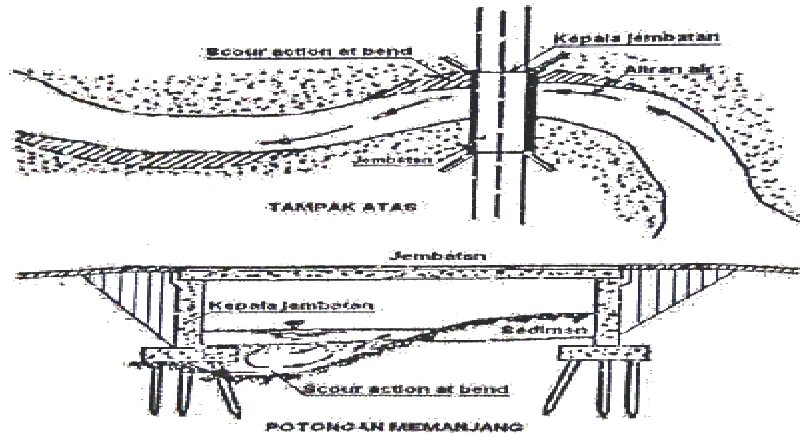
- a. Bentang (L) = $(a+b) / 2$, untuk kondisi sungai bukan lapisan banjir dan sungai yang mengalami banjir tetapi tidak membawa hanyutan.
- b. Bentang (L) = b , untuk kondisi sungai limpasan banjir dan sungai yang mengalami banjir dengan membawa benda hanyutan.



Gambar 2.6: Posisi kepala jembatan pada sungai (PTJ-PU, 2010).

Kepala jembatan dapat dibuat dari pasangan batu kali atau beton bertulang. Pasangan batu kali biasanya digunakan untuk kepala jembatan yang kedalaman sungainya kurang dari 5 m, dimana penggunaan batu kali masih memungkinkan dan lebih murah dari pada beton. Beton bertulang dapat digunakan untuk pembuatan kepala jembatan yang kedalam sungainya kurang dari 20 m, jika lebih dari 20 m sudah tidak ekonomis.

Pada jembatan yang berada pada tikungan sungai sering mengalami kerusakan pada kepala jembatan sebagai akibat timbulnya *scouring* pada tikungan bagian luar sungai. Kepala jembatan bisa tergeser atau longsor yang mengakibatkan runtuhnya struktur atas. Untuk itu diharapkan untuk tidak membangun jembatan pada tikungan sungai. Jika harus atau terpaksa membangun jembatan pada tikungan, maka pada dasar sungai dan dinding sungai pada tikungan bagian luar harus diperbaiki atau di perkeras.



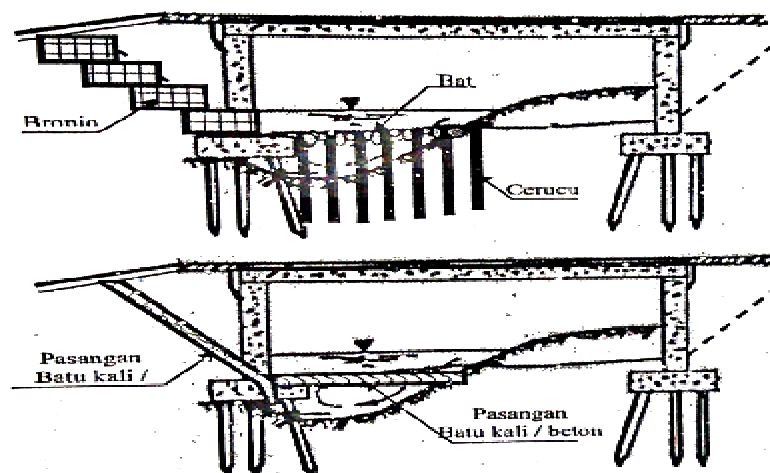
Gambar 2.7: *Scouring* pada tikungan sungai (PTJ-PU, 2010).

Perbaikan pada dinding sungai dapat dilakukan dengan :

- a. Pemasangan turap
- b. Pemasangan bronjong (pasangan batu kosong dengan ikatan kawat)
- c. Pembuatan dinding penahan (pasangan batu kali , beton)
- d. Pembuatan dinding pelindung (pasangan batu kali, lempeng plat beton)

Perbaikan dasar sungai dapat dilakukan dengan :

- a. Pasangan batu kali
- b. Cor beton
- c. Pasangan batu kosong dengan cerucuk.



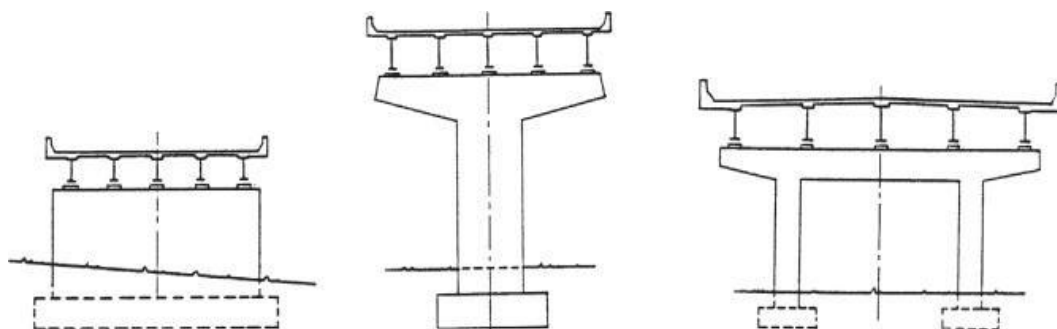
Gambar 2.8: Perbaikan dinding dan dasar sungai (PTJ-PU, 2010).

2.4.2.2 Pilar

Pilar biasanya digunakan sebagai istilah umum untuk semua jenis substruktur menengah 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 atau bentuk. 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 mekanisme geser. Sebuah dermaga yang terdiri dari beberapa kolom yang sering terjadi kegagalan seperti "bengkok".

Ada beberapa cara untuk menentukan tipe pilar. Salah satunya adalah dengan konektivitas strukturalnya ke struktur super seperti monolitik atau kantilever, serta dengan bentuk penampangnya seperti padat atau berlubang, Bulat, octagal, heksagonal, atau persegi panjang. Hal ini juga dapat dibedakan dengan konfigurasi pembingkaiannya yang seperti bengkok satu atau beberapa kolom, Tembok martil atau dermaga.

Pemilihan jenis pilar untuk jembatan harus didasarkan pada persyaratan fungsional, struktural, dan geometrik. Macam-macam pilar yang populer pada saat ini dapat dilihat pada Gambar 2.9.



Gambar 2.9: Bagian pilar tampak samping (Wai Fah Chen, dkk. 2014)

2.5 Kombinasi Beban Jembatan Bagian Atas (SNI 1725-2016)

Perhitungan pembebanan rencana mengacu BMS 1992 dengan revisi menggunakan SNI 1725-2016, meliputi beban rencana permanen (tetap), lalu lintas, beban akibat lingkungan, dan pengaruh aksi-aksi lainnya.

Di dalam SNI 1725-2016 berisi ketentuan teknis untuk menghitung aksi nominal, defenisi tipe aksi, serta faktor beban yang digunakan untuk menghitung besarnya aksi rencana. 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. 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.

Aksi-aksi rencana digabungkan untuk memperoleh kombinasi pembebanan yang telah di tentukan untuk dapat membedakan secara langsung beberapa kombinasi dan menguranginya dengan kombinasi yang memberikan pengaruh yang paling kecil pada jembatan. Kombinasi selebihnya adalah yang harus digunakan dalam perencanaan jembatan.

- Kuat I : Kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya-gaya yang timbul pada jembatan dalam keadaan normal tanpa memperhitungkan beban angin. pada keadaan batas ini, semua gaya nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.
- Kuat II : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa memperhitungkan beban angin.
- Kuat III : Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- Kuat IV : Kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan beban hidup yang besar.

- Kuat V : Kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional normal jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- Ekstrim I : Kombinasi pembebanan gempa. Faktor beban hidup EQ yang mempertimbangkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.
- Ekstrim II : Kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi antara beban hidup berkurang dengan beban yang timbul akibat tumbukan kapal, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan akibat tumbukan kendaraan (TC). Kasus pembebanan akibat banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan dan tumbukan kapal.
- Layan I : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga digunakan untuk mengontrol lendutan pada gorong-gorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur bertulang dan juga untuk analisis tegangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk investigasi stabilitas lereng.
- Layan II : Kombinasi pembebanan yang ditujukan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.
- Layan III : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.

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

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

2.5.1 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.

2.5.2 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 penjararan retak akibat beban siklik yang pada akhirnya akan menyebabkan terjadinya kegagalan fraktur selama umur desain jembatan.

2.5.3 Keadaan Batas *Extrem*

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.

Tabel 2.2: Kombinasi beban dan faktor beban berdasarkan SNI 1725-2016.

Keadaan batas	MS MA TA PR SL SH	TT TD TB TR TP	EU	EWs	EWL	BF	EU _n	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	P	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	TG	ES	-	-	
Kuat II	P	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	TG	ES	-	-	-
Kuat III	P	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	TG	ES	-	-	-
Kuat IV	P	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	P	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	TG	ES	-	-	-
Ekstrim I	P	EQ	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrim II	P	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya Layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	TG	ES	-	-	-
Daya Layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya Layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	TG	ES	-	-	-
Daya Layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Catatan = P dapat berupa MS, MA, TA, PR, PL, SH Tergantung beban yang ditinjau

EQ adalah faktor beban hidup kondisi gempa.

2.6 Pembebanan Jembatan Berdasarkan SNI 1725-2016

Massa setiap bagian bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar dan berat jenis bahan yang digunakan. Berat dari bagian-bagian bangunan tersebut adalah massa dikalikan dengan percepatan gravitasi (g). Percepatan gravitasi yang digunakan dalam standar ini adalah $9,81 \text{ m/detik}^2$. Besarnya kerapatan massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan diberikan dalam Tabel 2.3.

Tabel 2.3: Berat isi untuk beban mati berdasarkan SNI 1725-2016.

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

Berat mati jembatan merupakan kumpulan berat setiap komponen struktural dan non struktural. Setiap komponen harus dianggap sebagai suatu kesatuan aksi yang tidak terpisahkan pada waktu menerapkan faktor beban normal dan faktor terkurang.

2.6.1 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 nonstruktural yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada Table 2.4.

Tabel 2.4: Faktor beban untuk berat sendiri berdasarkan SNI 1725-2016.

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

2.6.2 Beban Mati Tambahan (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 Tabel 2.5 boleh digunakan dengan persetujuan instansi yang bewewenang. Hal ini biasa dilakukan apabila instansi tersebut melakukan pengawasan terhadap beban mati tambahan pada jembatan, sehingga tidak dilampaui selama umur jembatan.

Tabel 2.5: Faktor beban untuk beban mati tambahan berdasarkan SNI 1725-2016.

Tipe Beban	Faktor Beban (f_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (f_{sMA})		Keadaan Batas Ultimit (f_{uMA})	
	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				

2.6.3 Beban Lajur "D" (TD)

Beban lajur "D" terdiri atas beban terbagi merata (BTR) yang digabungkan dengan beban garis (BGT) yang terlihat pada gambar 2.12. Adapun faktor beban yang digunakan untuk lajur "D" seperti Table 2.6.

Tabel 2.6: Faktor beban untuk beban lajur "D" berdasarkan SNI 1725-2016.

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

a. Instalasi beban "D"

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

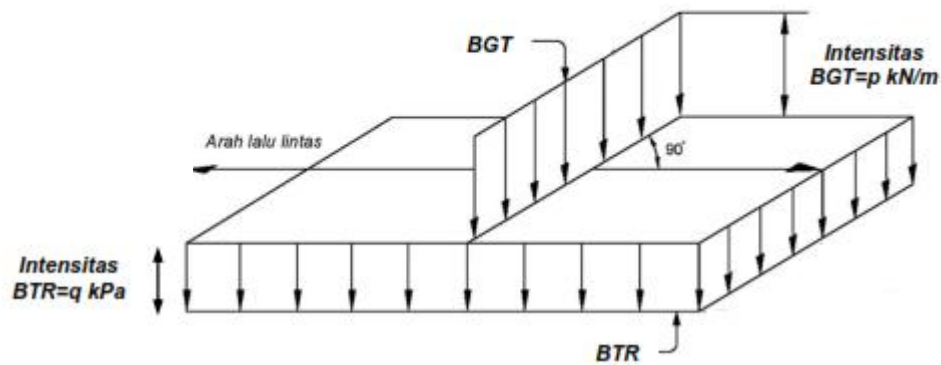
Jika $L \leq 30$ m : $q = 9,0$ kPa

Jika $L > 30$ m : $q = 9,0 (0,5 + 15/L)$ kPa

Keterangan :

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

L adalah panjang total jembatan yang dibebani (meter)



Gambar 2.10: Beban lajur “D” (SNI 1725-2016).

2.6.4 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 2.7.

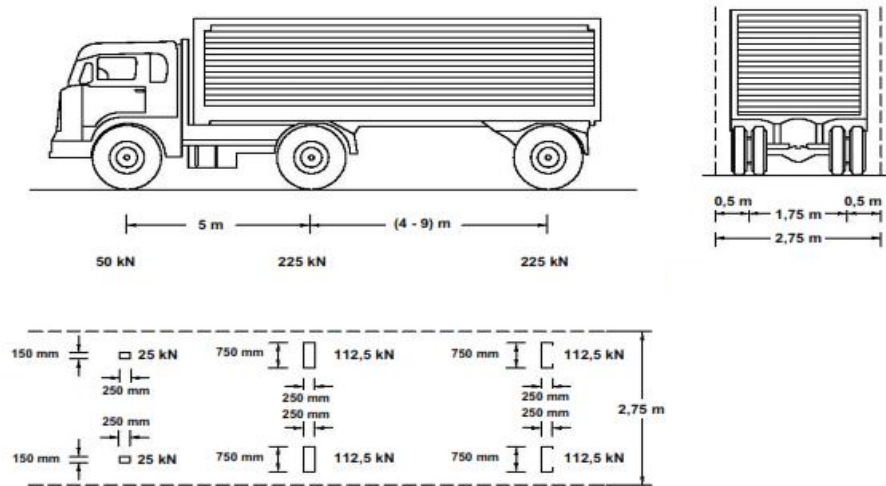
Tabel 2.7: Faktor beban untuk beban truk “T” berdasarkan SNI 1725-2016.

Tipe beban	Jembatan	Faktor Beban (γ_{TT})	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TT}^s)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{TT}^u)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

a. 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 2.11: Pembebanan truk “T” diambil sebesar 500 kN (SNI 1725-2016).

2.6.5 Faktor Beban Dinamis (FBD)

Beban stastik truk rencana harus diperbesar kecuali dengan FBD berdasarkan Gambar 2.12. 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, maka dapat digunakan faktor beban dinamis seperti yang ditentukan pasal 8.6.1 SNI 1725-2016.

Faktor beban dinamis tidak perlu diterapkan untuk :

1. Dinding penahan yang tidak memikul reaksi vertikal dan struktur atas jembatan.
2. Komponen pondasi yang seluruhnya berada dibawah permukaan tanah.

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi 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 statis ekuivalen.

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. Untuk bentang tunggal panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya. Untuk bentang menerus panjang bentang ekuivalen LE berdasarkan SNI 1725-2016 yang dapat dilihat pada Pers 2.1.

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

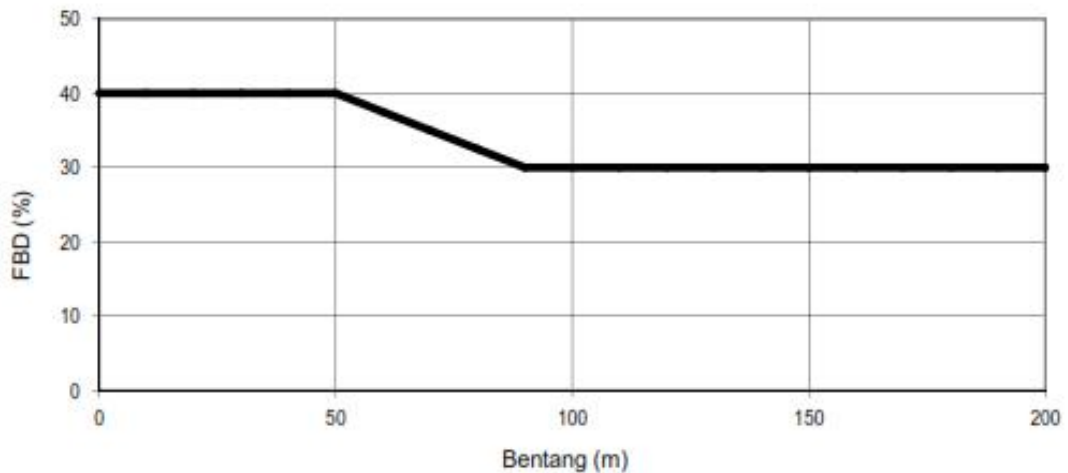
Keterangan :

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 2.12: Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur “D” (SNI 1725-2016).

2.6.6 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.

2.6.7 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.

2.6.8 Temperature (ET)

a. Penurunan (ES)

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 2.8. 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 atas 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.

Tabel 2.8: Faktor beban akibat penurunan berdasarkan SNI 1725-2016.

Tipe Beton	Faktor Beban (ES)	
	Keadaan Batas Layan (^s ES)	Keadaan Batas Ultimit (^u ES)
Permanen	1,0	N/A

b. 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 2.9. 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 2.9 harus digunakan sebagai T_{min} design dan T_{max} design pada Pers. 2.2.

c. Simpangan Akibat Beban Temperatur

Besaran rentang simpangan akibat beban temperature (ΔT) harus berdasarkan temperature maksimum dan minimum yang didefinisikan dalam Pers. 2.2 di bawah ini.

$$\Delta T = \alpha (T_{maxdesign} - T_{mindesign}) \quad (2.2)$$

Keterangan :

α adalah koefisien muai temperatur ($mm/mm/^\circ C$)

Tabel 2.9: Temperatur jembatan rata-rata nominal berdasarkan SNI 1725-2016.

Tipe bangunan atas	Temperature jembatan rata-rata minimum (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 2.10: Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperature SNI 1725-2016.

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

2.6.9 Pengaruh Susut dan Rangkak (SH)

Pengaruh rangkak dan penyusutan harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan beton. Pengaruh ini dihitung menggunakan beban mati jembatan.

Apabila rangkai dan penyusutan bisa mengurangi pengaruh muatan lainnya, maka nilai dari rangkai dan penyusutan tersebut harus diambil minimum (misalnya pada waktu transfer dari beton prategang).

Tabel 2.11: Faktor beban akibat susut dan rangkai SNI 1725-2016.

Tipe Beton	Faktor Beban (γ_{SH})	
	Keadaan Batas Layan (γ_{SH}^s)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{SH}^u)
Tetap	1,0	0,5
Catatan : Walaupun susut dan rangkai bertambah lambat menurut waktu, tetapi pada akhirnya akan mencapai nilai konstan		

2.6.10 Beban Angin (EW)

a. Beban angin pada struktur (EWs)

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 1725-2016.

Tabel 2.12: Tekanan angin dasar SNI 1725-2016.

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.

b. Beban dari struktur atas

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 SNI 1725-2016.

Sudut serang	Rangkak, kolom, dan pelengkung		Gelagar	
	Beban lateral	Beban longitudinal	Beban lateral	Beban longitudinal
Derajat	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

c. Gaya angin yang langsung bekerja pada struktur bawah

Gaya melintang dan longitudinal yang harus dikerjakan secara langsung pada bangunan bawah harus dihitung berdasarkan 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 perencanaan harus menerapkan gaya-gaya tersebut bersamaan dengan beban angin yang bekerja pada struktur atas.

d. 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 SNI 1725-2016.

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

2.6.11 Beban Gempa (EQ)

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 Pers. 2.3 di bawah ini.

$$E_Q = C_{sm} / R_d \times W_t \quad (2.3)$$

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)

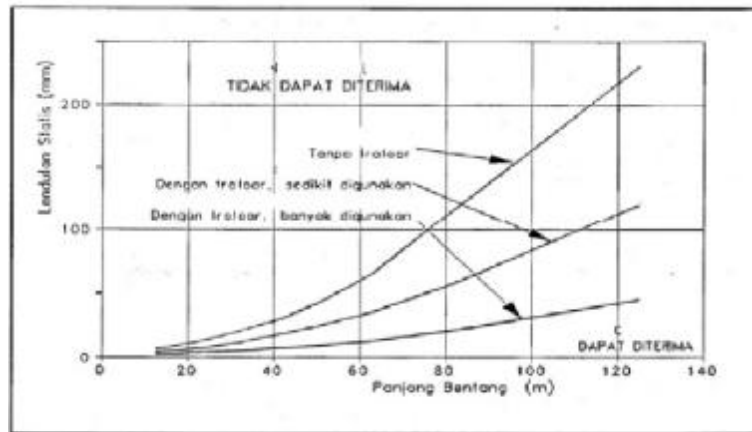
Koefisien respons elastik C_{sm} diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi sesuai dengan keadaan tanah sampai kedalaman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

2.6.12 Pengaruh getaran

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 sebagai berikut pada Gambar 2.13:



Gambar 2.13: Lendutan akibat getaran jembatan (SNI 1725-2016).

