



---

TUGAS AKHIR – RC 184803

**PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DAN *APPROACH*  
JEMBATAN JOYOBOYO SURABAYA**

INDRA GIRI ANGGA KUSUMA  
NRP. 03111645000045

Dosen Pembimbing I:  
Dr. YUDHI LASTIASIH, ST. MT

Dosen Pembimbing II :  
PUTU TANTRI KUMALA S., ST. MT

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumiharian

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2018

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



---

FINAL PROJECT – RC 184803

**DESIGN OF LOWER STRUCTURE AND APPROACH OF  
JOYOBOYO BRIDGE, SURABAYA**

INDRA GIRI ANGGA KUSUMA  
NRP. 03111645000045

Supervisor I:  
Dr. YUDHI LASTIASIH, ST. MT

Supervisor II :  
PUTU TANTRI KUMALA S., ST. MT

DEPARTEMENT OF CIVIL ENGINEERING

Faculty of Civil, Environmental, and Geological Engineering

Sepuluh Nopember Institute of Technology

Surabaya 2018

‘Halaman ini sengaja dikosongkan’



# LEMBAR PENGESAHAN

## PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DAN APPROACH JEMBATAN JOYOBOYO SURABAYA

### TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar  
Sarjana Teknik  
pada  
Bidang Studi Struktur  
Program Sarjana Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Oleh :

INDRA GIRI ANGGA KUSUMA  
NRP. 03111645000045

Disetujui oleh Pembimbing Akhir :

- a) Dr. Yudhi Lastiasih, ST, MT (Pembimbing I)  
NIP. 197701222005012009
- b) Putu Tantri Kumala S., ST, MT (Pembimbing II)  
NIP. 198611022014042004



SURABAYA, 2018

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DAN APPROACH JEMBATAN JOYOBOYO SURABAYA**

Nama Mahasiswa : Indra Giri Angga Kusuma  
NRP : 03111645000045  
Jurusan : S1 Teknik Sipil FTSLK ITS  
Dosen Pembimbing : Dr. Yudhi Lastiasih, ST. MT  
: Putu Tantri Kumala S., ST, MT

### **ABSTRAK**

Dengan adanya pembangunan Kantor Dishub Surabaya (Terminal Joyoboyo) menjadi park and ride baru, pemerintah Surabaya berencana membangun jembatan baru yang menghubungkan Jalan Raya Wonokromo ke bangunan Terminal Joyoboyo yang kelak akan berfungsi juga sebagai park and ride untuk angkutan masal cepat (trem). Jembatan baru yang direncanakan adalah Jembatan Joyoboyo. Jembatan Joyoboyo merupakan jembatan yang mempunyai dua jalur. Tiap jalur mempunyai 2 lajur dengan lebar lalu lintas 20 m yang terdiri dari lebar jalan 4 m dan bahu jalan 1,5 m pada tiap sisi. Jembatan ini dibangun diatas sungai Surabaya. Jembatan ini direncanakan memiliki panjang 130 meter dan menggunakan struktur utama berupa cable stay. Serta dipikul oleh dua abutmen dan pada pangkal jembatan sisi kanan terdapat rencana oprit jembatan dengan timbunan tertinggi sebesar 3,5 meter. Jembatan ini dibangun di atas tanah dengan kedalaman tanah keras berada di kedalaman 16 m. Kondisi tanah dasar dilapangan sangat mempengaruhi daya dukung tanah untuk menerima beban sehingga pada perencanaan struktur bawah dan approach jembatan ini perlu adanya perencanaan yang tepat untuk menentukan alternatif perencanaan yang efektif dan efisien baik dari segi waktu, mutu, dan biaya.

Tugas akhir ini akan membahas bagaimana perencanaan struktur bawah Jembatan Joyoboyo meliputi perencanaan abutmen dan pondasi tiang pancang serta akan menganalisa 2 alternatif

perencanaan perkuatan tanah. Alternatif pertama adalah penggunaan geotextile wall, alternatif kedua adalah dengan penggunaan geogrid kombinasi dengan keystone-wall.

Kemudian dari hasil analisa perhitungan perencanaan dinding penahan tanah didapatkan hasil bahwa perencanaan oprit menggunakan alternatif pertama memerlukan biaya material total sebesar Rp 755.234.150,00 dan untuk alternatif kedua memerlukan biaya material total sebesar Rp 721.376.150,00.

Untuk perencanaan abutment direncanakan abutment dengan tinggi 4 meter dan pilecap berukuran 6 meter x 20 meter dan ditopang oleh 30 buah pondasi tiang pancang, dimana pondasi tiang pancang yang digunakan berdiameter 50 cm sedalam 27 m.

***Kata kunci*** : Oprit, *Keystone wall*, *Micropile*, *Geogrid*, *Geotextile*, Abutment

## **DESIGN OF LOWER STRUCTURE AND APPROACH OF JOYOBOYO BRIDGE, SURABAYA**

Name of Student : Indra Giri Angga Kusuma  
NRP : 03111645000045  
Department : S1 Teknik Sipil FTSLK ITS  
Academic Supervisor : Dr. Yudhi Lastiasih, ST, MT  
: Putu Tantri Kumala S., ST, MT

### ***ABSTRACT***

*Due to the construction of The Office Building of Dishub Surabaya (Joyoboyo Bus Station) for being a new park and ride, the government of Surabaya plans to build a new bridge that connects Wonokromo Highway to Joyoboyo Bus Station building which will later used as a park and ride for rapid mass transportation (trams). The new bridge planned is Joyoboyo Bridge. Joyoboyo Bridge is a bridge that has two lanes. Each lane has 2 lanes with a traffic width of 20 m consisting of 4 m of road width and 1,5 m of road shoulder on each side. This bridge will be built above Surabaya River. The bridge is planned to have a length of 130 meters and uses the main structure in the form of a cable stay. It will be carried by two abutments and at the right side of the abutments there are plans for approaches with the highest embankment of 3.5 meters. This bridge will be built on land with a hard soil depth at a depth of 16 m. The condition of the subgrade in the field greatly influences the bearing capacity of the soil to receive the load so that in the plan of the lower structure and approach of the bridge needs appropriate plan to determine effective and efficient alternative planning both in terms of time, quality, and cost.*

*This final project will discuss about the plan of the lower structure of the Joyoboyo Bridge includes the plan of abutments and driven pile foundations, and it will analyze 2 alternative of soil reinforcement plans. The first alternative is using geotextile wall,*

*and the second alternative is using the combination of geogrid and keystone-wall.*

*Then, from the results of the calculation analysis of retaining wall plan, it was found that the approach plan using the first alternative requires a total material cost of Rp 755,234,150.00 and for the second alternative requires a total material cost of Rp 721,376,150.00.*

*For the abutments, it is planned abutments with the height of 4 meters, and pilecaps with the dimensions of 6 meters x 20 meters, and supported by 30 driven pile foundations, where the driven pile foundations have 50 cm of diameter and 27 m of depth.*

*Keywords: Approach, Keystone wall, Micropile, Geogrid, Geotextile, Abutment*

## KATA PENGANTAR

Pertama-tama kami ucapkan puji syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat, dan hidayahnya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “*PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH DAN APPROACH JEMBATAN JOYOBOYO SURABAYA*” ini dengan baik dan tepat waktu. Adapun Tugas Akhir ini dibuat dengan tujuan untuk memenuhi syarat kelulusan Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya. Penulis berharap Tugas Akhir ini dapat memberikan kontribusi yang nyata dalam bidang ketekniksipilan. Dalam kesempatan ini, penulis ingin menyampaikan terima kasih kepada semua pihak yang telah berkontribusi atas terselesainya laporan Tugas Akhir ini, diantaranya :

1. Teruntuk kedua orang tua, Bapak Sriyanto dan Bu Sri Sujianti yang selalu memberikan doa terbaiknya, yang selalu memberi motivasi.

2. Ibu Dr. Yudhi Lastiasih, ST. MT dan Ibu Putu Tantri Kumala S., ST, MT sebagai dosen konsultasi yang telah memberikan banyak arahan dan ilmu yang sangat bermanfaat.

3. Bapak dan Ibu Dosen Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya yang tidak mungkin disebutkan satu persatu, atas kesabarannya memberikan ilmu-ilmu yang sangat bermanfaat.

4. Bapak dan Ibu TU yang selalu menyemangati saya dan memudahkan dalam hal administrasi dan selalu mendoakan saya.

Penulis menyadari bahwa dalam penyusunan proposal tugas akhir ini masih banyak kekurangan, untuk itu penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan proposal tugas akhir ini.

Akhir kata, semoga apa yang penulis sajikan dalam laporan ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis dan semua pihak.

Surabaya, November 2018

Penulis



## DAFTAR ISI

<b>ABSTRAK</b> .....	i
<b>ABSTRACT</b> .....	iii
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	v
<b>DAFTAR ISI</b> .....	vii
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	xiii
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	xvii
<b>BAB I PENDAHULUAN</b> .....	1
<b>1.1 Latar Belakang</b> .....	1
<b>1.2 Rumusan masalah</b> .....	4
<b>1.3 Tujuan</b> .....	4
<b>1.4 Ruang Lingkup Pekerjaan</b> .....	5
<b>1.5 Batasan Masalah</b> .....	5
<b>1.6 Batasan Masalah</b> .....	5
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b> .....	7
<b>2.1 Tinjauan Umum</b> .....	7
<b>2.2 Perencanaan Timbunan</b> .....	9
<b>2.2.1 Perhitungan Tinggi Timbunan Awal (<math>H_{Initial}</math>) dan Timbunan Akhir (<math>H_{Akhir}</math>)</b> .....	10
<b>2.3 Pemampatan Tanah</b> .....	11
<b>2.3.1 Pemampatan Konsolidasi Primer (<i>Primary Consolidation</i>)</b> .....	11
<b>2.3.2 Waktu Konsolidasi</b> .....	16
<b>2.4 Analisis Kestabilan Timbunan</b> .....	18

<b>2.5 Metode Perbaikan Tanah Dasar .....</b>	<b>19</b>
2.5.1 Metode <i>Preloading</i> dengan Tanah Timbunan .....	19
2.5.2 Metode Mempercepat Pemampatan dengan PVD ( <i>Prefabricated Vertical Drain</i> ) .....	20
<b>2.6 Peningkatan Daya Dukung Tanah Dasar Akibat Beban Bertahap .....</b>	<b>25</b>
<b>2.7 Alternatif Perencanaan Timbunan Bersisi Tegak .....</b>	<b>28</b>
2.7.1 <i>Geotextile Wall Reinforcement</i> .....	28
2.7.1.1 <i>Internal Stability (Geotextile Wall Reinforcement)</i> .....	28
2.7.1.2 <i>Kebutuhan Geotextile (Geotextile Wall Reinforcement)</i> .....	30
2.7.1.3 <i>External Stability (Geotextile Wall Reinforcement)</i> .....	32
2.7.2 <i>Geogrid Wall Reinforcement</i> .....	33
2.7.3 Perkuatan Tanah dengan <i>Micropile</i> .....	34
2.7.3.1 Perhitungan Kekuatan Satu Cerucuk .....	34
2.7.3.2 Penentuan Kebutuhan Jumlah Cerucuk .....	37
2.7.4 <i>Retaining Wall Reinforcement Type Keystone Wall</i> ....	38
<b>2.8 Perencanaan <i>Abutment</i> .....</b>	<b>40</b>
2.8.1 Stabilitas pada <i>Abutment</i> .....	41
<b>2.9 Perencanaan Tiang Pancang .....</b>	<b>42</b>
2.9.1 Kapasitas Daya Dukung dan Ketahanan Pondasi Kelompok Tiang .....	45
<b>BAB III METODOLOGI PENELITIAN.....</b>	<b>51</b>
3.1 Diagram Alir .....	51
3.2 Pengumpulan Data .....	52

3.3 Perhitungan Beban.....	53
3.4 Perencanaan Perbaikan Tanah Dasar.....	53
3.5 Analisa Kestabilan Timbunan.....	53
3.6 Perencanaan Perkuatan Tanah Timbunan.....	53
3.7 Analisa Volume dan Biaya Material.....	54
3.8 Perencanaan <i>Abutment</i> .....	54
3.9 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang.....	54
3.10 Kesimpulan dan Saran.....	54
<b>BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN .....</b>	<b>55</b>
4.1 Data Tanah Dasar .....	55
4.2 Data Tanah Timbunan.....	59
4.3 Data Spesifikasi Bahan Perkuatan.....	60
4.4 Data Jembatan.....	61
4.4.1 Bentang Jembatan.....	61
4.4.2 Lebar Jembatan.....	61
4.4.3 Gelagar Utama Jembatan.....	62
<b>BAB V PERHITUNGAN OPRIT TIMBUNAN .....</b>	<b>63</b>
5.1 Perencanaan Timbunan.....	63
5.1.1 Perhitungan Pemampatan .....	64
5.1.2 Perhitungan Tinggi Awal ( $H_{initial}$ ).....	68
5.2 Perbaikan Tanah Dasar .....	71
5.2.1 Perhitungan Waktu Pemampatan Tanpa PVD.....	71
5.2.2 Desain PVD .....	74
5.2.3 Peningkatan Daya Dukung, Penimbunan Bertahap .....	78

5.2.3.1 Peningkatan nilai Cu.....	78
5.2.3.2 <i>Settlement</i> Akibat Beban <i>Preloading</i> .....	80
5.3 Perhitungan Stabilitas Timbunan.....	84
5.4 Perencanaan Perkuatan Timbunan.....	86
5.4.1 Perencanaan <i>Geotextile</i> .....	86
5.4.2 Perencanaan <i>Geogrid</i> .....	91
5.4.3 Perencanaan <i>Micropile</i> .....	97
5.4.4 Perencanaan <i>Keystone-wall</i> .....	100
5.5 Perhitungan Biaya Material.....	103
<b>BAB VI PERHITUNGAN ABUTMENT .....</b>	<b>105</b>
6.1 Pembebanan <i>Abutment</i> .....	105
6.1.1 Data Perencanaan.....	105
6.2 <i>Preliminary Design Abutment</i> .....	105
6.3 Perhitungan Pembebanan .....	106
6.3.1 Berat Sendiri (MS) .....	106
6.3.1.1 Berat Struktur Atas.....	106
6.3.1.2 Berat Struktur Bawah.....	107
6.3.2 Tekanan Tanah (TA).....	109
6.3.3 Aksi Lalulintas.....	111
6.3.3.1 Beban lajur ‘D’ (TD).....	111
6.3.3.2 Beban Rem (TB) .....	113
6.3.4 Aksi Lingkungan .....	113
6.3.4.1 Pengaruh Temperatur (ET) .....	113
6.3.4.2 Beban Angin (EW) .....	115
6.3.5 Beban Gempa (EQ) .....	119

6.3.5.1 Perhitungan Koefisien Gempa Horizontal .....	119
6.3.5.2 Perhitungan Gaya Gempa Horizontal Statis .....	125
6.3.6 Kombinasi Pembebanan pada <i>Abutment</i> .....	130
6.3.7 Kontrol Stabilitas Pada <i>Abutment</i> .....	134
6.3.7.1 Kontrol Stabilitas Keadaan layan .....	134
6.3.7.2 Kontrol Stabilitas Saat Konstruksi.....	136
6.4 Perencanaan Pondasi Dalam .....	138
6.4.1 Perhitungan Daya Dukung Tanah .....	138
6.4.2 Kontrol Group Tiang Pancang .....	139
6.4.3 Kontrol Terhadap Gaya Vertikal Tiang .....	142
6.4.4 Kontrol Terhadap Gaya Lateral Tiang.....	143
6.4.5 Kontrol Terhadap Gaya Horizontal Maksimum Tiang .....	145
6.5 Penulangan <i>Abutment</i> .....	146
6.5.1 Perhitungan Penulangan <i>Back-wall</i> .....	147
6.5.2 Perhitungan Penulangan <i>breast wall</i> .....	150
6.5.3 Perhitungan Penulangan <i>Wing-wall</i> .....	153
6.5.4 Perhitungan Penulangan <i>pile cap</i> .....	157
6.5.5 Perhitungan Penulangan Pelat Injak.....	161
6.6 Rekap Hasil perhitungan <i>Abutment</i> .....	164
<b>BAB VII METODE PELAKSANAAN.....</b>	<b>165</b>
7.1 Umum .....	165
7.2 Metode Pelaksanaan Tiang Pancang.....	165
7.3 Metode Pelaksanaan <i>Abutment</i> .....	166
7.4 Metode pelaksanaan <i>Geotextile wall</i> .....	168

7.5 Metode pelaksanaan <i>Geogrid wall</i> .....	168
<b>BAB VIII PENUTUP</b> .....	171
8.1 Kesimpulan .....	171
8.2 Saran.....	172
<b>DAFTAR PUSTAKA</b> .....	173
<b>LAMPIRAN</b> .....	175
<b>BIODATA PENULIS</b> .....	196

## DAFTAR GAMBAR

<b>Gambar 1. 1</b>	Peta Lokasi Jembatan Joyoboyo .....	2
<b>Gambar 1. 2</b>	Design Jembatan Joyoboyo.....	2
<b>Gambar 1. 3</b>	Potongan melintang oprit Jembatan Joyoboyo .....	3
<b>Gambar 2. 1</b>	Kurva hubungan antara tebal timbunan dengan intensitas beban yang bersesuaian dengan beban <i>traffic</i> .....	10
<b>Gambar 2. 2</b>	Kedudukan timbunan saat mengalami pemampatan .....	11
<b>Gambar 2. 3</b>	Visualisasi dan Notasi $\Delta\sigma'$ .....	13
<b>Gambar 2. 4</b>	Kurva I ( <i>influence factor</i> ) untuk beban timbunan bersisi miring.....	15
<b>Gambar 2. 5</b>	Kurva I ( <i>influence factor</i> ) untuk beban timbunan tegak atau beban merata perkerasan.....	16
<b>Gambar 2. 6</b>	Macam tipe arah aliran pori dengan $U_v$ tetap. ....	17
<b>Gambar 2. 7</b>	Pemberian <i>preloading</i> secara bertahap. ....	20
<b>Gambar 2. 8</b>	Pemberian <i>preloading</i> dengan <i>system counter weight</i> . ....	20
<b>Gambar 2. 9</b>	<i>Prefabricated Vertical Drain</i> .....	21
<b>Gambar 2. 10</b>	Pola susunan bujur sangkar PVD.....	22
<b>Gambar 2. 11</b>	Pola susunan segi tiga PVD .....	22
<b>Gambar 2. 12</b>	Diameter lingkaran ekivalen untuk PVD .....	22
<b>Gambar 2. 13</b>	Pembagian zona kekuatan tanah .....	26
<b>Gambar 2. 14</b>	Pembagian zona Cu baru timbunan jalan dengan “ <i>berm</i> ” sebagai “ <i>counterweight</i> ”.....	27
<b>Gambar 2. 15</b>	Grafik untuk menentukan besarnya $\sigma_{HL}$ .....	29
<b>Gambar 2. 16</b>	Sketsa <i>Geotextile Wall Reinforcement</i> pada timbunan.....	30
<b>Gambar 2. 17</b>	<i>External stability geotextile wall</i> terhadap : a.guling, b.geser, c.ambles. ....	32
<b>Gambar 2. 18</b>	Asumsi gaya yang diterima oleh cerucuk. ....	34
<b>Gambar 2. 19</b>	Harga f dari berbagai jenis tanah. ....	35
<b>Gambar 2. 20</b>	Grafik untuk menentukan besarnya $F_m$ . ....	36

<b>Gambar 2. 21</b> <i>Keystone wall</i> dengan tipe <i>Keystone Compac IV (Straight – Face)</i> .....	39
<b>Gambar 2. 22</b> Ilustrasi Beban yang Bekerja pada <i>Abutment</i> .....	40
<b>Gambar 2. 23</b> Prosedur Desain untuk Masing-Masing Kondisi	46
<b>Gambar 2. 24</b> Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada kondisi I.....	47
<b>Gambar 2. 25</b> Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi II.....	48
<b>Gambar 2. 26</b> Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi III .....	49
<b>Gambar 3. 1</b> Diagram Alir.....	51
<b>Gambar 4. 1</b> Potongan melintang timbunan dinding penahan tanah sisi barat.....	59
<b>Gambar 4. 2</b> Potongan memanjang jembatan Joyoboyo.....	61
<b>Gambar 4. 3</b> Lebar jembatan Joyoboyo .....	61
<b>Gambar 4. 4</b> Gelagar utama Jembatan .....	62
<b>Gambar 5. 1</b> Potongan melintang konstruksi oprit dengan dinding penahan tanah	63
<b>Gambar 5. 2</b> Kurva hubungan antara tebal timbunan dengan intensitas beban yang bersesuaian dengan beban <i>traffic</i> .....	64
<b>Gambar 5. 3</b> Kurva hubungan antara tebal timbunan dengan intensitas beban yang bersesuaian dengan beban <i>traffic</i> untuk Q timbunan permisalan = 12 t/m <sup>2</sup> .....	68
<b>Gambar 5. 4</b> Hubungan H <sub>final</sub> dengan H <sub>initial</sub> .....	70
<b>Gambar 5. 5</b> Hubungan H <sub>final</sub> dengan <i>Settlement (Sc)</i> .....	70
<b>Gambar 5. 6</b> Grafik pemampatan pada 8 minggu <i>preloading</i> ....	83
<b>Gambar 5. 7</b> Kestabilan timbunan pada 8 minggu <i>preloading</i> ..	84
<b>Gambar 5. 8</b> Hasil <i>Running</i> 5 kali SF DXSTABLE .....	84
<b>Gambar 5. 9</b> Hasil <i>Running</i> 5 kali SF Hasil <i>Running</i> 5 kali SF DXSTABLE ditinjau dibawah kaki timbunan .....	84
<b>Gambar 5. 10</b> Sketsa pemasangan geotextile wall .....	84
<b>Gambar 5. 11</b> Skema beban <i>external stability</i> timbunan .....	89
<b>Gambar 5. 12</b> Sketsa pemasangan <i>geogrid</i> .....	94
<b>Gambar 5. 13</b> Skema beban <i>external stability</i> timbunan .....	95



<b>Gambar 5. 14</b>	Sketsa <i>micropile</i> ter- <i>install</i> .....	100
<b>Gambar 5. 15</b>	Penulangan pondasi <i>keystone</i> .....	102
<b>Gambar 5. 16</b>	Sketsa instalasi <i>keystone</i> .....	103
<b>Gambar 6. 1</b>	Sketsa Potongan Melintang Jembatan Joyoboyo	105
<b>Gambar 6. 2</b>	Gambar perencanaan awal <i>abutment</i> .....	106
<b>Gambar 6. 3</b>	Skema beban <i>abutment</i> .....	107
<b>Gambar 6. 4</b>	Skema beban <i>wing-wall</i> .....	108
<b>Gambar 6. 5</b>	Skema beban tanah .....	108
<b>Gambar 6. 6</b>	Skema tekanan tanah.....	110
<b>Gambar 6. 7</b>	Beban lajur “D” .....	111
<b>Gambar 6. 8</b>	Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur “ D” .....	112
<b>Gambar 6. 9</b>	Penyebaran pembebanan pada arah melintang ...	113
<b>Gambar 6. 10</b>	Gaya akibat beban rem.....	113
<b>Gambar 6. 11</b>	Skema pengaruh temperatur.....	115
<b>Gambar 6. 12</b>	Skema pengaruh beban angin terhadap struktur jembatan (sumber : penulis) .....	117
<b>Gambar 6. 13</b>	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun .....	119
<b>Gambar 6. 14</b>	Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar untuk probabilitas 7% dalam 75 tahun .....	120
<b>Gambar 6. 15</b>	Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun.....	120
<b>Gambar 6. 16</b>	Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah .....	122
<b>Gambar 6. 17</b>	Skema beban gempa yang terjadi.....	126
<b>Gambar 6. 18</b>	Skema tekanan tanah dinamis .....	129
<b>Gambar 6. 19</b>	Diagram keseimbangan gaya pada dinding penahan tanah/ kepala jembatan.....	129
<b>Gambar 6. 20</b>	Skema Beban Guling .....	134
<b>Gambar 6. 21</b>	Skema Beban Geser .....	135
<b>Gambar 6. 22</b>	Konfigurasi Tiang Pancang <i>Abutment</i> .....	140
<b>Gambar 6. 23</b>	Grafik NAVFAC DM-7,1971 .....	143
<b>Gambar 6. 24</b>	NAVFAC DM-7,1971 .....	144

<b>Gambar 6. 25</b>	Bagian-bagian penulangan pada <i>Abutment</i> .....	146
<b>Gambar 6. 26</b>	Tekanan tanah pada <i>Back-wall</i> .....	147
<b>Gambar 6. 27</b>	Beban tanah dinamis pada <i>Back-wall</i> .....	148
<b>Gambar 6. 28</b>	Penulangan <i>Back-wall Abutment</i> .....	150
<b>Gambar 6. 29</b>	Tekanan tanah pada <i>Breast-wall</i> .....	150
<b>Gambar 6. 30</b>	Penulangan <i>Breast-wall Abutment</i> .....	153
<b>Gambar 6. 31</b>	Tekanan tanah pada <i>wing-wall</i> .....	154
<b>Gambar 6. 32</b>	Pembagian pias pada <i>Wing-wall</i> .....	155
<b>Gambar 6. 33</b>	Penulangan <i>Wing-wall</i> .....	157
<b>Gambar 6. 34</b>	Denah titik tiang pancang .....	158
<b>Gambar 6. 35</b>	Penulangan <i>pilecap Abutment</i> .....	161
<b>Gambar 6. 36</b>	Rencana plat injak.....	162
<b>Gambar 6. 37</b>	Penulangan pelat injak .....	163
<b>Gambar 7. 1</b>	Konfigurasi pemancangan Spun Pile.....	166
<b>Gambar 7. 2</b>	Penulangan <i>Poer Abutment</i> .....	167
<b>Gambar 7. 3</b>	Penulangan Badan <i>Abutment</i> .....	167
<b>Gambar 7. 4</b>	Pola pemasangan <i>geotekstile</i> .....	168
<b>Gambar 7. 5</b>	Pola pemasangan <i>geogrid</i> .....	169

## DAFTAR TABEL

<b>Tabel 2. 1</b> Variasi Faktor Waktu pada Derajat Konsolidasi (Das, 1985).....	17
<b>Tabel 4. 1</b> Data Bore log.....	55
<b>Tabel 4. 2</b> Korelasi N-SPT dengan Nilai $\gamma_{sat}$ dan $\phi$ .....	56
<b>Tabel 4. 3</b> Korelasi Parameter tanah.....	56
<b>Tabel 4. 4</b> Sifat fisik tanah.....	58
<b>Tabel 4. 5</b> Sifat fisik tanah (lanjutan) .....	58
<b>Tabel 4. 6</b> Rekap data tanah <i>very soft – medium soil</i> .....	58
<b>Tabel 5. 1</b> Perhitungan overburdden pressure.....	65
<b>Tabel 5. 2</b> Perhitungan <i>Settlement</i> Akibat Beban Timbunan untuk Q timbunan = 12 t/m <sup>2</sup> .....	67
<b>Tabel 5. 3</b> Perhitungan <i>Settlement</i> Akibat Beban <i>Pavement</i> .....	68
<b>Tabel 5. 4</b> Perhitungan H initial dan H final untuk Q timb 12 t/m <sup>2</sup> .....	69
<b>Tabel 5. 5</b> Rekap Perhitungan H <sub>final</sub> rencana 3,5 m.....	69
<b>Tabel 5. 6</b> Perhitungan Cv gabungan.....	72
<b>Tabel 5. 7</b> Perhitungan Sc selama umur rencana 15 tahun .....	73
<b>Tabel 5. 8</b> Perhitungan faktor Hambatan PVD pola segi empat. 74	
<b>Tabel 5. 9</b> Perhitungan faktor Hambatan PVD pola segi tiga.....	74
<b>Tabel 5. 10</b> Perhitungan Derajat Konsolidasi Untuk Pola Segi Empat S = 0,9 m.....	76
<b>Tabel 5. 11</b> Perhitungan Derajat Konsolidasi Untuk Pola Segi Tiga S = 0,9 m.....	77
<b>Tabel 5. 12</b> Perubahan Tegangan tiap lapisan tanah, U = 100% 79	
<b>Tabel 5. 13</b> Total Tegangan tiap lapisan tanah, U =100% .....	80
<b>Tabel 5. 14</b> Peningkatan Nilai Cu tanah .....	80
<b>Tabel 5. 15</b> Total Penambahan Tegangan efektif ( $\Delta P'$ ).....	81
<b>Tabel 5. 16</b> Perumusan <i>Settlement</i> pada 1 minggu <i>preloading</i> ... 82	
<b>Tabel 5. 17</b> Pemampatan pada 1 minggu <i>preloading</i> .....	82
<b>Tabel 5. 18</b> Pemampatan pada 8 minggu <i>preloading</i> .....	83
<b>Tabel 5. 19</b> Hasil <i>Output Overall stability DXSTABLE</i> .....	85

<b>Tabel 5. 20</b> Hasil <i>Output Overall stability DXSTABLE</i> ditinjau dibawah kaki timbunan .....	85
<b>Tabel 5. 21</b> Perhitungan SV geotekstile.....	87
<b>Tabel 5. 22</b> Perhitungan Le,Lr, dan Lo geotekstile.....	88
<b>Tabel 5. 23</b> Perhitungan <i>eksternal stability geotekstile</i> .....	89
<b>Tabel 5. 24</b> Perhitungan SV geogrid .....	93
<b>Tabel 5. 25</b> Perhitungan Le dan Lr geogrid.....	94
<b>Tabel 5. 26</b> Perhitungan <i>eksternal stability geogrid</i> .....	95
<b>Tabel 5. 27</b> Harga timbunan oprit bersisi tegak.....	103
<b>Tabel 5. 28</b> Perhitungan biaya kombinasi <i>geotextile wall</i> .....	103
<b>Tabel 5. 29</b> Perhitungan biaya kombinasi <i>geogrid + keystone</i> .....	104
<b>Tabel 6. 1</b> Total beban struktur atas untuk 1 perletakan	107
<b>Tabel 6. 2</b> Perhitungan berat sendiri struktur bawah .....	109
<b>Tabel 6. 3</b> Rekap Data Gaya terhadap titik pusat O poer .....	109
<b>Tabel 6. 4</b> Perhitungan tekanan tanah.....	110
<b>Tabel 6. 5</b> Temperatur jembatan rata-rata nominal.....	114
<b>Tabel 6. 6</b> Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur ....	114
<b>Tabel 6. 7</b> Nilai $V_0$ dan $Z_0$ untuk berbagai variasi kondisi permukaan .....	115
<b>Tabel 6. 8</b> Tekanan angin dasar .....	116
<b>Tabel 6. 9</b> Data N-SPT tanah untuk kelas Situs.....	121
<b>Tabel 6. 10</b> Kelas Situs .....	121
<b>Tabel 6. 11</b> Faktor amplifikasi untuk periode 0 & 0,2 detik ( $F_{pga}/F_a$ ) .....	122
<b>Tabel 6. 12</b> Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik ( $F_v$ ) .....	122
<b>Tabel 6. 13</b> Fakor modifikasi respons (R) untuk bangunan.....	123
<b>Tabel 6. 14</b> Distribusi beban gempa pada struktur atas (memanjang).....	126
<b>Tabel 6. 15</b> Distribusi beban gempa pada struktur atas (melintang) .....	127
<b>Tabel 6. 16</b> Distribusi beban gempa pada struktur bawah (memanjang).....	127
<b>Tabel 6. 17</b> Distribusi beban gempa pada struktur bawah (melintang) .....	128

<b>Tabel 6. 18</b> Kombinasi beban untuk perencanaan tegangan kerja .....	131
<b>Tabel 6. 19</b> Rekap Kombinasi Beban 1 .....	131
<b>Tabel 6. 20</b> Rekap Kombinasi Beban 2 .....	131
<b>Tabel 6. 21</b> Rekap Kombinasi Beban3 .....	132
<b>Tabel 6. 22</b> Rekap Kombinasi Beban 4 .....	132
<b>Tabel 6. 23</b> Rekap Kombinasi Beban 5 .....	133
<b>Tabel 6. 24</b> Rekap Kombinasi 5 (arah Y-Y).....	133
<b>Tabel 6. 25</b> Rekap Total Kombinasi Pembebanan.....	134
<b>Tabel 6. 26</b> Stabilitas guling saat tegangan kerja.....	135
<b>Tabel 6. 27</b> Stabilitas geser saat tegangan kerja .....	136
<b>Tabel 6.28</b> Perhitungan kuadrat absis dan ordinat tiang .....	141
<b>Tabel 6. 29</b> Perhitungan P max dan P min pada tiang .....	142
<b>Tabel 6. 30</b> Kontrol Tegangan Vertikal tiang .....	143
<b>Tabel 6. 31</b> Kontrol <i>Moment Crack</i> tiang .....	145
<b>Tabel 6. 32</b> Kontrol Gaya Horizontal Maksimum .....	146
<b>Tabel 6. 33</b> Beban tanah pada <i>Back-wall</i> .....	147
<b>Tabel 6. 34</b> Beban Gempa pada <i>Back-wall</i> .....	148
<b>Tabel 6. 35</b> Rekap Beban pada <i>Back-wall</i> .....	149
<b>Tabel 6. 36</b> Beban tanah pada <i>Breast-wall</i> .....	151
<b>Tabel 6. 37</b> Beban Gempa pada <i>Breast-wall</i> .....	151
<b>Tabel 6. 38</b> Rekap Beban pada <i>breast-wall</i> .....	152
<b>Tabel 6. 39</b> Beban tanah pada <i>wing-wall</i> .....	154
<b>Tabel 6. 40</b> Beban Gempa pada <i>Wing-wall</i> .....	155
<b>Tabel 6. 41</b> Rekap Beban pada <i>Wing-wall</i> .....	155
<b>Tabel 6. 42</b> Rekap kombinasi 1 beban pada <i>pilecap</i> .....	157
<b>Tabel 6. 43</b> Rekap kombinasi 2 beban pada <i>pilecap</i> .....	158
<b>Tabel 6. 44</b> Rekap kombinasi 3 beban pada <i>pilecap</i> .....	158
<b>Tabel 6. 45</b> Gaya aksial per-tiang per-kombinasi beban.....	159
<b>Tabel 6. 46</b> Rekap Total Gaya Aksial Tiang .....	159
<b>Tabel 6. 47</b> Rekap Total Momen Ultimit Tiang .....	160
<b>Tabel 6. 48</b> Beban mati pada plat injak .....	162
<b>Tabel 6. 49</b> Rekap penulangan abutment.....	164



# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

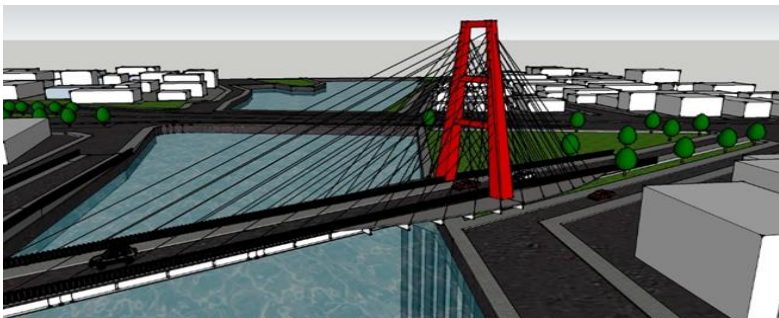
Kemacetan yang terjadi di Surabaya dengan berbagai penyebabnya, bermuara pada masalah orientasi transportasi masyarakat Surabaya. Jumlah pengguna kendaraan pribadi di Surabaya tidak pernah berkurang, akan tetapi kendaraan pribadi ini tidak sebanding dengan penambahan atau pelebaran jalan baru di Surabaya. Pemerintah Kota Surabaya berusaha mengatasi permasalahan tersebut dengan mengembangkan transportasi berbasis angkutan massal cepat berupa trem. Salah satu sarana yang sedang disiapkan untuk mendukung konsep ini adalah mengubah bangunan Kantor Dishub Surabaya (Terminal Joyoboyo) menjadi *park and ride* baru atau tempat parkir kendaraan pribadi untuk menunjang angkutan massal cepat (AMC) berupa trem. Dengan adanya bangunan *park and ride* ini pemerintah Surabaya berencana membangun jembatan baru yang menghubungkan Jalan Raya Wonokromo ke bangunan Terminal Joyoboyo yang kelak akan berfungsi juga sebagai *park and ride* untuk angkutan massal cepat (trem).

Jembatan baru yang direncanakan adalah Jembatan Joyoboyo. Jembatan Joyoboyo merupakan jembatan yang mempunyai dua jalur. Tiap jalur mempunyai 2 lajur dengan lebar lalu lintas 20 m yang terdiri dari lebar jalan 3,5 m dan bahu jalan 1,5 m pada tiap sisi. Jembatan ini dibangun diatas sungai Surabaya seperti yang terlihat pada Gambar 1.1. Jembatan ini dengan panjang jembatan 100 meter dan menggunakan struktur utama berupa *cable stay* (Gambar 1.2), dipikul oleh dua abutmen dan pada pangkal jembatan sisi kanan terdapat rencana oprit jembatan dengan timbunan tertinggi sebesar 3,5 meter seperti yang dijelaskan pada Gambar 1.4. Jembatan ini dibangun di atas tanah dengan kedalaman tanah keras yang mencapai kedalaman 15 meter. Berdasarkan hasil pengujian SPT dari *original ground level* (OGL) hingga kedalaman - 8 m, jenis tanah didominasi oleh lempung lanau berpasir dengan konsistensi *very soft to medium*

dengan nilai N-SPT antara 1 – 8. Pada kedalaman – 8,5 s/d -30,5 m, jenis tanah didominasi oleh lempung berpasir dengan konsistensi *medium to hard*. Kondisi tanah dasar dilapangan sangat mempengaruhi daya dukung tanah untuk menerima beban sehingga pada perencanaan struktur bawah dan *approach* jembatan ini perlu adanya perencanaan yang tepat untuk menentukan alternatif perencanaan yang efektif dan efisien baik dari segi waktu, mutu, dan biaya.



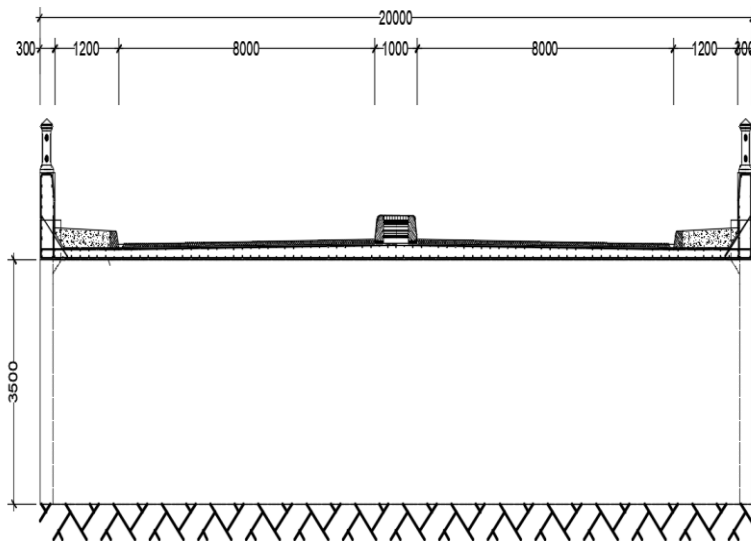
**Gambar 1. 1** Peta Lokasi Jembatan Joyoboyo  
(Sumber : <http://googleearth.com>)



**Gambar 1. 2** Design Jembatan Joyoboyo  
( Sumber : Laporan Perencanaan)



Sebagai pemecahan bagi permasalahan di atas, maka dalam tugas akhir ini akan dibahas bagaimana perencanaan struktur bawah Jembatan Joyoboyo meliputi perencanaan abutmen yang direncanakan memiliki tinggi 4 meter dan pondasi tiang pancang serta akan menganalisa 2 alternatif perencanaan perkuatan tanahnya. Alternatif pertama adalah penggunaan *geotextile* kombinasi dengan *wall reinforcement*, alternatif kedua adalah dengan penggunaan *geogrid* kombinasi dengan *keystone-wall*. Struktur atas jembatan ini telah didesain dan diperhitungkan beban-bebanya, sehingga pada tugas akhir ini digunakan beban struktur atas yang sudah diperhitungkan untuk merencanakan struktur bawah Jembatan Joyoboyo ini.



**Gambar 1. 3** Potongan melintang oprit Jembatan Joyoboyo  
( Sumber : Penulis)

## 1.2 Rumusan masalah

Pada tugas akhir ini terdapat beberapa masalah yang akan dibahas antara lain:

1. Bagaimana desain dimensi *abutment* dan pondasi tiang pancang yang mampu menahan beban struktur atas dari Jembatan Joyoboyo?
2. Bagaimana pengaruh *scouring* pada jembatan joyoboyo?
3. Berapa besar dan berapa lama pemampatan tanah akibat beban timbunan, beban perkerasan, dan beban lalu lintas yang bekerja diatas tanah dasar timbunan?
4. Jika waktu pemampatan yang akan terjadi lama maka, metode perbaikan tanah mana yang akan digunakan untuk memperbaiki tanah dasarnya?
5. Bagaimana merencanakan perkuatan oprit timbunan dengan *Geotextile wall reinforcement* dan *geogrid + retaining wall* untuk mengantisipasi terjadinya longsor pada timbunan ?
6. Berapa biaya material yang dibutuhkan untuk perencanaan struktur bawah ini ?
7. Bagaimana metode pelaksanaan struktur bawah dan *approach* Jembatan Joyoboyo?

## 1.3 Tujuan

Tujuan yang ingin dicapai dengan adanya penelitian tugas akhir ini adalah:

1. Dapat merencanakan abutmen dan pondasi tiang pancang agar mampu menahan beban yang ada pada jembatan.
2. Mengetahui nilai *scouring* yang terjadi pada Jembatan Joyoboyo
3. Mengetahui besar pemampatan yang terjadi akibat beban yang bekerja diatas tanah dasar (tanah timbunan dan beban *traffic*).
4. Dapat mengetahui waktu konsolidasi dan metode perbaikan tanah yang akan digunakan.
5. Dapat merencanakan *Geotextile wall reinforcement* dan *geogrid + retaining wall* untuk mengantisipasi terjadinya longsor pada timbunan.

6. Dapat menganalisa dan menghitung biaya material yang dibutuhkan untuk struktur bawah jembatan ini.
7. Dapat mengetahui metode pelaksanaan untuk Jembatan Joyoboyo.

#### **1.4 Ruang Lingkup Pekerjaan**

Ruang lingkup pekerjaan dari tugas akhir ini adalah :

1. Merencanakan desain abutmen pada jembatan
2. Merencanakan dimensi dan kedalaman pondasi tiang pancang pada abutmen
3. Menghitung tinggi awal timbunan
4. Menghitung besar pemampatan tanah dasar
5. Menghitung perbaikan tanah dasar
6. Menghitung stabilitas orpit timbunan
7. Menghitung dimensi *Geotextile wall reinforcement* dan *geogrid + retaining wall*
8. Menghitung biaya untuk masing-masing alternatif
9. Menghitung nilai *scouring*

#### **1.5 Batasan Masalah**

Untuk menghindari penyimpangan pembahasan dari masalah yang telah di uraikan di atas, maka diperlukan pembatasan masalah yang meliputi :

1. Tidak membahas perhitungan struktur atas jembatan
2. Tidak membahas perhitungan geometri jalan dan perkerasan pada jembatan maupun pada daerah setelah jembatan.
3. Biaya yang dihitung hanya berupa biaya kebutuhan material

#### **1.6 Batasan Masalah**

Hasil perencanaan struktur bawah dan *approach* ini akan sangat berguna sebagai referensi dalam pembangunan Jembatan Joyoboyo dan beberapa jembatan lain yang memiliki kemiripan dan karakteristik dengan Jembatan Joyoboyo.

*“halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Tinjauan Umum**

Jembatan adalah suatu struktur konstruksi yang berfungsi untuk menghubungkan dua bagian jalan yang terputus oleh adanya rintangan-rintangan dan memungkinkan rute transportasi dapat melalui sungai, danau, kali, jalan raya, jalan kereta api dan lainlain. Pada umumnya suatu bangunan jembatan terdiri dari enam bagian pokok, yaitu : bangunan atas, landasan, bangunan bawah, pondasi, oprit, dan bangunan pengaman jembatan (Muntohar,2007). Pada penulisan tugas akhir ini difokuskan terhadap alternatif perencanaan oprit dan bangunan bawah jembatan berupa abutment serta Pondasi dalam pada Jembatan Joyoboyo

Oprit atau timbunan jalan pendekat jembatan adalah merupakan segmen sepanjang jalan yang dibatasi oleh lebar, tinggi tertentu sesuai alinyemen horizontal dan vertikal serta besarnya kelandaian melintang berdasarkan gambar rencana. Timbunan jalan pendekat sebagai pondasi dasar yang mendukung lapis pondasi bawah, bila lapis pondasi bawah tidak ada, maka lapisan tanah dasar mendukung langsung timbunan. Tinggi timbunan harus dipertimbangkan terhadap adanya bahaya longsor, sebaiknya pada lahan mencukupi dibuat kelandaian lereng alami dan apabila tidak mencukupi harus dibuat timbunan bersisi tegak dengan konstruksi penahan tanah. Timbunan jalan pendekat harus direncanakan sedemikian rupa, sehingga mendukung terhadap kekuatan dan kestabilan konstruksi kepala jembatan. Khusus untuk timbunan jalan pendekat dengan timbunan tanah yang tinggi, konstruksi penahan tanah sangat diperlukan agar badan jalan tidak longsor. Pertimbangan perencanaan timbunan jalan pendekat terhadap alinyemen horizontal harus direncanakan sesuai dengan keamanan lalu lintas dan perpanjangan jembatan terhadap sungainya. Pertimbangan timbunan jalan pendekat terhadap alinyemen vertikal tergantung pada muka air tertinggi,

muka air banjir dan kelandaian memanjang yang sebaiknya tidak melebihi 5 % (Pedoman Konstruksi dan Bangunan, Pd-T-112003).

Bangunan bawah (*sub-structure*) menurut Departemen Pekerjaan Umum (Modul Pengantar dan Prinsip-Prinsip Perencanaan Bangunan Bawah/Pondasi Jembatan, 1988), fungsi utama bangunan bawah adalah memikul beban-beban pada bangunan atas dan pada bangunan bawahnya sendiri untuk disalurkan ke pondasi. Selanjutnya beban-beban tersebut oleh pondasi disalurkan ke tanah. Bangunan ini terletak pada bagian bawah konstruksi yang fungsinya untuk memikul beban-beban yang diberikan bangunan atas. Kemudian disalurkan ke pondasi untuk diteruskan ke tanah keras di bawahnya. Bangunan bawah secara umum terdiri atas :

a. *Abutment*

*Abutment* adalah salah satu bagian konstruksi jembatan yang terdapat pada ujung-ujung jembatan yang berfungsi sebagai pendukung bagi bangunan di atasnya dan sebagai penahan tanah timbunan oprit. Jenis *abutment* ini dapat dibuat dari bahan seperti batu atau beton bertulang.

b. Pelat injak

Pelat injak berfungsi untuk menahan hentakan pertama roda kendaraan ketika akan memasuki pangkal jembatan. Sehingga tidak menimbulkan hentakan pada kendaraan.

c. Pondasi

Pondasi berfungsi sebagai pemikul beban di atas dan meneruskannya ke lapisan tanah pendukung tanpa mengalami konsolidasi atau penurunan yang berlebihan.

Adapun hal yang diperlukan dalam perencanaan pondasi adalah sebagai berikut:

1. Daya dukung tanah terhadap konstruksi.
2. Beban-beban yang bekerja pada tanah baik secara langsung maupun yang tidak.
3. Keadaan lingkungan seperti gempa, banjir, longsor dan lainnya.

Secara umum pondasi yang sering digunakan pada jembatan ada 3 (tiga) yaitu:

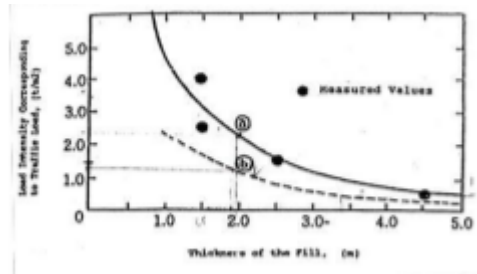
1. Pondasi sumuran
2. Pondasi tiang pancang
3. Pondasi *bore-pile*

## 2.2 Perencanaan Timbunan

Pada dasarnya, perbaikan tanah dasar dengan metode *preloading* bertujuan untuk meningkatkan daya dukung dan kuat geser tanah serta menyelesaikan penurunan akibat proses pemampatan yang terjadi sebelum infrastruktur dibangun di atasnya. Sehingga ketika infrastruktur telah selesai dibangun dan digunakan dalam jangka waktu sesuai umur rencana tidak mengalami penurunan lagi akibat pemampatan tanah yang dapat membuat infrastruktur tersebut rusak atau terjadi perbedaan elevasi terhadap elevasi rencana.

Metode *Preloading* merupakan suatu metode perbaikan tanah lunak dengan cara diberikan beban berupa timbunan tanah (*surcharge*) yang digunakan untuk mempercepat pemampatan sehingga akan meningkatkan daya dukung tanah dasar tersebut. Akibat adanya beban timbunan tersebut maka lapisan tanah di bawahnya akan tertekan sehingga air yang berada di dalam pori-pori tanah akan terperas keluar. Apabila penurunan akibat pemampatan yang diinginkan telah tercapai, sebagian timbunan *preloading* dapat dibongkar.

