

**TUGAS AKHIR  
(SKRIPSI)**

**PERANCANGAN STRUKTUR BAWAH JEMBATAN  
SUNGAI CIKAO KAB. PURWAKARTA**

*Diajukan Untuk Memenuhi Syarat Akademis  
Dalam Menyelesaikan Pendidikan Tingkat Sarjana ( Strata-1 ) Teknik Sipil Fakultas  
Teknik Universitas Sangga Buana (YPKP)*

**Disusun Oleh :**

**Tata Suherman**

**2112171093**



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS SANGGA BUANA YPKP  
BANDUNG  
2023**

**LEMBAR PENGESAHAN & PERSETUJUAN**  
**TUGAS AKHIR**

**PERANCANGAN STRUKTUR BAWAH JEMBATAN**  
**SUNGAI CIKAO KAB. PURWAKARTA**

Disusun Oleh :

**Tata Suherman**  
**2112171093**

Naskah Tugas Akhir ini diterima dan disahkan sebagai kelengkapan persyaratan kelulusan dan guna memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Sangga Buana (USB) YPKP – Bandung.

Menyetujui & Mengetahui

Menyetujui,  
Dosen Pembimbing

**Chandra Afriade Siregar, S.T., M.T.**  
**NIK. 432.200.167**

Mengetahui,  
Ketua Program Studi Teknik Sipil  
Universitas Sangga Buana YPKP

**Muhammad Syukri, S.T., M.T.**  
**NIK. 432.200.200**

## **SURAT PERNYATAAN BEBAS PLAGIAT**

Dengan ini penulis menyatakan bahwa dalam Tugas Akhir ini yang berjudul “*Perancangan Struktur Bawah Jembatan Sungai Cikao Kab. Purwakarta*” tidak terdapat karya yang pernah digunakan dalam rangka penyusunan naskah Tugas Akhir pada program pendidikan sarjana, dan sepanjang pengetahuan saya tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis dalam naskah yang disebutkan dalam daftar pustaka.

Apabila pernyataan saya ini tidak benar, maka penulis bersedia dikenai sanksi/resiko sesuai dengan hukum yang berlaku.

Bandung, Februari 2023

Tata Suherman  
2112171093

**PERANCANGAN STRUKTUR BAWAH JEMBATAN  
SUNGAI CIKAO KAB. PURWAKARTA**

Oleh  
Tata Suherman

Sebuah skripsi yang diajukan untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar  
Sarjana Teknik pada Fakultas Teknik

© Tata Suherman 2023  
Universitas Sangga Buana - YPKP  
2023

Hak Cipta dilindungi undang-undang.  
Skripsi ini tidak boleh diperbanyak seluruhnya atau sebagian,  
dengan dicetak ulang, difoto kopi, atau cara lainnya tanpa ijin dari penulis.

## RIWAYAT HIDUP



Perkenalkan nama penulis Tata Suherman, penulis dilahirkan di kota Bandung pada tanggal 15 September 1984, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis saat ini bekerja sebagai drafter di PT. Sapta Adhi Pratama. Pendidikan formal penulis yaitu Sekolah Dasar Negeri (SDN) 022 Cicadas, Sekolah Menengah Pertama Yayasan Atikan Sunda (YAS), Sekolah Menengah Atas Yayasan Atikan Sunda (YAS), tahun 2017 penulis melanjutkan kuliah sebagai mahasiswa Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Sangga Buana YPKP – Bandung.

## **ABSTRAK**

Jembatan merupakan suatu bangunan yang dipergunakan untuk melintasi lalulintas dari rintangan yang berupa, sungai ataupun saluran air, lembah, jurang, danau, dan jalan raya ataupun jalan kereta api. Untuk itu, Pemerintah kabupaten Purwakarta membangun satu jembatan baru yang dinamakan jembatan Cikao. Jembatan tersebut menghubungkan kecamatan Jatiluhur dan kecamatan Babakan Cikao sebagai jalan alternatif menuju Jatiluhur. Jembatan Cikao dibangun guna menunjang aksesibilitas antara kedua daerah tersebut yang berpotensi di sektor agrobisnis dan pariwisata.

Perancangan pada Tugas Akhir ini meliputi Struktur bagian bawah jembatan diantaranya abutment dan pondasi. Pondasi yang direncanakan yaitu pondasi tiang pancang. Tidak dilakukan perancangan struktur atas karena sudah dianggap kuat menerima beban rencana yang bekerja. Struktur bagian bawah jembatan Cikao akan direncanakan menerima beban dan gaya-gaya dari struktur atas bukan tol dengan panjang jembatan 50 meter terdiri atas 1 bentang dan lebar jembatan 7 meter.

Hasil dari perancangan adalah abutment dengan lebar 5 meter, panjang 8 meter, dan tinggi 9 meter. Menggunakan tiang pancang berdiameter 80 cm sedalam 5.5 meter.

Kata kunci : jembatan, struktur bawah, abutment, tiang pancang

## **ABSTRACT**

*The bridge is a structure that used to cross traffic from obstacles such as, rivers or drains, valleys, ravines, lakes, and highways or railroads. Therefore, The Government of Purwakarta District will build a new bridge, called the Cikao bridge. The bridge connecting The Jatiluhur districts and Babakan Cikao districts as an alternative way to Jatiluhur. Cikao bridge is built to support the accessibility between the two areas that have the potential in agribusiness and tourism.*

*Designing of this Final Project covers the substructure including abutments and foundations. The foundation planned is the pile type. This Final Project will not design the superstructure because is considered has an ability to accept the design loads. Substructure of Cikao bridge will be planned to receive loads and forces from the superstructure that is not a toll with long of bridge 50-meter and consists of one bridge spans and width of 7 meters.*

*The result of the design is the abutment with the width of 5 meters, length of 8 meters and height of 9 meters. It is using piles with the depth of 5.5 meters and diameter of 80cm.*

*Keywords: bridges, substructures, abutments, piles*

## KATA PENGANTAR

Puji dan syukur saya panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, karena atas berkah dan karuniaNya laporan Tugas Akhir yang berjudul “*Perancangan Struktur Bawah Jembatan Sungai Cikao Kab. Purwakarta*” dapat diselesaikan dengan baik.

Penulis sangat menyadari bahwa pembuatan laporan tugas akhir ini masih terdapat banyak kekurangan dan kelemahan, baik dalam penyajian materi maupun dalam pemberian analisis yang disebabkan keterbatasan pengetahuan dan kemampuan penulis. Oleh karena itu, penulis sangat mengharapkan saran dan kritik yang membangun terhadap kesempurnaan usulan penulisan ini.

Dengan selesainya penulis menyusun Tugas Akhir, maka perkenankanlah penulis pada kesempatan ini untuk mengucapkan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. **Orang Tua dan Keluarga** tercinta, atas dukungan do’a dan semangat yang tidak henti – hentinya kepada penulis.
2. **Dr. Didin Saepudin, S.E., M.Si.**, selaku Rektor Universitas Sangga Buana YPKP – Bandung.
3. **Dr. Teguh Nurhadi Suharsono, S.T., M.T.**, selaku Wakil Rektor I Universitas Sangga Buana YPKP – Bandung.
4. **Bambang Susanto, S.E., M.Si.**, selaku Wakil Rektor II Universitas Sangga Buana YPKP – Bandung.
5. **Nurhaeni Sikki, S.A.P., M.A.P.**, selaku Wakil Rektor III Universitas Sangga Buana YPKP – Bandung.
6. **Slamet Risnanto, S.T., M.Kom.**, selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Sangga Buana YPKP – Bandung.
7. **Muhammad Syukri, S.T., M.T.**, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Sangga Buana YPKP – Bandung.



8. **Chandra Afriade Siregar, S.T., M.T.**, selaku Dosen Pembimbing yang telah meluangkan waktunya untuk memberikan bimbingan dan pengarahan mulai dari awal Tugas Akhir hingga selesainya Tugas Akhir ini.
9. **Doni Romdhoni, S.T., M.T.**, selaku Wakil Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Sangga Buana YPKP – Bandung.
10. **Dosen-dosen dan Staff Dosen** Program Studi Teknik Sipil Universitas Sangga Buana YPKP – Bandung, atas segala kebaikan dan bantuannya selama ini.
11. Untuk teman – teman Program Studi Teknik Sipil Angkatan 2017, yang tidak bisa saya sebutkan satu – persatu terima kasih atas dukungannya selama ini.
12. Dan semua pihak yang telah membantu penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Akhir kata penulis berharap agar laporan ini dapat bermanfaat. Penulis mengharapkan kritik dan saran demi perbaikan dimasa yang akan datang. Atas segala perhatiannya, penulis mengucapkan terima kasih.

Bandung, Februari 2023

Penulis

# DAFTAR ISI

<b>LEMBAR PENGESAHAN &amp; PERSETUJUAN</b> .....	i
<b>SURAT PERNYATAAN BEBAS PLAGIAT</b> .....	ii
<b>HALAMAN HAK CIPTA</b> .....	iii
<b>RIWAYAT HIDUP</b> .....	iv
<b>ABSTRAK</b> .....	v
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	vii
<b>DAFTAR ISI</b> .....	ix
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	xii
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	xiv

## **BAB I PENDAHULUAN**

1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Lokasi Pekerjaan .....	2
1.3 Rumusan Masalah .....	2
1.4 Tujuan .....	2
1.5 Sistematika Penulisan .....	3

## **BAB II STUDI PUSTAKA**

2.1 Umum .....	4
2.2 Klasifikasi Jembatan Menurut Kelas Muatan Bina Marga .....	4
2.3 Bagian-Bagian Jembatan .....	5
2.4 Umur Rencana Jembatan .....	6
2.5 Desain Bagunan Bawah .....	6
2.5.1 Kepala Jembatan ( <i>Abutment</i> ) .....	6
2.5.1.1 Desain Pendahuluan ( <i>Preliminary Design</i> ) .....	6
2.5.1.2 Pembebanan pada Kepala Jembatan .....	7
2.5.1.3 Kombinasi Beban .....	24
2.5.1.4 Analisis Struktur Kepala Jembatan .....	30
2.5.2 Pondasi Tiang Pancang .....	33
2.5.2.1 Daya Dukung .....	33

2.5.2.2 Efisiensi Grup Tiang .....	34
2.5.2.3 Penurunan Pondasi ( <i>Settlement</i> ) .....	36

### **BAB III METODOLOGI**

3.1 Alur Kerja .....	37
3.2 Metode Pengumpulan dan Analisis Data .....	39
3.2.1 Pengumpulan Data .....	39
3.2.2 Analisa Data .....	40

### **BAB IV PERANCANGAN DAN PEMBAHASAN**

4.1 Gambaran Umum .....	41
4.2 Data Struktur Jembatan .....	41
4.2.1 Data Struktur Atas .....	41
4.2.2 Data Struktur Bawah (Abutment) .....	42
4.3 Pembebanan pada Abutment .....	43
4.3.1 Berat Sendiri Struktur Atas .....	43
4.3.2 Berat Sendiri Struktur Bawah (Abutment) dan Berat Tanah .....	44
4.3.3 Tekanan Tanah .....	46
4.3.4 Beban Lajur “D” .....	47
4.3.5 Beban Pedestrian/Pejalan Kaki .....	49
4.3.6 Gaya Rem .....	50
4.3.7 Beban Angin .....	51
4.3.8 Gaya Aliran Air .....	52
4.3.9 Beban Gempa .....	52
4.3.10 Gesekan pada Perletakan .....	57
4.3.11 Kombinasi Beban Kerja .....	58
4.3.12 Kontrol Terhadap Guling .....	59
4.3.13 Kontrol Terhadap Geser .....	60
4.4 Perencanaan Penulangan pada Abutment .....	61
4.4.1 Gaya-gaya yang Bekerja pada Potongan .....	61
4.4.2 Perhitungan Tulangan .....	63
4.5 Perancangan Pondasi .....	66

4.5.1	Data Pondasi Tiang.....	66
4.5.2	Perhitungan Beban yang Bekerja pada Pondasi.....	66
4.5.3	Perhitungan Daya Dukung.....	66
4.5.4	Perhitungan Penurunan Pondasi ( <i>Settlement</i> ) .....	69

## **BAB V PENUTUP**

5.1	Kesimpulan .....	72
5.2	Saran .....	73

## **DAFTAR PUSTAKA**

## **LAMPIRAN**

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Lokasi Pembangunan Jembatan Cikao .....	2
Gambar 2.1 Bagian Utama Jembatan .....	5
Gambar 2.2 Bagian Pokok Jembatan.....	5
Gambar 2.3 Pola Keruntuhan Rankine Untuk Tanah Kohesif .....	8
Gambar 2.4 Pola Keruntuhan Rankine untuk Tanah Kohesif .....	9
Gambar 2.5 Beban “D”: BTR vs panjang yang dibebani .....	12
Gambar 2.6 Beban lajur “D” .....	12
Gambar 2.7 Susunan beban "D" pada arah melintang .....	13
Gambar 2.8 Pembebanan truk " T " .....	14
Gambar 2.9 Faktor beban dinamis.....	15
Gambar 2.10 Intensitas Gaya Rem.....	15
Gambar 2.11 Pembebanan untuk pejalan kaki .....	16
Gambar 2.12 Peta wilayah gempa Indonesia .....	21
Gambar 2.13 Koefisien geser dasar (C) elastis untuk analisis dinamis.....	23
Gambar 2.14 Diagram tegangan dan gaya pada balok bertulangan rangkap .....	30
Gambar 2.15 Mobilisasi Keruntuhan ( <i>Bulb Pressure</i> ) .....	35
Gambar 3.1 Digram Alir Penulisan Tugas Akhir .....	38
Gambar 3.2 Diagram Alir Pengumpulan dan Analisis Data .....	39
Gambar 4.1 Gambar Penampang Melintang Struktur Atas Jembatan.....	41
Gambar 4.2 Gambar Perencanaan Awal Dimensi Abutment .....	42
Gambar 4.3 Gambar Pembebanan Berat Sendiri Struktur Atas .....	43
Gambar 4.4 Gambar Pembagian Segmen untuk Perhitungan Berat Abutment dan Tanah .....	44
Gambar 4.5 Titik Berat pada Abutment .....	46
Gambar 4.6 Diagram Tekanan Tanah .....	47
Gambar 4.7 Beban Lajur “D” .....	48
Gambar 4.8 Intensitas Uniformly Distributed Load (UDL).....	48
Gambar 4.9 Faktor Beban Dinamis (DLA) .....	48
Gambar 4.10 Gambar Pembebanan Akibat Beban Lajur .....	49
Gambar 4.11 Pembebanan untuk Pejalan Kaki .....	49

Gambar 4.12 Gambar Pembebanan Akibat Beban Pedestrian .....	50
Gambar 4.13 Gaya Rem .....	50
Gambar 4.14 Gambar Pembebanan Akibat Gaya Rem .....	51
Gambar 4.15 Pembebanan Akibat Beban Angin.....	51
Gambar 4.16 Koefisien Geser Dasar (C) Plastis untuk Analisis Statis pada Zona3 .....	53
Gambar 4.17 Arah Gaya Gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah Y).....	54
Gambar 4.18 Diagram Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa .....	56
Gambar 4.19 Arah Gaya Gesek pada Perletakan .....	57
Gambar 4.20 Gaya-gaya yang bekerja pada potongan .....	61
Gambar 4.21 Gaya-gaya yang bekerja pada potongan II-II .....	62
Gambar 4.22 Denah Pondasi Tiang.....	68
Gambar 4.23 Pengaturan Pondasi Kelompok Tiang .....	70

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Sifat-sifat untuk Tekanan Tanah .....	9
Tabel 2.2 Koefisien Geser Dasar untuk Tekanan Tanah Lateral.....	10
Tabel 2.3 Faktor Keutamaan .....	11
Tabel 2.4 Faktor beban akibat beban lajur "D" .....	11
Tabel 2.5 Faktor beban akibat truk "T" .....	13
Tabel 2.6 Intensitas Beban Pejalan Kaki Untuk Trotoar Jembatan Jalan Raya .....	16
Tabel 2.7 Koefisien seret $C_w$ .....	17
Tabel 2.8 Kecepatan angin rencana $V_w$ .....	17
Tabel 2.9 Kondisi tanah untuk koefisien geser dasar.....	19
Tabel 2.10 Titik belok untuk garis dalam Gambar 2.12.....	19
Tabel 2.11 Faktor kepentingan .....	20
Tabel 2.12 Faktor tipe bangunan .....	20
Tabel 2.13 Faktor beban gesekan pada perletakan .....	24
Tabel 2.14 Tipe aksi rencana.....	25
Tabel 2.15 Pengaruh umur rencana pada faktor beban ultimit.....	25
Tabel 2.16 Kombinasi beban untuk keadaan batas daya layan .....	26
Tabel 2.17 Kombinasi Beban untuk Keadaan Batas Daya Layan dan Ultimit .....	28
Tabel 4.1 Uraian Dimensi Bagian-Bagian Struktur Atas dan Berat Jenis Bahan.....	41
Tabel 4.2 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas .....	43
Tabel 4.3 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Bawah (Abutment).....	44
Tabel 4.4 Perhitungan Berat Tanah .....	45
Tabel 4.5 Perhitungan Kombinasi Beban I.....	58
Tabel 4.6 Perhitungan Kombinasi Beban II .....	59
Tabel 4.7 Perhitungan Gaya-Gaya pada Potongan I-I.....	61
Tabel 4.8 Perhitungan Gaya-Gaya pada Potongan III-III .....	63
Tabel 4.9 Perhitungan Tulangan Lentur .....	64
Tabel 4.10 Perhitungan Tulangan Geser .....	65
Tabel 4.11 Rekapitulasi Beban yang Dipikul Pondasi .....	66
Tabel 4.12 Perhitungan Daya Dukung Berdasarkan N-SPT .....	67
Tabel 5.1 Rangkuman perancangan .....	73

# BAB I

## PENDAHULUAN

### I.1 Latar Belakang

Jembatan memiliki peranan penting sebagai sarana untuk menghubungkan dua bagian jalan yang terpisah oleh rintangan seperti sungai, jurang, rel kereta api, dan pemisah lainnya. Dengan adanya pembangunan jembatan akan didapat rute tujuan yang lebih singkat dan biaya yang lebih ekonomis dibandingkan dengan membuat jalan memutar untuk menghindari hambatan tersebut.

Sehubungan dengan hal tersebut diatas, penulis akan membuat perancangan ulang terhadap struktur bawah jembatan yang membentang di atas sungai Cikao, jembatan Cikao dibangun guna melayani lalu lintas kendaraan yang berasal dari daerah kabupaten Purwakarta.

Melihat pentingnya pembangunan jembatan tersebut maka perlu dilakukan perancangan yang baik sesuai dengan standar yang berlaku. Salah satu perancangan yang dilakukan yaitu perancangan struktur bawah jembatan. Struktur bawah jembatan (*Sub Structure*) merupakan bagian dari struktur jembatan yang berfungsi untuk menopang beban dan gaya-gaya yang bekerja pada struktur atas jembatan (*Super Structure*). Berkaitan dengan hal tersebut penulisan Tugas Akhir ini diharapkan akan terjadi pengintegrasian ilmu perancangan jembatan, khususnya ilmu tentang struktur bangunan bawah jembatan sehingga didapatkan ukuran dan dimensi-dimensi struktur bangunan bawah jembatan yang kuat, aman, dan dapat dikonstruksikan.

Struktur atas jembatan Cikao berupa rangka baja yang dianggap kuat menerima beban rencana yang bekerja. Struktur bagian bawah jembatan Cikao akan direncanakan menerima beban dan gaya-gaya dari struktur atas bukan tol dengan panjang jembatan 50 meter terdiri atas 1 bentang dan lebar jembatan 7 meter. Pondasi direncanakan untuk umur rencana 50 tahun. Agar perancangan struktur bawah jembatan ini dapat dilakukan dengan baik maka harus sesuai dengan NSPM yang berlaku.



## I.2 Lokasi Pekerjaan

Pembangunan jembatan Cikao terletak di desa Kadumekar, kecamatan Babakan Cikao, kabupaten Purwakarta dan membentang di atas sungai Cikao.



Gambar 1.1 Peta Lokasi pembangunan jembatan Cikao

## I.3 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah pada Tugas Akhir ini yaitu:

1. Bagaimana pembebanan yang bekerja pada struktur jembatan Cikao?
2. Bagaimana perencanaan abutmen pada jembatan Cikao?
3. Bagaimana perencanaan fondasi pada jembatan Cikao?

## I.4 Tujuan

Adapun tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini yaitu:

1. Mengetahui pembebanan yang bekerja pada struktur jembatan Cikao
  2. Mengetahui perencanaan abutmen pada jembatan Cikao
  3. Mengetahui perencanaan fondasi pada jembatan Cikao
- Dalam penulisan Tugas Akhir ini akan dilakukan pembahasan yang meliputi beberapa hal sebagai berikut:

1. *Detail design* (perancangan lengkap) dilakukan pada struktur bagian bawah jembatan yang meliputi, kepala jembatan (*abutment*) dari beton bertulang dan pondasi jembatan.
2. Tidak membahas desain struktur bagian atas jembatan.
3. Struktur atas jembatan dianggap kuat menahan beban-beban rencana yang bekerja pada struktur jembatan.
4. Metode pelaksanaan untuk yang direncanakan bangunan bawah jembatan dan pondasi.
5. Perancangan struktur bangunan bawah jembatan akan mengacu pada BMS 1992 (Bridge Management System), RSNI T-02 2005 tentang pembebanan untuk jembatan, dan RSNI T-12 2004 tentang perancangan struktur beton untuk jembatan.

## **I.5 Sistematika Penulisan**

Sistematika penulisan Tugas Akhir ini akan dibagi dalam enam bab sebagai berikut:

- a. **Bab I Pendahuluan**, membahas uraian umum tentang latar belakang, lokasi pekerjaan, tujuan, ruang lingkup pembahasan, dan sistematika penulisan.
- b. **Bab II Studi Pustaka**, membahas tentang ketentuan dasar yang mengacu kepada literatur-literatur yang digunakan dalam perancangan serta membahas tentang dasar teori, langkah perhitungan, dan rumus-rumus yang digunakan sebagai pedoman dalam merancang bangunan bawah jembatan.
- c. **Bab III Metodologi**, berisi uraian tentang alur kerja perancangan dan metode pengumpulan data.
- d. **Bab IV Analisa dan Pembahasan**, berisi tentang perancangan bangunan bawah jembatan rangka Cikao.
- e. **Bab VI Penutup**, berisi kesimpulan dan saran dari hasil perancangan.

Selain itu penulis juga melampirkan beberapa lampiran yang mendukung penjelasan – penjelasan sebelumnya.

## BAB II

### STUDI PUSTAKA

#### 2.1 Umum

Jembatan merupakan suatu bangunan yang dipergunakan untuk melintasi lalulintas dari rintangan yang berupa, sungai ataupun saluran air, lembah, jurang, danau, dan jalan raya ataupun jalan kereta api, harus direncanakan dengan menggunakan jenis struktur dan bahan konstruksi yang tepat sehingga dicapai optimalisasi perencanaan sesuai dengan fungsinya.

Pelaksanaan jembatan beton di lapangan lebih rumit dibandingkan dengan jembatan baja, hal ini disebabkan oleh kesulitan – kesulitan dalam kontrol kualitas dan pengawasan pelaksanaan. Oleh sebab itu, saat ini jembatan rangka baja banyak dipilih dalam pembangunan jembatan terutama jembatan dengan bentang panjang.

#### 2.2 Klasifikasi Jembatan menurut kelas muatan Bina Marga

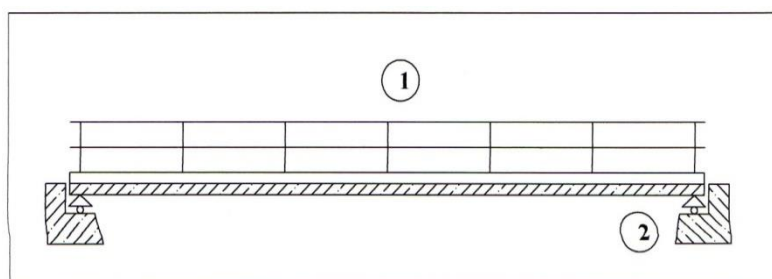
Didasarkan pada prosentase muatan hidup yang dapat melewati jembatan dibandingkan dengan kendaraan standar, yaitu terdiri atas :

- **Jembatan Kelas Standar (A/I)** : Merupakan jembatan kelas standar dengan perencanaan 100 % muatan “T” dan 100 % muatan “D”. Dalam hal ini lebar jembatan adalah  $(1,00 + 7,00 + 1,00)$  meter
- **Jembatan Kelas Sub Standar (B/II)** : Merupakan jembatan kelas standar dengan perencanaan 70 % muatan “T” dan 70 % muatan “D”. Dalam hal ini lebar jembatan adalah  $(0,50 + 6,00 + 0,50)$  meter
- **Jembatan Kelas Low Standar (C/III)** : Merupakan jembatan kelas standar dengan perencanaan 50 % muatan “T” dan 50 % muatan “D”. Dalam hal ini lebar jembatan adalah  $(0,50 + 3,50 + 0,50)$  meter

### 2.3 Bagian – Bagian Jembatan

Struktur jembatan dibagi menjadi dua bagian utama, yaitu:

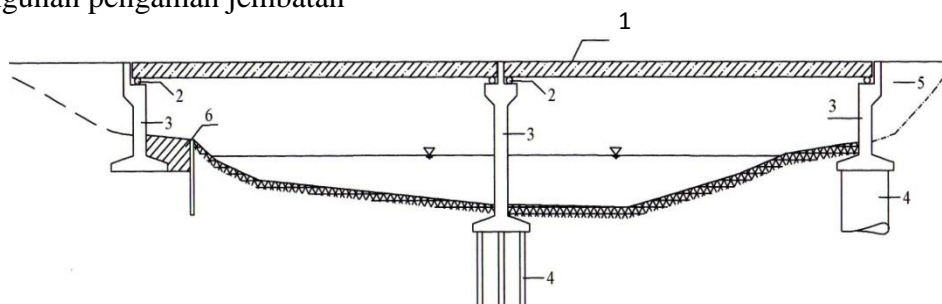
1. Struktur Bagian Atas (*Super Structure*) merupakan bagian yang menerima langsung beban dari kendaraan atau orang yang melewatinya. Struktur bagian atas terdiri dari, Pelat Lantai Kendaraan, Lantai Trotoir, Tiang Sandaran, Gelagar Memanjang, Gelagar Melintang, Gelagar Induk, Tumpuan Jembatan, Drainase.
2. Struktur Bagian Bawah (*Sub Structure*) merupakan bagian bangunan jembatan yang menerima beban dari bangunan atas. Struktur bagian bawah terdiri dari, Abutment, Pilar Jembatan, Pondasi.