2.6.13 Pembebanan Rencana *Railing*

Fungsi utama railing yaitu untuk memberikan keamanan kepada pengguna jalan. Seluruh sistem pengamanan 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 railing.
- 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 railing.
- Efektivitas biaya.
- Tampak dan kebebasan pandang terhadap kendaraan yang lewat

a. 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.

2.7 Pembebananan Struktur Bagian Bawah Jembatan (SNI 1725-2016)

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. 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 suprastruktur jembatan dan *abutment*, beban hidup pada suprastruktur atau pengisian pendekatan, beban angin dan beban transisi yang ditransfer melalui hubungan antara suprastruktur dan *abutment*. Kombinasi yang mungkin dari beban tersebut, yang menghasilkan kondisi pemuatan yang paling parah, harus diselidiki dalam desain *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.

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. 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 γ_s , c dan f .

Tekanan tanah lateral pada keadaan batas kekuatan dihitung dengan menggunakan nilai nominal dari γ_s dan nilai rencana dari c serta f . Nilai-nilai rencana dari c serta 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 2.15.

Tabel 2.15: Nilai faktor beban pada tekanan tanah berdasarkan SNI 1725-2016.

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{TA})			
	Keadaan Batas Layan (s_{TA})		Keadaan Batas Ultimit (u_{TA})	
	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 batas 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

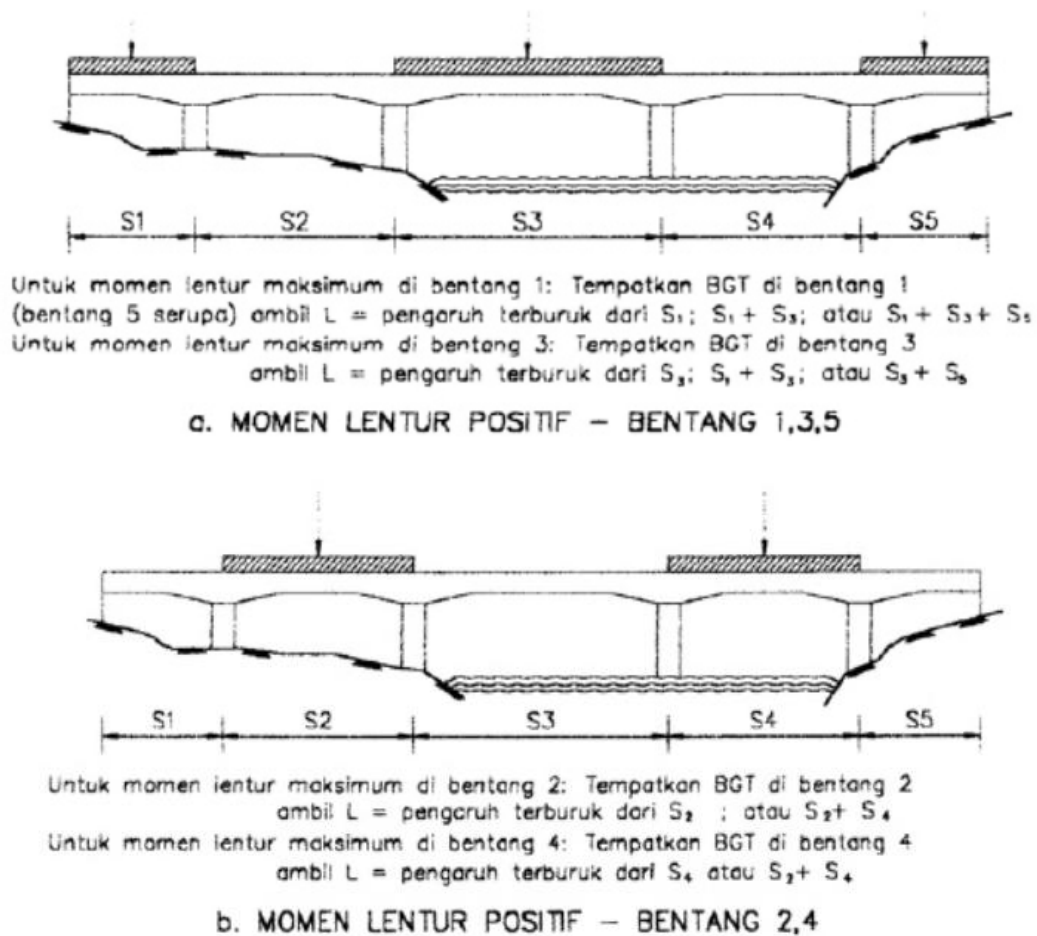
tekanan tanah dalam keadaan diam adalah 1,0, tetapi harus hati-hati dalam pemilihan nilai nominal yang memadai pada waktu menghitung tekanan tanah.

2.7.2 Pengaruh Gempa

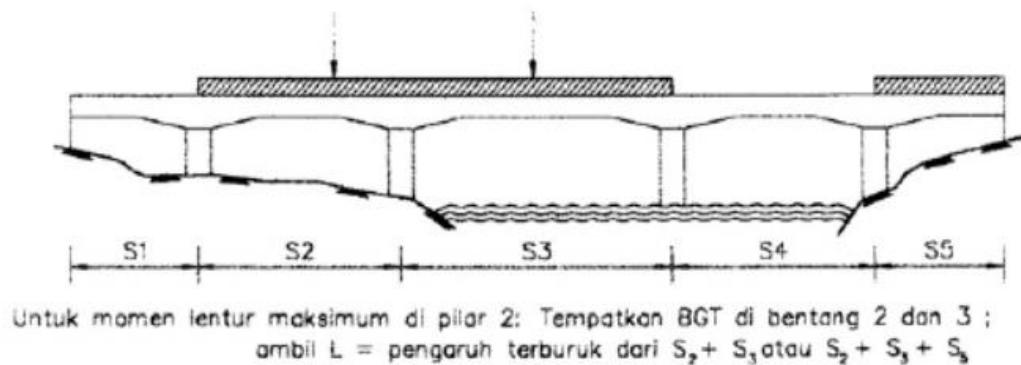
Pengaruh inersia dinding dan kemungkinan amplifikasi tekanan tanah aktif dan mobilisasimassa tanah pasif akibat gaya gempa harus diperhitungkan.

2.7.3 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 2.10. Kemudian untuk alternatif penempatan dalam arah memanjang dapat dilihat pada Gambar 2.14.



Gambar 2.14: Alternatif penempatan beban "D" dalam arah memanjang (SNI 1725-2016).



c. MOMEN LENTUR NEGATIF PADA PILAR

Gambar 2.14: *Lanjutan.*

2.7.4 Respons 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 parapet, kerb dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai.

2.7.5 Gaya Angin Yang Langsung Bekerja Pada Struktur Bawah

Gaya melintang dan longitudinal yang harus dikerjakan secara langsung pada bangunan bawah harus dihitung berdasarkan 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 tersebut bersamaan dengan beban angin yang bekerja pada struktur atas.

2.7.6 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.

2.7.7 Koefisien Geser Dasar

Koefisien geser dasar elastis dan plastis berdasarkan program 'Shake' dari *California Transportation Code* ditentukan dengan Pers. 2.4 dan Pers. 2.5 serta Gambar 2.15 dibawah ini.

$$C_{elastis} = A.R.S \quad (2.4)$$

$$C_{plastis} = A.R.S / Z \quad (2.5)$$

dengan pengertian:

Celastis adalah koefisien geser dasar tanpa faktor daktilitas dan risiko (Z) (lihat Gambar 2.15):

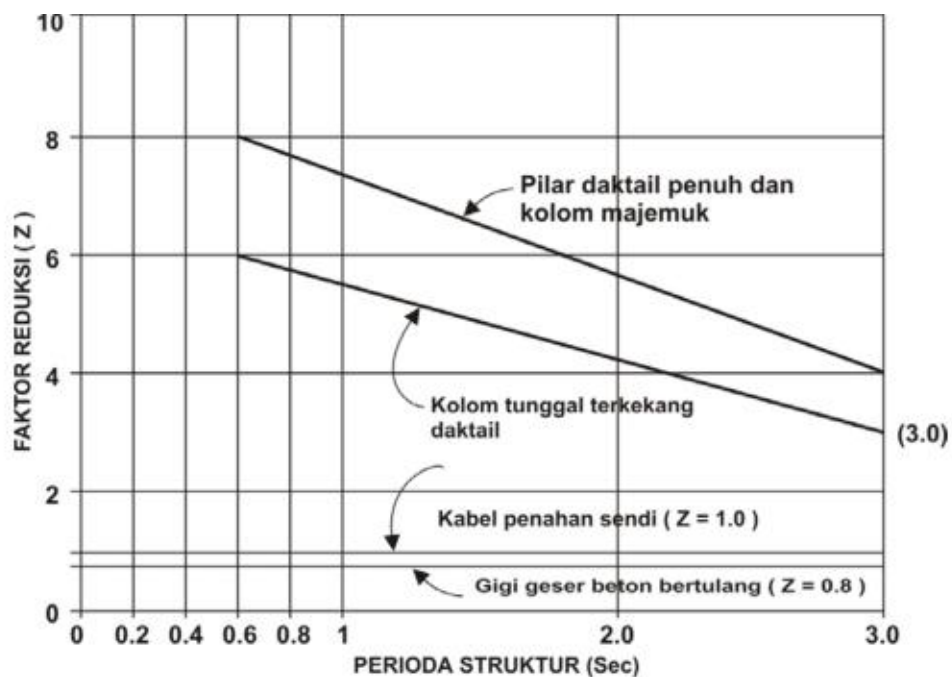
Cplastis adalah koefisien geser dasar termasuk faktor daktilitas dan resiko (Z) (lihat 2.15):

A adalah percepatan/akselerasi puncak PGA di batuan dasar (g) (lihat Tabel 2.15);

R adalah respon batuan dasar;

S adalah amplifikasi di permukaan sesuai tipe tanah;

Z adalah faktor reduksi sehubungan daktilitas dan risiko (lihat Gambar 2.17)

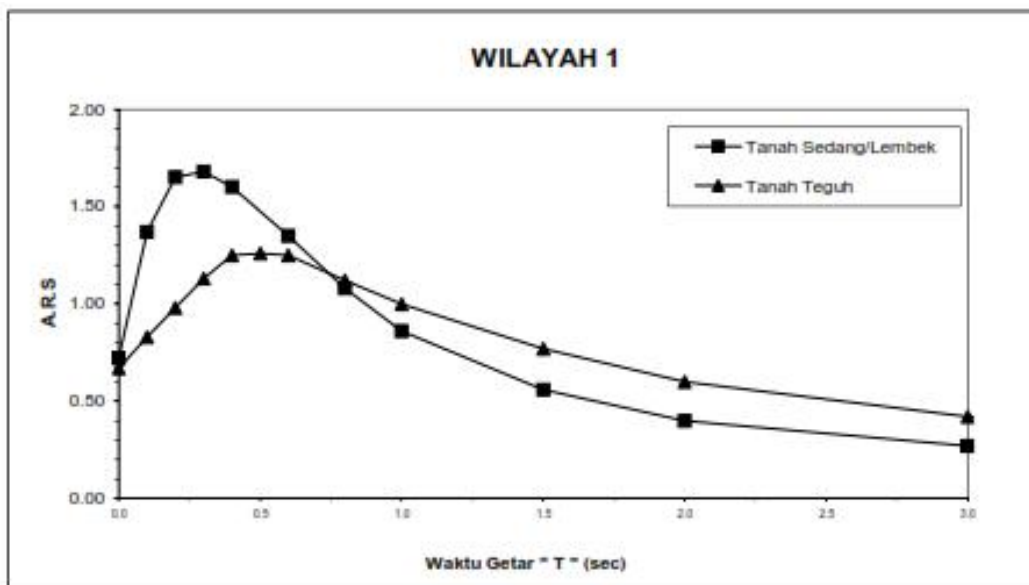


Gambar 2.15: Faktor reduksi pengaruh daktilitas dan risiko (Z) (SNI 2833-2008).

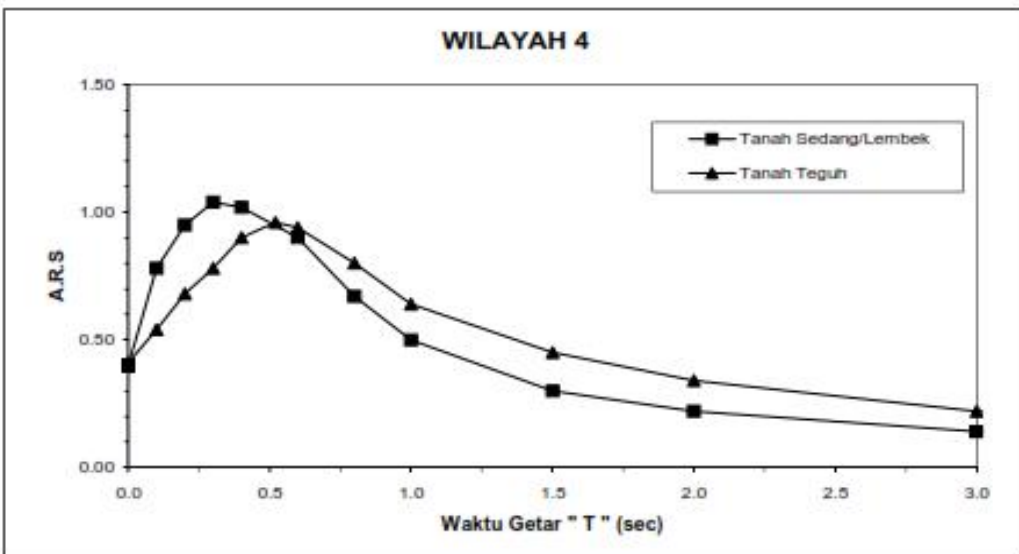
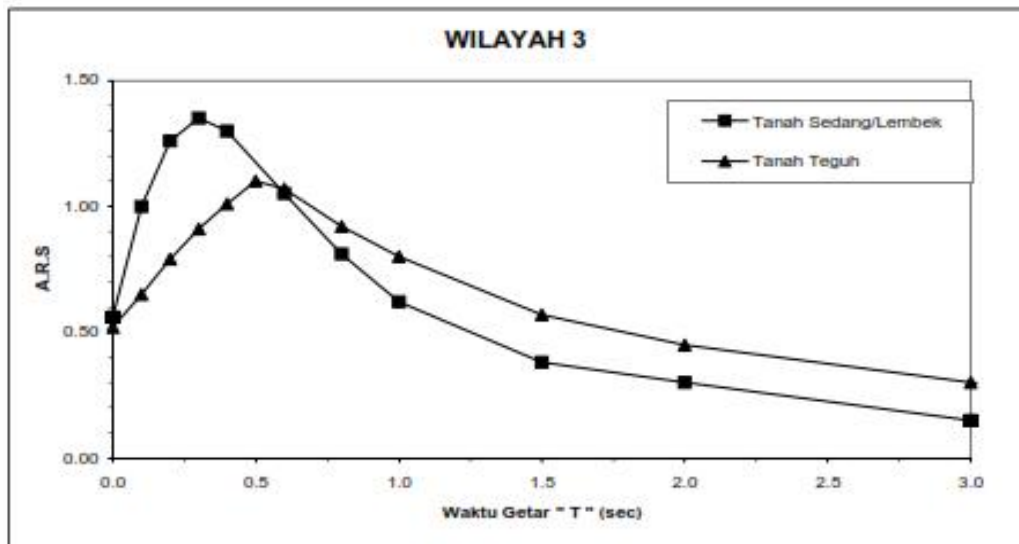
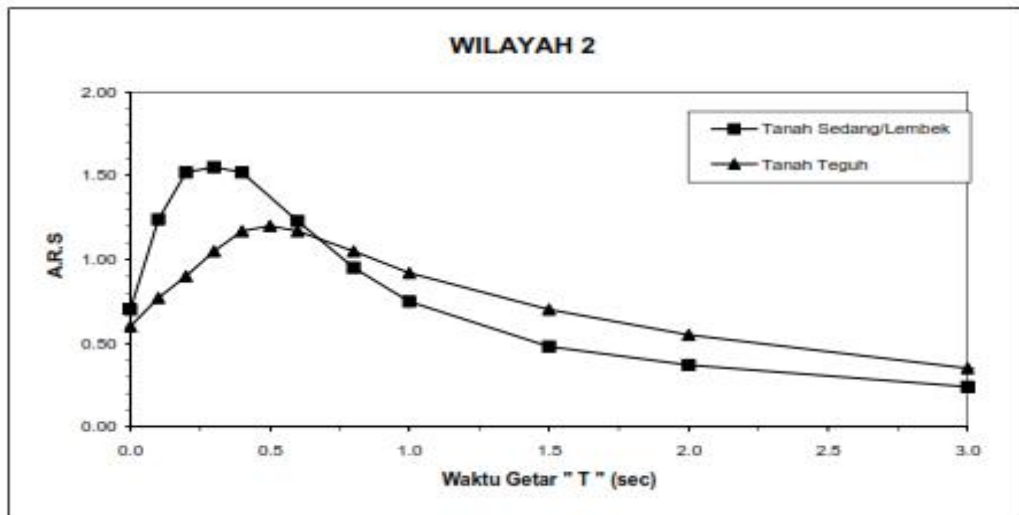
Peraturan gempa yang selama ini berlaku, menggunakan koefisien geser dasar plastis(A.R.S/Z) dimana termasuk faktor daktilitas rata-rata sebesar 4 dan faktor risiko 1 serta redaman 5%, sehingga langsung dapat digunakan oleh perencana dalam menentukan nilai koefisien gempa untuk analisis statis (lihat Gambar 2.17). Peta gempa untuk periode ulang 50 tahun,100 tahun, 200 tahun, 500 tahun, dan 1000 tahun, Gambar 2.16, menunjukkan akselerasi di batuan dasar sebagai berikut:

Tabel 2.16: Akselerasi puncak PGA di batuan dasar berdasarkan SNI 2833-2008.

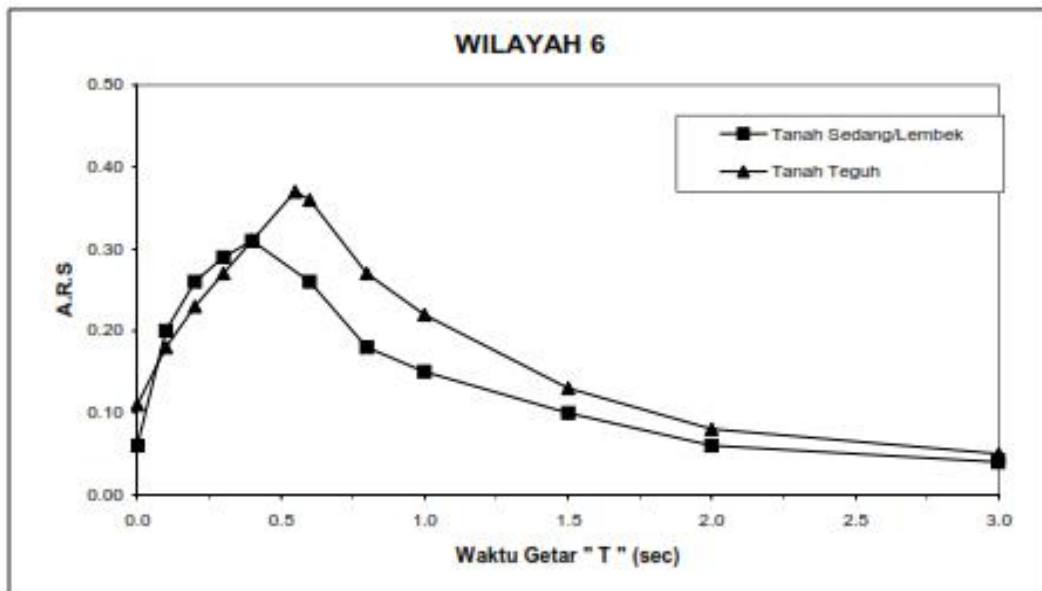
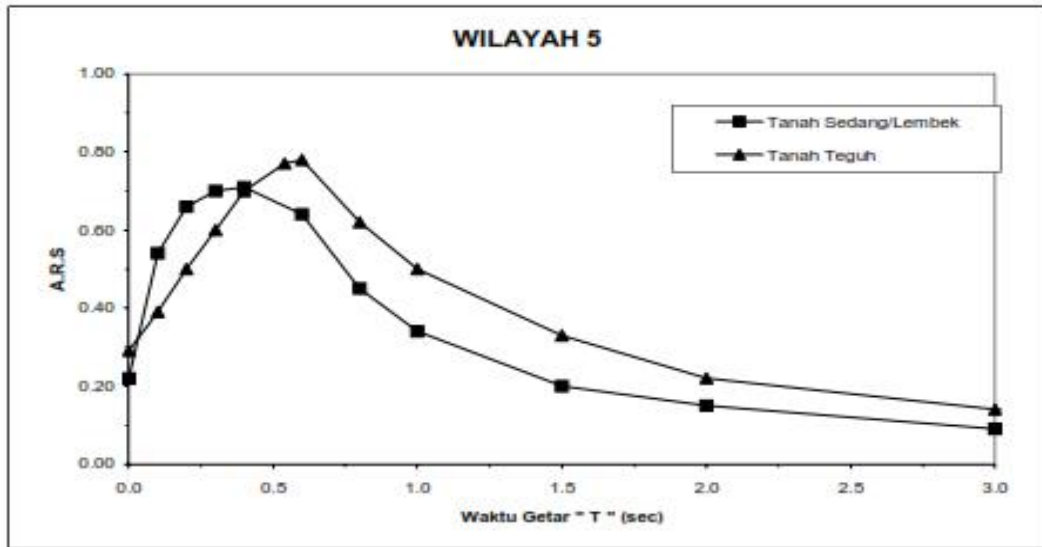
PGA (g)	50 tahun	100 tahun	200 tahun	500 tahun	1000 tahun
Wilayah 1	0,34-0,38	0,40-0,46	0,47-0,53	0,53-0,60	0,59-0,67
Wilayah 2	0,29-0,32	0,35-0,38	0,40-0,44	0,46-0,50	0,52-0,56
Wilayah 3	0,23-0,26	0,27-0,30	0,32-0,35	0,36-0,40	0,40-0,45
Wilayah 4	0,17-0,19	0,20-0,23	0,23-0,26	0,26-0,30	0,29-0,34
Wilayah 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



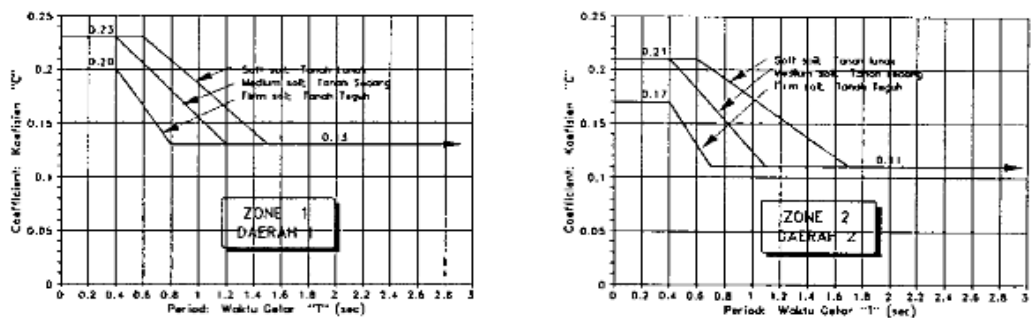
Gambar 2.16: Koefisien geser dasar (C) elastis untuk analisis dinamis, periode ulang 500 tahun (SNI 2833-2008).