Besar tinggi timbunan yang dibongkar ( $H_{\text{bongkar}}$ ) tergantung dari beban *traffic*. Untuk beban *traffic* harus diperhitungkan sebagai tambahan beban merata yang menyebabkan penurunan tanah. Menurut *Japan Road Association* (1986), beban *traffic* diperhitungkan sebagai beban merata yang tergantung dari tinggi timbunan (*embankment*) seperti pada Gambar 2.1. beban *traffic* tersebut kemudian dapat dikorelasikan dalam tinggi timbunan tambahan dan akan dibongkar ( $H_{\text{bongkar}}$ ) saat waktu konsolidasi selesai. Semakin tebal tinggi timbunan, semakin kecil pengaruh beban *traffic* terhadap penurunan tanah. Untuk tanah asli yang sudah memampat akibat PVD dapat diasumsi pengaruh *traffic* pada tanah dasar mengikuti kurva dari Gambar 2.1. sebagai berikut :



**Gambar 2. 1** Kurva hubungan antara tebal timbunan dengan intensitas beban yang bersesuaian dengan beban *traffic* (Sumber :Mochtar, 2000)

### 2.2.1 Perhitungan Tinggi Timbunan Awal ( $H_{Initial}$ ) dan Timbunan Akhir ( $H_{Akhir}$ )

Tinggi timbunan awal pada saat awal pelaksanaan konstruksi tidaklah sama dengan tinggi timbunan rencana. Penentuan dari tinggi timbunan rencana pada saat pelaksanaan fisik (dengan memperhatikan adanya pemampatan), dapat dihitung dengan Persamaan (Mochtar, 2012).

Kondisi awal :

$$q_{awal} = H_{initial} \times \gamma_{timbunan} \quad (2.1)$$

Setelah mengalami konsolidasi :

$$q_{akhir} = (H_{initial} \times \gamma_{timb}) - (Sc \times (\gamma_{timb} - \gamma'_{timb})) \quad (2.2)$$

Untuk kondisi  $\gamma_{sat} \neq \gamma_{timb}$  maka :

$$H_{initial} = \frac{q + (Sc(\gamma_{timb} - \gamma'_{timb}))}{\gamma_{timb}} \quad (2.3)$$

Untuk kondisi  $\gamma_{sat} = \gamma_{timb}$  maka :

$$H_{initial} = \frac{q + (Sc \cdot \gamma_w)}{\gamma_{timb}} \quad (2.4)$$

$$H_{akhir} = (H_{initial} - Sc_{timb} - SC_{Pvmt} - H_{Bongkar}) + H_{Pvmt} \quad (2.5)$$

Dimana :

$q_{initial}$  = beban yang diasumsi awal dalam perhitungan  $Sc$  sehingga didapat  $H_{initial}$  untuk perhitungan.

$q_{akhir}$  = beban akhir sebagai beban yang menyebabkan penurunan  $H_{initial}$  untuk mencapai  $H_{final}$  rencana.

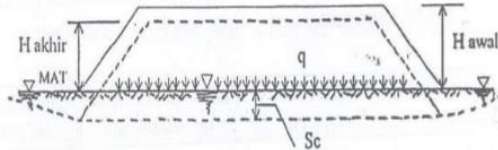
$Sc_{timbunan}$  = penurunan tanah dibawah timbunan oleh beban



$SC_{Pavement}$  = penurunan oleh akibat beban lalu lintas

$H_{bongkar}$  = tinggi timbunan yang dapat dibongkar akibat pengaruh beban *traffic*

Sketsa perencanaan tinggi timbunan saat mengalami pemampatan digambarkan seperti Gambar 2.2 sebagai berikut :



**Gambar 2. 2** Kedudukan timbunan saat mengalami pemampatan  
(Sumber :Mochtar, 2000)

### 2.3 Pemampatan Tanah

Pemampatan pada tanah dasar terjadi akibat diberikannya beban di atas tanah dasar tersebut yang menyebabkan deformasi partikel tanah serta mengecilnya pori-pori pada tanah tersebut akibat keluarnya air atau udara dari dalam pori. Dalam kasus perencanaan Jembatan Joyoboyo pemampatan terjadi akibat diberikan timbunan diatas tanah dasar yang dapat disebut pemampatan konsolidasi (*Consolidation Settlement*).

#### 2.3.1 Pemampatan Konsolidasi Primer (*Primary Consolidation*)

Pemampatan konsolidasi primer disebabkan oleh penimbunan timbunan setinggi  $H$  di atas tanah lunak yang akan menyebabkan terjadinya penambahan tegangan pada tanah dasar sehingga mengakibatkan adanya konsolidasi. Terdapat dua jenis konsolidasi berdasarkan tegangan yang diakibatkan, yaitu :

##### 1. *Normally Consolidated Soil (NC-Soil)*

Tanah terkonsolidasi secara normal dimana tegangan *overburden* efektif pada saat ini merupakan tegangan maksimum yang pernah dialami tanah tersebut.

##### 2. *Over Consolidated Soil (OC-Soil)*

Tanah terkonsolidasi lebih, di mana tegangan *overburden* efektif saat ini adalah lebih kecil daripada tegangan yang pernah dialami oleh tanah yang bersangkutan sebelumnya. Tanah

disebut sebagai NC-Soil atau OC-soil tergantung dari harga *Over Consolidation Ratio* (OCR), yang didefinisikan dengan persamaan :

$$OCR = \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{oi}} \quad (2.6)$$

Dimana :

$$\begin{aligned} \sigma_{oi}' &= \text{effective overburden pressure} \\ &= (\gamma_{timb} - \gamma_{timb}) \times \frac{1}{2} H_{tinjau} \end{aligned} \quad (2.7)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ci}' &= \text{effective past overburden pressure} \\ &= \sigma_{ci} + \Delta\sigma \text{ (akibat fluktuasi air)} \end{aligned} \quad (2.8)$$

NC-Soil mempunyai harga OCR = 1 dan OC-soil mempunyai harga OCR >1. Secara umum besar pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah lempung setebal H per lapisan tanah ditinjau yang dihitung pertengah-tengah lapisan-i dapat dihitung dengan Persamaan (Das, 1985):

1. Untuk tanah *Normally Consolidated* (NC-Soil) :

$$Sc = C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{oi} + \Delta\sigma}{\sigma_{oi}} \quad (2.9)$$

2. Untuk tanah *Over Consolidated* (OC-Soil) :

• Bila  $(\sigma_{oi} + \Delta\sigma) \leq \sigma_{ci}$  , maka :

$$Sc = C_s \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{oi} + \Delta\sigma}{\sigma_{oi}} \quad (2.10)$$

• Bila  $(\sigma_{oi} + \Delta\sigma) > \sigma_{ci}$  , maka :

$$Sc = \left[ C_s \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{oi}} \right] + \left[ C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{oi} + \Delta\sigma}{\sigma_{oi}} \right] \quad (2.11)$$

Dimana :

Sc = besar pemampatan yang terjadi (m)

Cc = Indeks pemampatan (*compression index*)

Cs = Indeks pemuaiian (*swelling index*)

e<sub>0</sub> = Angka Pori

σ<sub>oi</sub>' = Tegangan overbudden efektif (t/m<sup>2</sup>)

Δσ = Penambahan beban vertikal (t/m<sup>2</sup>)

σ<sub>ci</sub>' = Tegangan *overbudden* efektif (t/m<sup>2</sup>)

Sehingga besar pemampatan total adalah :

$$Sc = \sum_{i=1}^n Sc_i \quad (2.12)$$



*embankment* dapat dihitung dengan Persamaan 2.13 yang berubah menjadi :

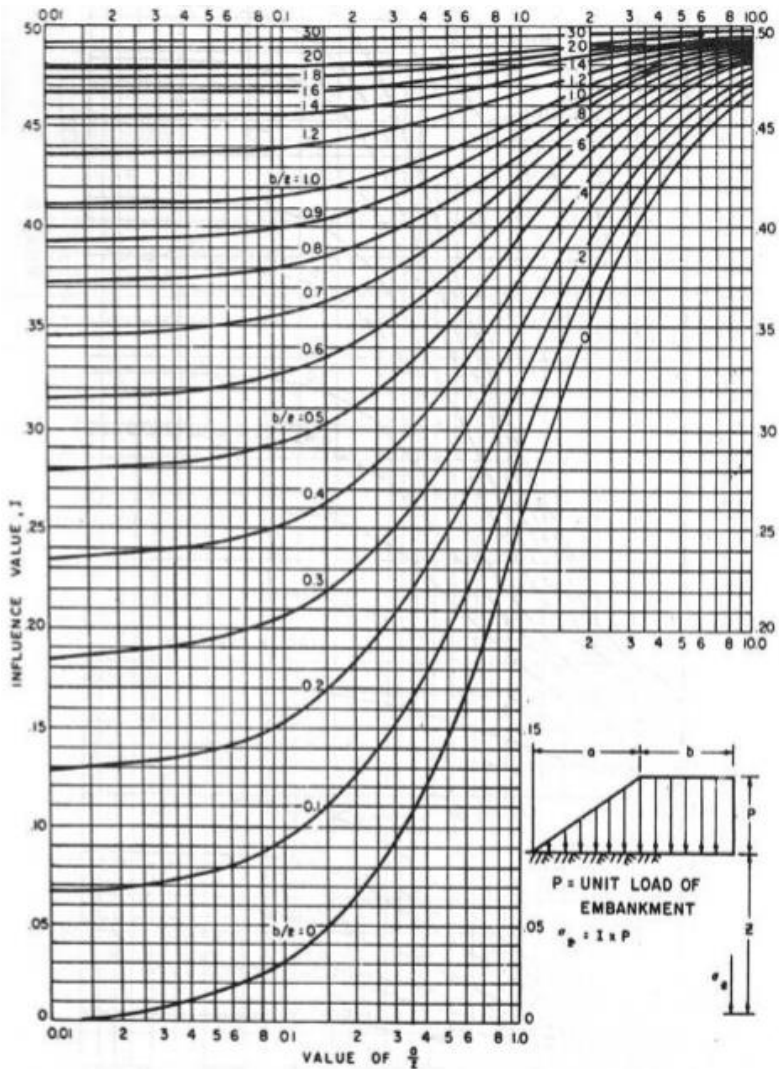
$$\Delta\sigma' = \sigma_z = 2 \times I \times q_0 \quad (2.16)$$

Dimana :

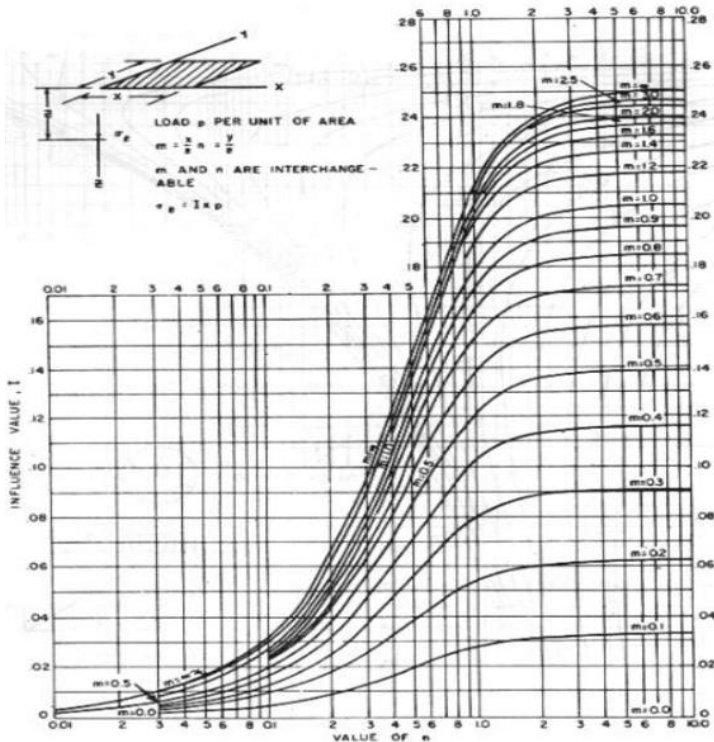
$\Delta\sigma$  = Besarnya penambahan tegangan vertikal akibat pengaruh beban timbunan ditinjau (ditengah-tengah lapisan ke-i) (t/m<sup>2</sup>)

$q_0$  = teg. vertikal efektif dimuka tanah berupa timbunan (t/m<sup>2</sup>)  
( $q = \gamma_{\text{timb.}} \times h_{\text{timb.}}$ )

$I$  = faktor pengaruh (*influence factor*) yang ditentukan berdasarkan kurva (dari NAVFAC DM-7, 1970) yang diberikan dalam Gambar 2.4 untuk beban timbunan bersisi miring atau trapesium dan Gambar 2.5 untuk beban timbunan bersisi tegak atau beban merata perkerasan.



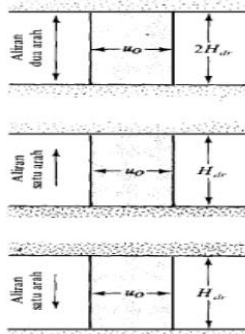
**Gambar 2. 4** Kurva I (*influence factor*) untuk beban timbunan bersisi miring  
(Sumber : NAVFAC DM-7, 1970)



**Gambar 2.5** Kurva I (*influence factor*) untuk beban timbunan tegak atau beban merata perkerasan.  
(Sumber : NAVFAC DM-7, 1970)

### 2.3.2 Waktu Konsolidasi

Pemampatan konsolidasi lapisan tanah dasar yang terjadi karena keluarnya air pori ke lapisan yang lebih porus, yaitu : ke atas atau ke bawah saja (*single drainage*) atau keatas dan kebawah (*double drainage*). Tanah yang dianggap mudah memampat adalah tanah lanau/lempung dengan rentang konsistensi dari sangat lunak sampai menengah; atau *very soft to medium stiff soil*. Macam-macam tipe arah aliran pori dengan  $U_v$  tetap seperti digambarkan pada Gambar 2.6 sebagai berikut :



**Gambar 2. 6** Macam tipe arah aliran pori dengan  $U_v$  tetap.  
(Sumber : Das, 1985.)

Menurut Terzaghi dalam Das (1985), lama waktu konsolidasi ( $t$ ) dapat dihitung dengan Persamaan :

$$t = \frac{T_v (H_{dr})^2}{C_v} \quad (2.17)$$

Dimana :

$t$  = waktu konsolidasi

$T_v$  = *time factor*, bergantung dari derajat konsolidasi  $U$  (%)

$H_{dr}$  = jarak terjauh air pori dilapisan tanah mengalir keluar (m)

$C_v$  = koefisien konsolidasi akibat aliran air pori arah vertical

Harga  $T_v$  menurut Das, 1985 diambil berdasarkan Tabel 2.1 sebagai berikut :

**Tabel 2. 1** Variasi Faktor Waktu pada Derajat Konsolidasi (Das, 1985)

Derajat konsolidasi $U\%$	Faktor waktu $T_v$
0	0
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,126
50	0,197
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,848
100	$\infty$

\*  $U_v$  tetap untuk seluruh kedalaman lapisan.

Untuk tanah berlapis-lapis dengan ketebalan berbeda, harga  $C_v$  gabungan dapat dihitung dengan Persamaan :

$$C_v \text{ gabungan} = \frac{(H_1+H_2+ \dots+H_n)^2}{\left[ \frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \dots + \frac{H_n}{\sqrt{C_{vn}}} \right]^2} \quad (2.18)$$

Dimana :

$H_1, H_2, H_n$  = tebal perlapisan tanah ditinjau (m).

$C_v$  = koefisien konsolidasi akibat aliran air pori arah vertical.

Untuk menentukan derajat konsolidasi akibat aliran air pori secara vertical, harga  $U_v$  digunakan Persamaan :

$$\text{Untuk } T_v \text{ antara } 0\% \text{ s/d } 60\%, U_v = \left( 2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\% \quad (2.19)$$

$$\text{Dan untuk } T_v > 60\%, U_v = (100 - 10^a)\% \quad (2.20)$$

Dimana :

$$a = \frac{1,781 - T_v}{0,933} \quad (2.21)$$

$$T_v = \frac{t \times C_v}{H_{dr}^2} \quad (2.22)$$

$H_{dr}$  = jarak terjauh air pori dilapisan tanah mengalir keluar (m)

$C_v$  = harga  $C_v$  tanah pada lapisan setebal jarak terjauh air pori keluar

$t$  = waktu yang dipilih.

## 2.4 Analisis Kestabilan Timbunan

Untuk menganalisa kestabilan timbunan maka digunakan program bantu *software* PC. *Software* yang digunakan adalah DXSTABLE. *Dxstable* merupakan program yang ditulis dalam bahasa FORTRAN IV untuk menyelesaikan kasus stabilitas timbunan (bidang miring) dalam dua dimensi selain itu juga untuk mengecek keakuratan  $H_{kritis}$  timbunan antara rumus empiris dan *software*. Parameter tanah (*input*) yang dibutuhkan pada program ini antara lain:  $\gamma_{sat}$ ,  $\gamma_t$ ,  $C$ ,  $\phi$ , letak muka air tanah, koordinat permukaan tanah yang akan ditinjau dan koordinat segmen longsor yang akan ditinjau. *Output* yang dihasilkan antara lain: jari-jari bidang longsor, koordinat bidang longsor, angka keamanan (SF), dan momen penahan dari tanah. Analisa stabilitas lereng pada



program *dxstable* menggunakan metode Bishop. Metode Bishop diperkenalkan oleh A.W. Bishop yang digunakan untuk menganalisa permukaan gelincir (*slip surface*) yang berbentuk lingkaran dengan cara membaginya menjadi potongan/irisan. Dalam metode ini, diasumsikan bahwa gaya-gaya normal total bekerja di pusat alas potongan/irisan dan bisa ditentukan dengan menguraikan gaya-gaya pada potongan/irisan secara vertikal atau normal. Persyaratan keseimbangan digunakan pada potongan/irisan yang membentuk lereng tersebut. Metode Bishop menganggap bahwa gaya-gaya yang bekerja pada potongan/irisan mempunyai resultan nol pada arah vertikal (Bishop, 1995). Apabila stabilitas lereng dengan nilai faktor keamanan (SF) kurang dari yang direncanakan maka perlu dilakukan perkuatan lereng. Perkuatan lereng tersebut dapat berupa *geosynthetics*, *micropile*, *Sheetpile* dan lain sebagainya.

## **2.5 Metode Perbaikan Tanah Dasar**

Dipilih dua metode perbaikan tanah yang akan dianalisis dalam penelitian ini adalah :

1. metode *preloading* dengan tanah timbunan dengan sistem timbunan bertahap
2. metode percepatan pemampatan dengan PVD (*prefabricated vertical drain*).

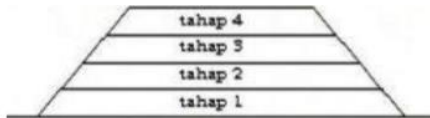
### **2.5.1 Metode *Preloading* dengan Tanah Timbunan**

Ada beberapa cara pemampatan pada tanah dasar dapat berupa beban tanah timbunan (*surchage*), beban air berupa tangka air atau kolam air buatan atau beban luar lainnya yang diletakkan di atas tanah aslinya. Metode lain untuk mempercepat waktu *preloading*, dapat digunakan drainase vertikal (*vertical drain*) dan drainase horizontal (*horizontal drain*) untuk memperpendek aliran (*drainage path*) dari air pori dalam tanah. Beban timbunan direncanakan berdasarkan beban yang akan terjadi pada tanah asli yang menyebabkan konsolidasi, dan juga berdasarkan ketinggian rencana ( $H_{akhir}$ ). Untuk meletakkan timbunan di atas tanah dasar, daya dukung tanah dasar harus diperhatikan agar kelongsoran tidak

terjadi. Ada dua hal yang dapat dilakukan agar mengantisipasi terjadi kelongsoran, yaitu :

1. Pemberian timbunan secara bertahap

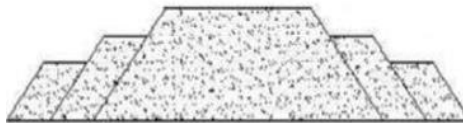
Dengan beban bertahap, waktu yang dibutuhkan untuk mencapai ketinggian timbunan rencana cukup lama dan tergantung pada peningkatan daya dukung tanah dasarnya. Penambahan beban setiap lapisan beban preloading mengacu pada ketinggian yang masih mampu dipikul  $H_{kritis}$  oleh tanah dasarnya agar tidak terjadi kelongsoran. Untuk menentukan  $H_{kritis}$  digunakan program bantu XSTABL. Pemberian timbunan secara bertahap dapat digambarkan pada Gambar 2.7 sebagai berikut :



**Gambar 2. 7** Pemberian *preloading* secara bertahap.  
(Sumber : Mochtar, 2012.)

2. Pemberian timbunan dengan *system counter weight*

Pada tanah dasar dengan daya dukung yang sangat rendah dan luas lahan yang cukup luas, bisa dipakai sistem *preloading* dengan *system counter weight*, digambarkan seperti pada Gambar 2.8 sebagai berikut :

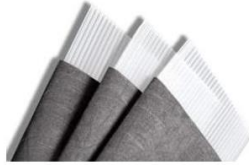


**Gambar 2. 8** Pemberian *preloading* dengan *system counter weight*.  
(Sumber : Mochtar, 2012.)

### 2.5.2 Metode Mempercepat Pemampatan dengan PVD (*Prefabricated Vertical Drain*)

Pemampatan konsolidasi yang terjadi pada tanah lempung berlangsung sangat lambat. Oleh sebab itu untuk mempercepat

terjadinya *settlement* ( $U = 90\%$ ) dengan waktu efektif 6 bulan (24 minggu) perlu adanya pengurangan panjang jalur air pori. Ini dapat dilakukan dengan memasang *Prefabricated Vertical Drain* (PVD) di dalam tanah pada kedalaman dan jarak tertentu dengan formasi segitiga atau segiempat. Contoh produk *prefabricated vertical drain* digambarkan seperti Gambar 2.9 berikut :



**Gambar 2. 9** *Prefabricated Vertical Drain*.  
(Sumber : PT. Teknindo Geosistem Unggul, 2015.)

Penentuan waktu konsolidasi didasarkan pada teori aliran air vertikal didalam kolom pasir dengan menggunakan asumsi teori Terzaghi tentang konsolidasi linier satu dimensi. Teori tersebut menetapkan hubungan antara waktu, diameter *drain*, jarak antara *drain*, koefisien konsolidasi dan rata-rata derajat konsolidasi. Penentuan waktu konsolidasi dari teori Barron (1948) dijelaskan dalam Persamaan :

$$t = \left( \frac{D^2}{8.ch} \right) \cdot (F(n)) \cdot \ln \left( \frac{1}{1-uh} \right) \quad (2.23)$$

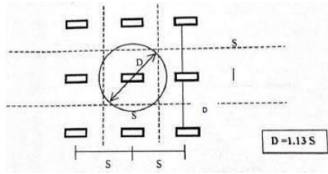
Dimana :

t = lama waktu untuk menyelesaikan konsolidasi primer.

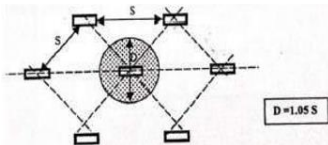
D = diameter ekivalen dari lingkaran tanah daerah pengaruh dari PVD.

D = 1,13 x S untuk pola susunan bujur sangkar. Digambarkan seperti pada Gambar 2.10

D = 1,05 x S untuk pola susunan segitiga. Digambarkan seperti pada Gambar 2.11



**Gambar 2. 10** Pola susunan bujur sangkar PVD  
(Sumber : Mochtar, 2012.)



**Gambar 2. 11** Pola susunan segi tiga PVD  
(Sumber : Mochtar, 2012.)

$C_h$  = koefisien konsolidasi untuk aliran air arah horizontal.

$\bar{U}_h$  = derajat konsolidasi tanah (arah horizontal)

$F(n)$  = Fungsi hambatan akibat jarak antar PVD, yang dihitung dengan Persamaan yang dikembangkan lebih sederhana oleh Hansbo, 1979. berikut ini :

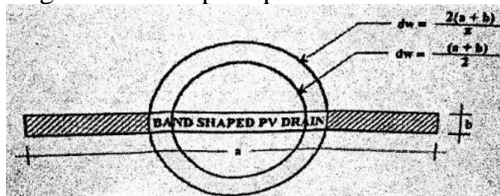
$$F(n) = \left( \frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \left[ \ln(n) - \frac{3}{4} - \left( \frac{1}{4n^2} \right) \right] \quad (2.24)$$

Dimana :

$n = D/dw$

$D$  = diameter ekuivalen dari lingkaran tanah daerah pengaruh dari PVD.

$dw$  = diameter ekuivalen terhadap bentuk lingkaran dari vertical drain. Digambarkan seperti pada Gambar 2.12 berikut ini :



**Gambar 2. 12** Diameter lingkaran ekuivalen untuk PVD  
(Sumber : Mochtar, 2012)

Namun pada umumnya  $n > 20$  sehingga dapat dianggap

$1/n = 0$  dan  $\frac{(n^2)}{(n^2-1)} \approx 1$  Sehingga rumus 2.24 menjadi :

$$F(n) = \ln(n) - \frac{3}{4} \quad (2.25)$$

Hansbo (1979) menyederhanakan dengan menentukan waktu konsolidasi menggunakan Persamaan :

$$t = \left( \frac{D^2}{8.ch} \right) \cdot (F(n) + F_s + F_r) \cdot \ln \left( \frac{1}{1-U_h} \right) \quad (2.26)$$

Dimana :

$t$  = waktu yang diperlukan untuk mencapai  $\bar{U}_h$ .

$D$  = diameter ekivalen dari lingkaran tanah daerah pengaruh dari PVD.

$D = 1,13 \times S$  untuk pola susunan bujur sangkar. Seperti pada Gambar 2.10

$D = 1,05 \times S$  untuk pola susunan titik segi tiga. Seperti pada Gambar 2.11

$S$  = jarak antara titik pusat PVD.

$Ch$  = koefisien konsolidasi tanah akibat aliran air pori arah radial  
=  $(k_h/k_v) \cdot C_v$

$K_h/K_v$  = perbandingan antara koefisien permeabilitas tanah arah horisontal dan vertikal, untuk tanah lempung jenuh air berkisar antara 2 – 5.

$F(n)$  = faktor hambatan disebabkan karena jarak antar PVD.

$F_r$  = faktor hambatan akibat gangguan pada PVD sendiri.

$F_s$  = faktor hambatan tanah yang terganggu (disturbed)

$\bar{U}_h$  = derajat konsolidasi tanah (arah horisontal)

Harga  $F_r$  merupakan faktor tahanan akibat adanya gangguan pada PVD sendiri dan dirumuskan sebagai berikut:

$$F_r = \pi \cdot z \cdot (L - z) \cdot \frac{K_h}{q_w} \quad (2.27)$$

Dimana :

$z$  = kedalaman titik yang ditinjau pada PVD terhadap permukaan tanah.

$L$  = panjang *vertical drain*.

$K_h$  = koefisien permeabilitas arah horizontal dalam tanah yang tidak terganggu.

$q_w = \text{Discharge capacity}$  (kapasitas *discharge*) dari *drain*  
(tergantung dari jenis PVD-nya).

Harga  $F_s$  merupakan faktor ada atau tidaknya perubahan tanah disekitar PVD akibat pemancangan. Faktor ini memasukkan pengaruh gangguan terhadap tanah karena pemancangan,  $F_s$  dirumuskan :

$$F_s = \left( \frac{kh}{ks} - 1 \right) \cdot \ln \left( \frac{ds}{dw} \right) \quad (2.28)$$

Dimana:

$ks =$  koefisien permeabilitas arah horisontal pada tanah sudah terganggu.

$ds =$  diameter tanah yang terganggu sekeliling *vertical drain*.

$dw =$  ekivalen diameter.

Adanya faktor  $F_r$  dan  $F_s$  cenderung memperlambat kecepatan konsolidasi. Faktor yang paling penting adalah  $F(n)$  sedangkan nilai  $F_s$  dapat mendekati atau lebih besar dari  $F(n)$ . Data lapangan didapatkan harga  $F_s/F(n)$  berkisar antara 1 sampai 3; untuk memudahkan perencanaan maka diasumsikan  $F(n) = F_s$  dan harga  $F_r$  dianggap nol sehingga Persamaan 2.23 berubah menjadi :

$$t = \left( \frac{D^2}{8 \cdot Ch} \right) \cdot (2 \cdot F(n)) \cdot \ln \left( \frac{1}{1 - U_h} \right) \quad (2.29)$$

Dimana :

$t =$  lama waktu untuk menyelesaikan konsolidasi primer.

$D =$  diameter ekivalen dari lingkaran tanah daerah pengaruh dari PVD.

$D = 1,13 \times S$  untuk pola *install* segiempat. Seperti Gambar 2.9

$D = 1,05 \times S$  untuk pola *install* segitiga. Seperti Gambar 2.10

$Ch =$  koefisien konsolidasi untuk aliran air arah horisontal.

$\bar{U}_h =$  derajat konsolidasi tanah (arah horisontal)

$F(n) =$  Fungsi hambatan akibat jarak antar PVD

Dengan memasukkan harga  $t$  tertentu, dapat dicari harga  $\bar{U}_h$  pada lapisan tanah yang dipasang PVD. Selain konsolidasi akibat aliran pori arah horisontal, juga terjadi konsolidasi akibat aliran air arah vertikal  $\bar{U}_v$ . Harga  $\bar{U}_v$  dicari dengan Persamaan 2.19 atau 2.20 sesuai parameternya. Sedangkan untuk menghitung derajat

konsolidasi akibat aliran air arah horizontal  $\bar{U}_h$  digunakan Persamaan :

$$U_h = \left[ 1 - \left( \frac{1}{e^{\left( \frac{t \times 8 \times C_h}{D^2 \times 2 \times F(n)} \right)}} \right) \right] \quad (2.31)$$

Dimana :

$U_h$  = Derajat konsolidasi arah horizontal (%)

$C_h$  = koefisien konsolidasi tanah akibat aliran air pori arah radial  
=  $(k_h/k_v) \cdot C_v$

$k_h/k_v$  = perbandingan antara koefisien permeabilitas tanah arah horizontal dan vertikal, untuk tanah lempung jenuh air berkisar antara 2 – 5.

$D$  = diameter ekivalen dari lingkaran tanah daerah pengaruh dari PVD.

Sehingga derajat konsolidasi rata-rata  $\bar{U}$  dapat dihitung dengan Persamaan :

$$U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v) \times 100\% \quad (2.32)$$

Dimana :

$U_h$  = Derajat konsolidasi arah horizontal (%)

$U_v$  = Derajat konsolidasi arah vertikal (%)

## 2.6 Peningkatan Daya Dukung Tanah Dasar Akibat Beban Bertahap

Sebagai akibatnya terjadinya konsolidasi pada suatu lapisan tanah, maka lapisan tanah yang bersangkutan menjadi lebih padat yang berarti kekuatan tanah juga meningkat sebagai akibat kenaikan harga  $C_u$  (*undrained shear strength*). Maka dari itu jika penimbunan dilakukan tanpa bantuan perkuatan masih bisa dilaksanakan dengan memperhatikan stabilitas akibat kenaikan harga  $C_u$  dan penundaan tahap penimbunan jika stabilitasnya tidak memenuhi syarat. Namun jika timbunan dianalisis dengan bantuan perkuatan maka kenaikan daya dukung tanah dasar tidaklah menjadi masalah lagi sehingga penimbunan dapat terus menerus dilaksanakan tanpa adanya penundaan pentahapan dan tanpa terjadi kelongsoran (Mochtar, 2012). Maka dari itu sebelum

perhitungan perkuatan tanah timbunan dapat diperiksa peningkatan daya dukung tanah dasar akibat penimbunan bertahap sehingga dapat dimanfaatkan untuk menahan kestabilan agar tidak membutuhkan banyak perkuatan. Untuk menghitung nilai  $C_u$  baru menggunakan Persamaan :

- Untuk  $PI < 120\%$  :

$$C_u(kg/cm^2) = 0,0737 + (0,1899 - 0,0016 \cdot PI) \cdot \sigma_p' \quad (2.33)$$

- Untuk  $PI > 120\%$  :

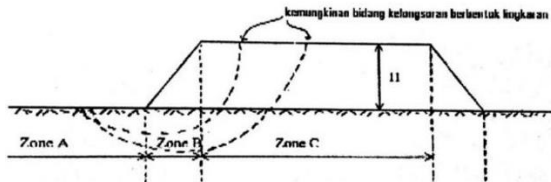
$$C_u(kg/cm^2) = 0,0737 + (0,0454 - 0,00006 \cdot PI) \cdot \sigma_p' \quad (2.34)$$

Dimana :

$PI = \text{Plasticity Index}$

$\sigma_p' = \text{penambahan tegangan total (kg/cm}^2\text{)}$

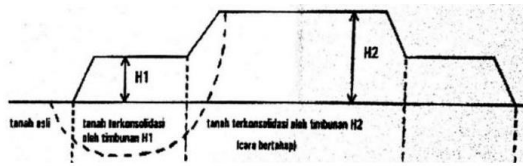
Pembagian zona oleh adanya peningkatan harga  $C_u$  untuk diperiksa kestabilan pada *dxstable* adalah digambarkan berdasarkan Gambar 2.13 :



**Gambar 2. 13** Pembagian zona kekuatan tanah  
(Sumber : Mochtar, 2012.)

Berbeda untuk timbunan dengan “*berm*” sebagai “*counterweight*” dapat digunakan asumsi seperti yang digambarkan dalam Gambar 2.14 sebagai berikut :





**Gambar 2. 14** Pembagian zona Cu baru timbunan jalan dengan “berm” sebagai “counterweight”.

(Sumber : Mochtar, 2012.)

Berdasarkan Gambar 2.13 dan Gambar 2.14 dapat dijelaskan sebagai berikut :

Zona A = Tanah dalam kondisi masih asli ;  $Cu = Cu$  asli..

Zona B = Zona Transisi ;  $Cu$  di B =  $(Cu$  di A +  $Cu$  di C)/2.

Zona C = Tanah terkonsolidasi timbunan H ; nilai C dibandingkan antara Cu lama dan baru.

Dengan ditinjau tegangan tanah awal ( $p_0'$ ) dan juga penambahan tegangan beban. Untuk penambahan tegangan beban maka digunakan persamaan (dalam dari fungsi  $t_i$  dan  $U$  total dari perhitungan PVD) :

$$\Delta p_{1-U1} = \left( \frac{\sigma'_{11}}{p'_{0'}} \right) \times p'_{0'} - p'_{0'} \quad (2.35.a)$$

$$\text{Untuk selanjutnya ; } \Delta p_{2-U2} = \left( \frac{\sigma'_{12}}{p'_{11}} \right)^{U2} \times \sigma'_{11} - \sigma'_{11} \quad (2.35.b)$$

Dengan adanya penambahan beban, maka tegangan tanah dilapisan yang ditinjau menjadi (dalam dari fungsi  $t_i$  dan  $U_{total}$  dari perhitungan PVD) :

$$\sigma'_{(baris)} = p'_{0'} + \left[ \left( \frac{\sigma'_{11}}{p'_{0'}} \right)^{U1} \times p'_{0'} - p'_{0'} \right] + \left[ \left( \frac{\sigma'_{12}}{p'_{11}} \right)^{U2} \times \sigma'_{11} - \sigma'_{11} \right] \dots \left[ \left( \frac{\sigma'_{1n}}{p'_{i1}} \right)^{Un} \times \sigma'_{i1} - \sigma'_{i1} \right] \quad (2.36)$$

Untuk selanjutnya dapat dihitung *consolidation settlement* pada penimbunan bertahap dapat dihitung dengan Persamaan :

- Rumus 1 apabila  $p'_{0'} + \Delta p1 \leq P_c$ ,

$$Sc = \frac{Cs.H}{1+e_0} \log \left( \frac{p'_{0'} + \Delta p1}{p'_{0'}} \right) \quad (2.37)$$

- Rumus 2 apabila  $p'_0 + \Delta p1 > P_{c'}$ 

$$Sc = \frac{Cs.H}{1+e_0} \log \left( \frac{p'_{c'}}{p'_{c'} + \Delta p1} \right) + \frac{Cc.H}{1+e_0} \log \left( \frac{p'_{c'} + \Delta p1 + \Delta p2}{p'_{c'}} \right) \quad (2.38)$$

- Rumus 3 apabila  $p'_0 + \Delta p1 + \Delta p2 + \Delta p3 > P_{c'}$ 

$$Sc = \frac{Cc.H}{1+e_0} \log \left( \frac{p'_{c'} + \Delta p1 + \Delta p2 + \Delta p3}{p'_{c'} + \Delta p1 + \Delta p2} \right) \quad (2.39)$$

Maka dari itu untuk selanjutnya dapat diketahui berapa pemampatan yang terjadi selama masa konstruksi penimbunan selesai (mencapai  $U = 90\%$ ) dan waktu yang dibutuhkan untuk mencapai tinggi  $H_{\text{final}}$  akibat beban bertahap.

## 2.7 Alternatif Perencanaan Timbunan Bersisi Tegak

Dalam perencanaan timbunan oprit yang dibuat bersisi tegak ada beberapa alternatif perkuatan pada tanah timbunan. Diantaranya adalah *geotextile* sebagai dinding penahan tanah (*geotextile wall reinforcement*) yang dapat dikombinasikan dengan dinding penahan tanah tipe turap (*sheetpile*), dan *geogrid* yang dapat dikombinasikan dengan dinding penahan tanah (*retaining wall*) tipe *keystone wall*.

### 2.7.1 Geotextile Wall Reinforcement

*Geosynthesis* yang paling banyak digunakan untuk perkuatan timbunan pada infrastruktur jalan dan oprit salah satunya adalah *geotextile*. *Geotextile* salah satu kegunaannya yaitu dapat digunakan untuk alternatif timbunan bersisi tegak. Pada perencanaannya perlu memperhatikan kekuatan tarik dari bahan dalam menerima dan memikul gaya geser saat terjadi kelongsoran. Pada perencanaan *geotextile* untuk timbunan bersisi tegak, ditinjau stabilitas pada :

1. *Internal Stability*
2. *Overall Stability*

Sehingga dapat ditentukan jumlah *geotextile* dan mutu *geotextile* yang memenuhi kedua syarat kestabilan tersebut.

#### 2.7.1.1 Internal Stability (Geotextile Wall Reinforcement)

Dalam perhitungan *internal stability* diperhatikan gayagaya yang mempengaruhi pada timbunan diantaranya adalah : gaya

tekanan horizontal akibat tanah dibelakang dinding dan beban luar berupa beban *surchage* (beban merata) serta beban hidup (beban titik). Perhitungan gaya tekanan horizontal total digunakan Persamaan:

$$\sigma_{Htotal} = \sigma_{HS} + \sigma_{HQ} + \sigma_{HL} \tag{2.40}$$

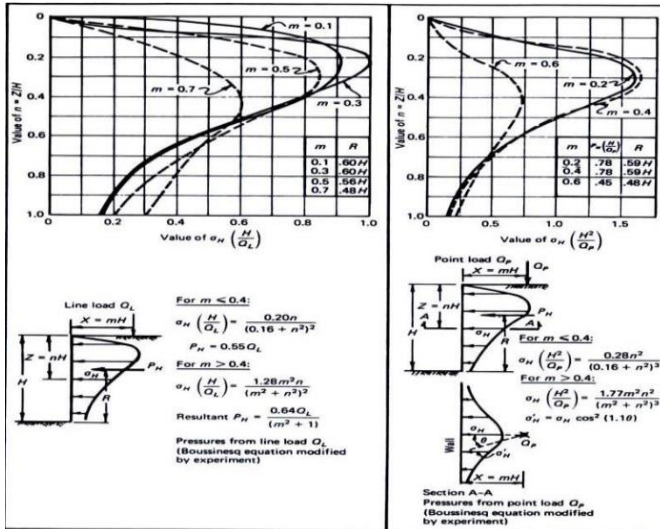
Dimana :

$\sigma_{Htotal}$  = Besar tegangan horisontal total diterima dinding

$\sigma_{HS}$  = Tegangan horisontal akibat tanah dibelakan dinding

$\sigma_{HQ}$  = Tegangan horisontal akibat beban terbagi rata

$\sigma_{HL}$  = Tegangan horisontal akibat beban hidup / beban titik ; yang dapat dicari dengan fungsi z menggunakan Gambar 2.15 sebagai berikut :



**Gambar 2.15** Grafik untuk menentukan besarnya  $\sigma_{HL}$ .  
 (Sumber : NAVFAC DM-7, 1971.)

Selanjutnya nilai tekanan horizontal total digunakan untuk menghitung kebutuhan *geotextile*.

### 2.7.1.2 Kebutuhan *Geotextile* (*Geotextile Wall Reinforcement*)

Setelah didapatkan tegangan horizontal total, dapat dihitung tebal pemasangan *geotextile* ( $S_v$ ) pakai Persamaan :

$$S_v = \frac{T_{Allow}}{SF \times \sigma_H \text{total} Z} \quad (2.41)$$

Dimana :

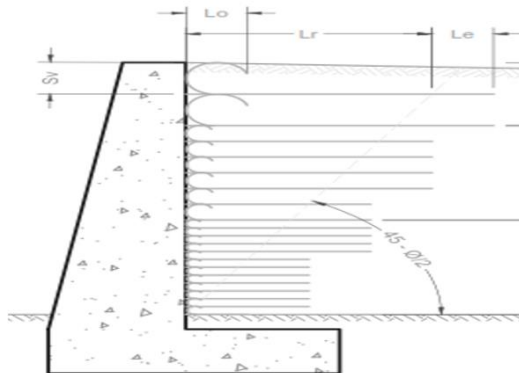
$S_v$  = Jarak pemasangan *geotextile*

$T_{allow}$  = Kekuatan *geotextile* yang diijinkan

SF = Faktor keamanan (1,3 – 1,5)

$\sigma_H$  = Besar tekanan horisontal total diterima dinding kedalaman (z)

Setelah didapatkan  $S_v$  untuk pemasangan *geotextile* maka dapat dihitung keperluan panjang *geotextile*. Sketsa *geotextile* tertanam yang digambarkan pada Gambar 2.16 sebagai berikut :



**Gambar 2. 16** Sketsa *Geotextile Wall Reinforcement* pada timbunan

(Sumber : Mochtar, 2000.)

Cara menghitung panjang *geotextile* yang ditanam adalah :

$$L = L_r + L_e \quad (2.42)$$

Dimana :

$L_r$  = panjang *geotextile* didepan bidang longsor.

$L_e$  = panjang *geotextile* berada di *anchorage zone*, panjang minimal = 1 m.

Panjang *geotextile* dibelakang bidang longsor digunakan persamaan :

$$Lr = (H - Z) \times \tan(45 - \frac{\emptyset}{2}) \quad (2.43)$$

Dimana :

Lr = panjang *geotextile* didepan bidang longsor.

H = ketinggian timbunan

Z = titik pertinjauan

$\emptyset$  = sudut geser tanah

Panjang *geotextile* yang berada dalam *achorage zone* digunakan Persamaan :

$$Le = \frac{Sv.\sigma_h.SF}{2.[C+\sigma_v.tan\delta]} \quad (2.44)$$

Dimana :

Le = panjang *geotextile* yang berada dalam *achorage zone*.

$\sigma_h$  = Besar tekanan horisontal total diterima perkedalaman Z

SF = 1,3 – 1,5

$\sigma_v$  = Besar tekanan vertikal diterima dinding perdalaman Z

$\delta$  = 0,9  $\Phi$

C = nilai kohesi tanah ditinjau.

Setelah didapatkan L, dihitung panjang lipatan *geotextile* (Lo) dengan gaya yang diperhitungkan 0,5. $\sigma_h$  digunakan Persamaan :

$$Lo = \frac{Sv.\sigma_h.SF}{4.[C+\sigma_v.tan\delta]} \quad (2.45)$$

Dimana :

Lo = panjang lipatan, dengan panjang minimal  $\frac{1}{2}$  Le.

$\sigma_h$  = Besar tekanan horisontal total diterima dinding kedalaman Z

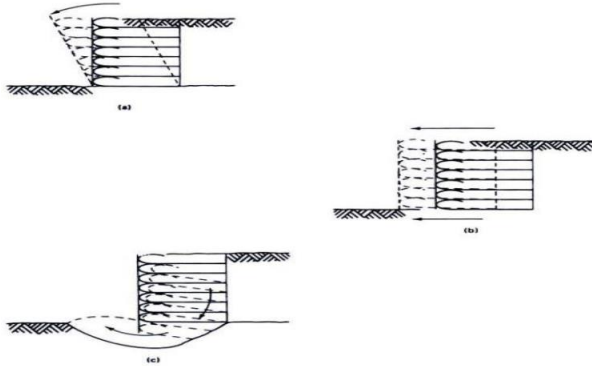
SF = 1,3 – 1,5

$\sigma_v$  = Besar tekanan vertikal diterima dinding perdalaman Z

C = nilai kohesi tanah ditinjau.

### 2.7.1.3 External Stability (*Geotextile Wall Reinforcement*)

Tanah timbunan bersisi tegak perlu diperiksa kestabilan timbunan terhadap daya dukung tanah dasarnya maka itu untuk *eksternal stability* maka timbunan yang direncana harus aman terhadap bahaya guling, geser, dan ambles. Seperti digambarkan pada Gambar 2.17 berikut :



**Gambar 2. 17** *External stability geotextile wall* terhadap :  
a.guling, b.geser, c.ambles.  
(Sumber : Mochtar, 2000.)

Untuk memeriksa faktor aman kestabilan terhadap guling digunakan Persamaan :

$$SF = \frac{\sum MP}{\sum MD} \quad (2.46)$$

Dimana :

SF = faktor aman bahaya guling, SF=3

$\sum MP$  = Momen penahan

$\sum MD$  = Momen pendorong.

Untuk memeriksa faktor aman kestabilan terhadap geser digunakan Persamaan :

$$SF = \frac{\sum FP}{\sum FD} \quad (2.47)$$

Dimana :

SF = faktor aman bahaya geser, SF=1,3

$\sum FP$  = Momen penahan

$\Sigma FD$  = Momen pendorong.

Untuk memeriksa faktor aman kestabilan terhadap ambles (*bearing capacity*) digunakan Persamaan :

$$SF = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{ultimate}} \quad (2.48)$$

Dimana :

SF = faktor aman bahaya geser, SF=3

$\sigma_{max}$  = Tegangan maksimum pada tanah timbunan

$\sigma_{ultimate}$  = Tegangan ultimit daya dukung pada tanah dasar.

### 2.7.2 Geogrid Wall Reinforcement

Secara umum *geogrid* adalah bahan *geosynthetic* yang berfungsi sebagai Perkuatan dan Stabilisasi, penjelasan berikut:

#### a. *Geogrid Uniaxial*

Berfungsi sebagai material perkuatan pada sistem konstruksi dinding penahan tanah (*Retaining Wall*) dan perkuatan lereng.

#### b. *Geogrid Biaxial*

Berfungsi sebagai stabilisasi tanah dasar. Seperti pada tanah dasar lunak (*soft clay* maupun tanah gambut). Metode kerjanya adalah *interlocking*, artinya mengunci agregat yang ada diatas *Geogrid* sehingga lapisan agregat tersebut lebih kaku, dan mudah dilakukan pemadatan.

#### c. *Geogrid Triax*

Fungsinya sama dengan *Biaxial* sebagai material stabilisasi tanah dasar lunak, hanya saja performanya lebih baik. Hal ini disebabkan bentuk bukan segitiga lebih kaku sehingga penyebaran beban menjadi lebih merata.

Pada perencanaan *geogrid* untuk timbunan bersisi tegak, ditinjau stabilitas pada :

##### 1. *Internal Stability*

##### 2. *Overall Stability*

Sehingga dapat ditentukan jumlah *geogrid* dan mutu *geogrid* yang memenuhi kedua syarat kestabilan tersebut. Untuk perhitungan stabilitas timbunan dan perhitungan kebutuhan jumlah *geogrid* menggunakan persamaan dan langkah-langkah perhitungan yang sama persis seperti perhitungan *geotextile*. Sehingga dapat digunakan semua persamaan di sub-bab 2.7.1.

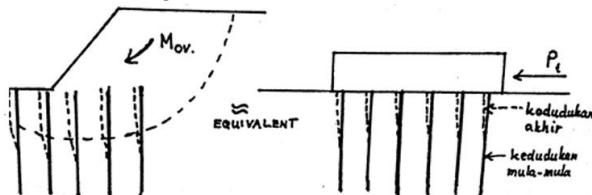
### 2.7.3 Perkuatan Tanah dengan *Micropile*

Metode cerucuk dengan menggunakan *micropile* adalah salah satu cara stabilisasi dengan cara memasukkan micropile kedalam tanah dasar. Penggunaan cerucuk bertujuan untuk:

1. Meningkatkan daya dukung tanah. Apabila *micropile* dimasukkan ke dalam tanah, maka tanah disekitarnya akan memadat. Jadi dapat dikatakan jika pemasangan tiang lebih dari satu akan berpengaruh pada pemadatan tanah.
2. Menahan terjadinya *sliding*. *Micropile* direncanakan agar dapat menahan gaya geser lebih besar dari pada gaya geser tanah pada bidang longsor.
3. Menahan kelongsoran pada tanah timbunan bersama dengan tanah dasar di bawahnya (kelongsoran keseluruhan).