**Gambar 2.1** Bagian utama jembatan

Secara rinci pembagian jembatan ke dalam komponen-komponen yang lebih kecil dari bagian-bagian jembatan adalah sebagai berikut :

1. Bangunan atas
2. Landasan
3. Bangunan bawah
4. Pondasi
5. Oprit
6. Bangunan pengaman jembatan



**Gambar 2.2** Bagian Pokok Jembatan

## 2.4 Umur Rencana Jembatan

Umur rencana bagi jembatan diperkirakan 50 tahun kecuali :

- Untuk jembatan – jembatan sementara atau jembatan yang dapat dibongkar pasang selama 20 tahun.
- Jembatan – jembatan khusus yang ditetapkan oleh yang berwenang sebagai jembatan yang sangat penting bagi perekonomian atau jembatan yang sangat strategis selama 100 tahun.

Perkiraan umur rencana tidaklah berarti bahwa struktur itu tidak dapat dipakai lagi pada akhir umur rencananya, dan juga tidak berarti bahwa jembatan ini tetap dapat dipakai tanpa perlu diperiksa secara berkala dan dipelihara secara memadai selama umur rencana tersebut.

## 2.5 Desain Bangunan Bawah

### 2.5.1 Kepala Jembatan ( *Abutment* )

#### 2.5.1.1 Desain Pendahuluan (*Preliminary design*)

Tahapan dalam perancangan merupakan uji coba atau sifatnya berulang, artinya bahwa mungkin perlu untuk kembali ke tahap pertama dan memperbaiki anggapan permulaan selanjutnya menghitung kembali tahap – tahap berikutnya.

1. Dimensi permulaan untuk tembok penahan
  - a) Lebar minimum tembok penahan dianggap sebagai  $1/5$  s/d  $1/10$  tinggi urugan tertahan diatas balok cap sumuran.
  - b) Lebar dan tinggi balok kepala tergantung pada persyaratan perletakan, ketahanan seismik, dan pemeliharaan untuk bangunan atas khusus yang dipertimbangkan.
  - c) Lebar pangkal tergantung pada kelas jembatan.
2. Dimensi permulaan untuk tembok sayap
  - a) Lebar tembok sayap dapat diambil sebagai  $1/20$  tinggi tembok sayap atau minimum sebesar 200 mm.
  - b) Dasar tembok minimal 600 mm dibawah dasar timbunan pada semua lokasi.
3. Dimensi permulaan untuk plat injak
  - a) Panjang dapat diambil sebesar 2.500 mm dan tebal sebesar 200 mm
  - b) Lebarnya tergantung pada kelas jembatan, umumnya dengan kebebasan 600 mm terhadap tembok – tembok sayap.

### 2.5.1.2 Pembebanan pada kepala jembatan

Beban yang dipikul oleh kepala jembatan adalah :

#### 1. Beban Permanen

- a) Berat sendiri dan beban mati tambahan akibat bangunan atas.
- b) Tekanan tanah lateral

Tekanan tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan oleh akibat dorongan tanah di belakang struktur penahan tanah. Bagian bangunan yang menahan tanah harus direncanakan untuk dapat menahan tekanan tanah sesuai dengan ketentuan yang ada. Besarnya tekanan tanah dalam arah lateral ditentukan oleh:

- a. Besarnya koefisien tekanan tanah aktif, pasif dan keadaan diam
- b. Besarnya kohesi tanah
- c. Besarnya beban yang bekerja pada permukaan tanah timbunan

#### • Koefisien Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Ada beberapa teori yang dapat digunakan untuk menganalisis besarnya tekanan-tekanan tanah lateral tersebut. Antara lain teori Rankine (1857) dan teori Coulomb (1776). Dalam tulisan ini digunakan teori Rankine (1857).

Tekanan tanah aktif dan pasif dihitung dengan rumus dibawah ini :

$$\sigma_a = \sigma_v * K_a - 2 * c * \sqrt{K_a} + q * K_a \quad (2.1)$$

$$\sigma_p = \sigma_v * K_p + 2 * c * \sqrt{K_p} \quad (2.2)$$

$$\sigma_v = \sum \gamma_i * h_i \quad (2.3)$$

$K_a$  dan  $K_p$  adalah koefisien tekanan tanah Aktif dan Pasif,  $c$  adalah kohesi tanah dan  $q$  adalah beban merata diatas permukaan tanah (surcharge).

Koefisien Tekanan Tanah Aktif dan Pasif ( $K_a$  dan  $K_p$ ) untuk tanah kohesif menurut pendekatan dari Rankine dihitung dengan rumus dibawah ini :

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi^o}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi^o}} \quad (2.4)$$

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi^o}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi^o}} \quad (2.5)$$

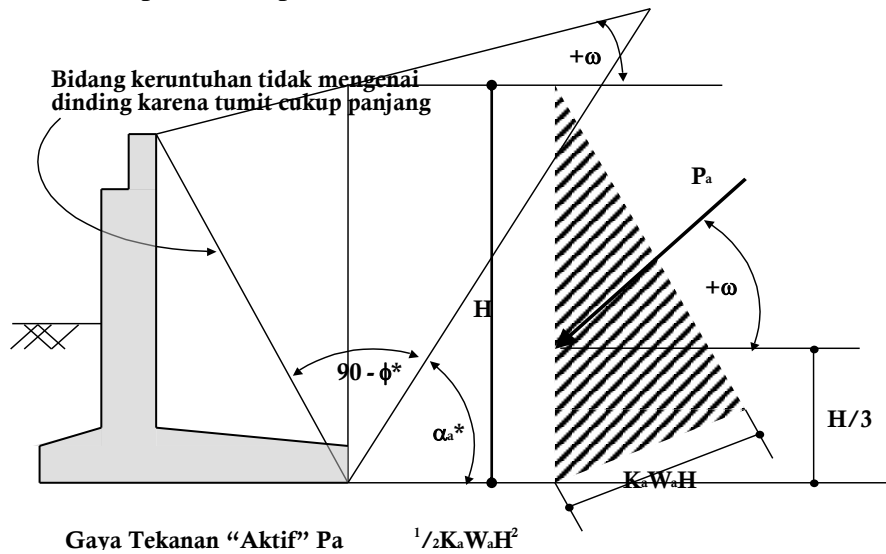
Dimana :  $\alpha$  = sudut dari permukaan timbunan dengan horisontal, diambil positif jika lereng bergerak dari belakang dinding.

Jika  $\alpha$  mendekati nol, koefisien tekanan tanah Rankine berkurang menjadi :

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi^\circ}{2}\right) = \frac{1 - \sin \phi^\circ}{1 + \sin \phi^\circ} \quad (2.6)$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi^\circ}{2}\right) = \frac{1 + \sin \phi^\circ}{1 - \sin \phi^\circ} \quad (2.7)$$

Bidang keruntuhan serta besarnya gaya tekan aktif Rankine untuk tanah kohesif dapat dilihat pada Gambar 2.3 dibawah.



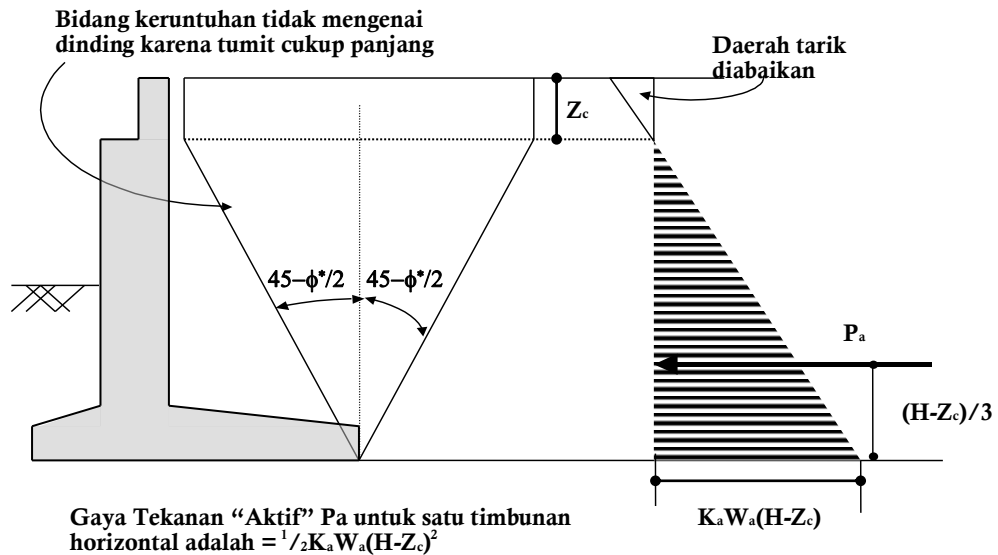
Gambar 2.3 Pola Keruntuhan Rankine untuk Tanah Kohesif

- **Pengaruh Kohesi Tanah**

Dari persamaan (2.1), persamaan (2.2) dan persamaan (2.3), terlihat bahwa tekanan aktif pada dinding penahan adalah disebabkan oleh tekanan aktif tanah dikurangi dengan pengaruh kohesi tanah. Kohesi tanah akan menyebabkan terjadinya tekanan tanah yang bernilai negatif. Hal ini tidak terjadi di lapangan sehingga sebagai konsekuensinya pada daerah dengan tekanan tanah aktif lebih kecil dari nol, besarnya tekanan tanah aktif yang terjadi akan sama dengan nol. Kedalaman lapisan dimana tekanan tanah aktif mempunyai nilai lebih kecil dari nol disebut kedalaman retak  $Z_c$ , dan dihitung dengan rumus dibawah ini.

$$Z_c = \frac{2 * c}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (2.8)$$

Pola keruntuhan menurut teori Rankine untuk tanah kohesif dapat dilihat pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4 Pola Keruntuhan Rankine untuk Tanah Kohesif

• **Koefisien Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam**

Dalam perencanaan dinding penahan tanah atau abutmen yang memperhitungkan pengaruh tahanan pasif dari tanah, tekanan tanah pasif dibatasi sampai tekanan pada kondisi diam. Koefisien tekanan tanah pasif pada kondisi diam dihitung dengan rumus berikut.

$$K_o = 1 - \sin \phi \tag{2.9}$$

Tabel 2.1 Sifat-sifat untuk Tekanan Tanah

Sifat-sifat Bahan untuk Menghitung Tekanan Tanah	Keadaan Batas Ultimit	
	Biasa	Terkurangi
Aktif: (1) $w_s^* =$ $\phi^* =$ $c^* =$	$w_s$ $\tan^{-1} ( K_\phi^R \tan \phi )$ $K_C^R c$ (3)	$w_s$ $\tan^{-1} [(\tan \phi) / K_\phi^R]$ $c / K_C^R$
Pasif: (1) $w_s^* =$ $\phi^* =$ $c^* =$	$w_s$ $\tan^{-1} [(\tan \phi) / K_\phi^R]$ $c / K_C^R$	$w_s$ $\tan^{-1} ( K_\phi^R \tan \phi )$ $K_C^R c$ (3)
Vertikal: $w_s^* =$	$w_s$	$w_s$
CATATAN (1) Harga rencana untuk geseran dinding, $\delta^*$ , harus dihitung dengan cara yang sama seperti $\phi^*$ CATATAN (2) $K_\phi^R$ dan $K_C^R$ adalah faktor reduksi kekuatan bahan CATATAN (3) Nilai $\phi^*$ dan $c^*$ minimum berlaku umum untuk tekanan tanah aktif dan pasif		



• **Koefisien Tekanan Tanah Dinamik**

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah (tekanan tanah dinamis) dihitung dengan menggunakan pendekatan yang diusulkan oleh Mononobe-Okabe. Pendekatan ini merupakan metode yang paling umum digunakan. Besarnya tekanan tanah akibat pengaruh gempa ditentukan berdasarkan koefisien gempa horizontal (C) dan Faktor Keutamaan (I). Pengaruh gempa diasumsikan sebagai gaya horisontal statis yang sama dengan koefisien gempa rencana dikalikan dengan berat irisan.

Koefisien Tekanan Tanah Aktif Pada saat gempa dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \psi) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha + \psi) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \tag{2.10}$$

$$\psi = \tan^{-1} \frac{K_H}{(1 - K_V)} \tag{2.11}$$

dimana:

$\phi$  = sudut geser dalam tanah

$\alpha$  = sudut kemiringan dinding belakang terhadap vertical

$\delta$  = sudut geser antara tanah dengan dinding

$\beta$  = sudut kemiringan tanah timbunan

$K_H$  = koefisien percepatan horizontal gempa = C.I

$K_V$  = koefisien percepatan vertical (umumnya 2/3  $K_H$ )

Koefisien geser dasar untuk tekanan tanah lateral (C) dan nilai faktor keutamaan (I) dapat ditentukan berdasarkan Tabel 2.2 dibawah.

**Tabel 2.2** Koefisien Geser Dasar untuk Tekanan Tanah Lateral

Daerah Gempa	Koefisien Geser Dasar "C"		
	Tanah Teguh	Tanah Sedang	Tanah Lunak
1	0.20	0.23	0.23
2	0.17	0.21	0.21
3	0.14	0.18	0.18
4	0.10	0.15	0.15
5	0.07	0.12	0.12
6	0.06	0.06	0.07

**Tabel 2.3** Faktor Keutamaan

No	Klasifikasi	Harga I min.
1	Jembatan memuat lebih dari 2000 kendaraan per hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan dimana tidak ada rute alternatif	1.2
2	Seluruh jembatan permanen lainnya dimana jalur alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk mengurangi pembebanan lalu lintas	1.0
3	Jembatan sementara (misalnya Bailey) dan jembatan yang direncanakan untuk mengurangi pembebanan lalu lintas	0.8

Sumber: RSNI T-02-2005

## 2. Beban Lalu - lintas

### a) Beban lajur “D”

- Beban lajur "D" terdiri dari Beban Terbagi Rata (BTR/UDL) atau beban tersebar merata yang digabung dengan Beban Garis (BGT/KEL). Faktor beban lajur “D” dapat dilihat pada Tabel 2.4.

**Tabel 2.4** Faktor beban akibat beban lajur “D”

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	<i>S;;TD</i>	<i>U;;TD</i>
Transien	1,0	1,8

Sumber: RSNI T-02- 2005Sub Bab.6.3

- Beban terbagi rata (BTR/UDL) mempunyai intensitas  $q$  kPa dimana Besarnya  $q$  tergantung pada panjang total yang dibebani ( $L$ ) sebagai berikut:

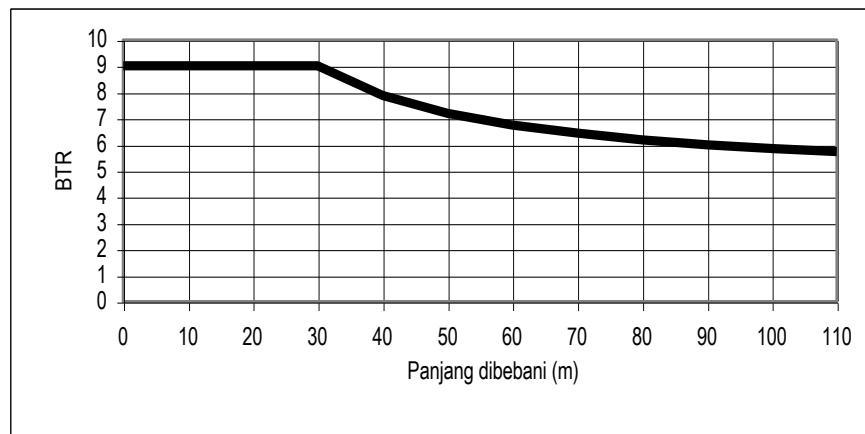
$$L \leq 30 \quad : \quad q = 9 \text{ Kpa}$$

$$L > 30 \text{ m} \quad : \quad q = 9 (0.5+15/L) \text{ Kpa}$$

Dengan pengertian:

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

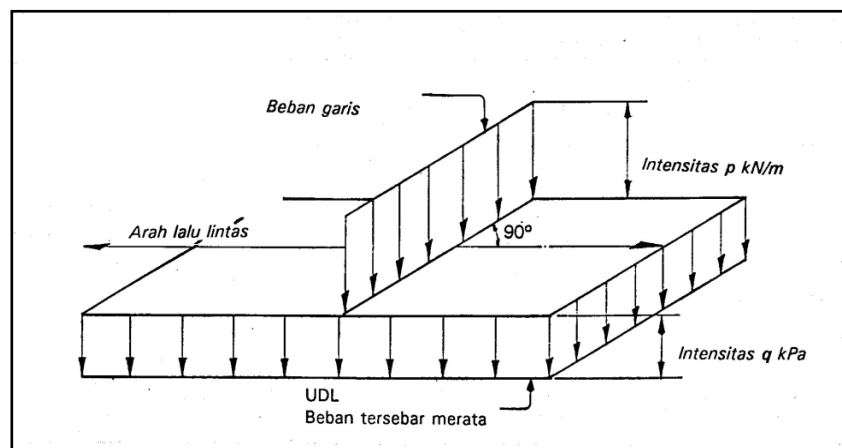
Hubungan ini bisa dilihat dalam Gambar 2.5.



Sumber: RSNI T-02- 2005

Gambar 2.5 Beban “D”: BTR vs panjang yang dibebani

- Besarnya beban garis (BGT/KEL) dengan intensitas  $P$  kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas  $P$  adalah 49,0 kN/m. Gabungan beban tersebar merata (BTR) dengan beban garis (BGT) seperti terlihat dalam Gambar 2.6.

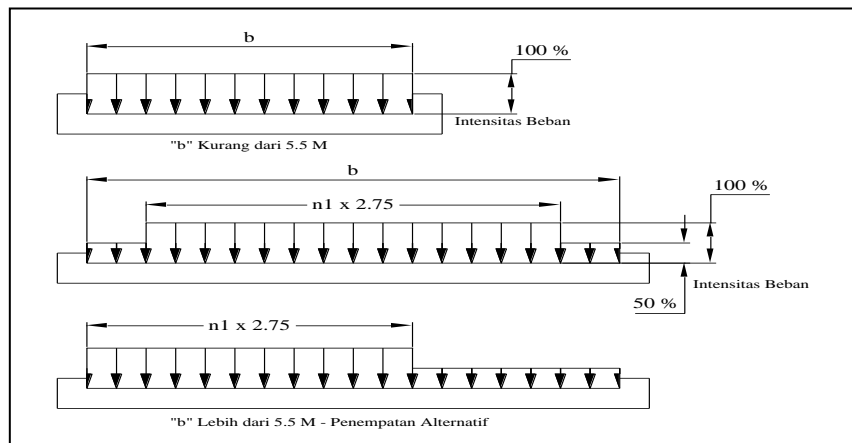


Gambar 2.6 Beban lajur “D”

b) Penyebaran Beban "D" Pada Arah Melintang

Beban "D" harus disusun pada arah melintang sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum pada gelagar yang ditinjau. Penyusunan komponen-komponen BTR dan BGT dari beban "D" pada arah melintang harus sama. Bila lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5.5 meter, maka beban "D" harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100 %, dan apabila lebar jalur lebih dari 5.5 meter, maka beban "D" harus ditempatkan pada dua lajur lalu lintas rencana yang berdekatan dan intensitas 100 %.

Hasil dari beban garis ekuivalen adalah  $5.5 q$  ( kN/m ) dan beban terpusat ekuivalen sebesar  $p$  (kN) yang kedua-duanya bekerja pada jalur selebar 5.5 meter. Beban "D" tambahan harus ditempatkan pada seluruh lebar sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50 %. Susunan pembebanan dengan beban "D" seperti pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7 Susunan beban "D" pada arah melintang

c) Pembebanan Truk "T"

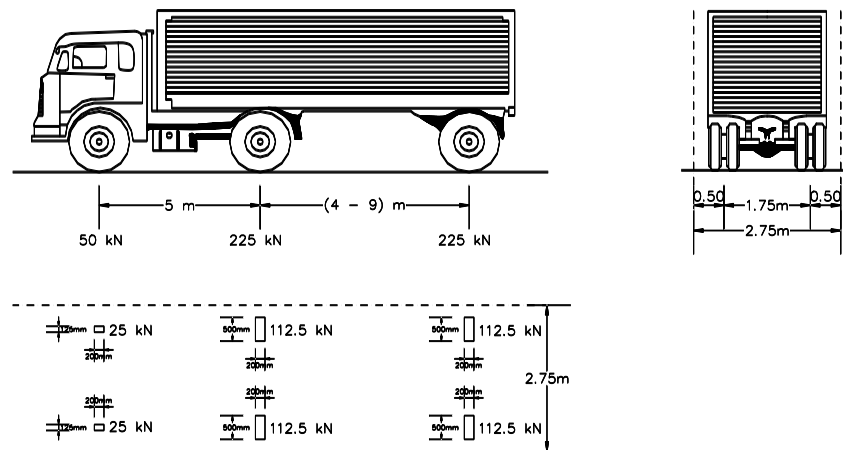
Tabel 2.5 Faktor beban akibat truk "T"

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN	
	$K S;TT;$	$K U;TT;$
Transien	1,0	1,8

Sumber: RSNi T-02- 2005 Sub Bab. 6.4

- Besarnya Pembebanan Truk "T"

Pembebanan truk "T" terdiri dari kendaraan truk semi trailer yang mempunyai susunan dan berat as disebarakan menjadi dua beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara dua as tersebut dapat diubah-ubah antara 4 meter sampai 9 meter, untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan seperti pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8 Pembebanan truk " T "

- Posisi dan Penyebaran Pembebanan Truk "T" ke Arah Melintang

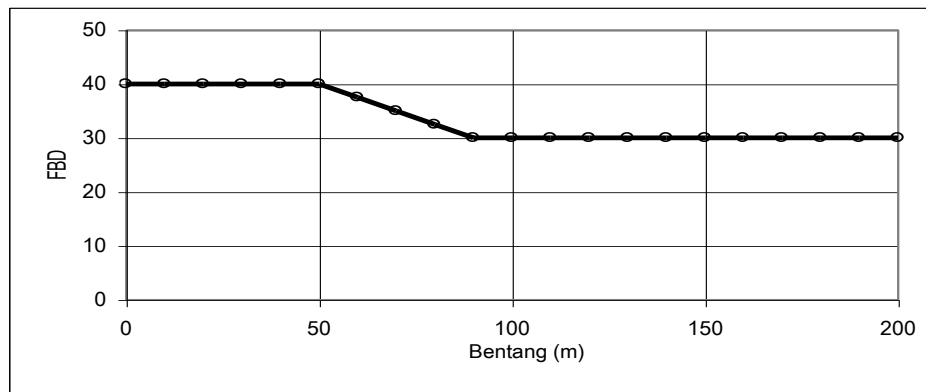
Terlepas dari panjang jembatan atau susunan bentang, hanya satu kendaraan truk "T" yang bisa ditempatkan pada satu lajur lalu lintas rencana ditengah jalur lalu lintas rencana.

d) Pembebanan Lalu Lintas yang Terkurangi

Dalam keadaan khusus dengan persetujuan instansi yang berwenang, pembebanan "D" setelah dikurangi menjadi 70 % bisa digunakan. Faktor 70 % ditetapkan untuk BTR dan BGT, faktor pengurangan sebesar 70 % tidak boleh digunakan untuk pembebanan truk "T" atau gaya rem arah memanjang jembatan.

e) Faktor Beban Dinamis (FBD)

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. BGT dari beban "D" dan beban "T" harus ditambahkan dengan harga FBD yang cukup mutu memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dan FBD dinyatakan dengan beban statis ekuivalen. Besarnya pembebanan FBD dinyatakan dalam fraksi dari beban statis. Untuk beban "T" FBD diambil 0.3 sedangkan untuk BGT dari beban "D" harga FBD dapat ditentukan sesuai dengan Gambar 2.9.

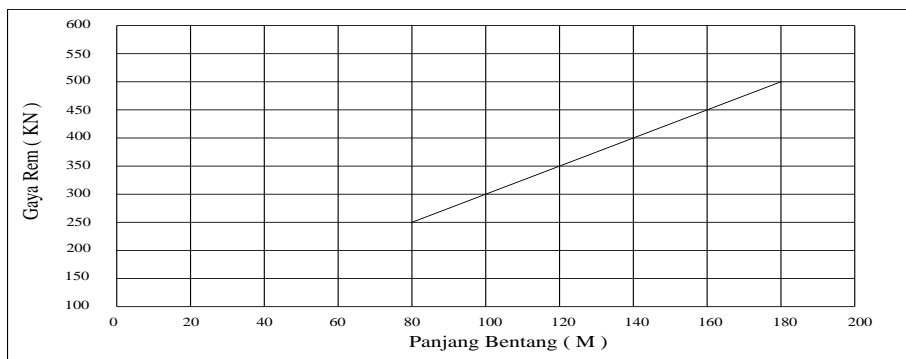


Sumber: RSNI T-02- 2005 Sub Bab. 6.6 (4)

**Gambar 2.9** Faktor beban dinamis

f) Gaya rem

Pengaruh gaya-gaya dalam arah memanjang jembatan akibat gaya percepatan dan pengereman harus ditinjau dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Terlepas dari berapa besar dan lebarnya jembatan, gaya rem harus diambil seperti pada gambar 2.10. Gaya rem tidak boleh digunakan tanpa beban lalu – lintas vertical bersangkutan. Dalam hal beban lalu lintas vertical mengurangi pengaruh dari gaya rem, maka pengaruh beban lalu – lintas vertical boleh digunakan pengurangan sebesar 0,4 terhadap faktor beban Ultimate.



**Gambar 2.10** Intensitas Gaya Rem

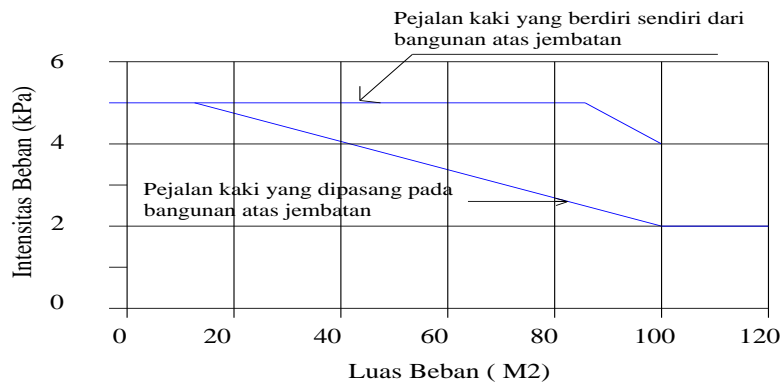
g) Beban pejalan kaki

Intensitas beban pejalan kaki untuk jembatan jalan raya tergantung pada luas beban yang dipikul oleh unsure yang direncana. Bagaimanapun, lantai dan gelagar yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk 5 kPa. Intensitas beban untuk elemen lain diberikan dalam tabel 2.6 atau gambar 2.11.

Apabila trotoar memungkinkan bisa digunakan untuk kendaraan ringan atau ternak, maka trotoar harus direncanakan untuk bisa memikul beban hidup terpusat sebesar 20 KN.