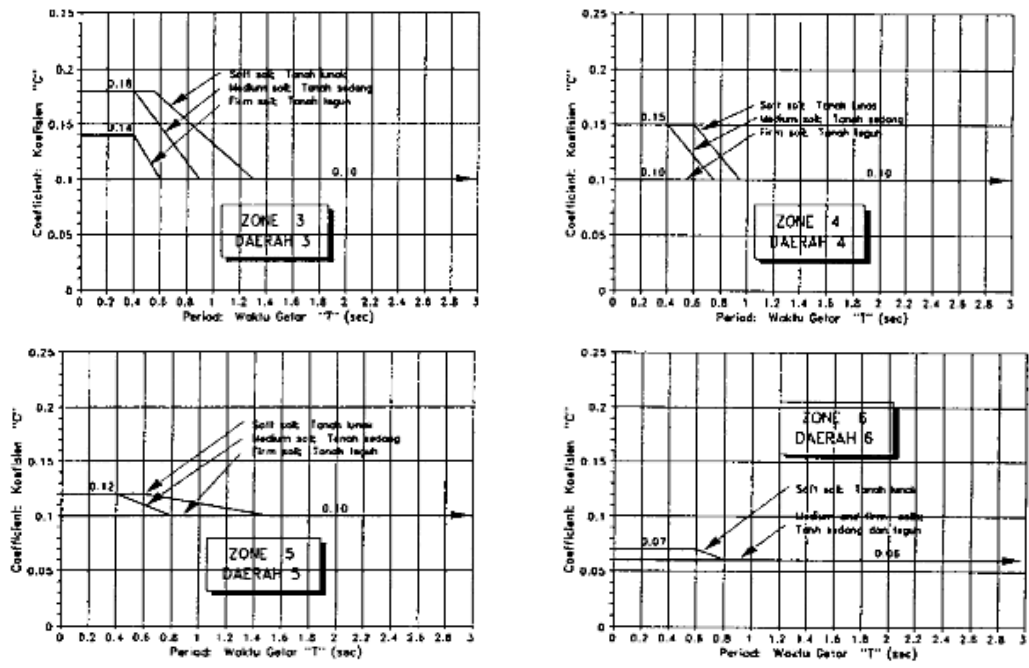
Gambar 2.16: Lanjutan.



Gambar 2.16: Lanjutan.



Gambar 2.17: Koefisien geser dasar (C) elastis untuk analisis dinamis, periode ulang 500 tahun (SNI 2833-2008).



Gambar 2.17: Lanjutan.



* Copy standar ini dibuat oleh SN untuk Bagian Perencanaan dan Departemen Pekerjaan Umum berdasarkan, Pengantar dan Penyelenggaraan Standar Nasional Indonesia (SNI) Bidang Konstruksi Bangunan dan Rekrayasis

Gambar 2.18: Wilayah gempa Indonesia untuk periode ulang 500 tahun (SNI 2833-2008).

2.7.8 Pemeriksaan Terhadap Geser

Semua gaya dalam arah horizontal cenderung mendorong struktur dinding penahan (*breastwall*) bergerak pada arah horizontal. Dinding penahan tanah harus memiliki lebar telapak yang cukup, agar timbul gaya gesekan antara dinding dengan tanah untuk menahan gerakan akibat beban-beban horizontal. Besarnya gaya gesekan yang timbul pada dasar dinding tergantung pada berat konstruksi dinding penahan tanah serta koefesien gesekan μ yang dimiliki oleh tanah. Koefesien ini juga tergantung pada jenis tanah dasar dinding, namun berkisar 0,3-0,6. dari tinjauan terhadap bahaya geser harus ditentukan suatu faktor keamanan (Rankine) dengan Pers 2.6 dibawah ini.

$$FK = \frac{\mu \cdot \Sigma V + T_p}{S + Pa1} \quad (2.6)$$

Dimana :

μ = Koefesien gesek tanah

ΣV = Jumlah semua beban gravitasi

T_p = Resultant gaya akibat tanah pasif

S = Akibat beban luar struktur

$Pa1$ = Akibat tanah di belakang dinding penahan tanah

2.7.9 Pemeriksaan Terhadap Guling

Berdasarkan Perencanaan Struktur Beton Bertulang bab Dinding Penahan Tanah komponen-komponen gaya horizontal yang muncul akibat tekanan tanah aktif cenderung untuk menggulingkan dinding penahan tanah. Gaya horizontal akibat tekanan tanah aktif akan menimbulkan momen guling, berdasarkan teori Rankine M_0 yang di sajikan dalam Pers 2.7 di bawah ini.

$$M_0 = S \frac{h}{2} + Pa1 \frac{H}{3} \quad (2.7)$$

Momen guling ini akan diimbangi oeh berat sendiri *abutment* serta berat dari tanah timbunan sendiri, yang akan menimbulkan momen penahan, M_b yang dapat

dilihat pada Pers 2.8 berikut ini.

$$M_b = W_1(x_1) + W_2(x_2) + W_3(x_3) + H_p1 + \left(\frac{h'}{3}\right) \quad (2.8)$$

Nilai faktor keamanan terhadap guling dihitung dalam Pers 2.9 dibawah ini.

$$FK = \frac{M_b}{M_0} \geq 2,00 \quad (2.9)$$

2.8 Pondasi Tiang Pancang

Penelitian terhadap pemakaian tiang pancang oleh Focht dan O'Neill (1985) menunjukkan bahwa pada pokoknya rekomendasi dari CDF telah digunakan. Sekitar 6% memakai jarak antara grup dalam efisiensi kelompok dan sekitar 30% mempertimbangkan E_g jika memeriksa kegagalan geseran blok (*block shear failure*).

Pada saat ini persamaan Converse-Labarre (lihat Moorhouse dan Sheehan (1968), yang pernah digunakan untuk menghitung efisiensi grup, sudah jarang dipakai lagi. AASHTO Bridge Specifications menyarankan untuk tetap memakai persamaan tersebut untuk tiang pancang gesekan. Persamaan Converse-Labarre tersebut disajikan pada Pers 2.10 berikut ini.

$$E = 1 - \frac{\emptyset}{90} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \cdot n} \right) \quad (2.10)$$

Dimana :

n = Banyaknya kolom tiang pancang.

m = Banyaknya baris tiang pancang.

\emptyset = Arc tg (diameter tiang / jarak pondasi)

2.9 Penulangan Abutment

Berdasarkan RSNI-T12-2004 perhitungan dari suatu penampang yang terlentur harus memperhitungkan keseimbangan dari tegangan dan kompatibilitas regangan, serta konsisten dengan anggapan :

- Bidang rata yang tegak lurus sumbu tetap rata setelah mengalami lentur.
- Beton tidak diperhitungkan memikul beban tarik.
- Distribusi tegangan tekkan ditentukan dari hubungan tegangan-regangan beton.
- Regangan batas beton yang tertekan diambil sebesar 0,003.

Hubungan distribusi tegangan tekan beton dan regangan dapat dianggap dipenuhi oleh distribusi tegangan beton persegi ekuivalen, yang diasumsikan bahwa tegangan beton = $0.85 f_c'$ terdistribusi merata pada daerah tekan ekuivalen yang di batasi oleh tepi tertekan terluar dari penampang dan satu garis yang sejajar dengan sumbu netral sejarak $a = \beta_1 c$ dari tepi tekanan terluar tersebut.

Faktor β_1 harus diambil sebesar,

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } f_c' \leq 30 \text{ Mpa} \quad (2.11)$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f_c' - 30) \quad \text{Untuk } f_c' > 30 \text{ Mpa} \quad (2.12)$$

Tetapi β_1 pada Pers 2.12 tidak boleh diambil kurang dari 0.65.

2.9.1 Faktor Reduksi Kekuatan

Faktor reduksi kekuatan diambil sesuai Tabel 2.18 di bawah ini.

Tabel 2.17: Faktor reduksi kekuatan berdasarkan RSNI-T-2004.

NO	Reaksi	Faktor
1.	Lentur	0.80
2.	Geser dan Torsi	0.70
3.	Aksial Tekan	
	- dengan tulangan spiral	0.70
	- dengan sengkang biasa	0.65
4.	Tumpuan Beton	0.70

2.9.2 Syarat Tulangan Minimum

Pada setiap penampang dari suatu komponen struktur lentur, bila berdasarkan analisis di perlukan tulangan tarik, maka luas A_s yang ada tidak boleh kurang dari:

$$A_s \min = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} \mathbf{bw.d} \quad (2.13)$$

dan tidak lebih kecil dari:

$$A_s \min = \frac{1,4}{f_y} \mathbf{bw.d} \quad (2.14)$$

2.9.3 Syarat Tulangan Maksimum

Untuk komponen struktur lentur dan untuk komponen struktur yang dibebani kombinasi lentur dan aksial tekan dimana kuat tekan rencana ρP_n kurang dari nilai yang terkecil antara $0,1f_c'Ag$ dan ρP_b maka rasio tulangan ρ tidak boleh melampaui dari rasio ρ_b yang menghasilkan kondisi regangan batas berimbang untuk penampang .

Untuk komponen struktur beton dengan tulangan tekan, bagian ρ_b untuk tulangan tekan tidak diperlukan reduksi dengan faktor 0,75.

2.9.4 Jarak Antar Tulangan

Berdasarkan RSNI-T-2004 Struktur beton untuk jembatan Jarak bersih minimum antara tulangan yang sejajar, selongsong dan tendon harus cukup untuk menjamin bahwa beton bisa dicor dan dipadatkan tetapi tidak boleh kurang dari 3 db.

2.9.5 Persyaratan Selimut Beton

Tebal selimut beton untuk tulangan dan tendon harus diambil nilai tebal selimut beton yang terbesar sesuai dengan ketentuan yang disyaratkan untuk keperluan pengecoran dan untuk perlindungan terhadap karat.

Tebal selimut beton untuk keperluan pengecoran tidak boleh kurang dari nilai yang terbesar dari ketentuan berikut :

1. 1,5 kali ukuran agregat terbesar.
2. Setebal diameter tulangan yang dilindungi atau 2 kali diameter tulangan terbesar bila dipakai berkas tulangan.

3. Tebal selimut bersih untuk tendon dengan sistem pra tarik harus minimum 2 kali diameter tendon, namun tidak harus lebih besar dari 40 mm. Jika tendon dikelompokkan, terutama pada bidang horisontal, tebal selimut beton harus dipertebal untuk keperluan pengecoran dan pemadatan.
4. Tebal selimut beton untuk selongsong sistem pas ca tarik harus diambil minimum 50 mm dari permukaan selongsong ke bagian bawah komponen dan 40 mm pada bagian lain.
5. Persyaratan tebal selimut beton minimum untuk tendon eksternal sama dengan untuk tendon yang ditanam dalam komponen beton.
6. Selimut beton harus dipertebal bila tendon dikelompokkan dalam bidang horisontal atau bila digunakan selongsong dalam beton.
7. Tebal selimut beton minimum untuk ujung tendon pasca tarik atau perlengkapan angkur harus diambil 50 mm.

Untuk perlindungan terhadap karat harus diambil tebal selimut beton sebagai berikut:

1. Bila beton dicor di dalam acuan sesuai dengan spesifikasi yang berwenang dan dipadatkan sesuai standar, selimut beton harus diambil tidak kurang dari ketentuan yang diberikan pada Tabel 2.19 untuk klasifikasi tidak terlindung.
2. Bila beton dicor di dalam tanah, tebal selimut ke permukaan yang berhubungan dengan tanah diambil seperti yang disyaratkan dalam Tabel 2.19 namun harganya dinaikkan 30 mm atau 10 mm jika permukaan beton dilindungi lapisan yang kedap terhadap kelembapan.
3. Bila komponen struktur beton dibuat dengan cara diputar, dengan rasio air semen kurang dari 0,35 dan tidak ada toleransi negatif pada pemasangan tulangnya, selimut ditentukan sesuai Tabel 2.20.

Tabel 2.18: Selimut beton untuk acuan dan pemadatan standart RSNI-T-2004.

Klasifikasi Lingkungan	Tebal selimut beton nominal (mm) untuk beton dengan kuat tekan F_c' yang tidak kurang dari				
	20 Mpa	25 Mpa	30 Mpa	35 Mpa	40 Mpa
A	35	30	25	25	25
B1	(65)	45	40	35	25

Tabel 2.18: *Lanjutan.*

Klasifikasi Lingkungan	Tebal selimut beton nominal (mm) untuk beton dengan kuat tekan F_c' yang tidak kurang dari				
	20 Mpa	25 Mpa	30 Mpa	35 Mpa	40 Mpa
B2	-	(75)	55	45	35
C	-	-	(90)	70	60

Tabel 2.19: Selimut beton untuk acuan kaku dan pemadatan intensif RSNI-T-2004.

Klasifikasi Lingkungan	Selimut beton nominal (mm) untuk beton dengan kuat tekan F_c' yang tidak kurang dari				
	20 Mpa	25 Mpa	30 Mpa	35 Mpa	40 Mpa
A	25	25	25	25	25
B1	(50)	35	30	25	25
B2	-	(60)	45	35	25
C	-	-	(65)	50	40

Tabel 2.20: Selimut beton komponen yang dibuat dengan cara diputar RSNI-T-2004.

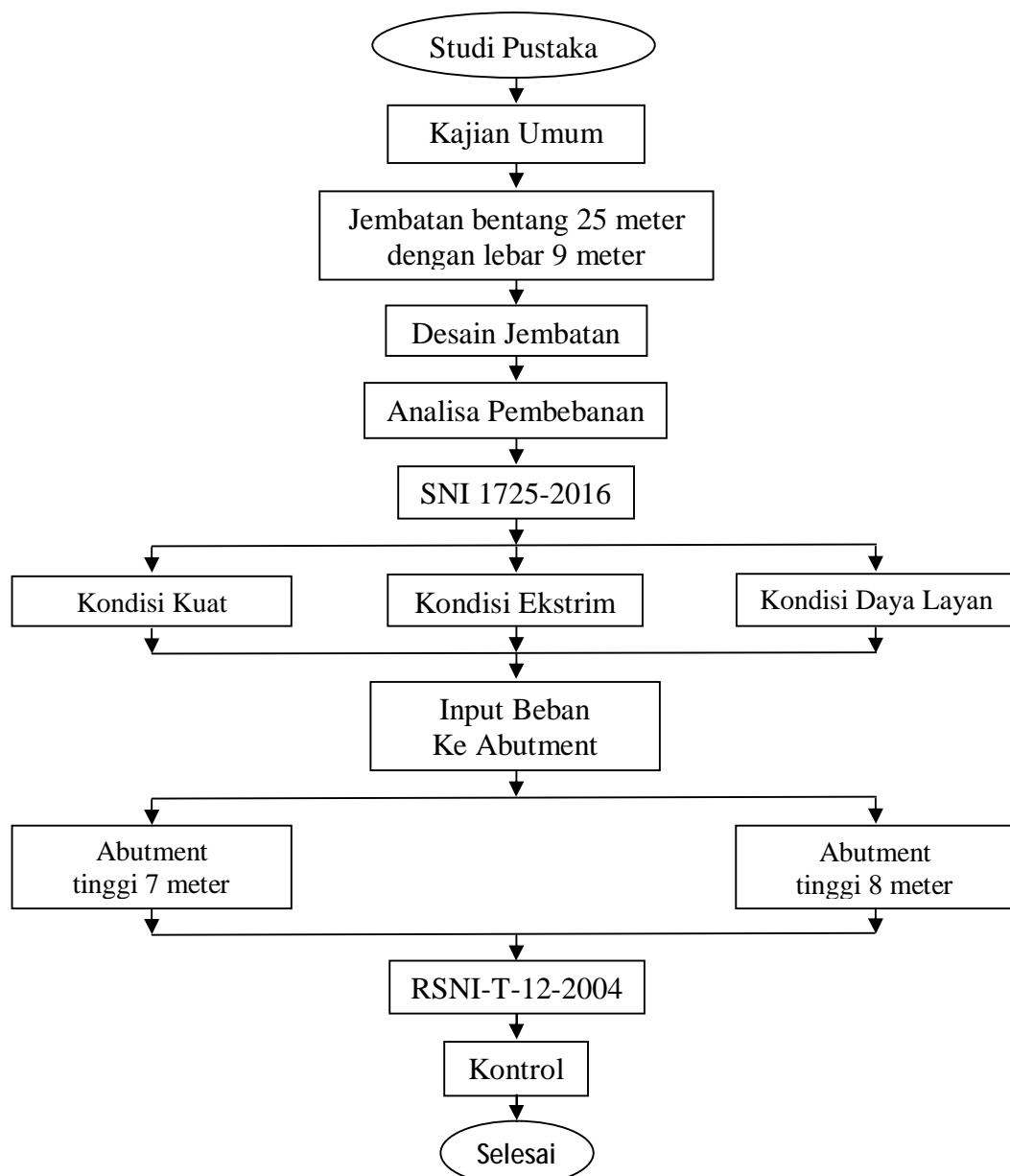
Klasifikasi lingkungan	Kuat tekan beton F_c' (Mpa)	Selimut Beton (mm)
A, B1	35	20
B2	40	25
	50	20
C	40	35

BAB 3

METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Diagram Alir Penelitian

Langkah-langkah dalam perencanaan dan analisis struktur *Abutment* pada tugas akhir ini dilakukan dalam beberapa tahapan. Adapun tahapan-tahapan tersebut dijelaskan pada Gambar 3.1 di bawah ini.



Gambar 3.1: Diagram alir penelitian.

3.2 Tinjauan Umum

Dalam tugas akhir ini terdapat 2 model abutment yang menjadi studi, yaitu dengan ketinggian yang berbeda pada dinding kantilevernya (*breast wall*) saja , *abutment* tinggi 7 meter (Model 1) dan ketinggian 8 meter (Model 2). Dari hasil analisa (lampiran) pada Model 2 menunjukkan ada beberapa kondisi yang tidak memenuhi syarat, maka dari itu diperlukan (Model 3) sebagai model perbaikan. Struktur atas jembatan di modelkan 3 dimensi (3D) pada program analisis struktur dengan mengacu pada standart pembebanan berdasarkan SNI 1725-2016 dan perencanaan gempa berdasarkan SNI-2833-2008.