Mochtar, I.B., (2000) mengembangkan teori untuk konstruksi cerucuk / *micropile* dengan menggunakan asumsi bahwa :

1. Kelompok cerucuk dianggap sebagai kelompok tiang dengan “rigid cap” di muka tanah yang menerima gaya horizontal.
2. Gaya horizontal tersebut merupakan tegangan geser yang terjadi sepanjang bidang gelincir. Seperti digambarkan pada Gambar 2.18 sebagai berikut :



**Gambar 2. 18** Asumsi gaya yang diterima oleh cerucuk.

(Sumber : Mochtar, I.B., 2000.)

#### 2.7.3.1 Perhitungan Kekuatan Satu Cerucuk

Perhitungan kekuatan cerucuk harus diperhitungkan faktor kekakuan relatif satu cerucuk (T) menurut NAVFAC DM-7, 1971 dengan Persamaan :



$$T = \left( \frac{E \cdot I}{f} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (2.49)$$

Dimana:

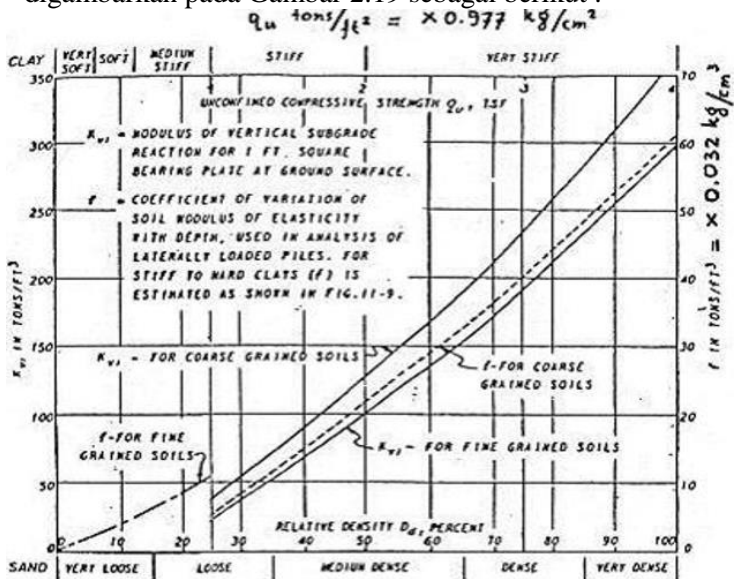
T = faktor kekuatan relatif, cm.

E = modulus elastisitas tiang (cerucuk), kg/cm<sup>2</sup>

I = momen inersia tiang (cerucuk), cm<sup>4</sup>

f = koefisien dari variasi modulus tanah, kg/cm<sup>3</sup>

Harga f didapatkan menurut NAVFAC DM-7, 1971 seperti digambarkan pada Gambar 2.19 sebagai berikut :



**Gambar 2. 19** Harga f dari berbagai jenis tanah.

(Sumber : NAVFAC DM-7, 1971.)

Selanjutnya dapat dihitung gaya horizontal (P) yang mampu ditahan oleh satu tiang dengan Persamaan :

$$P = \frac{M_p}{F_m \times T} \quad (2.50)$$

Dimana :

P = gaya horizontal yang diterima cerucuk, kg

T = faktor kekakuan relatif, cm

$M_p$  = momen lentur maksimum yang bekerja pada cerucuk akibat beban  $P$ , kg-cm. Nilai  $M_p$  dapat dihitung dengan persamaan :

$$M_{p_{max-1cerucuk}} = \frac{\sigma_{max-bahan} \times I_n}{(D/2)} \quad (2.51)$$

Dimana :

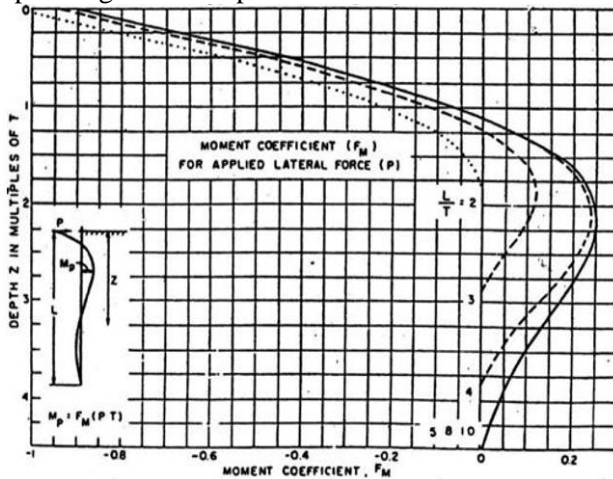
$\sigma_{max}$  = Tegangan tarik/tekan maksimum dari bahan cerucuk.

$I_n$  = Momen Inersia penampang terhadap garis netral penampang.

$D$  atau  $B$  = diameter atau lebar tergantung bentuk penampang cerucuk.

$F_m$  = koefisien momen akibat gaya lateral  $P$ .

Dengan merencanakan panjang cerucuk dibawah bidang gelincir( $L$ ) sehingga harga  $L/T$  dipakai untuk menentukan harga  $F_m$  pada kedalaman ( $z$ ) didapatkan menurut NAVFAC DM-7, 1971 seperti digambarkan pada Gambar 2.20.



**Gambar 2. 20** Grafik untuk menentukan besarnya  $F_m$ .  
(Sumber : NAVFAC DM-7, 1971.)

Harga  $M_p$  yang telah diperoleh kemudian dipergunakan untuk menghitung gaya maksimum ( $P_{max}$ ) yang dapat ditahan oleh satu cerucuk dengan menggunakan Persamaan :

$$Mp_{max-1cerucuk} = \frac{Mp_{max-1cerucuk}}{Fm \times T} \times Fkg \quad (2.52)$$

Dimana :

P = gaya horizontal yang diterima cerucuk, kg

Mp = momen lentur maksimum bekerja pada cerucuk akibat beban P, kg-cm.

Fm = koefisien momen akibat gaya lateral P.

T = faktor kekakuan relatif, cm.

Fkg = Faktor koreksi gabungan, dimana menurut Mochtar & Arya (2002) dapat dihitung dengan Persamaan :

$$Fkg = 2,643 \left[ \frac{0,89 + 0,12 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)}{2,69} \right] \left[ \frac{0,855 \cdot Cu^{-0,392}}{2,865} \right] \quad (2.53)$$

Dimana :

L = panjang cerucuk dibawah bidang gelincir

D = Diameter atau lebar penampang tergantung penampang Cerucuk

### 2.7.3.2 Penentuan Kebutuhan Jumlah Cerucuk

Perhitungan kebutuhan jumlah cerucuk persatuan panjang tegak lurus bidang gambar potongan melintang, harus diketahui momen penahan (MR) eksisting yang terjadi dari bidang longsor. Selanjutnya maka akan dapat diperoleh momen dorong (MD) berdasarkan Persamaan :

$$MD = \frac{MR}{SF \min} \quad (2.54)$$

Dimana :

MD = momen dorong.

SF = angka keamanan minimum yang dianalisis melalui *dxstable*

MR = momen penahan yang dianalisis melalui *dxstable*.

$$MR = \sum \Delta Cu \times L \times R \quad (2.55)$$

Dimana :

$\Delta Cu$  = tegangan geser *undrained* tanah dasar

L = Panjang bidang gelincir

R = Jari-jari putar bidang gelincir

Momen dorong (MD) yang telah dihitung dapat digunakan untuk menghitung momen penahan tambahan ( $\Delta MR$ ) yang diperlukan untuk meningkatkan angka keamanan (SF) dengan Persamaan :

$$\Delta MR = (SF_{rencana} - SF_{minimum}) \times MD \quad (2.56)$$

Dimana :

$\Delta MR$  = momen penahan tambahan.

$SF_{rencana}$  = SF rencana  $\geq 1,1$  (beban sementara) dan  $\geq 1,5$  (beban tetap).

$SF_{min}$  = angka keamanan minimum yang dianalisis melalui *dstable*.

MD = momen dorong.

Sehingga dapat dihitung jumlah cerucuk (n) yang harus dipasang persatuan panjang dengan menggunakan Persamaan :

$$n = \frac{\Delta MR}{R \times P_{max-1cerucuk}} \quad (2.57)$$

Dimana :

n = Jumlah cerucuk yang dibutuhkan

$\Delta MR$  = momen penahan tambahan.

R = Jari-jari kelongsoran

$P_{max}$  = Gaya horizontal maks. yang mampu dipikul 1 *micropile*

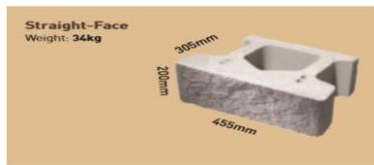
#### **2.7.4 Retaining Wall Reinforcement Type Keystone Wall**

Dinding penahan tanah adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk menahan tanah lepas atau alami dan mencegah keruntuhan tanah yang miring atau lereng yang kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri. Tanah yang tertahan memberikan dorongan secara aktif pada struktur dinding sehingga struktur akan cenderung terguling atau tergeser.

Berdasarkan bentuk dan penahanan terhadap tanah, dinding penahan tanah tipe *gravity* merupakan dinding penahan tanah yang mengandalkan berat bahan sebagai penahan tanah. Selain itu, bahan dari dinding ini dapat dibuat dari blok batuan dan bata. Stabilitas dinding ini tergantung beratnya dan tidak ada gaya tarik di setiap bagian dari dinding. Karena bentuknya yang sederhana dan juga pelaksanaan yang mudah, jenis ini sering digunakan

apabila dibutuhkan konstruksi penahan yang tidak terlalu tinggi atau bila tanah pondasinya baik.

*Keystone wall* yang digunakan sebagai dinding penahan tanah segmental adalah *Keystone wall* dengan tipe *Keystone Compac IV (Straight – Face)*. *Keystone wall* yang direncanakan tidak menerima gaya horisontal dari timbunan tanah karena semua gaya horizontal telah diterima oleh *geogrid*. Dalam perencanaan *keystone wall*, digunakan metode Rankine untuk menghitung kekuatan *keystone wall*. Serta pada dasar *keystone wall* berupa pondasi telapak menerus sebagai perletakan, oleh karena itu hanya dilakukan kontrol daya dukung terhadap beban yang diakibatkan oleh berat *keystone* sendiri. Contoh *Keystone wall* dengan tipe *Keystone Compac IV (Straight – Face)* adalah seperti digambarkan pada Gambar 2.21 berikut :



**Gambar 2. 21** *Keystone wall* dengan tipe *Keystone Compac IV (Straight – Face)*.

(Sumber : CV.Rekan Utama.)

Dalam perhitungan kontrol daya dukung *keystone wall*, perlu merencanakan lebar dan dalam pondasi *keystone wall* agar pondasi dapat memberikan daya dukung terhadap beban *keystone wall*. Sehingga untuk menghitung daya dukungnya digunakan Persamaan :

$$SF_{ambias} = \frac{Q_{ultimate}}{Q_{keystone}} \quad (2.58)$$

Dimana :

SF = faktor aman daya dukung, SF=3

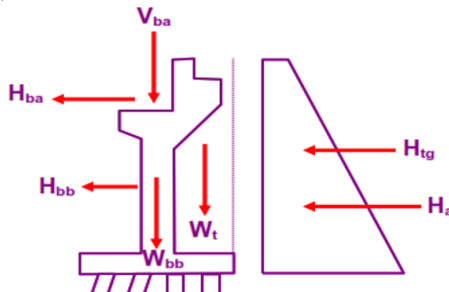
$Q_{ult}$  = Beban ultimit daya dukung pada tanah dasar sesuai persamaan 2.70.

$Q_{keystone}$  = Berat 1 buah *keystone* x jumlah *keystone* yang dibutuhkan dalam satuan tinggi x jumlah *keystone* per meter dalam satuan lebar.

## 2.8 Perencanaan *Abutment*

Dalam perencanaan *abutment* perencanaan beban yang bekerja pada struktur bangunan bawah jembatan berdasarkan pada SNI 1725:2016 dan SNI 2833-2008. Dimana beban yang bekerja di kombinasikan untuk menghasilkan nilai beban seperti kondisi kenyataannya.

Beban yang terjadi dari pelat lantai jembatan diteruskan kepada *abutment* melalui perletakan. Beban vertikal maksimum pada perletakan didapatkan dari analisa perhitungan beban yang terjadi pada pelat lantai jembatan. Dari perhitungan pembebanan tersebut dapat ditentukan desain yang cocok untuk *abutment* dan jika desain *abutment* tidak memenuhi daya dukungnya dapat didukung dengan direncanakan pondasi dalam. Ilustrasi beban yang bekerja pada *abutment* seperti Gambar 2.22 sebagai berikut :



**Gambar 2. 22** Ilustrasi Beban yang Bekerja pada *Abutment*  
(Sumber : Mochtar, 2000.)

Beban horizontal pada *abutment* diakibatkan oleh beban angin, efek temperatur, rangkai (*creep*), beban pengereman lalu lintas dan pemasangan tembok pelindung jembatan (*parapet*). Beban sentrifugal juga dapat disebabkan apabila jari-jari lengkungan jalan pada jalan kurang dari 1000 meter. Beban longitudinal yang berasal dari efek temperatur pada pelat lantai akan bergantung pada jenis perletakan yang digunakan.

Perletakan elastomer pada umumnya dipasang dengan merekatkan pelat lantai dan ujung *abutment* sehingga elastomer

tersebut dapat berubah bentuk ketika pelat lantai berdeformasi. Gaya longitudinal yang dihasilkan oleh deformasi tersebut harus sesuai dengan kekakuan geser dari perletakan dan besarnya gerakan yang terjadi.

Pada sisi lain, geser yang terjadi pada perletakan akan menghasilkan beban longitudinal yang sebanding dengan reaksi beban mati dan koefisien friksi antara geser permukaan. Koefisien friksi ( $\mu$ ) nilainya bervariasi antara 0,01 sampai 0,08 tergantung tipe perletakan dan kuat tekan perletakan. (Childs, 1993).

Jenis beban yang akan diperhitungkan dalam pembebanan antara lain :

a. Beban mati

b. Beban hidup

Yang terdiri dari :

- Beban terbagi rata (BTR)
- Beban KEL (BGT)
- Beban angin
- Beban rem
- Beban gempa

### 2.8.1 Stabilitas pada *Abutment*

Stabilitas *abutment* dapat ditentukan dengan menganalisa berbagai kestabilan sebagai berikut :

a. Kontrol terhadap bahaya geser

b. Kontrol terhadap bahaya ambles

c. Kontrol *overall stability*

Untuk menambah faktor keamanan disarankan agar *abutment* diurug setinggi elevasi perletakannya. Hal tersebut akan memberikan akses yang bagus pada konstruksi pelat jembatan (Childs, 1993). Berikut analisa untuk kontrol kestabilan *abutment* antara lain :

a. Kontrol terhadap bahaya geser.

Kontrol terhadap bahaya geser dapat dianalisa menggunakan Persamaan :

$$\frac{\tau_{max}}{SF} \geq \sum H \quad (2.59)$$

Dimana :

SF = faktor aman daya dukung, SF = 1,5.

$\tau_{\max}$  = Tegangan maksimum yang terjadi pada dasar abutmen.

$\Sigma H$  = Jumlah beban horizontal yang bekerja pada abutmen.

b. Kontrol terhadap bahaya ambles

Kontrol terhadap bahaya ambles dapat dianalisa menggunakan Persamaan :

$$\sigma_{\max} \leq \frac{Q_{ult \text{ tanah}}}{SF} \quad (2.60)$$

Dimana :

SF = faktor aman daya dukung, SF = 3,0.

$\sigma_{\max}$  = Tegangan maksimum yang terjadi pada dasar *abutment*.

$Q_{ult}$  = Jumlah beban daya dukung tanah.

c. Kontrol *overall stability*

Kontrol *overall stability* dapat dianalisa dengan menggunakan Persamaan :

$$SF \leq \frac{\Sigma M_{\text{penahan}}}{\Sigma M_{\text{guling}}} \quad (2.61)$$

Dimana :

SF = faktor aman daya dukung, SF = 1,5.

$\Sigma M_{\text{Penahan}}$  = Jumlah momen yang dapat menahan kestabilan *abutment*.

$\Sigma M_{\text{Dorong}}$  = Jumlah momen yang dapat mendorong kestabilan *abutment*.

Dan jika kestabilan abutmen tidak aman pada salah satu atau beberapa kontrol tersebut maka dapat didukung dengan memakai pondasi dalam.

## 2.9 Perencanaan Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang ini umumnya didukung oleh tanah dengan kombinasi antara gesekan (*friction*) tiang pancang dengan tanah dan daya dukung ujung tiang (*end bearing*). Penyebutan jenis tiang pancang tergantung pada yang mana dari 2 jenis gaya pendukung yang dominan. Jika yang dominan adalah gaya pendukung akibat gesekan, maka tiang pancang tersebut dinamakan “tiang atas dasar gesekan (*friction pile*). Tapi jika daya



dukung yang dominan adalah daya dukung ujung, tiang pancang dinamakan “tiang atas dasar daya dukung ujung” (*end-bearing pile*). Oleh karena itu, perumusan daya dukung pondasi tiang pancang didasarkan atas gesekan antara tiang dengan tanah dan daya dukung ujung tiang. Menurut Tomlison (1980), fungsi dan pondasi tiang pancang adalah :

1. Meneruskan beban-beban konstruksi di atas tanah ke lapisan tanah yang mempunyai daya dukung yang besar.
2. Menahan gaya gesekan ke atas
3. Menahan gaya lateral.

Secara umum perumusan kapasitas daya dukung tiang pancang dapat dirumuskan :

$$Q_{ult} = Q_s + Q_p \quad (2.62)$$

Dimana:

$Q_{ult}$  = Daya dukung ultimate pondasi tiang pancang

$Q_s$  = Gesekan sepanjang keliling tiang pancang (*friction*).

$Q_p$  = Daya dukung ujung tiang pancang (*end bearing capacity*)

Adapun metode yang dipakai untuk mendapatkan harga  $Q_{ult}$  dapat berdasarkan data SPT (*Standard Penetration Test*) di lapangan. Data SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan daya dukung tiang pancang dan harus dilakukan beberapa koreksi terhadap data tersebut. Koreksikoreksi yang harus diperhitungkan adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah
  - Untuk tanah pasir halus, pasir belanau, dan pasir berlempung yang berada di bawah muka air tanah dengan harga  $N > 15$ , maka harga  $N$  dikoreksi dengan menggunakan persamaan berikut dan diambil harga yang terkecil :
    - a.  $N_1 = 15 + \frac{1}{2} + (N-15)$  (Terzaghi , 1960) (2.63)
    - b.  $N_1 = 0,6 N$  (Bazara, 1967) (2.64)
  - Untuk jenis tanah lempung, lanau, pasir kasar dengan harga  $N \leq 15$  tidak perlu dilakukan koreksi sehingga  $N_1 = N$ .  
Catatan: Untuk jenis tanah di lapisan pasir tersebut di atas, koreksi ini tidak diperlukan. 2

2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah Hasil dari koreksi terhadap muka air tanah ( $N_2$ ) dikoreksi terhadap pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah, di mana harga  $N$  tersebut didapatkan (tekanan vertikal efektif = tekanan *overburden*). Menurut Bazaraa (1967), koreksi terhadap tekanan *overburden* dapat dilakukan dengan Persamaan :

- Bila  $\sigma_0 \leq 7,5 \text{ ton/m}^2$ , maka :

$$N_2 = \frac{4xN_t}{1+0,4 x \sigma_0} \quad (2.65)$$

- Bila  $\sigma_0 > 7,5 \text{ ton/m}^2$ , maka :

$$N_2 = \frac{4xN_t}{3,25+0,1 x \sigma_0} \quad (2.66)$$

Dimana :

$\sigma_0$  = tekanan tanah vertikal efektif pada lapisan tanah atau kedalaman yang ditinjau.

Harga  $N_2$  yang didapat nilainya harus kurang dari atau sama dengan dua kali harga  $N_1$  ( $N_2 \leq 2N_1$ ).

Untuk menghitung *end-bearing capacity* berdasarkan Persamaan :

$$P_{ujung} = Cn_{ujung} \times A_{ujung} \text{ (ton)} \quad (2.67)$$

Dimana:

$$Cn_{ujung} = 40 \times N \text{ , (ton/m}^2\text{)}$$

$N$  = harga rata-rata  $N_2$  dari 4.D di bawah ujung tiang pancang sampai dengan 8.D di atas ujung tiang pancang.

$$A_{ujung} = \text{luas ujung tiang pancang, (m}^2\text{)}$$

Untuk menghitung *friction* sepanjang tiang pancang berdasarkan Persamaan :

$$\sum Psi = C1_i \times Asi \quad (2.68)$$

Dimana :

$Cl_i = fs_i$  = hambatan geser selimut tang pada setiap lapisan atau kedalaman.

=  $N_i / 2$  (ton/m<sup>2</sup>), untuk tanah lempung atau lanau.

=  $N_i / 5$  (ton.m<sup>2</sup>), untuk tanah pasir.

$As_i$  = luas selimut tiang pada setiap lapisan i. =  $O_i \times h_i$

$O_i$  = keliling tiang pancang.

Sehingga :

$$P_{Ult1-tiang} = P_{ujung} + \sum Psi \quad (2.69)$$

$$P_{ijin} = \frac{P_{Ult1-tiang}}{SF} \quad (2.70)$$

Harga SF = 2 untuk beban sementara, dan SF = 3 untuk beban tetap.

### 2.9.1 Kapasitas Daya Dukung dan Ketahanan Pondasi Kelompok Tiang

Jika daya dukung *ultimate* kelompok tiang pancang kategori *end bearing piles*, maka daya dukung kelompok tiang pancang dapat dianggap sebagai daya dukung sebuah tiang dikalikan dengan jumlah tiang pancang. Tetap jika termasuk kategori *friction piles*, maka terdapat faktor reduksi pada daya dukung tiang pancang. Faktor reduksi tersebut dapat ditentukan dengan rumus Converse-Labarre (Poulos dan Davis, 1980), yaitu:

$$C = 1 - \text{arc tan} \frac{D}{S} \times \left[ \frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \right] \quad (2.71)$$

Dimana:

C = faktor reduksi

D = diameter tiang pancang

S = jarak antara pusat tiang pancang

m = jumlah baris dalam kelompok tiang pancang

n = jumlah tiang pancang dalam satu baris

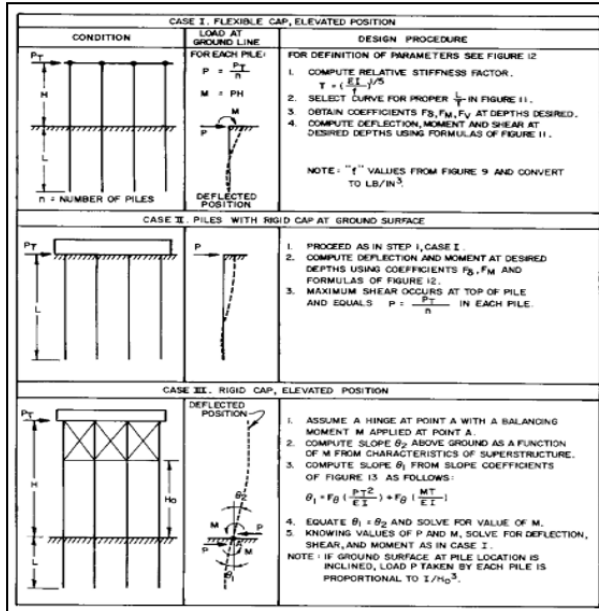
Selain didesain mampu menahan gaya vertikal, pondasi tiang pancang juga harus didesain mampu menahan gaya lateral yang bekerja padanya. Pada konstruksi jembatan, gaya lateral yang bekerja pada pondasi tiang pancang dapat berupa gaya gesek pada tumpuan bergerak, gaya rem, gaya gempa, gaya akibat angin, dan gaya akibat tekanan tanah.

Perumusan yang dipakai dalam perhitungan gaya lateral yang mampu diterima oleh pondasi tiang pancang dalam tugas akhir ini diambil dari NAVFAC DM-7 (1971). Menurut NAVFAC DM-7 tersebut, gaya lateral yang bekerja pada pondasi tiang pancang dibedakan atas 3 (tiga) kondisi, yaitu:

1. Tiang pancang yang poernya fleksibel atau tiang pancang yang terjepit ujungnya. Kondisi ini disebut sebagai kondisi I.
2. Tiang pancang dengan poer kaku menempel di atas permukaan tanah. Kondisi ini disebut sebagai kondisi II.

3. Tiang pancang dengan poer kaku terletak pada suatu ketinggian. Kondisi ini disebut sebagai kondisi III.

Ketiga kondisi tersebut seperti dijelaskan pada Gambar 2.23 sebagai berikut :



**Gambar 2. 23** Prosedur Desain untuk Masing-Masing Kondisi (Sumber : Design Manual, NAVFAC DM-7, 1971)

Prosedur perhitungan untuk masing-masing kondisi adalah sebagai berikut:

- Kondisi I:

1. Menghitung faktor kekakuan relatif (*relative stiffness factor*).

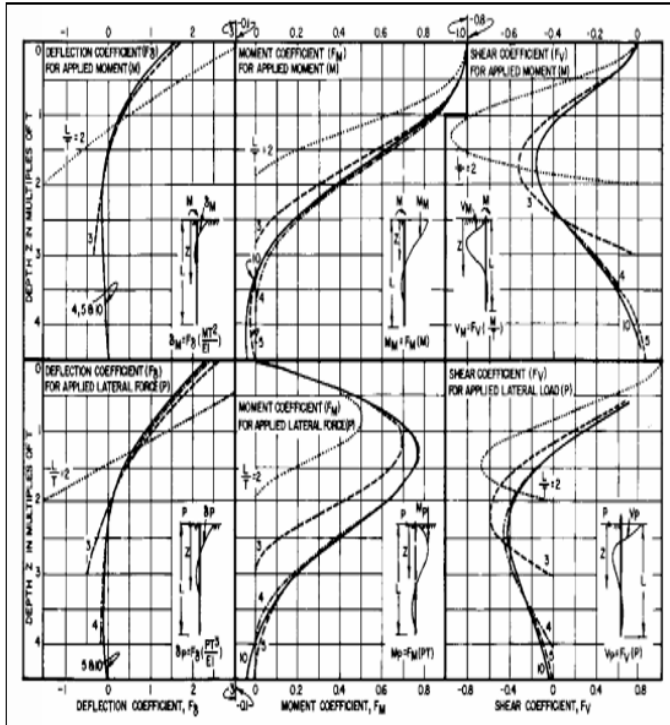
$$T = \left( \frac{E \times I}{f} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (2.72)$$

Dimana:

E = modulus elastisitas tiang (cerucuk), Kg/cm<sup>2</sup>

$I$  = momen inersia tiang (cerucuk),  $\text{cm}^4$   
 $f$  = koefisien dari variasi modulus tanah,  $\text{kg/cm}^3$   
 $T$  = faktor kekakuan relatif, dalam cm.

- Menghitung defleksi, momen dan gaya geser pada kedalaman yang ditinjau dari rumus yang terdapat pada Gambar 2.24.

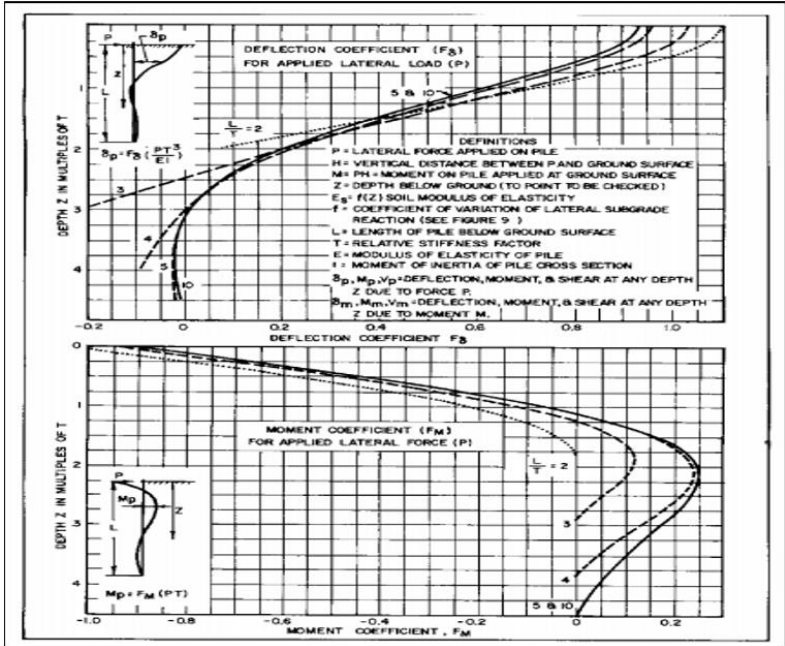


**Gambar 2. 24** Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada kondisi I

(Sumber : Design Manual, NAVFAC DM-7, 1971)

- Kondisi II
  - Sama dengan langkah 1 kondisi I.
  - Menentukan koefisien defleksi ( $F_D$ ) dan koefisien ( $F$ ).

3. Hitung defleksi dan besarnya momen seperti pada Gambar 2.25.



**Gambar 2. 25** Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi II (Sumber : Design Manual, NAVFAC DM-7, 1971)

4. Gaya geser maksimum dianggap terjadi pada ujung atas tiang pancang, yang besarnya untuk 1 tiang pancang adalah:

$$P = \frac{PT}{n} \quad (2.73)$$

Dimana:

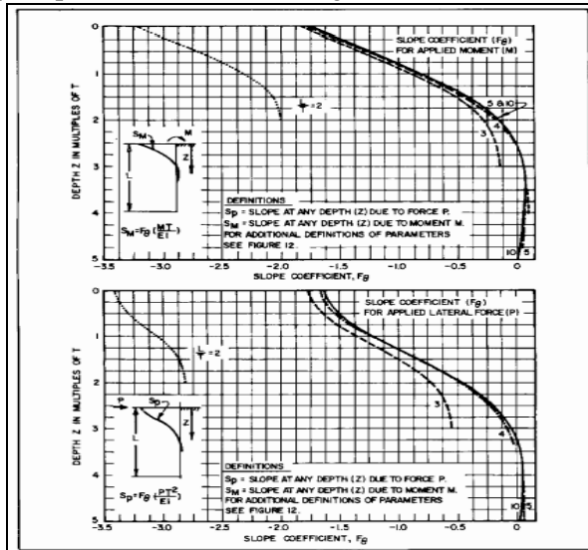
P = besar gaya geser 1 tiang pancang

PT = besar gaya geser total yang bekerja

n = jumlah tiang pancang

- Kondisi III

1. Menganggap pada titik A terjadi jepitan dan momen  $M_1$  seperti pada Gambar 2.26 sebagai berikut :



**Gambar 2. 26** Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi III  
(Sumber : Design Manual, NAVFAC DM-7, 1971)

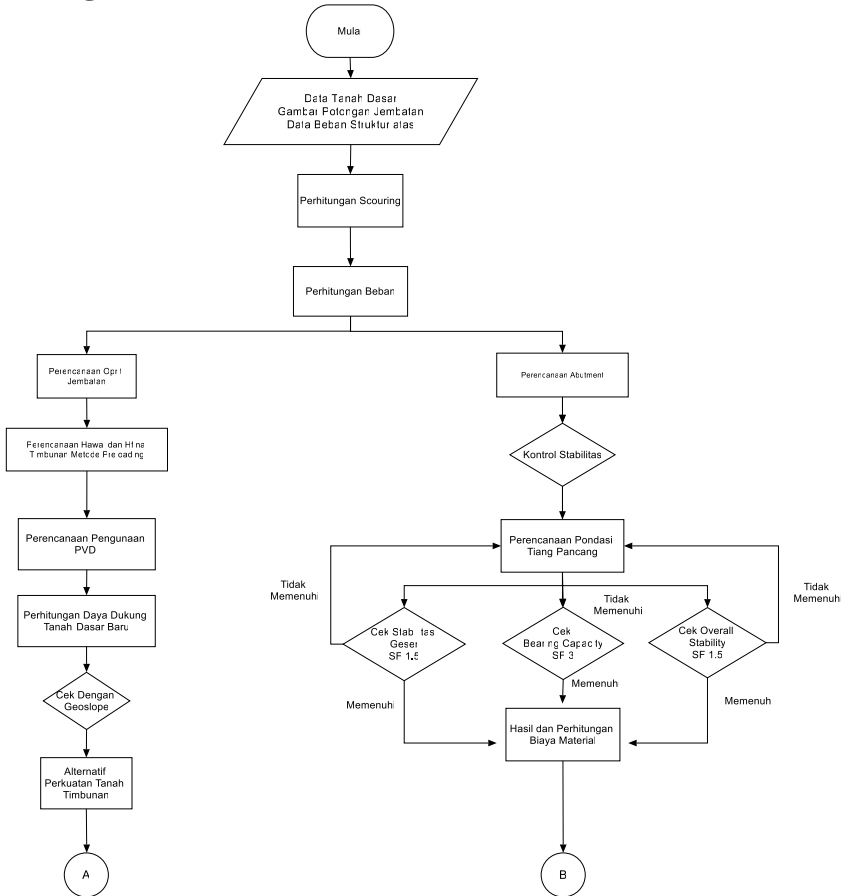
2. Menghitung sudut  $\theta_2$  di atas tanah.
3. Menghidung sudut  $\theta_1$  dari koefisien sudut ( $F_0$ ) dari rumus yang terdapat pada gambar 2.30.
4. Dengan persamaan  $\theta_1 = \theta_2$ , diperoleh nilai momen.
5. Setelah mendapatkan nilai  $M$  dan  $P_1$ , menghitung besarnya defleksi, gaya geser dan momen seperti pada Kondisi I.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

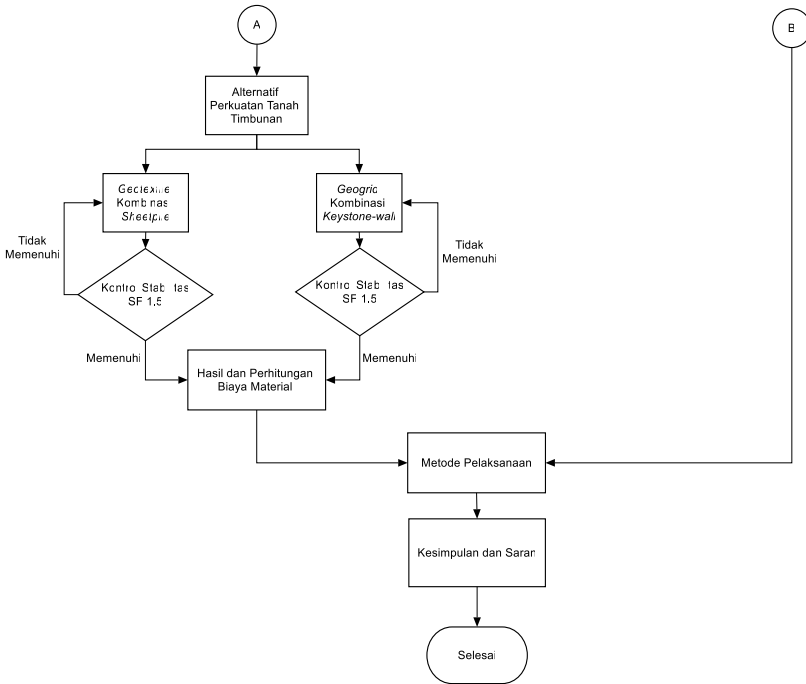


# BAB III METODOLOGI PENELITIAN

## 3.1 Diagram Alir



Gambar 3. 1 Diagram Alir



**Gambar 3.1** Diagram Alir (lanjutan)

### 3.2 Pengumpulan Data

*Input* data adalah pengumpulan data-data yang dibutuhkan untuk perhitungan dan perencanaan dalam penelitian tugas akhir ini. Data yang dibutuhkan dalam penelitian ini adalah data tanah asli, data beban struktur atas, gambar potongan melintang dan memanjang jembatan. Untuk data tanah asli dan data beban struktur atas diperoleh dari Ibu Yudhi Lastiasih, ST., MT. Untuk gambar design potongan memanjang, melintang dan data beban struktur atas diperoleh dari laporan perencanaan.

### 3.3 Perhitungan Beban

Pada tahap ini akan dilakukan perhitungan beban yang bekerja pada jembatan yang diharapkan abutment dan pondasi yang dirancang mampu menahan beban-beban tersebut, baik dari beban jembatan itu sendiri maupun beban lalu lintas. Diantara beban yang diperhitungkan antara lain: beban mati, beban hidup, beban angin, beban gesekan, beban rem, dan beban gempa. Untuk perhitungan beban dilakukan sesuai dengan perhitungan peraturan SNI.

### 3.4 Perencanaan Perbaikan Tanah Dasar

Pada tahap ini direncanakan perbaikan tanah dasar pada oprit jembatan yang meliputi perhitungan  $H_{initial}$  dan  $H_{final}$  untuk timbunan oprit, perhitungan pemampatan tanah, perencanaan *prefabricated vertical drain* untuk mempercepat pemampatan, perhitungan peningkatan daya dukung tanah dasar.

### 3.5 Analisa Kestabilan Timbunan

Analisa kestabilan timbunan pada perencanaan oprit jembatan dengan menggunakan program bantu D<sub>x</sub>stable. Apabila hasil *safety factor* kurang dari *safety factor* rencana maka timbunan tersebut tidak aman dan memerlukan perkuatan pada tanah oprit jembatan

### 3.6 Perencanaan Perkuatan Tanah Timbunan

Pada tahap ini dilakukan perhitungan gaya-gaya tekanan tanah. Kemudian akan direncanakan *approach* jembatan dengan dua alternatif pekuatan yaitu *geotextile* kombinasi dengan *sheetpile*, *geogrid* kombinasi dengan *Keystone-wall* setelah itu dikontrol kestabilan alternatif tersebut terhadap gaya-gaya tekanan tanah yang bekerja sehingga memenuhi faktor aman. Apabila kontrol stabilitas tidak memenuhi maka akan dilakukan perhitungan ulang untuk perencanaan alternatif tersebut.

### **3.7 Analisa Volume dan Biaya Material**

Pada tahap ini akan dihitung biaya material yang dibutuhkan pada masing-masing alternatif kekuatan *approach* jembatan. Dan dipilih dari ketiga alternatif itu mana yang lebih efektif dan efisien dari segi waktu dan biayanya.

### **3.8 Perencanaan Abutment**

Pada perencanaan abutmen akan direncanakan dimensi dan penulangan dari abutmen yang direncanakan. Setelah ditentukan dimensi dan penulangannya akan dikontrol terhadap geser, guling dan daya dukung. Bila satu dari ketiga kontrol itu tidak memenuhi syarat maka akan dilanjutkan pada perencanaan pondasi tiang pancang.

### **3.9 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang**

Pada tahap ini akan direncanakan pondasi abutmen dengan pondasi tiang pancang. Dimana akan direncanakan dimensi, kedalaman, dan jumlah pondasi tiang pada abutmen tersebut. Dan setelah itu dikontrol stabilitasnya terhadap *bearing capacity*, geser dan *overall stability*-nya. Apabila kontrol stabilitas tidak memenuhi maka dilakukan perhitungan ulang untuk perencanaan pondasi tiang pancang ini.

### **3.10 Kesimpulan dan Saran**

Setelah dilakukan pengolahan data dan perhitungan perencanaan, maka akan ditarik suatu kesimpulan yang akan menjawab tujuan dari penulisan tugas akhir ini. Dari kesimpulan tersebut dapat dilihat alternatif perencanaan struktur bawah dan *approach* jembatan yang sesuai dengan Jembatan Joyoboyo atau jembatan yang memiliki karakteristik yang sama dengan jembatan Joyoboyo. Selain itu diperlukan saran para ahli untuk perbaikan penulisan tugas akhir ini demi kepentingan bersama.

## BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN

### 4.1 Data Tanah Dasar

Data tanah dasar yang didapatkan berupa *bore log*, dan hasil tes laboratorium. Lokasi yang ditinjau pada studi berada pada Jalan Joyoboyo Surabaya. Data *borelog* pada lokasi tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.1

**Tabel 4. 1 Data Bore log**

DRILLING LOG																	
NAMA PROJEK = <b>TEAM SURABAYA</b> KLIEN = <b>PT SARIMILA YAMA GUNA</b> TITIK BORING = <b>MS 1</b> LOKASI = <b>Jl. Joyoboyo Surabaya</b> BELAYAN TITIK BORING = <b>2.850 METER DARI MERKA JALAN</b> MERKA AIR TANAH = <b>3.10 METER DARI MERKA TANAH SETERAJAT</b>					TIPE BORING = <b>Rotary Drilling machine</b> METAL = <b>30 September 2015</b> KESUKSESAN = <b>30 September 2015</b> MATEKRIKUM = <b>UMJMS</b>					Lokasi 25 = Diambil Sample 26 = Data Sample SPT = SPT Test							
Tinggi muka tanah (m)	Tinggi muka air tanah (m)	Legenda	Tipe of Soil	Color	Moisture (%)	Consistency	General Remarks	Standard Penetration Test									
								Blow	Blow	Blow	Blow	Blow	Blow	Blow	Blow	Blow	Blow
START OF BORING																	
3.10	3.10		TANJUH					0.00	SPT 1	8	1	3	8				
3.00	3.00		LEMPUNG LUNGGU BERKAWAN	COKLAT TERANG	VERY SOFT TO MEDIUM	SPT 1 MEDIUM		0.30	SPT 2	3	1	1	1				
2.90	2.90							0.40	SPT 3	1	1	1	1				
2.80	2.80		LEMPUNG BERKAWAN	ABU MUDA TERANG	VERY SOFT	SPT 1-1		0.50	SPT 4	1	1	1	1				
2.70	2.70							0.60	SPT 5	1	1	1	1				
2.60	2.60							0.70	SPT 6	1	1	1	1				
2.50	2.50							0.80	SPT 7	1	1	1	1				
2.40	2.40							0.90	SPT 8	1	1	1	1				
2.30	2.30							1.00	SPT 9	1	1	1	1				
2.20	2.20							1.10	SPT 10	2	2	2	2				
2.10	2.10							1.20	SPT 11	2	2	2	2				
2.00	2.00							1.30	SPT 12	4	4	4	4				
1.90	1.90							1.40	SPT 13	8	8	8	8				
1.80	1.80							1.50	SPT 14	10	10	10	10				
1.70	1.70							1.60	SPT 15	11	11	11	11				
1.60	1.60							1.70	SPT 16	11	11	11	11				
1.50	1.50							1.80	SPT 17	11	11	11	11				
1.40	1.40							1.90	SPT 18	11	11	11	11				
1.30	1.30							2.00	SPT 19	11	11	11	11				
1.20	1.20							2.10	SPT 20	11	11	11	11				
1.10	1.10							2.20	SPT 21	11	11	11	11				
1.00	1.00							2.30	SPT 22	11	11	11	11				
0.90	0.90							2.40	SPT 23	11	11	11	11				
0.80	0.80							2.50	SPT 24	11	11	11	11				
0.70	0.70							2.60	SPT 25	11	11	11	11				
0.60	0.60							2.70	SPT 26	11	11	11	11				
0.50	0.50							2.80	SPT 27	11	11	11	11				
0.40	0.40							2.90	SPT 28	11	11	11	11				
0.30	0.30							3.00	SPT 29	11	11	11	11				
0.20	0.20							3.10	SPT 30	11	11	11	11				
0.10	0.10							3.20	SPT 31	11	11	11	11				
0.00	0.00							3.30	SPT 32	11	11	11	11				
END OF BORING																	

Berdasarkan data *borelog* yang ada, ada beberapa parameter tanah lainnya yang dipakai untuk perhitungan pondasi, *settlement* maupun PVD belum diperoleh. Oleh karena itu nilai N-SPT dari *borelog* seperti pada Tabel 4.1 dikorelasikan dengan parameter – parameter tanah lainnya.

Dasar yang digunakan untuk korelasi N-SPT dengan parameter tanah lainnya adalah Tabel 4.2

**Tabel 4. 2** Korelasi N-SPT dengan Nilai  $\gamma_{sat}$  dan  $\phi$

Cohesionless Soil / Sol Pulverent					
N (blows)	0-3	4-10	11-30	31-50	>50
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	-	12-16	14-18	16-20	18-23
$\Phi$	-	25-32	28-36	30-40	>35
State	Very Loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense
Dr (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
Cohesive Soil / Soil Coherent					
N (blows)	<4	4-6	6-15	16-25	>25
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14-18	16-18	16-18	16-20	>20
$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	<25	20-50	30-60	40-200	>100
Consistency	Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

(Sumber : J.E. Bowles, 1984 dalam Wahyudi, 1999)

Data N-SPT diinterpolasikan dengan menggunakan Tabel 4.2 sehingga didapatkan nilai *gamma* ( $\gamma_{sat}$ ). Nilai *gamma* ( $\gamma_{sat}$ ) yang sudah diperoleh diinterpolasikan dengan menggunakan Tabel 4.3 untuk mendapatkan nilai berat volume kering ( $\gamma_d$ ), *void ratio* (e), *water content* ( $w_c$ ), dan *compression of consolidation* (Cv).