**Tabel 2.6** Intensitas Beban Pejalan Kaki Untuk Trotoar Jembatan Jalan Raya

Luas terpicul oleh unsure – m <sup>2</sup>	Intensitas beban pejalan kaki nominal ( kPa )
$A < 10 \text{ m}^2$	5
$10 \text{ m}^2 < A < 100 \text{ m}^2$	$5,33 - A / 30$
$A > 100 \text{ m}^2$	2



**Gambar 2.11** Pembebanan untuk pejalan kaki

### 3. Beban Lingkungan

#### a) Gaya angin

Gaya akibat angin harus dianggap bekerja secara merata pada bangunan atas, luas ekuivalen bagian samping jembatan adalah luas total bagian yang massif dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Untuk jembatan rangka, luas ekuivalen dianggap 30 % dari luas yang dibatasi oleh batang – batang bagian terluar.

Gaya nominal ultimate dan daya layan jembatan akibat angin tergantung kecepatan angin rencana sebagai berikut.

$$T_{EW} = 0,0006 C_w ( V_w )^2 A_b \text{ KN} \tag{2.11}$$

Dimana :

$V_w$  = Kecepatan angin rencana (m/det) untuk keadaan batas yang ditinjau

$C_w$  = Koefisien seret

$A_b$  = Luas koefisien bagian samping jembatan ( M<sup>2</sup>)

Kecepatan angin rencana harus diambil seperti tabel 2.8, bila suatu kendaraan berada diatas jembatan, beban garis merata tambahan arah horizontal harus diterapkan pada permukaan lantai dengan rumus berikut

$$T_{EW} = 0,0012 C_w (V_w)^2 A_b \text{ KN / M} \tag{2.12}$$

Dimana nilai  $C_w = 1,2$

**Tabel 2.7** Koefisien seret  $C_w$

Tipe Jembatan	$C_w$
Bangunan atas massif : ( 1 ) , ( 2 )	
$b/d = 1,0$	2,1 (3)
$b/d = 2,0$	1,5 (3)
$b/d \geq 6,0$	1,25 (3)
Bangunan atas rangka	1,2

Catatan :

- (1)  $b$  = Lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran  
 $d$  = Tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang massif.
- (2) Untuk harga antara dari  $b/d$  bisa diinterpolasi linier.
- (3) Bila bangunan atas mempunyai superelevasi,  $C_w$  harus dinaikkan sebesar 3 % untuk setiap derajat superelevasi dengan kenaikan maksimum 2,5 %.

**Tabel 2.8** Kecepatan angin rencana  $V_w$

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

b) Pengaruh gempa

Pengaruh gempa rencana hanya ditinjau pada keadaan batas ultimit. Berdasarkan BMS - bagian 2 – 1992, Gaya - gaya yang dihitung pada jembatan selama terjadi gempa adalah sebagai berikut :

- Beban Horizontal Statis Ekuivalen.

Pasal ini menetapkan metoda untuk menghitung beban statis ekuivalen untuk jembatan – jembatan dimana analisa statis ekuivalen adalah sesuai. Untuk jembatan besar, rumit dan penting munglin diperlukan analisa dinamis.

Beban rencana gempa minimum diperoleh dari rumus berikut :

$$T_{EQ} = K_h * I * W_T \tag{2.13}$$



$$K_h = C * S \quad (2.14)$$

dengan pengertian :

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

$K_h$  = Koefisien beban gempa horizontal

$C$  = Koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat yang sesuai

$I$  = Faktor kepentingan

$S$  = Faktor tipe bangunan

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

Kondisi tanah di bawah permukaan dicantumkan berupa warna dalam Gambar 2.12 digunakan untuk memperoleh koefisien geser dasar. Kondisi tanah di bawah permukaan didefinisikan sebagai teguh, sedang dan lunak sesuai dengan kriteria yang tercantum dalam Tabel 2.10. Untuk lebih jelasnya perubahan titik pada garis dalam Gambar 2.12. diberikan dalam Tabel 2.10.

Waktu dasar getaran jembatan yang digunakan untuk menghitung geser dasar harus dihitung dari analisa yang meninjau seluruh elemen bangunan yang memberikan kelakuan dan fleksibilitas dari sistem pondasi.

Untuk bangunan yang mempunyai satu derajat kebebasan yang sederhana, rumus berikut bisa digunakan:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_T}{gK}} \quad (2.15)$$

Dengan pengertian:

$T$  = Waktu getar dalam detik

$g$  = Percepatan gravitasi 9,8 m/det<sup>2</sup>

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

$K_p$  = Kekakuan gabungan sesuai gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan pada bagian atas pilar (kN/m)

CATATAN:

Biasanya jembatan mempunyai waktu getar yang berbeda pada arah memanjang dan melintang sehingga beban rencana statis ekuivalen yang berbeda harus dihitung untuk masing-masing arah.

**Tabel 2.9** Kondisi tanah untuk koefisien geser dasar

Jenis Tanah	Tanah Teguh	Tanah Sedang	Tanah Lunak
Untuk seluruh jenis tanah	3 m	> 3 m sampai 25 m	25 m
Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata tidak melebihi 50 kPa	≤ 6 m	> 6 m sampai 25 m	25 m
Pada tempat dimana hamparan tanah salah satunya mempunyai sifat kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata lebih besar dari 100 kPa, atau tanah berbutir yang sangat padat	≤ 9 m	> 9 m sampai 25 m	25 m
Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata tidak melebihi 200 kPa	≤ 12 m	> 12 m sampai 30 m	30 m
Untuk tanah berbutir dengan ikatan matrik padat	≤ 20 m	> 20 m sampai 40 m	40 m
<p>CATATAN:</p> <p>(1) Ketentuan ini harus digunakan dengan mengabaikan apakah tiang pancang diperpanjang sampai lapisan tanah keras yang lebih dalam</p>			

**Tabel 2.10** Titik belok untuk garis dalam Gambar 2.12

Daerah No.	Tanah Teguh		Tanah Keras		Tanah Lunak	
	"T"	"C"	"T"	"C"	"T"	"C"
1	0,40	0,20	0,40	0,23	0,60	0,23
	0,80	0,13	1,20	0,13	1,50	0,13
2	0,40	0,17	0,40	0,21	0,60	0,21
	0,70	0,11	1,10	0,11	1,70	0,11
3	0,40	0,14	0,40	0,18	0,55	0,18
	0,60	0,10	0,90	0,10	1,30	0,10
4	-	0,10	0,40	0,15	0,60	0,15
	-	0,10	0,75	0,10	0,95	0,10
5	-	0,10	0,40	0,12	0,60	0,12
	-	0,10	0,80	0,10	1,50	0,10
6	-	0,06	-	0,06	0,60	0,07
	-	0,06	-	0,06	0,80	0,06

Sumber: RSNI T-02- 2005

**Tabel 2.11** Faktor kepentingan

1. Jembatan memuat lebih dari 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan dimana tidak ada rute alternatif.	1,2
2. Seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi.	1,0
3. Jembatan sementara (misal: <i>Bailey</i> ) dan jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi.	0,8

**Tabel 2.12** Faktor tipe bangunan

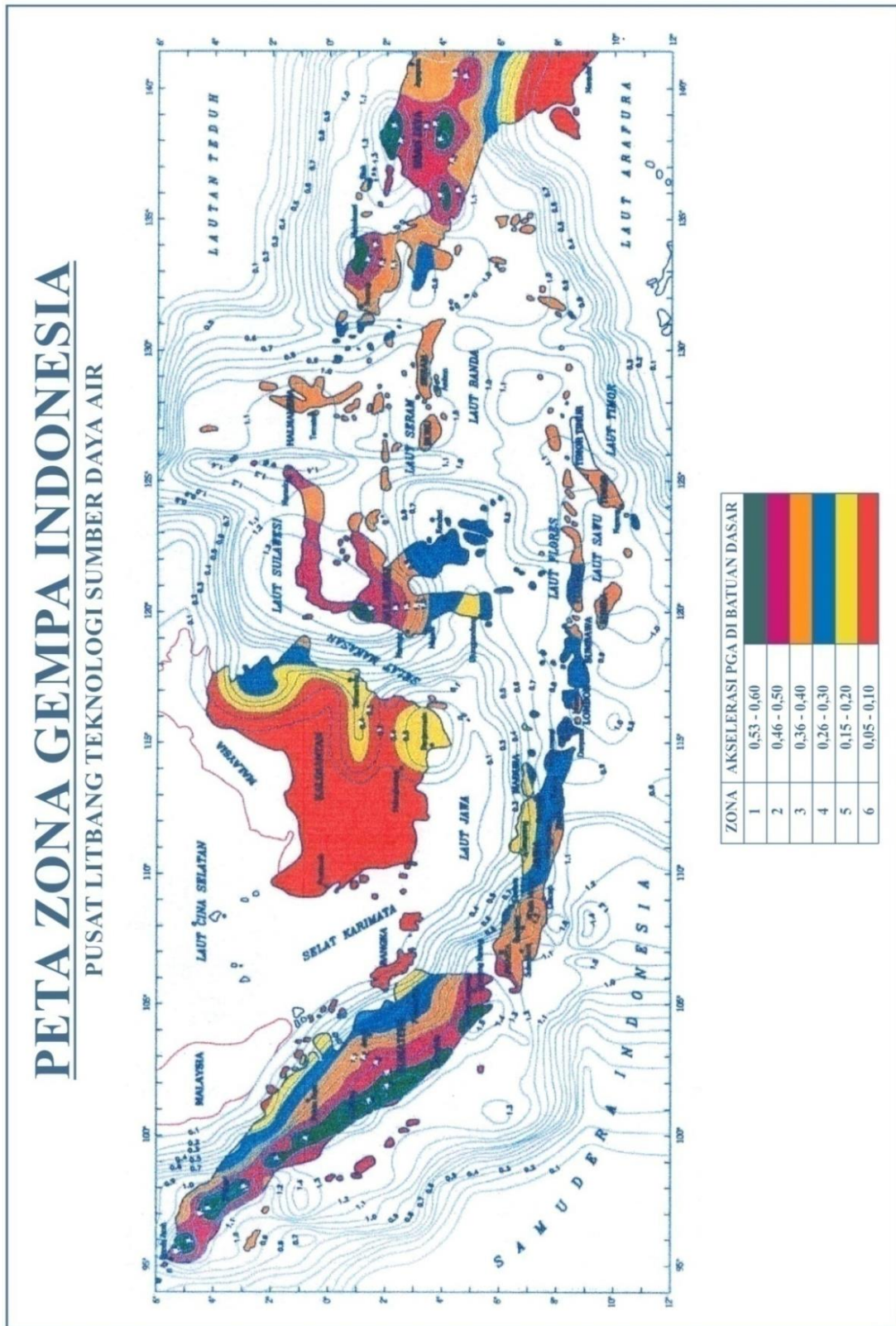
Tipe Jembatan (1)	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Bertulang atau Baja	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Prategang	
		Prategang Parsial (2)	Prategang Penuh (2)
Tipe A (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe B (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe C	3,0	3,0	3,0

CATATAN (1) Jembatan mungkin mempunyai tipe bangunan yang berbeda pada arah melintang dan memanjang, dan tipe bangunan yang sesuai harus digunakan untuk masing-masing arah.

CATATAN (2) Yang dimaksud dalam Tabel ini, beton prategang parsial mempunyai prapenegangan yang cukup untuk kira-kira mengimbangi pengaruh dari beban tetap rencana dan selebihnya diimbangi oleh tulangan biasa. Beton prategang penuh mempunyai prapenegangan yang cukup untuk mengimbangi pengaruh beban total rencana.

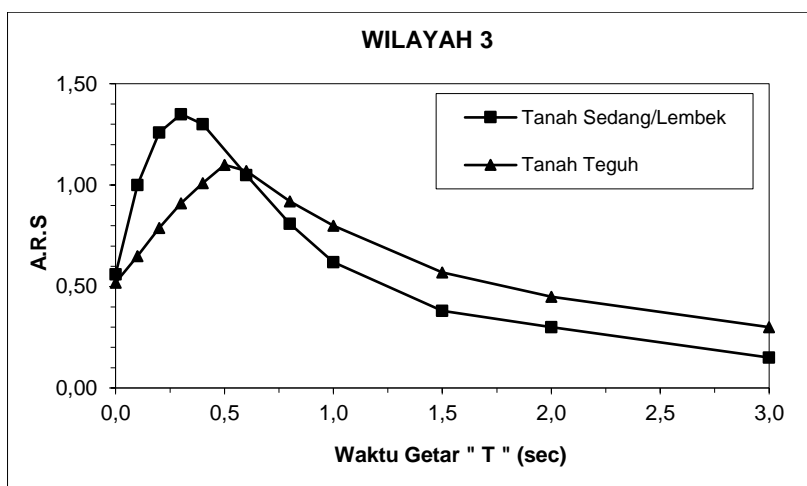
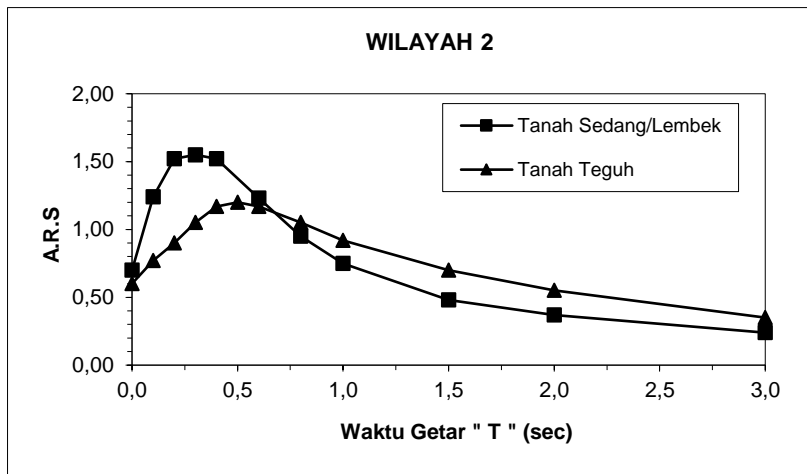
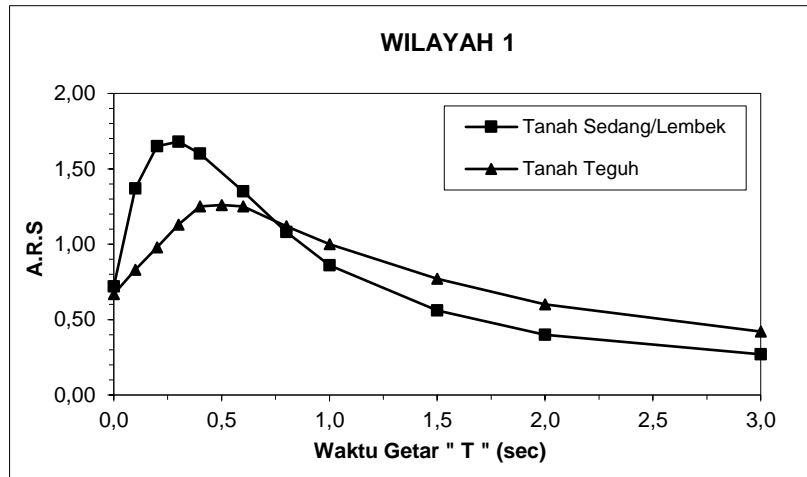
CATATAN (3)  $F =$  Faktor perangkaan  
 $= 1,25 - 0,025 n ; F \geq 1,00$   
 $n =$  Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral pada masing-masing bagian monolit dari jembatan yang berdiri sendiri-sendiri (misalnya: bagian-bagian yang dipisahkan oleh sambungan siar muai yang memberikan keleluasan untuk bergerak dalam arah lateral secara sendiri – sendiri)

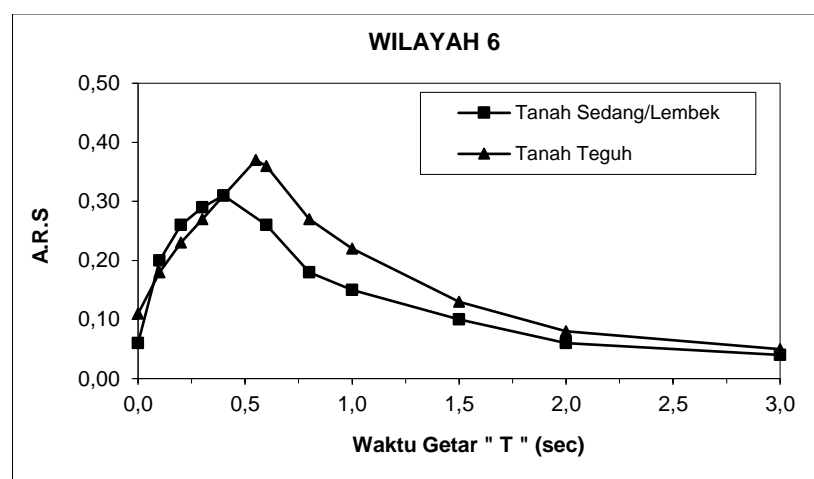
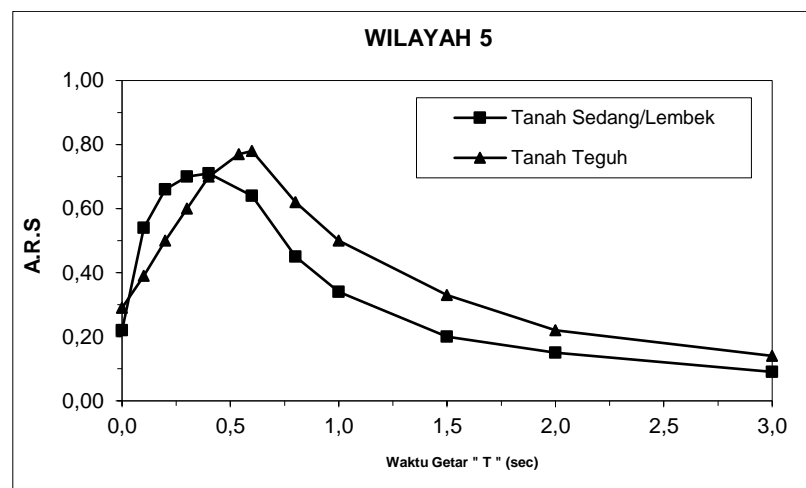
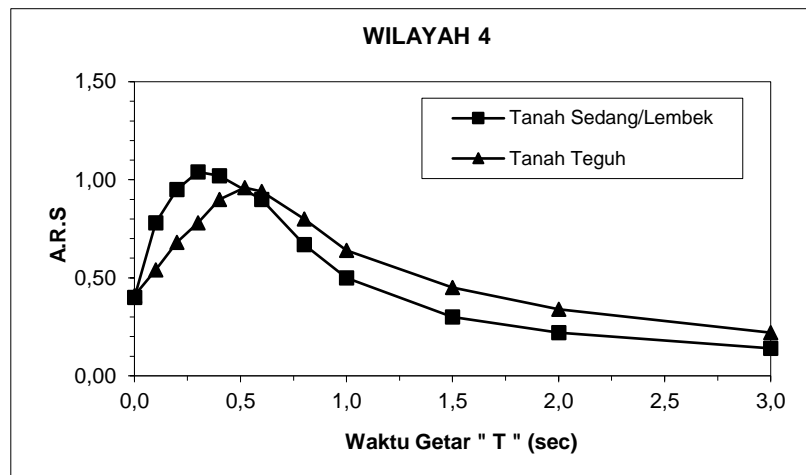
CATATAN (4) Tipe A : jembatan daktail (bangunan atas bersatu dengan bangunan bawah)  
Tipe B : jembatan daktail (bangunan atas terpisah dengan bangunan bawah)  
Tipe C : jembatan tidak daktail (tanpa sendi plastis)



Sumber: RSNI T-02-2005

Gambar 2.12 Peta wilayah gempa Indonesia





Sumber: Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan (RSNI tahun 2005)

**Gambar 2.13** Koefisien geser dasar (C) elastis untuk analisis dinamis

**4. Aksi - Aksi Lainnya**

a) Gesekan Pada Perletakan (  $T_{BF}$  )

Gesekan pada perletakan termasuk pengaruh kekakuan geser pada perletakan elastomer dan dihitung hanya beban tetap (beban mati) dan harga-harga koefisien dengan faktor beban adalah 1.3 (RSNI T-02-2005), seperti terlihat dalam Tabel 2.13. Koefisien gesek (f) pada perletakan adalah:

a. Tumpuan Rol Baja

- Dengan satu atau dua rol = 0.01
- Dengan tiga atau lebih rol = 0.05

b. Tumpuan Gesekan

- Antara baja dengan campuran tembaga keras dan baja = 0.15
- Antara baja dengan baja atau besi tuang = 0.25
- Antara karet dengan baja / beton = 0.15-0.18

$Gg = V \times f$ , dimana V adalah beban tetap vertikal

**Tabel 2.13** Faktor beban gesekan pada perletakan

JANGKA WAKTU	FAKTOR BEBAN		
	$K S;;FB;$	$K U;;FB;$	
		Biasa	Terkurangi
Transien	1,0	1,3	0,8
Catatan: Gaya akibat gesekan pada perletakan terjadi selama adanya pergerakan pada bangunan atas tetapi gaya sisa mungkin terjadi setelah pergerakan berhenti Dalam hal ini gesekan pada perletakan harus memperhitungkan adanya pengaruh tetap yang cukup besar.			

Sumber: RSNI T-02-2005

**2.5.1.3 Kombinasi Beban**

Pada bagian ini terbatas pada kombinasi gaya untuk keadaan batas daya layan dan ultimit. Aksi rencana digolongkan kedalam aksi tetap dan transien. Kombinasi beban umumnya didasarkan kepada beberapa kemungkinan tipe yang berbeda dari aksi yang bekerja secara bersamaan. Aksi rencana ditentukan dari aksi nominal yaitu mengalikan aksi nominal dengan faktor beban yang memadai. Seluruh aksi rencana harus mengambil faktor beban yang sama, apakah itu biasa atau berkurang. Di sini keadaan paling berbahaya harus diambil.

**Tabel 2.14** Tipe aksi rencana

Aksi Tetap		Aksi Transien	
Nama	Simbol	Nama	Simbol
Berat sendiri	$P_{MS}$	Beban lajur "D"	$T_{TD}$
Beban mati tambahan	$P_{MA}$	Beban truk "T"	$T_{TT}$
Penyusutan/rangkak	$P_{SR}$	Gaya rem	$T_{TB}$
Prategang	$P_{PR}$	Gaya sentrifugal	$T_{TR}$
Pengaruh pelaksanaan tetap	$P_{PL}$	Beban pejalan kaki	$T_{TP}$
Tekanan tanah	$P_{TA}$	Beban tumbukan	$T_{TC}$
Penurunan	$P_{ES}$	Beban angin	$T_{EW}$
		Gempa	$T_{EQ}$
		Getaran	$T_{VI}$
		Gesekan pada perletakan	$T_{BF}$
		Pengaruh temperatur	$T_{ET}$
		Arus/hanyutan/tumbukan	$T_{EF}$
		Hidro/daya apung	$T_{EU}$
		Beban pelaksanaan	$T_{CL}$

Sumber: RSNI T-02- 2005

### 1. Pengaruh Umur Rencana

Faktor beban untuk keadaan batas ultimit didasarkan kepada umur rencana jembatan 50 tahun. Untuk jembatan dengan umur rencana yang berbeda, faktor beban ultimit harus dirubah dengan menggunakan faktor pengali seperti yang diberikan dalam Tabel 2.15.

**Tabel 2.15** Pengaruh umur rencana pada faktor beban ultimit

Klasifikasi Jembatan	Umur Rencana	Kalikan $K^U$ Dengan	
		Aksi Tetap	Aksi Transien
Jembatan sementara	20 tahun	1,0	0,87
Jembatan biasa	50 tahun	1,0	1,00
Jembatan khusus	100 tahun	1,0	1,10

Sumber: RSNI T-02- 2005

### 2. Kombinasi Aksi Tetap

Seluruh aksi tetap yang sesuai untuk jembatan tertentu diharapkan bekerja bersama-sama. Akan tetapi apabila aksi tetap bekerja mengurangi pengaruh total, kombinasi beban harus diperhitungkan dengan memindahkan aksi tersebut, apabila pemindahan tersebut adalah bisa diterima.



### 3. Perubahan Aksi Tetap Terhadap Waktu

Beberapa aksi tetap seperti halnya beban mati tambahan ( $P_{MA}$ ), penyusutan dan rangkai ( $P_{SR}$ ), pengaruh prategang ( $P_{PR}$ ), dan pengaruh penurunan ( $P_{ES}$ ) bisa berubah perlahan-lahan berdasarkan kepada waktu. Kombinasi beban yang diambil termasuk harga maksimum dan minimum dari semua aksi untuk menentukan pengaruh total yang paling berbahaya.

### 4. Kombinasi Pada Keadaan Batas Daya Layan

Kombinasi pada keadaan batas daya layan primer terdiri dari jumlah pengaruh aksi tetap dengan satu aksi transien. Pada keadaan batas daya layan, lebih dari satu aksi transien bisa terjadi secara bersamaan. Faktor beban yang sudah dikurangi diterapkan dalam hal ini untuk mengurangi kemungkinan dari peristiwa ini, seperti diberikan dalam Tabel 2.16.

**Tabel 2.16** Kombinasi beban untuk keadaan batas daya layan

Kombinasi primer	Aksi tetap + satu aksi transien (cat.1), (cat.2)
Kombinasi sekunder	Kombinasi primer + 0,7 ' (satu aksi transien lainnya)
Kombinasi tersier	Kombinasi primer + 0,5 ' (dua atau lebih aksi transien)
<p>CATATAN (1) Beban lajur "D" yaitu <math>T_{TD}</math> atau beban truk "T" yaitu <math>T_{TT}</math> diperlukan untuk membangkitkan gaya rem <math>T_{TB}</math> dan gaya sentrifugal <math>T_{TR}</math> pada jembatan. Tidak ada faktor pengurangan yang harus digunakan apabila <math>T_{TB}</math> atau <math>T_{TR}</math> terjadi dalam kombinasi dengan <math>T_{TD}</math> atau <math>T_{TT}</math> sebagai kombinasi primer.</p>	
<p>CATATAN (2) Gesekan pada perletakan <math>T_{BF}</math> bisa terjadi bersamaan dengan pengaruh temperatur <math>T_{ET}</math> dan harus dianggap sebagai satu aksi untuk kombinasi beban.</p>	

Sumber: RSNi T-02- 2005

## 5. Kombinasi Beban pada Keadaan Batas Ultimit

Kombinasi beban pada keadaan batas ultimit terdiri dari jumlah pengaruh aksi tetap dengan satu pengaruh transien. Gaya rem  $T_{TB}$  atau gaya sentrifugal  $T_{TR}$  bisa digabungkan dengan pembebanan lajur “D” yaitu  $T_{TD}$  atau pembebanan truk “T” yaitu  $T_{TT}$ , dan kombinasinya bisa dianggap sebagai satu aksi untuk kombinasi beban. Gesekan pada perletakan  $T_{BF}$  dan pengaruh temperatur  $T_{ET}$  bisa juga digabungkan dengan cara yang sama. Pada keadaan batas ultimit, tidak diadakan aksi transien lain untuk kombinasi dengan aksi gempa.

Beberapa aksi kemungkinan dapat terjadi pada tingkat daya layan pada waktu yang sama dengan aksi lainnya yang terjadi pada tingkat ultimit. Kemungkinan terjadinya kombinasi seperti ini harus diperhitungkan, tetapi hanya satu aksi pada tingkat daya layan yang dimasukkan pada kombinasi pembebanan.