3.3 Data Struktur Atas Jembatan

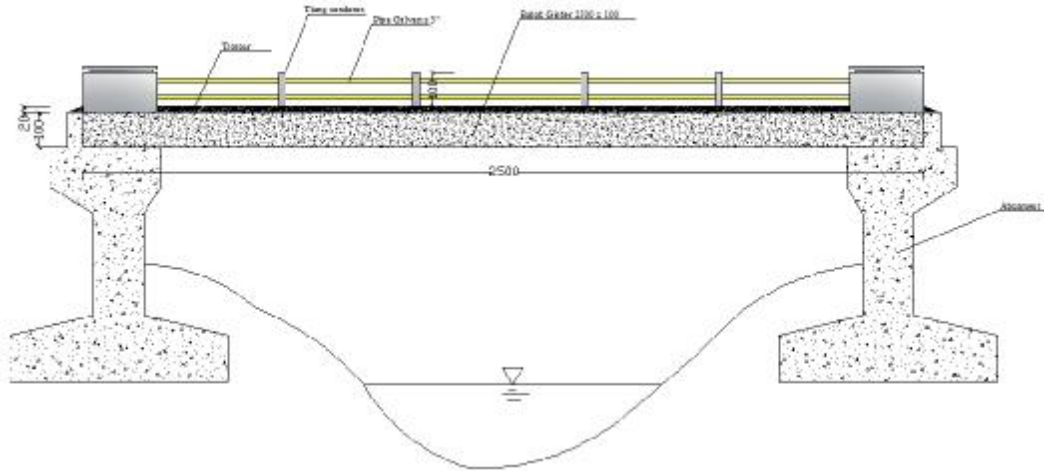
Berdasarkan SNI 1725-2016, beban-beban yang bekerja pada struktur atas jembatan harus dianalisis terlebih dahulu di dalam perencanaan *abutment*.

Ø Klasifikasi Jembatan	= Kelas A Bina Marga
Ø Tipe Jembatan	= Beton Bertulang
Ø Jumlah Bentang	= 1 (satu)
Ø Panjang Total Jembatan	= 25 m
Ø Lebar Jembatan	= 9 m

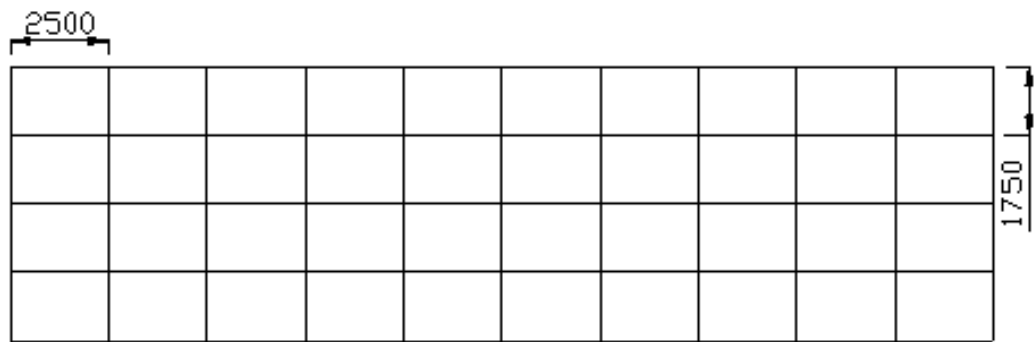
3.3.1 Dimensi Jembatan

Ø Tebal slab lantai jembatan	= 0,2 m
Ø Tebal lapisan aspal + over-lay	= 0,1 m + 0,05 m
Ø Tebal genangan air hujan	= 0,05 m
Ø Jarak antara balok girder	= 1,75 m
Ø Lebar jalur lalu lintas	= 7 m
Ø Lebar trotoar	= 1 m (sisi kiri dan kanan)
Ø Dimensi Balok Girder	
• Tinggi	= 1 m
• Lebar	= 0,5 m
• Jumlah girder	= 5 Btg
Ø Dimensi Balok Diafragma	
• Tinggi	= 0,6 m

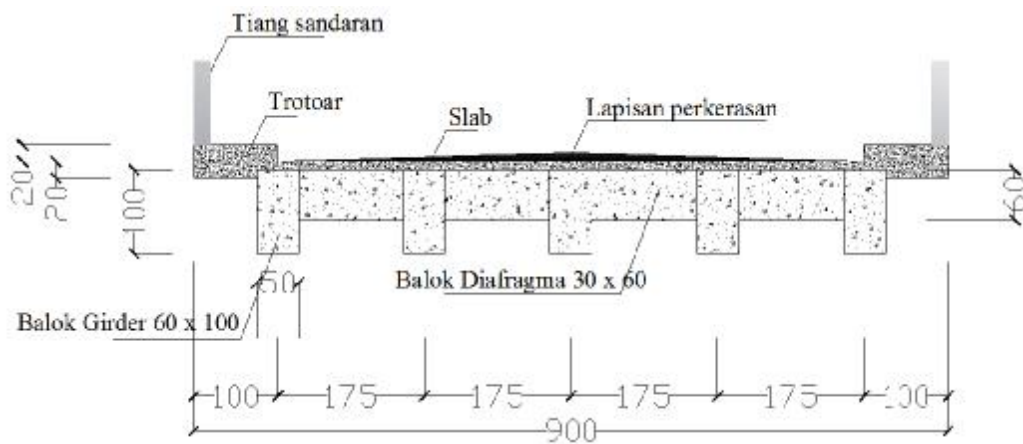
- Lebar = 0,3 m
- Jumlah Balok Diafragma = 11 Btg



Gambar 3.2: Tampak samping jembatan.



Gambar 3.3: Tampak atas jembatan.



Gambar 3.4: Tampak potongan jembatan.

3.3.2 Bahan Struktur

Ø Mutu Beton

Ø Kuat tekan beton f'_c = 40 Mpa

Ø Modulus elastik (E_c)

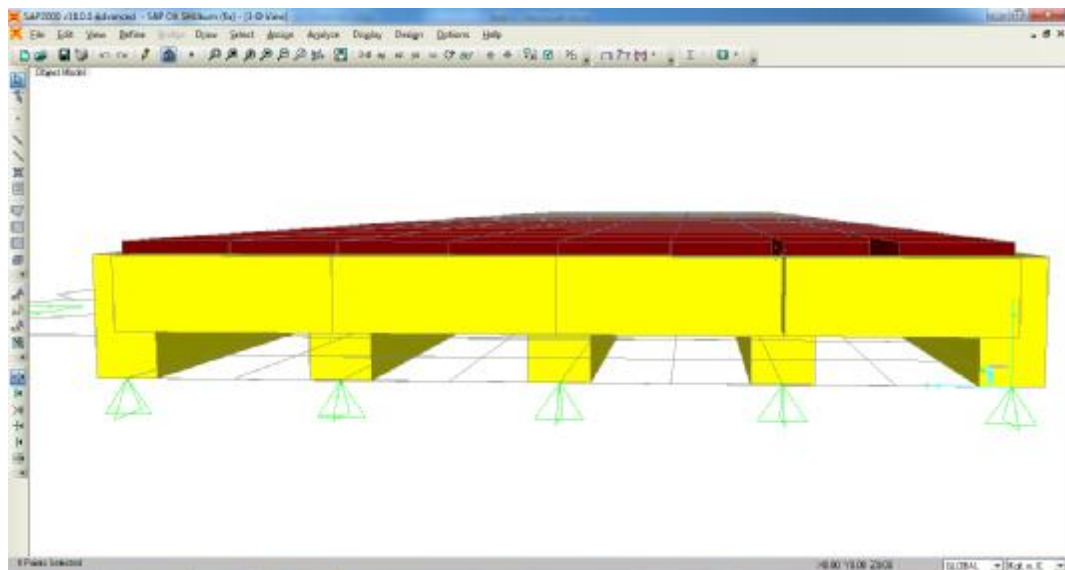
$$= 0,043 \times (B_j)^{1,5} \times \sqrt{f'_c} = 31975,351 \text{ Mpa}$$

Ø Angka Poisson ν = 0,2

Ø Koefisien Muai beton = 0,00001 per °C

3.4 Pemodelan dan Analisa Struktur

Pada tugas akhir ini pemilihan jenis analisa beban-beban untuk *abutment* berdasarkan SNI 1725-2016 dan untuk pembebanan gempa berdasarkan SNI SNI-2833-2008 untuk analisa struktur atas dan perencanaan beton bertulang menggunakan RSNI-T-2000. Pemodelan 3 dimensi jembatan dengan program analisis stuktur dapat dilihat pada Gambar 3.5.



Gambar 3.5: Pemodelan 3 dimensi dengan program analisis struktur.

3.4.1 Data Perencanaan Struktur

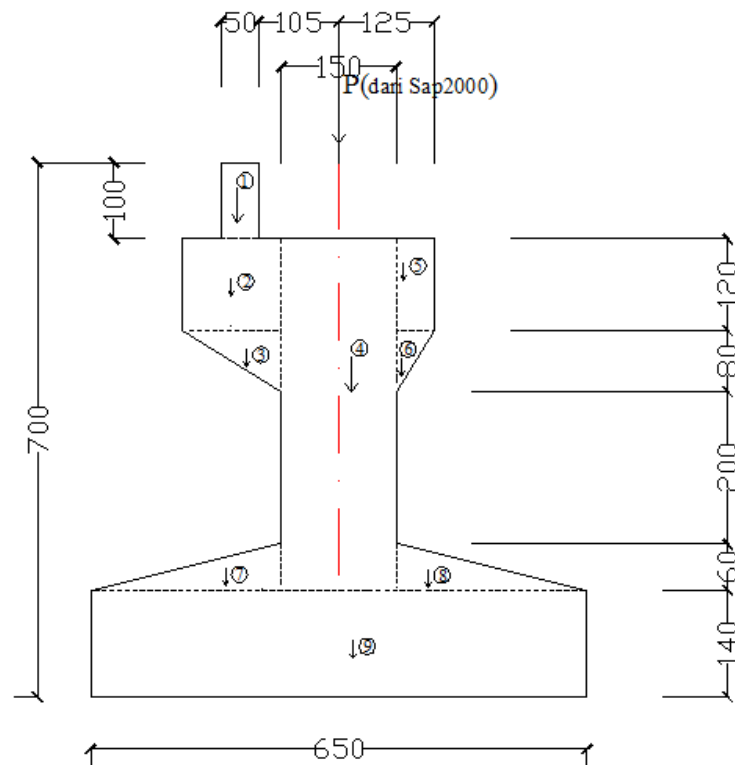
Ø Data beban struktur atas.

Ø Struktur *abutment* berada pada tepi sungai tidak bersentuhan langsung dengan air sungai.

- Ø Lokasi bangunan berada di suatu sungai di kota medan dengan kondisi tanah sedang.
- Ø Material yang digunakan untuk kuat tekan beton menyesuaikan struktur atas yaitu $f'c$ 40 mpa dengan *poisson's ration* beton adalah 0,2
- Ø Mutu baja tulangan utama direncanakan $f_y = 390$ Mpa.

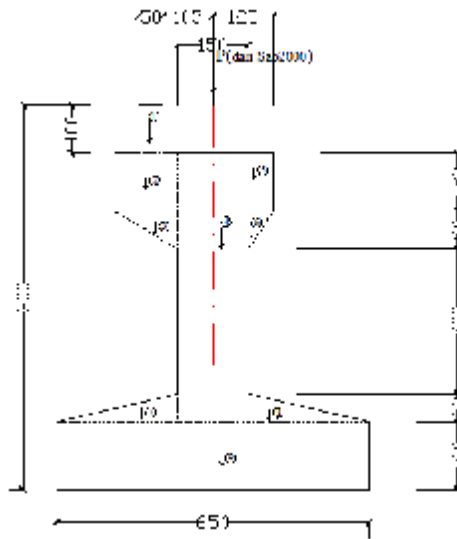
3.4.2 Pemodelan Struktur

Model *abutment* yang pertama memiliki tinggi *breast wall* 2 meter dengan tebal 1,5 meter. Denah lebar arah x = 6,5 meter dan panjang arah z = 9,12 meter, *abutment* ini memiliki tinggi keseluruhan y = 7 meter. Dimensi penampang dapat di lihat pada Gambar 3.6.



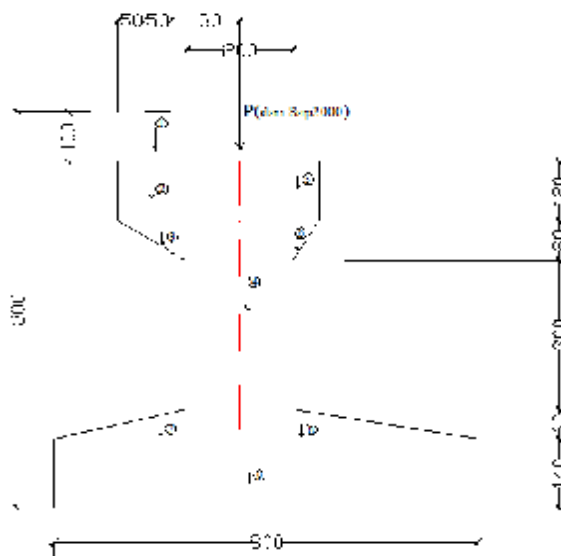
Gambar 3.6: Dimensi penampang abutment tinggi 7 meter (Model 1).

Model struktur *abutment* yang kedua memiliki tinggi *breast wall* 3 meter dengan tebal 1,5 meter. Denah lebar arah x = 6,5 meter dan panjang arah z = 9,12 meter, *abutment* yang kedua ini memiliki tinggi keseluruhan y = 8 meter. Dimensi penampang dapat dilihat pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7: Dimensi penampang abutment tinggi 8 meter (Model 2)

Model struktur *abutment* yang ketiga ini dimaksudkan untuk model perbaikan pada Model 2 dimana sebelumnya ada beberapa kondisi yang tidak memenuhi syarat ketentuan berlaku yang dicantumkan dalam (lampiran), maka direncanakan *abutment* perbaikan (Model 3). Adapun dimensi penampang model ketiga ini memiliki tinggi *breast wall* 3 meter dengan tebal 2 meter. Denah lebar arah x = 8 meter dan panjang arah z = 9,12 meter, *abutment* yang ketiga ini memiliki tinggi keseluruhan y = 8 meter. Dimensi penampang dapat dilihat pada Gambar 3.8.



Gambar 3.8: Dimensi penampang abutment tinggi 8 meter (Model 3)

3.4.3 Berat Sendiri *Abutment*

Adapun perencanaan berat sendiri *abutment* adalah seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.1 dan Tabel 3.2 serta Tabel 3.3 untuk model perbaikan. Perencanaan berat ini sesuai dengan dimensi penampang *abutment*.

Tabel 3.1 : Perencanaan berat *abutment* di tinjau strook 1 meter (Model 1).

No	Volume m ³	Berat Jenis Beton (ton/m ³)	Berat (ton)
1	1,00 X 0,50	2,4	1,200
2	1,20 X 1,30	2,4	3,744
3	0,50 X 1,30 X 0,80	2,4	1,248
4	1,50 X 4,60	2,4	16,560
5	0,50 X 1,20	2,4	1,440
6	0,50 X 0,50 X 0,80	2,4	0,480
7	0,50 X 2,50 X 0,60	2,4	1,800
8	0,50 X 2,50 X 0,60	2,4	1,800
9	6,50 X 1,40	2,4	21,840
	Jumlah : 12,360 m ³	Jumlah	50,112

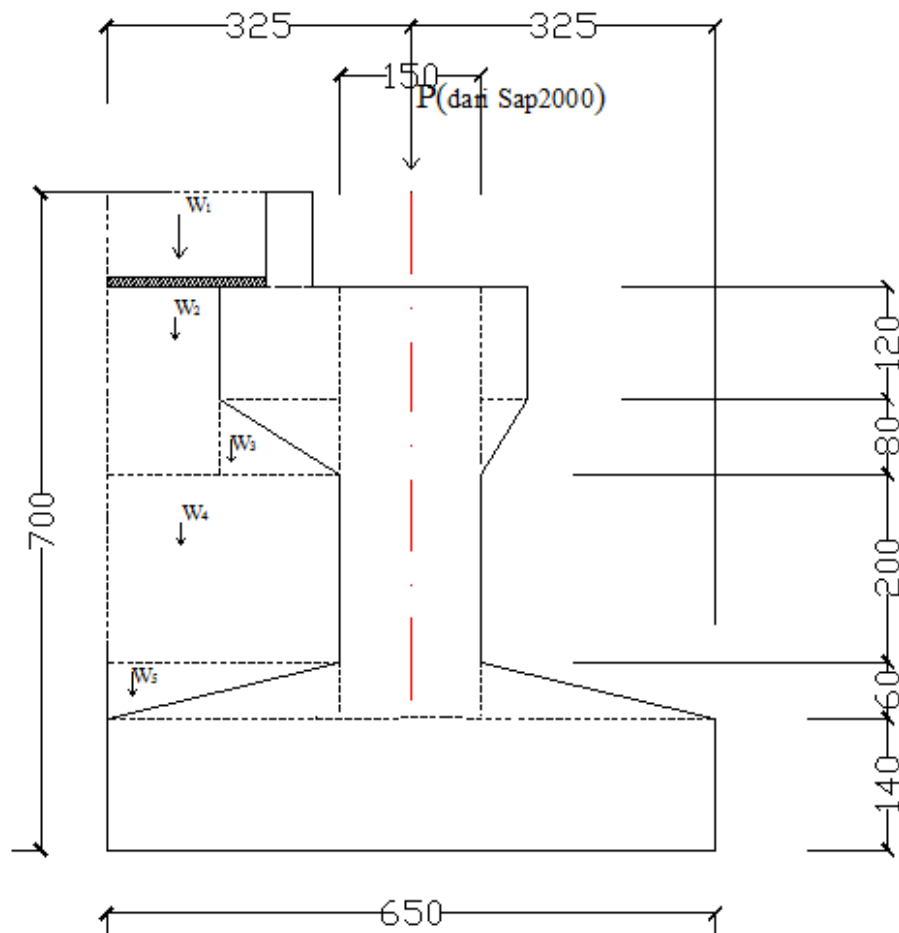
Tabel 3.2: Perencanaan berat *abutment* di tinjau strook 1 meter (Model 2).

No	Volume m ³	Berat Jenis Beton (ton/m ³)	Berat (ton)
1	1,00 X 0,50	2,4	1,200
2	1,20 X 1,30	2,4	3,744
3	0,50 X 1,30 X 0,80	2,4	1,248
4	1,50 X 5,60	2,4	20,160
5	0,50 X 1,20	2,4	1,440
6	0,50 X 0,50 X 0,80	2,4	0,480
7	0,50 X 2,50 X 0,60	2,4	1,800
8	0,50 X 2,50 X 0,60	2,4	1,800
9	6,50 X 1,40	2,4	21,840
	Jumlah : 13,360 m ³	Jumlah	53,712

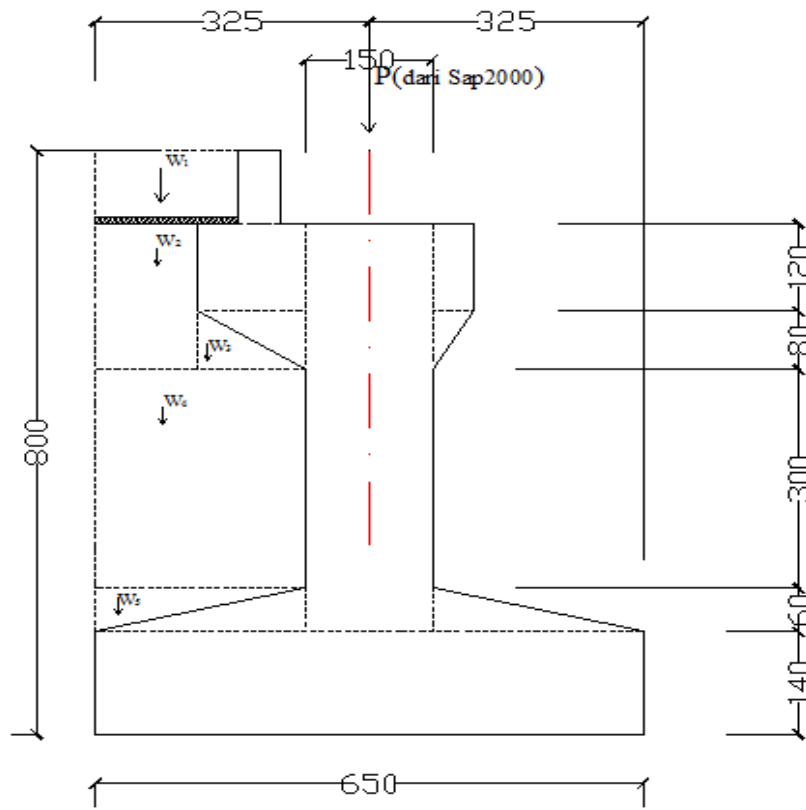
Tabel 3.3: Perencanaan berat *abutment* di tinjau strook 1 meter (Model 3).