**Tabel 4. 3** Korelasi Parameter tanah

Nature des sols	$\gamma_d$		$e^*$	n	$w_{sat}$		$\gamma_{sat}^*$
	g/cm <sup>3</sup>	lb cb ft			%	g/cm <sup>3</sup>	
	0.5	31.25	4.40	0.80	163.0	1.31	
	0.6	37.50	3.50	0.78	129.6	1.38	
	0.7	43.75	2.86	0.74	105.8	1.44	
	0.8	50.00	2.38	0.70	88.0	1.50	
	0.9	56.25	2.00	0.67	74.1	1.57	
moules	1.0	62.50	1.70	0.63	63.0	1.63	
	1.1	68.75	1.45	0.59	53.9	1.69	
giles	1.2	75.00	1.25	0.56	46.3	1.76	
	1.3	81.25	1.08	0.52	39.9	1.82	
moyennes	1.4	87.50	0.93	0.48	34.4	1.88	
	1.5	93.75	0.80	0.44	29.6	1.94	
étroite	1.6	100.00	0.69	0.41	25.5	2.00	
	1.7	106.25	0.59	0.37	21.8	2.07	
sables, graviers granulo	1.8	112.50	0.50	0.33	18.5	2.13	
	1.9	118.75	0.42	0.30	15.6	2.20	
étendue	2.0	125.00	0.35	0.26	13.0	2.26	
	2.1	131.25	0.29	0.22	10.6	2.32	
	2.2	137.50	0.23	0.19	8.4	2.39	
	2.3	143.75	0.17	0.15	6.4	2.45	
	2.4	150.00	0.13	0.11	4.63	2.51	
	2.5	156.25	0.080	0.074	2.96	2.57	
	2.6	162.50	0.038	0.037	1.42	2.64	
	2.7	168.75	0.000	0.000	0.00	2.70	

**Tabel 4.3** Korelasi Parameter tanah (lanjutan)

K			C <sub>v</sub>		√		m <sub>v</sub> = $\frac{1}{E}$	
cm/s	ft/year	lugeon <sup>1</sup>	cm <sup>2</sup> /s	ft <sup>2</sup> /year	bars	psi	cm <sup>2</sup> /kg	ft <sup>2</sup> /ton
10 <sup>-9</sup>	1.03 10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>		0.01	0.142	100	97.6
					0.05	0.71	20	19.5
10 <sup>-8</sup>	1.03 10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	1.10 <sup>-4</sup>	3.4				
			2	6.8	0.1	1.42	10	9.76
10 <sup>-7</sup>	1.03 10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	3	10.1	0.5	7.05	2	1.95
			4	13.4	1	14.2	1	0.976
1.10 <sup>0</sup>	1.03	0.1	5	16.9	2	28.4	0.5	0.488
2	2.06		6	20.3	3	42.6	0.33	0.325
3	3.10		7	23.6	4	56.9	0.25	0.244
4	4.13		8	27.0	5	71.0	0.20	0.195
5	5.17		9	30.4	6	85.3	0.17	0.163
6	6.20		10 <sup>-3</sup>	33.8 10 <sup>1</sup>	7	99.5	0.14	0.144
7	7.24				8	113	0.12	0.122
8	8.26				9	127	0.11	0.111
9	9.30		10 <sup>-2</sup>	3.38 10 <sup>2</sup>	10	142	0.10	0.0976
10 <sup>-5</sup>	10.33	1			11	156	0.091	0.0887
10 <sup>-4</sup>			10 <sup>-1</sup>	3.38 10 <sup>3</sup>	12	170	0.083	0.0815
10 <sup>-3</sup>	1.03 10 <sup>2</sup>	10			13	185	0.077	0.075
10 <sup>-2</sup>	1.03 10 <sup>3</sup>	100			14	199	0.071	0.07
10 <sup>-1</sup>	1.03 10 <sup>4</sup>	1000			15	213	0.064	0.065
	1.03 10 <sup>5</sup>	10000			20	284	0.050	0.0488
					50	710	0.020	0.0195
					100	1420	0.010	9.76 10 <sup>-3</sup>
					500	7100	0.002	1.95 10 <sup>-3</sup>
					1000	14200	0.001	9.76 10 <sup>-4</sup>

(Sumber : Ecole Centrale de Paris)

Parameter tanah C<sub>c</sub>, C<sub>s</sub> dan C<sub>u</sub> yang belum tersedia digunakan persamaan yang terkait dengan parameter tersebut di dalam perhitungan, diantaranya :

1. Persamaan Kosasih dan Mochtar (1997) , dari hubungan antara *water content* dan *Liquid limit* untuk nilai *compression index*,  $C_c = 0,007 LL + 0,0001 wc^2 - 0,18$
2. Persamaan Kosasih dan Mochtar (1997), dari hubungan antara *water content* dan *Liquid limit* untuk nilai *swelling index*,  $C_s = 0,002 LL + 0,00002 wc^2 - 0,06$
3. Korelasi dari Ardana dan Mochtar (1999) untuk nilai *undrained cohesion* untuk nilai *Plastic index* (PI) ≤ 100%, nilai *undrained cohesion*,  $C_u = 7,37 + (0,19 - 0,0016 PI) \times Po'$

Hasil korelasi parameter tanah dapat dilihat pada Tabel 4.4 sebagai berikut :

**Tabel 4. 4** Sifat fisik tanah

Kedalaman		Average Nilai Nspst	Deskripsi	Konsistensi Jenis Tanah	Wc	Gs	γsat	γd	γt
Dari	Sampai				(%)	gr/cm3	t/m3	t/m3	t/m3
m									
0	1	4	Lempung Lanau Berpasir	Soft	79,38	2,564	1,600	0,95316	1,6
1	3	7	Lempung Lanau Berpasir	Medium	68,85	2,564	1,650	1,032165	1,650
3	8	1	Lempung Lanau Berpasir	Very Soft	89,91	2,564	1,550	0,874155	1,550
8	15	9	Lempung Berpasir	Medium	61,83	2,564	1,683	1,084835	1,683
15	19	15	Lempung Berpasir	Stiff	61,83	2,667	1,735	1,176	1,735
19	27	29	Lempung Berpasir	Very Stiff	47,51	2,645	1,735	1,176	1,735
27	29	44	Lempung Berpasir	Hard	46,65	2,645	1,735	1,184	1,735
29	30	38	Lempung Berpasir	Very Stiff	43,81	2,732	1,788	1,244	1,788

**Tabel 4. 5** Sifat fisik tanah (lanjutan)

Kedalaman		Average Nilai Nspst	Deskripsi	Konsistensi Jenis Tanah	LL	PI	Cu	eo	Cc	Cs	CV
Dari	Sampai				%	%	Kpa				cm <sup>2</sup> /det
m											
0	1	4	Lempung Lanau Berpasir	Soft	64,45	34,010	7,78	2,14	0,901	0,195	0,000419
1	3	7	Lempung Lanau Berpasir	Medium	64,45	34,010	9,06	1,86	0,745	0,164	0,000504
3	8	1	Lempung Lanau Berpasir	Very Soft	64,45	34,010	11,81	2,43	1,080	0,231	0,000334
8	15	9	Lempung Berpasir	Medium	63,82	34,470	16,87	1,42	0,649	0,144	0,00056
15	19	15	Lempung Berpasir	Stiff	63,82	34,47	14,00	1,27	0,433	0,101	0,00056
19	27	29	Lempung Berpasir	Very Stiff	68,77	36,36	124,00	1,23	0,301	0,075	0,074511
27	29	44	Lempung Berpasir	Hard	68,77	36,36	124,00	1,23	0,336	0,084	0,084411
29	30	38	Lempung Berpasir	Very Stiff	64,75	33,50	155,00	1,20	0,308	0,076	0,076371

Parameter tanah dasar untuk perhitungan oprit timbunan direkap dalam Tabel 4.6 dengan konsistensi *very soft* s/d *medium soil* untuk tanah berlempung sebagai berikut :

**Tabel 4. 6** Rekap data tanah *very soft* – *medium soil*

Kedalaman		Average Nilai Nspst	Deskripsi	Konsistensi Jenis Tanah	Wc	Gs	γsat	γd	γt
Dari	Sampai				(%)	gr/cm3	t/m3	t/m3	t/m3
m									
0	1	4	Lempung Lanau Berpasir	Soft	79,38	2,564	1,600	0,95316	1,600
1	3	7	Lempung Lanau Berpasir	Medium	68,85	2,564	1,650	1,032165	1,650
3	8	1	Lempung Lanau Berpasir	Very Soft	89,91	2,564	1,550	0,874155	1,550
8	15	9	Lempung Berpasir	Medium	61,83	2,564	1,683	1,084835	1,683

**Tabel 4.6** Rekap data tanah *very soft* – *medium (lanjutan)*

Kedalaman		Average Nilai Nspst	Deskripsi	Konsistensi Jenis Tanah	LL	PI	Cu	eo	Cc	Cs	CV
Dari	Sampai				%	%	Kpa				cm <sup>2</sup> /det
m											
0	1	4	Lempung Lanau Berpasir	Soft	64,45	34,010	7,78	2,144	0,901	0,195	0,00042
1	3	7	Lempung Lanau Berpasir	Medium	64,45	34,010	9,06	1,859	0,745	0,164	0,00050
3	8	1	Lempung Lanau Berpasir	Very Soft	64,45	34,010	11,81	2,428	1,080	0,231	0,00033
8	15	9	Lempung Berpasir	Medium	64,45	34,010	16,92	1,415	0,653	0,145	0,00056



## 4.2 Data Tanah Timbunan

Data tentang timbunan rencana yang terkait dengan sifat fisik material timbunan, dan dimensi timbunan adalah sebagai berikut :

1. Sifat fisik timbunan meliputi:

Jenis Tanah : Pasir Sirtu

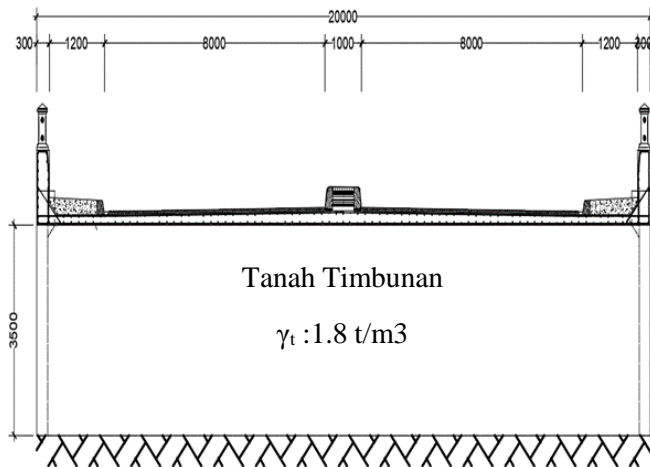
$\gamma_t$  : 1.8 t/m<sup>3</sup>,

$\phi$  : 30<sup>0</sup>,

Cu : 0

2. Dimensi timbunan

Timbunan direncanakan dengan tinggi *final* sesuai dengan elevasi pada oprit jembatan. Dimensi timbunan oprit memiliki lebar 20 m, panjang 68,15 m dan tinggi 3,5 m seperti yang terlihat pada Gambar 4.1:



**Gambar 4. 1** Potongan melintang timbunan dinding penahan tanah sisi barat  
(Sumber : Penulis)

### 4.3 Data Spesifikasi Bahan Perkuatan

#### 1. *Geotextille*

*Geotextile* yang digunakan dalam alternatif perkuatan timbunan adalah *woven geotextille* tipe 200/45 yang memiliki *ultimate strength* sebesar 200 kN/m dari produk Geotech Stabilenka. Brosur spesifikasi produk dapat dilihat pada lampiran 5.

#### 2. *Geogrid*

*Geogrid* yang digunakan dalam alternatif perkuatan timbunan perencanaan oprit bersisi tegak adalah tipe *Uni-Axial Grids Tenax TT 160 SAMP* yang memiliki *ultimate strength* sebesar 160 kN/m dari produk PT. Teknindo Geosistem Unggul. Brosur spesifikasi produk disajikan pada lampiran 7.

#### 3. *Micropile*

*Micropile* berupa *minipile concrete* yang digunakan sebagai perkuatan timbunan bersisi tegak terhadap kontrol ambles adalah *minipile prestressed square pile* dari produk waskita precast. Brosur ukuran dan spesifikasi produk disajikan pada lampiran 6.

#### 4. *Keystone Wall*

*Keystone Wall* yang digunakan dalam alternatif perencanaan dinding samping oprit bersisi tegak adalah produk *keystone compact IV* dengan berat 34 kg/unit. Brosur produk disajikan pada lampiran 8.

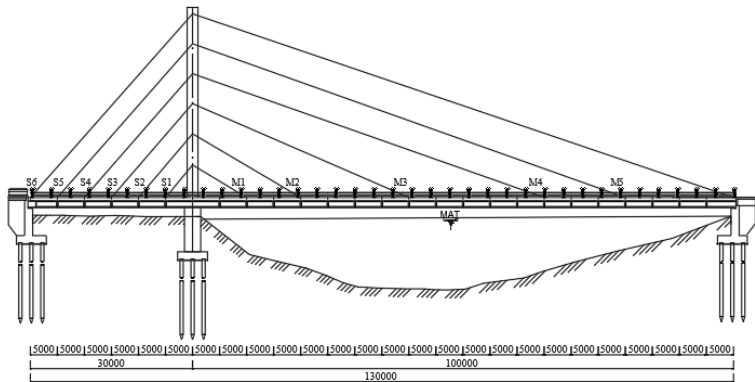
#### 5. Pondasi Tiang Pancang

Pondasi Tiang pancang pada perencanaan pondasi dalam *abutment* direncanakan menggunakan produk waskita *Precast* tipe *Pc Spun Pile*. Brosur produk disajikan pada lampiran 9.

## 4.4 Data Jembatan

### 4.4.1 Bentang Jembatan

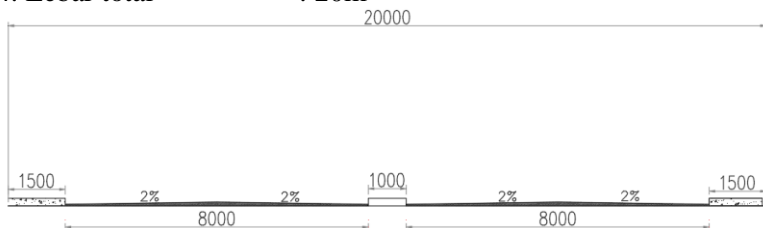
Bentang jembatan secara keseluruhan adalah 130m, yang dibagi menjadi 2 bentang, yaitu 100 m dan 30 m



**Gambar 4. 2** Potongan memanjang jembatan Joyoboyo

### 4.4.2 Lebar Jembatan

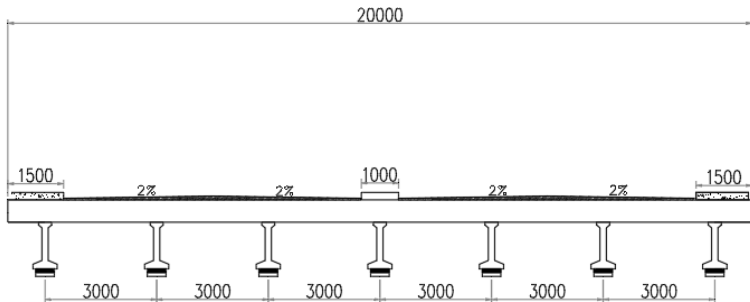
1. Lebar jalan lalu lintas :  $2 \times 8 \text{ m} = 16 \text{ m}$
2. Lebar trotoar :  $2 \times 1,5 \text{ m} = 3 \text{ m}$
3. Lebar kerb :  $1 \times 1 \text{ m} = 1 \text{ m}$
4. Lebar total : 20m



**Gambar 4. 3** Lebar jembatan Joyoboyo

#### 4.4.3 Gelagar Utama Jembatan

Jumlah gelagar pada jembatan ini adalah 7 buah gelagar dengan panjang sesuai dengan panjang bentang jembatan dan jarak antara gelagar adalah 3 m

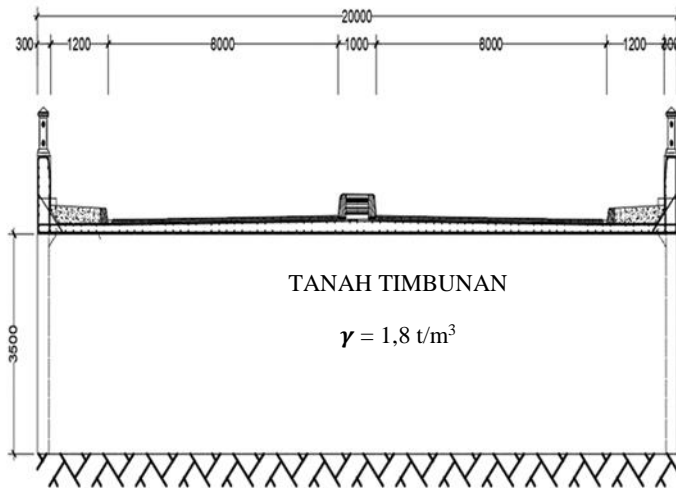


**Gambar 4. 4** Gelagar utama Jembatan

## BAB V PERHITUNGAN OPRIT TIMBUNAN

### 5.1 Perencanaan Timbunan

Dalam Tugas Akhir ini direncanakan timbunan oprit dengan sisi tegak, sisi timbunan tersebut diperkuat dengan menggunakan dua alternatif yaitu dengan menggunakan *Geotextile wall reinforcement* dan kombinasi *geogrid* dengan *retaining wall*. Pemodelan dinding tegak ditunjukkan pada Gambar 5.1.



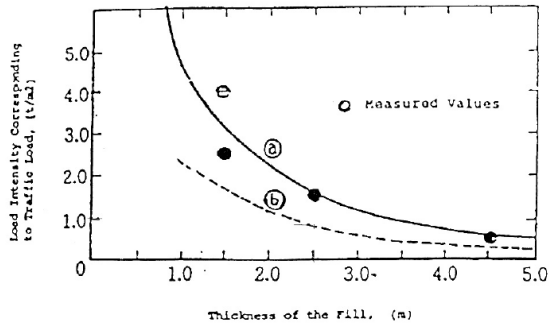
**Gambar 5. 1** Potongan melintang konstruksi oprit dengan dinding penahan tanah

Selain perencanaan *geotextile wall reinforcement* dan kombinasi *geogrid* dengan *retaining wall* direncanakan pula PVD (*prefabricated vertical drain*) dan PHD (*prefabricated horizontal drain*) untuk mempercepat pemampatan tanah

sampai dengan waktu efektif, yang diharapkan timbunan telah mencapai ketinggian timbunan yang direncanakan dan tidak lagi mengalami pemampatan yang menyebabkan perbedaan elevasi rencana.

Dalam hal ini direncanakan tinggi timbunan final ( $H_{\text{final}}$ ) untuk oprit jembatan ini adalah 3,5 m dari muka tanah, diambil dari data ketinggian bangunan oprit itu sendiri terhadap tanah dasar.

Untuk beban *traffic*, dalam perencanaan Tugas Akhir ini menggunakan asumsi bahwa  $q_{\text{traffic}}$  berkorelasi dengan tinggi timbunan yang direncanakan (*Japan Road Association, 1986, Gambar 5.2*).



**Gambar 5.2** Kurva hubungan antara tebal timbunan dengan intensitas beban yang bersesuaian dengan beban *traffic*  
(Sumber :Mochtar, 2000)

### 5.1.1 Perhitungan Pemampatan

Dalam perhitungan  $H_{\text{initial}}$  dan  $H_{\text{final}}$ , pemampatan tanah dasar yang diperhitungkan adalah yang masih bisa mengalami proses konsolidasi primer atau setebal lapisan *compressible* ( $H$ ) dengan konsistensi tanah dasar *very soft soil* s/d *medium soil*.

Dalam perencanaan tinggi timbunan, akan dilakukan perhitungan tiap tebal lapisan tanah 1 meter atau sesuai dengan tipikal tanahnya.

Diketahui bahwa tinggi  $H_{\text{final}}$  berdasarkan timbunan yang direncanakan adalah 3,5 m dari muka tanah. Hasil rekapan data

tanah dasar sesuai pada Tabel 4.5, selanjutnya perlu diperhitungkan besarnya settlement yang terjadi. Langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Menghitung *effective overbudden pressure* ( $\sigma'$ ) dan *effective overbudden pressure* ( $\sigma_c'$ ) perkedalaman ditinjau. Contoh perhitungan dari nilai dari  $\sigma'$  dan  $\sigma_c'$  dengan kedalaman tinjau 1 meter pertama ( $i = 1$  m) dengan parameter berikut :

$$z = 0,5 \text{ meter}$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,6 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\Delta\sigma_f = 2 \text{ t/m}^2$$

Didapatkan nilai *effective overbudden pressure* ( $\sigma'$ ) dan *effective overbudden pressure* ( $\sigma_c'$ ) sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\sigma' &= (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \times z \\ &= (1,6 - 1) \times 0,5 \\ &= 0,3 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_c' &= \sigma' + \Delta\sigma_f \\ &= 0,3 + 2 \\ &= 2,3 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Untuk nilai *effective overbudden pressure* ( $\sigma'$ ) dan *effective overbudden pressure* ( $\sigma_c'$ ) kedalam tinjau selanjutnya ditabelkan dalam Tabel 5.1.

**Tabel 5. 1** Perhitungan overburdden pressure

Kedalaman		Tebal Lapisan	Z	e0	Cc	Cs	$\gamma'$	Po'	Pc
(m)		(m)	(m)						
0	-	1	0,5	2,144	0,901	0,195	0,600	0,300	2,300
1	-	2	1,5	1,859	0,745	0,164	0,650	0,925	2,925
2	-	3	2,5	1,859	0,745	0,164	0,650	1,575	3,575
3	-	4	3,5	2,428	1,080	0,231	0,550	2,175	4,175
4	-	5	4,5	2,428	1,080	0,231	0,550	2,725	4,725
5	-	6	5,5	2,428	1,080	0,231	0,550	3,275	5,275
6	-	7	6,5	2,428	1,080	0,231	0,550	3,825	5,825
7	-	8	7,5	2,428	1,080	0,231	0,550	4,375	6,375
8	-	9	8,5	1,415	0,653	0,145	0,683	4,992	6,992
9	-	10	9,5	1,415	0,653	0,145	0,683	5,675	7,675
10	-	11	10,5	1,415	0,653	0,145	0,683	6,358	8,358
11	-	12	11,5	1,415	0,653	0,145	0,683	7,042	9,042
12	-	13	12,5	1,415	0,653	0,145	0,683	7,725	9,725
13	-	14	13,5	1,415	0,653	0,145	0,683	8,408	10,408
14	-	15	14,5	1,415	0,653	0,145	0,683	9,092	11,092

2. Dengan  $H_{\text{final}}$  rencana sebesar 3,5 meter selanjutnya dilakukan permisalan  $Q$  timbunan masing-masing sebesar  $6 \text{ t/m}^2$ ,  $8 \text{ t/m}^2$ ,  $10 \text{ t/m}^2$  dan  $12 \text{ t/m}^2$  untuk perhitungan. Lalu diambil 1 contoh perhitungan untuk permisalan  $Q$  timbunan  $12 \text{ t/m}^2$ , maka  $H$  adalah sebesar 6,67 m
3. Perhitungan *settlement* oleh akibat timbunan dengan berdasarkan jenis konsolidasinya. Dihitung penambahan beban vertical perkedalaman tinjau dengan  $\Delta\sigma = 2 \times Q \times I$  (timbunan simetris), dengan nilai  $I$  dicari dari grafik Gambar 2.5 untuk timbunan Bersisi tegak (beban merata).  
Lalu untuk menentukan rumus *settlement* dipakai cek untuk  $\text{OCR} = (\sigma' / \sigma\sigma') \geq 1$  maka *OC soil* dan jika  $\text{OCR} \leq 1$  maka *NC soil*, lalu diperiksa untuk  $\sigma\sigma' + \Delta\sigma$  apakah  $>$  atau  $<$   $\sigma\sigma'$  jika merupakan *OC soil*. Contoh perhitungan dimana  $Q$  timbunan sebesar  $12 \text{ t/m}^2$  besarnya pemampatan akibat beban timbunan pada tinjauan lapisan 1 meter pertama dengan paramater berikut :

$$\begin{aligned} C_c &= 0,901 \\ C_s &= 0,195 \\ e_o &= 2,144 \\ \sigma\sigma' &= 0,300 \text{ t/m}^2 \\ \sigma\sigma' &= 2,300 \text{ t/m}^2 \\ I &= 0,25 \end{aligned}$$

Didapatkan nilai besarnya pemampatan sebagai berikut:

$$\Delta\sigma = 2 \times 0,25 \times 12 \text{ t/m}^2 = 6 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma\sigma' + \Delta\sigma = 6,3 \text{ t/m}^2$$

$$\text{OCR} = \sigma\sigma' / \sigma\sigma' = 7,667 > 1 \text{ (OC soil)}$$

Karena  $\sigma\sigma' + \Delta\sigma > \sigma\sigma'$  maka digunakan rumus kedua, sehingga:

$$\begin{aligned} S_{ci} &= \left[ \frac{C_s}{1+e_o} \log \frac{\sigma\sigma'}{\sigma\sigma'} + \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma\sigma' + \Delta\sigma}{\sigma\sigma'} \right] H_i \\ &= 0,1803 \text{ m} \end{aligned}$$

Selanjutnya untuk *settlement* oleh akibat timbunan untuk Untuk  $Q$  timbunan sebesar  $12 \text{ t/m}^2$  besarnya pemampatan pada lapisan selanjutnya ditabelkan pada Tabel 5.2.



**Tabel 5. 2** Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan untuk  $Q$  timbunan =  $12 \text{ t/m}^2$

Kedalaman (m)	Tebal Lapisan (m)	Z (m)	e <sub>0</sub>	C <sub>c</sub>	C <sub>s</sub>	y' ton/m <sup>3</sup>	P <sub>o</sub> ' ton/m <sup>2</sup>	P <sub>c</sub> ton/m <sup>2</sup>	OCR	m	l	ΔP ton/m <sup>2</sup>	Δp+P <sub>o</sub> ' ton/m <sup>3</sup>	S <sub>c</sub> m		
0	1	1	0,5	2,144	0,901	0,195	0,600	0,300	2,300	7,667	OC	20	0,25	6,000	6,30000	0,1803
1	2	1	1,5	1,859	0,745	0,164	0,650	0,925	2,925	3,162	OC	6,667	0,25	6,000	6,92500	0,1262
2	3	1	2,5	1,859	0,745	0,164	0,650	1,575	3,575	2,270	OC	4,000	0,25	6,000	7,57500	0,1054
3	4	1	3,5	2,428	1,080	0,231	0,550	2,175	4,175	1,920	OC	2,857	0,246	5,904	8,07900	0,1093
4	5	1	4,5	2,428	1,080	0,231	0,550	2,725	4,725	1,734	OC	2,222	0,242	5,808	8,53300	0,0969
5	6	1	5,5	2,428	1,080	0,231	0,550	3,275	5,275	1,611	OC	1,818	0,239	5,736	9,01100	0,0872
6	7	1	6,5	2,428	1,080	0,231	0,550	3,825	5,825	1,523	OC	1,538	0,230	5,520	9,34500	0,0769
7	8	1	7,5	2,428	1,080	0,231	0,550	4,375	6,375	1,457	OC	1,333	0,222	5,328	9,70300	0,0684
8	9	1	8,5	1,415	0,653	0,145	0,683	4,992	6,992	1,401	OC	1,176	0,213	5,112	10,10367	0,0521
9	10	1	9,5	1,415	0,653	0,145	0,683	5,675	7,675	1,352	OC	1,053	0,207	4,968	10,64300	0,0463
10	11	1	10,5	1,415	0,653	0,145	0,683	6,358	8,358	1,315	OC	0,952	0,201	4,824	11,18233	0,0414
11	12	1	11,5	1,415	0,653	0,145	0,683	7,042	9,042	1,284	OC	0,870	0,192	4,608	11,64967	0,0363
12	13	1	12,5	1,415	0,653	0,145	0,683	7,725	9,725	1,259	OC	0,800	0,185	4,440	12,16500	0,0323
13	14	1	13,5	1,415	0,653	0,145	0,683	8,408	10,408	1,238	OC	0,741	0,177	4,248	12,65633	0,0286
14	15	1	14,5	1,415	0,653	0,145	0,683	9,092	11,092	1,220	OC	0,690	0,171	4,104	13,19567	0,0256
S <sub>c</sub> total														1,1132		

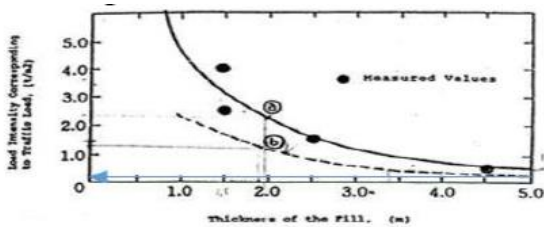
4. Direncanakan ketebalan *pavement* dengan *rigid pavement* =  $0,15 \text{ m}$ , *lean concrete* =  $0,1 \text{ m}$ , *Agg Lapis pondasi* =  $0,2 \text{ m}$ . Maka total  $H_{pavement} = 0,45 \text{ m}$
5. Perhitungan *settlement* oleh akibat *pavement* dengan berdasarkan jenis konsolidasinya. Beban  $Q_{pavement}$  = beban *rigid pavement* + beban *lean concrete* + *Agg. Lapis pondasi* =  $0,975 \text{ t/m}^2$ . Lalu dihitung penambahan beban vertikal perkedalamn tinjau dengan  $\Delta\sigma = 2 \times Q \times I$  (timbunan Simetris), dengan nilai  $I$  dicari dari grafik Gambar 2.5 untuk beban merata *pavement*.  
Lalu untuk menentukan rumus *settlement* dipakai cek untuk  $OCR = (\sigma' / \sigma'_o) \geq 1$  maka OC soil dan jika  $OCR \leq 1$  maka NC soil, lalu diperiksa untuk  $\sigma'_o + \Delta\sigma$  apakah  $>$  atau  $<$   $\sigma'_c$  jika merupakan OC soil. Perhitungan *settlement* akibat *pavement* ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5. 3** Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement*

Kedalaman (m)	Tebal Lapisan (m)	Z (m)	e0	Cc	Cs	$\gamma'$	Po'	Pc	OCR	m	n	l	$\Delta P$	$\Delta p+Po'$	Sc		
						ton/m <sup>3</sup>	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>									
0	-	1	6,5	2,144	0,90	0,1949	0,6	0,300	2,300	7,667	OC	1,538	$\infty$	0,230	0,5635	0,8635	0,028
1	-	2	7,5	1,859	0,75	0,1637	0,65	0,925	2,925	3,162	OC	1,333	$\infty$	0,224	0,5488	1,474	0,012
2	-	3	8,5	1,859	0,75	0,1637	0,65	1,575	3,575	2,270	OC	1,176	$\infty$	0,216	0,5292	2,104	0,007
3	-	4	9,5	2,428	1,08	0,2306	0,55	2,175	4,175	1,920	OC	1,053	$\infty$	0,206	0,5047	2,680	0,006
4	-	5	10,5	2,428	1,08	0,2306	0,55	2,725	4,725	1,734	OC	0,952	$\infty$	0,201	0,4925	3,217	0,005
5	-	6	11,5	2,428	1,08	0,2306	0,55	3,275	5,275	1,611	OC	0,870	$\infty$	0,192	0,4704	3,745	0,004
6	-	7	12,5	2,428	1,08	0,2306	0,55	3,825	5,825	1,523	OC	0,800	$\infty$	0,185	0,4533	4,278	0,003
7	-	8	13,5	2,428	1,08	0,2306	0,55	4,375	6,375	1,457	OC	0,741	$\infty$	0,178	0,4361	4,811	0,003
8	-	9	14,5	1,415	0,65	0,1454	0,6833	4,992	6,992	1,401	OC	0,690	$\infty$	0,172	0,4214	5,413	0,002
9	-	10	15,5	1,415	0,65	0,1454	0,6833	5,675	7,675	1,352	OC	0,645	$\infty$	0,164	0,4018	6,077	0,002
10	-	11	16,5	1,415	0,65	0,1454	0,6833	6,358	8,358	1,315	OC	0,606	$\infty$	0,159	0,3896	6,748	0,002
11	-	12	17,5	1,415	0,65	0,1454	0,6833	7,042	9,042	1,284	OC	0,571	$\infty$	0,150	0,3675	7,409	0,001
12	-	13	18,5	1,415	0,65	0,1454	0,6833	7,725	9,725	1,259	OC	0,541	$\infty$	0,146	0,3577	8,083	0,001
13	-	14	19,5	1,415	0,65	0,1454	0,6833	8,408	10,408	1,238	OC	0,513	$\infty$	0,141	0,3455	8,754	0,001
14	-	15	20,5	1,415	0,65	0,1454	0,6833	9,092	11,092	1,220	OC	0,488	$\infty$	0,138	0,3381	9,430	0,001
Sc total															0,0781		

**5.1.2 Perhitungan Tinggi Awal ( $H_{initial}$ )**

Setelah tanah dasar mengalami pemampatan, maka timbunan yang diletakkan akan menjadi lebih rendah dari elevasi rencana. Oleh sebab itu perlu dicari nilai tinggi awal ( $H_{initial}$ ) agar setelah pemampatan terjadi, tinggi timbunan seperti pada tinggi akhir yang direncanakan ( $H_{final}$ ). Untuk menghitung  $H_{initial}$  perlu dihitung  $H_{bongkar}$  akibat beban *traffic*, digunakan grafik pada Gambar 5.3 sebagai berikut :



**Gambar 5. 3** Kurva hubungan antara tebal timbunan dengan intensitas beban yang bersesuaian dengan beban *traffic* untuk  $Q$  timbunan permisalan = 12 t/m<sup>2</sup>

Sebagai contoh perhitungan diambil  $Q$  timbunan permisalan =  $12 \text{ t/m}^2$ . Besarnya  $Q$  timbunan  $12 \text{ t/m}^2$  dapat diekivalensikan sebagai  $H_{\text{timbunan}}$  sebesar  $6,67 \text{ m}$  sehingga dapat dibaca dari grafik untuk  $Q$  *traffic* didapatkan sebesar  $0,250 \text{ t/m}^2$ . Dengan  $\gamma$  timbunan sebesar  $1,8 \text{ t/m}^3$  maka  $H_{\text{bongkar}}$  akibat *traffic* didapatkan sebesar  $0,14 \text{ m}$ .

Dari data – data yang telah didapatkan untuk  $Q$  timbunan  $12 \text{ t/m}^2$  maka dapat diperhitungkan untuk  $H_{\text{initial}}$  untuk  $\gamma_{\text{timbunan}} = \gamma_{\text{sat}}$  yaitu dengan perhitungan  $H_{\text{initial}} = (Q_{\text{timbunan}} + (Sc_{\text{timbunan}} \times \gamma_w)) / \gamma_{\text{timbunan}}$  dan  $H_{\text{final}} = (H_{\text{initial}} - Sc_{\text{timbunan}} - Sc_{\text{pavement}} - H_{\text{bongkar traffic}}) + H_{\text{pavement}}$ . Hasil perhitungan untuk  $Q$  permisalan  $12 \text{ t/m}^2$  direkap pada tabel 5.4.

**Tabel 5. 4** Perhitungan  $H$  initial dan  $H$  final untuk  $Q$  timb  $12 \text{ t/m}^2$

Q timb	Sc timb	Tinggi Initial
t/m <sup>2</sup>	m	m
12	1,11	7,29

**Tabel 5.4** Perhitungan  $H$  initial dan  $H$  final untuk  $Q$  timb  $12 \text{ t/m}^2$  (lanjutan)

Q timb	H Bongkar Preload	Tebal Pavement	Sc Pavement	Tinggi Final	Total Pemampatan
t/m <sup>2</sup>	m	m	m	m	m
12	0,14	0,45	0,077	6,41	1,190

Untuk  $H_{\text{final}}$  rencana sebesar  $3,5$  meter dan masing masing  $Q$  timbunan permisalnya direkap dalam tabel hasil perhitungan pada Tabel 5.5.

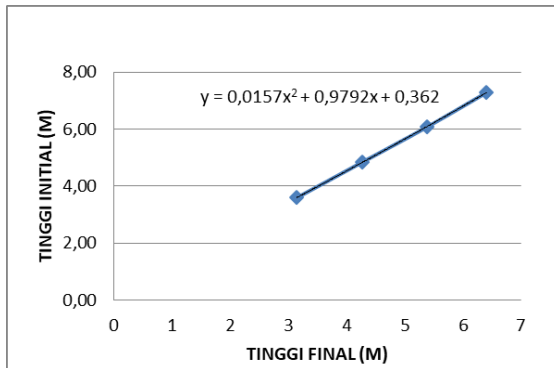
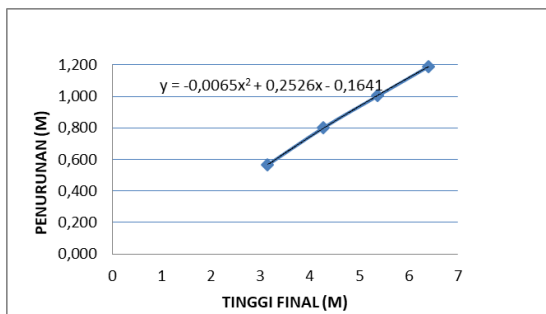
**Tabel 5. 5** Rekap Perhitungan  $H_{\text{final}}$  rencana  $3,5 \text{ m}$

Q timb	Sc timb	Tinggi Initial
t/m <sup>2</sup>	m	m
12	1,11	7,29
10	0,92	6,07
8	0,71	4,84
6	0,46	3,59

**(Lanjutan Tabel 5.5)**

Q timb	H Bongkar Preload	Tebal Pavement	Sc Pavement	Tinggi Final	Total Pemampatan
t/m <sup>2</sup>	m	m	m	m	m
12	0,14	0,45	0,077	6,41	1,190
10	0,14	0,45	0,079	5,38	1,003
8	0,22	0,45	0,089	4,27	0,800
6	0,33	0,45	0,102	3,14	0,565

Dari tabel diatas didapatkan grafik hubungan antara tinggi final, tinggi *initial*, dan *settlement* yang kemudian menjadi acuan untuk mencari tinggi final perencanaan yaitu 3,5 meter.

**Gambar 5. 4** Hubungan  $H_{\text{final}}$  dengan  $H_{\text{initial}}$ **Gambar 5. 5** Hubungan  $H_{\text{final}}$  dengan *Settlement* (Sc)

Berdasarkan Gambar 5.4 dan 5.5 maka untuk  $H_{\text{final}} = 3,5$  meter didapatkan  $H_{\text{initial}}$  sebesar 3,982 meter dengan *settlement* sebesar 0,64 meter

## 5.2 Perbaikan Tanah Dasar

Berdasarkan perhitungan pada Sub-bab 5.1.2 diatas maka, didapatkan hasil perhitungan untuk  $H$  initial timbunan sebagai pelaksanaan fisik agar nantinya sesuai dengan  $H_{\text{final}}$  rencana timbunan yang dibutuhkan setelah memampat. Sehingga perlu diketahui berapa waktu yang dibutuhkan tanah dasar mengalami pemampatan secara alami untuk mencapai  $H$  final. Dan jika waktu pemampatannya lama maka perlu direncanakan perbaikan tanah dasarnya menggunakan metode *Preloading* dan *Prefabricated Vertical Drain (PVD)* untuk mempercepat waktu pemampatannya.

### 5.2.1 Perhitungan Waktu Pemampatan Tanpa PVD

Setelah didapatkan besar pemampatan yang terjadi yang sudah diperhitungkan pada Sub-bab 5.2.1 kemudian dilakukan perhitungan waktu pemampatan yang dibutuhkan untuk menyelesaikan pemampatan tersebut menggunakan Persamaan 2.17. Perhitungan dilakukan untuk mengetahui perlu atau tidaknya untuk mempercepat waktu pemampatan. Dengan tanah yang dianggap mudah memampat adalah tanah lempung/lanau dengan rentang konsistensi *very soft to medium stiff soil* sedalam 15 meter karena setiap lapisan tanah memiliki nilai koefisien konsolidasi akibat aliran air pori arah vertical ( $C_v$ ) masing-masing, maka nilai  $C_v$  yang digunakan adalah nilai  $C_v$  gabungan yang diperoleh dari Persamaan 2.18. Berikut adalah perhitungan dari nilai  $C_v$  gabungan :

**Tabel 5. 6** Perhitungan Cv gabungan

Kedalaman			Tebal Lapisan	Cv	H/Cv <sup>0.5</sup>
(m)			(m)	cm <sup>2</sup> /det	cm <sup>2</sup> /det
0	-	1	1	0,00042	48,85
1	-	2	1	0,00050	44,56
2	-	3	1	0,00050	44,56
3	-	4	1	0,00033	54,68
4	-	5	1	0,00033	54,68
5	-	6	1	0,00033	54,68
6	-	7	1	0,00033	54,68
7	-	8	1	0,00033	54,68
8	-	9	1	0,00056	42,26
9	-	10	1	0,00056	42,26
10	-	11	1	0,00056	42,26
11	-	12	1	0,00056	42,26
12	-	13	1	0,00056	42,26
13	-	14	1	0,00056	42,26
14	-	15	1	0,00056	42,26
Σ Hdr			15	Σ H/Cv <sup>0.5</sup>	707,1813

Dari tabel 5.6 didapat nilai dari Hdr dan nilai dari H/Cv<sup>0.5</sup> yang kemudian didapatkan nilai dari Cv gabungan sebagai berikut:

$$Cv \text{ gabungan} = \frac{\sum Hdr^2}{\sum (H/(Cv^{0.5}))^2} = \frac{15^2}{707,181^2} = 0,000449 \text{ cm}^2/\text{det}$$

Didapatkan nilai dari cv gabungan rata – rata sebesar 0,000449905 cm<sup>2</sup>/det, atau 0,027210262 m<sup>2</sup>/minggu, atau 1,418820818 m<sup>2</sup>/tahun.

Perhitungan waktu konsolidasi dengan diharapkan derajat konsolidasi Uv = 90%, maka nilai variasi faktor waktu (Tv) diambil berdasarkan Tabel 2.1 besarnya Tv adalah sebesar 0,848. Maka selanjutnya dapat dapat dihitung waktu konsolidasi alami tanpa ada metode percepatan pemampatan sesuai dengan Persamaan 2.17 dimana lapisan bagian bawah dari lapisan *Permeable*, sehingga alirannya adalah sebesar H. Perhitungan adalah sebagai berikut :

$$t = (T_{90\%} \times H_{dr}^2) / Cv = (0,848 \times ((15)^2)) / 1,418820818 \\ = 134,48 \text{ tahun}$$

Maka dapat diketahui  $t > 6$  bulan, sehingga waktu yang dibutuhkan untuk menghilangkan *consolidation settlement* sangat lama yaitu 134,48 tahun.

Selanjutnya diperiksa besarnya *consolidation settlement* yang terjadi pada umur rencana oprit dimisalkan 15 tahun. Berdasarkan perhitungan  $H_{initial}$  timbunan didapatkan tinggi timbunan tertinggi adalah 3,982 m dengan  $S_c$  diperhitungkan 0,64 meter, dengan  $C_v$  gabungan rata – rata = 1,418820818 m<sup>2</sup>/tahun. Maka dapat dihitung *consolidation settlement* yang terjadi pada umur rencana oprit sesuai Persamaan 2.19, 2.20, 2.21, dan 2.22 dengan hasil perhitungan dapat ditabelkan pada Tabel 5.7.

**Tabel 5. 7** Perhitungan  $S_c$  selama umur rencana 15 tahun

Tahun Ke -	$T_v$	$U_v$ (%)	$S_c$ (m)
1	0,006	9,26%	0,059
2	0,013	12,01%	0,077
3	0,019	14,75%	0,094
4	0,025	17,49%	0,112
5	0,032	20,13%	0,129
6	0,038	21,71%	0,139
7	0,044	23,29%	0,149
8	0,050	24,86%	0,159
9	0,057	26,44%	0,169
10	0,063	28,01%	0,179
11	0,069	29,59%	0,189
12	0,076	30,85%	0,198
13	0,082	32,00%	0,205
14	0,088	33,14%	0,212
15	0,095	34,29%	0,220

Maka dari Tabel 5.7 didapatkan bahwa dalam 15 tahun umur rencana oprit hanya terjadi *consolidation settlement* = 0,220 meter, maka 0,64 m – 0,22 m = 0,42 m. Perhitungan pemampatan konsolidasi alami disimpulkan bahwa dalam 15 tahun rencana oprit, *consolidation settlement* belum mencapai  $U_{90\%}$  sehingga waktu yang dibutuhkan untuk menghilangkan *consolidation settlement* sangat lama yaitu 135 tahun dan sisa *consolidation settlement* dari umur rencana ini bisa mengakibatkan rusaknya perkerasan oprit. Sehingga diputuskan untuk mempercepat proses konsolidasi ( $U_v = 90\%$ ) dan mempercepat peningkatan daya

dukung tanah dasar, diperlukan adanya pemasangan PVD serta PHD untuk pengalir air pori dari PVD.

### 5.2.2 Desain PVD

PVD (*prefabricated vertical drain*) sebagai metode yang digunakan untuk mempercepat pemampatan dimana PVD ini akan berfungsi sebagai pengalir aliran air pori dalam konsolidasi arah radial yang kemudian akan dialirkan melalui PHD (*prefabricated horizontal drain*) sebagai pengalir air yang keluar dari PVD ke drainase sekitarnya. Langkah-langkah perhitungan dari PVD adalah sebagai berikut :

1. Fungsi Hambatan akibat Jarak antar PVD, yang dihitung dengan Persamaan 2.24 dengan sketsa dimensi PVD seperti pada Gambar 2.12. Perhitungan didasarkan pada 2 pola yang berbeda yaitu pola pemasangan segi tiga dan pola segi empat, perhitungan faktor hambatan dari pola segitiga dan segiempat dapat ditabelkan pada Tabel 5.8

**Tabel 5. 8** Perhitungan faktor Hambatan PVD pola segi empat

Jarak PVD	D	a	b	Dw	n	F(n)
S (m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
0,7	0,791	0,1	0,004	0,066	11,947	1,741
0,8	0,904	0,1	0,004	0,066	13,654	1,873
0,9	1,017	0,1	0,004	0,066	15,361	1,989
1	1,13	0,1	0,004	0,066	17,067	2,093
1,1	1,243	0,1	0,004	0,066	18,774	2,188
1,2	1,356	0,1	0,004	0,066	20,481	2,274

**Tabel 5. 9** Perhitungan faktor Hambatan PVD pola segi tiga

Jarak PVD	D	a	b	Dw	n	F(n)
S (m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
0,7	0,735	0,1	0,004	0,066208	11,1013	1,668573
0,8	0,84	0,1	0,004	0,066208	12,6872	1,800225
0,9	0,945	0,1	0,004	0,066208	14,2731	1,916557
1	1,05	0,1	0,004	0,066208	15,859	2,020778
1,1	1,155	0,1	0,004	0,066208	17,4449	2,115176
1,2	1,26	0,1	0,004	0,066208	19,0308	2,201447



2. Perhitungan derajat konsolidasi total pola pemasangan PVD segi empat dan segi tiga. Perhitungan derajat konsolidasi arah horizontal dan vertikal untuk jarak pemasangan PVD, dimisalkan untuk  $S = 0,9$  dengan tinggi timbunan 3,982 m menggunakan pola pemasangan segitiga dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 2.32, Dengan dihitung sampai dengan waktu efektif PVD adalah 6 bulan (24 minggu). Dengan diketahui data sebagai berikut :

Durasi Hitung (t)	= 1 minggu
Koef. Konsolidasi vertical ( $C_v$ )	= $0,02721 \text{ m}^2/\text{minggu}$
Koef. Konsolidasi radial ( $C_h$ ), dimana nilai $C_h$ diambil sebesar 4 x $C_v$	= $0,10884 \text{ m}^2/\text{minggu}$
S	= 0,9 m
D	= 0,945 m
$dw, 2(a+b)/\pi$	= 0,0662 m

Derajat konsolidasi vertikal :

$$\begin{aligned}
 (T_v) &= (t \times C_v)/(H_{dr}^2) \\
 &= (1 \times 0,02721)/((15)^2) \\
 &= 0,000121 \\
 U_v &= (2\sqrt{(T_v/\pi)}) \\
 &= 2\sqrt{(0,000121/\pi)} \\
 &= 0,01241
 \end{aligned}$$

Derajat Konsolidasi horizontal menggunakan Persamaan 2.31 didapatkan nilai  $U_h$

$$= 0,2246$$

Derajat konsolidasi total menggunakan persamaan 2.32 didapatkan nilai  $U_{total}$

$$= 23,42 \%$$

Perhitungan derajat konsolidasi total ( $U_{total}$ ) untuk minggu selanjutnya direkap dalam Tabel 5.10.

**Tabel 5. 10** Perhitungan Derajat Konsolidasi Untuk Pola Segi Empat  $S = 0,9$  m

t	Tv	Uv	Uh	Utotal
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,000121	0,012409	0,224596	23,42176
2	0,000242	0,017549	0,398748	40,92995
3	0,000363	0,021493	0,533787	54,38071
4	0,000484	0,024818	0,638496	64,74681
5	0,000605	0,027747	0,719689	72,74664
6	0,000726	0,030395	0,782645	78,92519
7	0,000847	0,032831	0,831462	83,69955
8	0,000967	0,035097	0,869315	87,39018
9	0,001088	0,037226	0,898666	90,24387
10	0,001209	0,03924	0,921426	92,45088
11	0,00133	0,041155	0,939073	94,15805
12	0,001451	0,042985	0,952757	95,47877
13	0,001572	0,044741	0,963368	96,50065
14	0,001693	0,04643	0,971595	97,29139
15	0,001814	0,048059	0,977975	97,90332
16	0,001935	0,049635	0,982921	98,37692
17	0,002056	0,051163	0,986757	98,74348
18	0,002177	0,052646	0,989732	99,02721
19	0,002298	0,054089	0,992038	99,24684
20	0,002419	0,055494	0,993826	99,41687
21	0,00254	0,056864	0,995213	99,54849
22	0,002661	0,058202	0,996288	99,6504
23	0,002781	0,059511	0,997122	99,72929
24	0,002902	0,060791	0,997768	99,79038

Perhitungan dari derajat konsolidasi total untuk PVD pola segiempat diperhitungkan sama dengan persamaan yang digunakan untuk perhitungan pola segitiga, berikut adalah rekapan perhitungan derajat konsolidasi total PVD pola segi empat dengan jarak pemasangan  $S = 0,9$  m yang ditabelkan pada Tabel 5.11.

**Tabel 5. 11** Perhitungan Derajat Konsolidasi Untuk Pola Segi Tiga  $S = 0,9 \text{ m}$

t	Tv	Uv	Uh	Utotal
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,000121	0,012409	0,19072	20,07626
2	0,000242	0,017549	0,345066	35,65597
3	0,000363	0,021493	0,469976	48,13673
4	0,000484	0,024818	0,571062	58,17073
5	0,000605	0,027747	0,652869	66,25011
6	0,000726	0,030395	0,719074	72,7613
7	0,000847	0,032831	0,772652	78,01164
8	0,000967	0,035097	0,816012	82,24698
9	0,001088	0,037226	0,851102	85,66454
10	0,001209	0,03924	0,8795	88,42287
11	0,00133	0,041155	0,902482	90,64954
12	0,001451	0,042985	0,921081	92,44731
13	0,001572	0,044741	0,936132	93,89897
14	0,001693	0,04643	0,948313	95,07129
15	0,001814	0,048059	0,958171	96,01811
16	0,001935	0,049635	0,966149	96,78287
17	0,002056	0,051163	0,972605	97,40063
18	0,002177	0,052646	0,97783	97,89967
19	0,002298	0,054089	0,982058	98,30284
20	0,002419	0,055494	0,98548	98,62856
21	0,00254	0,056864	0,988249	98,89173
22	0,002661	0,058202	0,99049	99,10437
23	0,002781	0,059511	0,992304	99,27619
24	0,002902	0,060791	0,993772	99,41504

Untuk berbagai jarak pemasangan dapat digambarkan dalam grafik yang terdapat pada Lampiran 12.

3. Dari hasil perhitungan diatas ditentukan pola pemasangan dan jarak spasi PVD yang paling efektif digunakan untuk mencapai derajat konsolidasi rencana  $U = 90\%$ . Dalam perencanaan ini diputuskan menggunakan pola pemasangan segi tiga dengan spasi antar PVD 0,8 meter dikarenakan

- Area serap pola segitiga lebih luas dibandingkan dengan segi empat
- Jarak spasi antar PVD yang digunakan adalah  $S = 1$  meter atas pertimbangan dapat mencapai  $U = 90\%$  dalam waktu 8 minggu pentahapan penimbunan.

## 5.2.3 Peningkatan Daya Dukung, Penimbunan Bertahap

### 5.2.3.1 Peningkatan nilai Cu

Metode dalam penimbunan tanah timbunan adalah metode preloading dimana tinggi penimbunan harus memperhatikan tinggi timbunan kritis  $H_{cr}$  yang masih mampu dipikul oleh tanah dasar. Dengan bantuan program XSTABL didapatkan  $H_{cr}$  untuk  $SF = 1,25$  ( hasil perhitungan XSTABL,  $SF = 1,25$ ) adalah  $H_{cr} = 2,5$  meter. Dengan alasan ini penimbunan dilaksanakan secara bertahap dengan kecepatan pentahapan penimbunan direncanakan sebesar 50 cm/minggu. Sehingga akibat *preloading* terjadi peningkatan nilai parameter daya dukung tanah dasar (C) dengan langkah – langkah perhitungan sebagai berikut :

1. Diketahui data tanah sebagai berikut :

$$\gamma \text{ timbunan} = \gamma \text{ sat timbunan} = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$\emptyset \text{ tanah dsar} = 0 ; N_c = 5,14$$

$$C_u \text{ tanah dasar} = 7,78 \text{ kpa}$$

$$SF \text{ rencana timbunan} = 1,25$$

$$\text{Perhitungan H kritis dari XSTABL} = 2,514$$

Perhitungan H kritis timbunan dengan Persamaan :

$$H_{cr} = \frac{C_u \times N_c}{\gamma \text{ timbunan} \times SF} = 1,77 \text{ m}$$

Maka berdasarkan perhitungan H kritis, jika H initial timbunan melebihi H kritis, maka perlu adanya penundaan pentahapan atau langsung diputuskan dengan adanya perkuatan timbunan.