Ringkasan dari kombinasi beban yang lazim diberikan dalam Tabel 2.17.

**Tabel 2.17** Kombinasi beban untuk keadaan batas daya layan dan ultimit

Aksi	Kelayanan						Ultimit					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
<b>Aksi Permanen :</b>												
Berat sendiri												
Beban mati tambahan												
Susut rangk	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Pratekan												
Pengaruh beban tetap pelaksanaan												
Tekanan tanah												
Penurunan												
<b>Aksi Transien :</b>												
Beban lajur “D” atau beban truk “T”	X	O	O	O	O		X	O	O	O	O	
Gaya rem atau gaya sentrifugal	X	O	O	O	O		X	O	O	O		
Beban pejalan kaki		X						X				
Gesekan perletakan	O	O	X	O	O	O	O	O	O	O		O
Pengaruh suhu	O	O	X	O	O	O	O	O	O	O		O
Aliran / hanyutan / batang kayu dan hidrostatik / apung	O		O	X	O	O	O		X	O		O
Beban angin			O	O	X	O	O		O	X		O
<b>Aksi Khusus :</b>												
Gempa												X
Beban tumbukan												
Pengaruh getaran	X	X										
Beban pelaksanaan						X						X
“ X ” berarti beban yang selalu aktif “ O ” berarti beban yang boleh di kombinasi dengan beban aktif, tunggal atau seperti ditunjukkan.	(1) = aksi permanen “x” KBL + beban aktif “x” KBL + 1 beban “o” KBL (2) = aksi permanen “x” KBL + beban aktif “x” KBL + 1 beban “o” KBL + 0,7 beban “o” KBL (3) = aksi permanen “x” KBL + beban aktif						Aksi permanen “x” KBU + beban aktif “x” KBU + 1 beban “o” KBL					

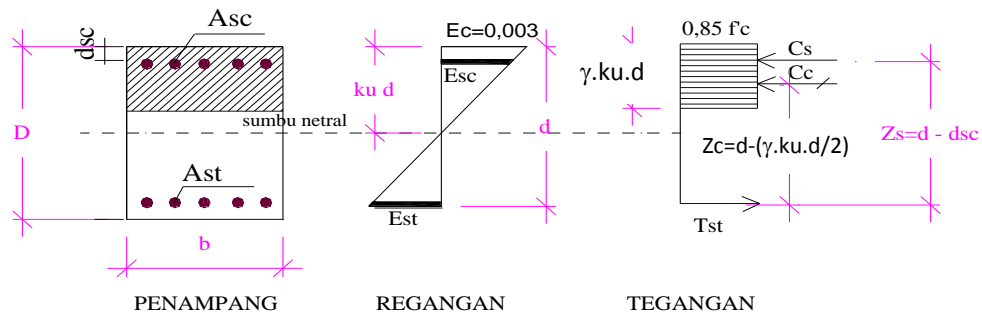
## CATATAN:

Hal-hal yang harus diperhatikan dalam menentukan Kombinasi beban umum untuk keadaan batas kelayanan dan ultimit adalah sebagai berikut:

1. Perencana harus bisa mengenali dan memperhitungkan tiap kombinasi beban yang tidak tercantum dalam tabel untuk mana jembatan-jembatan tertentu mungkin menjadi kritis. Untuk masing-masing kombinasi beban, seluruh aksi yang wajar terjadi bersamaan sudah dimasukkan. Disamping itu perencana harus menghitung pengaruh pada kombinasi beban akibat tidak memasukkan salah satu aksi yang member kontribusi dengan catatan aksi tersebut secara wajar bisa diabaikan;
2. Dalam keadaan batas daya layan pada bagian tabel ini, aksi dengan tanda X untuk kombinasi tertentu dimasukkan dengan faktor beban daya layan penuh. Butir dengan tanda O dimasukkan dengan faktor beban daya layan yang sudah diturunkan harganya.
3. Dalam keadaan batas ultimit pada bagian tabel ini, aksi dengan tanda X untuk kombinasi tertentu dimasukkan dengan faktor beban ultimit penuh. Butir dengan tanda O dimasukkan dengan harga yang sudah diturunkan yang besarnya sama dengan beban daya layan.
4. Beberapa aksi tetap bisa berubah menurut waktu secara perlahan-lahan. Kombinasi beban untuk aksi demikian harus dihitung dengan harga rencana maksimum dan minimum untuk menentukan pengaruh yang paling berbahaya;
5. Tingkat keadaan batas dari gaya sentrifugal dan gaya rem tidak terjadi secara bersamaan. Untuk faktor beban ultimit terkurangi untuk beban lalu lintas vertikal dalam kombinasi dengan gaya rem;
6. Pengaruh temperatur termasuk pengaruh perbedaan temperatur di dalam jembatan, dan pengaruh perubahan temperatur pada seluruh jembatan. Gesekan pada perletakan sangat erat kaitannya dengan pengaruh temperatur akan tetapi arah aksi dari gesekan pada perletakan akan berubah, tergantung kepada arah pergerakan dari perletakan atau dengan kata lain, apakah temperatur itu naik atau turun. Pengaruh temperatur tidak mungkin kritis pada keadaan batas ultimit kecuali bersamaan dengan aksi lainnya. Dengan demikian temperatur hanya ditinjau sebagai kontribusi pada tingkat daya layan;
7. Gesekan pada perletakan harus ditinjau bila sewaktu-waktu aksi lainnya memberikan pengaruh yang cenderung menyebabkan gerakan arah horisontal pada perletakan tersebut;
8. Semua pengaruh dari air dapat dimasukkan bersama-sama;
9. Pengaruh gempa hanya ditinjau pada keadaan batas ultimit;
10. Beban tumbukan mungkin merupakan beban daya layan atau beban ultimit;
11. Pengaruh getaran hanya digunakan dalam keadaan batas daya layan.

2.5.1.4 Analisis Struktur kepala jembatan

- Kekuatan balok terhadap lentur



Gambar 2.14 Diagram tegangan dan gaya pada balok bertulangan rangkap

Langkah perhitungan

- Tinjau  $C_s$  dan  $C_c$  secara terpisah
- Dalam penampang bertulangan rangkap, umumnya baja tarik berada pada leleh bila  $M_u$  bekerja. Tegangan dalam baja tekan tergantung pada jarak  $d_{sc}$

- Mula – mula anggap  $C_s$  pada kondisi leleh

▪  $C_s = f_{sy} A_{sc}$  dan  $T_{st} = f_{sy} A_{st}$  (2.16)

▪  $C_c = 0,85 f'_c \gamma k_u d b$  (2.17)

▪ Untuk keseimbangan  $C_s + C_c = T_{st}$  (2.18)

▪ Demikian  $K_u = \frac{1}{0,85\gamma} \frac{A_{st} - A_{sc}}{bd} \frac{f_{sy}}{f'_c}$  (2.19)

- menghitung regangan baja  $C_s$  apakah sesuai anggapan sudah leleh

$$\epsilon_{st} = \epsilon_u \frac{d - K_u d}{K_u d} \tag{2.20}$$

$$\epsilon_{sc} = \epsilon_u \frac{K_u d - d_{sc}}{K_u d} \tag{2.21}$$

- Bila  $\epsilon_{st} > \epsilon_{sy}$ , gunakan  $K_u$  untuk memperoleh  $Z_c$

$$Z_c = d - \gamma K_u d \text{ dan } Z_s = d - d_{sc} \tag{2.22}$$

- Mengingat  $M_{ud} = K C^R (C_s Z_s + C_c Z_c)$  maka

$$M_{ud} = K_C^R (f_{sy} A_{sc} (d - d_{sc}) + 0,85 f'_c \gamma K_u d (d - 0,5 \gamma K_u d)) \tag{2.23}$$

- Bila  $\epsilon_{cs} < \epsilon_{sy}$ , sumbu netral harus dihitung kembali.

- Anggap baja tekan berada dalam batas variasi elastis dan hitung gaya

$$C_s = E_s \epsilon_u \left( \frac{K_u d - d_{sc}}{K_u d} \right) A_{sc} \quad (2.24)$$

- Untuk keseimbangan  $C_s + C_c = T$ , dari hubungan ini dapat ditentukan rumus kuadrat untuk mencari  $K_u$

$$K_u^2 + U_1 + K_u - U_2 = 0 \quad (2.25)$$

dengan : 
$$U_1 = \frac{\epsilon_u E_s A_{sc} - f_{sy} A_{st}}{0,85 f'c \gamma b d} \quad (2.26)$$

$$U_2 = \frac{\epsilon_u d_{sc} E_s A_{sc}}{0,85 f'c \gamma b d^2} \quad (2.27)$$

- Sehingga  $M_{ud} = K_u C^R [C_s (d - d_{sc}) + C_c (d - 0,5 \gamma K_u d)] \quad (2.28)$

- Periksa daktilitas  $K_u > 0,4$  dan  $A_{st} / b d \geq 1,4 / f_{sy} \quad (2.29)$

• **Kekuatan balok terhadap geser**

a) **Geser Biasa**

Gaya geser yang bekerja pada beton bertulang dapat ditahan oleh beton dan tulangan.

(1.) Bagian kekuatan geser dari beton

Peraturan menentukan bahwa bagian beton untuk kekuatan geser ultimate,  $V_{uc}$  dihitung pada potongan kritis dengan rumus empiric sebagai berikut :

$$V_{uc} = \beta_1 \beta_2 \beta_3 b_v d_o \left( \frac{A_{st} f'_c}{b_v d_o} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.30)$$

dimana :

$$\beta_1 = 1,4 - (d_o / 2000) \geq 1,1$$

$$\beta_2 = 1 \text{ atau ;}$$

$$= 1 - N^* / (3,5 A_g) \geq 0 \text{ untuk unsure yang memikul tarikan aksial besar, } N^*$$

$$= 1 + N^* / (14 A_g) \text{ untuk unsure yang memikul tekanan aksial besar, } N^*$$

$$\beta_3 = 1 ; \text{ atau dapat diambil sebesar :}$$

$$= 2 d_o / a_v \text{ tetapi tidak lebih dari 2, kecuali bila beban yang bekerja dan perletakan terkumpul demikian sehingga menyebabkan tekanan diagonal pada panjang } a_v.$$

$$A_{st} = \text{luas penampang tulangan memanjang dalam daerah tarik dan terjankar penuh pada potongan melintang yang ditinjau.}$$

$$b_v = \text{lebar badan yang ditinjau.}$$

$$f'c = \text{kekuatan tekan karakteristik silinder pada 28 hari}$$

$d_o$  = jarak dari serat tekan terjauh dari titik berat tulangan tarik.

(2.) Bagian kekuatan geser dari tulangan

Kekuatan geser dari tulangan  $V_{us}$ , dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

Untuk tulangan tegak lurus :

$$V_{us} = \left( \frac{A_{sv} f_{sy} d_o}{S} \right) \cot \theta_v \quad (2.31)$$

untuk tulangan miring :

$$V_{us} = \left( \frac{A_{sv} f_{sy} d_o}{S} \right) (\sin \alpha_v \cot \theta_v + \cos \alpha_v) \quad (2.32)$$

dengan pengertian :

$S$  = jarak pusat ke pusat dari tulangan geser, sejajar dengan sumbu memanjang unsur.

$\theta_v$  = sudut antara sumbu elemen tekanan beton dan sumbu memanjang unsur, diambil secara konservatif sebesar 45 derajat atau, lebih tepat, bervariasi linier dari 30 derajat bila  $V^* = K_c^R V_{u \min}$  sampai 45 derajat bila  $V^* = K_c^R V_{u \max}$ .

$\alpha_v$  = sudut antara tulangan geser miring dan tulangan tarik memanjang.

#### b) Tulangan Geser Minimum

Luas tulangan geser minimum dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut

$$A_{sv \min} = 0,35 \left( \frac{b_v S}{f_{sy.f}} \right) \quad (2.33)$$

#### c) Kekuatan Geser Dengan Tulangan Minimum

Kekuatan geser ultimate yang diadukan dengan tulangan geser minimum  $A_{sv \min}$  harus diambil sebesar :

$$V_{u \min} = V_{uc} + 0,6 b_v d_o \quad (2.34)$$

#### d) Batas Atas dari Kekuatan Geser

Batas atas dari kekuatan geser,  $V_{u \max}$  diberikan oleh :

$$V_{u \max} = 0,2 f'c b_v d_o \quad (2.35)$$

**e) Tahapan Analisa Kekuatan Geser Biasa**

- melakukan analisa respons struktur yang bekerja pada kolom tersebut sehingga diketahui nilai Gaya aksial ultimate (  $N^*$  ), momen ultimate (  $M^*$  ), geser  $V^*$  dan gaya puntir / torsi (  $T^*$  )
- Dari data penampang dan penulangan serta mutu beton dan tulangan, hitung bagian beton terhadap kekuatan geser. (  $V_{uc}$  )
- menghitung bagian besi untuk kekuatan geser (  $V_{us}$  )
- menghitung kekuatan geser nominal  $V_u = V_{uc} + V_{us}$
- membandingkan nilai  $V^* \leq K_c^R V_u$
- bila pernyataan point 5 benar, maka kapasitas penampang kuat terhadap geser, demikian sebaliknya.

**2.5.2 Pondasi Tiang Pancang**

**2.5.2.1 Daya dukung**

Daya dukung tiang pancang dapat dihitung berdasarkan data hasil SPT dan hasil pengujian sondir.

- Berdasarkan hasil SPT dihitung dengan rumus:

<b>Calc. Method :</b>			
Cu	=	6.67*N-SPT	
<b>Compression</b>			
skin friction (Qs)	=	$\alpha \cdot cu \cdot \text{perimeter} \cdot l$	(c-soil)
	=	$2 \cdot N \cdot \text{SPT} \cdot \text{perimeter} \cdot l$	( $\Phi$ -soil)
End Bearing (Qp)	=	$9 \cdot cu \cdot \text{area}$	(c-soil)
	=	$40 \cdot N \cdot \text{SPT} \cdot l / D$	( $\Phi$ -soil)
	≤	$400 \cdot N \cdot \text{SPT} \cdot \text{area}$	
Ultimate (Qu)	=	$Qs + Qp$	(2.36)

dimana : N-SPT = Nilai SPT

$\alpha$  = Faktor adhesi empiris, nomogram (lihat pada lampiran)

Cu = Undrained shear strength

- Berdasarkan hasil sondir dapat dihitung dengan menggunakan metode Meyerhoff.

$$Q_{ult} = (q_c \times A_p) + (JHP \times Kel.O) \tag{2.37a}$$



dimana :  $Q_{ult}$  = Kapasitas daya dukung tiang pancang tunggal

$q_c$  = Tahanan ujung sondir

$A_p$  = Luas penampang tiang

JHP = Jumlah Hambatan Pelekat

Kel.O = Keliling tiang pancang

Daya dukung ijin pondasi tiang dinyatakan dengan rumus:

$$Q_{ijin} = \frac{q_c \times A_p}{3} + \frac{JHP \times Kel.O}{5} \quad (2.37b)$$

dimana:  $Q_{ijin}$  = Kapasitas daya dukung ijin pondasi

$q_c$  = Tahanan ujung sondir

$A_p$  = Luas penampang tiang

JHP = Jumlah Hambatan Pelekat

Kel.O = Keliling tiang pancang

### 2.5.2.2 Efisiensi Grup Tiang

Apabila jarak antar tiang dalam satu grup (kepala tiang) tidak memenuhi jarak minimum yang disyaratkan, maka daya dukung grup tiang tidak akan sama dengan daya dukung satu tiang dikalikan dengan jumlah tiang dalam grup tersebut, melainkan ada satu faktor pengali yang besarnya kurang dari satu dan biasa disebut dengan efisiensi grup tiang. Dengan demikian daya dukung total grup tiang bisa dituliskan:

$$Q_{ug} = Q_{sp} \times n \times E_g \quad (2.38)$$

dimana:

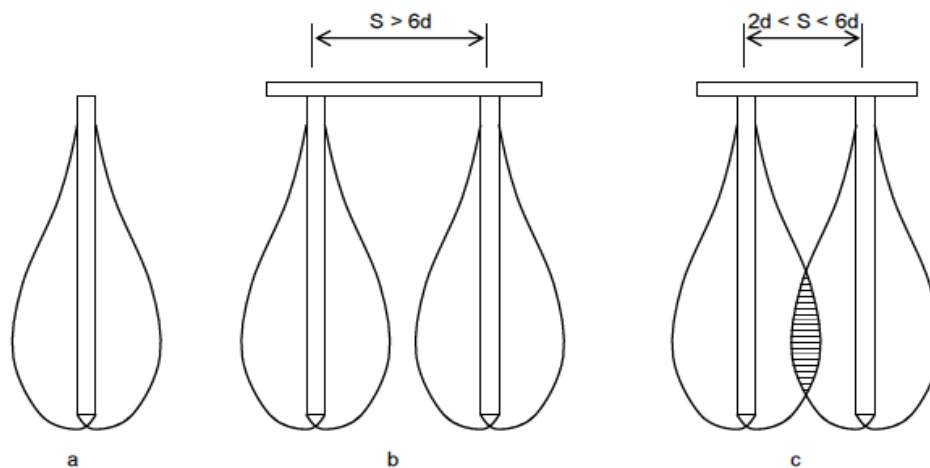
$Q_{ug}$  = daya dukung grup tiang

$Q_{sp}$  = daya dukung tiang tunggal

$n$  = jumlah tiang dalam grup

$E_g$  = efisiensi grup tiang ( $\leq 1$ )

Meskipun beberapa formula sering digunakan untuk menentukan nilai efisiensi ini tetapi belum ada suatu peraturan bangunan yang secara khusus menetapkan cara tertentu untuk menghitungnya. Kebanyakan peraturan bangunan mensyaratkan jarak minimum anantara tiang sebesar 2 kali diameter sedangkan jarak optimal antara tiang umumnya adalah antara 2.5 ~ 3.0 kali diameter. Untuk pondasi yang memikul beban lateral yang besar, maka dianjurkan jarak yang lebih besar.



**Gambar 2.15** Mobilisasi Keruntuhan (*Bulb Pressure*)

Gambar 2.15 menjelaskan maksud dari efisiensi grup tiang. Gambar a dan b memperlihatkan diagram tegangan mobilisasi keruntuhan berbentuk *bulb pressure* yang tidak saling berpotongan. Pada kondisi ini daya dukung grup tiang sama dengan daya dukung tiang tunggal dikalikan dengan jumlah tiang dalam satu grup. Hal ini berarti, bahwa efisiensi grup tiang adalah satu. Berbeda dengan gambar c, dimana terlihat adanya perpotongan antara *bulb pressure* satu tiang dengan tiang lainnya, yang menyebabkan mobilisasi tegangan pada tanah tidak bisa penuh (100%), karena adanya daerah tegangan yang menjadi milik bersama. Pada kondisi seperti ini efisiensi daya dukung grup tiang menjadi kurang dari satu.

Ada beberapa formula untuk menghitung efisiensi grup tiang, tetapi persamaan di bawah ini yaitu Formula *Converse - Labarre* adalah yang paling sering dipakai.

$$E_g = 1 - \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 m n} \right] \cdot \theta \quad (2.39)$$

dimana :

$\theta$  = atan (d/s) dalam derajat

d = diameter tiang

s = jarak antar as tiang

n = jumlah tiang dalam baris

m = jumlah tiang dalam kolom

### 2.5.2.3 Penurunan Pondasi (*Settlement*)

Penurunan (*settlement*) dapat didefinisikan sebagai pergerakan vertikal dasar suatu struktur yang dipengaruhi penambahan beban atau hal lainnya seperti, penurunan muka air tanah, getaran dan berat konstruksi yang berada di atasnya.

Perhitungan *settlement* menggunakan rumus empiris:

$$S_t = (B/100) + (Q_v \cdot L) / (A_p \cdot E_p) \quad (2.40)$$

dimana: B = diameter tiang pancang

$Q_v$  = beban vertical

L = panjang tiang pancang

$A_p$  = luas penampang tiang pancang

$E_p$  = modulus elastisitas tiang ( $2.5 \times 10^6$  t/m<sup>2</sup>)

Untuk penurunan suatu kelompok tiang ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$S_G = S_t \sqrt{\frac{b}{B}} \quad (2.41)$$

Berdasarkan Spek Bina Marga Divisi 7 tahun 2007, penurunan untuk pondasi tiang akibat pembebanan tidak boleh melebihi 3 cm.

## **BAB III**

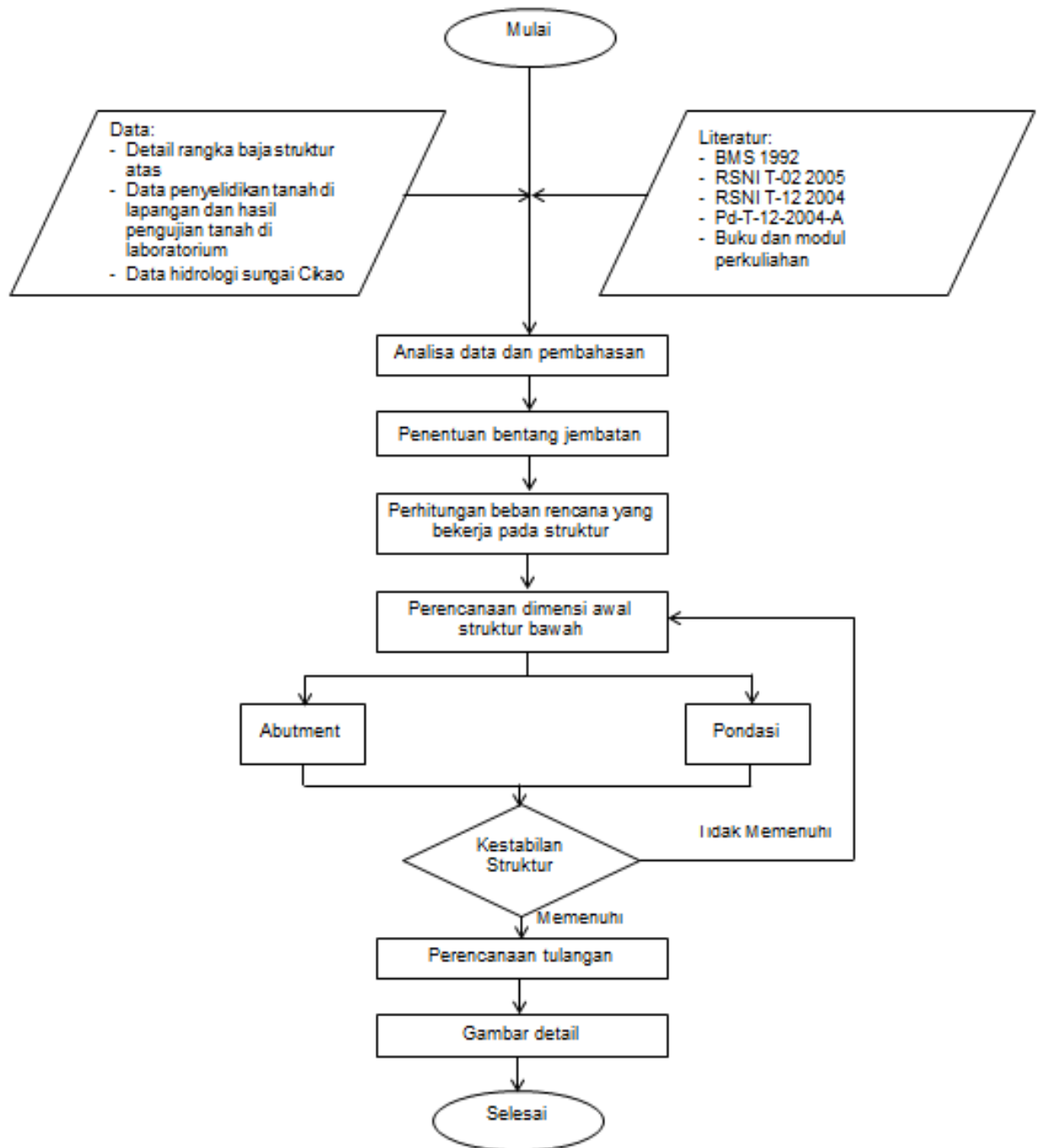
### **METODOLOGI**

#### **3.1 Alur Kerja**

Dalam perancangan dan analisis penulisan Tugas akhir ini diperlukan metodologi untuk mempermudah proses pengerjaannya. Langkah-langkah yang perlu dilakukan antara lain:

1. Menentukan dan mengumpulkan kebutuhan data yang diperlukan yang berkaitan dengan topik yang diambil.
2. Melakukan studi literatur yaitu mempelajari buku acuan, makalah, dan modul yang berkaitan dengan topik pembahasan dalam Tugas Akhir ini.
3. Melakukan analisa data dan pembahasan sebelum dilakukannya proses perancangan.
4. Menentukan bentang jembatan dan menghitung beban-beban rencana yang akan bekerja pada struktur.
5. Melakukan perencanaan dimensi awal untuk abutment dan dicek terhadap kekuatan. Setelah itu mulai dilakukan perencanaan tulangan untuk abutment.
6. Merancang pondasi yaitu dengan menentukan jenis, dimensi, dan kedalaman pondasi. Selanjutnya dilakukan pengecekan terhadap kekuatan.
7. Setelah perancangan selesai selanjutnya dibuat gambar secara detail.

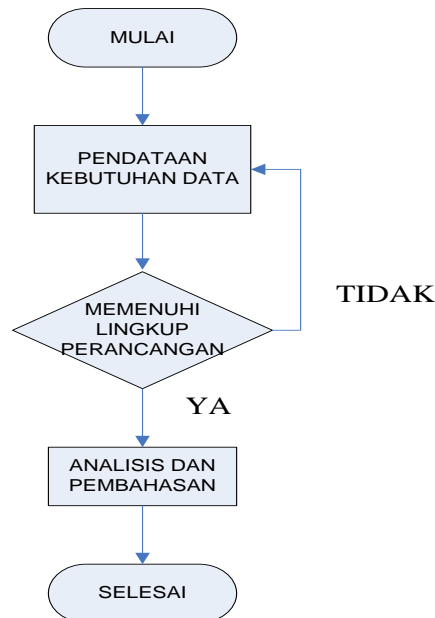
Secara skematis, dalam pelaksanaan tugas akhir ini dibuat suatu diagram alir seperti terlihat pada gambar 3.1 di halaman berikutnya.



**Gambar 3.1** Diagram Alir Penulisan Tugas Akhir

### 3.2 Metoda Pengumpulan dan Analisa Data

Dalam proses pengumpulan dan analisa data dalam perancangan tugas akhir ini, digunakan metodologi seperti dalam diagram alir berikut ini:



Gambar 3.2 Diagram Alir Pengumpulan dan Analisis Data

#### 3.2.1 Pengumpulan data

Dalam penulisan tugas akhir ini diperlukan data-data yang menunjang dalam perhitungan perancangan struktur bawah jembatan. Data yang dimiliki dan dibutuhkan merupakan data sekunder yang diperoleh dari Dinas PUPR Kabupaten Purwakarta dan Pusat Penelitian dan Pengembangan Jalan dan Jembatan. Data sekunder yang diperoleh antara lain :

- Data bentang dan lebar jembatan.
- Detail rangka baja dimana dalam penulisan Tugas Akhir ini diambil contoh rangka baja dari PT. Bukaka Teknik Utama sebagai struktur bagian atas jembatan.
- Data penyelidikan tanah di lapangan.
- Data hasil pengujian tanah di laboratorium.
- Data analisa hidrologi sungai Cikao.