No	Volume m^3	Berat Jenis Beton (ton/m^3)	Berat (ton)
1	1,00 X 0,50	2,4	1,200
2	1,20 X 1,30	2,4	3,744
3	0,50 X 1,30 X 0,80	2,4	1,248
4	2,00 X 5,60	2,4	26,880
5	0,50 X 1,20	2,4	1,440
6	0,50 X 0,50 X 0,80	2,4	0,480
7	0,50 X 2,50 X 0,60	2,4	1,800
8	0,50 X 4,50 X 0,60	2,4	3,240
9	900 X 1,40	2,4	30,240
	Jumlah : 29,280 m^3	Jumlah	70,272

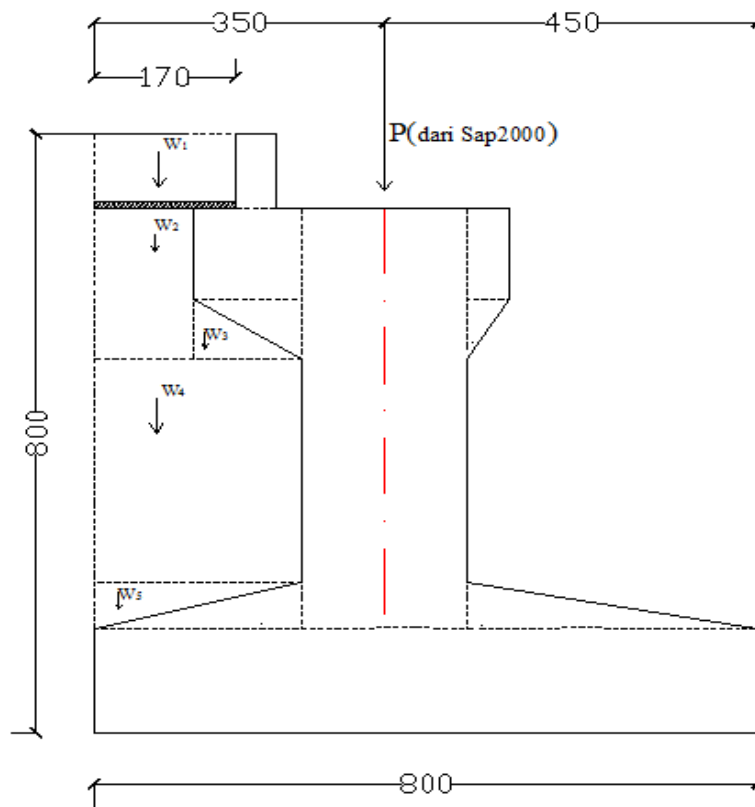
3.4.4 Berat Tanah Diatas *Poer*



Gambar 3.9: Dimensi rencana tanah di atas *poer* (Model 1).



Gambar 3.10: Dimensi rencana tanah di atas poer (Model 2).



Gambar 3.11: Dimensi rencana tanah di atas poer (Model 3).

Adapun perencanaan berat sendiri tanah adalah seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.4 dan Tabel 3.5 serta Tabel 3.6 perencanaan berat ini sesuai dengan dimensi penampang rencana.

Tabel 3.4: Perencanaan berat volume tanah di atas poer (Model 1).

No	Volume m ³	Berat Jenis Beton (ton/m ³)	Berat (ton)
W ₁	0,80 X 1,70	17,2	23,392
W ₂	1,20 X 2,00	17,2	41,280
W ₃	0,50 X 0,80 X 1,30	17,2	8,944
W ₄	2,00 X 2,50	17,2	86,00
W ₅	0,50 X 0,60 X 2,50	17,2	25,800
	Jumlah : 3.189,16 m ³	Jumlah	185,416

Tabel 3.5: Perencanaan berat volume tanah di atas poer (Model 2).

No	Volume m ³	Berat Jenis Beton (ton/m ³)	Berat (ton)
W ₁	0,80 X 1,70	17,2	23,392
W ₂	1,20 X 2,00	17,2	41,280
W ₃	0,50 X 0,80 X 1,30	17,2	8,944
W ₄	3,00 X 2,50	17,2	129,000
W ₅	0,50 X 0,60 X 2,50	17,2	25,800
	Jumlah : 3.928,76 m ³	Jumlah	288,416

Tabel 3.6: Perencanaan berat volume tanah di atas poer (Model 3).

No	Volume m ³	Berat Jenis Beton (ton/m ³)	Berat (ton)
W ₁	0,80 X 1,70	17,2	23,392
W ₂	1,20 X 2,00	17,2	41,280
W ₃	0,50 X 0,80 X 1,30	17,2	8,944
W ₄	3,00 X 2,50	17,2	129,000
W ₅	0,50 X 0,60 X 2,50	17,2	25,800
	Jumlah : 3.928,76 m ³	Jumlah	288,416

3.4.5 Input Berat Sendiri Bangunan Atas

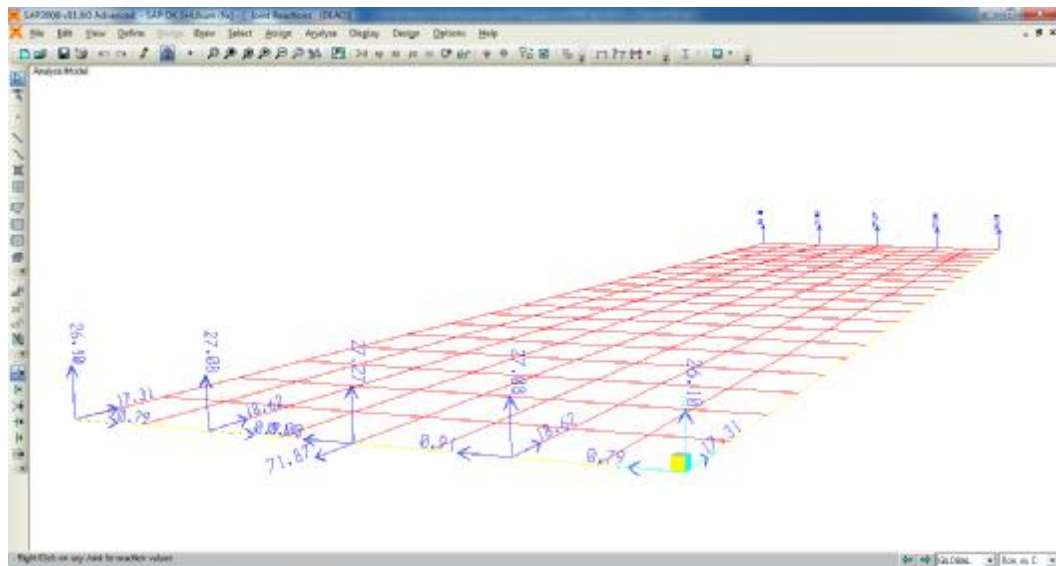
Berat sendiri bangunan atas di hitung menggunakan program komputer yaitu

program analisis stuktur (lampiran). Berat bangunan atas ini meliputi beban-beban vertikal terhadap *abutment* Seperti Dead (balok girder, balok diafragma, pelat lantai, lapisan aspal), MS (trotoar), MA (lapisan aspal dan genangan Air), TD (beban lalu lintas), TP (pejalan kaki), EW_L (beban angin akibat kendaraan). Adapun Perencanaan Berat vertikal ini dapat di lihat pada Tabel 3.7.

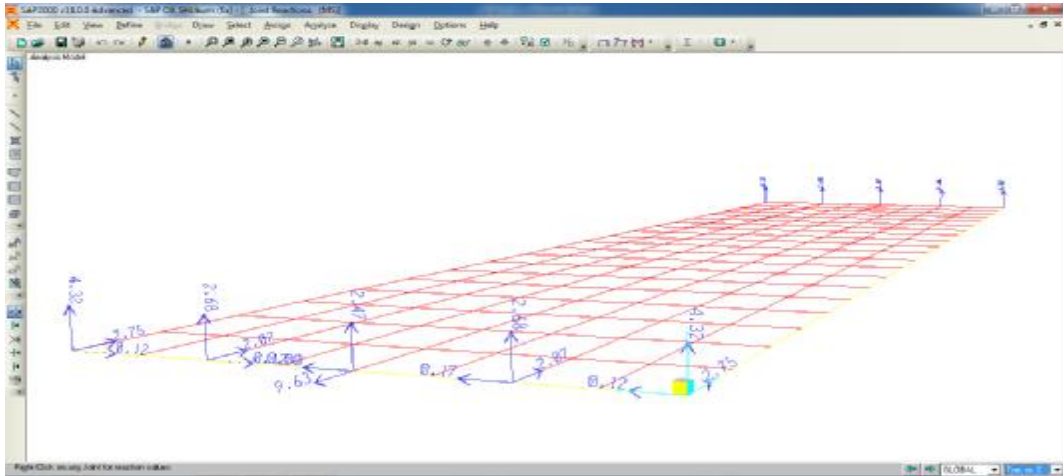
Tabel 3.7: Beban Bangunan Atas (dari perhitungan analisis stuktur)

No	Nama Beban	Reaksi Pada Perletakan (Ton)					Total (Ton)
		G1	G2	G3	G4	G5	
1	Dead	26,10	27,08	27,27	27,08	26,01	133,63
2	MS (trotoar)	4,32	2,68	2,47	2,68	4,32	16,47
3	MA	6,33	7,02	7,13	7,02	6,33	33,83
4	TD	17,52	18,82	19,07	18,82	17,52	91,76
5	TP	3,28	2,03	1,88	2,03	3,28	12,50
6	EWL (akibat kendaraan)	0,32	0,45	0,34	0,45	0,32	1,88
Berat total bangunan atas							290,06

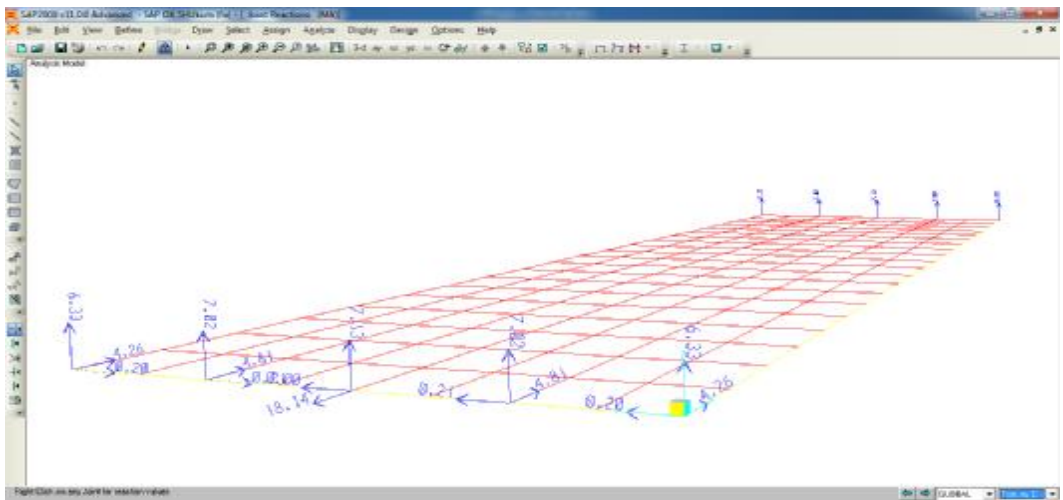
Untuk pemodelan reaksi pembebanan pada perletakan (*joint*) jembatan bangunan struktur atas dapat dilihat pada gambar berikut.



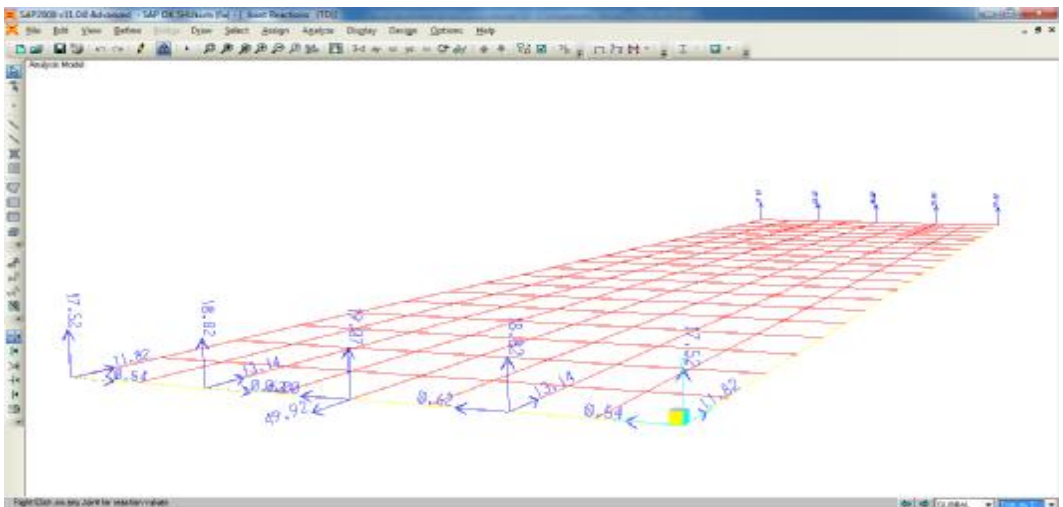
Gambar 3.12: Pemodelan reaksi dead.



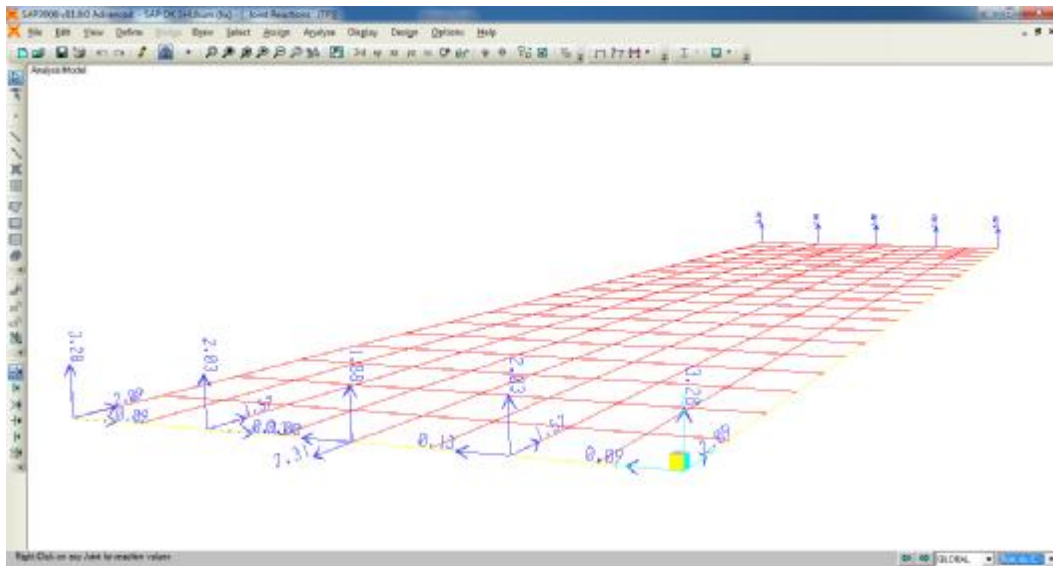
Gambar 3.13: Pemodelan reaksi MS.



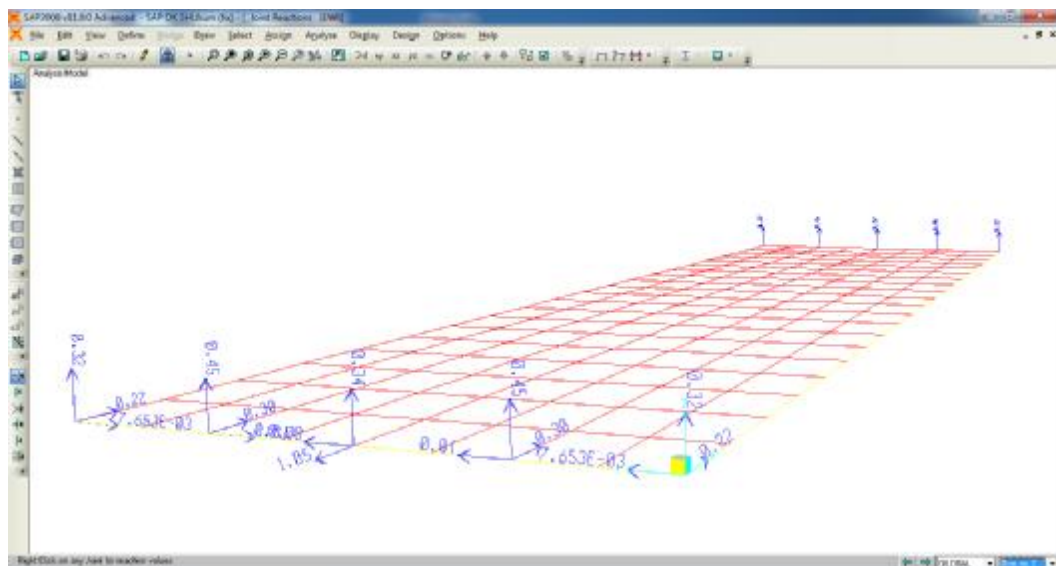
Gambar 3.14: Pemodelan reaksi MA.



Gambar 3.15: Pemodelan reaksi TD.



Gambar 3.16: Pemodelan reaksi TP.



Gambar 3.17: Pemodelan reaksi EWL.

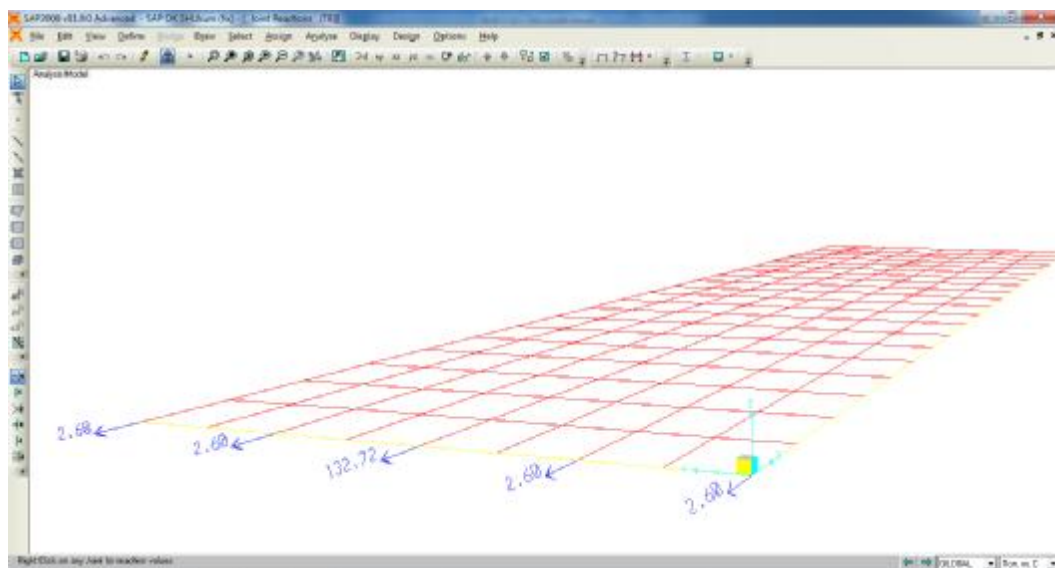
3.4.6 Input Gaya Rem (TB)

Gaya rem adalah pengaruh dari pengereman dari lalu lintas yang diperhitungkan arah *horizontal* terhadap abutment. berdasarkan SNI 1725-2016 pasal 8.7 Gaya rem direncanakan sebesar 5 % dari berat truck rencana ditambah BTR (beban terbagi rata) yang bekerja setinggi 1,8 m dari permukaan lantai jembatan. gaya rem ini telah di hitung sebelumnya menggunakan aplikasi analisis struktur (lampiran) pemodelan dapat dilihat pada Gambar 3.18 kemudian di

distribusikan ke *abutment*.

Reaksi di perletakan akibat gaya rem

Ø Girder 1	=	2,60	Ton
Ø Girder 2	=	2,60	Ton
Ø Girder 3	=	132,72	Ton
Ø Girder 4	=	2,60	Ton
Ø Girder 5	=	2,60	Ton



Gambar 3.18: Pemodelan reaksi gaya rem pada perletakan.

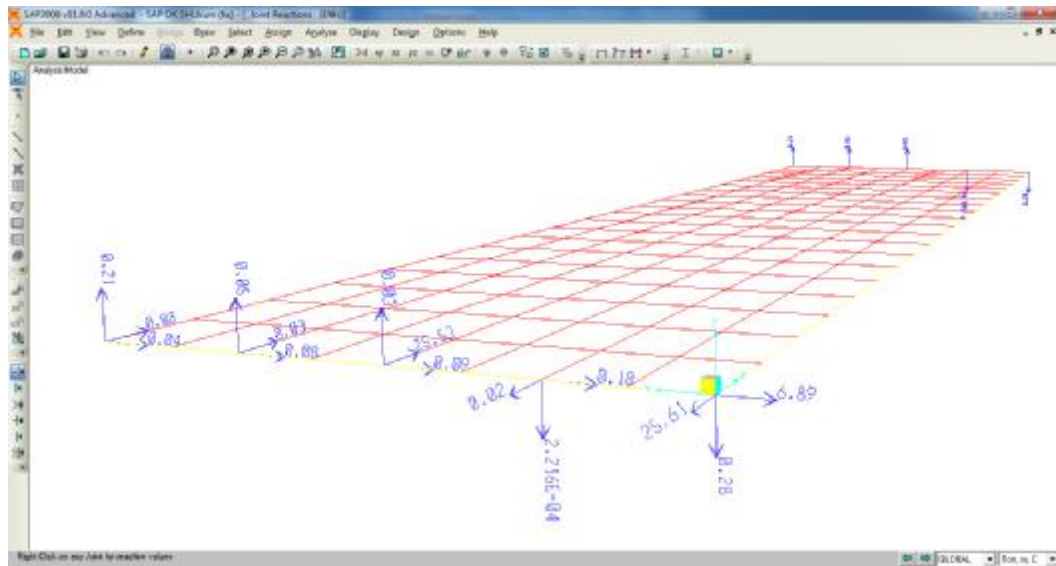
3.4.7 Input Pembebanan Angin Struktur (EWs)

Beban angin yang meniup dari arah samping berpengaruh terhadap *abutment* dan juga di asumsikan sebagai beban arah *Horizontal*. Beban angin ini di perhitungkan dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Gambar 3.19 kemudian didistribusikan kepada struktur *abutment* (lampiran).