2. Selanjutnya dihitung peningkatan nilai daya dukung tanah untuk oprit bersisi tegak dengan  $H_{initial}$  3,982 m dengan 8 minggu tahap penimbunan dan kemudian diperhitungkan untuk perubahan tegangan di tiap lapisan tanah pada derajat konsolidasi,  $U = 100\%$ , umur 8 minggu dengan penimbunan beban penimbunan  $0,5 \text{ m/minggu} = 0,9 \text{ t/m}^2$  dengan persamaan 2.35 dengan perhitungan ditabelkan pada Tabel 5.12.

**Tabel 5. 12** Perubahan Tegangan tiap lapisan tanah,  $U = 100\%$

Kedalaman	H	z	$\gamma'$	Po'	$\sigma'1$	$\sigma'2$	$\sigma'3$	$\sigma'4$
	(m)	(m)	(t/m3)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)
A	B	C	D	E	F	G	H	I
0-1	1	0,5	0,600	0,300	1,200	2,100	3,000	3,900
1-2	1	1,5	0,650	0,925	1,825	2,725	3,625	4,525
2-3	1	2,5	0,650	1,575	2,475	3,375	4,275	5,175
3-4	1	3,5	0,550	2,175	3,075	3,975	4,875	5,775
4-5	1	4,5	0,550	2,725	3,625	4,525	5,425	6,325
5-6	1	5,5	0,550	3,275	4,175	5,075	5,975	6,875
6-7	1	6,5	0,550	3,825	4,725	5,625	6,525	7,425
7-8	1	7,5	0,550	4,375	5,275	6,175	7,075	7,975
8-9	1	8,5	0,683	4,992	5,892	6,792	7,692	8,592
9-10	1	9,5	0,683	5,675	6,575	7,475	8,375	9,275
10-11	1	10,5	0,683	6,358	7,258	8,158	9,058	9,958
11-12	1	11,5	0,683	7,042	7,942	8,842	9,742	10,642
12-13	1	12,5	0,683	7,725	8,625	9,525	10,425	11,325
13-14	1	13,5	0,683	8,408	9,308	10,208	11,108	12,008
14-15	1	14,5	0,683	9,092	9,992	10,892	11,792	12,692

**Lanjutan Tabel 5.12**

Kedalaman	$\sigma'5$	$\sigma'6$	$\sigma'7$	$\sigma'8$
	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)
A	J	K	L	M
0-1	4,800	5,700	6,600	7,500
1-2	5,425	6,325	7,225	8,125
2-3	6,075	6,975	7,875	8,775
3-4	6,675	7,575	8,475	9,375
4-5	7,225	8,125	9,025	9,925
5-6	7,775	8,675	9,575	10,475
6-7	8,325	9,225	10,125	11,025
7-8	8,875	9,775	10,675	11,575
8-9	9,492	10,392	11,292	12,192
9-10	10,175	11,075	11,975	12,875
10-11	10,858	11,758	12,658	13,558
11-12	11,542	12,442	13,342	14,242
12-13	12,225	13,125	14,025	14,925
13-14	12,908	13,808	14,708	15,608
14-15	13,592	14,492	15,392	16,292

Selanjutnya dari perhitungan diatas dijumlahkan total tegangan tanah lapisan yang ditinjau sesuai Persamaan 2.36. Dengan perhitungan ditabelkan pada Tabel 5.13.

**Tabel 5. 13** Total Tegangan tiap lapisan tanah,  $U = 100\%$ 

Perubahan tegangannya	Po'	$\Delta P1'$	$\Delta P2'$	$\Delta P3'$	$\Delta P4'$	$\Delta P5'$	$\Delta P6'$	$\Delta P7'$	$\Delta P8'$	e' (t/m2)	e' (kpa)
		h	h	h	h	h	h	h	h		
A	(t/m2)	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4		
Umur Timbunan		8	7	6	5	4	3	2	1		
Kedalaman	100	88,11	84,55	79,91	73,88	66,01	55,74	42,30	24,59		
0 - 1	0,30	0,718	0,726	0,693	0,642	0,573	0,483	0,365	0,211	4,7087	47,0868
1 - 2	0,93	0,758	0,736	0,698	0,645	0,576	0,485	0,366	0,212	5,4009	54,0086
2 - 3	1,58	0,770	0,742	0,702	0,648	0,578	0,486	0,367	0,212	6,0811	60,8112
3 - 4	2,18	0,776	0,745	0,704	0,650	0,579	0,488	0,368	0,213	6,6988	66,9876
4 - 5	2,73	0,779	0,748	0,706	0,651	0,581	0,489	0,369	0,213	7,2606	72,6062
5 - 6	3,28	0,781	0,749	0,707	0,653	0,582	0,489	0,370	0,214	7,8199	78,1994
6 - 7	3,83	0,783	0,750	0,708	0,654	0,582	0,490	0,370	0,214	8,3775	83,7752
7 - 8	4,38	0,784	0,751	0,709	0,654	0,583	0,491	0,371	0,215	8,9338	89,3384
8 - 9	4,99	0,785	0,752	0,710	0,655	0,584	0,492	0,372	0,215	9,5565	95,5646
9 - 10	5,68	0,786	0,753	0,711	0,656	0,585	0,492	0,372	0,215	10,2453	102,4535
10 - 11	6,36	0,787	0,754	0,712	0,657	0,585	0,493	0,373	0,216	10,9334	109,3339
11 - 12	7,04	0,787	0,755	0,712	0,657	0,586	0,493	0,373	0,216	11,6208	116,2077
12 - 13	7,73	0,788	0,755	0,713	0,658	0,586	0,494	0,373	0,216	12,3076	123,0763
13 - 14	8,41	0,788	0,755	0,713	0,658	0,587	0,494	0,374	0,216	12,9941	129,9406
14 - 15	9,09	0,788	0,756	0,713	0,658	0,587	0,495	0,374	0,217	13,6801	136,8014

3. Sehingga selanjutnya dapat diperhitungkan peningkatan nilai Cu dengan Persamaan 2.33 dan 2.34. Sehingga untuk perhitungan orprit bersisi tegak dengan  $H_{initial}$  3,982 m didapatkan peningkatan daya dukung seperti pada Tabel 5.14 :

**Tabel 5. 14** Peningkatan Nilai Cu tanah

Kedalaman m	PI	Cu Lama	Cu Baru	Cu Pakai	Cu Rata2	Cu Transisi
	%	Kpa	Kpa	Kpa	Kpa	Kpa
0 - 1	34,01	7,78	13,75	13,75	13,75	10,8
1 - 2	34,01	8,62	14,69	14,69	15,15	11,1
2 - 3	34,01	9,51	15,61	15,61		
3 - 4	34,01	10,32	16,45	16,45	17,96	12,8
4 - 5	34,01	11,06	17,21	17,21		
5 - 6	34,01	11,81	17,96	17,96		
6 - 7	34,01	12,56	18,72	18,72		
7 - 8	34,01	13,30	19,47	19,47	23,11	17,69
8 - 9	34,01	14,14	20,32	20,32		
9 - 10	34,01	15,06	21,25	21,25		
10 - 11	34,01	15,99	22,18	22,18		
11 - 12	34,01	16,92	23,11	23,11		
12 - 13	34,01	17,84	24,04	24,04		
13 - 14	34,01	18,77	24,97	24,97		
14 - 15	34,01	19,70	25,90	25,90		

### 5.2.3.2 Settlement Akibat Beban Preloading

Oleh adanya penambahan tegangan akibat beban tahapan timbunan perminggunya maka terjadi pemampatan konsolidasi tanah dasar yang telah dijelaskan pada sub-bab 2.6 dengan rumus

pemampatan konsolidasi dikontrol dengan 3 persamaan *settlement* 2.37, 2.38, dan 2.39. Maka dapat dihitung pada 1 minggu pentahapan terjadi *settlement* sebagai berikut :

1. Perhitungan penambahan tegangan efektif akibat beban timbunan dimana untuk mendapatkan nilai penambahan tegangan efektif ( $\Delta P'$ ) akibat timbunan bertahap untuk perhitungan *settlement* digunakan rumus  $\Delta P = 2 \times (\gamma \times h_{\text{pentahapan}}) \times I$ , dengan I didapatkan dari grafik. Dengan perhitungan ditabelkan pada Tabel 5.15.

**Tabel 5. 15** Total Penambahan Tegangan efektif ( $\Delta P'$ )

Perubahan tegangan	Po'	$\Delta P1'$	$\Delta P2'$	$\Delta P3'$	$\Delta P4'$	$\Delta P5'$	$\Delta P6'$	$\Delta P7'$	$\Delta P8'$
	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)
Tinggi Penimbunan	-	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4
Kedalaman									
0-1	0,30	0,450	0,450	0,450	0,450	0,450	0,446	0,443	0,445
1-2	0,93	0,450	0,450	0,450	0,446	0,443	0,445	0,436	0,432
2-3	1,58	0,450	0,446	0,443	0,445	0,436	0,432	0,430	0,425
3-4	2,18	0,443	0,445	0,436	0,432	0,430	0,425	0,412	0,410
4-5	2,73	0,436	0,432	0,430	0,425	0,412	0,410	0,400	0,400
5-6	3,28	0,430	0,425	0,412	0,410	0,400	0,400	0,389	0,382
6-7	3,83	0,414	0,410	0,400	0,400	0,389	0,382	0,373	0,369
7-8	4,38	0,400	0,400	0,389	0,382	0,373	0,369	0,365	0,356
8-9	4,99	0,383	0,382	0,373	0,369	0,365	0,356	0,346	0,338
9-10	5,68	0,373	0,369	0,365	0,356	0,346	0,338	0,333	0,324
10-11	6,36	0,362	0,356	0,346	0,338	0,333	0,324	0,319	0,311
11-12	7,04	0,346	0,338	0,333	0,324	0,319	0,311	0,306	0,299
12-13	7,73	0,333	0,324	0,319	0,311	0,306	0,299	0,295	0,290
13-14	8,41	0,319	0,311	0,306	0,299	0,295	0,290	0,286	0,279
14-15	9,09	0,308	0,299	0,295	0,290	0,286	0,279	0,274	0,268

2. Dengan nilai  $Po'$  dan  $\Delta P'$  seperti yang telah diperhitungkan oleh Tabel 5.15. maka dapat dihitung pada 1 minggu pentahapan terjadi *settlement* yang ditabelkan pada Tabel 5.16.

**Tabel 5. 16** Perumusan *Settlement* pada 1 minggu *preloading*

Kedalaman	Po'	$\Delta P1'$	Po'+ $\Delta P1'$	Keterangan	Pc'	Gunakan
	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )		(t/m <sup>2</sup> )	
0 - 1	0,30	0,45	0,75	<	2,30	RUMUS 1
1 - 2	0,93	0,45	1,38	<	2,93	RUMUS 1
2 - 3	1,58	0,45	2,03	<	3,58	RUMUS 1
3 - 4	2,18	0,44	2,62	<	4,18	RUMUS 1
4 - 5	2,73	0,44	3,16	<	4,73	RUMUS 1
5 - 6	3,28	0,43	3,71	<	5,28	RUMUS 1
6 - 7	3,83	0,41	4,24	<	5,83	RUMUS 1
7 - 8	4,38	0,40	4,77	<	6,38	RUMUS 1
8 - 9	4,99	0,38	5,38	<	6,99	RUMUS 1
9 - 10	5,68	0,37	6,05	<	7,68	RUMUS 1
10 - 11	6,36	0,36	6,72	<	8,36	RUMUS 1
11 - 12	7,04	0,35	7,39	<	9,04	RUMUS 1
12 - 13	7,73	0,33	8,06	<	9,73	RUMUS 1
13 - 14	8,41	0,32	8,73	<	10,41	RUMUS 1
14 - 15	9,09	0,31	9,40	<	11,09	RUMUS 1

Dari Tabel 5.16 diketahui bahwa pada 1 minggu pentahanan pertama digunakan persamaan 2.37 untuk seluruh kedalaman tinjau, sehingga *settlement* yang terjadi untuk 1 minggu pentahanan ditabelkan pada Tabel 5.17.

**Tabel 5. 17** Pemampatan pada 1 minggu *preloading*

Kedalaman (m)	H (m)	Cc	Cs	e <sub>0</sub>	Sc Timb 1
	0 - 1	1	0,9012	0,195	2,1440
1 - 2	1	0,7452	0,164	1,8590	0,0099
2 - 3	1	0,7452	0,164	1,8590	0,0062
3 - 4	1	1,0795	0,231	2,4280	0,0054
4 - 5	1	1,0795	0,231	2,4280	0,0043
5 - 6	1	1,0795	0,231	2,4280	0,0036
6 - 7	1	1,0795	0,231	2,4280	0,0030
7 - 8	1	1,0795	0,231	2,4280	0,0026
8 - 9	1	0,6534	0,145	1,4150	0,0019
9 - 10	1	0,6534	0,145	1,4150	0,0017
10 - 11	1	0,6534	0,145	1,4150	0,0014
11 - 12	1	0,6534	0,145	1,4150	0,0013
12 - 13	1	0,6534	0,145	1,4150	0,0011
13 - 14	1	0,6534	0,145	1,4150	0,0010
14 - 15	1	0,6534	0,145	1,4150	0,0009
Total Settlement ( m )					0,069

Berdasarkan perhitungan pada Tabel 5.17 diperoleh *settlement* total akibat 1 minggu penimbunan ( $\Delta P1$ ) adalah 0,069

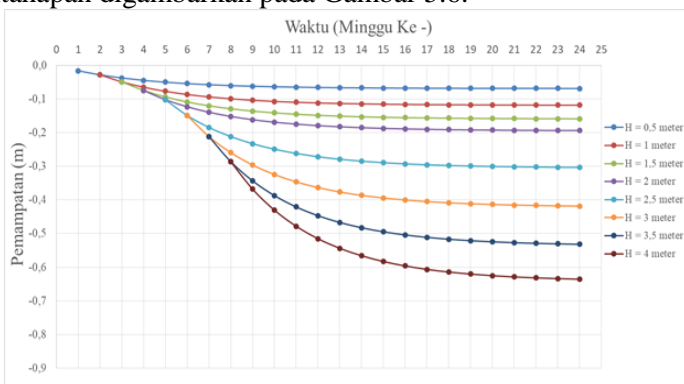


m. Oleh karena  $H_{initial}$  timbunan adalah 3,982 meter maka dilakukan 8 minggu pentahapan, dengan ini maka selanjutnya dihitung *settlement* untuk  $\Delta P_2$  sampai dengan  $\Delta 8$  dengan rekapan perhitungan ditabelkan pada Tabel 5.18.

**Tabel 5. 18** Pemampatan pada 8 minggu preloading

Kedalaman (m)	Sc Timb 1	Sc Timb 2	Sc Timb 3	Sc Timb 4	Sc Timb 5	Sc Timb 6	Sc Timb 7	Sc Timb 8
0-1	0,0247	0,0127	0,0086	0,0065	0,0242	0,0201	0,0172	0,0151
1-2	0,0099	0,0070	0,0055	0,0045	0,0171	0,0149	0,0129	0,0115
2-3	0,0062	0,0050	0,0041	0,0035	0,0138	0,0122	0,0110	0,0099
3-4	0,0054	0,0046	0,0039	0,0034	0,0142	0,0127	0,0113	0,0104
4-5	0,0043	0,0037	0,0033	0,0029	0,0121	0,0111	0,0100	0,0093
5-6	0,0036	0,0032	0,0028	0,0025	0,0106	0,0098	0,0089	0,0082
6-7	0,0030	0,0027	0,0024	0,0022	0,0094	0,0087	0,0080	0,0074
7-8	0,0026	0,0023	0,0021	0,0019	0,0018	0,0078	0,0073	0,0067
8-9	0,0019	0,0018	0,0016	0,0015	0,0014	0,0059	0,0055	0,0051
9-10	0,0017	0,0015	0,0014	0,0013	0,0012	0,0052	0,0049	0,0046
10-11	0,0014	0,0014	0,0012	0,0012	0,0011	0,0046	0,0044	0,0041
11-12	0,0013	0,0012	0,0011	0,0010	0,0010	0,0009	0,0009	0,0037
12-13	0,0011	0,0010	0,0010	0,0009	0,0009	0,0008	0,0036	0,0034
13-14	0,0010	0,0009	0,0009	0,0008	0,0008	0,0008	0,0032	0,0031
14-15	0,0009	0,0008	0,0008	0,0007	0,0007	0,0007	0,0029	0,0028
Total Settlement ( m )	0,069	0,050	0,041	0,035	0,110	0,116	0,115	0,105

Sehingga diperoleh grafik pemampatan dengan 8 minggu pentahapan digambarkan pada Gambar 5.6.

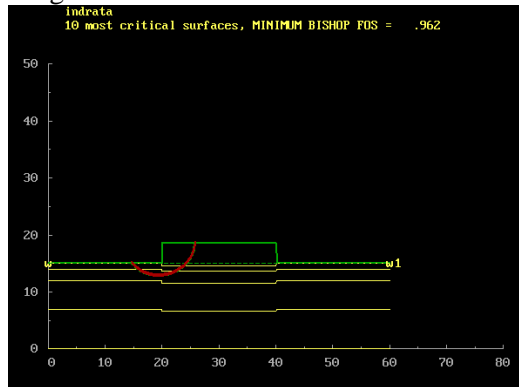


**Gambar 5. 6** Grafik pemampatan pada 8 minggu preloading

Berdasarkan Gambar 5.21 maka diperoleh  $S_c$  total untuk 8 minggu pentahapan = 0,37 m.

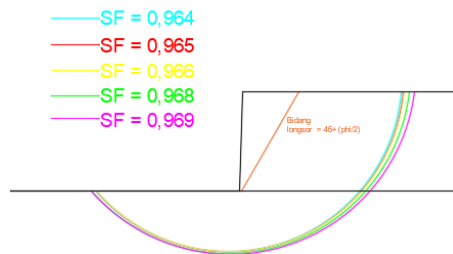
### 5.3 Perhitungan Stabilitas Timbunan

Setelah menghitung perbaikan tanah menggunakan PVD kemudian dilakukan kontrol *overall stability* dan *internal stability* menggunakan software DXSTABLE untuk mengetahui nilai *safety factor* (SF). Dari Gambar 5.6 didapatkan  $S_c$  total 8 minggu pentahapan sebesar 0,37 m. Nilai  $S_c$  tersebut kemudian dikontrol kedalam *software* DXSTABLE untuk diperoleh kestabilan timbunan sebagai berikut :

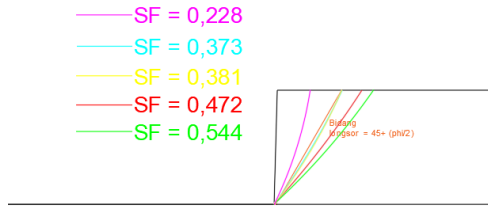


**Gambar 5. 7** Kestabilan timbunan pada 8 minggu *preloading*

Dilakukan perhitungan SF sebanyak 5 kali untuk timbunan tegak dengan  $H_{initial}$  3,982. Hasil *Running* dengan 5 nilai minimum hasil kontrol *overall stability* digambarkan pada Gambar 5.8 dan hasil kontrol *stability* dibawah kaki timbunan digambarkan pada Gambar 5.9.



**Gambar 5. 8** Hasil *Running* 5 kali SF DXSTABLE



**Gambar 5. 9** Hasil *Running* 5 kali SF DXSTABLE ditinjau dibawah kaki timbunan

**Tabel 5. 19** Hasil *Output Overall stability DXSTABLE*

No.	SF (bishop)	Moment resisting (KN-m)	Circle center		Radius m	Initial x (m)	Terminal x (m)
			x (m)	y (m)			
1	0,964	1050	19,45	19,12	6,340	14,630	25,76
2	0,965	1057	19,50	19,13	6,350	14,670	25,82
3	0,966	1062	19,51	19,14	6,370	14,670	25,85
4	0,968	1129	19,5	19,29	6,590	14,500	26,03
5	0,969	1166	19,57	19,38	6,700	14,500	26,21

**Tabel 5. 20** Hasil *Output Overall stability DXSTABLE* ditinjau dibawah kaki timbunan

No.	SF (bishop)	Moment resisting (KN-m)	Circle center		Radius m	Initial x (m)	Terminal x (m)
			x (m)	y (m)			
1	0,228	106,2	8,56	20,55	12,630	19,900	21,03
2	0,373	485,9	2,37	27,91	21,770	19,900	22,05
3	0,381	378,5	6,96	25,11	16,420	19,900	22,03
4	0,472	897,7	0,13	33,1	26,800	19,900	22,67
5	0,969	912,3	5,16	31,03	21,770	19,900	23,04

Dari perhitungan SF diatas didapatkan bahwa SF terkecil hasil kontrol adalah sebesar 0,22 dimana nilai SF ini masih kurang dari SF rencana sebesar 1,25 maka stabilitas timbunan dianggap tidak aman, sehingga dibutuhkan perkuatan untuk kestabilan timbunan. Hasil Overall stability pada Tabel 5.19 dan Tabel 5.20 akan dibandingkan guna perencanaan panjang perkuatan *geogrid* dan *geotekstile*.

## 5.4 Perencanaan Perkuatan Timbunan

### 5.4.1 Perencanaan *Geotextile*

Dalam perencanaan *geotextile wall reinforcement* dihitung berdasarkan teori yang telah dijelaskan pada sub-bab 2.7.1 digunakan produk *geotextile* sesuai yang dijelaskan pada sub-bab 4.3 dengan brosur produk terlampir pada lampiran 5. Dalam penyusunan tugas akhir ini, perencanaan *geotextile* direncanakan menerima semua beban yang terjadi. Perhitungan dari perencanaan *geotextile* adalah sebagai berikut :

1. Perhitungan kuat ijin tarik *geotextile* dengan jenis dan tipe *geotextile* yang digunakan adalah jenis *polypropylene woven geotextile Huesker Stabilenka* dan tipe 200/45 dengan memiliki kekuatan tarik sebesar 200 kN/m.

$$\gamma_t = 1,80 \text{ t/m}^3$$

$$q = 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$\Theta = 30^\circ$$

$$K_a = \tan^2(45 - \Theta/2)$$

$$K_a = \tan^2(45 - 30/2) = 0,333$$

$$SF \text{ rencana} = 1,5$$

$$T_{allow} = T / (FS_{ib} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd})$$

$$T_{allow} = 200 / (1,5 \times 3 \times 1,25 \times 1,15) = 30,918 \text{ kN/m}^2$$

2. Selanjutnya dipilih bidang longsor terpanjang dari 5 nilai minimum hasil kontrol *overall stability*. Dari Gambar 5.8 didapatkan bidang longsor terpanjang yaitu SF=0,969. Bidang longsor ini digunakan untuk acuan installasi Lr *geotextile* memotong bidang longsor dengan dipilih dibandingkan bidang longsor alam ( $45^\circ + \Theta/2$ )
3. Perhitungan jarak pemasangan *geotextile* ( $S_v$ ) dengan rencana pemadatan per-25 cm digunakan persamaan 2.40 dan 2.41. Contoh perhitungan  $S_v$  untuk oprit setinggi 4,8 m adalah sebagai berikut :

$$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{hq}$$

$$= (z \times K_a \times \gamma_t) + (q \times K_a)$$

$$= (3,9 \times 0,333 \times 1,80) + (1,5 \times 0,333) = 2,34 \text{ t/m}^2$$

Selanjutnya diperhitungkan nilai dari jarak pemasangan *geotextile*.

$$Sv = \frac{Tallow}{SF \times \sigma_h} = \frac{3,092}{1,5 \times 2,34} = 0,725 \text{ m, digunakan } Sv = 0,5 \text{ m}$$

Untuk batas atas dalam installasi dilapangan maka disyaratkan  $Sv \text{ pakai} < Sv \text{ hitung}$ . Rekap hasil perhitungan ditabelkan pada Tabel 5.21.

**Tabel 5. 21** Perhitungan SV geotekstile

Z (m)	Ka timb	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{Hs}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{Hq}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Sigma \sigma H$ (t/m <sup>2</sup> )	T allow (t/m)	Sv (m)	Sv pakai (m)
0	0,33333	1,8	0	0,5	0,5			
1	0,33333	1,8	0,6	0,5	1,1	3,092	1,87381	0,5
2	0,33333	1,8	1,2	0,5	1,7	3,092	1,21247	0,5
3	0,33333	1,8	1,8	0,5	2,3	3,092	0,89617	0,5
3,9	0,33333	1,8	2,34	0,5	2,84	3,092	0,72577	0,5

4. Setelah didapatkan Sv untuk pemasangan *geotextile* maka dapat dihitung keperluan panjang *geotextile* yang meliputi perhitungan  $L_e$ ,  $L_r$ , dan  $L_o$  dimana masing-masing digunakan rumus persamaan pada sub-bab 2.43, 2.44, dan 2.45. Cara menghitung panjang *geotextile* yang ditanam (L) adalah :

$$L = L_r + L_e$$

Dimana :

$L_r$  = panjang *geotextile* didepan bidang longsor.

$L_e$  = panjang *geotextile* yang berada dalam *achorage zone*, dengan panjang minimal = 1 m.

$L_o$  = panjang lipatan, dengan panjang minimal = 1 m.

Contoh perhitungan panjang *geotextile* untuk perencanaan oprit setinggi 3,9 m:

$$L_r = (H-z) \times [\tan(45-\theta/2)]$$

$$L_r = (3,982 - 3,9) \times [\tan(45-30/2)] = 0,0470 \text{ m}$$

$$L_e = \frac{Sv \times \sigma_h \times SF}{2[c + \sigma_v(\tan\delta)]}; \delta = 2/3 \times \theta = 2/3 \times 30^\circ = 20^\circ$$

$$= \frac{0,5 \times 2,34 \times 1,5}{2[1,410 + (1,80 \times 3,9)(0,363)]} = 0,268 \text{ m} \geq 1 \text{ m,}$$

maka  $L_e$  digunakan 1 m

maka  $L = L_r + L_e = 0,0470 \text{ m} + 1 \text{ m} = 1,047 \text{ m}$

Hasil  $L_e$  dan  $L_r$  hitungan dibandingkan dengan garis bidang longsor terjauh yang paling kritis.  $L$  pakai didapatkan dari pembulatan  $L$  paling panjang, fungsinya adalah untuk memudahkan pekerjaan di lapangan.

Setelah didapatkan  $L$ , dihitung panjang lipatan *geotextile* ( $L_o$ ):

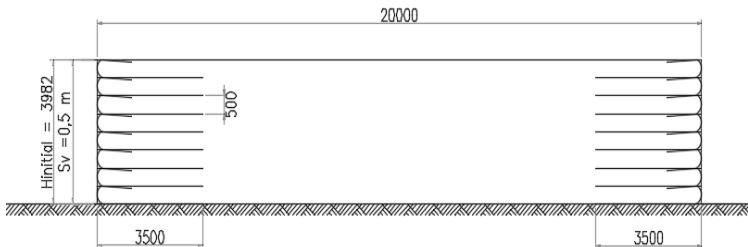
$$L_o = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot SF}{4[c + \sigma_v(\tan \delta)]}$$

$$= \frac{0,5 \times 2,34 \times 1,5}{4[0,823 + (1,80 \times 3,9)(0,363)]} = 0,131 \leq 1 \text{ m},$$

maka  $L_o$  digunakan 1 m.

$L$  total =  $S_v + L_o + L$  pakai =  $0,5 + 2 + 1 = 3,5 \text{ m}$

Untuk lebih jelasnya akan ditunjukkan pada Gambar 5.10 tentang penggunaan hasil perhitungan  $S_v$ ,  $L_o$  dan  $L$  pakai pada *geotextile wall*.



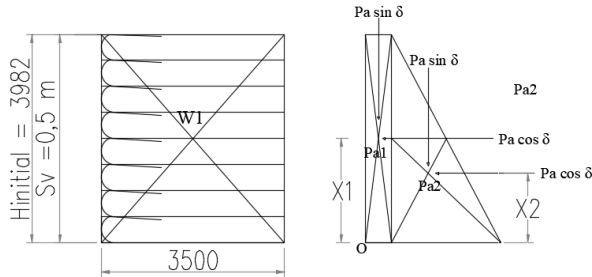
**Gambar 5. 10** Sketsa pemasangan *geotextile wall*.

Perhitungan selengkapnya menurut ketinggian oprit disajikan pada Tabel 5.22.

**Tabel 5. 22** Perhitungan  $L_e, L_r$ , dan  $L_o$  *geotekstile*

Z (m)	Ka timb	$\gamma$ ( $t/m^3$ )	$\sigma_v$ ( $t/m^2$ )	Hitungan			Pakai		Keterangan
				$L_e$ (m)	$L_r$ (m)	$L_o$ (m)	$L_e$ & $L_r$ (m)	$L_o$ (m)	
0	0,333	1,8							
1	0,333	1,8	1,8	0,200	1,721	0,198	3,5	1	tidak menerus
2	0,333	1,8	3,6	0,234	1,144	0,153	3,5	1	tidak menerus
3	0,333	1,8	5,4	0,255	0,567	0,138	3,5	1	tidak menerus
3,9	0,333	1,8	7,02	0,269	0,047	0,131	3,5	1	tidak menerus

5. Selanjutnya diperiksa *external stability* kontrol terhadap guling sesuai persamaan 2.46 pada sub-bab 2.7.1.3 dengan skema beban yang terjadi pada sisi timbunan digambarkan pada Gambar 5.11.



**Gambar 5. 9** Skema beban *external stability* timbunan

Digunakan persamaan kontrol SF sebagai berikut :

$$SF_{\text{guling}} = \frac{\sum \text{Momen penahan}}{\sum \text{Momen dorong}} \geq 1,5$$

Dimana:

$$M_{\text{penahan}} = \sum W \times \text{Jarak Titik Berat Ke Titik O} + \sum Pa \times \sin \delta \times \text{Jarak Titik Berat Ke Titik O}$$

$$M_{\text{dorong}} = \sum (Pa \cos(\delta) \times \text{Jarak Titik Berat Ke Titik O})$$

Untuk perhitungan lebih jelas tentang *external stability* yang bekerja dijelaskan pada Tabel 5.23 dibawah ini dengan perhitungan tekanan tanah dihitung sesuai dengan skema pada Gambar 5.9 sebagai berikut :

$$Pa 1 = 0,5 \times 3,9 = 1,95 \text{ t}$$

$$Pa 2 = 1/2 \times (2,84-0,5) \times 3,9 = 4,563 \text{ t}$$

**Tabel 5. 23** Perhitungan *eksternal stability geotekstile*

Pa (t)	Pa.sin.δ	∑Pa.sin.δ	x (m)	∑Pa.sin.δ.x	Pa.cos.δ	∑Pa.cos.δ	x (m)	∑Pa.cos.δ.x
1,95	0,885281	2,95684	0,25	2,87291544	1,737463	5,8031255	2,0	8,67341391
4,563	2,071559		1,28		4,065663		1,3	

(Lanjutan Tabel 5.23)

L (m)	X (m)	H (m)	W (t)			
3,5	1,75	3,9	W1	24,57	W1X	42,9975
			$\Sigma w$	24,57	$\Sigma w \cdot x$	42,9975

Sehingga didapat,

$$SF = \frac{42,997 \times 2,873}{8,673} = 8,673 = 5,289 \text{ (OK!)}$$

Maka *geotextile* dinyatakan aman terhadap guling.

6. Perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geotextile wall* terhadap geser sesuai Persamaan 2.47 pada sub-bab 2.7.1.3.

$$SF_{\text{geser}} = \frac{\Sigma \text{ gaya penahan}}{\Sigma \text{ gaya dorong}} \geq 3$$

Dimana

$$\text{Gaya penahan}_1 = C + \left( \frac{\Sigma W + \Sigma Pa \times \sin \delta}{L_{\text{geser}}} \right) \times \tan \delta$$

$$\text{Gaya dorong} = \frac{\Sigma Pa \cos(\delta)}{L_{\text{geser}}}$$

Sehingga didapatkan,

$$SF_{\text{geser}} = \frac{1,410 + \frac{(24,57 + 2,956)}{3,5} \times \tan 27}{\frac{5,803}{3,5}} = 3,267$$

7. Kontrol terhadap *bearing capacity failure* sesuai persamaan 2.48 pada sub-bab 2.7.1.3. Perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geotextile wall* terhadap daya dukung tanah dihitung menggunakan rumus dasar :

$$SF = \frac{q_{\text{ultimate}}}{q_{\text{actual}}}$$

Dimana untuk menghitung  $q_{\text{ultimate}}$  diasumsikan bahwa dasar timbunan yang diperkuat dengan *geotextile* sebagai dinding penahan tanah merupakan sebuah pondasi dangkal dengan B (lebar pondasi) = 3,5 m dan D (kedalaman pondasi) = 0 m. sementara itu,  $q_{\text{actual}}$  adalah beban yang terjadi akibat berat sendiri timbunan dan beban lalu lintas di atasnya ditambahkan dengan momen yang terjadi dibagi dengan W, perhitungannya adalah sebagai berikut :



$$\Theta = 30^\circ$$

$$N_c = 5,14$$

$$N_y = 0$$

$$N_q = 1$$

$$C = 1,410 \text{ t/m}^2$$

$$y_t = 1,633 \text{ t/m}^3$$

$$B = 3,5 \text{ m}$$

$$Q_{\text{lalin}} = 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_{\text{ultimate}} &= (C \times N_c) + (q \times N_q) + (0,5 \times \gamma_{\text{tanahdasar}} \times B \times N_y) \\ &= (1,410 \times 5,14) + (1,5 \times 1) + (0,5 \times 1,600 \times 3,5 \times 0) \\ &= 8,749 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\text{actual}} = V/A + M/W$$

dimana:

$$\begin{aligned} V/A &= (\gamma_{\text{timb}} \times H) + q \\ &= (1,8 \times 3,9) + 1,5 \text{ t/m}^2 \\ &= 8,52 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$M/W = \frac{M_{\text{dorong}}}{\frac{1}{6} \times B \times B} = \frac{8,673}{\frac{1}{6} \times 3,5 \times 3,5} = 4,248 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\text{actual}} = 10,14 \text{ t/m}^2 + 4,248 \text{ t/m}^2 = 14,388 \text{ t/m}^2$$

Sehingga didapatkan,

$$SF = \frac{q_{\text{ultimate}}}{q_{\text{terjadi}}} = \frac{8,749}{14,388} = 0,608 \text{ ( Not Oke!!)}$$

Kontrol terhadap *bearing capacity failure* dinyatakan tidak aman sehingga diputuskan digunakan *Micropile* sebagai perkuatan untuk kontrol terhadap *bearing capacity*.

#### 5.4.2 Perencanaan *Geogrid*

Dalam perencanaan *geogrids wall reinforcement* dihitung berdasarkan teori yang telah dijelaskan pada sub-bab 2.7.2 digunakan produk *geotextile* sesuai yang dijelaskan pada sub-bab 4.3 dengan brosur produk terlampir pada lampiran 7. Dalam penyusunan tugas akhir ini, perencanaan *geogrid* direncanakan menerima semua beban yang terjadi, sedangkan *keystone wall*

hanya digunakan untuk penutup *geogrids*. Langkah – langkah perhitungan dari perencanaan *geogrids* adalah sebagai berikut :

1. Perhitungan kuat ijin tarik *geotextile* dengan jenis dan tipe *geogrids* yang digunakan adalah jenis *Geogrid TENAX Uni-Axial* dan tipe TT 160 Samp dengan memiliki kekuatan tarik sebesar 160 kN/m.

$$\gamma_t = 1,80 \text{ t/m}^3$$

$$q = 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$\Theta = 30^\circ$$

$$K_a = \tan^2(45-\Theta/2)$$

$$K_a = \tan^2(45-30/2) = 0,333$$

$$SF \text{ rencana} = 1,5$$

$$T_{allow} = T/(FSib \times FScr \times FScd \times FSbd)$$

$$T_{allow} = 160/(1,5 \times 3 \times 1,25 \times 1,15) = 24,734 \text{ kN/m}^2$$

2. Selanjutnya dipilih bidang longsor terpanjang dari 5 nilai minimum hasil kontrol *overall stability*. Dari gambar 5.8 didapatkan bidang longsor terpanjang yaitu SF= 0,969. Bidang longsor ini digunakan untuk acuan installasi Lr *geogrid* memotong bidang longsor dipilih dibandingkan dengan bidang longsor alam ( $45^\circ + \Theta/2$ )

3. Perhitungan jarak pemasangan *geogrid* ( $S_v$ ) dengan rencana pemadatan per-20 cm dikarenakan digunakan *keystone* pertinggi 20 cm,dengan perhitungan digunakan persamaan 2.40 dan 2.41. Contoh perhitungan  $S_v$  untuk oprit setinggi 3,9 m adalah sebagai berikut :

$$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{hq}$$

$$= (z \times K_a \times \gamma_t) + (q \times K_a)$$

$$= (3,9 \times 0,333 \times 1,80) + (1,5 \times 0,333)$$

$$= 2,84 \text{ t/m}^2$$

Selanjutnya diperhitungkan nilai dari jarak pemasangan *geotextile*.

$$S_v = \frac{T_{allow}}{SF \times \sigma_h} = \frac{2,473}{1,5 \times 2,84} = 0,580 \text{ m, digunakan } S_v = 0,4 \text{ m}$$

Untuk batas atas dalam installasi dilapangan maka disyaratkan Sv pakai < Sv hitung. Rekap hasil perhitungan ditabelkan pada Tabel 5.24.

**Tabel 5. 24** Perhitungan SV *geogrid*

Z (m)	Ka timb	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma$ Hs (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ Hq (t/m <sup>2</sup> )	$\Sigma$ $\sigma$ H (t/m <sup>2</sup> )	T allow (t/m)	Sv (m)	Sv pakai (m)
0	0,333333	1,8	0	0,5	0,5			
1	0,333333	1,8	0,6	0,5	1,1	2,473	1,49905	1
2	0,333333	1,8	1,2	0,5	1,7	2,473	0,96997	0,6
3	0,333333	1,8	1,8	0,5	2,3	2,473	0,71694	0,6
3,9	0,333333	1,8	2,34	0,5	2,84	2,473	0,58062	0,4

4. Setelah didapatkan Sv untuk pemasangan *geogrid* maka dapat dihitung keperluan panjang *geogrid* yang meliputi perhitungan Le dan Lr dimana masing-masing digunakan rumus persamaan pada sub-bab 2.43 dan 2.44. Cara menghitung panjang *geotextile* yang ditanam (L) adalah :

$$L = L_r + L_e$$

Dimana :

Lr = panjang *geogrid* didepan bidang longsor.

Le = panjang *geogrid* yang berada dalam *achorage zone*, dengan panjang minimal = 1 m..

Contoh perhitungan panjang *geogrid* untuk perencanaan oprit setinggi 3,9 m:

$$L_r = (H-z) \times [\tan(45-\theta/2)]$$

$$L_r = (3,982 - 3,9) \times [\tan(45-30/2)] = 0,0470 \text{ m}$$

$$L_e = \frac{S_v \times \sigma_h \times SF}{2[c + \sigma_v(\tan\delta)]}; \delta = 2/3 \times \theta = 2/3 \times 30^\circ = 20^\circ$$

$$= \frac{0,4 \times 2,84 \times 1,5}{2[1,410 + (1,80 \times 3,9)(0,363)]} = 0,156 \text{ m} \geq 1 \text{ m},$$

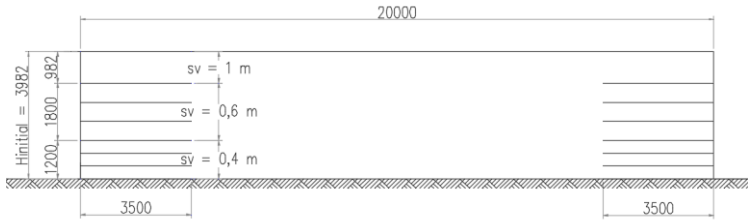
maka Le digunakan 1 m

$$\text{maka } L = L_r + L_e = 0,0470 \text{ m} + 1 \text{ m} = 1,047 \text{ m}$$

Hasil Le dan Lr hitungan dibandingkan dengan garis bidang longsor terjauh yang paling kritis. L pakai didapatkan dari

pembulatan  $L$  paling panjang, fungsinya adalah untuk memudahkan pekerjaan di lapangan.

Untuk lebih jelasnya penggunaan hasil perhitungan  $S_v$  dan  $L$  pakai akan dijelaskan pada gambar sketsa pemasangan *geogrid* pada Gambar 5.12.



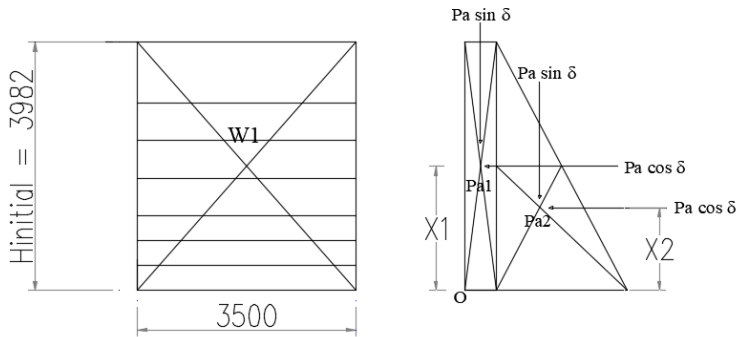
**Gambar 5. 10** Sketsa pemasangan *geogrid*

Perhitungan selengkapnya untuk menghitung panjang *geogrid* menurut ketinggian oprit yang berbeda beda disajikan pada Tabel 5.25.

**Tabel 5. 25** Perhitungan  $L_e$  dan  $L_r$  geogrid

$Z$ (m)	Ka timb	$\gamma$ ( $t/m^3$ )	$\sigma_v$ ( $t/m^2$ )	Hitungan			Pakai		Keterangan
				$L_e$ (m)	$L_r$ (m)	$L_o$ (m)	$L_e \& L_r$ (m)	$L_o$ (m)	
0	0,333	1,8							
1	0,333	1,8	1,8	0,200	1,721	0,198	3,5	1	tidak menerus
2	0,333	1,8	3,6	0,234	1,144	0,153	3,5	1	tidak menerus
3	0,333	1,8	5,4	0,255	0,567	0,138	3,5	1	tidak menerus
3,9	0,333	1,8	7,02	0,269	0,047	0,131	3,5	1	tidak menerus

- Selanjutnya diperiksa *external stability* kontrol terhadap guling sesuai persamaan 2.46 pada sub-bab 2.7.1.3 dengan skema beban yang terjadi pada sisi timbunan digambarkan pada gambar 5.13.



**Gambar 5. 11** Skema beban *external stability* timbunan  
Digunakan persamaan kontrol SF sebagai berikut :

$$SF_{\text{guling}} = \frac{\sum \text{Momen penahan}}{\sum \text{Momen dorong}} \geq 1,5$$

Dimana:

$$M_{\text{penahan}} = \sum W \times \text{Jarak Titik Berat Ke Titik O} + \sum Pa \times \sin \delta \times \text{Jarak Titik Berat Ke Titik O}$$

$$M_{\text{dorong}} = \sum (Pa \cos(\delta) \times \text{Jarak Titik Berat Ke Titik O})$$

Untuk perhitungan lebih jelas tentang *eksternal stability* yang bekerja dijelaskan pada Tabel 5.26 ini dengan perhitungan tekanan tanah dihitung sesuai dengan skema pada gambar 5.11 sebagai berikut :

$$Pa 1 = 0,5 \times 3,9 = 1,95 \text{ t}$$

$$Pa 2 = 1/2 \times (2,84-0,5) \times 3,9 = 4,563 \text{ t}$$

**Tabel 5. 26** Perhitungan *eksternal stability geogrid*

Pa (t)	Pa.sin.δ	ΣPa.sin.δ	x (m)	ΣPa.sin.δ.x	Pa.cos.δ	ΣPa.cos.δ	x (m)	ΣPa.cos.δ.x
1,95	0,885281	2,95684	0,25	2,87291544	1,737463	5,8031255	2,0	8,67341391
4,563	2,071559		1,28		4,065663		1,3	

(lanjutan Tabel 5.26)

L (m)	X (m)	H (m)	W (t)			
3,5	1,75	3,9	W1	24,57	W1X	42,9975
			Σw	24,57	Σw.x	42,9975

Sehingga didapat,

$$SF = \frac{42,997 \times 2,873}{8,673} = 8,673 = 5,289 \text{ (OK!)}$$

Maka *geogrid* dinyatakan aman terhadap guling.

8. Perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geogrid wall* terhadap geser sesuai persamaan 2.47 pada sub-bab 2.7.1.3.

$$SF_{\text{geser}} = \frac{\sum \text{ gaya penahan}}{\sum \text{ gaya dorong}} \geq 3$$

Dimana :

$$\text{Gaya penahan}_1 = C + \left( \frac{\sum W + \sum Pa \times \sin \delta}{L_{\text{geser}}} \right) \times \tan \delta$$

$$\text{Gaya dorong} = \frac{\sum Pa \cos(\delta)}{L_{\text{geser}}}$$

Sehingga didapatkan,

$$SF_{\text{geser}} = \frac{1,410 + \frac{(24,57 + 2,956)}{3,5}}{\frac{5,803}{3,5}} \times \tan 27 = 3,267$$

9. Kontrol terhadap *bearing capacity failure* sesuai Persamaan 2.48 pada sub-bab 2.7.1.3. Perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geogrid wall* terhadap daya dukung tanah dihitung menggunakan rumus dasar :

$$SF = \frac{q_{\text{ultimate}}}{q_{\text{actual}}}$$

Dimana untuk menghitung  $q_{\text{ultimate}}$  diasumsikan bahwa dasar timbunan yang diperkuat dengan *geogrid* sebagai dinding penahan tanah merupakan sebuah pondasi dangkal dengan B (lebar pondasi) = 3,5 m dan D (kedalaman pondasi) = 0 m. sementara itu,  $q_{\text{actual}}$  adalah beban yang terjadi akibat berat sendiri timbunan dan beban lalu lintas di atasnya ditambahkan dengan momen yang terjadi dibagi dengan W, perhitunganya adalah sebagai berikut :

$$\Theta = 30^\circ$$

$$N_c = 5,14$$

$$N_y = 0$$

$$N_q = 1$$

$$C = 1,410 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_t = 1,633 \text{ t/m}^3$$

$$B = 3,5 \text{ m}$$

$$Q_{\text{lalin}} = 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_{\text{ultimate}} &= (C \times N_c) + (q \times N_q) + (0,5 \times \gamma_{\text{tanahdasar}} \times B \times N_\gamma) \\ &= (1,410 \times 5,14) + (1,5 \times 1) + (0,5 \times 1,600 \times 3,5 \times 0) \\ &= 8,749 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\text{actual}} = V/A + M/W$$

dimana:

$$V/A = (\gamma_{\text{timb}} \times H) + q = (1,8 \times 3,9) + 1,5 \text{ t/m}^2 = 8,52 \text{ t/m}^2$$

$$M/W = \frac{M_{\text{dorong}}}{\frac{1}{6} \times B \times B} = \frac{8,673}{\frac{1}{6} \times 3,5 \times 3,5} = 4,248 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\text{actual}} = 10,14 \text{ t/m}^2 + 4,248 \text{ t/m}^2 = 14,388 \text{ t/m}^2$$

Sehingga didapatkan,

$$SF = \frac{q_{\text{ultimate}}}{q_{\text{terjadi}}} = \frac{8,749}{14,388} = 0,608 \text{ (Not Oke!!)}$$

Kontrol terhadap *bearing capacity failure* dinyatakan tidak aman sehingga diputuskan digunakan *Micropile* sebagai perkuatan untuk kontrol terhadap *bearing capacity*.