### 3.2.2 Analisa Data

Dari data-data yang diperoleh untuk proses penulisan Tugas Akhir, analisa data adalah proses evaluasi dan identifikasi data –data yang diperoleh, adapun proses analisa data adalah sebagai berikut:

- Perhitungan beban rencana yang bekerja.
- Perancangan struktur bangunan bawah jembatan
- Evaluasi terhadap hasil perancangan terhadap kriteria perancangan.

## BAB IV

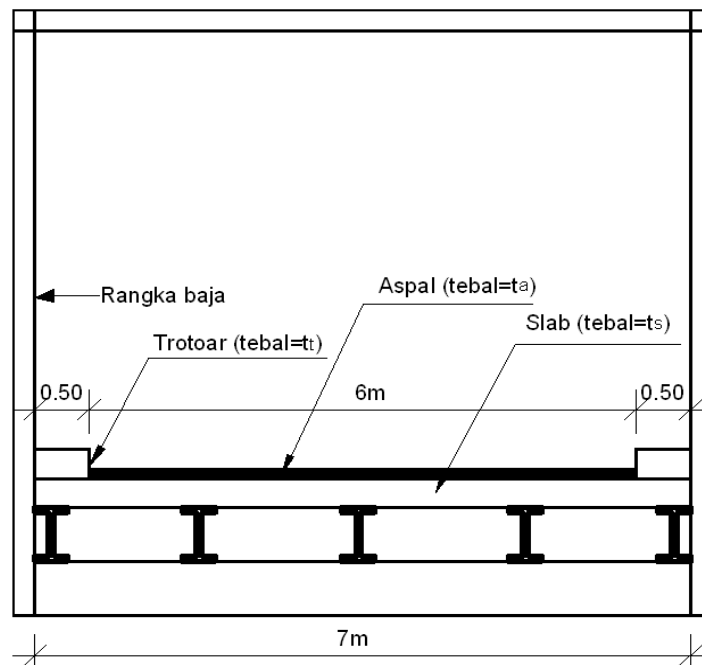
### PERANCANGAN DAN PEMBAHASAN

#### 4.1 Gambaran Umum

Direncanakan untuk menopang struktur atas jembatan dengan panjang 50 meter terdiri dari 1 bentang, lebar jembatan 7 meter, serta pada bagian kepala jembatan direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang.

#### 4.2 Data Struktur Jembatan

##### 4.2.1 Data Struktur Atas



**Gambar 4.1** Gambar Penampang Melintang Struktur Atas Jembatan

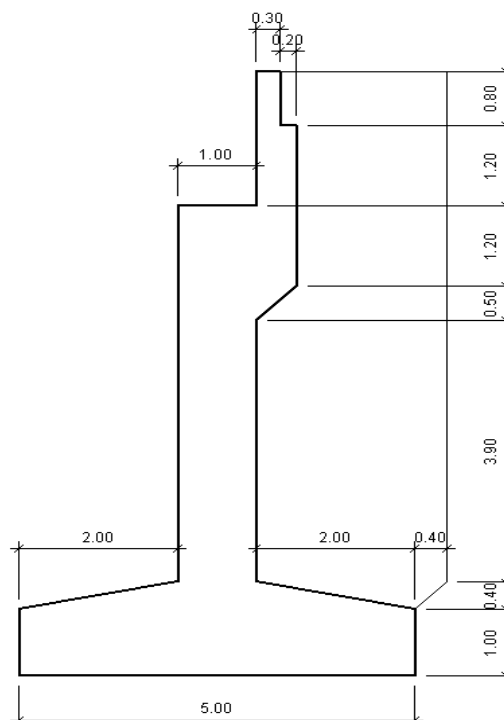
**Tabel 4.1** Uraian Dimensi Bagian-Bagian Struktur Atas dan Berat Jenis Bahan

Uraian Dimensi	Notasi	Dimensi	Satuan
Lebar jembatan	B	7	m
Lebar jalan (jalur lalu lintas)		6	m
Lebar trottoar		0.5	m
Tebal slab lantai jembatan	Ts	0.2	m
Tebal lapisan aspal	Ta	0.1	m
Tebal trottoar	Tt	0.2	m
Tebal genangan air	Tw	0.05	m
Panjang bentang jembatan	L	50	m



Specific Gravity	Notasi	Besar	Satuan
Berat jenis beton bertulang	$\gamma_c$	25	$\text{kN/m}^3$
Berat jenis beton tidak bertulang (beton rabat)	$\gamma'_c$	24	$\text{kN/m}^3$
Berat jenis aspal	$\gamma_a$	22	$\text{kN/m}^3$
Berat jenis air	$\gamma_w$	10	$\text{kN/m}^3$

#### 4.2.2 Data Struktur Bawah (Abutment)



Gambar 4.2 Gambar Perencanaan Awal Dimensi Abutment

Keterangan :

Panjang Abutment 8 m

Tebal Wing-wall 0.5 m

**Tanah Timbunan :**

Berat jenis,  $\gamma_s = 17.2 \text{ kN/m}^3$

Sudut geser,  $\phi = 35^\circ$

Kohesi,  $C = 0 \text{ kPa}$

**Tanah Asli (di dasar Pilecap)**

Berat jenis,  $\gamma_s = 14.77 \text{ kN/m}^3$

Sudut geser,  $\phi = 38^\circ$

Kohesi,  $C = 5 \text{ kPa}$

**Bahan Struktur**

Mutu Beton K-300

Mutu Baja Tulangan U-39

Data sungai:

- Debit sungai rata-rata (50th) =  $205.76 \text{ m}^3/\text{dt}$

- Elevasi banjir = 57.43m

- Elevasi dasar sungai = 48.85m

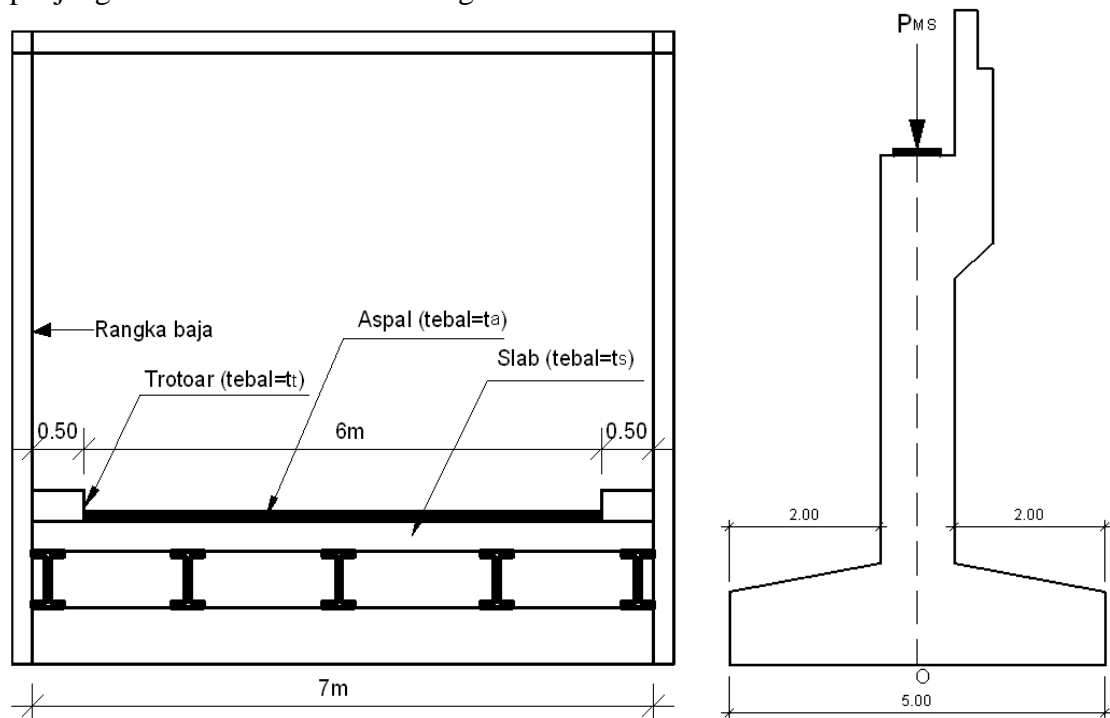
- Tinggi air normal  $\pm 2 \text{ m}$

- Kec. Banjir rata-rata aliran =  $2.592 \text{ m}/\text{dt}$

### 4.3 Pembebanan pada Abutment

#### 4.3.1 Berat Sendiri Struktur Atas

Struktur atas jembatan menggunakan rangka baja Bukaka. Berdasarkan tabel spesifikasi rangka baja PT. Bukaka Teknik Utama, berat rangka baja jembatan dengan panjang 50 meter adalah 104244 Kg.



Gambar 4.3 Gambar Pembebanan Berat Sendiri Struktur Atas

Tabel 4.2 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas

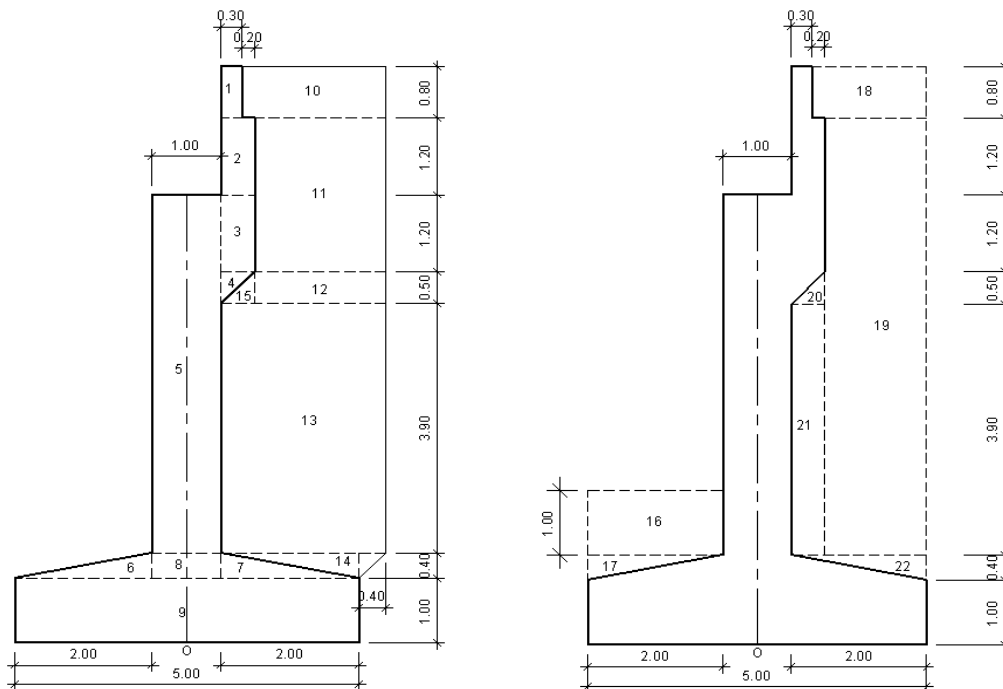
No	Beban	Dimensi				Volume (m <sup>3</sup> )	Berat isi (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)
		b (m)	h (m)	L (m)	n			
1	rangka				1.00			1042.44
2	Slab	7.00	0.20	50.00	1.00	70.00	25.00	1750.00
3	Trotoar	0.50	0.20	50.00	2.00	10.00	25.00	250.00
4	Lapisan aspal	6.00	0.10	50.00	1.00	30.00	22.00	660.00
5	Genangan air	7.00	0.05	50.00	1.00	17.50	10.00	175.00

Total berat sendiri struktur atas,  $W_{MS} = 3877.44$

Faktor beban (RSNI T-02-2005),  $W_{MS}^* = 1.3 * W_{MS} = 5040.67$

Beban pada abutment akibat berat sendiri struktur atas,  $P_{MS} = 1/2 * W_{MS}^* = 2520.34$

4.3.2 Berat Sendiri Struktur Bawah (Abutment) dan Berat Tanah



Gambar 4.4 Gambar Pembagian Segmen untuk Perhitungan Berat Abutment dan Tanah

Berat isi beton,  $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$       Panjang abutment = 8.00 m  
 Berat isi tanah,  $\gamma_s = 17.20 \text{ kN/m}^3$       2x tebal wing wall = 1.00 m  
 Tinggi abutment (H) = 9.00 m      Panjang footing = 8.60 m

a. Berat Sendiri Abutment

Tabel 4.3 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Bawah (Abutment)

No. Segmen	Dimensi (m)			Volume (m <sup>3</sup> )	Berat (Wi) (kN)	Xi (m)	Yi (m)	Wi . Xi (kNm)	Wi . Yi (kNm)
	b	h	L						
<b>Abutment</b>									
1	0.30	0.80	8.00	1.92	48.00	0.65	8.60	31.20	412.80
2	0.50	1.20	8.00	4.80	120.00	0.75	7.60	90.00	912.00
3	0.50	1.20	8.00	4.80	120.00	0.75	6.40	90.00	768.00
4	0.50	0.50	8.00	1.00	25.00	0.67	5.63	16.67	140.83
5	1.00	5.60	8.00	44.80	1120.00	0.00	4.20	0.00	4704.00
<b>Footing</b>									
6	2.00	0.40	8.60	3.44	86.00	-1.17	1.13	-100.33	97.47
7	2.00	0.40	8.60	3.44	86.00	1.17	1.13	100.33	97.47
8	1.00	0.40	8.60	3.44	86.00	0.00	1.20	0.00	103.20
9	5.00	1.00	8.60	43.00	1075.00	0.00	0.50	0.00	537.50
<b>Wing wall</b>									
10	2.10	0.80	1.00	1.68	42.00	1.85	8.60	77.70	361.20
11	1.90	2.40	1.00	4.56	114.00	1.95	7.00	222.30	798.00
12	1.90	0.50	1.00	0.95	23.75	1.95	5.55	46.31	131.81
13	2.40	3.90	1.00	9.36	234.00	1.70	3.35	397.80	783.90
14	2.40	0.40	1.00	0.48	12.00	2.10	1.27	25.20	15.20
15	0.50	0.50	1.00	0.13	3.13	0.83	5.47	2.60	17.08
				$\sum Wi =$	3194.88		$\sum =$	999.78	9880.46

Berat total abutment :

$$W_{ab} = 3194.88 \text{ kN}$$

$$W_{ab}^* = 4153.34 \text{ kN}$$

$$W_{ab}^* = 2396.16 \text{ kN}$$

Faktor beban = 1.30

Faktor beban = 0.75

Titik berat abutment :

$$X_{ab} = 0.31 \text{ m}$$

$$Y_{ab} = 3.09 \text{ m}$$

### b. Berat Tanah

Tabel 4.4 Perhitungan Berat Tanah

No. Segmen	Dimensi (m)			Volume (m <sup>3</sup> )	Berat (Wi) (kN)	Xi (m)	Yi (m)	Wi . Xi (kNm)	Wi . Yi (kNm)
	b	h	L						
Tanah di kiri abutment									
16	2.00	1.00	8.00	16.00	275.20	-1.50	1.90	-412.80	522.88
17	2.00	0.40	8.00	3.20	55.04	-1.83	1.27	-100.91	69.72
				$\sum Wi =$	330.24		$\sum =$	-513.71	592.60
Tanah di kanan abutment									
18	1.70	0.80	8.00	10.88	187.14	1.65	8.60	308.77	1609.37
19	1.50	6.80	8.00	81.60	1403.52	1.75	4.80	2456.16	6736.90
20	0.50	0.50	8.00	1.00	17.20	0.83	5.47	14.33	94.03
21	0.50	3.90	8.00	15.60	268.32	0.75	3.35	201.24	898.87
22	2.00	0.40	8.00	3.20	55.04	1.83	1.27	100.91	69.72
				$\sum Wi =$	1931.22		$\sum =$	3081.41	9408.88

Berat tanah di kiri abutment :

$$W_{t.ki} = 330.24 \text{ kN}$$

$$W_{t.ki}^* = 412.80 \text{ kN}$$

$$W_{t.ki}^* = 264.19 \text{ kN}$$

Faktor beban = 1.25

Faktor beban = 0.80

Titik berat tanah di kiri abutment :

$$X_{t.ki} = -1.56 \text{ m}$$

$$Y_{t.ki} = 1.79 \text{ m}$$

Berat tanah di kanan abutment :

$$W_{t.ka} = 1931.22 \text{ kN}$$

$$W_{t.ka}^* = 2414.02 \text{ kN}$$

$$W_{t.ka}^* = 1544.97 \text{ kN}$$

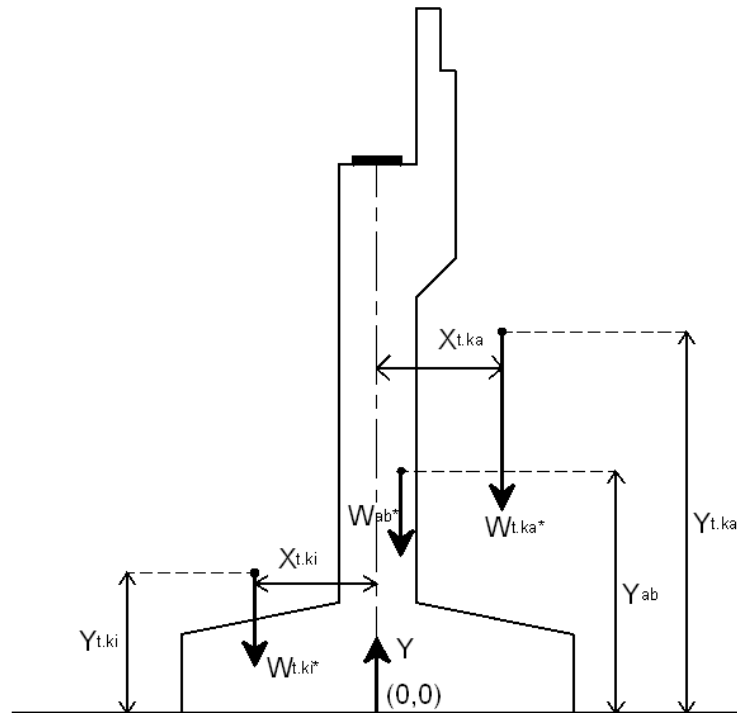
Faktor beban = 1.25

Faktor beban = 0.80

Titik berat tanah di kanan abutment :

$$X_{t.ka} = 1.60 \text{ m}$$

$$Y_{t.ka} = 4.87 \text{ m}$$



Gambar 4.5 Titik Berat pada Abutment

### 4.3.3 Tekanan Tanah

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0.60 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut.

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat isi tanah ( $\gamma_s$ ), sudut geser dalam ( $\phi$ ), dan kohesi ( $c$ ) dengan:

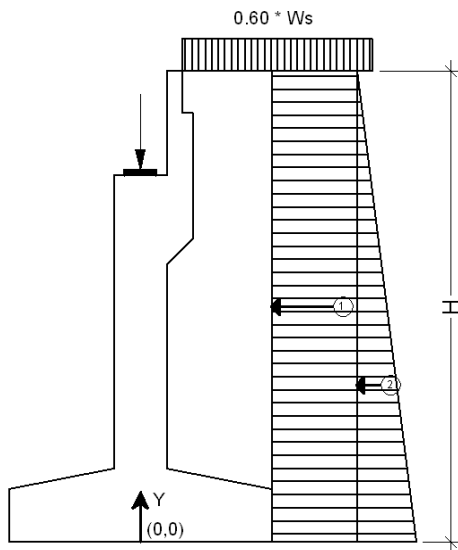
$$W_s' = W_s$$

$$\phi' = \tan^{-1} (K_\phi^R * \tan \phi) \text{ dengan faktor reduksi untuk } \phi', \quad K_\phi^R = 0.7$$

$$c' = K_c^R * c \quad \text{dengan faktor reduksi untuk } c', \quad K_c^R = 1.0$$

$$\text{Koefisien tekanan tanah aktif,} \quad K_a = \tan^2 (45 - \phi'/2)$$

Berat isi tanah,	$W_s = 17.20$	$\text{kN/m}^3$
Sudut geser dalam,	$\phi = 35$	$^\circ$
Kohesi,	$C = 0$	$\text{kPa}$
Tinggi total abutment,	$H = 9.00$	$\text{m}$
Panjang abutment,	$L = 8.00$	$\text{m}$



$$\begin{aligned}\phi' &= \tan^{-1} (K_{\phi}^R \cdot \tan \phi) = 26.11^{\circ} \\ K_a &= \tan^2 (45 - \phi'/2) = 0.34\end{aligned}$$

Gambar 4.6 Diagram Tekanan Tanah

#### a. Gaya Tekanan Tanah Aktif

$$\begin{aligned}\text{Tegangan tanah aktif} &= K_a \cdot W_s \cdot H = 52.92 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Gaya tanah aktif} &= P_{a1} = 0.5(K_a \cdot W_s \cdot H) \cdot H \cdot L = 1905.02 \text{ kN} \\ \text{Lengan momen} = y_a &= 1/3 H = 3.00 \text{ m} \\ \text{Momen gaya} = M_{ta} &= \text{Gaya} \times \text{Lengan momen} = 5715.06 \text{ kNm}\end{aligned}$$

#### b. Gaya Urugan Equivalen

$$\begin{aligned}\text{Beban kendaraan} &= P_q = 0.6 \cdot K_a \cdot W_s \cdot H \cdot L = 254.003 \text{ kN} \\ \text{Lengan momen} &= 1/2 H = 4.5 \text{ m} \\ \text{Momen gaya} = M_q &= \text{gaya} \times \text{lengan momen} = 1143.01 \text{ kNm}\end{aligned}$$

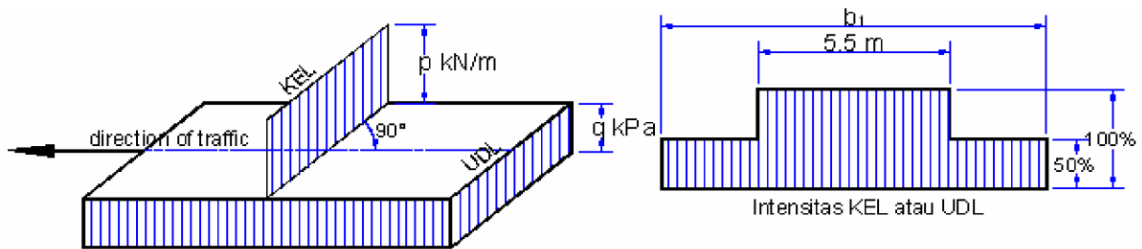
#### c. Total Gaya Akibat Tekanan Tanah

$$\begin{aligned}\text{Total gaya aktif} &: P_a = P_{a1} + P_q = 2159.02 \text{ kN} \\ \text{Total momen aktif} &: M_a = M_{ta} + M_q = 6858.07 \text{ kNm}\end{aligned}$$

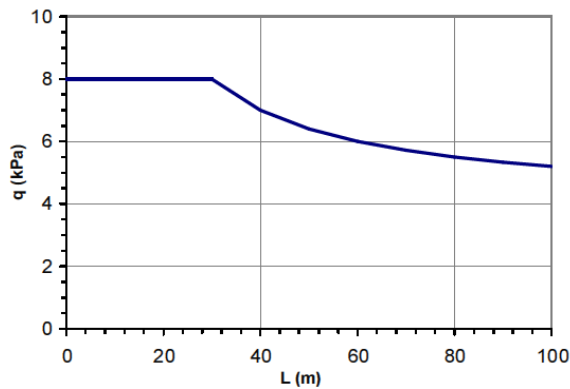
#### 4.3.4 Beban Lajur "D"

Beban kendaraan yg berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (Uniformly Distributed Load), UDL dan beban garis (Knife Edge Load), KEL seperti pada Gambar 4.7 UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu-lintas seperti Gambar 4.8 atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut:

$q = 9.0 \text{ Kpa}$                       untuk  $L \leq 30\text{m}$   
 $q = 9.0 \cdot (0.5 + 15/L)$             untuk  $L > 30\text{m}$



Gambar 4.7 Beban Lajur “D”

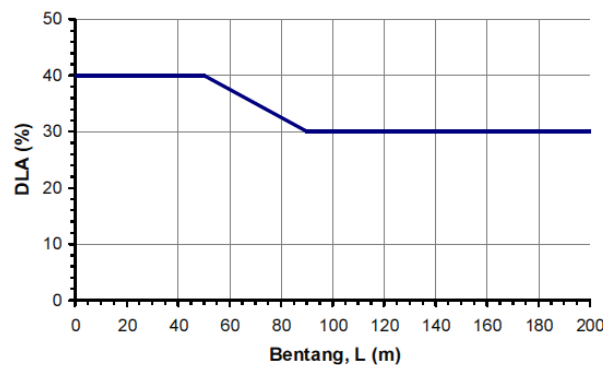


Gambar 4.8 Intensitas Uniformly Distributed Load (UDL)

untuk panjang bentang,                       $L = 50.00 \text{ m}$   
 $q = 9 \cdot (0.5 + 15/L) \text{ kPa} = 7.20 \text{ kPa}$   
 KEL mempunyai intensitas,                       $p = 49.00 \text{ kN/m}$

Faktor beban dinamis (Dynamic Load Allowance) untuk KEL diambil sebagai berikut:

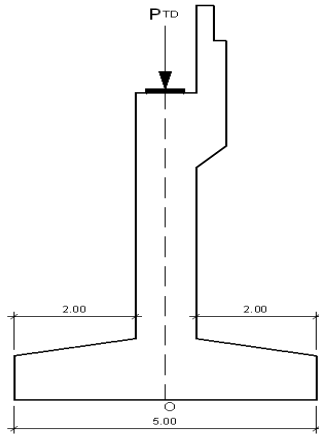
$DLA = 0.4,$                       untuk  $L \leq 50\text{m}$   
 $DLA = 0.4 - 0.0025 \cdot (L - 50),$             untuk  $50 < L < 90\text{m}$   
 $DLA = 0.3,$                       untuk  $L \geq 90\text{m}$



Gambar 4.9 Faktor Beban Dinamis (DLA)

Untuk harga,  $L = 50.00$  m,  $b = 6.00$  m,  $DLA = 0.4$   
 Besar beban lajur "D" :

$$W_{TD} = (q * L * (5.5 + b) / 2) + (p * DLA * (5.5 + b) / 2) = 2182.70 \text{ kN}$$



Beban pada abutment akibat beban lajur "D",  
 $P_{TD} = 1/2 * W_{TD} = 1091.35 \text{ kN}$

Gambar 4.10 Gambar Pembebanan Akibat Beban Lajur

### 4.3.5 Beban Pedestrian/Pejalan Kaki

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya.