Reaksi di perletakan akibat gaya Angin Struktur (EWs)

Ø Girder 1	=	0,28	Ton
Ø Girder 2	=	0.0002216	Ton
Ø Girder 3	=	0,03	Ton
Ø Girder 4	=	0,05	Ton

Ø Girder 5 = 0,21 Ton



Gambar 3.19: Pemodelan reaksi di perletakan akibat EWS.

3.4.8 Input Gaya Gempa (EQ)

Dalam analisa *abutment* ini lokasi perencanaan berada pada salah satu sungai Kota Medan, berdasarkan peta zona gempa SNI 2833-2008 Kota Medan berada pada zona gempa 3, dengan akselerasi PGA di batuan dasar 0,36-0,40. Beban gempa pada *abutment* ini dapat dihitung dengan menjumlahkan berat struktur *abutment* dan berat tanah ditambah dengan reaksi pada perletakan akibat gempa dan dikalikan dengan PGA zona gempa 3 (lampiran). reaksi gempa pada abutment disajikan dalam Gambar 3.20.

Reaksi di perletakan akibat gaya gempa (EQ)

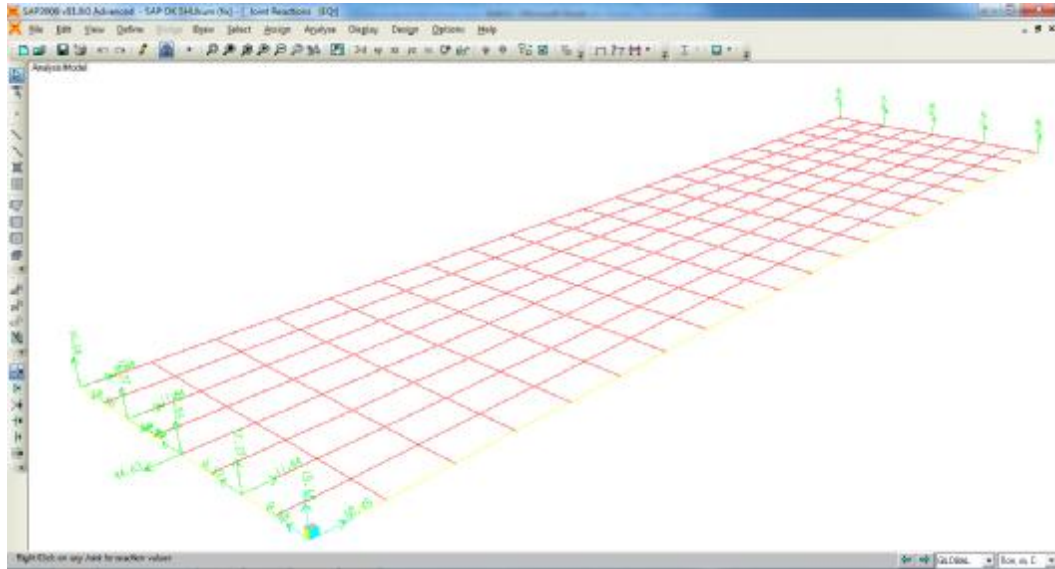
Ø Girder 1 = 15,5 Ton

Ø Girder 2 = 17,27 Ton

Ø Girder 3 = 7,55 Ton

Ø Girder 4 = 17,27 Ton

Ø Girder 5 = 15,5 Ton



Gambar 3.20: Pemodelan reaksi di perletakan akibat EQ.

3.4.9 Tekanan Tanah (TA)

Dalam penulisan tugas akhir, untuk data tanah diasumsikan, dikarenakan studi ini adalah studi literatur bukan penelitian lapangan. Maka untuk data tekanan tanah diasumsikan sebagai berikut:

- Ø Data tanah urugan
 - $\partial_t = 18 \text{ KN/m}^3$
 - $\phi_t = 30^\circ$
 - $C = 0$
- Ø Data tanah Asli
 - $\partial_t = 1,61 \text{ gr/m}^3 = 15,8 \text{ KN.m}^3$
 - $\phi_t = 21^\circ$
 - $C = 0,5 \text{ t/m}^2 = 0,49 \text{ KN/m}^2$

Berdasarkan SNI 1725-2016 *abutment* ini direncanakan dapat menahan beban tambahan yang berkerja apabila beban lalu lintas bekerja, 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.

3.4.10 Komponen Struktur

Komponen struktur yang terdapat pada bangunan ini meliputi *pile cap (poer)*, *breast wall*, *back wall*, dan pondasi tiang pancang.

3.4.11 Tiang Pancang Rencana

Dalam sebuah perencanaan struktur yang memiliki hubungan langsung dengan tanah yang memiliki daya dukung tanah rendah maka diperlukan sebuah struktur pendukung untuk membantu memaksimalkan ketahanan struktur dalam menghadapi berbagai kondisi, dalam hal ini daya dukung pondasi sangat membantu memaksimalkan struktur *abutment* tersebut. Dalam analisa ini akan direncanakan pondasi tiang pancang untuk mendukung ketahanan struktur *abutment* tersebut. Adapun rencana data-data untuk perhitungan jumlah tiang panjang yang diperlukan adalah sebagai berikut.

Ø Data Sondir rencana

- $N_s = 182,5 \text{ Kg/cm}^2$, Pada kedalaman = 17,8 m
- $JHP1 = 66 \text{ Kg/m'}$, Pada kedalaman = 3,5 m
- $JHP2 = 358 \text{ Kg/m'}$, Pada kedalaman = 17,8 m

Ø Di rencanakan : (dari elevasi titik sondir) Untuk Model 1 dan Model 2.

- *Abutment* pada kedalaman = 3,5 m
- Tiang pancang = $17,8 - 3,5$ = 14,3 m
- Dimensi tiang pancang = $\varnothing_{\text{tiang}} 50 \text{ cm}$

Dikarenakan data tiang pancang pada Model 2 tidak memadai syarat yang berlaku (lampiran) maka untuk model perbaikan Model 3 perlu diadakan rencana ulang. Data tiang pancang untuk Model 3 dapat dilihat sebagai berikut :

Ø Di rencanakan : (dari elevasi titik sondir) Untuk Model 3.

- *Abutment* pada kedalaman = 4 m
- Tiang pancang = $17,8 - 4$ = 13,8 m
- Dimensi tiang pancang = $\varnothing_{\text{tiang}} 60 \text{ cm}$

3.4.12 Penulangan *Abutment*

Dalam penulisan tugas akhir ini, data perencanaan untuk penulangan *abutment* adalah sebagai berikut :

- Ø Mutu beton = 40 Mpa
- Ø Mutu baja tulangan = 390 Mpa
- Ø Berat jenis beton = 2,4 Ton/m³

Dalam perhitungan analisa penulangan ini menggunakan perhitungan mengacu pada RSNI-T-12-2004 Perencanaan Struktur Beton Bertulang Jembatan. Penulangan *abutment* ini dibagi menjadi dua bagian, yaitu penulangan pada RIB dan penulangan pada *poer*.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisa Desain

Untuk mengetahui perbandingan antara dua model *abutment* dan model perbaikan, maka pada bab ini akan dibahas analisa tahanan geser dan ketahanan *abutment* dalam menahan momen guling. Perhitungan dilakukan dengan bantuan program Microsoft Excel 2007. Struktur *abutment* direncanakan pada lokasi yang terletak di suatu sungai Kota Medan dengan kondisi tanah sedang. Fungsi *abutment* adalah sebagai perlatakan atau pondasi yang menahan struktur atas jembatan dengan bentang 25 meter dan lebar 1+7+1 meter.

4.2 Tekanan Tanah

4.2.1 Tekanan Tanah Aktif Untuk Tanah Urugan

Dari hasil analisa yang dilakukan dengan menggunakan teori Rankine (1857) di dapat nilai S dan $Pa1$ yang mana gaya tersebut bekerja di belakang dinding dengan kondisi tegak lurus dan tidak ada gesekan antara tanah dan dinding, nilai S dengan $Pa1$ disajikan pada Tabel 4.1 untuk *abutment* Model 1 dan Tabel 4.2 untuk Model 2, serta Model 3 pada tabel 4.3 sebagai model perbaikan.

Tabel 4.1: Besar gaya tekanan tanah yang berkerja pada *abutment* (Model 1).

Notasi	Berat (KN)
S	282,085
Pa1	1645,494

Tabel 4.2: Besar gaya tekanan tanah yang berkerja pada *abutment* (Model 2).

Notasi	Berat (KN)
S	322,383
Pa1	2149,217

Tabel 4.3: Besar gaya tekanan tanah yang berkerja pada *abutment* (Model 3).

Notasi	Berat (KN)
S	322,383
Pa1	2149,217

4.2.2 Stabilitas Ketahanan Geser Struktur

Stabilitas ketahanan geser struktur diperhitungkan agar pada *abutment* yang direncanakan mampu dalam menahan geser akibat tanah dan defleksi yang terjadi pada dinding *abutment*. Hasil perhitungan stabilitas geser *abutment* disajikan pada Tabel 4.4 untuk Model 1 dan Tabel 4.5 untuk Model 2 serta Tabel 4.6 untuk Model 3.

Tabel 4.4: Reaksi beban ultimate Model 1.

NO	Beban	Arah V (KN)	Arah H (KN)
1	ΣV (<i>Abutment</i> + Tanah + S. Atas)	5995,800	0,000
2	Gaya Rem (TB)	0,000	2799,185
3	Gaya Angin Struktur (EWs)	0,000	5,594
4	Tekanan Tanah Aktif	0,000	2313,095
5	Tekanan Tanah Pasif	0,000	0,000
6	Gaya Gempa	0,000	2067,887
7	Beban Lalu Lintas	900,068	0,000

Tabel 4.5: Reaksi beban ultimate Model 2.

NO	Beban	Arah V (KN)	Arah H (KN)
1	ΣV (<i>Abutment</i> + Tanah + S. Atas)	6551,090	0,000
2	Gaya Rem (TB)	0,000	2799,185
3	Gaya Angin Struktur (EWs)	0,000	5,594
4	Tekanan Tanah Aktif	0,000	2965,919
5	Tekanan Tanah Pasif	0,000	0,000

Tabel 4.5: *Lanjutan.*

NO	Beban	Arah V (KN)	Arah H (KN)
6	Gaya Gempa	0,000	2282,160
7	Beban Lalu Lintas	900,068	0,000

Tabel 4.6: Reaksi beban ultimate Model 3.

NO	Beban	Arah V (KN)	Arah H (KN)
1	ΣV (<i>Abutment</i> + Tanah + S. Atas)	7662,272	0,000
2	Gaya Rem (TB)	0,000	2799,185
3	Gaya Angin Struktur (EWs)	0,000	5,594
4	Tekanan Tanah Aktif	0,000	2965,919
5	Tekanan Tanah Pasif	0,000	0,000
6	Gaya Gempa	0,000	2726,633
7	Beban Lalu Lintas	900,068	0,000

4.2.2.1 Tahanan Geser Model 1

Berdasarkan teori Rankine (1857) besarnya gaya gesekkan yang timbul pada dasar dinding tergantung pada berat konstruksi dinding penahan tanah serta koefesien gesekan (μ) yang dimiliki oleh tanah koefesien gesekan ini juga tergantung pada jenis tanah di dasar dinding, namun berkisar dari 0.3-0.6

Maka diambil faktor gesek tanah adalah = 0,5

$$FK = \frac{\mu \cdot \Sigma V + T_p}{S + Pa1} > 1,50$$

Ø Untuk kombinasi I ($\Sigma V + TA + TD$)

$$(\Sigma V + TA + TD) = 6895,868 \text{ KN}$$

$$S = 282,085 \text{ KN}$$

$$Pa1 = 1645,494 \text{ KN}$$

Faktor keamanan,

$$FK = \frac{0,5 \times 6895,868}{282,085 + 1645,494} = 1,79 > 1,50 \quad \text{OK}$$

Ø Untuk kombinasi II ($\Sigma V+TA+EW_s$)

$$(\Sigma V+TA+EW_s) = 5995,800 \text{ KN}$$

$$S = 322,383 \text{ KN}$$

$$Pa1 = 2149,217 \text{ KN}$$

Faktor keamanan,

$$FK = \frac{0,5 \times 5995,800}{282,085 + 1645,494} = 1,56 > 1,50 \quad \text{OK}$$

Ø Untuk kombinasi III ($\Sigma V+TA+TD+EW_s+R$)

$$(\Sigma V+TA+TD+EW_s+R) = 6895,868 \text{ KN}$$

$$S = 322,383 \text{ KN}$$

$$Pa1 = 2149,217 \text{ KN}$$

Faktor keamanan,

$$FK = \frac{0,5 \times 6895,868}{282,085 + 1645,494} = 1,79 > 1,50 \quad \text{OK}$$

Ø Untuk kombinasi IV ($\Sigma V+TA+EQ$)

$$(\Sigma V+TA+EQ) = 5995,800 \text{ KN}$$

$$S = 322,383 \text{ KN}$$

$$Pa1 = 2149,217 \text{ KN}$$

Faktor keamanan,

$$FK = \frac{0,5 \times 5995,800}{282,085 + 1645,494} = 1,56 > 1,50 \quad \text{OK}$$

4.2.2.2 Tahanan Geser Model 2

Ø Untuk kombinasi I ($\Sigma V+TA+TD$)

$$(\Sigma V+TA+TD) = 7451,157 \text{ KN}$$

$$S = 322,383 \text{ KN}$$

$$Pa1 = 2149,217 \text{ KN}$$

Faktor keamanan,

$$FK = \frac{0,5 \times 7451,157}{323,383 + 2149,217} = 1,51 > 1,50 \quad \text{OK}$$

Ø Untuk kombinasi II ($\Sigma V+TA+EWs$)

$$(\Sigma V+TA+EWs) = 6551,090 \text{ KN}$$

$$S = 322,383 \text{ KN}$$

$$Pa1 = 2149,217 \text{ KN}$$

Faktor keamanan,

$$FK = \frac{0,5 \times 6551,090}{323,383 + 2149,217} = 1,33 > 1,50 \quad \text{NOT OK}$$

Ø Untuk kombinasi III ($\Sigma V+TA+TD+EWs+R$)

$$(\Sigma V+TA+TD+EWs+R) = 7451,157 \text{ KN}$$

$$S = 322,383 \text{ KN}$$

$$Pa1 = 2149,217 \text{ KN}$$

Faktor keamanan,

$$FK = \frac{0,5 \times 7451,157}{323,383 + 2149,217} = 1,51 > 1,50 \quad \text{OK}$$

Ø Untuk kombinasi IV ($\Sigma V+TA+EQ$)

$$(\Sigma V+TA+EQ) = 6551,090 \text{ KN}$$

$$S = 322,383 \text{ KN}$$

$$Pa1 = 2149,217 \text{ KN}$$

Faktor keamanan,

$$FK = \frac{0,5 \times 6551,090}{323,383 + 2149,217} = 1,33 > 1,50 \quad \text{NOT OK}$$

4.2.2.3 Tahanan Geser Model 3

Ø Untuk kombinasi I ($\Sigma V+TA+TD$)

$$(\Sigma V+TA+TD) = 8562,340 \text{ KN}$$

$$S = 322,383 \text{ KN}$$

$$Pa1 = 2149,217 \text{ KN}$$

Faktor keamanan,

$$FK = \frac{0,5 \times 8562,340}{323,383 + 2149,217} = 1,73 > 1,50 \quad \text{OK}$$

Ø Untuk kombinasi II ($\Sigma V+TA+EW_s$)

$$(\Sigma V+TA+EW_s) = 7662,272 \text{ KN}$$

$$S = 322,383 \text{ KN}$$

$$Pa1 = 2149,217 \text{ KN}$$

Faktor keamanan,

$$FK = \frac{0,5 \times 7662,272}{323,383 + 2149,217} = 1,55 > 1,50 \quad \text{OK}$$

Ø Untuk kombinasi III ($\Sigma V+TA+TD+EW_s+R$)

$$(\Sigma V+TA+TD+EW_s+R) = 8562,340 \text{ KN}$$

$$S = 322,383 \text{ KN}$$

$$Pa1 = 2149,217 \text{ KN}$$

Faktor keamanan,

$$FK = \frac{0,5 \times 8562,340}{323,383 + 2149,217} = 1,73 > 1,50 \quad \text{OK}$$

Ø Untuk kombinasi IV ($\Sigma V+TA+EQ$)

$$(\Sigma V+TA+EQ) = 7662,272 \text{ KN}$$

$$S = 322,383 \text{ KN}$$

$$Pa1 = 2149,217 \text{ KN}$$

Faktor keamanan,

$$FK = \frac{0,5 \times 7662,272}{323,383 + 2149,217} = 1,55 > 1,50 \quad \text{OK}$$

4.3 Stabilitas Momen Guling Struktur

Komponen-komponen gaya horizontal yang muncul akibat tekanan tanah aktif cenderung untuk menggulingkan *abutment*. Gaya horizontal ini akan diimbangi oleh berat sendiri *abutment*, dimana berat sendiri ini akan menimbulkan momen penahan akibat momen guling. Hasil perhitungan momen akibat guling dapat dilihat pada Tabel 4.7 untuk Model 1 dan Tabel 4.8 untuk

Model 2 serta Tabel 4.9 untuk Model 3.

Tabel 4.7: Tabel faktor keamanan momen akibat guling Model 1.

Kombinasi	Mo (KN)	Mb (KN)	Mo	FK	CEK
			Mb		
Kombinasi (S+Pa1)	5792,140	22940,252	3,96	≥ 2	OK
Kombinasi (S+Pa1) + TB	8591,325	22940,252	2,67	≥ 2	OK
Kombinasi (S+Pa1)+ TB + EQ)	10659,212	22940,252	2,15	≥ 2	OK
Kombinasi (S+Pa1) + EQ	7860,027	22940,252	2,92	≥ 2	OK

Tabel 4.8: Tabel faktor keamanan momen akibat guling Model 2.

Kombinasi	Mo (KN)	Mb (KN)	Mo	FK	CEK
			Mb		
Kombinasi (S+Pa1)	8424,930	25369,615	3,01	≥ 2	OK
Kombinasi (S+Pa1) + TB	11224,116	25369,615	2,26	≥ 2	OK
Kombinasi (S+Pa1)+ TB + EQ)	13506,275	25369,615	1,88	≥ 2	NOT OK
Kombinasi (S+Pa1) + EQ	10707,090	25369,615	2,37	≥ 2	OK

Tabel 4.9: Tabel faktor keamanan momen akibat guling Model 3.

Kombinasi	Mo (KN)	Mb (KN)	Mo	FK	CEK
			Mb		
Kombinasi (S+Pa1)	8424,930	38198,654	4,53	≥ 2	OK
Kombinasi (S+Pa1) + TB	11224,116	38198,654	2,26	≥ 2	OK
Kombinasi (S+Pa1)+ TB + EQ)	13950,749	38198,654	2,74	≥ 2	OK
Kombinasi (S+Pa1) + EQ	11151,563	38198,654	3,43	≥ 2	OK

4.4 Perhitungan Jumlah Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang diperhitungkan agar pada struktur *abutment* dapat bekerja semaksimal mungkin dengan adanya daya dukung dari pondasi tiang pancang. Berikut akan disajikan perhitungan jumlah pondasi tiang pancang.

Ø Di rencanakan : (dari elevasi titik sondir) untuk Model 1 dan Model 2

- *Abutment* pada kedalaman = 3,5 m
- Tiang pancang = 17,8 - 3,5 = 14,3 m
- Dimensi tiang pancang = $\varnothing_{\text{tiang}} 50 \text{ cm}$
- Berat sendiri Tiang = $\frac{1}{4} \pi d^2 \cdot L \cdot \delta b$
 $= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 50^2 \cdot 14,3 \cdot 2400$
 $= 6738,716 \text{ Kg.}$

Ø Di rencanakan : (dari elevasi titik sondir) untuk Model 3

- *Abutment* pada kedalaman = 4 m
- Tiang pancang = 17,8 - 4 = 13,8 m
- Dimensi tiang pancang = $\varnothing_{\text{tiang}} 60 \text{ cm}$
- Berat sendiri Tiang = $\frac{1}{4} \pi d^2 \cdot L \cdot \delta b$
 $= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 60^2 \cdot 13,8 \cdot 2400$
 $= 9364,459 \text{ Kg.}$

4.4.1 Jumlah Tiang Pancang Model 1

Dari hasil analisa yang telah dilakukan, yang dicantumkan pada (lampiran B).