### 5.4.3 Perencanaan *Micropile*

*Micropile* digunakan untuk perkuatan timbunan agar tidak mengalami *bearing capacity failure*. Dalam perencanaan *micropile* dihitung berdasarkan teori yang dijelaskan pada Sub-bab 2.7.3 digunakan produk *micropile* sesuai yang telah dijelaskan pada Sub-bab 4.3 dengan brosur produk terlampir pada Lampiran 6. Langkah – langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

1. Direncanakan *micropile* dengan spesifikasi sebagai berikut :

Dimensi penampang = 30 cm x 30 cm

Tegangan leleh tulangan ( $f_y$ ) = 400 Mpa

Tulangan utama = 4D16

As Tarik =  $2 \times \frac{1}{4} \pi 16^2 = 402,124 \text{ mm}^2$

As Tekan =  $2 \times \frac{1}{4} \pi 16^2 = 402,124 \text{ mm}^2$

Tulangan Sengkang = P8-200

*Decking* ( $d'$ ) = 40 mm

- Ht efektif (d) = h - d' - ½ tul.utama - tul. Senggang = 244 mm
2. Berdasarkan 5 nilai minimum hasil kontrol *overall stability* sesuai Gambar 5.8 diperoleh bidang longsor kritis terpanjang dan terdalam pada tanah dasar. Diperoleh bidang longsor terpanjang pada tanah dasar (Lh) 10,14 meter dengan kedalaman bidang longsor (Lb) 2,32 meter dengan faktor aman 1,5 m diambil Lb = 5 meter.
  3. Perhitungan momen *ultimate* penampang *micropile* sebagai berikut :

- Dengan tarik = tekan  $a = \left( \frac{As \text{ tarik} \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \right) = 21,026 \text{ mm}$

- $C = 0,85 \times a \times ht \times fc' = 160849,54 \text{ N}$

- Momen nominal (Mn) :

$$Mn = C \left( d' - \frac{a}{2} \right) + As \cdot \text{tarik} \cdot fy (d - d')$$

$$= 70369577,63 \text{ Nmm}$$

- Momen *Ultimate* (Mu) = Ø.Mn  
 $= 0,8 \times Mn$   
 $= 5,63 \text{ Ton.m}$

4. Perhitungan gaya horizontal yang mampu dipikul 1 buah *micropile* sebagai berikut :

- Faktor modulus tanah (f)

$$Cu = 14,10 \text{ Kn/mm}^2 = 0,1410 \text{ kg/cm}^2$$

$$Qu = 2 \times Cu = 0,276 \text{ kg/cm}^2$$

Dibaca dari grafik pada gambar 2.19 diperoleh nilai f adalah sebesar 3 tons/ft<sup>3</sup> sehingga :

$$f = 3 \times 0,032 = 0,096 \text{ kg/cm}^2$$

- Momen inersia penampang =  $1/12 bh^3 = 675000000 \text{ mm}^4$
- Momen tahanan (W) =  $I/0,5 ht = 4500 \text{ cm}^3$
- Modulus elastisitas (E) =  $4700 \sqrt{fc'} = 234529,53 \text{ kg/cm}^2$
- Faktor kekakuan relatif (T) =  $(EI/f)^{1/5} = 175,164 \text{ cm}$

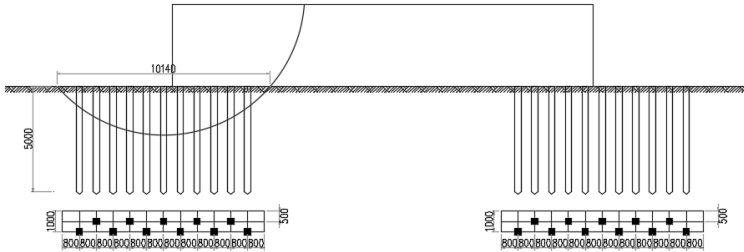


- Koefisien momen akibat gaya lateral =  $Lb/T = 1,142$  ;  $z = 0$  (paling kritis). Berdasarkan grafik pada gambar 2.20 diperoleh nilai koefisien momen,  $f_m = 1$
- Gaya aksial terukur =  $Mu / F_m.T = 32,139$  kN
- Faktor reduksi gaya aksial =

$$Fk = 2,643 \cdot \left[ \frac{0,89 + 0,12 \frac{L}{D}}{2,69} \right] \cdot \left[ \frac{0,855 \cdot Cu^{-0,392}}{2,865} \right]$$

$$= 0,300$$

- Gaya aksial maksimum yang mampu dipikul micropile  
 $P_{max} = P \times f_{kg} = 9,651$  kN
5. Perhitungan jumlah *micropile* dibutuhkan :
- $H_{initial} = 3,982$  m
  - SF minimum ; MR minimum = 0,964 ; 1050 kNm
  - Radius (jari-jari) = 6,34 m
  - SF rencana = 1,5 (beban tetap)
  - Momen dorong (MD) = MR min / SF min  
 $= 1050/0,964$   
 $= 1089,212$  kNm
  - $\Delta Mr = (SF \times MD) - (Mr_{min}) = 583,8$  kNm
  - Jumlah *Micropile* dibutuhkan (n) =  $\Delta Mr / P \times R$   
 $= 9,54$  buah
- Maka jumlah *micropile* digunakan adalah 10 buah /meter tegak lurus gambar.
- Jarak antar *micropile* (S) =  $Lh / (n+1) = 0,920$  meter
6. Untuk lebih aman dan memudahkan instalasi *micropile*, maka diambil jarak antar *micropile* yang lebih memudahkan dan aman sehingga bisa saja membutuhkan jumlah *micropile* lebih banyak. Untuk sketsa *micropile* ter-install pada oprit digambarkan pada Gambar 5.14.



**Gambar 5. 12** Sketsa micropile ter-install

#### 5.4.4 Perencanaan *Keystone-wall*

*Keystone wall* yang digunakan sebagai dinding penahan tanah segmental adalah *Keystone wall* dengan tipe *Keystone Compac IV (Straight – Face)*. *Keystone wall* yang direncanakan tidak menerima gaya horisontal dari timbunan tanah karena semua gaya horisontal telah diterima oleh *geogrid*. Oleh karena itu hanya dilakukan kontrol daya dukung terhadap beban yang diakibatkan oleh berat *keystone* sendiri. Sedangkan untuk perletakan *keystone-wall* yaitu didukung dengan pondasi telapak dangkal tebal 50 cm dengan lebar 100 cm serta dihitung penulangannya. Langkah-langkah dalam perhitungan *keystone-wall* adalah sebagai berikut :

1.  $H_{\text{final}}$  tertinggi = 3,982

Tipe *keystone-wall compact IV (straight-face)* :

*Width/Thickness/Length (mm)* = 305/200/455

*Unith weight* = 34 kg/unit

*Unit per m<sup>2</sup>* = 11 unit

*Length from top soil* = 3,982 m

*Depth wall* = 0,4 meter

*Total length* = 87,50 meter

Diasumsikan sebagai model pondasi dangkal.

2. Kontrol *Bearing capacity failure* akibat beban sendiri *keystone* digunakan persamaan sebagai berikut :

$$SF = \frac{0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma + C \cdot Nc + (\gamma \cdot Df + Qo) \cdot Nq}{Q_{\text{keystone}} + M/W}$$

Dengan Q ijin dihitung berdasarkan daya dukung pondasi dangkal metode Terzaghi. *Keystone* diasumsi, sebagai model pondasi dangkal dengan kedalaman 0,4 m, diketahui data sebagai berikut :

H tertinggi <i>keystone</i>	= 3,982 m
C tanah dasar perletakan	= 1,410 t/m <sup>2</sup>
Θ tanah dasar perletakan	= 0°
Nc/Nq/Nγ	= 5,14 / 1 / 0
γt tanah dasar perletakan	= 1,600 t/m <sup>3</sup>
B poer	= 1 m
Beban merata, Q	= 0 t/m <sup>2</sup>
<i>Depth keystone</i>	= 0,4 m
Momen dorong	= 0 ton. M

$$\text{Maka } Q \text{ ijin} = 0,5 \times \gamma \times B \times N_{\gamma} + (C \times N_c) + (\gamma \cdot D_f + Q_0) \cdot N_q \\ = 7,889/\text{m}^2$$

Dengan *Q keystone* = Berat 1 buah *keystone* x jumlah *keystone* yang dibutuhkan dalam satuan tinggi x jumlah *keystone* per meter dalam satuan lebar  
 = 34 kg/unit x 22/meter x 1/0,455/m  
 = 1,643 t/m<sup>2</sup>

Dengan *keystone* diasumsikan tidak menerima gaya horizontal dari tanah maka M/W = 0

$$\text{Maka didapatkan } SF = \frac{7,889}{1,643 + 0} = 4,801 \text{ (OK!!)}$$

Maka dinyatakan aman terhadap *bearing capacity*.

3. Dengan perletakan *keystone* oleh pondasi dangkal lebar 1m, tebal 0,5 m maka dihitung penulangan sebagai berikut :

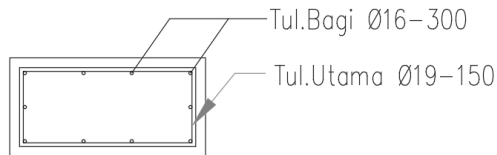
Mutu <i>Slab</i> beton	= 25 Mpa
Mutu Tulangan	= BJ 55; Teg. Leleh, $f_y = 410$ MPa
Momen, Mu	= 0,205 ton.m
<i>Decking</i> , d`	= 50 mm
Tinggi efektif, d	= 450 mm

$$\begin{aligned}
 dx &= 423 \text{ mm} \\
 \text{Tul. Utama} &= D-19 \text{ mm} ; A \text{ tul.} = 283,52 \text{ mm}^2 \\
 \text{Tul. Bagi} &= D-16 \text{ mm} ; A \text{ tul.} = 201,06 \text{ mm}^2 \\
 pb &= \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600+f_y} \right) = 0,0262 \\
 \rho \text{ max} &= 0,75 \times pb = 0,01963 \\
 \rho \text{ min} &= 1,4/f_y = 0,003415 \\
 M_n &= M_u/\phi = 2,567 \text{ Kn.m} \\
 R_n &= M_n/(b \cdot y \cdot d^2) = 0,014416 \text{ Mpa} \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right) = 0,0000352
 \end{aligned}$$

Didapat  $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$  ; maka dipakai  $\rho_{\text{perlu}} = 0,003415$

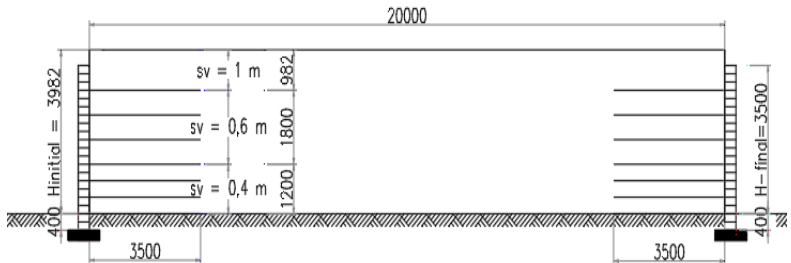
- Perhitungan tulangan utama
  - maka As tulangan perlu =  $dx \times Ba \times \rho_{\text{pakai}} = 422 \times 1 \times 0,003415 = 1440,976 \text{ mm}^2$
  - Maka dipakai 5 D-19 x Luas tul. =  $5 \times 283,52 \text{ mm}^2 = 1570,796 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK} !$
  - Jarak Tulangan dari As-as =  $(Ba - (2d')) / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 150 \text{ mm}$
- Perhitungan tulangan bagi :
  - Maka As tulangan perlu =  $(20\% \text{ As perlu tul.utama} / Bx) \times By = 288,1951 \text{ mm}^2$
  - Maka dipakai 2 D-16 x Luas tul. =  $2 \times 201,06 \text{ mm}^2 = 402,123 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK} !$
  - Jarak Tulangan dari As-as =  $(by - 2d') / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 300 \text{ mm}$ .

Penulangan pondasi *keystone-wall* memanjang sepanjang oprit digambarkan pada Gambar 5.15.



**Gambar 5. 13** Penulangan pondasi *keystone*

4. Dengan instalasi *keystone* untuk H final tertinggi pada oprit digambarkan pada Gambar 5.16 :



**Gambar 5. 14** Sketsa instalasi *keystone*

### 5.5 Perhitungan Biaya Material

Pada analisa perhitungan biaya dibandingkan biaya termurah dari keuda alternatif perkuatan dinding penahan tanah. Biaya yang didapat hanya merupakan biaya material, biaya pelaksanaan tidak masuk diperhitungkan. Dengan perhitungan sebagai berikut :

- Perhitungan biaya tanah timbunan

Perhitungan Analisa biaya timbunan bebas ditampilkan pada Tabel 5.27.

**Tabel 5. 27** Harga timbunan oprit bersisi tegak

Jenis	Volume (m <sup>3</sup> )	Harga per (m <sup>3</sup> )	Total Harga	Total Harga (+PPN 10%)
Sirtu Urug	3654	Rp 93.750,00	Rp 342.562.500,00	Rp 376.818.750,00

- Perhitungan biaya alternatif perkuatan timbunan *Geotextile wall*

Analisa biaya perkuatan dinding penahan tanah alternative *Geotextile wall* ditampilkan pada Tabel 5.28 dibawah ini.

**Tabel 5. 28** Perhitungan biaya kombinasi *geotextile wall*

No	Jenis Pekerjaan	Satuan	Volume	Harga per (m <sup>3</sup> )	Total Harga (+PPN 10%)
1	Timbunan	m3	3654	Rp 93.750,00	Rp 376.818.750,00
2	<i>Geotextile</i>	m2	3036	Rp 18.000,00	Rp 60.112.800,00
3	<i>Keystone wall</i>	m2	526	Rp 550.000,00	Rp 318.302.600,00
Total Harga					Rp 755.234.150,00

➤ Perhitungan biaya alternatif perkuatan timbunan kombinasi *Geogrids* dan *Keystone-wall*

Analisa biaya perkuatan dinding penahan tanah kombinasi *keystone - geogrid* ditampilkan pada Tabel 5.29 dibawah ini.

**Tabel 5. 29** Perhitungan biaya kombinasi *geogrid + keystone*

No	Jenis Pekerjaan		Volume	Harga per (m <sup>3</sup> )	Total Harga (+PPN 10%)
1	Timbunan	m3	3654	Rp 93.750,00	Rp 376.818.750,00
2	Geogrid	m2	1836	Rp 13.000,00	Rp 26.254.800,00
3	Keystone wall	m2	526	Rp 550.000,00	Rp 318.302.600,00
Total Harga					Rp 721.376.150,00

## BAB VI PERHITUNGAN ABUTMENT

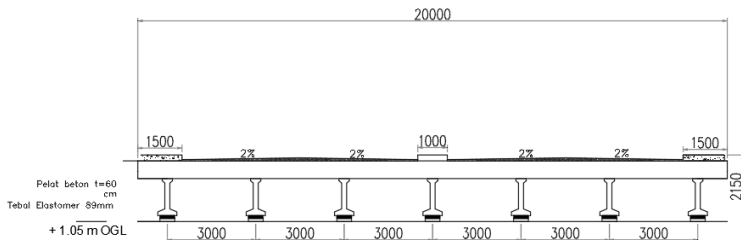
### 6.1 Pembebanan *Abutment*

Perencanaan beban yang bekerja pada struktur bangunan bawah jembatan ini dianalisa berdasarkan pada SNI 1725 – 2016 dengan pembebanan untuk jembatan digunakan RSNI T-02-2005 dan SNI 2833-2013 sebagai perancangan jembatan terhadap beban gempa. Dimana beban yang bekerja di kombinasikan untuk menghasilkan nilai beban seperti kondisi kenyataannya.

#### 6.1.1 Data Perencanaan

Panjang <i>girder</i> ( $L$ )	= 30 m
Lebar jalan ( $b$ )	= 2 x 8 m
Lebar Trotoar	= 2 x 1,5 m
Tebal plat lantai jembatan ( $t_s$ )	= 0.6 m
Tebal lapisan aspal + <i>overlay</i> ( $t_a$ )	= 0.1 m
Lebar <i>abutment</i> ( $B$ )	= 20 m
Tinggi <i>abutment</i> ( $h_a$ )	= 4 m

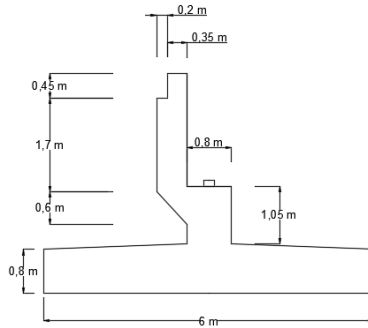
Gambar potongan melintang Jembatan Joyoboyo digambarkan pada Gambar 6.1 sebagai berikut :



**Gambar 6. 1** Sketsa Potongan Melintang Jembatan Joyoboyo

### 6.2 Preliminary Design *Abutment*

Direncanakan *abutment* desain awal seperti pada Gambar 6.2 sebagai berikut :



**Gambar 6. 2** Gambar perencanaan awal *abutment*

## 6.3 Perhitungan Pembebanan

### 6.3.1 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri yang bekerja di bagi menjadi dua macam yaitu, berat sendiri struktur atas dan berat sendiri struktur bawah

#### 6.3.1.1 Berat Struktur Atas

Perhitungan berat struktur atas dihitung dengan komponen jembatan sebagai berikut :

- PC I Girder H = 125 X 0.65, Span = 0,4 m, n = 7 , Phlon Baja Bagian Atas = 1000 mm x 1000 mm, Phlon Baja Bagian Bawah = 3000 ml x 3000 mm, Cable = Ø 30
- Komponen *pavement* = Aspal, Slab Beton, Trotoar
- Berat mati tambahan = *Railing & Pju*, instalasi Me, hujan

Perhitungan berat struktur atas dihitung dengan bantuan *Software SAP 2000*. Dari hasil pemodelan di *Software SAP 2000* didapatkan berat struktur atas untuk 1 perletakan ditabelkan pada Tabel 6.1 sebagai berikut :



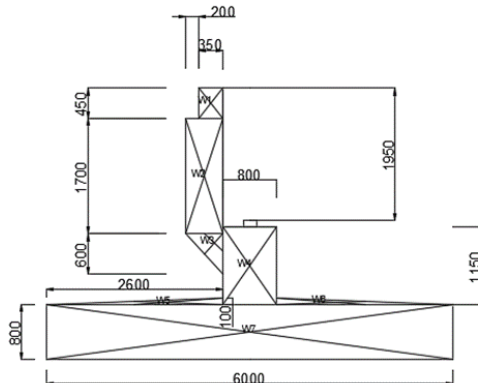
**Tabel 6. 1** Total beban struktur atas untuk 1 perletakan

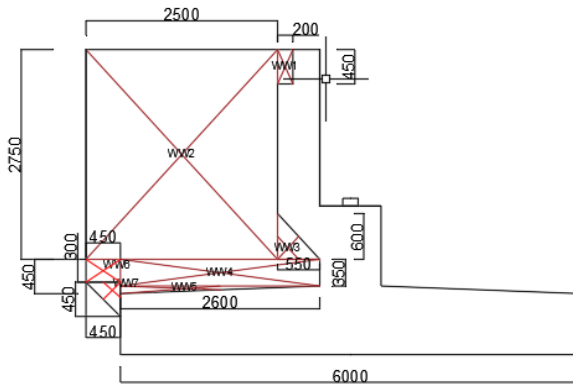
TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
232	DEAD	LinStatic	33273,21	-95,46	236423,8
233	DEAD	LinStatic	33282,67	-95,46	236362,4
234	DEAD	LinStatic	33292,13	-95,46	236300,9
235	DEAD	LinStatic	33301,59	-95,46	236239,4
236	DEAD	LinStatic	33311,05	-95,46	236178
237	DEAD	LinStatic	33320,51	-95,46	236116,5
238	DEAD	LinStatic	33329,97	-95,46	236055
Σ					1653676

Dari Tabel 6.1 maka didapatkan reaksi tumpuan untuk 1 *abutment* adalah sebesar  $1653676 \text{ kg} = 1653,676 \text{ ton}$

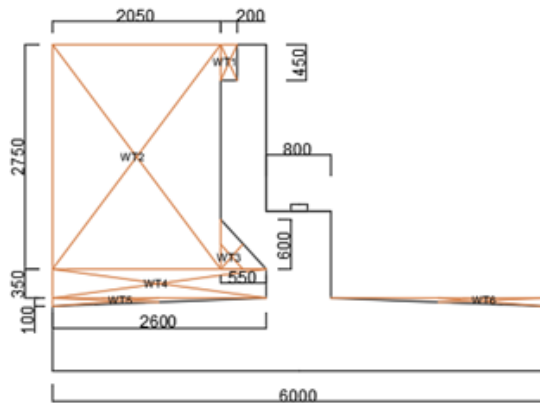
### 6.3.1.2 Berat Struktur Bawah

Perhitungan berat Struktur bawah terdiri dari tiga macam beban yaitu berat *abutment*, berat *wingwall*, dan berat tanah. Sketsa gambar beban seperti Gambar 6.3, 6.4 dan 6.5 sebagai berikut :

**Gambar 6. 3** Skema beban *abutment*



**Gambar 6. 4** Skema beban *wing-wall*



**Gambar 6. 5** Skema beban tanah

Rekap Perhitungan ditabelkan pada Tabel 6.2 sebagai berikut :

**Tabel 6. 2** Perhitungan berat sendiri struktur bawah

Nama	b	h	bentuk	Luas	Volume	berat	lengan	arah	Momen
	m	m		m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	t	m		
Berat Abutment									
W1	0,35	0,45	1	0,1575	3,15	7,875	0,575	-1	-4,5281
W2	0,55	1,7	1	0,935	18,7	46,75	0,675	-1	-31,556
W3	0,55	0,6	0,5	0,165	3,3	8,25	0,583	-1	-4,8125
W4	0,8	1,15	1	0,92	18,4	46	0	0	0
W5	2,6	0,1	0,5	0,13	2,6	6,5	1,267	-1	-8,2333
W6	2,6	0,1	0,5	0,13	2,6	6,5	1,267	-1	-8,2333
W7	6	0,8	1	4,8	96	240	0	0	0
				Total :	144,75	361,9			-57,364
Berat Wingwall									
WW1	0,2	0,45	1	0,09	0,09	0,225	0,85	-1	-0,1913
WW2	2,5	2,75	1	6,875	6,875	17,19	2,2	-1	-37,813
WW3	0,55	0,6	0,5	0,165	0,165	0,413	0,77	-1	-0,3163
WW4	2,6	0,35	1	0,91	0,91	2,275	1,7	-1	-3,8675
WW5	2,6	0,1	0,5	0,13	0,13	0,325	2,13	-1	-0,6933
WW6	0,45	0,3	1	0,135	0,135	0,338	3,45	-1	-1,1644
WW7	0,45	0,45	0,5	0,10125	0,10125	0,253	3,15	-1	-0,7973
				Total :	8,40625	21,02			-44,843
Berat Tanah									
T1	0,2	0,45	1	0,09	1,71	3,078	0,85	-1	-2,6163
T2	2,05	2,75	1	5,6375	107,1125	192,8	1,975	-1	-380,78
T3	0,55	0,6	0,5	0,165	3,135	5,643	0,77	-1	-4,3263
T4	2,6	0,35	1	0,91	17,29	31,12	1,75	-1	-54,464
T5	2,6	0,1	0,5	0,13	2,47	4,034	2,13	-1	-8,6048
T6	2,6	0,1	0,5	0,13	2,47	4,034	2,13	1	8,60482
				Total :	134,1875	240,7			-442,19
Total Overall Bangunan bawah :					287,34375	623,6			-544,4

Maka total gaya vertikal yang terjadi selama masa konstruksi adalah  $\sum V = 623,6$  ton, dengan total momen  $\sum M = 544,4$  ton.m. Serta akibat beban struktur atas dan bawah (PMS) terhadap titik pusat O poer direkap pada Tabel 6.3.

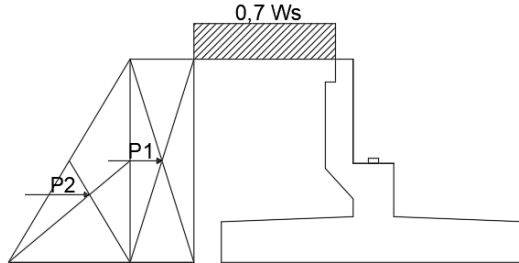
**Tabel 6. 3** Rekap Data Gaya terhadap titik pusat O poer

No	Jenis beban	P <sub>MS</sub>	M <sub>MS</sub>
		(t)	(t.m)
P <sub>MS</sub> (Abutment)			
1	S. Atas	1653,676	0,000
2	S. Bawah	623,603	-544,397
total :		2277,279	-544,397

### 6.3.2 Tekanan Tanah (TA)

SNI 1725 - 2016 Ps.7.4 menyebutkan bahwa tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan

yang bekerja apabila beban lalulintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara dengan tanah setebal 0.7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalulintas tersebut. Berikut sketsa beban yang terjadi akibat tekanan tanah yang digambarkan pada Gambar 6.6.



**Gambar 6. 6** Skema tekanan tanah

Diketahui data timbunan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi abutment, (H)} &= 4.0 \text{ m} \\
 \text{Lebar abutment, (B)} &= 20 \text{ m} \\
 \text{Berat volume timbunan, } (\gamma_s) &= 1.80 \text{ t/m}^3 \\
 \text{Sudut gesek } (\varphi) &= 30^\circ \\
 C_{\text{timb}} &= 0,78 \text{ t/m}^2 \\
 \text{Koefisien tanah aktif, (K}_a) & \\
 K_a = \tan^2 (45^\circ - \varphi/2) & \\
 = \tan^2 (45^\circ - 30/2) & \\
 = 0.333 &
 \end{aligned}$$

$$\text{Beban lalulintas ekivalen, } 0.7 \times \gamma_s = 1,26 \text{ t/m}^3$$

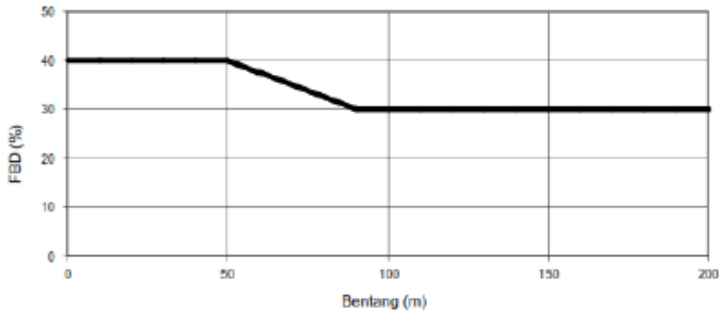
Untuk perhitungan selanjutnya ditabelkan pada tabel 6.4.

**Tabel 6. 4** Perhitungan tekanan tanah

No.	PTA (t/m)	B (m)	Tta (t)	Lengan	Arah	MTA (t.m)
1	5,040	20,000	100,800	2	1	201,600
2	2,999	20,000	59,973	1,33	1	79,964
Total :			160,773			281,56446

Sehingga dari data tersebut diketahui gaya horizontal yang terjadi selama masa konstruksi  $\sum H = Tta = 160,773$  ton





**Gambar 6.8** Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur “D”  
(sumber: SNI 1725:2016 ps 8.6)

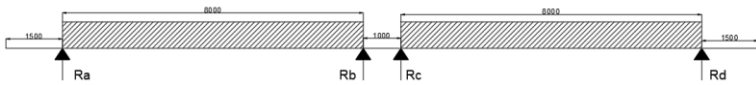
Menurut SNI 1725-2016 pasal 8.3.3, Distribusi beban hidup dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan. Hal itu dilakukan dengan mempertimbangkan beban lajur “D” tersebar pada seluruh lebar balok ( tidak termasuk parapet,kerb dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai.Perhitungan dari beban lajur “ D” dengan data sebagai berikut :

Bentang Jembatan, (L)	= 30 meter
Lebar Jembatan	= 20 meter
Beban Terbagi Rata (BTR)	= 9 kN/m <sup>2</sup> untuk $L \leq 30$ meter
Beban Garis Terpusat, (BGT)	= 49 kN/m
FBD BGT untuk $L \leq 30$ meter	= 40 %
Lebar lajur	= 3,5 m

Maka selanjutnya dapat dihitung :

q BTR	= $q \times L = 9 \times 30 = 270$ kN/m
q BGT	= $p \times (1 + FBD) = 49 \times 1,4 = 68,6$ kN/m
P BTR	= $q \text{ BTR} \times \text{Jumlah lajur} \times \text{lebar lajur} = 432$ ton
P BGT	= $q \text{ BGT} \times \text{jumlah lajur} \times \text{lebar lajur} = 109,76$ ton
VTD pada 1 <i>abutment</i>	= $(P \text{ BTR} + P \text{ BGT}) / 2 = 270,88$ ton

Sketsa reaksi beban lajur “ D” tampak melintang jembatan digambarkan pada Gambar 6.9.

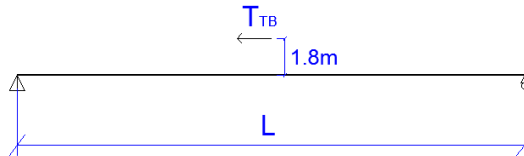


**Gambar 6. 9** Penyebaran pembebanan pada arah melintang  
(sumber: RSNI T-02-2005)

Sehingga reaksi pada 1 tumpuan =  $VTD / 4 = 67,72$

### 6.3.3.2 Beban Rem (TB)

Menurut SNI 1725 – 2016 pasal 8.7, Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1.8 m di atas permukaan lantai jembatan. Gaya rem harus diambil yang terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR. Berikut skema gaya rem terjadi pada Gambar 6.10



**Gambar 6. 10** Gaya akibat beban rem

Maka dapat dihitung beban rem sebagai berikut :

- 25% dari berat gandar truk desain x jumlah lajur 1 bentang  
 $= 0,25 \times (50 + 225 + 225) \times 4 = 50 \text{ ton}$
- 5 % dari berat truk rencana ditambah P BTR  
 $= 0,05 \times ((50 + 225 + 225) \times 4) + 432 = 31,6 \text{ ton}$

Sehingga dipakai gaya rem (TB) maximum = 50 ton

Lengan terhadap titik putar pondasi (y) = 5,9 m

Momen akibat gaya rem (MTb) = TB x y = 295 ton.m

### 6.3.4 Aksi Lingkungan

#### 6.3.4.1 Pengaruh Temperatur (ET)

Menurut SNI 1725-2016, untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh

temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan. Seperti ditabelkan pada Tabel 6.5

**Tabel 6. 5** Temperatur jembatan rata-rata nominal  
(sumber: SNI 1725:2016 ps 9.3.1.1)

Tipe bangunan atas	Temperatur jembatan rata-rata minimum (t)	Temperatur jembatan rata-rata maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton.	15°C	40°C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	40°C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	45°C

CATATAN (t) Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi yang terletak pada kelingsingan lebih besar dari 500 m diatas permukaan laut.

Sifat oleh masing – masing komponen bahan jembatan sangat berbeda-beda menerima beban temperatur seperti dijelaskan menurut SNI 1725 – 2016 pasal 9.3.11 ditabelkan pada Tabel 6.6 :

**Tabel 6. 6** Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur

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

Maka perhitungan beban akibat temperatur adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Temperatur rata-rata min, } (T_{\min}) &= 15^{\circ}\text{C} \\ \text{Temperatur rata-rata max, } (T_{\max}) &= 40^{\circ}\text{C} \\ \text{Perbedaan temperatur, } (\Delta T) &= (T_{\max} - T_{\min})/2 \\ &= (40 - 15)/2 \\ &= 12.5^{\circ}\text{C} \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien muai FRP, } (\beta) = 11 \times 10^{-6}$$

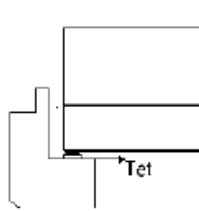
$$\text{Jumlah elastomer dalam 1 pondasi, } (n) = 7 \text{ buah}$$

$$\text{Kekakuan geser untuk elastomer, } (k) = 1500 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lengan terhadap pondasi, } (Y_{ET}) = 2,05 \text{ m}$$

Berikut adalah sketsa beban yang terjadi yang digambarkan pada Gambar 6.11.





**Gambar 6. 11** Skema pengaruh temperatur

$$\begin{aligned}
 H_{ET \text{ abutment}} &= \beta \times \Delta T \times k \times L \times n \times 1/2 \\
 &= 0.000011 \times 12.5 \times 1500 \times 30 \times 7 \times 1/2 \\
 &= 21,656 \text{ kN} = 2,165 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ET \text{ abutment}} &= H_{ET} \times Y_{ET} \\
 &= 2,165 \times 2,05 \\
 &= 4,439 \text{ t.m}
 \end{aligned}$$

#### 6.3.4.2 Beban Angin (EW)

Beban angin yang diperhitungkan ada 2 macam diantaranya beban angin pada struktur jembatan ( Ews) dan beban angin dari kendaraan (Ewi) dengan dasar peraturan perhitungan dipakai SNI 1725-2016.

##### 6.3.4.2.1 Beban Angin pada Struktur (Ews)

Menurut SNI 1725-2016 pasal 9.6, Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10000 mm diatas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana,  $V_{dz}$ , harus dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

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

Nilai  $V_o$  dan  $Z_o$  dapat dilihat pada Tabel 6.7.

**Tabel 6. 7** Nilai  $V_o$  dan  $Z_o$  untuk berbagai variasi kondisi permukaan

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

Maka  $V_0$  (Kota) = 19,3 km/jam,  $Z_0 = 2500$  mm

$Z$  = Elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ( $Z > 10000$  mm)

$V_B$  = Kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm

$V_{10}$  = Kecepatan angin pada elevasi 10000 mm di atas permukaan tanah atau di atas permukaan air rencana (km/jam).

Diambil  $V_B = V_{10} = 126$  km/jam

Sehingga dapat dihitung :

$$V_{DZ} = 2,5 \times 19,3 \times \left(\frac{126}{126}\right) \ln\left(\frac{10000}{2500}\right) = 66,88 \text{ km/jam}$$

Menurut Sni 1725-2016 pasal 9.6.1.1 dengan tidak adanya data yang lebih tepat, tekanan angin rencana dalam Mpa dapat ditetapkan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

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

Dengan  $P_B$  adalah tekanan angin dasar seperti yang ditentukan dalam Tabel 6.8.

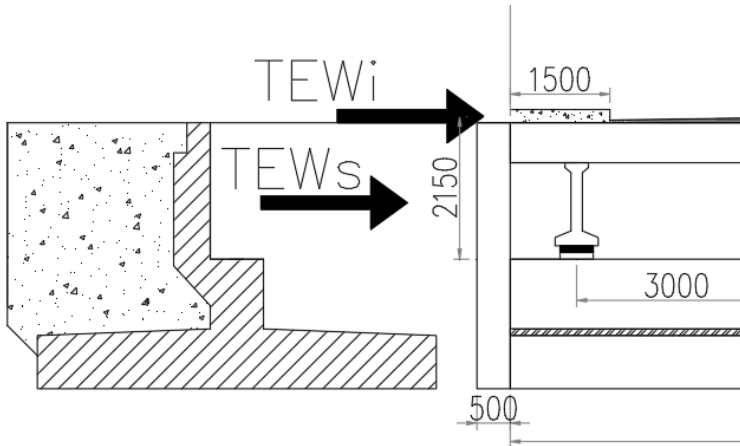
**Tabel 6. 8** Tekanan angin dasar

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

Maka  $P_B$  ( Permukaan Datar) = 0,0019 Mpa

Sehingga dapat dihitung :

$$P_D = 0,0019 \times \left(\frac{66,88}{126}\right)^2 = 0,00053 \text{ Mpa} = 0,535 \text{ kN/m}^2$$



**Gambar 6. 12** Skema pengaruh beban angin terhadap struktur jembatan (sumber : penulis)

Menurut RSNI T-02-2005 pasal 7.6 ayat 3, luas ekuivalen bagian samping jembatan adalah luas total bagian yang masih dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Untuk jembatan rangka luas ekivalen ini dianggap 30% dari luas yang dibatasi oleh batang – batang bagian terluar :

Tinggi muka *breast-wall* ke muka trotoar ( $y$ ) = 2,15 m

Luas bidang sisi jembatan ( $Ab$ ) = 30 % x  $y$  x  $L$  = 19,35 m<sup>2</sup>

Sehingga dapat dihitung :

- $Tew_s = PD \times Ab = 0,0535 \times 19,35 = 1,036 \text{ ton}$
- Lengan ( $y$ ) terhadap titik O pusat poer  
= muka perletakan ke titik O +  $y/2 = 2,05 + 1,075 = 3,125 \text{ m}$
- $MEW_s 1 = TEW_s \times y = 3,238 \text{ t.m}$
- Lengan ( $y'$ ) terhadap *breast-wall*  
= muka perletakan ke tanah dasar + ( $y/2$ ) = 1,15 + 1,075 = 2,225
- $MEW_s 2 = TEW_s \times y' = 2,305 \text{ t.m}$

### 6.3.4.2.2 Beban Angin pada Kendaraan (Ewi)

Menurut SNI 1725 – 2016 pasal 9.6.1.2 tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan.

Sehingga dapat dihitung sebagai berikut :

- $T_{EWi} = 1,46 \text{ N/mm} \times \text{lebar lajur} \times L \text{ jembatan}$   
 $= 1,46 \times 10^{-4} \times 4 \times 30$   
 $= 0,01752 \text{ ton}$
- Lengan ( $y$ ) terhadap titik O pusat poer  
 $= \text{Tinggi abutment} + \text{Aspal} + 1,8 \text{ m}$        $= 4 + 0,1 + 1,8$   
 $= 5,9 \text{ m}$
- $M_{EWi} 1 = T_{ewi} \times y$        $= 0,1034 \text{ t.m}$
- Lengan ( $y'$ ) terhadap *breast-wall*  
 $= \text{Muka perletakan ke tanah dasar} + y + 1,8 \text{ m}$   
 $= 1,15 + 2,15 + 1,8$        $= 5,1 \text{ m}$
- $M_{EWi} 2 = T_{ewi} \times y'$        $= 0,0893 \text{ tm}$

### 6.3.4.2.3 Beban Angin Total pada *Abutment*

Rekapan nilai beban beban yang bekerja pada abutmen akibat gaya angin adalah sebagai berikut:

Total beban angin pada *Abutment*:

$$T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2} = 1,0361 + 0,0175 = 1,053 \text{ t}$$

Total momen pada Pondasi:

$$M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2} = 3,2378 + 0,1034 = 3,341 \text{ t.m}$$

Total momen pada *Breast-wall*:

$$M_{EW} = M'_{EW1} + M'_{EW2} = 2,305 + 0,089 = 2,395 \text{ t.m}$$

Dari kedua momen tersebut maka dipilih momen yang paling menentukan adalah total momen yang bekerja pada pondasi,  
 $M_{EW} = 3,341 \text{ t.m}$

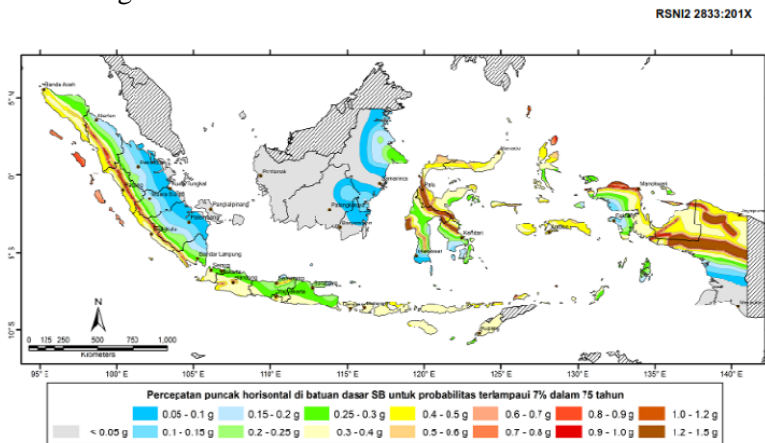
### 6.3.5 Beban Gempa (EQ)

#### 6.3.5.1 Perhitungan Koefisien Gempa Horizontal

Berikut adalah prosedur dalam perhitungan koefisien gempa menurut RSNi 2833-2013.

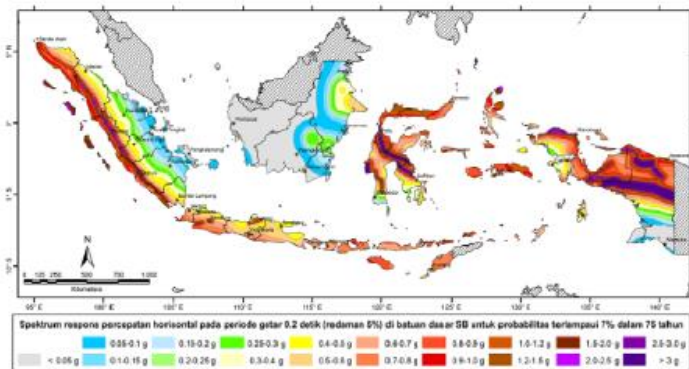
1. Mencari nilai zonasi pada peta gempa

Berdasarkan SNI 2833-2013 pasal 5.2.1 maka dipakai level *hazard* (potensi bahaya) gempa 1000 tahun dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun. Selanjutnya dicari nilai PGA,  $S_s$ , dan  $S_1$  berdasarkan Gambar 6.13, 6.14, dan 6.15 sebagai berikut :

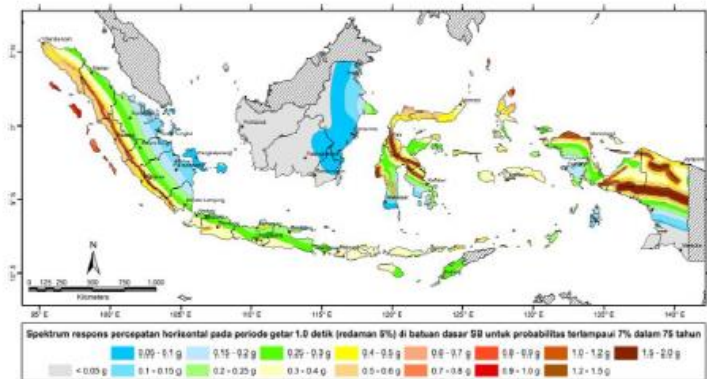


Gambar 4 - Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

**Gambar 6. 13** Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (sumber : RSNi 2833-2013 pasal 5.2.1)



**Gambar 6. 14** Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar untuk probabilitas 7% dalam 75 tahun



**Gambar 6. 15** Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Dari peta zonasi gempa tersebut untuk lokasi wilayah proyek Surabaya didapatkan nilai sebagai berikut :

PGA ( Percepatan puncak batuan dasar ) = 0,2

S<sub>s</sub> ( Respons spektra untuk 0,2 detik ) = 0,5

S<sub>1</sub> ( Respon Spektra untuk 1 detik ) = 0,3

## 2. Menentukan pengaruh Situs

Berdasarkan RSNI 2833-2013 pasal 5.3.1 Klasifikasi situs pada pasal ini ditentukan untuk lapisan setebal 30 m sesuai dengan yang didasarkan pada korelasi dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium. Maka dapat dicari kelas situs pada data tanah dengan hasil ditabelkan pada Tabel 6.9.

**Tabel 6. 9** Data N-SPT tanah untuk kelas Situs

Tebal (t)	Jenis tanah	N-SPT	t/N
8,00	Lempung Lanau Berpasir	3	2,7
22,00	Lempung Berpasir	22	1,0
30,00			3,681

Maka dari Tabel 6.9 didapatkan N rata – rata = 3,681 < 15 maka menurut RSNI 2833-2013 pasal 5.3.1 adalah “Tanah Lunak” ditabelkan pada Tabel 6.10.

**Tabel 6. 10** Kelas Situs

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$

Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut :

1. Indeks plastisitas,  $PI > 20$ ,
2. Kadar air ( $w$ )  $> 40\%$ , dan
3. Kuat geser tak terdrainase  $\bar{S}_u < 25$  kPa

## 3. Menentukan faktor situs

Berdasarkan RSNI 2833-2013 pasal 5.3.2 untuk penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi pada periode nol detik, periode pendek ( $T=0,2$  detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode nol detik (FPGA), faktor amplifikasi periode pendek (Fa) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (Fv). Tabel 6.11 dan Tabel 6.12 memberikan nilai-nilai FPGA, Fa, dan Fv untuk berbagai klasifikasi jenis tanah.

**Tabel 6. 11** Faktor amplifikasi untuk periode 0 & 0,2 detik ( $F_{pga}/F_a$ )

Kelas situs	PGA ≤ 0,1 S <sub>s</sub> ≤ 0,25	PGA = 0,2 S <sub>s</sub> = 0,5	PGA = 0,3 S <sub>s</sub> = 0,75	PGA = 0,4 S <sub>s</sub> = 1,0	PGA > 0,5 S <sub>s</sub> ≥ 1,25
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

**Tabel 6. 12** Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik ( $F_v$ )

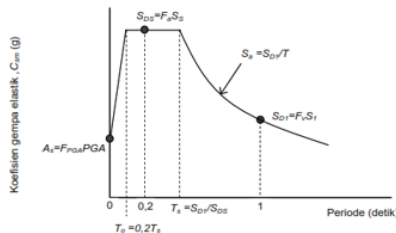
Kelas situs	S <sub>1</sub> ≤ 0,1	S <sub>1</sub> = 0,2	S <sub>1</sub> = 0,3	S <sub>1</sub> = 0,4	S <sub>1</sub> ≥ 0,5
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Sehingga untuk nilai PGA = 0,2 dan S<sub>s</sub> = 0,5 dari tabel didapatkan  $F_{PGA}/F_a = 1,7$ . Sedangkan untuk S<sub>1</sub> = 0,3 didapatkan  $F_v = 2,8$ .

4. Menentukan Respons Spektrum Rencana

Berdasarkan RSNi 2833-2013 pasal 5.4.1 Respon spektra adalah nilai yang menggambarkan respons maksimum dari system berderajat kebebasan tunggal pada berbagai frekuensi alami ( periode alami ) teredam akibat suatu goyangan tanah. Untuk kebutuhan praktis, maka respons spektra dibuat dalam bentuk respons spektra yang sudah disederhanakan. Seperti dijelaskan pada Gambar 6.16



**Gambar 6. 16** Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah

Respons spektra di permukaan tanah ditentukan dari 3 (tiga) nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa



indonesia 2010 ( PGA, S<sub>s</sub>, dan S<sub>1</sub>), serta nilai factor amplifikasi F<sub>PGA</sub>, F<sub>a</sub>. Dan F<sub>v</sub>. Perumusan respons spektra adalah sebagai berikut :

$$A_s = F_{PGA} \times PGA = 1,7 \times 0,2 = 0,34$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s = 1,7 \times 0,5 = 0,85$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1 = 2,8 \times 0,3 = 0,84$$

5. Menentukan Faktor modifikasi respon (R)

Berdasarkan RSNI 2833-2013 pasal 5.7 gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara element struktur ditentukan dengan membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai dengan Tabel 6.13 berikut :

**Tabel 6. 13** Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Catatan:

Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

Berdasarkan Tabel 6.13 dipilih bangunan bawah “pilar tipe dinding” dengan kategori kepentingan “penting” maka R = 1,5.

6. Menentukan Koefisien respons gempa elastis (C<sub>sm</sub>)

Berdasarkan RSNI 2833-2013 pasal 5.4.2 Penggunaan masing masing persamaan dapat membentuk respons spektra dipermukaan seperti diperlihatkan pada Gambar 6.16. Diantara persamaan untuk menentukan C<sub>sm</sub> dari T adalah berhubungan T<sub>0</sub> = 0,2 T<sub>s</sub> dan T<sub>s</sub> = S<sub>D1</sub> / S<sub>DS</sub> dengan beberapa persyaratan untuk menentukan nilai C<sub>SM</sub> adalah sebagai berikut :

a. Jika  $T < T_0$ , Maka  $C_{SM} = (S_{DS} - A_s) \times \frac{T}{T_0} + A_s$

b. Jika  $T_s \geq T \geq T_0$ , Maka  $C_{sm} = S_{DS}$

c. Jika  $T > T_s$ , Maka  $C_{sm} = S_{D1}/T$

Dengan waktu getar alami struktur (T) menurut *Bridge Management System* 2.4.7.1 (2.10) – on page 2-34 dirumuskan:

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{[WTP / (g \times KP)]}$$

Dimana harus dihitung berdasarkan arah memanjang jembatan (X) dan arah melintang jembatan (Y) sebagai berikut :

➤ Arah Memanjang Jembatan (X)

- Tinggi *breast wall*, Hbw = 1,15 m
- Ukuran penampang *breast wall*, BBw = 20 m
- Tebal *breast wall* = 0,8 m
- Inersia penampang *breast wall*, Ic =  $1/12 \times b \times h^3$   
=  $1/12 \times 20 \times 0,8^3$  = 0,853 m<sup>4</sup>
- Mutu beton, K-600  $F_c' = 0,83 \times K/10$  = 49,8 Mpa
- Modulus elastis beton,  $E_c = 4700 \times \sqrt{F_c}$  = 33167,48 Mpa  
= 33167484 kPa
- Nilai Kekakuan struktur,  $K_p = 3 \times E_c \times I_c / Hbw^3$  =  
55828887,47 kN/m
- Percepatan grafitasi, g = 9,81 m/det<sup>2</sup>
- Berat Sendiri struktur atas (PMS) = 16536,759 kN
- Beban Sendiri struktur bawah (PMS) = 2407,125 kN
- Berat total (WTP = PMS atas + 0,5 PMS bawah) =  
17740,322 kN
- T (arah X) =  $2 \times \pi \times \sqrt{[WTP / (g \times K_p)]}$  = 0,0357 detik

➤ Arah Melintang Jembatan (Y)

- Tinggi *breast wall*, Hbw = 1,15 m
- Ukuran penampang *breast wall*, BBw = 20 m
- Tebal *breast wall* = 0,8 m
- Inersia penampang *breast wall*, Ic =  $1/12 \times b \times h^3$   
=  $1/12 \times 0,8 \times 20^3$  = 533,333 m<sup>4</sup>
- Mutu beton, K-600  $F_c' = 0,83 \times K/10$  = 49,8 Mpa
- Modulus elastis beton,  $E_c = 4700 \times \sqrt{F_c}$  = 33167,48 Mpa  
= 33167484 kPa
- Nilai Kekakuan struktur,  $K_p = 3 \times E_c \times I_c / Hbw^3$  =  
34893054671 kN/m
- Percepatan grafitasi, g = 9,81 m/det<sup>2</sup>
- Berat Sendiri struktur atas (PMS) = 16536,759 kN
- Beban Sendiri struktur bawah (PMS) = 2407,125 kN
- Berat total (WTP = PMS atas + 0,5 PMS bawah)  
= 17740,322 kN
- T (arah X) =  $2 \times \pi \times \sqrt{[WTP / (g \times K_p)]}$  = 0,00143 detik

Sehingga dapat dihitung masing-masing koefisien respons gempa elastik ( $C_{sm}$ ) dari kedua arah sebagai berikut :

➤ Arah memanjang jembatan (X)

- $T_0 = 0,2 T_s = 0,197$
- $T_s = S_{D1} / S_{DS} = 0,988$
- $T$  (arah X) = 0,0357

Maka masuk pada syarat 1 dimana  $T < T_0$ , Didapatkan :

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \times \frac{T}{T_0} + A_s = 0,4323 \text{ detik}$$

➤ Arah melintang jembatan (Y)

- $T_0 = 0,2 T_s = 0,1976$
- $T_s = S_{D1} / S_{DS} = 0,9882$
- $T$  (arah Y) = 0,00143

Maka masuk pada syarat 1 dimana  $T < T_0$ , Didapatkan :

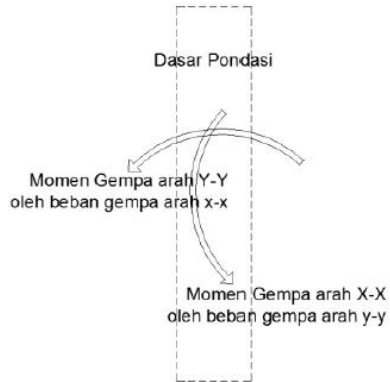
$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \times \frac{T}{T_0} + A_s = 0,3437 \text{ detik}$$

### 6.3.5.2 Perhitungan Gaya Gempa Horizontal Statis

Gaya gempa yang diperhitungkan ada 3 macam yaitu beban gempa dari struktur atas jembatan yang ditinjau oleh 2 arah, beban gempa dari struktur bawah jembatan yang ditinjau oleh 2 arah, dan beban tekanan tanah dinamis akibat gempa. Menurut RSNI 2833-2013 pasal 5.1 untuk struktur atas dan struktur bawah jembatan yang dirumuskan sebagai berikut :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} W_t$$

Sementara untuk perhitungan beban tekanan tanah dinamis akibat gempa akan dibahas pada sub – bab selanjutnya. Berikut adalah skema beban yang terjadi yang ditabelkan pada Tabel 6.17.