$A =$  luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki ( $m^2$ )

Beban hidup merata  $q$  :

Untuk  $A \leq 10 \text{ m}^2$  :  $q = 5 \text{ kPa}$

Untuk  $10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2$  :  $q = 5 - 0.033 * (A - 10) \text{ kPa}$

Untuk  $A > 100 \text{ m}^2$  :  $q = 2 \text{ kPa}$

Panjang bentang,

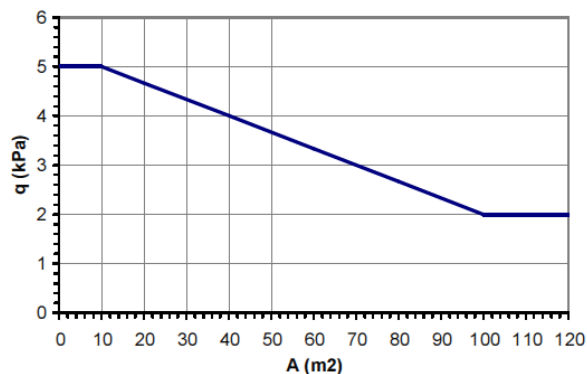
$$L = 50.00 \text{ m}$$

Lebar trotar,

$$L_t = 0.50 \text{ m}$$

Jumlah trotoar,

$$n = 2$$

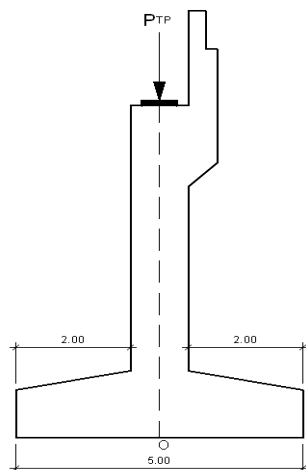


Gambar 4.11 Pembebanan untuk Pejalan Kaki

Luas bidang trotoar yang didukung abutment,  $A = L_t * L / 2 * n = 25.00 \text{ m}^2$

Beban merata pada pedestrian,  $q = 5 - 0.033 * (A - 10) = 4.51 \text{ kPa}$





Beban pada abutment akibat pejalan kaki,

$$P_{TP} = A \cdot q = 112.63 \text{ kN}$$

Gambar 4.12 Gambar Pembebanan Akibat Beban Pedestrian

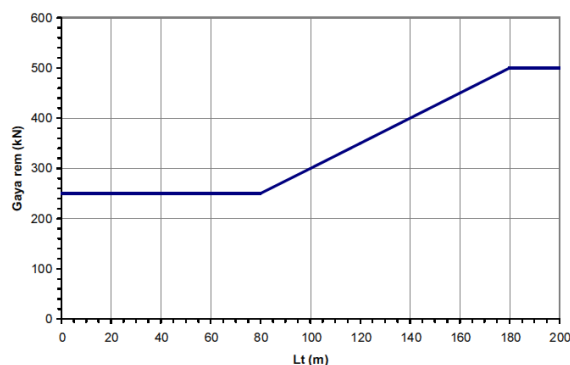
### 4.3.6 Gaya Rem

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan (L) sebagai berikut :

Gaya rem,  $T_{TB} = 250 \text{ kN}$  untuk  $L \leq 80 \text{ m}$

Gaya rem,  $T_{TB} = 250 + 2.5 \cdot (L - 80) \text{ kN}$  untuk  $80 < L < 180 \text{ m}$

Gaya rem,  $T_{TB} = 500 \text{ kN}$  untuk  $L \geq 180 \text{ m}$

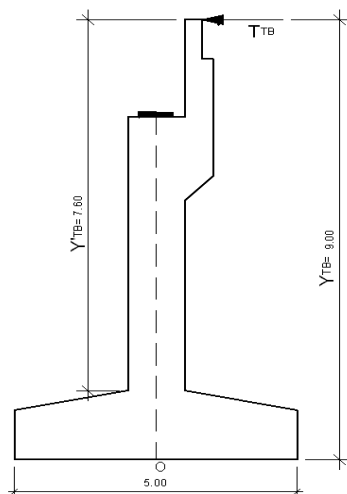


Gambar 4.13 Gaya Rem

Untuk  $L = 50 \text{ m}$

Gaya rem,  $T_{TB} = 250 \text{ kN}$

$T_{TB}^* = 450 \text{ kN}$  (faktor = 1.8)



Lengan terhadap pondasi:

$$Y_{TB} = 9 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat gaya rem :

$$M_{TB} = T_{TB} \cdot Y_{TB} = 4050 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap Breast wall :

$$Y'_{TB} = 7.6 \text{ m}$$

Momen pada breast wall akibat gaya rem :

$$M'_{TB} = T_{TB} \cdot Y'_{TB} = 3420 \text{ kNm}$$

Gambar 4.14 Gambar Pembebanan Akibat Gaya Rem

### 4.3.7 Beban Angin

#### a. Angin yang Meniup Bidang Samping Jembatan

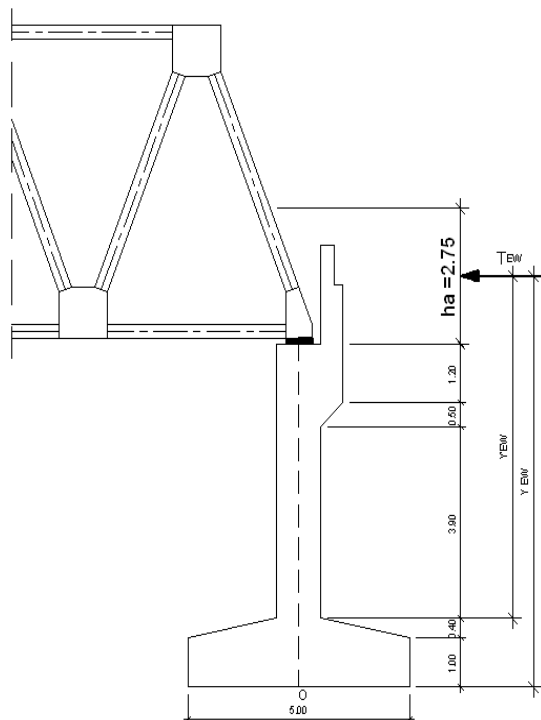
Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus:

$$T_{EW1} = 0.0006 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot A_b$$

$C_w$  = koefisien seret

$V_w$  = kecepatan angin rencana (m/det)

$A_b$  = luas bidang samping jembatan ( $m^2$ )



$$C_w = 1.5$$

$$V_w = 30 \text{ m/det}$$

$$\text{Panjang bentang, } L = 50 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi bid.samping } h_a = 2.75 \text{ m}$$

$$A_b = L/2 \cdot h_a = 68.75 \text{ m}^2$$

Beban angin pada abutment:

$$T_{EW1} = 0.0006 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot A_b = 55.69 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi:

$$Y_{EW1} = 8.38 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat beban angin:

$$M_{EW1} = T_{EW1} \cdot Y_{EW1} = 466.38 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap breast wall:

$$Y'_{EW1} = 6.98 \text{ m}$$

Momen pada breast wall:

$$M'_{EW1} = T_{EW1} \cdot Y'_{EW1} = 388.42 \text{ kNm}$$

Gambar 4.15 Pembebanan Akibat Beban Angin

**b. Angin yang Meniup kendaraan**

Gaya angin tambahan arah horisontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus :

$$T_{EW2} = 0.0012 * C_w * (V_w)^2 * A_b \text{ [kN]}, \text{ dengan } C_w = 1.2$$

$$T_{EW2} = 0.0012 * C_w * (V_w)^2 * L/2 = 32.40 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi:  $Y_{EW2} = 8.55 \text{ m}$

Momen pada pondasi:  $M_{EW2} = T_{EW2} * Y_{EW2} = 277.02 \text{ kNm}$

Lengan terhadap breast wall:  $Y'_{EW2} = 7.15 \text{ m}$

Momen pada breast wall:  $M'_{EW2} = T_{EW2} * Y'_{EW2} = 231.66 \text{ kNm}$

**c. Beban Angin Total Pada Abutment**

Total beban angin pada abutment,  $T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2} = 88.09 \text{ kN}$

Total momen pada pondasi,  $M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2} = 743.40 \text{ kNm}$

Total momen pada Breast wall,  $M'_{EW} = M'_{EW1} + M'_{EW2} = 620.08 \text{ kNm}$

**4.3.8 Gaya Aliran Air**

Gaya seret tergantung kepada kecepatan aliran, dapat dihitung dengan rumus:

$$T_{EF} = 0.5 C_D (V_s)^2 A_d$$

$$= 0.5 \times 1.4 \times (2.592)^2 \times (4\text{m} \times 8\text{m}) = 58.06 \text{ kN}$$

dimana:  $V_s$  = kecepatan air rata-rata (m/s) untuk keadaan batas yang ditinjau.

$C_D$  = koefisien seret (diambil 1.4 sesuai gambar 12 - RSNI T-02-2005)

$A_d$  = luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran ( $\text{m}^2$ ) dengan tinggi sama dengan kedalaman aliran

**4.3.9 Beban Gempa**

**a. Beban Gempa Statik Ekuivalen**

Beban gempa rencana dihitung dengan rumus:

$$T_{EQ} = K_h * I * W_t \quad \text{dengan, } K_h = C * S$$

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

$K_h$  = Koefisien beban gempa horisontal

$I$  = Faktor kepentingan

$W_t$  = Berat total jembatan yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan  
 $= P_{MS} + P_{MA} \text{ (kN)}$

C = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah  
 S = Faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur jembatan.

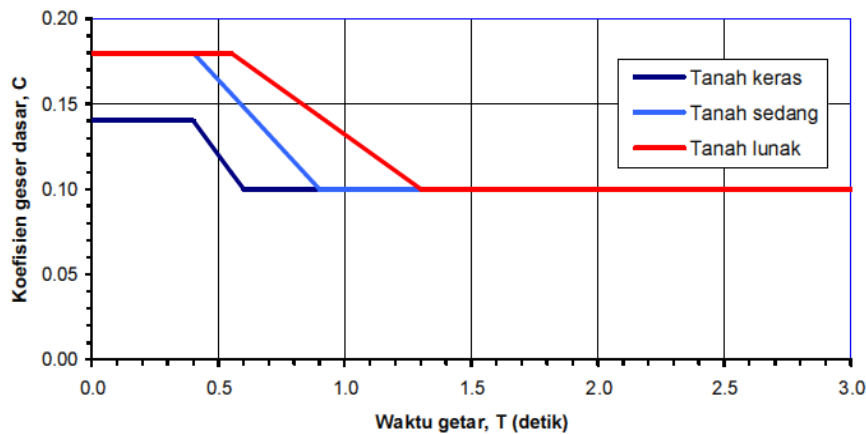
Waktu getar struktur dihitung dengan rumus :

$$T = 2 * \pi * \sqrt{ [ W_{TP} / ( g * K_P ) ] }$$

g = percepatan gravitasi (= 9.8 m/det<sup>2</sup>)

K<sub>P</sub> = kekakuan struktur yang merupakan gaya horisontal yg diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m)

$$W_{TP} = P_{MS (str atas)} + 1/2 * P_{MS (str bawah)}$$



Gambar 4.16 Koefisien Geser Dasar (C) Plastis untuk Analisis Statis pada Zona 3

➤ **Beban gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah Y)**

Tinggi breast wall,	$L_b =$	5.60 m
Ukuran penampang breast wall,	$b =$	8.00 m
	$h =$	1.00 m
Inersia penampang breast wall,	$I_c = 1/12 * b * h^3 =$	0.666667 m <sup>4</sup>
Mutu beton, K-300	$f'_c = 0.83 * K/10 =$	24.9 Mpa
Modulus elastis beton,	$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} =$	23452.95 Mpa
	$E_c =$	23452953 kPa
Nilai kekakuan,	$K_p = 3 * E_c * I_c / L_b^3 =$	267093.6 kN/m
Percepatan gravitasi,	$g =$	9.8 m/det <sup>2</sup>
Berat sendiri struktur atas,	$P_{MS (str atas)} =$	2520.34 kN
Beban sendiri struktur bawah,	$P_{MS (str bawah)} =$	6980.16 kN
Berat total struktur,	$W_{TP} = P_{MS (str atas)} + 1/2 * P_{MS (str bawah)} =$	6010.41 kN
Waktu getar alami struktur,	$T = 2 * \pi * \sqrt{ [ W_{TP} / ( g * K_p ) ] } =$	0.300931 detik

Kondisi tanah dasar termasuk sedang (medium), lokasi di wilayah gempa 3.

Koefisien geser dasar,  $C = 0.18$

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton bertulang, maka faktor jenis struktur  $S = 1.0 * F$  dengan,  $F = 1.25 - 0.025 * n$  dan  $F$  harus diambil  $\geq 1$

$F$  = faktor perangkaan

$n$  = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral.

Untuk,  $n = 1$                       maka :                       $F = 1.25 - 0.025 * n = 1.225$

$S = 1.0 * F = 1.225$

Koefisien beban gempa horizontal,                       $K_h = C * S = 0.2205$

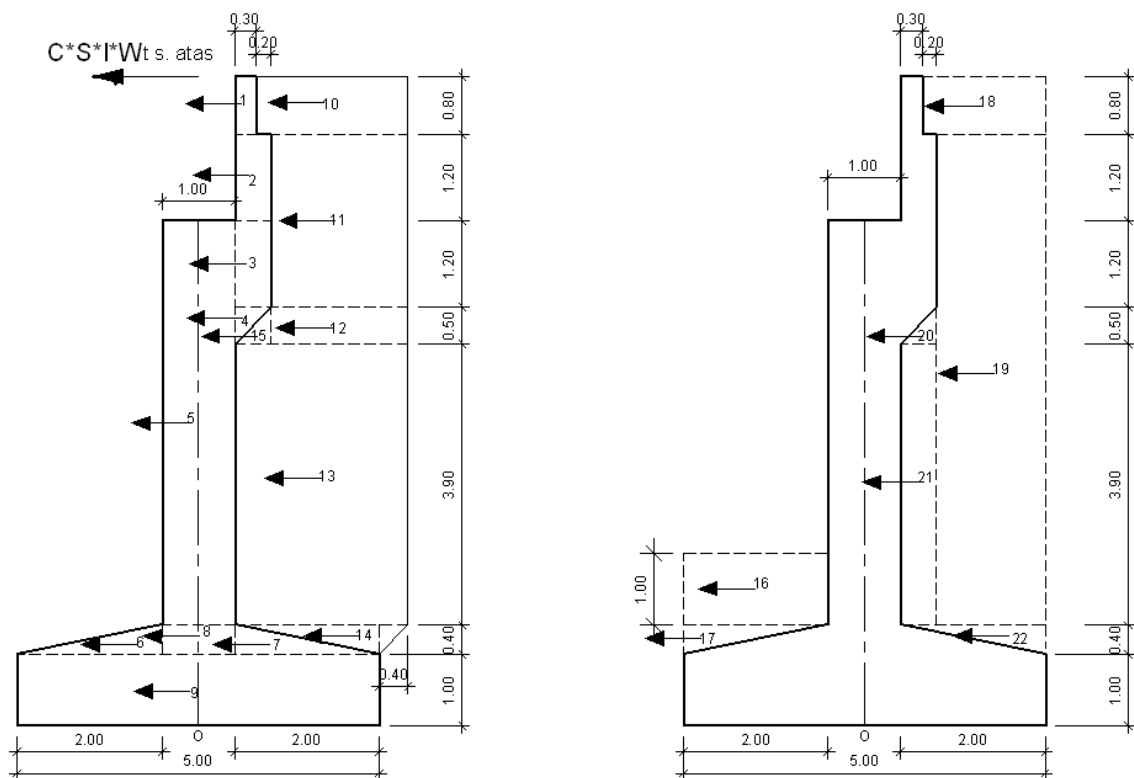
Untuk seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi, maka diambil

faktor kepentingan,

$$I = 1$$

Gaya gempa,

$$T_{EQ} = K_h * I * W_t = 0.2205 * W_t$$



Gambar 4.17 Arah Gaya Gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah Y)

Distribusi Beban Gempa pada Abutment

No	Berat Wt (kN)	TEQ (kN)	Lengan terhadap titik O y (m)	MEQ (kNm)
<b>STRUKTUR ATAS</b>				
P <sub>MS</sub>	2520.34	555.73	7	3890.14
<b>ABUTMENT</b>				
1	48.00	10.58	8.60	91.02
2	120.00	26.46	7.60	201.10
3	120.00	26.46	6.40	169.34
4	25.00	5.51	5.63	31.05
5	1120.00	246.96	4.20	1037.23
<b>FOOTING</b>				
6	86.00	18.96	1.13	21.49
7	86.00	18.96	1.13	21.49
8	86.00	18.96	1.20	22.76
9	1075.00	237.04	0.50	118.52
<b>WING WALL</b>				
10	42.00	9.26	8.60	79.64
11	114.00	25.14	7.00	175.96
12	23.75	5.24	5.55	29.06
13	234.00	51.60	3.35	172.85
14	12.00	2.65	1.27	3.35
15	3.13	0.69	5.47	3.77
<b>TANAH DI KIRI ABUTMENT</b>				
16	275.20	60.68	1.90	115.30
17	55.04	12.14	1.27	15.37
<b>TANAH DI KANAN ABUTMENT</b>				
18	187.14	41.26	8.60	354.87
19	1403.52	309.48	4.80	1485.49
20	17.20	3.79	5.47	20.73
21	268.32	59.16	3.35	198.20
22	55.04	12.14	1.27	15.37
		T <sub>EQ</sub> = 1758.86		
			M <sub>EQ</sub> =	8274.11

Letak titik tangkap gaya horizontal gempa,  $y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} = 4.70$  m

➤ **Beban gempa Arah Melintang Jembatan (Arah X)**

Inersia penampang breast wall,	$I_c = 1/12 * h * b^3 =$	42.6667 m <sup>4</sup>
Nilai kekakuan,	$K_p = 3 * E_c * I_c / L_b^3 =$	17093989 kN/m
Waktu getar alami struktur,	$T = 2 * \pi * \sqrt{[W_{TP} / (g * K_p)]} =$	0.0376 detik
Koefisien geser dasar,	$C =$	0.18
Faktor tipe struktur,	$S = 1.0 * F =$	1.225
Koefisien beban gempa horizontal,	$K_h = C * S =$	0.2205
Faktor kepentingan,	$I =$	1
Gaya gempa,	$T_{EQ} = K_h * I * W_t =$	0.2205 * W <sub>t</sub>
Berat sendiri struktur atas,	$P_{MS (str atas)} =$	2520.34 kN
Beban sendiri struktur bawah,	$P_{MS (str bawah)} =$	5456.33 kN
Berat total struktur,	$W_t = P_{MS (str atas)} + P_{MS (str bawah)} =$	7976.67 kN
Beban gempa arah melintang jembatan,	$T_{EQ} = K_h * I * W_t =$	1758.86 kN
Momen pada pondasi akibat beban gempa,	$M_{EQ} = T_{EQ} * Y_{EQ} =$	8274.11 kNm

**b. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa**

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis dihitung dengan menggunakan koefisien tekanan tanah dinamis ( $\Delta K_{aG}$ ) sebagai berikut:

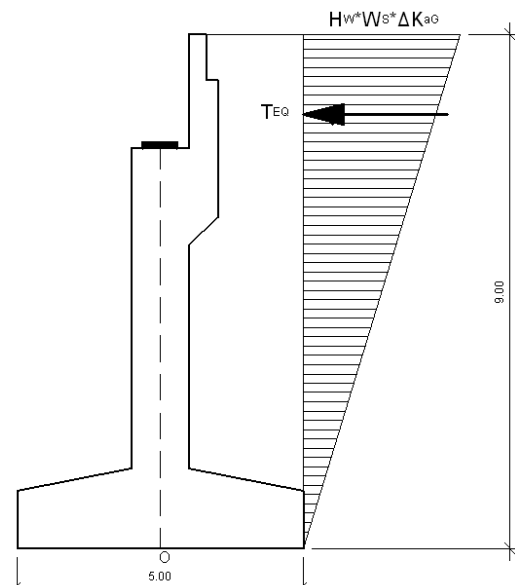
$\theta = \tan^{-1} (K_h)$

$K_{aG} = \cos^2 (\varphi' - \theta) / [\cos^2 \theta * \{1 + \sqrt{(\sin \varphi' * \sin(\varphi' - \theta)) / \cos \theta}\}]$

$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a$

Tekanan tanah dinamis,  $p = H_w * W_s * \Delta K_{aG}$  (kN/m<sup>2</sup>)

- H = 9.00 m
- B<sub>y</sub> = 8.00 m
- K<sub>h</sub> = 0.2205
- φ' = 26.11 °
- K<sub>a</sub> = 0.34
- W<sub>s</sub> = 17.20 kN/m<sup>3</sup>



**Gambar 4.18** Diagram Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

$$\theta = \tan^{-1}(K_h) = 0.21703$$

$$\cos^2(\varphi' - \theta) = 0.98938$$

$$\cos^2 \theta * \{1 + \sqrt{(\sin \varphi' * \sin(\varphi' - \theta)) / \cos \theta}\} = 1.129516$$

$$K_{aG} = \cos^2(\varphi' - \theta) / [\cos^2 \theta * \{1 + \sqrt{(\sin \varphi' * \sin(\varphi' - \theta)) / \cos \theta}\}] = 0.875935$$

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a = 0.534092$$

Gaya gempa lateral,  $T_{EQ} = 1/2 * H^2 * W_s * \Delta K_{aG} * B_y = 2976.39 \text{ kN}$

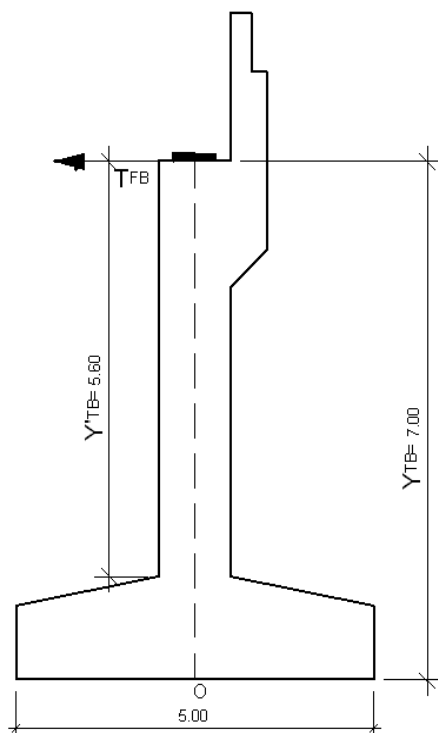
Lengan terhadap pondasi,  $Y_{EQ} = 2/3 * H = 6.00 \text{ m}$

Momen akibat gempa,  $M_{EQ} = T_{EQ} * Y_{EQ} = 17858.3 \text{ kNm}$

#### 4.3.10 Gesekan pada Perletakan

Koefisien gesek pada tumpuan yang berupa elastomer,  $\mu = 0.18$

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban berat sendiri dan beban mati tambahan.