Gaya-gaya yang diperhitungkan

- Berat bangunan atas = 1565,019 KN
- Berat sendiri *abutment* = 5828,394 KN
- Berat sendiri tanah *poer* = 2113,742 KN
- Psp3 (beban dinamis) = 693,200 KN

- Jumlah tiang :

$$\frac{V}{\text{Psp3}} = \frac{1565,019 + 5828,394 + 2113,742}{693,200}$$

$$= 14 \text{ Titik}$$

Setelah dilakukan analisa terhadap kelompok tiang menurut rumus Converse-Labare yang disajikan pada (lampiran) menunjukkan 14 tidak memenuhi syarat terhadap kelompok tiang pancang, maka diambil titik tiang pancang sebanyak 20 titik yang telah memenuhi syarat.

4.4.2 Jumlah Tiang Pancang Model 2

Dari hasil analisa yang telah dilakukan, yang dicantumkan pada (lampiran B).

Gaya-gaya yang diperhitungkan :

- Berat bangunan atas	= 1565,019 KN
- Berat sendiri <i>abutment</i>	= 6247,101 KN
- Berat sendiri tanah diatas <i>poer</i>	= 2603,942 KN
- Psp3 (beban dinamis)	= 693,196 KN

- Jumlah tiang :

$$\frac{V}{Psp3} = \frac{1565,019 + 6247,101 + 2603,942}{693,942}$$
$$= 15 \text{ Titik.}$$

Setelah dilakukan analisa terhadap kelompok tiang menurut rumus Converse-Labare yang disajikan pada (lampiran) menunjukkan 15 titik tidak memenuhi syarat terhadap kelompok tiang pancang, maka diambil titik tiang pancang sebanyak 20 titik yang telah memenuhi syarat.

4.4.3 Jumlah Tiang Pancang Model 3

Dari hasil analisa yang telah dilakukan, yang dicantumkan pada (lampiran B).

Gaya-gaya yang diperhitungkan

- Berat bangunan atas	= 1565,019 KN
- Berat sendiri <i>abutment</i>	= 8173,151 KN
- Berat sendiri tanah diatas <i>poer</i>	= 2603,942 KN
- Psp3 (beban dinamis)	= 988,033 KN

- Jumlah tiang :

$$\frac{V}{Psp3} = \frac{1565,019 + 8173,151 + 2603,942}{988,033}$$
$$= 13 \text{ Titik.}$$

Setelah dilakukan analisa terhadap kelompok tiang menurut rumus Converse-Labare (lampiran) menunjukkan 13 titik tidak memenuhi syarat terhadap

kelompok tiang pancang, maka diambil titik tiang pancang sebanyak 25 titik yang telah memenuhi syarat.

4.5 Gaya Yang Dipiku Satu Tiang Pancang

Dari hasil analisa tiang dalam grup berdasarkan metode Converse-Labare diasumsikan beberapa beban yaitu beban sementara (Psp1), Beban statis / tetap (Psp2), Beban dinamis. Dari hasil analisa gaya yang terbesar didapat pada Psp1 = 2195,754 KN untuk Model 1 dan Model 2, untuk Model 3 nilai Psp1 = 3319,236 KN.

$$Q = \frac{V}{N} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{Y^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{X^2} < P_{sp}$$

Berdasarkan hasil analisa yang dapat pada lampiran (lampiran) diperoleh :

$$V \text{ Struktur} = 5995,800 \text{ (Model 1), } 6551,090 \text{ (Model 2) , } 7662,272 \text{ (Model 3)}$$

$$M_x = \text{Momen penahan guling}$$

$$M_y = \text{Kondisi yang dianalisa}$$

$$n = \text{Jumlah pondasi rencana}$$

$$Y_{\max} = 1,00 \text{ m}$$

$$X_{\max} = 3,56 \text{ m}$$

$$X^2, Y^2 = \text{Statis momen sisi AC}$$

4.5.1 Model 1

Perhitungan gaya yang dipikul 1 tiang dapat dilihat dalam beberapa kondisi, seperti berikut:

- Kombinasi I

diasumsikan terhadap momen penahan guling dengan M_y dalam kondisi 0 dan dikontrol terhadap beban statis (Psp2)

$$\begin{aligned} Q &= \frac{5995,800}{20} + \frac{22940,252}{20,000} \times 1,00 + \frac{0,000}{264,243} \times 3,56 \\ &= 299,790013 + 1147,013 + 0 < P_{sp2} \\ &= 1446,803 < 1473,649 \text{ KN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

- Kombinasi II

diasumsikan terhadap momen penahan guling dengan My terhadap gaya rem dan dikontrol terhadap beban sementara (Psp1).

$$\begin{aligned}
 Q &= \frac{5995,800}{20} + \frac{22940,252}{20,000} \times 1,00 + \frac{2799,185}{264,243} \times 3,56 \\
 &= 299,790013 + 1147,013 + 37,7119 \ll \text{Psp1} \\
 &= 1484,514 < 2195,755 \text{ KN} \qquad \text{OK}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi III

diasumsikan terhadap momen penahan guling dengan My terhadap gaya rem dikombinasikan dengan gempa dan dikontrol terhadap beban sementara (Psp1).

$$\begin{aligned}
 Q &= \frac{5995,800}{20} + \frac{22940,252}{20,000} \times 1,00 + \frac{4867,072}{264,243} \times 3,56 \\
 &= 299,790013 + 1147,013 + 65,5713 \ll \text{Psp1} \\
 &= 1512,374 < 2195,755 \text{ KN} \qquad \text{OK}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi IV

diasumsikan terhadap momen penahan guling dengan My terhadap gaya gempa saja dan dikontrol terhadap beban sementara (Psp1).

$$\begin{aligned}
 Q &= \frac{5995,800}{20} + \frac{22940,252}{20,000} \times 1,00 + \frac{2067,887}{264,243} \times 3,56 \\
 &= 299,790013 + 1147,013 + 27,8595 \ll \text{Psp1} \\
 &= 1474,662 < 2195,755 \text{ KN} \qquad \text{OK}
 \end{aligned}$$

4.5.1.1 Model 2

- Kombinasi I

diasumsikan terhadap momen penahan guling dengan My dalam kondisi 0 dan dikontrol terhadap beban statis (Psp2).

$$\begin{aligned}
 Q &= \frac{6551,090}{20} + \frac{25369,615}{20,000} \times 1,00 + \frac{0,000}{264,243} \times 3,56 \\
 &= 327,5544845 + 1268,481 + 0 \ll \text{Psp2} \\
 &= 1596,035 < 1473,649 \text{ KN} \qquad \text{NOT OK}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi II

diasumsikan terhadap momen penahan guling dengan My terhadap gaya rem dan dikontrol terhadap beban sementara (Psp1).

$$\begin{aligned} Q &= \frac{6551,090}{20} + \frac{25369,615 \times 1,00}{20,000} + \frac{2799,185 \times 3,56}{264,243} \\ &= 327,5544845 + 1268,481 + 37,7119 \ll \text{Psp1} \\ &= 1633,747 < 2195,755 \text{ KN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

- Kombinasi III

diasumsikan terhadap momen penahan guling dengan My terhadap gaya rem dikombinasikan dengan gempa dan dikontrol terhadap beban sementara (Psp1).

$$\begin{aligned} Q &= \frac{6551,090}{20} + \frac{25369,615 \times 1,00}{20,000} + \frac{5081,345 \times 3,56}{264,243} \\ &= 327,5544845 + 1268,481 + 68,4581 \ll \text{Psp1} \\ &= 1664,493 < 2195,755 \text{ KN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

- Kombinasi IV

diasumsikan terhadap momen penahan guling dengan My terhadap gaya gempa saja dan dikontrol terhadap beban sementara (Psp1).

$$\begin{aligned} Q &= \frac{6551,090}{20} + \frac{25369,615 \times 1,00}{20,000} + \frac{2282,160 \times 3,56}{264,243} \\ &= 327,5544845 + 1268,481 + 30,7463 \ll \text{Psp1} \\ &= 1626,781 < 2195,755 \text{ KN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

4.5.1.2 Model 3

- Kombinasi I

diasumsikan terhadap momen penahan guling dengan My dalam kondisi 0 dan dikontrol terhadap beban statis (Psp2).

$$\begin{aligned} Q &= \frac{7662,272}{25} + \frac{38198,654 \times 1,00}{25,000} + \frac{0,000 \times 3,60}{405,000} \\ &= 306,4908926 + 1527,946 + 0 \ll \text{Psp2} \\ &= 1834,437 < 2219,828 \text{ KN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

- Kombinasi II

diasumsikan terhadap momen penahan guling dengan My terhadap gaya rem dan dikontrol terhadap beban sementara (Psp1).

$$\begin{aligned} Q &= \frac{7662,272}{25} + \frac{38198,654}{25,000} \times 1,00 + \frac{2799,185 \times 3,60}{405,000} \\ &= 306,4908926 + 1527,946 + 24,8816 \ll \text{Psp1} \\ &= 1859,319 < 3319,237 \text{ KN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

- Kombinasi III

diasumsikan terhadap momen penahan guling dengan My terhadap gaya rem dikombinasikan dengan gempa dan dikontrol terhadap beban sementara (Psp1).

$$\begin{aligned} Q &= \frac{7662,272}{25} + \frac{38198,654}{25,000} \times 1,00 + \frac{5525,818 \times 3,60}{405,000} \\ &= 306,4908926 + 1527,946 + 49,1184 \ll \text{Psp1} \\ &= 1883,555 < 3319,237 \text{ KN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

- Kombinasi IV

diasumsikan terhadap momen penahan guling dengan My terhadap gaya gempa saja dan dikontrol terhadap beban sementara (Psp1).

$$\begin{aligned} Q &= \frac{7662,272}{25} + \frac{38198,654}{25,000} \times 1,00 + \frac{2726,633 \times 3,60}{405,000} \\ &= 306,4908926 + 1527,946 + 24,2367 \ll \text{Psp1} \\ &= 1858,674 < 3319,237 \text{ KN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

4.6 Perhitungan Jumlah Tulangan Pada RIB

RIB adalah struktur yang terdiri dari *Breastwall* (dinding penahan) dan *Backwall*. Penulangan RIB ini direncanakan dalam dua bagian yaitu tulangan utama sebagai tulangan vertikal dan tulangan geser untuk tulangan horizontal.

4.6.1 Tulangan Utama Model 1

Berdasarkan dari hasil analisa gaya tekanan tanah aktif pada RIB yang dapat dilihat pada (lampiran B):

$$S = 22,093 \text{ KN}$$

$$Pa1 = 92,055 \text{ KN}$$

Tulangan direncanakan stroke 1 meter :

$$h = 1500 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1500 - 50 - 1/2 \cdot 22 = 1439 \text{ mm.}$$

$$Agr = b \times h = 1000 \times 1500 = 1500000 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan analisa yang di lakukan (lampiran), maka di dapat As total = pmin. $b \cdot d = 0,0036 \times 1000 \times 1439 = 5166 \text{ mm}^2$. Maka dibutuhkan tulangan kanan dan kiri = $1/2 \text{ As total} = 2583 \text{ mm}^2$.

$$\text{Direncanakan } \emptyset D = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Luas perbuah tulangan} = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot 22/7 \cdot 22^2 = 380 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dibutuhkan tulangan} = 1/2 \cdot \text{As total} / \text{Luas perbuah tulangan}$$

$$= 2583 / 380$$

$$= 7 \text{ buah.}$$

$$\text{Jarak antar tulangan} = \frac{b - d' \cdot 2 - \emptyset D}{\text{kebutuhan tul.}}$$

$$= \frac{1000 - (50 \times 2) - 22}{7} = 147 \text{ mm.} = 150 \text{ mm.}$$

7

Berdasarkan RSNI-T-2004 syarat minimum tulangan harus memenuhi syarat $3 \cdot D = 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$ lebih kecil dari 150 mm, maka diambil jarak tulangan 150 mm.

4.6.2 Tulangan Utama Model 2

Berdasarkan dari hasil analisa gaya tekanan tanah aktif pada RIB yang dapat dilihat pada (lampiran B):

$$S = 26,512 \text{ KN}$$

$$Pa1 = 132,559 \text{ KN}$$

Tulangan direncanakan stroke 1 meter :

$$h = 1500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
b &= 1000 \text{ mm} \\
d' &= 50 \text{ mm} \\
d &= 1500 - 50 - 1/2 \cdot 22 = 1439 \text{ mm.} \\
A_{gr} &= b \times h = 1000 \times 1500 = 1500000 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Berdasarkan analisa yang di lakukan (lampiran), maka di dapat A_s total = $\rho_{min} \cdot b \cdot d = 0,0036 \times 1000 \times 1439 = 5166 \text{ mm}^2$. Maka dibutuhkan tulangan kanan dan kiri = $1/2 A_s$ total = 2583 mm^2 .

$$\begin{aligned}
\text{Direncanakan } \emptyset D &= 22 \text{ mm} \\
\text{Luas perbuah tulangan} &= 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot 22/7 \cdot 22^2 = 380 \text{ mm}^2 \\
\text{Dibutuhkan tulangan} &= 1/2 \cdot A_s \text{ total} / \text{Luas perbuah tulangan} \\
&= 2583 / 380 \\
&= 7 \text{ buah.} \\
\text{Jarak antar tulangan} &= \frac{b - d' \cdot 2 - \emptyset D}{\text{kebutuhan tul.}} \\
&= \frac{1000 - (50 \times 2) - 22}{7} = 147 \text{ mm.} = 150 \text{ mm.}
\end{aligned}$$

Berdasarkan RSNI-T-2004 syarat minimum tulangan harus memenuhi syarat $3 \cdot D = 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$ lebih kecil dari 150 mm , maka diambil jarak tulangan 150 mm .

4.6.3 Tulangan Utama Model 3

Berdasarkan dari hasil analisa gaya tekanan tanah aktif pada RIB yang dapat dilihat pada (lampiran):

$$\begin{aligned}
S &= 26,512 \text{ KN} \\
Pa1 &= 132,559 \text{ KN}
\end{aligned}$$

Tulangan direncanakan stroke 1 meter :

$$\begin{aligned}
h &= 2000 \text{ mm} \\
b &= 1000 \text{ mm} \\
d' &= 50 \text{ mm} \\
d &= 2000 - 50 - 1/2 \cdot 25 = 1937,5 \text{ mm.}
\end{aligned}$$

$$A_{gr} = b \times h = 1000 \times 2000 = 2000000 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan analisa yang di lakukan (lampiran), maka di dapat As total = pmin. $b.d = 0,0036 \times 1000 \times 1937,5 = 6955 \text{ mm}^2$. Maka dibutuhkan tulangan kanan dan kiri = $1/2$ As total = 3478 mm^2 .

$$\begin{aligned} \text{Direncanakan } \emptyset D &= 25 \text{ mm} \\ \text{Luas perbuah tulangan} &= 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot 22/7 \cdot 25^2 = 491 \text{ mm}^2 \\ \text{Dibutuhkan tulangan} &= 1/2 \cdot \text{As total} / \text{Luas perbuah tulangan} \\ &= 3478 / 491 \\ &= 7 \text{ buah.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar tulangan} &= \frac{b - d' \cdot 2 - \emptyset D}{\text{kebutuhan tul.}} \\ &= \frac{1000 - (50 \times 2) - 25}{7} = 141 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Berdasarkan RSNI-T-2004 syarat minimum tulangan harus memenuhi syarat $3.D = 3 \times 25 = 75 \text{ mm}$ lebih kecil dari 150 mm , maka diambil jarak tulangan 150 mm .

4.6.4 Tulangan Geser

\emptyset Model 1

Berdasarkan hasil analisa yang disajikan pada lampiran diperoleh :

$$v_u = 8,302 \text{ Mpa.}$$

Berdasarkan RSNI-T-2002 Kontrol tulangan geser $v_u < \emptyset v_c$.

$$\emptyset v_c = \emptyset \times 1/6 \sqrt{f' c}$$

$$= 0,65 \times 1/6 \sqrt{40}$$

$$= 0,685 \text{ Mpa} < 8,302 \text{ Mpa}$$

TIDAK OK

Beton tidak mampu menahan gaya geser, maka digunakan tulangan geser minimum $\emptyset D \leq 16 \text{ mm}$.

Berdasarkan RSNI-T-2002 jarak maximum untuk tulangan geser dapat diselesaikan dengan rumus : $d/4 = 1439 / 4 = 350$ mm. Untuk luas tulangan dapat diselesaikan:

$$\begin{aligned} AsV &= \pi/4 \cdot D^2 \cdot (b/S_{max}) &= 3,14/4 * 13 * (1000/350) = 379 \text{ mm}^2 \\ \text{Direncanakan } \emptyset D &= 13 \text{ mm} \\ \text{Luas perbuah tulangan} &= 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot 22/7 \cdot 13^2 = 133 \text{ mm}^2 \\ \text{Dibutuhkan tulangan} &= AsV / \text{Luas perbuah tulangan} \\ &= 379 / 133 = 3 \text{ buah.} \end{aligned}$$

Ø Model 2

Berdasarkan hasil analisa yang disajikan pada lampiran diperoleh :

$$v_u = 11,569 \text{ Mpa.}$$

Berdasarkan RSNI-T-2002 Kontrol tulangan geser $v_u < \emptyset v_c$.

$$\emptyset v_c = \emptyset \times 1/6 \sqrt{f' c}$$

$$= 0,65 \times 1/6 \sqrt{40}$$

$$= 0,685 \text{ Mpa} < 11,569 \text{ Mpa}$$

TIDAK OK

Beton tidak mampu menahan gaya geser, maka digunakan tulangan geser minimum $\emptyset D \leq 16$ mm.

Berdasarkan RSNI-T-2002 jarak maximum untuk tulangan geser dapat diselesaikan dengan rumus : $d/4 = 1439 / 4 = 350$ mm. Untuk luas tulangan dapat diselesaikan:

$$\begin{aligned} AsV &= \pi/4 \cdot D^2 \cdot (b/S_{max}) &= 3,14/4 * 13 * (1000/350) = 379 \text{ mm}^2 \\ \text{Direncanakan } \emptyset D &= 13 \text{ mm} \\ \text{Luas perbuah tulangan} &= 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot 22/7 \cdot 13^2 = 133 \text{ mm}^2 \\ \text{Dibutuhkan tulangan} &= AsV / \text{Luas perbuah tulangan} \\ &= 379 / 133 = 3 \text{ buah.} \end{aligned}$$

Ø Model 3

Berdasarkan hasil analisa yang disajikan pada lampiran diperoleh :

$$v_u = 10,181 \text{ Mpa.}$$

Berdasarkan RSNI-T-2002 Kontrol tulangan geser $v_u < \phi v_c$.

$$\phi v_c = \phi \times 1/6 \sqrt{f'_c}$$

$$= 0,65 \times 1/6 \sqrt{40}$$

$$= 0,685 \text{ Mpa} < 10,181 \text{ Mpa}$$

TIDAK OK

Beton tidak mampu menahan gaya geser, maka digunakan tulangan geser minimum $\phi D \leq 16 \text{ mm}$.

Berdasarkan RSNI-T-2002 jarak maximum untuk tulangan geser dapat diselesaikan dengan rumus : $d/4 = 1937,5 / 4 = 450 \text{ mm}$ diambil 350 mm . Untuk luas tulangan dapat diselesaikan:

$$AsV = \pi/4 \cdot D^2 \cdot (b/S_{max}) = 3,14/4 * 13^2 * (1000/350) = 379 \text{ mm}^2$$

$$\text{Direncanakan } \phi D = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Luas perbuah tulangan} = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot 22/7 \cdot 13^2 = 133 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dibutuhkan tulangan} = AsV / \text{Luas perbuah tulangan}$$

$$= 379 / 133 = 3 \text{ buah.}$$

4.7 Perhitungan Jumlah Tulangan Pada *Poer*

Poer merupakan suatu struktur untuk mengikat pondasi tiang pancang. fungsi dari *poer* adalah menerima beban dari RIB yang kemudian akan diteruskan dan disebarkan ke tiang pancang. Untuk Model 1 dan Model 2 karena diantara ke dua analisa tidak mengalami perbedaan terhadap As total maka disajikan dalam satu perhitungan. Untuk Model 3 dikarenakan menunjukkan perbedaan pada As total maka diperlukan suatu perhitungan untuk perencanaan tulangan utama pada Model 3.

4.7.1 Tulangan Utama Model 1 dan Model 2

Tulangan direncanakan stroke 1,6 meter :

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$b = 1600 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 2000 - 50 - 1/2 \cdot 32 = 1934 \text{ mm}$$

Berdasarkan analisa yang dilakukan (lampiran), maka didapat As total = $\rho_{min} \cdot b \cdot d = 0,0036 \times 1600 \times 1934 = 11.113,85 \text{ mm}^2$. Maka dibutuhkan tulangan untuk 1,6 meter = $As \text{ total} / 1,6 = 6946,15 \text{ mm}^2$. maka tulangan ditinjau dalam 1 meter.