**Gambar 6. 17** Skema beban gempa yang terjadi

### 6.3.5.2.1 Beban Gempa Struktur Atas Jembatan

Sudah dihitung pada poin – poin sub – bab 6.4.5.1 sebelumnya didapatkan nilai  $R = 1,5$ , nilai  $C_{sm}$  memanjang (x-x) jembatan = 0,4323 detik, dan untuk nilai  $C_{sm}$  melintang (y-y) jembatan = 0,3437 detik.

Selanjutnya akan dihitung distribusi beban gempa pada struktur atas jembatan arah memanjang (X-X) yang menyebabkan momen arah (Y-Y) pada Tabel 6.14.

**Tabel 6. 14** Distribusi beban gempa pada struktur atas (memanjang)

Distribusi beban gempa pada struktur atas jembatan (Memanjang)					
Momen arah Y	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (t)	(t)	(m)		(tm)
Pms =	1653,67594	476,5600629	2,05	1	976,94813

Sedangkan distribusi beban gempa pada struktur atas jembatan arah melintang (Y-Y) yang menyebabkan momen arah (X-X) pada Tabel 6.15.

**Tabel 6. 15** Distribusi beban gempa pada struktur atas (melintang)

Distribusi beban gempa pada struktur atas Abutmen (Melintang)					
Momen arah X	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (t)	(t)	(m)		(tm)
Pms =	1653,67594	378,9022871	2,05	1	776,7496885

### 6.3.5.2.2 Beban Gempa Struktur Bawah Jembatan

Sudah dihitung pada poin-poin sub – bab 6.4.5.1 sebelumnya didapatkan nilai  $R = 1,5$ , nilai Csm memanjang (x-x) jembatan = 0,4323 detik, dan untuk nilai Csm melintang (y-y) jembatan = 0,3437 detik.

Kemudian dihitung distribusi beban gempa pada struktur bawah jembatan arah memanjang (X-X) yang menyebabkan momen arah (Y-Y) pada Tabel 6.16.

**Tabel 6. 16** Distribusi beban gempa pada struktur bawah (memanjang)

Distribusi beban gempa pada jembatan (Memanjang)					
Bidang	Berat	Teq	y	Arah	Meq (y-y)
	Wt (t)	(t)	(m)		(tm)
Abutment					
A1	7,875	2,269	3,775	1	8,567
A2	46,750	13,473	2,7	1	36,376
A3	8,250	2,378	1,713	1	4,073
A4	46,000	13,256	1,375	1	18,228
A5	6,500	1,873	0,833	1	1,560
A6	6,500	1,873	0,833	1	1,560
A7	240,000	69,164	0,4	1	27,665
Wingwall					
W1	0,225	0,065	3,775	1	0,245
W2	17,188	4,953	2,625	1	13,002
W3	0,413	0,119	1,45	1	0,172
W4	2,275	0,656	1,075	1	0,705
W5	0,325	0,094	0,8667	1	0,081
W6	0,338	0,097	1,1	1	0,107
W7	0,253	0,073	0,8	1	0,058
Tanah					
T1	3,078	0,887	3,775	1	3,349
T2	192,803	55,562	2,625	1	145,851
T3	5,643	1,626	1,45	1	2,358
T4	31,122	8,969	1,075	1	9,641
T5	4,446	1,281	0,8667	1	1,110
T6	4,034	1,162	0,8667	1	1,007
Total :	Teq :	179,830		Meq :	275,71659

Maka untuk distribusi beban gempa pada struktur bawah oleh akibat beban tanah, *wingwall*, dan *Abutment* adalah kumulatif dari ketiganya. Didapatkan distribusi beban gempa pada struktur bawah untuk arah memanjang adalah  $T_{eq} = 179,830$  ton dan  $M_{eq} = 275,717$  ton.m

Sedangkan distribusi beban gempa pada struktur bawah jembatan arah melintang (Y-Y) yang menyebabkan momen arah (X-X) pada Tabel 6.17.

**Tabel 6. 17** Distribusi beban gempa pada struktur bawah (melintang)

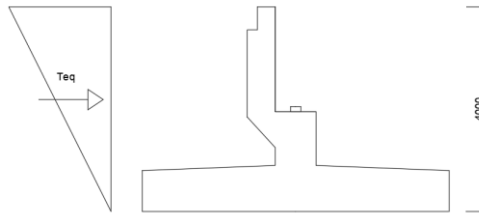
Distribusi beban gempa pada Abutmen (Melintang)					
Bidang	Berat	Teq	y	Arah	Meq (x-x)
	Wt (t)	(t)	(m)		(tm)
Abutment					
A1	7,875	1,804	3,775	1	6,812
A2	46,750	10,712	2,7	1	28,922
A3	8,250	1,890	1,713	1	3,238
A4	46,000	10,540	1,375	1	14,492
A5	6,500	1,489	0,833	1	1,241
A6	6,500	1,489	0,833	1	1,241
A7	240,000	54,991	0,4	1	21,996
Wingwall					
W1	0,225	0,052	3,775	1	0,195
W2	17,188	3,938	2,625	1	10,338
W3	0,413	0,095	1,45	1	0,137
W4	2,275	0,521	1,075	1	0,560
W5	0,325	0,074	0,8667	1	0,065
W6	0,338	0,077	1,1	1	0,085
W7	0,253	0,058	0,8	1	0,046
Tanah					
T1	3,078	0,705	3,775	1	2,662
T2	192,803	44,176	2,625	1	115,963
T3	5,643	1,293	1,45	1	1,875
T4	31,122	7,131	1,075	1	7,666
T5	4,446	1,019	0,8667	1	0,883
T6	4,034	0,924	0,8667	1	0,801
Total :	Teq :	142,979		Meq :	219,21612

Maka untuk distribusi beban gempa pada struktur bawah oleh akibat beban tanah, *wingwall*, dan *Abutment* adalah kumulatif

dari ketiganya. Didapatkan distribusi beban gempa pada struktur bawah untuk arah melintang adalah  $T_{eq} = 142,979$  ton dan  $M_{eq} = 219,216$  ton.m

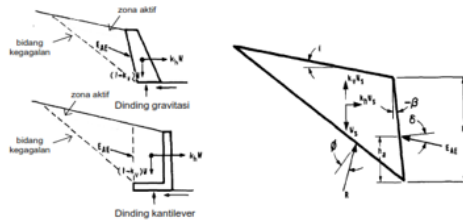
### 6.3.5.2.3 Tekanan Tanah Dinamis Akibat Beban Gempa

Menurut RSNI 2833-2013 pasal 9.6 tekanan tanah lateral akibat pengaruh gempa dapat dihitung dengan menggunakan pendekatan pseudostatik yang dikembangkan oleh Mononobe dan Okabe. Berikut adalah skema beban yang terjadi yang digambarkan pada Gambar 6.18.



**Gambar 6. 18** Skema tekanan tanah dinamis

Kondisi kesetimbangan gaya dibelakang kepala jembatan dapat dilihat pada Gambar 6.19.



**Gambar 6. 19** Diagram keseimbangan gaya pada dinding penahan tanah/ kepala jembatan

Selanjutnya untuk menghitung Formula gaya tekan tanah akibat pengaruh gempa ( $E_{AE}$ ) yaitu sebagai berikut :

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \times H_t^2 \times (1 - K_v) \times K_{AE}$$

Dengan nilai koefisien tekanan aktif seismik ( $K_{AE}$ ) adalah :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2 (\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos (\delta + \theta + \beta)} \times \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin (\delta + \phi) \sin (\phi - \theta - i)}{\cos (\delta + \theta + \beta) \cos (i - \beta)}} \right)^2$$

Dimana :

- $\gamma$  = berat jenis tanah (kN/m<sup>3</sup>)
- Ht = tinggi tanah (m)
- $\phi$  = sudut geser internal tanah (°)
- $\theta$  = arc tan (Kh/(1-Kv)) (°)
- $\delta$  = sudut geser antara tanah dan kepala jembatan (°)
- Kh = koefisien percepatan horizontal, Kh = 0,5 x As
- As = percepatan puncak di permukaan yang diperoleh dengan menggunakan percepatan puncak batuan dasar/PGA yang dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi (F<sub>PGA</sub>)
- Kv = koefisien percepatan vertikal (umumnya diambil 0°)
- I = sudut kemiringan timbunan (°)
- $\beta$  = kemiringan dinding kepala jembatan ke bid vertikal (°)

Dari data perencanaan didapatkan data sebagai berikut :

- $\gamma$  = 18 kN/m<sup>3</sup>
- Ht = 4 m
- Ba = 20 m
- $\phi$  = 30°
- $\theta$  = 0,168°
- Kh = 0,17
- As = 0,34
- Kv = 0°
- $\beta, \delta, I$  = 0°

Sehingga didapatkan  $K_{AE} = 0,335$ , Maka  $E_{AE} = 48,245$  ton/m.

Gaya gempa lateral tanah dinamis,  $Teq = E_{AE} \times Ba = 96,489$  t

Lengan terhadap titik pusat pondasi,  $Yeq = 2/3$  Ht = 2,667 m

Momen yang terjadi,  $Meq = Teq \times Yeq = 257,306$  ton.m

### **6.3.6 Kombinasi Pembebanan pada Abutment**

Menurut RSNI T-02-2005 pasal 10.4, beberapa kombinasi beban mempunyai probabilitas kejadian yang rendah dan jangka waktu yang pendek. Untuk kombinasi yang demikian maka tegangan yang berlebihan diperbolehkan berdasarkan prinsip tegangan kerja. Tegangan berlebihan yang diberikan adalah



sebagai prosentase dari tegangan kerja yang diizinkan dijelaskan dalam Tabel 6.18.

**Tabel 6. 18** Kombinasi beban untuk perencanaan tegangan kerja

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi tetap	X	X	X	X	X	X	X
Beban lalu lintas	X	X	X	X	-	-	X
Pengaruh temperatur	-	X	-	X	-	-	-
Arus/hanyutan/hidro/daya apung	X	X	X	X	X	-	-
Beban angin	-	-	X	X	-	-	-
Pengaruh gempa	-	-	-	-	X	-	-
Beban tumbukan	-	-	-	-	-	-	X
Beban pelaksanaan	-	-	-	-	-	X	-
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan $r_{os}$	nil	25%	25%	40%	50%	30%	50%

Selanjutnya ditabelkan rekap kombinasi hasil perhitungan beban yang terjadi pada Tabel 6.19 sampai dengan Tabel 6.24.

1. Kombinasi 1 = Aksi Tetap + Beban Hidup

Ditabelkan pada Tabel 6.19.

**Tabel 6. 19** Rekap Kombinasi Beban 1

Jenis beban (aksi)	Gaya (ton)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0,00	0,00	1653,68	0,00	0,00
Beban Struktur Bawah	0,00	0,00	623,60	0,00	-544,40
Beban Tanah	160,77	0,00	0,00	0,00	281,56
Beban Hidup					
Beban Lalu lintas	0,00	0,00	270,88	0,00	0,00
Gaya rem	50,00	0,00	0,00	0,00	295,00
<b>TOTAL</b>	<b>210,77</b>	<b>0,00</b>	<b>2548,16</b>	<b>0,00</b>	<b>32,17</b>

2. Kombinasi 2 = Aksi Tetap + Beban Hidup + Temperatur

Ditabelkan pada Tabel 6.20.

**Tabel 6. 20** Rekap Kombinasi Beban 2

Jenis beban (aksi)	Gaya (ton)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0,00	0,00	1653,68	0,00	0,00
Beban Struktur Bawah	0,00	0,00	623,60	0,00	-544,40
Beban Tanah	160,77	0,00	0,00	0,00	281,56
Beban Hidup					
Beban Lalu lintas	0,00	0,00	270,88	0,00	0,00
Gaya rem	50,00	0,00	0,00	0,00	295,00
Temperatur					
Temperatur perletakan	2,17	0,00	0,00	0,00	4,44
<b>TOTAL</b>	<b>212,94</b>	<b>0,00</b>	<b>2548,16</b>	<b>0,00</b>	<b>36,61</b>

3. Kombinasi 3 = Aksi Tetap + Beban Hidup + Angin  
Ditabelkan pada Tabel 6.21.

**Tabel 6. 21** Rekap Kombinasi Beban3

Jenis beban (aksi)	Gaya (ton)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0,00	0,00	1653,68	0,00	0,00
Beban Struktur Bawah	0,00	0,00	623,60	0,00	-544,40
Beban Tanah	160,77	0,00	0,00	0,00	281,56
Beban Hidup					
Beban Lalu lintas	0,00	0,00	270,88	0,00	0,00
Gaya rem	50,00	0,00	0,00	0,00	295,00
Angin					
Angin dari str. Atas	0,00	1,05	0,00	3,34	0,00
TOTAL	210,77	1,05	2548,16	3,34	32,17

4. Kombinasi 4 = Aksi Tetap + Beban Hidup + Temperatur + Angin  
Ditabelkan pada Tabel 6.22.

**Tabel 6. 22** Rekap Kombinasi Beban 4

Jenis beban (aksi)	Gaya (ton)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0,00	0,00	1653,68	0,00	0,00
Beban Struktur Bawah	0,00	0,00	623,60	0,00	-544,40
Beban Tanah	160,77	0,00	0,00	0,00	281,56
Beban Hidup					
Beban Lalu lintas	0,00	0,00	270,88	0,00	0,00
Gaya rem	50,00	0,00	0,00	0,00	295,00
Temperatur					
Temperatur perletakan	2,17	0,00	0,00	0,00	4,44
Angin					
Angin dari str. Atas	0,00	1,05	0,00	3,34	0,00
TOTAL	212,94	1,05	2548,16	3,34	36,61

5. Kombinasi 5 (arah x - x) = Aksi Tetap + Beban Gempa (x) + 30% Beban Gempa (y)  
Ditabelkan pada Tabel 6.23.

**Tabel 6. 23** Rekap Kombinasi Beban 5

Jenis beban (aksi)	Gaya (ton)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0,00	0,00	1653,68	0,00	0,00
Beban Struktur Bawah	0,00	0,00	623,60	0,00	-544,40
Beban Tanah	160,77	0,00	0,00	0,00	281,56
Beban Gempa (x) + 30% Gempa (y)					
Beban Struktur Atas	476,56	113,67	0,00	233,02	976,95
Beban Struktur Bawah	179,83	42,89	0,00	65,76	275,72
Beban Tanah	96,49	0,00	0,00	0,00	257,31
TOTAL	913,65	156,56	2277,28	298,79	1247,14

6. Kombinasi 5 (arah y - y) = Aksi Tetap + Beban Gempa (y) + 30% Beban Gempa (x)  
Ditabelkan pada Tabel 6.24

**Tabel 6. 24** Rekap Kombinasi 5 (arah Y-Y)

Jenis beban (aksi)	Gaya (ton)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0,00	0,00	1653,68	0,00	0,00
Beban Struktur Bawah	0,00	0,00	623,60	0,00	-544,40
Beban Tanah	160,77	0,00	0,00	0,00	281,56
Beban Gempa (y) + 30% Gempa (x)					
Beban Struktur Atas	142,97	378,90	0,00	776,75	293,08
Beban Struktur Bawah	53,95	142,98	0,00	219,22	82,71
Beban Tanah	28,95	0,00	0,00	0,00	77,19
TOTAL	386,64	521,88	2277,28	995,97	190,16

Rekap total pembebanan dari 6 kombinasi pembebanan dapat dilihat pada tabel 6.25.

**Tabel 6. 25** Rekap Total Kombinasi Pembebanan

Kombinasi Pembebanan	Gaya (ton)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Kombinasi 1	210,77	0,00	2548,16	0,00	32,17
Kombinasi 2	212,94	0,00	2548,16	0,00	36,61
Kombinasi 3	210,77	1,05	2548,16	3,34	32,17
Kombinasi 4	212,94	1,05	2548,16	3,34	36,61
Kombinasi 5 X	913,65	156,56	2277,28	298,79	1247,14
Kombinasi 5 Y	386,64	521,88	2277,28	995,97	190,16

### 6.3.7 Kontrol Stabilitas Pada *Abutment*

Kontrol stabilitas pada *abutment* diperiksa dalam 2 kondisi yaitu dalam keadaan layan dan saat masa konstruksi dimana harus memenuhi semua syarat kestabilannya. Namun jika *abutment* tidak aman terhadap stabilitas persyaratan dalam 2 kondisi tersebut maka *abutment* membutuhkan pondasi dalam

#### 6.3.7.1 Kontrol Stabilitas Keadaan layan

Menurut RSNI T-02-2005 pasal 11.1 stabilitas jembatan terhadap guling dan geser berikut komponen komponennya harus diperhitungkan. Stabilitas bisa memenuhi apabila hubungan berikut dipenuhi untuk perencanaan tegangan kerja :

$S_R \geq 2,2 S_N$ , Dimana :

$S_R$  = pengaruh total dari seluruh aksi nominal yang menahan guling atau geser

$S_n$  = pengaruh total dari seluruh aksi nominal yang menyebabkan guling atau geser

Skema beban yang menyebabkan guling saat tegangan kerja dengan lengan titik O ke titik X = 3 m adalah digambarkan pada Gambar 6.20.



**Gambar 6. 20** Skema Beban Guling

Perhitungan Stabilitas guling saat tegangan kerja dihitung dengan:

$$SF = Mpy / \text{Momen arah } y-y$$

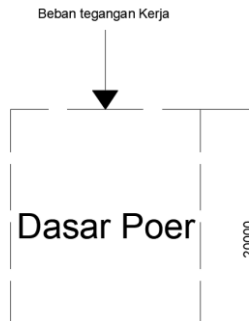
$$Mpy = K \times V \times \text{Lengan O ke titik X}$$

Rekap perhitungan ditabelkan pada Tabel 6.26.

**Tabel 6. 26** Stabilitas guling saat tegangan kerja

Kombinasi Pembebanan	K	P (ton)	Momen-y	Mpy	SF	Kontrol
			(t-m)	(t-m)		
Kombinasi 1	100%	2548,16	32,17	7644,48	237,64727	>2.2 OK
Kombinasi 2	125%	2548,16	36,61	9555,60	261,03296	>2.2 OK
Kombinasi 3	125%	2548,16	32,17	9555,60	297,05909	>2.2 OK
Kombinasi 4	140%	2548,16	36,61	10702,27	292,35692	>2.2 OK
Kombinasi 5 X	150%	2277,28	1247,14	10247,76	8,2170149	>2.2 OK
Kombinasi 5 Y	150%	2277,28	190,16	10247,76	53,890548	>2.2 OK

Skema beban yang menyebabkan geser saat tegangan kerja dengan bentang melintang abutment = 20 m adalah digambarkan pada Gambar 6.21.



**Gambar 6. 21** Skema Beban Geser

Perhitungan stabilitas geser saat tegangan kerja dihitung dengan rumus berikut:

$$SF = Mpx / \text{Momen arah } x-x$$

$$Mpx = K \times V \times \text{bentang melintang abutment}$$

Rekap perhitungan ditabelkan pada Tabel 6.27.

**Tabel 6. 27** Stabilitas geser saat tegangan kerja

Kombinasi Pembebanan	K	P (ton)	Momen-x	Mpx	SF	Kontrol
			(t-m)	(t-m)		
Kombinasi 1	100%	2548,16	0,00	50963,18	#DIV/0!	#DIV/0!
Kombinasi 2	125%	2548,16	0,00	63703,98	#DIV/0!	#DIV/0!
Kombinasi 3	125%	2548,16	3,34	63703,98	19066,421	>2.2 OK
Kombinasi 4	140%	2548,16	3,34	71348,45	21354,391	>2.2 OK
Kombinasi 5 X	150%	2277,28	298,79	68318,37	228,65033	>2.2 OK
Kombinasi 5 Y	150%	2277,28	995,97	68318,37	68,595098	>2.2 OK

Berdasarkan kontrol pada kondisi beban layan *abutment* tanpa pondasi dalam dinyatakan aman terhadap potensi guling dan geser namun perlu adanya kontrol satabilitas pada saat konstruksi yang kemudian dapat ditentukan perlu membutuhkan pondasi dalam atau tidak.

### 6.3.7.2 Kontrol Stabilitas Saat Konstruksi

Kontrol stabilitas *abutment* pada saat konstruksi telah dijelaskan pada Sub-Bab 2.9.1 dengan digunakan Persamaan 2.59, 2.60 dan 2.61 maka dihitung kontrol stabilitas sebagai berikut :

#### a. Persyaratan Tidak Geser

Dengan syarat ;  $\tau \max / \sum H > SF$  1,5

Cu dasar poer = 0,778 ton/m<sup>2</sup>

A<sub>poer</sub> = 6 x 20 = 120 m<sup>2</sup>

∅ = 0°

$\sum V$  =  $\sum P$  vertical *abutment*  
= 623,60

$\sum H$  =  $\sum P$  horizontal tanah  
= 160,77 ton

SF = 1,5

$\tau \max$  = (Cu dasar poer x A) +  $\sum V$  x tan  $\delta$   
= 93,36 ton

Maka dapat dihitung  $\tau \max / \sum H = 0,581 < SF$  1,5

Sehingga *abutment* tidak aman terhadap bahaya geser saat konstruksi.

#### b. Persyaratan Tidak Guling ( Overall Stability )

Dengan syarat ;  $SF \geq \sum M$  penahan /  $\sum M$  pengguling

- $\Sigma M$  penahan = pias pias pada struktur bawah (*abutment*, tanah, dan *wingwall*) menyebabkan momen minus (menstabilkan *abutment*) = 544,40 ton.m
- $\Sigma M$  pengguling = pias pias pada struktur bawah (*abutment*, tanah, dan *wingwall*) menyebabkan momen plus (menggulingkan *abutment*) = 290,17 ton.m

Maka  $\Sigma M$  penahan /  $\Sigma M$  pengguling = 1,876 < SF 3

Sehingga *abutment* tidak aman terhadap bahaya guling.

c. Persyaratan Stabilitas Daya Dukung (bahaya ambles)

Dengan syarat ;  $Q_{ult} / \sigma_{max} \geq 3$

$$\sigma_{max} = \Sigma V/A + \Sigma M/W$$

$$\Sigma V = \Sigma P_{vertical} \text{ abutment pada masa konstruksi} \\ = 623,603 \text{ ton}$$

$$\Sigma M = \Sigma \text{momen } abutment \text{ pada masa konstruksi} \\ = - 544,397 \text{ ton.m}$$

$$A_{poer} = 6 \times 20 = 120 \text{ m}^2$$

$$W = 1/6 \times b \times h^2 = 1/6 \times 20 \times 6^2 = 120 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{max} = \Sigma V/A + \Sigma M/W = 9,733$$

$$Cu \text{ dasar poer} = 0,778 \text{ ton/m}^2$$

$$\emptyset \text{ dasar poer} = 0^\circ$$

$$Nc = 5,14$$

$$Nq = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$Df = 0,9$$

$$\gamma = 0,8 \text{ t/m}^3$$

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

$$Q_{ult} = C \cdot Nc + \gamma' \cdot Df \cdot Nq + 0,5 \cdot B \cdot \gamma' \cdot N\gamma \\ = 4,719 \text{ t/m}^2$$

Maka  $Q_{ult} / \sigma_{max} = 0,485 < SF 3$  sehingga *abutment* tidak aman terhadap bahaya ambles.

Berdasarkan perhitungan kontrol stabilitas pada sub – bab 6.4.7.2 disimpulkan bahwa *abutment* tidak aman terhadap bahaya guling , geser , dan ambles. Sehingga untuk memenuhi kestabilan *abutment* dibutuhkan pondasi dalam.

## 6.4 Perencanaan Pondasi Dalam

### 6.4.1 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Berdasarkan data *bore-hole* N-SPT yang tersedia pada Lampiran 3 maka pemeriksaan daya dukung tanah harus dihitung masing-masing berdasarkan data *bore-hole* tersedia. Perencanaan daya dukung tanah digunakan metode Mayerhoff dan Bazaraa dengan direncanakan memakai tiang pancang PC Spun Pile dari Waskita *Precast* Diameter 50 cm. Berikut adalah langkah-langkah dalam perhitungan daya dukung tanah untuk 1 data tanah :

1. Tabelkan nilai N-SPT dan klasifikasi tanah (lanau / pasir) perkedalaman tinjau, misal kedalaman tinjau per-0,5 m dan jika data N-SPT tanah tersedia tidak perkedalaman 0,5 m maka harus interpolasi linier dari data N-SPT untuk mendapatkan N-SPT perkedalaman tinjau
2. Koreksi terhadap muka air tanah.  
Jika tanah berupa pasir dan jika N-SPT > 15 maka dikoreksi dengan persamaan berikut:
  - $N_1 = 15 + 0,5 (N - 15)$  (terzaghi & peck, 1960)
  - $N_1 = 0,6 N$  (Bazaraa, 1967)
 Lalu pilih harga N terkecil dari kedua syarat tersebut, dan jika tanah berupa lempung/ lanau dengan N-SPT  $\leq 15$  maka tidak ada koreksi jadi  $N_1 = N$
3. Koreksi terhadap *Overbudden pressure* (Bazara, 1967), Hasil dari koreksi 1 ( $N_1$  dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah dimana harga N tersebut didapatkan (tekanan vertikal efektif = *Overburdden Pressure*)
  - Bila  $p_o \leq 7,5 \text{ ton/ m}^2$ ; maka  $N_2 = 4N_1 / (1 + 0,4p_o)$
  - Bila  $p_o > 7,5 \text{ ton/ m}^2$ ; maka  $N_2 = 4N_1 / (3,25 + 0,1p_o)$
4. Selanjutnya didapat N *correction* pakai dimana dibatasi  $N_2$  harus  $\leq 2 \times N_1$
5. Mencari N rata-rata ujung tiang yaitu rata-rata N antara 4 x diameter tiang dibawah ujung dan 8 x diameter tiang diatas ujung
6. Mencari Q ujung perkedalaman tinjau=  $K \times (N \text{ rata-rata ujung}) \times \text{luas tiang}$ . K (koefisien karakteristik ujung) = 40.



7. Mencari fsi (hambatan geser selimut tiang per-segmen i) yaitu  $N \text{ pakai} / 2$  (ton/ m<sup>2</sup>) untuk tanah lempung / lanau, dan  $N \text{ pakai} / 5$  (ton/ m<sup>2</sup>) untuk tanah pasir.
8. Mencari  $\Sigma R_{si} = f_{si} \times \text{luas selimut tiang per-segmen i}$ .
9. Didapatkan daya dukung ultimit tanah terhadap beban tekan terjadi,  $Q_{ult} = Q_{ujung} + \Sigma R_{si}$ . Sebagai daya dukung ijin tanah untuk beban tetap yaitu  $Q_{ijin} = Q_{ult} / SF \ 3$ , dan Sebagai daya dukung ijin tanah untuk beban sementara yaitu  $Q_{ijin} = Q_{ult} / SF \ 2$ .
10. Didapatkan daya dukung ijin tanah terhadap beban tarik/cabut,  $\Sigma R_{si}$ . Sebagai daya dukung ijin tanah untuk beban tetap yaitu  $Q_{ijin} = \Sigma R_{si} / SF \ 3$ , dan Sebagai daya dukung tanah untuk beban sementara yaitu  $Q_{ijin} = \Sigma R_{si} / SF \ 2$ .

*Output* dari perhitungan daya dukung tanah adalah mengetahui daya dukung ketahanan tanah terhadap gaya tekan dan tarik atau cabut yang terjadi dengan nilai *safety factor* 3 untuk kombinasi pembebanan terdiri beban tetap semua dan nilai *safety factor* 2 untuk kombinasi pembebanan terdiri beban tetap dan beban sementara. Untuk Tabel perhitungan lengkap daya dukung tanah menggunakan data yang ada serta grafik daya dukungnya untuk tiang pancang diameter 50 cm disajikan pada Lampiran 12.

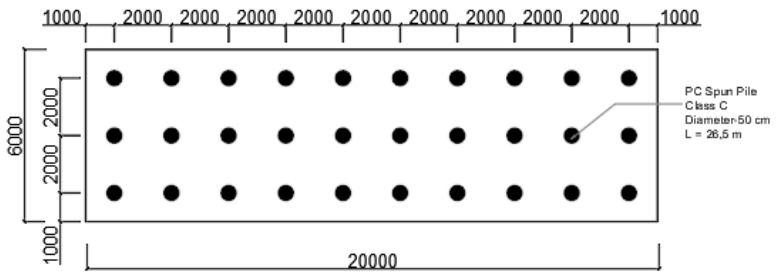
#### 6.4.2 Kontrol Group Tiang Pancang

Dalam perencanaan ini digunakan tiang pancang PC *spun pile* (Waskita *precast*) grade B, dengan spesifikasi sebagai berikut:

Mutu beton, $f_c'$	= 60 MPa
<i>Outside Diameter</i>	= 500 mm
<i>Wall thickness</i>	= 90 mm
<i>Class</i>	= C
AP	= 1159 cm <sup>2</sup>
<i>Allowable axial</i>	= 169 ton
<i>Bending moment (crack)</i>	= 17 t.m
<i>Bending moment (ultimate)</i>	= 34 t.m
Kedalaman tanam tiang rencana, (Ld)	= 27 m

Untuk spesifikasi lebih detail tentang PC *spun pile* (Waskita) terdapat pada lampiran 9.

Direncanakan grup tiang pancang yang digambarkan pada Gambar 6.22.



**Gambar 6. 22** Konfigurasi Tiang Pancang *Abutment*

- Kontrol efisiensi tiang,  $C_e$  (Converse-Labbarre, AASHTO)

$$C_e = 1 - \frac{\text{arc tan } \frac{D}{S}}{90^\circ} \times \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

$D$  = diameter tiang = 0,5 m.

$S$  = jarak maksimum antar tiang = 2 m.

$m$  = jumlah tiang dalam grup arah X = 10 buah.

$n$  = jumlah tiang dalam grup arah Y = 3 buah.

Sehingga didapatkan  $C_e = 0,704$ .

- Perhitungan beban max dan beban minimum terjadi dari arah x-x dan y-y pada tiang

$$P = \frac{\sum V_0}{n} \pm \frac{M_x Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y X}{\sum X^2}$$

$P$  = beban max. / min. diterima 1 tiang

$n$  = jumlah total tiang pancang = 30 buah

$\sum V_0$  = Total beban aksial yang bekerja

$M_x$  = Momen terhadap sumbu X

$M_y$  = Momen terhadap sumbu Y

$x$  = jarak absis tiang terjauh = 2 m

$y$  = jarak ordinat tiang terjauh = 9 m

$\sum x^2$  = jumlah kuadrat absis = 80 m<sup>2</sup>

$\sum y^2$  = jumlah kuadrat ordinat = 990 m<sup>2</sup>

Perhitungan kuadrat absis dan ordinat ditabelkan pada Tabel 6.28.

**Tabel 6.28** Perhitungan kuadrat absis dan ordinat tiang

	X	Y	X <sup>2</sup>	Y <sup>2</sup>
1	-9,00	2	81	4
2	-7,00	2	49	4
3	-5,00	2	25	4
4	-3,00	2	9	4
5	-1,00	2	1	4
6	1,00	2	1	4
7	3,00	2	9	4
8	5,00	2	25	4
9	7,00	2	49	4
10	9,00	2	81	4
11	-9,00	0	81	0
12	-7,00	0	49	0
13	-5,00	0	25	0
14	-3,00	0	9	0
15	-1,00	0	1	0
16	1,00	0	1	0
17	3,00	0	9	0
18	5,00	0	25	0
19	7,00	0	49	0
20	9,00	0	81	0
21	-9,00	-2	81	4
22	-7,00	-2	49	4
23	-5,00	-2	25	4
24	-3,00	-2	9	4
25	-1,00	-2	1	4
26	1,00	-2	1	4
27	3,00	-2	9	4
28	5,00	-2	25	4
29	7,00	-2	49	4
30	9,00	-2	81	4
Σ			990	80

Perhitungan P max / min didasarkan pada rekap pembebanan pada Tabel 6.25 dengan faktor reduksi tegangan kerja sesuai RSNI T-02-2005 pasal 10.4, perhitungan ditabelkan pada Tabel 6.29.

**Tabel 6. 29** Perhitungan P max dan P min pada tiang

Jenis Kombinasi	V (ton)	Momen (ton.m)		n tiang	$\sum V_o/n$	$M_y.X / \sum X^2$	$M_x.Y / \sum Y^2$	P max (ton)	Faktor Reduksi	P red. (ton)	P min (ton)	SF pakai
		Mx	My									
Kombinasi 1	2548,16	0,00	32,17	30	84,938636	0,804	0,000	85,743	100%	85,743	84,134	3
Kombinasi 2	2548,16	0,00	36,61	30	84,938636	0,915	0,000	85,854	125%	68,683	84,023	2
Kombinasi 3	2548,16	3,34	32,17	30	84,938636	0,804	0,030	85,773	125%	68,619	84,104	2
Kombinasi 4	2548,16	3,34	36,61	30	84,938636	0,915	0,030	85,884	140%	61,346	83,993	2
Kombinasi 5 (X)	2277,28	298,79	1247,14	30	75,909303	31,178	2,716	109,804	150%	73,203	42,015	2
Kombinasi 5 (Y)	2277,28	995,97	190,16	30	75,909303	4,754	9,054	89,718	150%	59,812	62,101	2

- Kontrol 1 Tiang terhadap gaya aksial max

*PC Spun Pile Class* = C

*Allowable Axial Load* = 169 ton

*Maximum Axial Load* = 85,742 ton

Maka *Max axial load* < *Allowable axial load*, Tiang aman terhadap gaya aksial yang terjadi.

### 6.4.3 Kontrol Terhadap Gaya Vertikal Tiang

Berdasarkan perhitungan pada Tabel 6.29 didapatkan data sebagai berikut :

- Kedalaman pancang pada N-SPT > 40 : 27 m
- P izin Tekan Tanah (SF 3) : 164,15 ton
- P izin Tekan Tanah (SF 2) : 246,22 ton
- P izin Tekan Tanah x efisiensi (SF 3) : 115,489 ton
- P izin Tekan Tanah x efisiensi (SF 2) : 173,234 ton
- P izin Tarik Tanah (SF 3) : 117,10 ton
- P izin Tarik Tanah (SF 2) : 137,39 ton
- P izin Tarik Tanah x efisiensi (SF 3) : 88,49 ton
- P izin Tarik Tanah x efisiensi (SF 2) : 96,66 ton

Perhitungan kontrol tegangan vertikal tiang pancang ditabelkan pada Tabel 6.30.

**Tabel 6. 30** Kontrol Tegangan Vertikal tiang

Kontrol Tegangan Vertikal Tiang							
P Tekan	SF	P izin tekan	Cek Tekan	P cabut	SF	P izin cabut	Cek cabut
85,74281933	3	124,04	OK	84,134453	3	88,49	OK
68,68304609	2	186,06	OK	84,023465	2	103,82	OK
68,61855481	2	186,06	OK	84,104079	2	103,82	OK
61,34584414	2	186,06	OK	83,993091	2	103,82	OK
73,20269093	2	186,06	OK	42,014569	2	103,82	OK
59,81166974	2	186,06	OK	62,101101	2	103,82	OK

**6.4.4 Kontrol Terhadap Gaya Lateral Tiang**

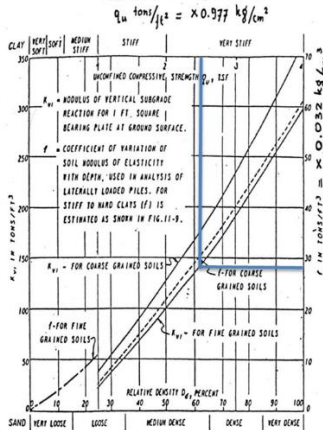
Dalam perencanaan ini digunakan tiang pancang PC spun pile (Waskita) Grade C, dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Mutu PC Spun Pile,  $f_c'$  = 60 MPa
- Panjang Pile = 26,5 m
- Nilai Cu tanah ujung tiang = 1,24 kg/cm<sup>2</sup>
- Modulus Elastis beton =  $4700\sqrt{f_c'}$  = 36406,04 MPa
- = 3640604,35 ton/m<sup>2</sup>
- = 364060,435 kg/cm<sup>2</sup>

$I_{xx} = I_{yy} = 0,25\pi r^4 = 306796,16 \text{ cm}^4 = 0,003068 \text{ m}^4$

Dengan langkah-langkah sebagai berikut :

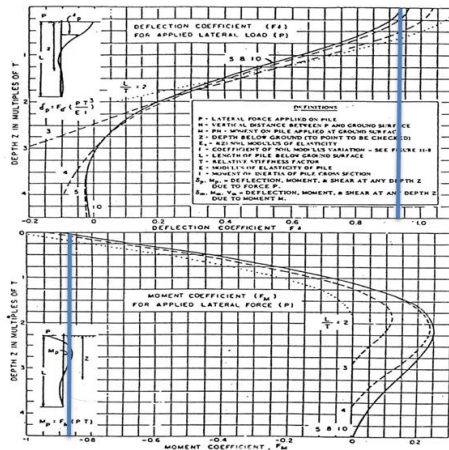
- Mencari nilai f dari grafik NAVFAC DM-7,1971 pada Gambar 6.23; nilai Cu = 1,24 kg/cm<sup>2</sup>, q = 2 Cu = 2,48 kg/cm<sup>2</sup>



**Gambar 6. 23** Grafik NAVFAC DM-7,1971

Didapat dari Gambar 6.23 harga  $f = 29 \times 0,032 = 0,928 \text{ kg/cm}^3$ .

- Mencari nilai faktor kekakuan relatif, T  
 $T = (E.I/f)^{0,2} = ((364060,435 \text{ kg/cm}^2 \times 306796,16 \text{ cm}^4) / 0,928 \text{ kg/cm}^3)^{0,2} = 164,473 \text{ cm} = 1,644 \text{ m}$
- Mencari koefisien momen akibat gaya lateral  
 Berdasarkan yang telah dijelaskan pada sub-bab 2.9.1, gaya lateral yang bekerja pada pondasi tiang pancang ditentukan bekerja pada kondisi 2, sehingga koefisien momen akibat gaya lateral digunakan grafik Gambar 6.24 NAVFAC DM-7,1971 didapat hasil sebagai berikut :  
 $Z = 0$  (gaya lateral paling kritis bekerja di permukaan)  
 $Ld / T = 27,1 \text{ m} / 1,644 \text{ m} = 16,477$



**Gambar 6. 24** NAVFAC DM-7,1971

Didapat dari Gambar 6.24 ;  $F\delta = 0,93$  ,  $Fm = 0,87$ .

- Kontrol defleksi tiang pancang (Tomlinson, 1977)  
 $\delta_p = F\delta \times [P.T^3 / E.I]$   
 $P = \sqrt{(H_x \max^2 + H_y \max^2)} / n = 35,07 \text{ ton} = 35073,3 \text{ kg}$   
 $\delta_p = 0,93 \times [35,07 \times 1,644^3 / 364060,435 \times 0,003068]$   
 $= 0,01299 \text{ m}$   
 $= 1,299 < 2,5 \text{ cm aman terhadap defleksi}$

- Kontrol *moment crack* tiang pancang

Nilai momen lateral menyebabkan crack dengan persamaan :

$$M_p = F_m.(P.T)$$

$$P = \sqrt{(H_x^2 + H_y^2)} / n$$

Lalu dikontrol dengan syarat *moment crack* >  $M_p$ .

Dengan *moment crack* tiang direduksi tegangan kerja sesuai RSNI T-02-2005 pasal 10.4, dengan perhitungan ditabelkan pada Tabel 6.31.

**Tabel 6. 31 Kontrol Moment Crack tiang**

Kelas B PC Spun Pile D80 Waskita Precast							
Komb.	Faktor teg. Berlebihan	M crack	Hx	Hy	P max	MP	Cek
		ton.m	ton	ton	ton	ton.m	
Komb. 1	100%	17	210,77	0,00	7,03	10,053	OK
Komb. 2	125%	21,25	212,94	0,00	5,68	8,125	OK
Komb. 3	125%	21,25	210,77	1,05	5,62	8,043	OK
Komb. 4	140%	23,8	212,94	1,05	5,07	7,255	OK
Komb. 5x	150%	25,5	913,65	156,56	20,60	24,100	OK
Komb. 5y	150%	25,5	386,64	521,88	14,43	20,653	OK

#### 6.4.5 Kontrol Terhadap Gaya Horizontal Maksimum Tiang

Menurut Tomlinson,1977 besarnya gaya horizontal yang terjadi pada tiang akibat beban yang bekerja di ujung atas sebuah tiang dikontrol harus lebih kecil dari kapasitas gaya horizontal maksimum yang mampu diterima oleh tiang.

- Gaya horizontal tiang yang terjadi oleh akibat beban digunakan

$$\text{persamaan : } H_u = \frac{\sqrt{H_x^2 + H_y^2}}{n}$$

- Syarat  $H_u$  *fixed-headed pile* :  $H_u = 2 \text{ Mult} / (e + Z_f)$ , SF = 2.

Dengan, e = jarak antara lateral load bekerja dengan muka tanah,

$Z_f$  = *point of virtual fixity*

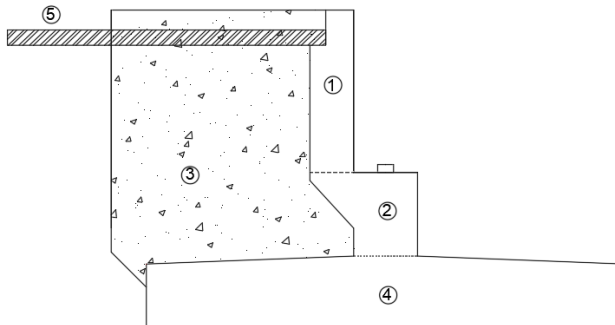
Dengan perhitungan ditabelkan pada Tabel 6.32.

**Tabel 6. 32** Kontrol Gaya Horizontal Maksimum

Kelas B PC Spun Pile D80 Waskita Precast							
Komb.	Faktor teg. Berlebihan	Hx	Hy	Hu tiang	Hu Red.	Hu max	SF
		ton	ton	ton	ton	ton	
Komb. 1	100%	210,77	0,00	7,026	7,03	42,560	6,058
Komb. 2	125%	212,94	0,00	7,098	5,68	42,560	7,495
Komb. 3	125%	210,77	1,05	7,026	5,62	42,560	7,572
Komb. 4	140%	212,94	1,05	7,098	5,07	42,560	8,394
Komb. 5x	150%	913,65	156,56	30,899	20,60	42,560	2,066
Komb. 5y	150%	386,64	521,88	21,650	14,43	42,560	2,949

### 6.5 Penulangan *Abutment*

Penulangan *abutment* dihitung menurut bagian-bagian *abutment* sesuai beban yang bekerja. Berikut adalah gambar pembagian perencanaan penulangan *abutment* yang digambarkan pada Gambar 6.25.



**Gambar 6. 25** Bagian-bagian penulangan pada *Abutment*

Dari Gambar 6.25 didefinisikan sebagai berikut :

Bidang 1 = penulangan *back-wall*

Bidang 2 = penulangan *breast-wall*

Bidang 3 = penulangan *wing-wall*

Bidang 4 = penulangan *pilecap*

Bidang 5 = penulangan pelat injak



### 6.5.1 Perhitungan Penulangan *Back-wall*

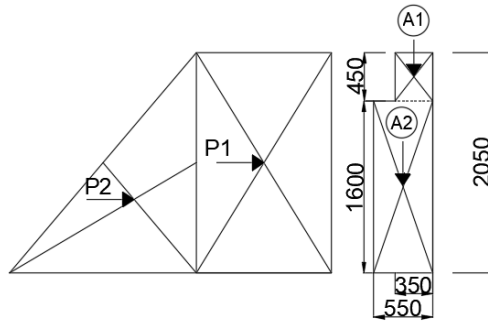
Diketahui data-data sebagai berikut :

Tinggi timbunan pada <i>back-wall</i> ( $H_t$ )	= 2,05 m
Lebar melintang <i>back-wall</i> ( $B_a$ )	= 20 m
$\gamma$ timbunan	= 1,8 t/m <sup>3</sup>
Q lalu lintas	= 1,26 t/m <sup>2</sup>
Sudut gesek timbunan ( $\varphi$ )	= 30°
Koefisien tanah aktif, ( $K_a$ )	= $\tan^2(45^\circ - \varphi/2) = 0.333$

Diperhitungkan beban-beban sebagai berikut :

#### 1. Beban tanah

Tekanan tanah terjadi digambarkan pada Gambar 6.26.



**Gambar 6. 26** Tekanan tanah pada *Back-wall*

Dengan dihitung :

$$P1 = H \times B_a \times Q \text{ lalu lintas} \times K_a = 17,220 \text{ ton}$$

$$P2 = (0,5 \times ((Q + (\gamma t \times H \times K_a)) - Q) \times H) \times B_a \\ = 25,215 \text{ ton}$$

Rekap Beban tanah pada *back-wall* ditabelkan pada Tabel 6.33.

**Tabel 6. 33** Beban tanah pada *Back-wall*

Beban	Tta (ton)	Lengan (m)	Mta (t.m)
T1	17,220	1,025	17,651
T2	25,215	0,683	17,230
Hta=	42,435	Mta=	34,881

#### 2. Beban Gempa

Koefisien beban gempa,

$$K_h = C_{sm} / R \text{ (arah memanjang x-x)}$$

$$= 0,432 / 1,5$$

$$= 0,288, \text{ maka } Teq = \text{berat sendiri} \times Kh$$

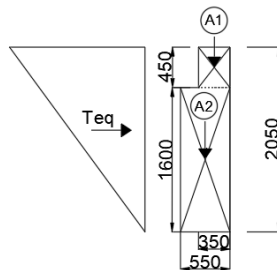
Rekap Beban Gempa pada *back-wall* ditabelkan pada Tabel 6.33.

**Tabel 6. 34** Beban Gempa pada *Back-wall*

Kode	Berat (ton)	Teq (ton)	Lengan(m)	M (t.m)
A1	7,875	2,269	1,825	4,142
A2	44,000	12,680	0,8	10,144
Peq=		12,680	Meq=	10,144

### 3. Tekanan tanah dinamis

Beban terjadi digambarkan pada Gambar 6.27 :



**Gambar 6. 27** Beban tanah dinamis pada *Back-wall*

Dari data perencanaan didapatkan data sebagai berikut :

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$H_t = 2,05 \text{ m}$$

$$B_a = 20 \text{ m}$$

$$A_s = 0,34$$

$$K_h = 0,17$$

$$K_v = 0$$

$$\emptyset = 30$$

$$\theta = 0,1683^\circ$$

$$\delta, I, \beta = 0^\circ$$

Sehingga Didapatkan  $K_{AE} = 0,335$ , Maka  $E_{AE} = 1,267 \text{ ton/m}$ .

Gaya Tekanan Tanah dinamis,  $Teq = E_{AE} \times B_a = 25,343 \text{ ton}$ .

Lengan terhadap titik pusat pondasi,  $Ye_q = 2/3 H_t = 1,3667 \text{ m}$ .

Momen yang terjadi,  $Me_q = Teq \times Ye_q = 34,636 \text{ ton.m}$ .

Dari perhitungan beban – beban direkap sebanda Tabel 6.35.