Reaksi abutment akibat beban tetap:

$$P_T = 2520.34 \text{ kN}$$

Gaya gesek pada perletakan,

$$T_{FB} = \mu * P_T = 453.66 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{FB} = 7.00 \text{ m}$$

Momen pd pondasi akibat gempa,

$$M_{FB} = T_{FB} * Y_{FB} = 3175.62 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap Breast wall,

$$Y'_{FB} = 5.60 \text{ m}$$

Momen pd Breast wall akibat gempa,

$$M'_{FB} = T_{FB} * Y'_{FB} = 2540.50 \text{ kNm}$$

**Gambar 4.19** Arah Gaya Gesek pada Perletakan



### 4.3.11 Kombinasi Beban Kerja

#### a. Gaya-gaya yang Bekerja Pada Keadaan Normal

Resume gaya-gaya vertikal yang bekerja untuk keadaan NORMAL (DL+LL)

Tabel 4.5 Perhitungan Kombinasi Beban I

##### Kombinasi 1

No.	Gaya vertikal	Simbol	Basar (kN) (Faktor)	Lengan momen (m)	Momen (kNm)
1	Beban mati str. Atas	$P_{MS}$	2520.34	0.00	0.00
2	Beban hidup (kendaraan saja)	$P_{TD}$	1091.35	0.00	0.00
3	Berat abutment	$W_{ab}$	4153.34	0.31	1299.72
4	Berat tanah di kiri ABT	$W_{t.ki}$	412.80	-1.56	-642.13
5	Berat tanah di kanan ABT	$W_{t.ka}$	2414.02	1.60	3851.77
6	Beban pedestrian	$P_{TP}$	112.63	0.00	0.00
Jumlah =			10704.47	Jumlah =	4509.35

Resume gaya-gaya horizontal yang bekerja untuk keadaan NORMAL (DL+LL)

##### Kombinasi 1

No.	Gaya horizontal	Simbol	Basar (kN) (Faktor)	Lengan momen (m)	Momen (kNm)
1	Gaya rem	$T_{TB}$	450.00	9.00	4050.00
2	Tekanan tanah aktif	$P_a$	2159.02	3.18	6858.07
3	Beban angin	$T_{EW}$	88.09	8.44	743.40
4	Gesekan perletakan	$T_{FB}$	453.66	7.00	3175.62
5	Gaya Aliran Air	$T_{EF}$	58.06	5.00	290.30
Jumlah =			3208.83	Jumlah =	15117.40

Maka resultan gaya-gaya yang bekerja dalam keadaan NORMAL adalah:

$$\begin{aligned} \sum V &= 10704.47 \text{ kN} && \text{(arah kebawah)} \\ \sum H &= 3208.83 \text{ kN} && \text{(arah kekanan)} \\ \sum M &= 19626.76 \text{ kNm} && \text{(searah jarum jam)} \end{aligned}$$



**Faktor keamanan (SF)**

$$FK_g = M_p / M_H = 43479.063 / 15117.40 = 2.88 > 2 \quad (\text{OK})$$

➤ **Kombinasi 2**

$$V = 9500.49 \text{ kN} \quad B = 5\text{m}$$

$$H = 4142.02 \text{ kN} \quad k = 50\%$$

$$M_H = 23462.47 \text{ kNm}$$

**Momen Tahanan (Mp)**

$$\begin{aligned} M_p &= (V+H) \times (B/2) \times (1+k) \\ &= (9500.49 + 4142.02) \times (5/2) \times (1+0.5) \\ &= 51159.44 \text{ kNm} \end{aligned}$$

**Faktor keamanan (SF)**

$$FK_g = M_p / M_H = 51159.44 / 23462.47 = 2.18 > 2 \quad (\text{OK})$$

**4.3.13 Kontrol Terhadap Geser**➤ **Kombinasi 1**

Faktor geser untuk batuan keras ( $\text{tg } \delta$ ) = 0.7

$$\begin{aligned} FK_{\text{geser}} &= \frac{\sum V \cdot \text{tg } \delta}{\sum H} \geq 1.5 \\ &= \frac{10704.47 \times 0.7}{3208.83} = 2.34 \geq 1.5 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

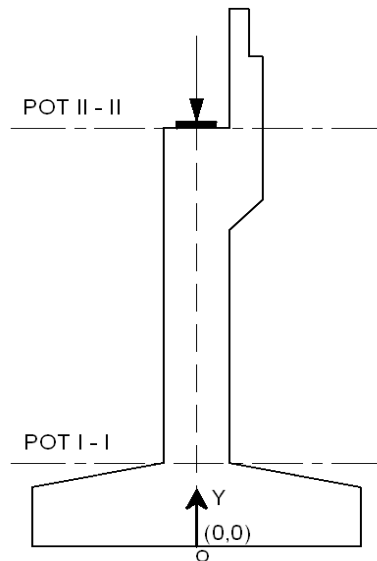
➤ **Kombinasi 2**

Faktor geser untuk batuan keras ( $\text{tg } \delta$ ) = 0.7

$$\begin{aligned} FK_{\text{geser}} &= \frac{\sum V \cdot \text{tg } \delta}{\sum H} \geq 1.5 \\ &= \frac{9500.49 \times 0.7}{4142.02} = 1.61 \geq 1.5 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

#### 4.4 Perencanaan Penulangan pada Abutment

##### 4.4.1 Gaya-gaya yang Bekerja pada Potongan



Gambar 4.20 Gaya-gaya yang bekerja pada potongan

- Gaya-gaya yang bekerja pada potongan I-I

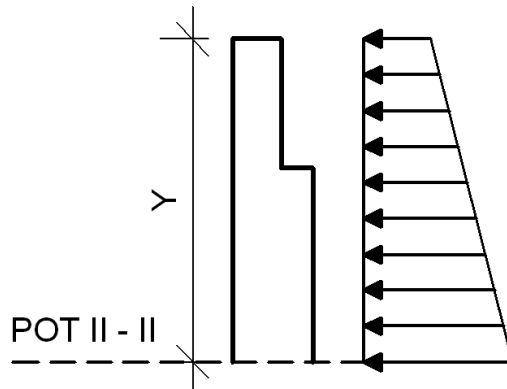
Tabel 4.7 Perhitungan Gaya-Gaya pada Potongan I-I

No.	Gaya vertikal	Simbol	Basar (kN) (Faktor)	Lengan momen (m)	Momen (kNm)
1	Beban mati str. Atas	$P_{MS}$	2520.34	0.00	0.00
2	Beban hidup (kendaraan saja)	$P_{TD}$	1091.35	0.00	0.00
3	Berat abutment	$W_{ab}$	1862.90	0.16	296.23
4	Beban pedestrian	$P_{TP}$	112.63	0.00	0.00
Jumlah =			5587.21	Jumlah =	296.23

No.	Gaya horizontal	Simbol	Basar (kN) (Faktor)	Lengan momen (m)	Momen (kNm)
Beban gempa:					
1	Struktur atas	$T_{EQ}^*{}_a$	555.73	5.60	3112.11
2	Abutment	$T_{EQ}^*{}_{ab}$	315.98	4.84	1529.75
3	Tekanan tanah aktif-gempa	$P_{ag}$	2976.39	4.60	13691.38
Jumlah =			3848.10	Jumlah =	18333.24

$$\begin{aligned}
 V \text{ I-I} &= 5587.21 \text{ kN} \\
 H \text{ I-I} &= 3848.10 \text{ kN} \\
 M \text{ I-I} &= 18629.47 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

• **Gaya-gaya yang bekerja pada potongan II-II**



**Gambar 4.21** Gaya-gaya yang bekerja pada potongan II-II

$$\begin{aligned}
 W_s &= 17.20 \text{ kN/m}^3 \\
 \phi &= 35.00^\circ \\
 Y &= 2 \text{ m} \\
 L &= 8.00 \text{ m} \\
 K_{aG} &= 0.875935
 \end{aligned}$$

- **Gaya Vertikal**

Berat Abutment  $W_{ab} = 218.4 \text{ kN}$

Lengan Momen =  $0.72 \text{ m}$

Momen vertical =  $157.56 \text{ kNm}$

- **Gaya Horizontal**

Gaya tanah aktif =  $P_{ag} = 0.5(K_{aG} \cdot W_s \cdot Y) \cdot Y \cdot L = 241.06 \text{ kN}$

Lengan Momen =  $1/3 Y = 0.67 \text{ m}$

Momen gaya =  $M_{tag} = \text{gaya} \times \text{lengan momen} = 160.70 \text{ kNm}$

**Gaya urugan equivalen**

Beban kendaraan =  $P_{qg} = 0.6 \cdot K_{aG} \cdot W_s \cdot Y \cdot L = 144.63 \text{ kN}$

Lengan Momen =  $1/2 Y = 1.00 \text{ m}$

Momen gaya =  $M_{qg} = \text{gaya} \times \text{lengan momen} = 144.63 \text{ kNm}$

Total gaya aktif gempa  $P_{ag} + P_{qg} = 385.69 \text{ kN}$

Total momen aktif gempa  $M_{tag} + M_{qg} = 305.34 \text{ kNm}$

$$\begin{aligned}
 \sum V \text{ II-II} &= 218.4 \text{ kN} \\
 \sum H \text{ II-II} &= 385.69 \text{ kN} \\
 \sum M \text{ II-II} &= 462.90 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

• **Gaya-gaya yang bekerja pada potongan III-III**

**Tabel 4.8** Perhitungan Gaya-Gaya pada Potongan III-III

No.	Gaya vertikal	Simbol	Basar (kN) (Faktor)	Lengan momen (m)	Momen (kNm)
1	Beban mati str. Atas	$P_{MS}$	2520.34	0.00	0.00
2	Beban hidup (kendaraan saja)	$P_{TD}$	1091.35	0.00	0.00
3	Berat abutment	$W_{ab}$	3595.80	0.08	296.23
4	Beban pedestrian	$P_{TP}$	112.63	0.00	0.00
Jumlah =			7320.11	Jumlah =	296.23

No.	Gaya horizontal	Simbol	Basar (kN) (Faktor)	Lengan momen (m)	Momen (kNm)
	Beban gempa:				
1	Struktur atas	$T_{EQ}^*{}_a$	555.73	5.60	3112.11
2	Abutment	$T_{EQ}^*{}_{ab}$	609.90	2.81	1714.01
3	Tekanan tanah aktif-gempa	$P_{ag}$	2976.39	4.60	13691.38
Jumlah =			4142.02	Jumlah =	18517.50

$$\begin{aligned}
 V_{III-III} &= 7320.11 \text{ kN} \\
 H_{III-III} &= 4142.02 \text{ kN} \\
 M_{III-III} &= 18813.73 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

**4.4.2 Perhitungan Tulangan**

• **Tulangan Lentur per meter**

$$\phi = 0.8$$

$$f'_c = 24.90 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

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

$$p = 40 \text{ mm}$$

Tabel 4.9 Perhitungan Tulangan Lentur

		POT I-I	POT II-II	POT III-III
Mutu Baja	Mpa	400	400	400
Mutu Beton	Mpa	24.9	24.9	24.9
Momen Ultimate {Mu}	N.m	18,630,000.00	462,900,000.00	18,810,000,000.00
$\phi$		0.80	0.80	0.80
$M_n = M_u / \phi$	N.m	23,287,500.00	578,625,000.00	23,512,500,000.00
$b \{lebar\}$	mm	1000	1000	1000
$d$	mm	935.5	438	933.5
$R_n = M_n / bxd^2$	Mpa	26.609412	3.016122	26.981753
$f_c'$		24.90	24.90	24.90
$f_y$		400	400	400
$m = f_y / 0.85 f_c'$		18.90	18.90	18.90
$p = 1 / m (1 - (1 - 2 m R_n / f_y))^{0.5}$		0.08390	0.02825	0.08449
$\beta$		0.40	0.40	0.40
$p'_{max} = 0.75 \times 0.85 \beta \times 1 f_c'$		6.3495	6.3495	6.3495
$p_{max} = p'_{max} / f_y \times (600 / (600 + f_y))$		0.026	0.026	0.026
$p_{min} = 1.4 / f_y$		0.0035	0.0035	0.0035
$p$ dipakai		0.0035	0.0035	0.0035
$A_s = p \times b \times d$	mm <sup>2</sup>	3274.25	1533	3267.25
Dipakai diameter tulangan	mm	25	20	29
Luas Tulangan	mm <sup>2</sup>	314	251.2	364.24
Jumlah tulangan	batang	10.43	6.10	8.97
Jarak tulangan	mm	95.90	163.86	111.48
Tulangan terpasang		D25 - 100	D20 - 150	D29 - 100
Tulangan susut (ps)		0.002	0.002	0.002
$A_s = ps \times b \times d$	mm <sup>2</sup>	1871	876	1867
Dipakai diameter tulangan	mm	22	18	22
Luas Tulangan	mm <sup>2</sup>	276.32	226.08	276.32
Jumlah tulangan	batang	6.77	3.87	6.76
Jarak tulangan	mm	147.69	258.08	148.00
Tulangan terpasang		D22 - 150	D18 - 250	D22 - 150

- Tulangan Geser per meter

Tabel 4.10 Perhitungan Tulangan Geser

	satuan	POT I-I	POT II-II	POT III-III
Mutu Baja	Mpa	400	400	400
Mutu Beton	Mpa	24.9	24.9	24.9
Geser Ultimate (Vu)	N	5,587,210.00	218,400.00	7,320,110.00
$\phi$	N	0.80	0.80	0.80
$V_n = V_u / \phi$	N	6,984,012.50	273,000.00	9,150,137.50
b {lebar}	mm	1000	1000	1000
d	mm	940	440	908
$f_c'$	Mpa	24.90	24.90	24.90
$f_y$	Mpa	400	400	400
$V_c = 1/6 \times (f_c' \times b \times d)$	N	3,901,000.00	1,826,000.00	3,768,200.00
$0.5 \times V_c \times \phi$	N	1,560,400.00	730,400.00	1,507,280.00
$V_c \times \phi$	N	3,120,800.00	1,460,800.00	3,014,560.00
$V_c \times \phi \text{ min} = \phi \times b \times d/3$	N	250,666.67	117,333.33	242,133.33
$V_c \times \phi \text{ perlu} = V_u - \phi \times V_c$	N	2,466,410.000	(1,242,400.000)	4,305,550.000
Dipakai diameter tulangan		12.00	12.00	12.00
$A \text{ min} = b \times s / 3 f_y$	mm <sup>2</sup>	391.67	183.33	378.33
s maks	mm	470	220	454
Luas Tulangan	mm <sup>2</sup>	150.72	150.72	150.72
Jumlah tulangan	batang	2.60	1.22	2.51
Jarak tulangan	mm	384.82	tidak perlu	398.38
Tulangan Geser Terpasang		D12 - 380		D12 - 400



## 4.5 Perancangan Pondasi

Pondasi Jembatan Cikao direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang, dimana kedalaman tanah keras pada kedalaman 8.40 m dari muka tanah.

### 4.5.1 Data Pondasi Tiang

Pondasi tiang pancang yang akan dirancang untuk pondasi Jembatan Cikao mempunyai data-data sebagai berikut:

Tinggi = 5.5 m (di bawah kepala jembatan)

Diameter tiang = 0.8m = 80 cm

$\gamma$  tanah = 1.692 t/m<sup>3</sup>

$\gamma$  sat = 1.722 t/m<sup>3</sup>

$\gamma_c$  (Tiang pancang beton bertulang) = 2500 kg/m<sup>3</sup>

### 4.5.2 Perhitungan Beban yang Bekerja pada Pondasi

Beban yang bekerja pada pondasi tiang merupakan hasil dari kombinasi beban yang telah dibahas pada perhitungan sebelumnya. Rekapitulasi beban yang dipikul pondasi dapat dilihat pada tabel 4.11.

**Tabel 4.11** Rekapitulasi Beban yang Dipikul Pondasi

Gaya (ton)		Momen (t.m)	
Vertikal	Horizontal	Vertikal	Horizontal
1070.447	320.883	450.935	1511.740

### 4.5.3 Perhitungan Daya Dukung

Pondasi tiang pancang direncanakan sepanjang 5.5 meter di bawah kepala jembatan (*abutment*), dengan data perencanaan sebagai berikut:

Diameter tiang direncanakan = 80 cm, maka diperoleh:

Luas tiang (A) = 5024.0 cm<sup>2</sup>

Kel. Tiang (O) = 251.2 cm

L.selimut (As) = 138160 cm<sup>2</sup>

• **Daya Dukung untuk Satu Tiang ( $Q_{sp}$ ) Berdasarkan Hasil SPT**

Pile Properties :

Type	:	Bored Pile
Diameter	:	0.8 m
Thick	:	- m
Perimeter	:	2.51 m
Area Out	:	0.50 m <sup>2</sup>
Area Pile	:	- m <sup>2</sup>
Unit Weight	:	- kN

<b>Calc. Method :</b>	
Cu	= 6.67*N-SPT
<b>Compression</b>	
skin friction (Qs)	= $\alpha \cdot cu \cdot \text{perimeter} \cdot l$ (c-soil)
	= $2 \cdot N\text{-SPT} \cdot \text{perimeter} \cdot l$ ( $\Phi$ -soil)
End Bearing (Qp)	= $9 \cdot cu \cdot \text{area}$ (c-soil)
	= $40 \cdot N\text{-SPT} \cdot l / D$ ( $\Phi$ -soil)
	≤ $400 \cdot N\text{-SPT} \cdot \text{area}$
Ultimate (Qu)	= Qs + Qp

**Tabel 4.12** Perhitungan Daya Dukung Berdasarkan N-SPT

Depth (m)	Soil Properties				Compression Capacity (kN)			
	Layer	N <sub>SPT</sub>	cu (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	Friction		End	Qu
					Local	Cumm		
0.0	Clay	0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-2.0	Clay	8	53.4	0.8	214.5	214.5	241.3	455.7
-4.0	Clay	42	280.1	0.2	281.5	495.9	1266.7	1762.6
-6.0	Clay	50	333.5	0.2	335.1	831.0	1508.0	2339.0
-8.0	Clay	65	433.6	0.2	435.6	1266.7	1960.3	3227.0
-10.0	Clay	68	453.6	0.2	455.7	1722.4	2050.8	3773.2
-12.0	Clay	70	466.9	0.2	469.1	2191.6	2111.1	4302.7
-14.0	Clay	70	466.9	0.2	469.1	2660.7	2111.1	4771.8
-16.0	Clay	70	466.9	0.2	469.1	3129.8	2111.1	5241.0
-18.0	Clay	70	466.9	0.2	469.1	3599.0	2111.1	5710.1
-20.0	Clay	70	466.9	0.2	469.1	4068.1	2111.1	6179.3

Sehingga didapat:

$$Q_{sp} = 3227.0 \text{ kN} = 322.70 \text{ ton}$$

• **Daya Dukung untuk Satu Tiang ( $Q_{sp}$ ) Berdasarkan Hasil Sondir**

Data :  $q_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$JHP = 698 \text{ kg/cm}$

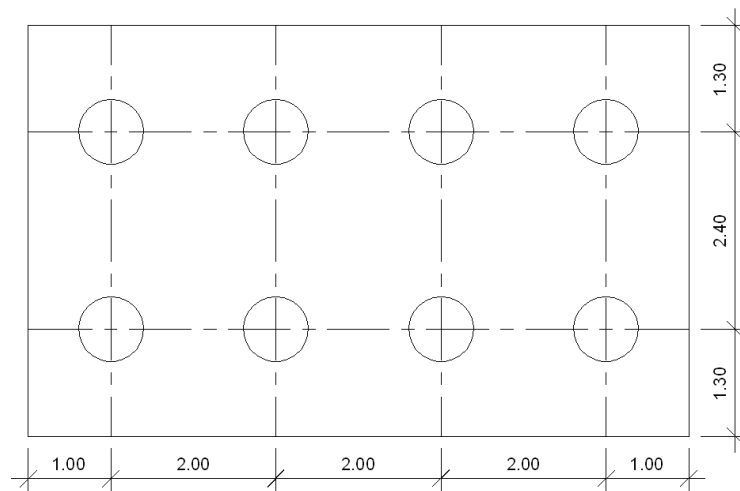
$$Q_{sp} = \frac{JHP \times O}{5} + \frac{q_c \times Ab}{3}$$

$$Q_{sp} = \frac{698 \times 251.2}{5} + \frac{200 \times 5024}{3}$$

$$= 370000.853 \text{ kg} = 370.001 \text{ ton}$$

Dalam perhitungan jumlah tiang pancang diambil daya dukung berdasarkan N-SPT, karena nilainya lebih kecil yaitu 322.70 ton.

Jumlah tiang (n)  $\longrightarrow n = \frac{V}{Q_{sp}} \times 1.2 = \frac{1070.447}{322.70} \times 1.2 = 5.68 \text{ buah} \approx 8 \text{ buah}$



**Gambar 4.22** Denah Pondasi Tiang

$D = 80 \text{ cm} \qquad m = 4$

$s = 200 \text{ cm} \qquad n = 2$

$\Theta = \tan^{-1}(D/s) = \tan^{-1}(80/200) = 21.801$

Efisiensi kelompok tiang (Formula Converse-Labarre):

$$eg = 1 - \left[ \frac{(n-1).m+(m-1).n}{90.m.n} \right] . \theta = 1 - \left[ \frac{(2-1).4+(4-1).2}{90.4.2} \right] . 21.801 = 0.697$$

- **Daya Dukung Total Tiang ( $Q_{pg}$ )**

$$Q_{pg} = e_g \times Q_{sp} \times n$$

$$= 0.697 \times 322.70 \times 8$$

$$Q_{pg} = 1799.38 \text{ ton} > V = 1070.447 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

Jadi pondasi kuat menahan beban.

#### 4.5.4 Perhitungan Penurunan Pondasi (*Settlement*)

Perhitungan *settlement* kelompok tiang direncanakan dengan tahanan ujung (*end bearing pile*).

Beban yang bekerja, yaitu:

- Berat sendiri tiang ( $qD$ ) =  $n \times 1/4\pi D^2 \times L \times B_j$  tiang
 
$$= 8 \times 0.25 \times \pi \times 0.8^2 \times 5.5 \times 2500$$

$$= 55264 \text{ kg} = 55.264 \text{ ton}$$

- Beban vertikal ( $V$ ) = 1070.447 ton

$$\text{Beban total } (q_{tot}) = qD + V = 55.264 \text{ ton} + 1070.447 \text{ ton}$$

$$= 1125.711 \text{ ton}$$

Perhitungan *settlement* menggunakan rumus empiris:

$$S_t = (B/100) + (Q_v \cdot L) / (A_p \cdot E_p)$$

dimana:  $B$  = diameter tiang pancang

$Q_v$  = beban vertikal

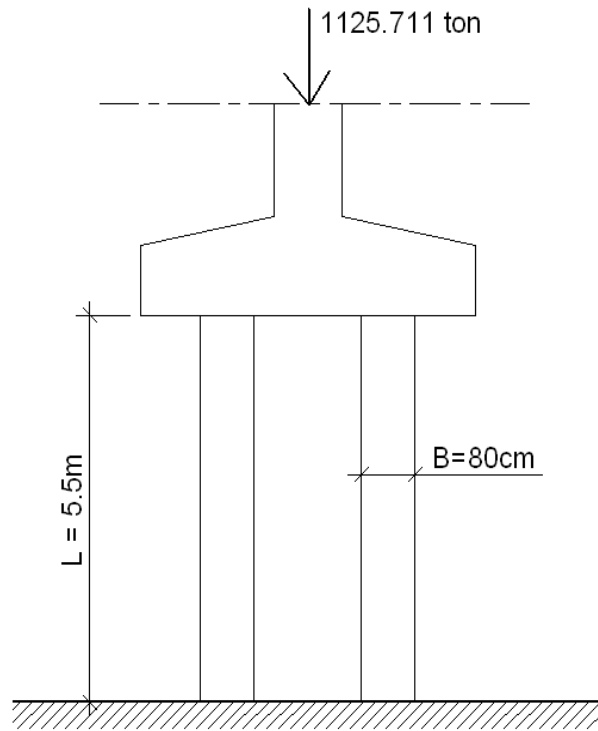
$L$  = panjang tiang pancang

$A_p$  = luas penampang tiang pancang

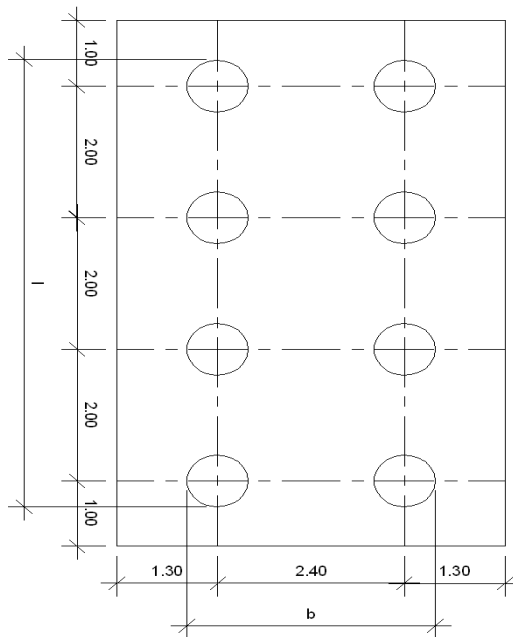
$E_p$  = modulus elastisitas tiang ( $2.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ )

Untuk penurunan suatu kelompok tiang ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$S_G = S_t \sqrt{\frac{b}{B}}$$



**Gambar 4.23** Pengaturan Pondasi Kelompok Tiang



- Data :  $L = 5.5\text{ m}$   
 $B = 0.8\text{ m}$   
 $b = 3.2\text{ m}$   
 $Q_v = q_{\text{tot}} = 1125.711\text{ ton}$   
 $E_p = (2.5 \times 10^6\text{ t/m}^2)$

- Penurunan ( $S_t$ )

$$\begin{aligned} S_t &= (B/100) + (Q_v \cdot L) / (A_p \cdot E_p) \\ &= (0.8\text{m}/100) + (1125.711 \text{ ton} \cdot 5.5\text{m}) / (0.5024 \text{ m}^2 \cdot 2.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2) \\ &= 0.013 \text{ m} \end{aligned}$$

- Penurunan kelompok tiang ( $S_G$ )

$$\begin{aligned} S_G &= S_t \sqrt{\frac{b}{B}} \\ S_G &= 0.013 \sqrt{\frac{3.2}{0.8}} = 0.026 \text{ m} \end{aligned}$$

Penurunan pondasi tiang pancang sebesar 2.6 cm sesuai dengan Spek Bina Marga Divisi 7 tahun 2007, penurunan untuk pondasi tiang akibat pembebanan tidak boleh melebihi 3 cm.

## BAB V

### PENUTUP

#### 5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil perancangan yang telah dilakukan pada struktur bawah jembatan Cikao, dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

##### 1. Abutment

Dimensi abutment yaitu: lebar = 5 meter

Panjang = 8 meter

Tinggi = 9 meter

Tulangan yang dipakai pada abutment yaitu:

- Kepala abutment: Tulangan pokok D20-150  
Tulangan susut D18-250  
Tulangan geser D12-300
- Badan abutment: Tulangan pokok D25-100  
Tulangan susut D22-150  
Tulangan geser D12-300
- Footing abutment: Tulangan pokok D29-100  
Tulangan susut D22-150  
Tulangan geser D12-400

##### 2. Tiang pancang

Dimensi tiang pancang : diameter = 80 cm

Kedalaman = 5.5 m

Jumlah tiang pancang yang dipakai pada masing-masing abutment sebanyak 8 buah, dengan jarak antar tiang pada posisi memanjang 2 meter dan pada posisi melintang 2.4 meter.

Tiang pancang dipancang sampai kedalaman tanah keras dan didapat hasil penurunannya sebesar 2.6 cm.

Untuk lebih jelasnya rangkuman pada perancangan struktur bawah jembatan Cikao dapat dilihat pada tabel berikut:

**Tabel 5.1** Rangkuman Perancangan

No.	Item Perancangan	Dimensi				Keterangan
		Panjang	Lebar	Tinggi	Diameter	
1	Abutment	8 m	5 m	9 m	-	Tulangan kepala abutment: - Tulangan pokok D20-150 - Tulangan susut D18-250 - Tulangan geser D12-300 Tulangan badan abutment: - Tulangan pokok D25-100 - Tulangan susut D22-150 - Tulangan geser D12-300 Tulangan footing abutment: - Tulangan pokok D29-100 - Tulangan susut D22-150 - Tulangan geser D12-400
2	Tiang Pancang	5.5 m	-	-	0.8 m	- Jumlah 8 buah tiap abutment - Jarak antar tiang : 2 m (posisi memanjang) 2.4 m (posisi melintang) - Penurunan 2.6 cm

## 5.2. Saran

Beberapa hal yang dapat disarankan dalam perancangan struktur bawah jembatan Cikao antara lain:

1. Dalam perancangan struktur bawah jembatan perlu memperhatikan beberapa hal penting seperti, kondisi tanah pada dasar pondasi, kondisi dan perilaku sungai, batasan konstruksi di atasnya, dan faktor kerusakan yang mungkin terjadi.
2. Perlu sekali diperhatikan elevasi sungai saat banjir untuk menentukan ketinggian abutment sehingga apabila terjadi banjir air tidak sampai melewati struktur atasnya yang dilalui kendaraan.
3. Dalam pelaksanaan konstruksinya harus didukung dengan pengawasan mutu yang baik sehingga tidak terjadi kegagalan konstruksi.