Direncanakan $\emptyset D$	= 32 mm
Luas perbuah tulangan	= $1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot 22/7 \cdot 32^2 = 805 \text{ mm}^2$
Dibutuhkan tulangan	= $1/2 \cdot As \text{ total} / \text{Luas perbuah tulangan}$ = $6946,15 / 805$ = 9 buah.
Jarak antar tulangan	= $\frac{b - d' \cdot 2 - \emptyset D}{\text{kebutuhan tul.}}$ = $\frac{1000 - (50 \times 2) - 32}{9} = 101 \text{ mm}$.

Maka, digunakan $\emptyset 32 - 100$ sebanyak 9 buah di pasang per 1 meter.

4.7.2 Tulangan Utama Model 3

Tulangan direncanakan stroke 1,8 meter :

h	= 2000 mm
b	= 1800 mm
d'	= 50 mm
d	= $2000 - 50 - 1/2 \cdot 32 = 1934 \text{ mm}$

Berdasarkan analisa yang dilakukan (lampiran), maka didapat As total = $\rho_{min} \cdot b \cdot d = 0,0036 \times 1800 \times 1934 = 12.503,08 \text{ mm}^2$. Maka dibutuhkan tulangan untuk 1,8 meter = $As \text{ total} / 1,8 = 6946,15 \text{ mm}^2$. maka tulangan ditinjau dalam 1 meter.

Direncanakan $\emptyset D$	= 32 mm
Luas perbuah tulangan	= $1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot 22/7 \cdot 32^2 = 805 \text{ mm}^2$
Dibutuhkan tulangan	= $1/2 \cdot As \text{ total} / \text{Luas perbuah tulangan}$ = $6946,15 / 805$

$$\begin{aligned}
&= 9 \text{ buah.} \\
\text{Jarak antar tulangan} &= \frac{b - d'.2 - \emptyset D}{\text{kebutuhan tul.}} \\
&= \frac{1000 - (50 \times 2) - 32}{9} = 101 \text{ mm.}
\end{aligned}$$

Maka, digunakan $\emptyset 32 - 100$ sebanyak 9 buah di pasang per 1 meter.

4.7.3 Tulangan Geser *Poer* Model 1

Berdasarkan RSNI-T-2002 analisa yang telah dilakukan kontrol tegangan geser $v_u < \emptyset v_c$.

perhitungan untuk tulangan geser pada *poer* dijelaskan dibawah ini :

$$V_u = D = 1417,37 \text{ KN.}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1417,3726 \text{ X } 10^3}{1600 \times 1935} = 0,4578 \text{ MPa}$$

Tegangan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$\emptyset v_c = 0,65 \times 1/6 \times \sqrt{f_c'}$$

$$\emptyset v_c = 0,65 \times 1/6 \times \sqrt{40}$$

$$\emptyset v_c = 0,6325 \text{ Mpa} > 0,4578 \text{ Mpa}$$

Dari hasil diatas perhitungan geser tidak memenuhi kontrol tegangan geser $v_u < \emptyset v_c$. maka diperlukan tulangan bagi yang dipasang pada tepi *poer* sebagai pengikat tulangan utama. Dari hasil analisa yang dapat dilihat pada (lampiran) diperoleh A_s geser (tulangan bagi) = 1098 mm² dengan jarak maximum tulangan geser $S_{max} = d/4 = 1934/4 = 483,5$ maka diambil 350 mm.

$$\begin{aligned}
\text{Direncanakan } \emptyset D &= 16 \text{ mm} \\
\text{Luas perbuah tulangan} &= 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot 22/7 \cdot 16^2 = 201 \text{ mm}^2 \\
\text{Dibutuhkan tulangan} &= 1/2 \cdot A_s \text{ total} / \text{Luas perbuah tulangan} \\
&= 1098 / 201 \\
&= 5 \text{ buah.}
\end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan bagi yang di pasang di ujung *poer* sebagai

pengikat tulangan utama poer 16 - 350 mm.

4.7.4 Tulangan Geser *Poer Model 2*

Berdasarkan RSNI-T-2002 analisa yang telah dilakukan kontrol tegangan geser $v_u < \phi v_c$.

perhitungan untuk tulangan geser pada poer dijelaskan dibawah ini :

$$V_u = D = 1566,60 \text{ KN.}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1566,60}{1600} \times \frac{10^3}{1935} = 0,5060 \text{ MPa}$$

Tegangan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$\phi v_c = 0,65 \times 1/6 \times \sqrt{f_c'}$$

$$\phi v_c = 0,65 \times 1/6 \times \sqrt{40}$$

$$\phi v_c = 0,6325 \text{ Mpa} > 0,5060 \text{ Mpa}$$

Dari hasil diatas perhitungan geser tidak memenuhi kontrol tegangan geser $v_u < \phi v_c$. maka diperlukan tulangan bagi yang dipasang pada tepi *poer* sebagai pengikat tulangan utama. Dari hasil analisa yang dapat dilihat pada (lampiran) diperoleh A_s geser (tulangan bagi) = 1130 mm² dengan jarak maximum tulangan geser $S_{max} = d/4 = 1934/4 = 483,5$ maka diambil 450 mm

$$\text{Direncanakan } \phi D = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Luas perbuah tulangan} = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot 22/7 \cdot 16^2 = 201 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dibutuhkan tulangan} = 1/2 \cdot A_s \text{ total} / \text{Luas perbuah tulangan}$$

$$= 1130 / 201$$

$$= 6 \text{ buah.}$$

Maka, digunakan tulangan bagi yang di pasang di ujung poer sebagai pengikat tulangan utama poer 16 - 350 mm.

4.7.5 Tulangan Geser *Poer Model 3*

Berdasarkan RSNI-T-2002 analisa yang telah dilakukan kontrol tegangan geser $v_u < \phi v_c$.

perhitungan untuk tulangan geser pada poer dijelaskan dalam perhitungan di bawah ini :

$$V_u = D = 1768,22 \text{ KN.}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b \cdot D} = \frac{1768,22}{1800} \times \frac{10^3}{1935} = 0,5079 \text{ MPa}$$

Tegangan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$\phi v_c = 0,65 \times 1/6 \times \sqrt{f_c'}$$

$$\phi v_c = 0,65 \times 1/6 \times \sqrt{40}$$

$$\phi v_c = 0,6325 \text{ Mpa} > 0,5079 \text{ Mpa}$$

Dari hasil diatas perhitungan geser tidak memenuhi kontrol tegangan geser $v_u < \phi v_c$. maka diperlukan tulangan bagi yang dipasang pada tepi poer sebagai pengikat tulangan utama. Dari hasil analisa yang dapat dilihat pada (lampiran) diperoleh As geser (tulangan bagi) = 1258 mm² dengan jarak maximum tulangan geser $S_{max} = d/4 = 1934/4 = 483,5$ maka diambil 350 mm.

$$\begin{aligned} \text{Direncanakan } \phi D &= 16 \text{ mm} \\ \text{Luas perbuah tulangan} &= 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 1/4 \cdot 22/7 \cdot 16^2 = 201 \text{ mm}^2 \\ \text{Dibutuhkan tulangan} &= 1/2 \cdot \text{As total} / \text{Luas perbuah tulangan} \\ &= 1258 / 201 \\ &= 6 \text{ buah.} \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan bagi yang di pasang di ujung poer sebagai pengikat tulangan utama poer 16 - 350.

Dari berbagai hasil analisa maka dapat disajikan jumlah tulangan dalam rekapitulasi. seperti yang disajikan dalam Tabel 4.10.

Tabel 4.10: Rekapitulasi Tulangan.

Model	Penulangan RIB		Penulangan Poer	
	Tul. Utama	Tul. Geser	Tul. Utama	Tul. Geser/ bagi
Model 1	Ø 22-150 (7 buah)	Ø 13-350 (3 buah)	Ø 32-100 (9 buah)	Ø 16-350 (5 buah)

Tabel 4.10: *Lanjutan.*

Model	Penulangan RIB		Penulangan Poer	
	Tul. Utama	Tul. Geser	Tul. Utama	Tul. Geser/ bagi
Model 2	Ø 22-150 (7 buah)	Ø 13-350 (3 buah)	Ø 32-100 (9 buah)	Ø 16-350 (6 buah)
Model 3	Ø 25-150 (7 buah)	Ø 13-350 (3 buah)	Ø 32-100 (9 buah)	Ø 16-350 (6 buah)

4.8 Deformasi *Abutment*

Berdasarkan analisa yang telah dilakukan (lampiran) besarnya deformasi diakibatkan gaya-gaya yang berkerja pada *abutment* tidak boleh melampaui batas yang ditentukan BMS (bridge Management Desain) yaitu $L/400$ dalam kondisi kantilever. Pada prinsipnya deformasi hanyalah terjadi untuk balok, namun dalam kasus ini diambil prinsip balok kantilever untuk menganalisa *abutment* yang memiliki dasar prinsip yang sama, dimana ujung *abutment* adalah ujung bebas. Besarnya deformasi yang terjadi pada setiap model, akan disajikan pada tabel dan grafik berikut ini :

Tabel 4.11: Deformasi yang terjadi (Model 1)

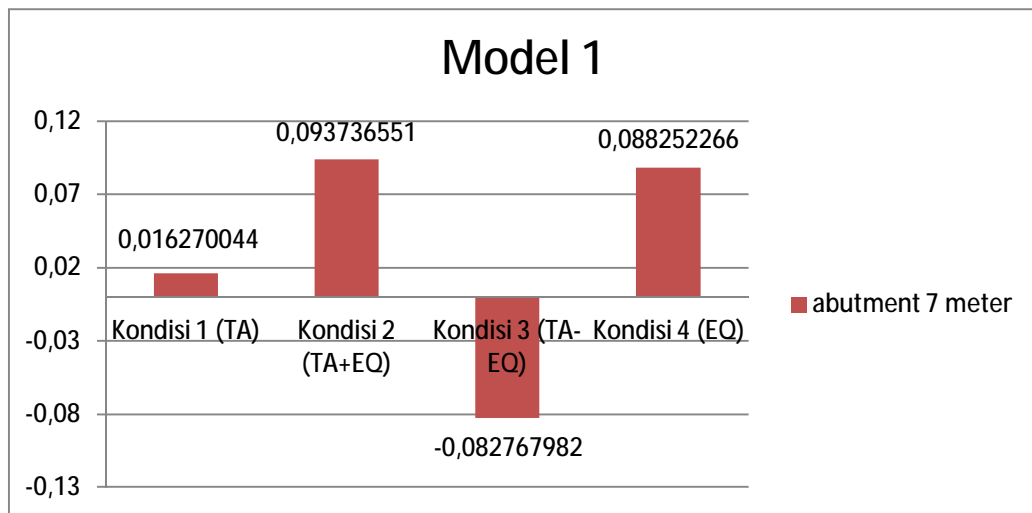
Kondisi	H mm	Δ mm	CEK L/400 (mm)	
Kondisi 1 (TA)	7000	0,016270044	< 17,50	OK
Kondisi 2 (TA+EQ)	7000	0,093736551	< 17,50	OK
Kondisi 3 (TA-EQ)	7000	-0,082767982	< 17,50	OK
Kondisi 4 (EQ)	7000	0,088252266	< 17,50	OK

Tabel 4.12: Deformasi yang terjadi (Model 2)

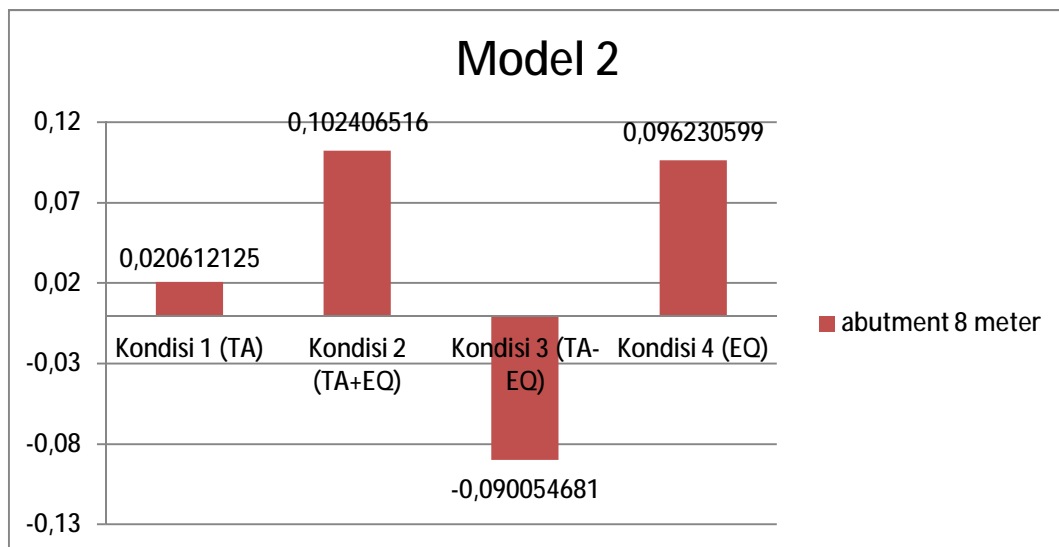
Kondisi	H mm	Δ mm	CEK L/400 (mm)	
Kondisi 1 (TA)	8000	0,020612125	< 20,00	OK
Kondisi 2 (TA+EQ)	8000	0,102406516	< 20,00	OK
Kondisi 3 (TA-EQ)	8000	-0,090054681	< 20,00	OK
Kondisi 4 (EQ)	8000	0,096230599	< 20,00	OK

Tabel 4.13: Deformasi yang terjadi (Model 3)

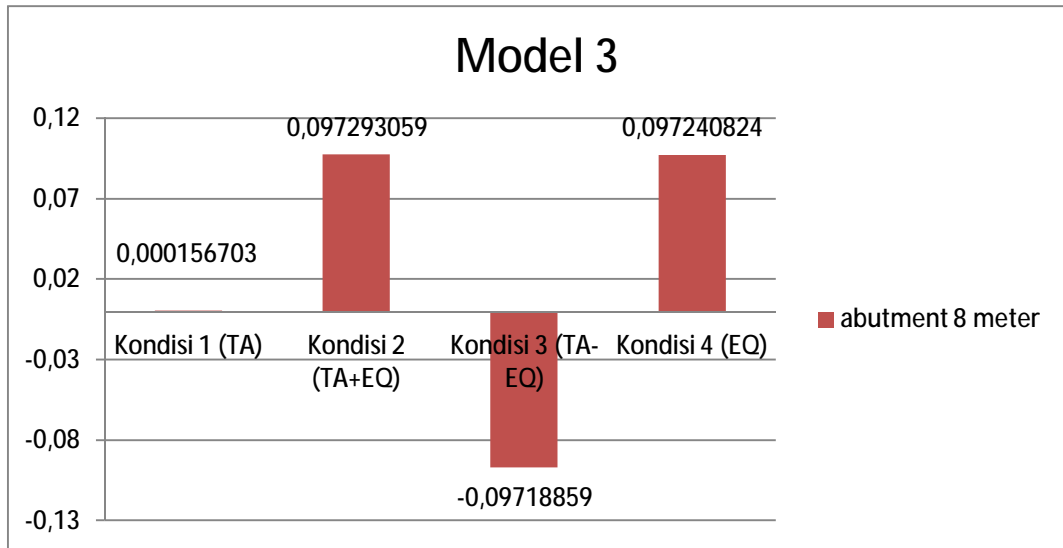
Kondisi	H mm	Δ mm	CEK L/400 (mm)	
Kondisi 1 (TA)	8000	0,000156703	< 20,00	OK
Kondisi 2 (TA+EQ)	8000	0,097293059	< 20,00	OK
Kondisi 3 (TA-EQ)	8000	-0,09718859	< 20,00	OK
Kondisi 4 (EQ)	8000	0,097240824	< 20,00	OK



Gambar 4.1: Grafik deformasi terhadap *abutment* (Model 1).



Gambar 4.2: Grafik deformasi terhadap *abutment* (Model 2).



Gambar 4.3: Grafik deformasi terhadap *abutment* (Model 3)

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisis data dan pembahasan mengenai stabilitas geser tanah, momen guling, jumlah pondasi, penulangan dan deformasi abutment terhadap penampang yang berbeda, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Dari hasil dan pembahasan dapat disimpulkan bahwa, Model 1 menunjukkan dengan penampang yang efisien dapat memenuhi semua syarat yang telah di tinjau, yaitu terhadap stabilitas geser tanah. Nilai kombinasi maksimum yang terbesar terjadi pada kombinasi ($\Sigma V+TA+TD$) dengan nilai perbandingan Model 1 dan Model 2 ialah 15,64 % dan perbandingan Model 2 dan Model 3 ialah 14,56 %.
2. Setelah dilakukan analisis terhadap momen guling, momen guling yang terbesar terjadi pada saat kombinasi ((S+Pa1) + TD + EQ), pada model 1 kombinasi tersebut sebesar 10659,212 KN, model 2 sebesar 13506,275 KN, dimana pada model 2 ini struktur tidak mampu menahan gaya guling akibat kombinasi ((S+Pa1) + TD + EQ), dan telah dilakukan model perbaikan model 3 dimana semua kondisi telah aman terhadap guling, adapun besar gaya akibat kombinasi tersebut sebesar 13950,749.
3. Setelah merencanakan abutment dengan tinggi 7 meter dan tinggi 8 meter, maka diperoleh jumlah tiang pancang yang aman digunakan pada struktur *abutment*. Adapun jumlah tiang pancang tersebut untuk Model 1 dengan tinggi 7 meter diperoleh 20 titik tiang pancang. Untuk model 2 dengan tinggi 8 meter diperoleh 20 titik namun ada kondisi yang tidak memenuhi syarat terhadap kelompok tiang pancang Converse-Labare, maka dilakukan model perbaikan (model 3), adapun untuk jumlah tiang pancang perbaikan model 3 yaitu 25 titik tiang pancang.
4. Dari hasil rekapitulasi pada Tabel 4.10 dapat disimpulkan bahwa kebutuhan tulangan yang paling terbesar ialah pada Model 3

5. Dari hasil analisis yang telah dilakukan, didapatkan kesimpulan bahwa deformasi yang paling terbesar adalah pada saat kondisi tekanan tanah aktif + gaya gempa. untuk Model 1 sebesar 0,093736551 mm, untuk Model 2 sebesar 0,102406516 mm , untuk Model 3 sebesar 0,097240824 mm. Hal ini menunjukkan semua desain aman terhadap bahaya akibat deformasi $L/400$.

5.2 Saran

Saran yang didapat oleh penulis yaitu :

1. Dalam tugas akhir ini karena keterbatasan waktu dalam pengerjaan, data sondir untuk analisis pondasi yang ditinjau penulis hanya 2 *test* sondir. Untuk studi berikutnya penulis menyarankan untuk meninjau data sondir lebih *variatif* lagi agar dapat hasil yang maksimal, minimal 5 *test* sondir.
2. Dalam tugas akhir ini *wing wall* tidak diperhitungkan, oleh karena itu penulis menyarankan untuk studi berikutnya supaya *wing wall* pada *abutment* direncanakan.
3. Jenis tanah yang dianalisis adalah tanah sedang, untuk mengetahui hasil dari perbandingan jenis-jenis tanah disarankan untuk menganalisa jenis tanah lunak dan keras.
4. Untuk studi berikutnya penulis menyarankan agar mendesain jembatan keseluruhan yaitu struktur atas jembatan dan struktur bawah jembatan, dan juga penulis berharap untuk studi selanjutnya mendesain jembatan bentang panjang.

DAFTAR PUSTAKA

- Annizar, Rizqi. dkk. *Perencanaan Pondasi Tiang Pancang dan Tiang Bor pada Pekerjaan Pembuatan Abutment Jembatan Labuhan Madura*. Malang.
- Badan Standarisasi Nasional 2002 *Baja Tulangan Beton SNI 07-2052-2002*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional 2004 *Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan RSN-T-2004*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional 2008 *Spesifikasi pilar dan kepala jembatan beton sederhana bentang 5 m sampai dengan 25 m dengan pondasi tiang pancang SNI 2451-2008*. Jakarta: Departemen 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, E. Joseph. (1988) *Analisis dan Desain Pondasi*. Jakarta: Erlangga.
- Kementerian Pekerjaan Umum (1992) *BMS - Bridge Design Manual*. Jakarta: Kementerian Pekerjaan Umum.
- Kusuma, H Gideon. dan Vis, C W. (1993) *Grafik dan Perhitungan Beton Bertulang*. Jakarta: Erlangga.
- Kementerian Pekerjaan Umum (2010) *Perencanaan Teknik Jembatan*. Jakarta: Kementerian Pekerjaan Umum.
- Setiawan, Agus. (2013) *Perencanaan Struktur Beton Bertulang*. Jakarta: Erlangga.
- Supriyadi, Bambang dan Muntohar, Setyo Agus. (2007) *Jembatan*. Yogyakarta: Beta Offset.
- Wai Fah Chen, dkk. (2014) *Substructure Design*. London: CRC Press.