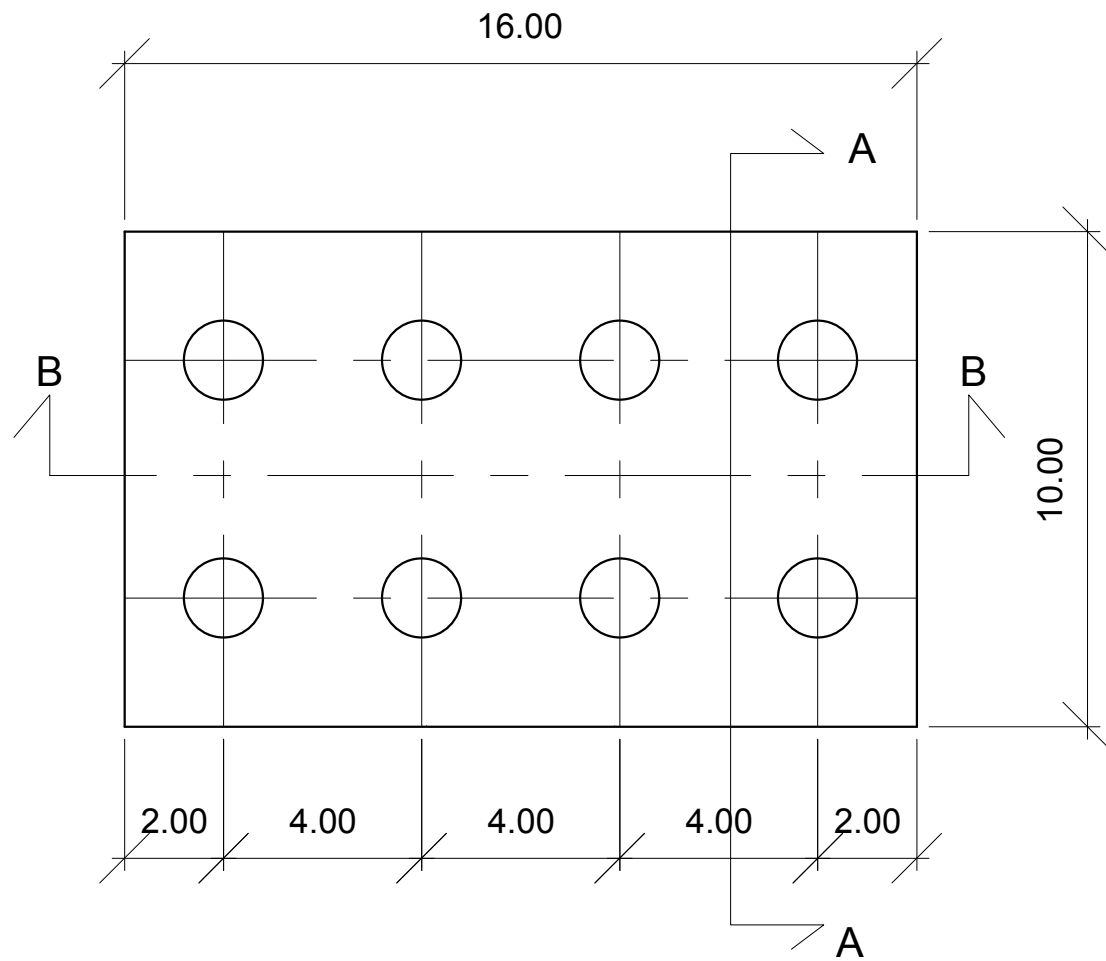


## DAFTAR PUSTAKA

- Das, Braja M, Dkk. 1994. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*. Jilid 1. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M, Dkk. 1994. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*. Jilid 2. Jakarta: Erlangga.
- Departemen Pekerjaan Umum - Dirjen Bina Marga - Direktorat Bina Program Jalan Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan
- Bagian 2 : Beban Jembatan
- Bagian 4 : Pondasi
- Bagian 6 : Perencanaan jembatan.
- Directorat General of Highways Ministry of Public Work Republic of Indonesia - Bridge Design Manual*
- Section 2 : Design Methodology
- Section 3 : Selection and Design of Super, Sub Structures and Found
- Section 5 : Design of Concrete Member
- Hartantyo, Ardi dan Sarino. *Perencanaan Ground Sill Jembatan Pasrean Sungai Klawing Kabupaten Purbalingga Propinsi Jawa Tengah [pdf]*. Universitas Diponegoro Semarang-Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik. Semarang.
- Nugroho, Bambang. 2007. *Perancangan Struktur Bawah Jembatan Kali Gung Kendal Serut Kecamatan Pangkah Kabupaten Tegal Propinsi Jawa Tengah*. Tugas Akhir Diploma 4 Teknik Sipil Politeknik Negeri Bandung. Bandung.
- Pd T-12-2004-A. *Perencanaan teknis bendung pengendali dasar sungai*. Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.
- Rahardjo, Paulus P. 2005. *Manual Pondasi Tiang*. Edisi 3. Bandung: Universitas Katolik Parahyangan.
- RSNI T-02-2005. *Pembebanan Untuk Jembatan*. Badan Standardisasi Nasional.

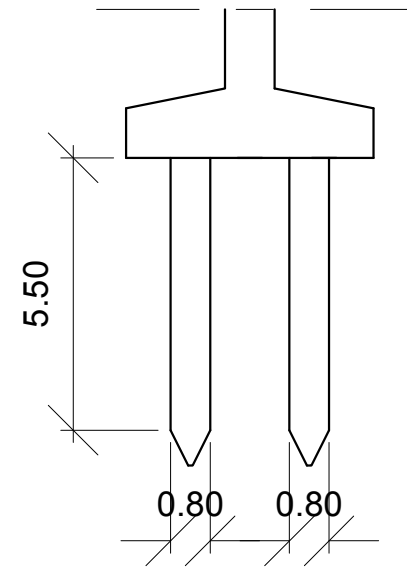
RSNI T-12-2004. *Perancangan Struktur Beton Untuk Jembatan*. Badan Standardisasi Nasional.

Shouman, M. *Rekayasa Pondasi 2 Pondasi Dalam (Tiang)*. Bandung: Politeknik Negeri Bandung-Jurusan Teknik Sipil.

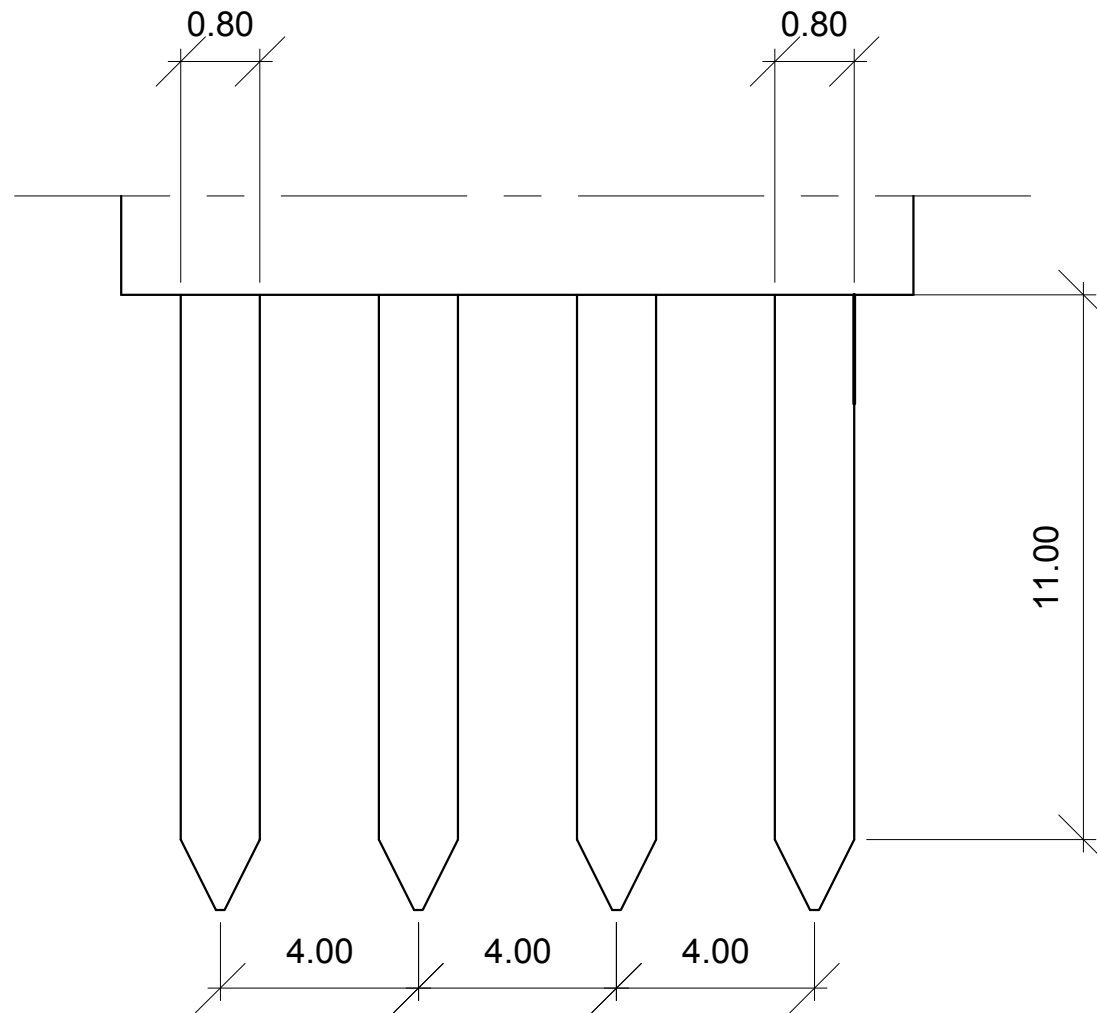


# DENAH TIANG PANCANG

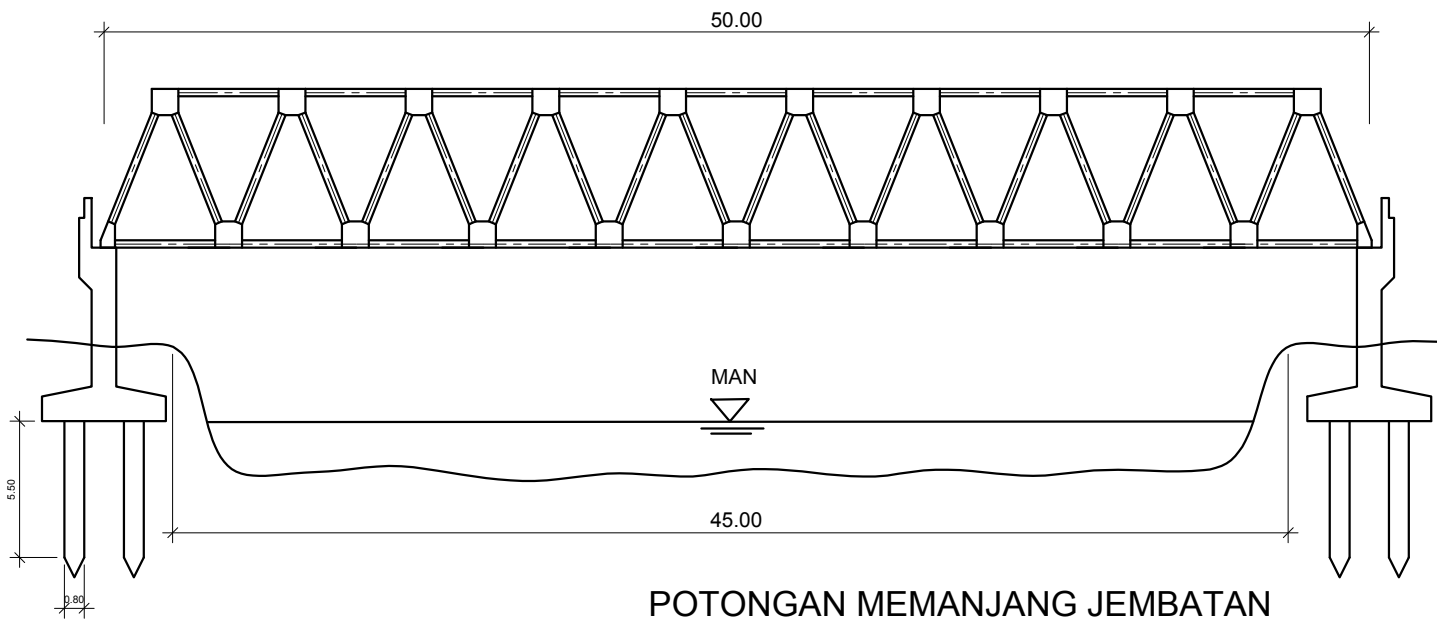
SKALA 1 : 50



POT A-A  
SKALA 1 : 50

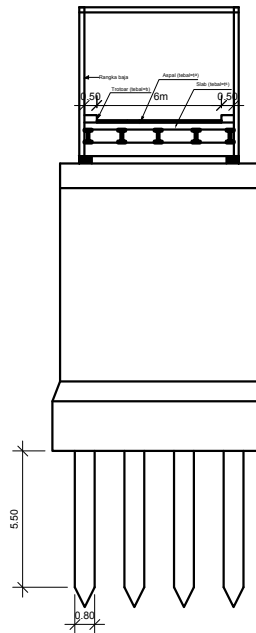


POT B-B  
SKALA 1 : 50



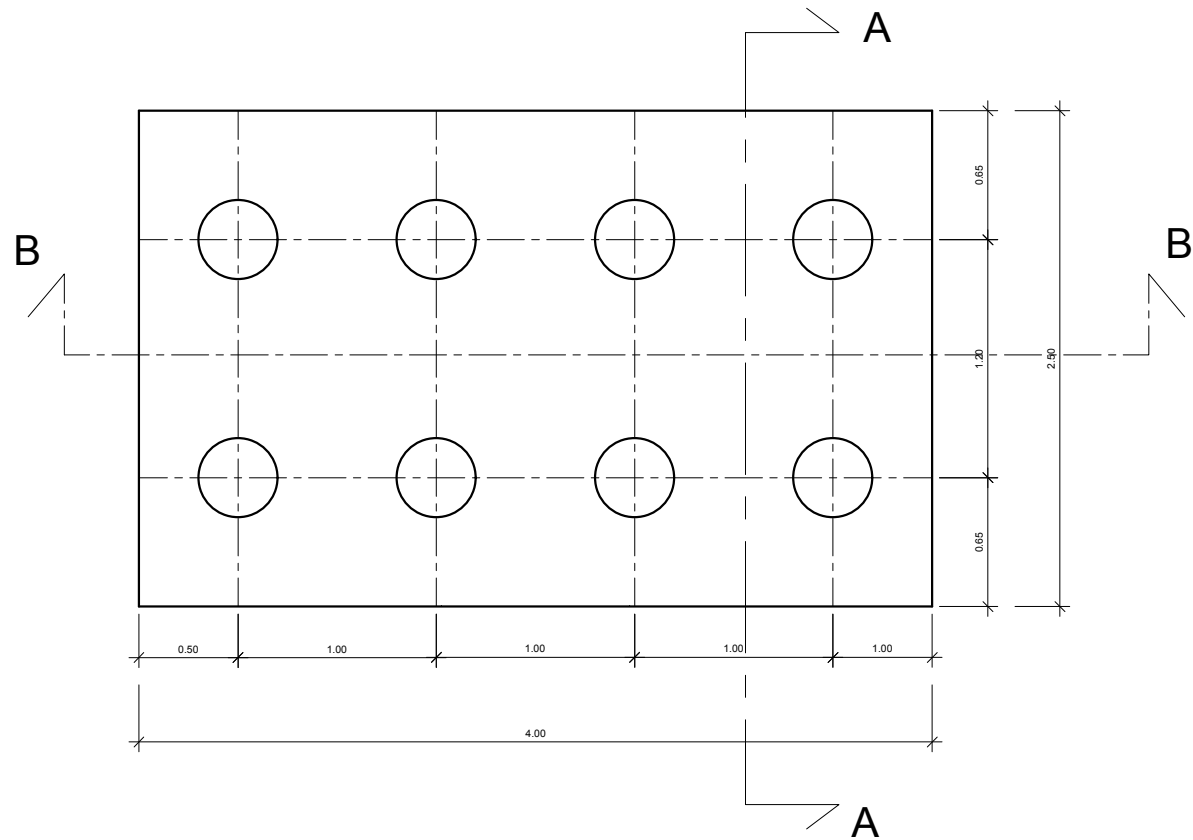
**POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN**

SKALA 1 : 200



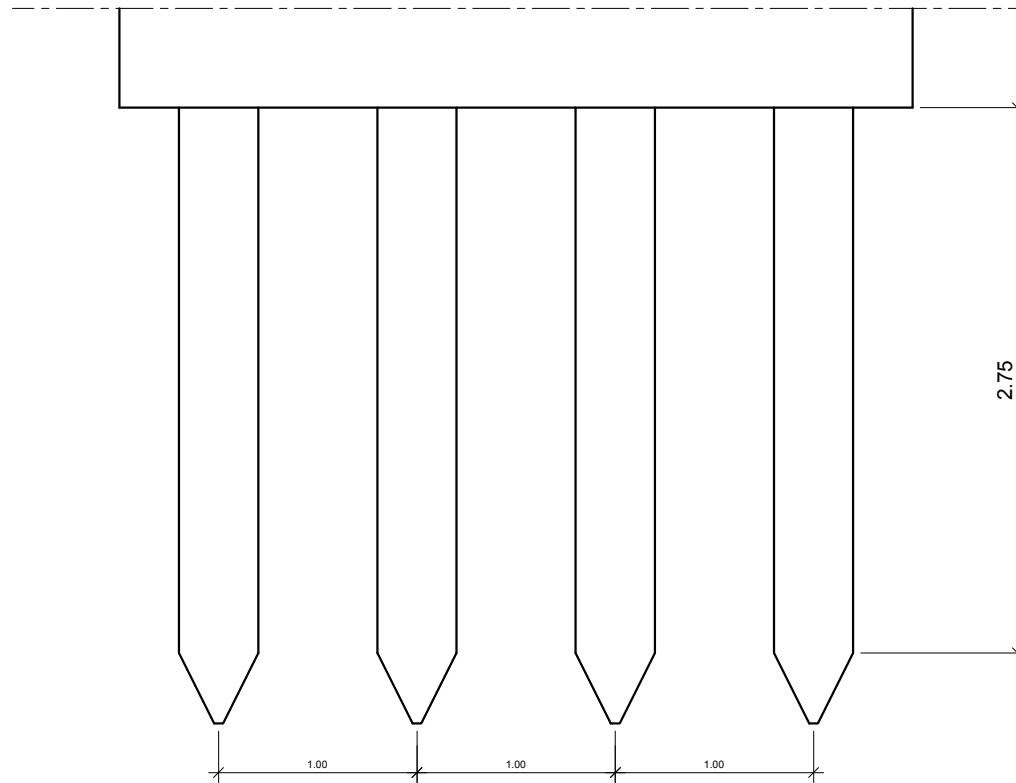
## POTONGAN MELINTANG JEMBATAN

SKALA 1 : 200



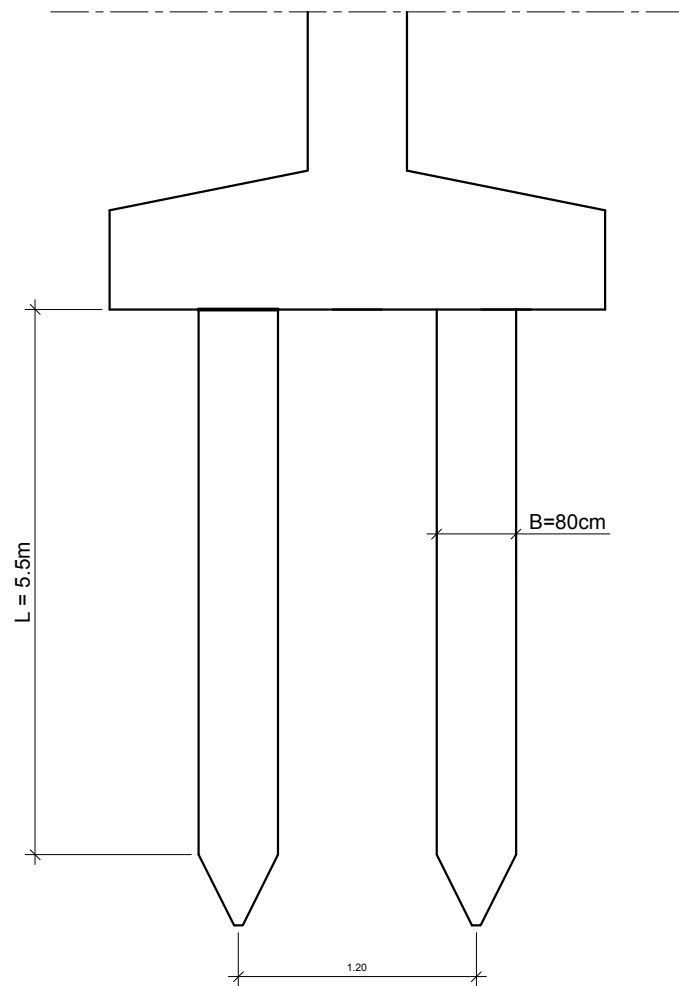
# DENAH TIANG PANCANG

SKALA 1 : 100

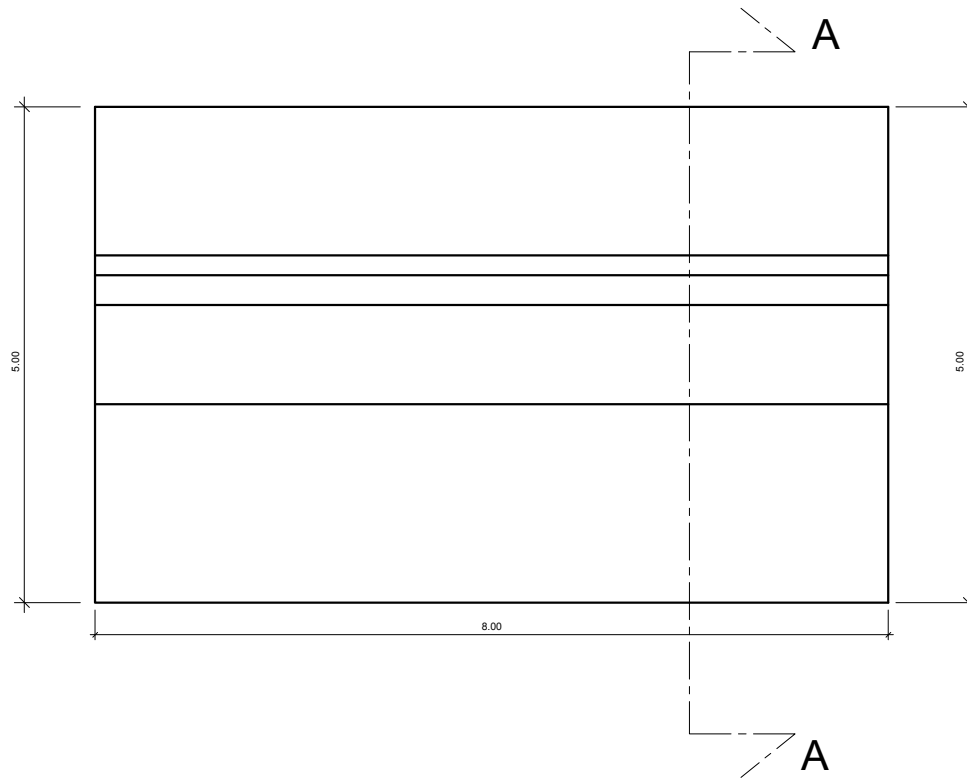


**POT B-B**  
SKALA 1 : 100



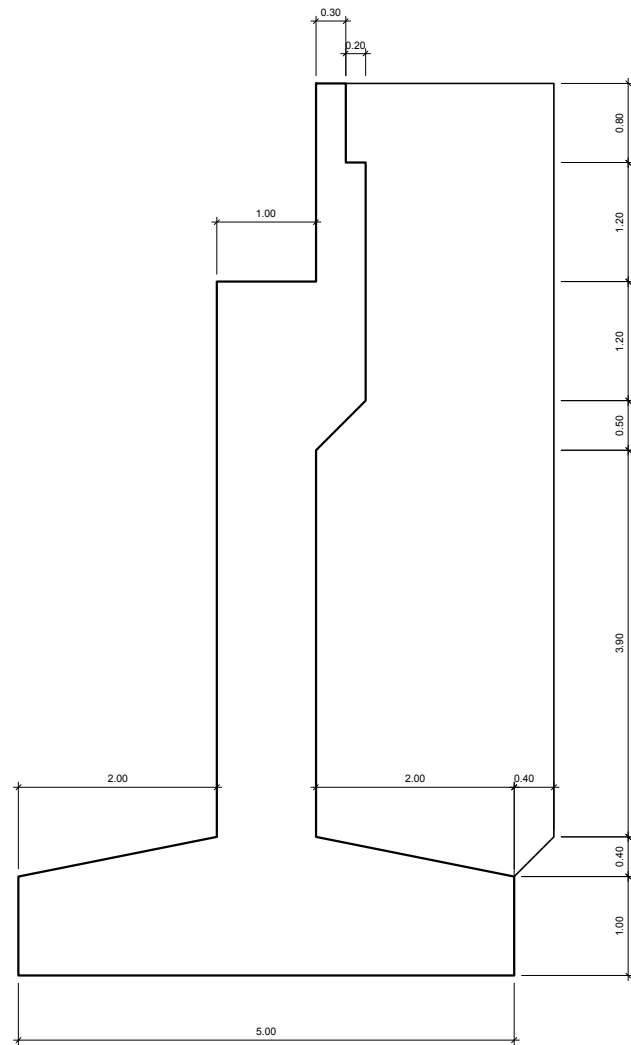


**POT A-A**  
**SKALA 1 : 100**

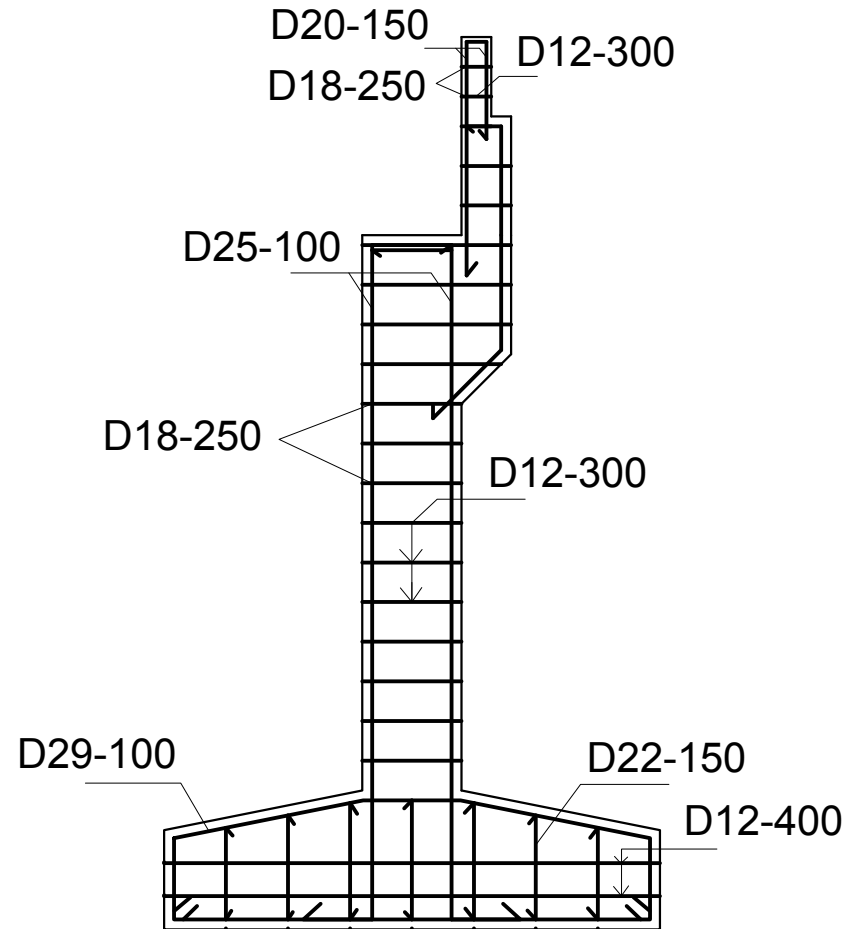


# DENAH ABUTMENT

SKALA 1 : 100



**POT. A-A**  
**SKALA 1 : 100**



# PENULANGAN ABUTMENT

SKALA 1 : 100