**Tabel 6. 35** Rekap Beban pada *Back-wall*

Beban	H (ton)	M (t.m)
Tek. Tanah	42,435	34,881
Beban Gempa	12,680	10,144
Tek. Dinamis	25,344	34,636
Total	80,459	79,661

Sehingga dipakai momen *ultimate* untuk perencanaan penulangan  $M_{ult} = 79,661 \text{ ton.m}$

Perencanaan penulangan *Back-wall* sebagai berikut :

Mutu *Slab* beton = 50 Mpa

Mutu Tulangan = BJ 55; Teg.Leleh,  $f_y = 410 \text{ MPa}$

Momen,  $M_u = 79,661 \text{ ton.m}$

*Decking*,  $d' = 50 \text{ mm}$

Tinggi efektif,  $d = 500 \text{ mm}$

$dx = 468,5 \text{ mm}$

Tul. Utama = D-22 mm ; A tul. =  $380.132 \text{ mm}^2$

Tul. Bagi = D-19 mm ; A tul. =  $283,52 \text{ mm}^2$

$$\rho b = \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,0523$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \times \rho b = 0,039257$$

$$\rho \text{ min} = 1,4/f_y = 0,003415$$

$$M_n = M_u/\phi = 1437,026 \text{ Kn.m}$$

$$R_n = M_n/(b \cdot d^2) = 0,2268 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right) = 0,00055$$

Didapat  $\rho_{\text{perlu}} < \rho \text{ min}$  ; maka dipakai  $\rho \text{ min} = 0,0034146$ .

➤ Perhitungan tulangan utama

- maka As tulangan perlu =  $dx \times Ba \times \rho \text{ pakai} = 468,5 \times 20 \times 0,0034146 = 31995,122 \text{ mm}^2$

- Maka dipakai 85 D-22 x Luas tul. =  $85 \times 380,132 \text{ mm}^2 = 32311,28 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK !}$

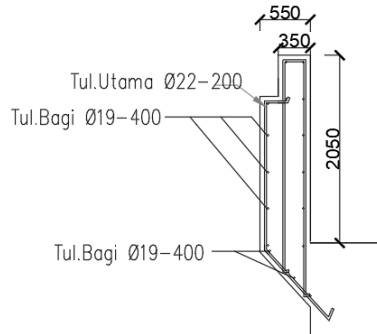
- Jarak Tulangan dari As-as =  $(Ba - (2d')) / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 231,40 \text{ mm}$

➤ Perhitungan tulangan bagi :

- maka As tulangan perlu =  $(20\% \text{ As perlu tul.utama} / Ba) \times \text{keliling sisi back-wall} = 879,866 \text{ mm}^2$

- Maka dipakai 4 D-19 x Luas tul. =  $4 \times 283,52 \text{ mm}^2 = 1134,114 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK!}$
- Jarak Tulangan dari As-as =  $(H_t - d') / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 400 \text{ mm}$ .

Penulangan *back-wall* digambarkan sebagai berikut :



**Gambar 6. 28** Penulangan *Back-wall Abutment*

### 6.5.2 Perhitungan Penulangan *breast wall*

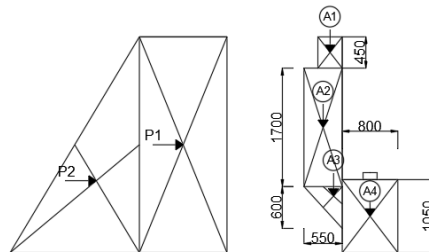
Diketahui data-data sebagai berikut :

Tinggi timbunan <i>breast-wall</i> ( $H_t$ )	= 1,05 m
Lebar melintang <i>breast-wall</i> ( $B_a$ )	= 20 m
$\gamma$ timbunan	= 1,8 t/m <sup>3</sup>
Q lalu lintas	= 1,26 t/m <sup>2</sup>
Sudut gesek timbunan ( $\varphi$ )	= 30°
Koefisien tanah aktif, ( $K_a$ )	= $\tan^2(45^\circ - \varphi/2) = 0.333$

Diperhitungkan beban-beban sebagai berikut :

#### 1. Beban tanah

Tekanan tanah terjadi digambarkan pada Gambar 6.29.



**Gambar 6. 29** Tekanan tanah pada *Breast-wall*

Dengan dihitung :

$$P1 = H \times Ba \times Q \text{ lalu lintas} \times Ka = 26,040 \text{ ton}$$

$$P2 = (0,5 \times ((Q + (\gamma t \times H \times Ka)) - Q) \times H) \times Ba \\ = 57,660 \text{ ton}$$

**Tabel 6. 36** Beban tanah pada *Breast-wall*

Beban	Tta (ton)	Lengan (m)	Mta (t.m)
T1	26,040	1,55	40,362
T2	57,660	1,033	59,563
Hta=	83,700	Mta=	99,925

## 2. Beban Gempa

Koefisien beban gempa,

$$K_h = C_{sm} / R \text{ (arah memanjang x-x)}$$

$$= 0,432 / 1,5$$

$$= 0,288, \text{ maka } T_{eq} = \text{berat sendiri} \times K_h$$

Perhitungan ditabelkan pada Tabel 6.37.

**Tabel 6. 37** Beban Gempa pada *Breast-wall*

Kode	Berat (ton)	Teq (ton)	Lengan(m)	M (t.m)
A1	7,875	2,269	2,875	6,525
A2	46,750	13,473	1,800	24,251
A3	8,250	2,378	0,750	1,783
A4	42,000	12,104	0,525	6,354
W Atas	1653,676	476,560	1,150	548,044
Peq=		506,783	Meq=	586,956782

## 3. Tekanan tanah dinamis

Beban terjadi digambarkan pada Gambar 6.30.

**Gambar 6.30** Beban tanah dinamis pada *Breast-wall*

Dari data perencanaan didapatkan data sebagai berikut :

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$H_t = 3,1 \text{ m}$$

$$B_a = 20 \text{ m}$$

$$A_s = 0,34$$

$$K_h = 0,17$$

$$K_v = 0^\circ$$

$$\emptyset = 30^\circ$$

$$\theta = 0,1683^\circ$$

$$\delta, I, \beta = 0^\circ$$

Sehingga Didapatkan  $K_{AE} = 0,335$ , Maka  $E_{AE} = 2,897$  ton/m.  
 Gaya Tekanan Tanah dinamis,  $Teq = E_{AE} \times Ba = 57,954$  ton.  
 Lengan terhadap titik pusat pondasi,  $Yeq = 2/3 Ht = 2,1$  m.  
 Momen yang terjadi,  $Meq = Teq \times Yeq = 119,772$  ton.m.  
 Dari perhitungan beban – beban direkap pada Tabel 6.38 :

**Tabel 6. 38** Rekap Beban pada *breast-wall*

Beban	H (ton)	M (t.m)
Tek. Tanah	83,700	99,925
Beban Gempa	506,783	586,957
Tek. Dinamis	57,954	119,772
Total :	648,437	806,654

Sehingga dipakai momen *ultimate* untuk perencanaan penulangan

$$M_{ult} = 806,654 \text{ ton.m}$$

Perencanaan penulangan *Back-wall* sebagai berikut :

$$\text{Mutu Slab beton} = 50 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu Tulangan} = \text{BJ 55; Teg. Leleh, } f_y = 410 \text{ MPa}$$

$$\text{Momen, } M_u = 806,654 \text{ ton.m}$$

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

$$\text{Tinggi efektif, } d = 750 \text{ mm}$$

$$dx = 707 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Utama} = \text{D-32 mm ; } A_{tul.} = 490,87 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tul. Bagi} = \text{D-22 mm ; } A_{tul.} = 380,132 \text{ mm}^2$$

$$pb = \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,0523$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times pb = 0,039257$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,003415$$

$$M_n = M_u / \phi = 10093,171 \text{ Kn.m}$$

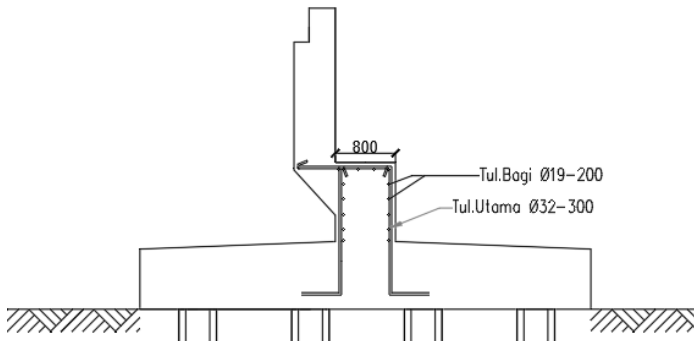
$$R_n = M_n / (b \cdot y \cdot d^2) = 1,0086 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c}} \right) = 0,00249$$

Didapat  $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$  ; maka dipakai  $\rho_{\min} = 0,0034146$ .

- Perhitungan tulangan utama
  - maka As tulangan perlu =  $dx \times Ba \times \rho$  pakai =  $707 \times 20 \times 0,0034146 = 48282,927 \text{ mm}^2$
  - Maka dipakai 62 D-32 x Luas tul. =  $62 \times 490,87 \text{ mm}^2 = 49863,359 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK} !$
  - Jarak Tulangan dari As-as =  $(Ba - (2d')) / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 315,873 \text{ mm}$
- Perhitungan tulangan bagi :
  - maka As tulangan perlu =  $(20\% \text{ As perlu tul.utama} / Ba) \times Ht = 1496,771 \text{ mm}^2$
  - Maka dipakai 4 D-22 x Luas tul. =  $2 \times 380,132 \text{ mm}^2 = 1520,530 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK} !$
  - Jarak Tulangan dari As-as =  $(Ht - d') / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 500 \text{ mm}$ .

Penulangan *back-wall* digambarkan pada Gambar 6.30.



**Gambar 6. 30** Penulangan *Breast-wall Abutment*

### 6.5.3 Perhitungan Penulangan *Wing-wall*

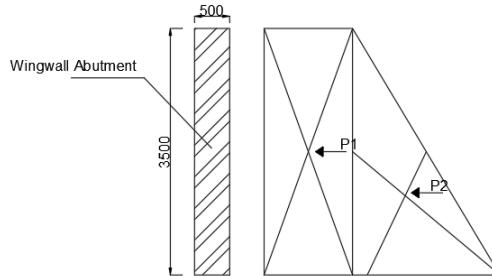
Diketahui data-data sebagai berikut :

Tinggi timbunan <i>wing-wall</i> (Ht)	= 3,5 m
Lebar melintang <i>wing-wall</i> (Ba)	= 2,7 m
$\gamma$ timbunan	= 1,8 t/m <sup>3</sup>
Q lalu lintas	= 1,26 t/m <sup>2</sup>
Sudut gesek timbunan ( $\phi$ )	= 30°
Koefisien tanah aktif, (K <sub>a</sub> )	= $\tan^2 (45^\circ - \phi/2)$ = 0.333

Diperhitungkan beban-beban sebagai berikut :

2. Beban tanah

Tekanan tanah terjadi digambarkan pada Gambar 6.31.



**Gambar 6. 31** Tekanan tanah pada *wing-wall*

Dari gambar 6.31 perhitungan tekanan tanahnya adalah sebagai berikut :

$$P1 = H \times Ba \times Q \text{ lalu lintas} \times Ka = 3,969 \text{ ton}$$

$$P2 = (0,5 \times ((Q + (\gamma t \times H \times Ka)) - Q) \times H) \times Ba \\ = 9,923 \text{ ton}$$

Rekap Beban tanah pada *wing-wall* ditabelkan pada Tabel 6.33

**Tabel 6. 39** Beban tanah pada *wing-wall*

Beban	Tta (ton)	Lengan (m)	Mta (t.m)
T1	3,969	1,750	6,946
T2	9,923	1,167	11,576
Hta=	13,892	Mta=	18,522

4. Beban Gempa

Koefisien beban gempa,

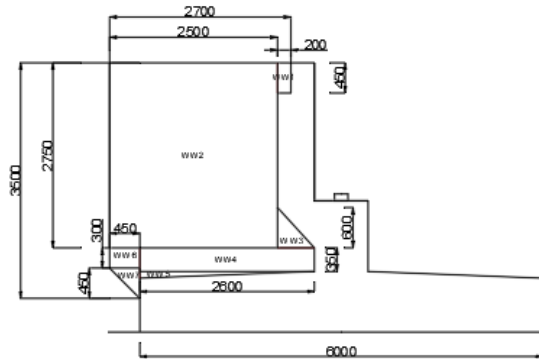
$$Kh = C_{sm} / R \text{ (arah memanjang y-y)}$$

$$= 0,344 / 1,5$$

$$= 0,229, \text{ maka } Teq = \text{berat sendiri} \times Kh$$

Dengan pembagian pias digambarkan pada Gambar 6.32.





**Gambar 6. 32** Pembagian pias pada *Wing-wall*

Perhitungan ditabelkan pada Tabel 6.40.

**Tabel 6. 40** Beban Gempa pada *Wing-wall*

Kode	Berat (ton)	Teq (ton)	Lengan(m)	M (t.m)
Ww1	0,113	0,032	3,275	0,106
Ww2	8,594	2,477	2,125	5,263
Ww3	0,206	0,059	0,950	0,056
Ww4	1,138	0,328	0,575	0,188
Ww5	0,163	0,047	0,366	0,017
Ww6	0,169	0,049	0,600	0,029
Ww7	0,127	0,036	0,300	0,011
Peq=		3,028	Meq=	5,671

Dari perhitungan beban-beban direkap pada Tabel 6.41.

**Tabel 6. 41** Rekap Beban pada *Wing-wall*

Beban	H (ton)	M (t.m)
Tek. Tanah	13,892	18,522
Beban Gempa	3,028	5,671
Total	16,920	24,193

Sehingga dipakai momen *ultimate* untuk perencanaan penulangan  
 $M_{ult} = 24,193 \text{ ton.m}$

Perencanaan penulangan *wing-wall* sebagai berikut :

Mutu *Slab* beton = 50 Mpa

Mutu Tulangan = BJ 55; Teg.Leleh,  $f_y = 410 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen, } \mu &= 24,193 \text{ ton.m} \\
 \text{Decking, } d' &= 50 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi efektif, } d &= 450 \text{ mm} \\
 dx &= 414 \text{ mm} \\
 \text{Tul. Utama} &= \text{D-25 mm ; A tul.} = 490,87 \text{ mm}^2 \\
 \text{Tul. Bagi} &= \text{D-22 mm ; A tul.} = 380,13 \text{ mm}^2 \\
 pb &= \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,0523 \\
 \rho_{\text{max}} &= 0,75 \times pb = 0,039257 \\
 \rho_{\text{min}} &= 1,4/f_y = 0,003415 \\
 M_n &= \mu u / \phi = 302,413 \text{ Kn.m} \\
 R_n &= M_n / (b \cdot y \cdot d^2) = 0,504 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$p_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right) = 0,00124$$

Didapat  $\rho$  perlu  $< \rho$  min ; maka dipakai  $\rho$  min = 0,0034146.

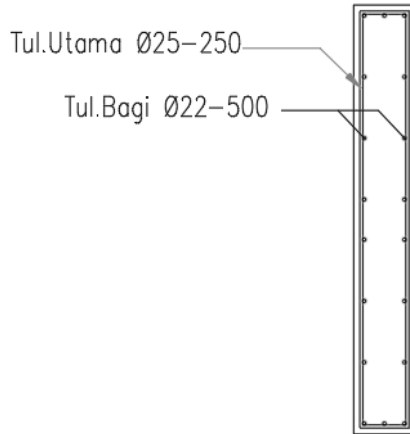
➤ Perhitungan tulangan utama

- maka As tulangan perlu =  $dx \times Ba \times \rho$  pakai =  $415 \times 20 \times 0,0034146 = 3816,878 \text{ mm}^2$
- Maka dipakai 8 D-25 x Luas tul. =  $8 \times 490,87 \text{ mm}^2 = 3926,991 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK !}$
- Jarak Tulangan dari As-as =  $(Ba - (2d')) / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 288,89 \text{ mm}$

➤ Perhitungan tulangan bagi :

- maka As tulangan perlu =  $(20\% \text{ As perlu tul.utama} / Ba) \times Ht = 989,560 \text{ mm}^2$
- Maka dipakai 3 D-22 x Luas tul. =  $3 \times 380,13 \text{ mm}^2 = 1140,398 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK !}$
- Jarak Tulangan dari As-as =  $(Ht - d') / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 500 \text{ mm}$ .

Penulangan *wing-wall Abutment* digambarkan pada Gambar 6.33.



**Gambar 6. 33** Penulangan *Wing-wall*

#### 6.5.4 Perhitungan Penulangan *pile cap*

Berdasarkan sub-bab 6.4 perhitungan pembebanan, selanjutnya beban-beban yang bekerja pada pondasi dikombinasikan sebagai berikut :

1. Kombinasi 1 :

$$1,3 \text{ MS} + 2 \text{ TD} + 2 \text{ TB} + 1,2 \text{ Tew} + 1,25 \text{ TA}$$

Rekap ditabelkan pada Tabel 6.42.

**Tabel 6. 42** Rekap kombinasi 1 beban pada *pilecap*

No.	Beban	Faktor	Vu (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	Mx (t.m)	My (t.m)
1	Str. Atas	1,3	2149,779				0
2	Str. Bawah	1,3	810,684				-707,716
3	Tekanan tanah	1,25		246,000			412,000
4	Beban Lajur	2	541,76				0
5	Beban Rem	2		100			590,000
6	Beban Angin	1,2			1,264	4,009	
Total			3502,223	346,000	1,264	4,009	294,284

2. Kombinasi 2 :  $1,3 \text{ MS} + 30\% \text{ Eqx} + \text{Eqy} + \text{PEQ}$

Rekap ditabelkan pada Tabel 6.43.

**Tabel 6. 43** Rekap kombinasi 2 beban pada *pilecap*

No.	Beban	Faktor	Vu (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	Mx (t.m)	My (t.m)
1	Str. Atas	1,3	2149,779				0,000
2	Str. Bawah	1,3	810,684				-707,716
3	Beban Gempa	1		225,864	521,881	995,966	452,991
Total			2960,463	225,864	521,881	995,966	-254,725

## 3. Kombinasi 3 : 1,3 MS + 30% Eqy + Eqx + PEQ

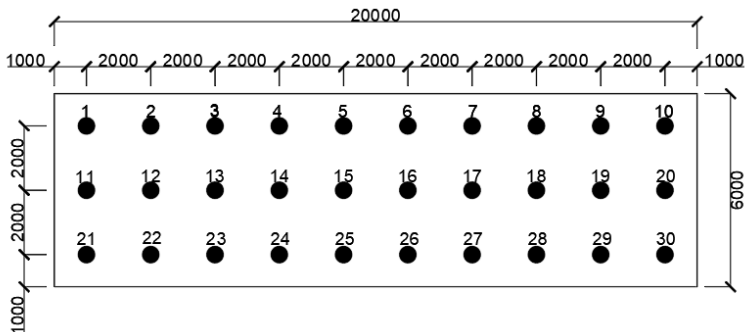
Rekap ditabelkan pada Tabel 6.44.

**Tabel 6. 44** Rekap kombinasi 3 beban pada *pilecap*

No.	Beban	Faktor	Vu (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	Mx (t.m)	My (t.m)
1	Str. Atas	1,3	2149,779				0,000
2	Str. Bawah	1,3	810,684				-707,716
3	Beban Gempa	1		752,880	156,564	298,790	1509,971
Total			2960,463	752,880	156,564	298,790	802,255

Selanjutnya dihitung kemampuan gaya aksial per-tiang terhadap kombinasi beban dengan digunakan persamaan

$$P = \frac{\sum V_o}{n} \pm \frac{M_x Y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y X}{\sum x^2} ; \text{ dengan konfigurasi denah digambarkan pada Gambar 6.34}$$

**Gambar 6. 34** Denah titik tiang pancang

Perhitungan gaya aksial per-tiang perkombinasi ditabelkan pada Tabel 6.45.

**Tabel 6. 45** Gaya aksial per-tiang per-kombinasi beban

No. Tiang	x (m)	y (m)	x <sup>2</sup> (m)	y <sup>2</sup> (m)	P kom.1 (t)	P kom.2 (t)	P kom.3 (t)
1	-9,00	2	81,00	4,00	114,712	125,897	98,859
2	-7,00	2	49,00	4,00	115,185	125,382	100,479
3	-5,00	2	25,00	4,00	115,658	124,868	102,100
4	-3,00	2	9,00	4,00	116,131	124,353	103,721
5	-1,00	2	1,00	4,00	116,604	123,839	105,341
6	1,00	2	1,00	4,00	117,078	123,324	106,962
7	3,00	2	9,00	4,00	117,551	122,809	108,583
8	5,00	2	25,00	4,00	118,024	122,295	110,204
9	7,00	2	49,00	4,00	118,497	121,780	111,824
10	9,00	2	81,00	4,00	118,970	121,266	113,445
11	-9,00	0	81,00	0,00	114,611	100,998	91,389
12	-7,00	0	49,00	0,00	115,085	100,483	93,010
13	-5,00	0	25,00	0,00	115,558	99,969	94,630
14	-3,00	0	9,00	0,00	116,031	99,454	96,251
15	-1,00	0	1,00	0,00	116,504	98,939	97,872
16	1,00	0	1,00	0,00	116,977	98,425	99,492
17	3,00	0	9,00	0,00	117,451	97,910	101,113
18	5,00	0	25,00	0,00	117,924	97,396	102,734
19	7,00	0	49,00	0,00	118,397	96,881	104,355
20	9,00	0	81,00	0,00	118,870	96,366	105,975
21	-9,00	-2	81,00	4,00	114,511	76,099	83,919
22	-7,00	-2	49,00	4,00	114,984	75,584	85,540
23	-5,00	-2	25,00	4,00	115,457	75,069	87,161
24	-3,00	-2	9,00	4,00	115,931	74,555	88,781
25	-1,00	-2	1,00	4,00	116,404	74,040	90,402
26	1,00	-2	1,00	4,00	116,877	73,526	92,023
27	3,00	-2	9,00	4,00	117,350	73,011	93,643
28	5,00	-2	25,00	4,00	117,824	72,496	95,264
29	7,00	-2	49,00	4,00	118,297	71,982	96,885
30	9,00	-2	81,00	4,00	118,770	71,467	98,506
$\Sigma$			990,00	80,00			

Rekap penjumlahan total gaya aksial ditabelkan pada table 6.46.

**Tabel 6. 46** Rekap Total Gaya Aksial Tiang

Tiang	Kom.1 (t)	Kom.2 (t)	Kom.3 (t)
$\Sigma$ P kiri =	1168,410	1235,812	1061,518
$\Sigma$ P kanan 2 =	1285,275	834,196	1018,099

Selanjutnya dihitung momen ultimit tiang yang ditabelkan pada Tabel 6.47.

**Tabel 6. 47** Rekap Total Momen Ultimit Tiang

Reaksi	Lengan (m)	Momen (t.m)		
		Kom.1 (t)	Kom.2 (t)	Kom.3 (t)
$\sum P$ kiri =	2	2336,820	2471,625	2123,037
$\sum P$ kanan 2 =	2	2570,551	1668,392	2036,198

Sehingga didapatkan momen *ultimate* terbesar tiang untuk perencanaan penulangan *pilecap* adalah 2570,551 ton.m  
Perencanaan penulangan *pilecap* sebagai berikut :

Mutu Slab beton = 50 Mpa  
 Mutu Tulangan = BJ 55; Teg.Leleh,  $f_y = 410$  MPa  
 Momen,  $M_u$  = 2570,551 ton.m  
 Decking,  $d'$  = 50 mm  
 Lebar poer (By) = 6 m  
 Lebar memanjang (Bx) = 20 m  
 Tebal poer (Ht) = 0,9 m  
 Tinggi efektif,  $d$  = 850 mm  
 $d_x$  = 808 mm

Tul. Utama = D-32 mm ; A tul. = 804,247 mm<sup>2</sup>

Tul. Bagi = D-19 mm ; A tul. = 283,52 mm<sup>2</sup>

$$p_b = \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f_{cr}}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,0523$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times p_b = 0,039257$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,003415$$

$$M_n = M_u/\phi = 32131,88 \text{ Kn.m}$$

$$R_n = M_n/(b_y \cdot d^2) = 2,458 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f_{cr}}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c}} \right) = 0,00618$$

Didapat  $\rho$  perlu  $< \rho$  min ; maka dipakai  $\rho$  min = 0,006178.

➤ Perhitungan tulangan utama

- maka As tulangan perlu =  $d_x \times B_a \times \rho$  pakai =  $808 \times 20 \times 0,006178 = 99910,849 \text{ mm}^2$
- Maka dipakai 125 D-32 x Luas tul. =  $125 \times 804,247 \text{ mm}^2 = 100530,965 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK !}$
- Jarak Tulangan dari As-as =  $(B_a - (2d')) / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 157,937 \text{ mm}$

- Perhitungan tulangan bagi :
  - maka As tulangan perlu = (20% As perlu tul.utama / Bx) x By = 5994,650 mm<sup>2</sup>
  - Maka dipakai 22 D-19 x Luas tul. = 18 x 283,52 mm<sup>2</sup> = 6237, 632mm<sup>2</sup> > As Perlu.....OK !
  - Jarak Tulangan dari As-as = (Ht - d')/(Jumlah tul. + 1) = 255,130 mm.

- Kontrol Geser Pons :

Digunakan rumus :

$$V_c = \frac{1}{6} \times f_c' \times b' \times d$$

$$V_u = \frac{P_{max}}{\phi}$$

Dimana :

b = keliling 1 tiang + tebal poer = 2470,796 mm

d = tebal efektif poer = 850 mm

fc` = 50 Mpa

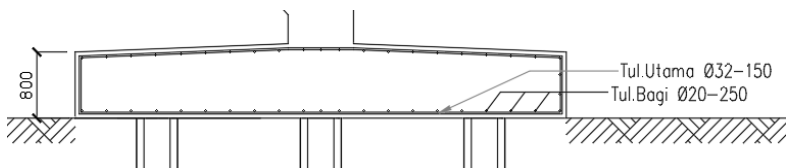
P<sub>max</sub> = gaya aksial tiang maksimal = 1258969,199N

- $V_c = 1/6 \times 50 \text{ MPa} \times 2470,796 \text{ mm} \times 850 \text{ mm}$   
= 17501473,98 N

- $V_u = 1258969,199 \text{ N} / 0,7 = 1798527,427 \text{ N}$

- Kontrol geser pons  $V_c > V_u$ .....OK! Maka tidak membutuhkan tulangan geser.

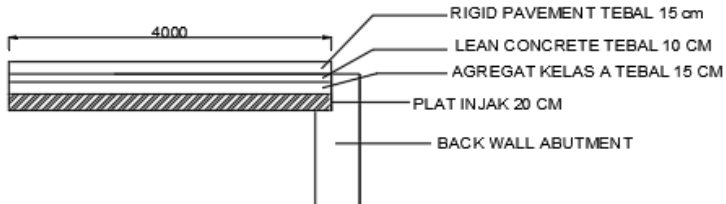
Penulangan *pile cap Abutment* digambarkan pada Gambar 6.35.



**Gambar 6. 35** Penulangan *pilecap Abutment*

### 6.5.5 Perhitungan Penulangan Pelat Injak

Direncanakan sketsa pelat injak *abutment* digambarkan pada Gambar 6.36.



**Gambar 6. 36** Rencana plat injak

Diperhitungkan beban-beban sebagai berikut :

1. Beban Mati

Perhitungan ditabelkan pada Tabel 6.48.

**Tabel 6. 48** Beban mati pada plat injak

Beban	b (m)	h (m)	BJ (t/m <sup>3</sup> )	Bentuk	Berat (t)
Plat	4	0,2	2,4	1	36,480
Rigid pv	4	0,15	2,4	1	27,360
L. Conc	4	0,1	2,2	1	16,720
Agg. Kls A	4	0,15	1,8	1	20,520
Total Pms					<b>101,080</b>

2. Beban Lajur (BTR)

$$\text{BTR} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Lebar melintang plat injak (Bx)} = 19 \text{ m}$$

$$\text{Lebar memanjang plat injak (By)} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Luas Beban} = 76 \text{ m}^2$$

$$\text{P BTR} = 68,4 \text{ ton}$$

$$\text{Total P} = \text{PMS} + \text{BTR} = 101,080 + 68,4$$

$$= 84,740 \text{ ton}$$

$$\text{Reaksi perletakan, P/2} = 84,740 \text{ ton} / 2 = 169,48 \text{ ton}$$

$$\text{Tengah bentang} = 4 \text{ m} / 2 = 2 \text{ m}$$

Sehingga didapatkan momen *ultimate* terbesar tiang untuk perencanaan penulangan peat injak adalah 212,8 ton.m

Perencanaan penulangan pelat injak adalah sebagai berikut :

Mutu Slab beton = 50 Mpa

Mutu Tulangan = BJ 55; Teg.Lelah,  $f_y = 410 \text{ MPa}$

Momen,  $M_u = 169,480 \text{ ton.m}$

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



$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi efektif, } d &= 150 \text{ mm} \\
 dx &= 118,5 \text{ mm} \\
 \text{Tul. Utama} &= D-22 \text{ mm} ; A \text{ tul.} = 380.132 \text{ mm}^2 \\
 \text{Tul. Bagi} &= D-19 \text{ mm} ; A \text{ tul.} = 283,52 \text{ mm}^2 \\
 pb &= \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f'c'}{f_y} \left( \frac{600}{600+f_y} \right) = 0,0523 \\
 \rho \text{ max} &= 0,75 \times pb = 0,039257 \\
 \rho \text{ min} &= 1,4/f_y = 0,003415 \\
 Mn &= Mu/\phi = 2118,5 \text{ Kn.m} \\
 Rn &= Mn/(by \cdot d^2) = 7,940 \text{ Mpa} \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 Rn}{0,85 f'c}} \right) = 0,00216
 \end{aligned}$$

Didapat  $\rho$  perlu  $>$   $\rho$  min ; maka dipakai  $\rho$  perlu = 0,003433

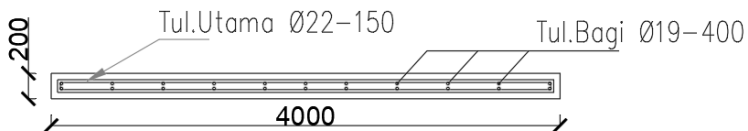
➤ Perhitungan tulangan utama

- maka As tulangan perlu =  $dx \times Ba \times \rho$  pakai =  $318 \times 19 \times 0,003422 = 48681,062 \text{ mm}^2$
- Maka dipakai 130 D-22 x Luas tul. =  $130 \times 380.132 \text{ mm}^2 = 49417,252 \text{ mm}^2 >$  As Perlu.....OK !
- Jarak Tulangan dari As-as =  $(Ba - (2d')) / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 151,908 \text{ mm}$

➤ Perhitungan tulangan bagi :

- maka As tulangan perlu =  $(20\% \text{ As perlu tul.utama} / Bx) \times By = 2049,728 \text{ mm}^2$
- Maka dipakai 8 D-19 x Luas tul. =  $8 \times 283,52 \text{ mm}^2 = 2268,229 \text{ mm}^2 >$  As Perlu.....OK !
- Jarak Tulangan dari As-as =  $(Ht - d') / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 433 \text{ mm}$ .

Penulangan pelat injak digambarkan pada Gambar 6.37



**Gambar 6. 37** Penulangan pelat injak

### 6.6 Rekap Hasil perhitungan *Abutment*

- Bentuk dan dimensi *abutment* terlampir pada Gambar.
- Dibutuhkan 30 tiang pancang type PC Spun pile diameter 50 cm *Class C product Waskita Precast*. Denah konfigurasi tiang pancang terlampir pada gambar
- Rekap penulangan *abutment* ditabelkan pada Tabel 6.49.

**Tabel 6. 49** Rekap penulangan abutment

Penulangan	Diameter - Jarak (mm)							
	Tul. Utama				Tul. Bagi			
Plat injak	130	D	22	151	8	D	19	433
Back Wall	85	D	22	231	4	D	19	400
Wing wall	8	D	25	288	3	D	22	500
Breast Wall	62	D	32	315	4	D	22	150
Pile Cap	125	D	32	157	22	D	19	255

## **BAB VII**

### **METODE PELAKSANAAN**

#### **7.1 Umum**

Setelah semua perencanaan dari meliputi perencanaan abutmen dan pondasi tiang pancang serta 2 alternatif perencanaan perkuatan tanahnya, maka perlu direncanakan metode pelaksanaan yang akan digunakan untuk membangun Jembatan Joyoboyo. Metode pelaksanaan ini sangat berpengaruh terhadap keberhasilan suatu proyek sehingga jika metode pelaksanaan direncanakan dengan matang maka pekerjaan akan selesai dalam waktu yang diinginkan dan memiliki nilai ekonomis yang tinggi.

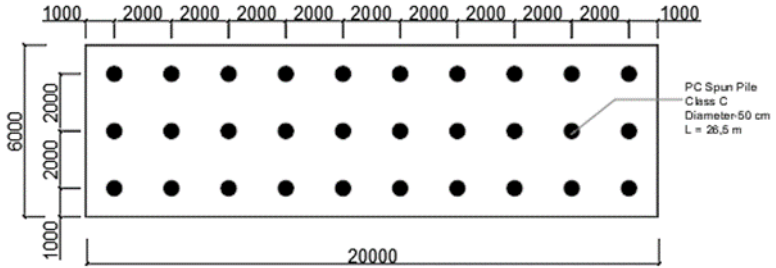
Bab ini hanya akan membahas mengenai metode pelaksanaan pekerjaan struktur bawah dan *approach* Jembatan Joyoboyo Surabaya. Berikut adalah poin yang akan dibahas:

- Metode Pelaksanaan Tiang Pancang
- Metode Pelaksanaan *Abutment*
- Metode pelaksanaan *Geotextile wall*
- Metode Pelaksanaan *Geogrid Wall*

#### **7.2 Metode Pelaksanaan Tiang Pancang**

Metode pelaksanaan dari tiang pancang meliputi beberapa langkah pekerjaan . Urutan pekerjaan pelaksanaan tiang pancang adalah sebagai berikut :

- 1 Pembersihan lahan untuk daerah yang akan dilakukan pemancangan
- 2 Pembuatan *marking* untuk titik-titik yang akan dilakukan pemancangan sesuai Gambar 7.1



**Gambar 7. 1** Marking Titik pemancangan

### 3 Pengeboran

Pada pekerjaan pengeboran, kedalaman dan diameter tiang menjadi parameter utama dipilihnya alat-alat pengeboran. Pengeboran dilakukan sesuai dengan kedalaman rencana tiang pancang 27 m.

### 4 Pengadaan *spun pile* diameter 50 cm

5 Pengecekan oleh *Quality control* meliputi retak yang terdiri dari retak memanjang dan retak rambut, dan umur *spun pile* harus minimal 12 hari.

6 Setelah lolos pengecekan oleh *quality control spun pile* diangkat oleh *crane* untuk diletakan pada alat *injection pile*.

7 Setelah *spun pile* sudah diletakan dialat *injection pile* dan sudah dipegang oleh *clamp* alat *injection pile*, selanjutnya dilakukan pengecekan ketegakan dan kelurusan dengan cara visual oleh pekerja pemancangan dan dilanjutkan dengan menggunakan alat *injection pile* yang telah ditekan sedalam 1 meter dan prosesnya disebut *leveling spun pile*

8 Penekan *spun pile* oleh alat *injection pile* setiap kedalaman 2 meter dan kemudian dilakukan pembacaan daya dukung tanah oleh operator alat dalam satuan MPa setiap penurunan 2 meter

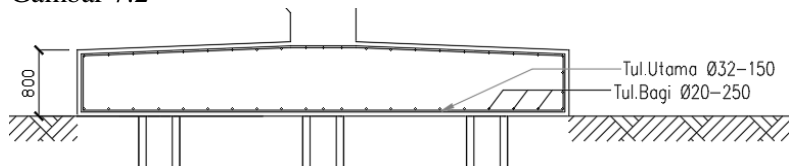
## 7.3 Metode Pelaksanaan *Abutment*

Pada pekerjaan struktur *abutment* ini ada beberapa tahapan yaitu :

1 Pekerjaan *Pour* (*abutment* bagian bawah)

Tahapan pekerjaan pour abutment adalah sebagai berikut :

- Melakukan penggalian tanah
- Pada *pile* dilakukan pembobokan pada bagian betonnya hingga tersisa tulangan besinya yang kemudian dijadikan sebagai stek pondasi sebagai pengikat dengan *pile cap*
- Sebagai landasan *pile cap*, dibuat lantai kerja terlebih dahulu dengan ketebalan  $\pm 10$  cm
- Melakukan pemasangan tulangan-tulangan *pile cap* yang meliputi tulangan utama D-32 dan tulangan bagi D-19 seperti Gambar 7.2

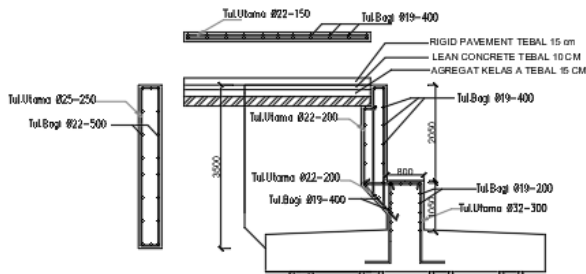


**Gambar 7.2** Penulangan *Poer Abutment*

## 2 Pekerjaan Badan dan Dinding Sayap *Abutment*

Pekerjaan ini dilaksanakan setelah pekerjaan *pour* selesai, dengan menggunakan mutu beton 50 Mpa. Proses pekerjaannya yaitu:

- Pemasangan tulangan sesuai dengan Gambar 7.3 berikut :



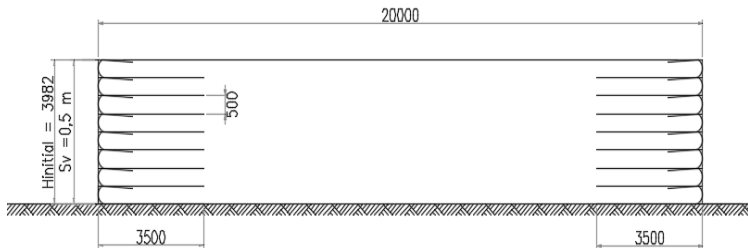
**Gambar 7.3** Penulangan Badan *Abutment*

- Kemudian dilanjutkan pemasangan bekisting sesuai dengan bentuk *abutment*
- Pengecoran

#### 7.4 Metode pelaksanaan *Geotextile wall*

Untuk proses pembuatan *geotextile* sebagai dinding penahan, harus dilakukan persiapan serta perlu diperhatikan teknik penempatan *geotextile* yang baik sehingga penggunaan *geotextile* sebagai *reinforcement* dapat bekerja secara efektif. Adapun proses pelaksanaan pembuatan dinding penahan tanah dengan menggunakan *geotextile* adalah sebagai berikut :

- 1 Proses persiapan dan pembersihan lahan
- 2 Pemasangan *Prefabricated vertical drain*(PVD) Pola segitiga spasi 0,9 m
- 3 Pemasangan *Prefabricated Horizontal Drain* (PHD)
- 4 Penempatan *geotextile* pada permukaan tanah
- 5 Pemberian tanah pengisi diatas *geotextile* dan pemadatan sesuai dengan pemadatan per 25 cm
- 6 Proses pengangkeran
- 7 Penempatan *geotextile* lembar berikutnya dengan pola seperti gambar 7.4.



**Gambar 7. 4** Penempatan *geotekstile*

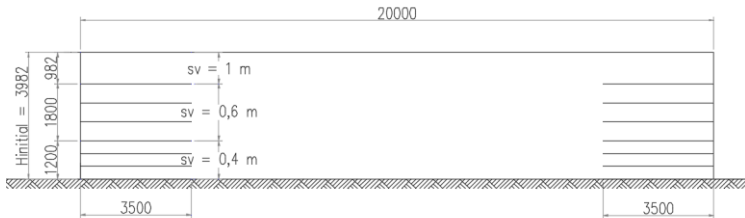
- 8 Diteruskan sampai ketinggian yang dikehendaki
- 9 Penutup permukaan dengan *sheet pile*

#### 7.5 Metode pelaksanaan *Geogrid wall*

Langkah – langkah proses pelaksanaan *geogrid retaining wall* adalah sebagai berikut :

- 1 Persiapan tanah dasar berupa pembersihan (*site clearing*) dan pemadatan

- 2 Pembuatan pondasi telapak dangkal tebal 50 cm dengan lebar 100 cm sebagai peletakan *keystone wall*
- 3 Susun *keystone wall* sebagai *facing*
- 4 Penggelaran atau penghamparan material *geogrid*, pemasanganya dilakukan berlapis, yaitu per 20 cm pematatan tiap *geogrid uniaxial* sesuai dengan Gambar 7.5.



**Gambar 7.5** Pola pemasangan *geogrid*

- 5 Dilakukan penarikan atau penegangan *geogrid*, kemudian dilakukan pemasakan atau penjangkaran menggunakan besi tulangan dan pemasaka agar *geogrid* tidak melengkung saat ditimbun
- 6 Penghamparan/ penimbunan diatas *geogrid*, pertahankan tebal timbunan sesuai Gambar 7.5
- 7 Setelah timbunan dihamparkan dan diratakan selanjutnya dilakukan pematatan sampai mencapai nilai kepadatan yang ditetapkan
- 8 Langkahnya terus diulang hingga mencapai ketinggian yang diperlukan

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



## BAB VIII PENUTUP

### 8.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisa data dengan mengacu pada dasar teori maka dapat ditarik kesimpulan bahwa :

1. Perencanaan Abutmen
  - ✓ Dimensi abutmen yang direncanakan memiliki tinggi 4 m, lebar 6 m dan panjang 20 m.
  - ✓ Pondasi yang direncanakan pada abutmen ini adalah pondasi tiang pancang *PC Spun Pile* produk PT.Waskita *Precast* dengan diameter 50 cm yang berjumlah 30 buah dengan konfigurasi 3 x 10 dan kedalaman pondasi 27 m

Hasil perencanaan lebih detail dijelaskan pada Bab 6 dengan hasil Gambar perencanaan dilampirkan pada Lampiran 16.
2. Pengaruh dari *scouring* Sungai Surabaya hanya berpengaruh untuk abutment sebelah kiri jembatan dan pilar jembatan dibawah *pylon* jembatan. Sedangkan pengaruh *scouring* dari Sungai Surabaya untuk *abutment* sebelah kanan jembatan joyoboyo tidak ada dikarenakan posisi letak abutment sebelah kanan jembatan joyoboyo adalah 30 meter dari penampang sungai Surabaya.
3. Perhitungan waktu konsolidasi dengan diharapkan derajat konsolidasi  $U_v = 90\%$  yang diakibatkan oleh pemampatan tanah akibat beban timbunan, beban perkerasan, dan beban lalu lintas, didapatkan waktu konsolidasi alami tanpa ada metode percepatan pemampatan adalah 134,48 tahun dengan total *settlement* adalah sebesar 0,64 meter.
4. Metode perbaikan tanah dasar yang digunakan untuk mempercepat waktu konsolidasi adalah menggunakan *Pre-Fabricated Vertical Drain (PVD)*

5. Perkuatan Geotextile wall reinforcement dan geogrid + retaining wall ditabelkan sebagai berikut :

Item Perkuatan	<i>Geotextile</i>	Geogrid
Jenis	<i>polypropylene woven geotextiles Huesker Stabilenka</i>	<i>Geogrid TENAX Uni-Axial</i>
Tipe	200/45	TT 160 Samp
Kekuatan Tarik	200 KN/m	160 KN/m
Facing	<i>Keystone Compac IV (Straight – Face)</i>	<i>Keystone Compac IV (Straight – Face)</i>
Kontrol Bearing	<i>Micropile</i>	<i>Micropile</i>
Sv	0,5 meter	0,4 meter , 0,6 meter dan 1 meter
Jumlah Layer	8 layer	7 layer
Total Panjang	4,5 meter	3,5 meter

6. Biaya yang dibutuhkan untuk perencanaan oprit menggunakan geotextile wall adalah Rp755.234.150 dan kombinasi geogrid keystone-wall adalah Rp721.376.150.
7. Metode pelaksanaan struktur bawah dan *approach* jembatan joyoboyo terdiri dari pekerjaan tiang pancang, abutment, geotekstile dan geogrid wall dimana detail pekerjaan dijelaskan pada Sub Bab 7.2 hingga Sub Bab 7.5.

## 8.2 Saran

1. Untuk melakukan analisa perencanaan dibutuhkan data-data yang akurat sehingga hasil yang didapat sesuai dengan yang diinginkan bila mungkin lebih baik untuk data tanah untuk jembatan joyoboyo lebih diperbanyak sehingga dapat membuat perencanaan menjadi lebih baik
2. Perencanaan perkuatan oprit jembatan lebih baik diperbanyak lagi sehingga bisa ditentukan juga mana yang lebih ekonomis dan lebih artistic agar sesuai dengan tujuan dari pembangunan jembatan yang ingin dijadikan object wisata.
3. Untuk dapat membangun Struktur bawah jembatan joyoboyo ini lebih baik dalam metode pelaksanaanya lebih memperhatikan lingkungan sekitar dan luas lahan yang tersedia.

## DAFTAR PUSTAKA

- Das, M. Braja., 1985, **Mekanika Tanah 1 (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)**, Erlangga, Jakarta.
- Das, M. Braja., 1985, **Mekanika Tanah 2 (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)**, Erlangga, Jakarta.
- Das, Braja M. 1988. **Mekanika Tanah I : Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknik**. Diterjemahkan oleh Noor Endah dan Indrasurya B.M. Surabaya: Erlangga.
- Das, M. Braja., 1990, "**Principles of Foundation Engineering, second edition**", Brooks Cole.
- Departemen Pekerjaan Umum.,1988, **Modul Pengantar dan Prinsip-Prinsip Perencanaan Bangunan Bawah/Pondasi Jembatan, Indonesia**.
- Hansbo, S., 1979, "**Consolidation of Clay by Band-Shaped Prefabricated Drains**", **Ground Engineering**, Vol.12,No.5.pp.21-25
- Mochtar, Noor E., 2012, "**Modul Ajar Metode Perbaikan Tanah**", Jurusan Teknik Sipil FTSLK - ITS, Surabaya : ITS PRESS.
- Mochtar, Indrasurya B, 2000, "**Teknologi Perbaikan Tanah dan Alternatif Perencanaan pada Tanah Bermasalah (Problematic Soils)**", Jurusan Teknik Sipil FTSLK – ITS.
- Muntohar, Agus S., 2007, **Jembatan, cetakan edisi-IV**, Beta offset, Yogyakarta.
- NAVFAC DM-7., 1970, "**Design Manual, Soil Mechanics, Foundation and Earth Structure**", Dept of the Navy Naval Facilities Engineering Command, Virginia, USA.
- Pedoman Konstruksi dan Bangunan Pd-T-11-2003., 2003, **Perencanaan Timbunan Jalan Pendekat Jembatan, Indonesia**.
- Terzaghi, Karl dan B. Peck, Ralph, 1993, **Mekanika Tanah Dalam Praktek Rekayasa**, Erlangga, Jakarta.

- Wahyudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dangkal**.  
Jurusan Teknik Sipil FTSLK – ITS Surabaya.
- JRA, 1996. **Design Specifications for Highway Bridges (Part II-Steel Bridges)**, s.l.: Japan Road Association.

## **LAMPIRAN**

## **Lampiran 1.** Konsep Design Jembatan Joyoboyo

**Lampiran 2.** Gambar Design Awal Jembatan Joyoboyo

# Lampiran 3. Data tanah Bore Log (BH-01)



**LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN**  
**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS**  
 Kampus ITS, Keputuh Sukolilo Surabaya  
 Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,  
 Telp/Fax. 031 5928601, e-mail : tanah.its@gmail.com

DRILLING LOG																		
NAMA PROYEK : <u>TRAM SURABAYA</u> ALIEN : <u>PT. BARDELA YASA GUNA</u> TITIK BOR : <u>BH-1</u> LOKASI : <u>JL. JOYOMOYO SURABAYA</u> ELEVASI TITIK BOR : <u>± 0.00 METER DARI MUKA JALAN</u> MUKA AIR TANAH : <u>± 0.10 METER DARI MUKA TANAH SETEMPAT</u>				TYP. BOR : <u>Rotary Drilling machine</u> MULAI : <u>24 November 2015</u> SELESAI : <u>25 November 2015</u> MASTERBOR : <u>ORIAS</u>				No. ID : <u>Undarah Sample</u> CS : <u>Clas Sample</u> SPT : <u>SPT Test</u>										
Scale in m	Elevasi (d.M) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Color	Relative Density or Consistency	General Remarks	ED / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test					
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	Blows per each 15 cm					
									N	F	C	N-Value						
START OF BORING																		
0.00	0.00				TIMBUNAN													
-1.00	-1.00																	
-2.00	-2.00				LEMPUNG LAMBU BERPASAR	COGLAT TERANG	VERY SOFT TO MEDIUM	SPT 1 sd 6										
-3.00	-3.00																	
-4.00	-4.00																	
-5.00	-5.00				LEMPUNG BERPASAR	ABU-ABU TERANG	VERY SOFT	SPT = 1	-2.00	LD-01								
-6.00	-6.00								-4.00									
-7.00	-7.00																	
-8.00	-8.00																	
-9.00	-9.00																	
-10.00	-10.00																	
-11.00	-11.00																	
-12.00	-12.00																	
-13.00	-13.00																	
-14.00	-14.00																	
-15.00	-15.00																	
-16.00	-16.00																	
-17.00	-17.00																	
-18.00	-18.00																	
-19.00	-19.00				LEMPUNG BERPASAR	ABU-ABU TERANG	VERY STIFF	SPT 18 sd 23	-15.00	LD-02								
-20.00	-20.00								-15.00									
-21.00	-21.00																	
-22.00	-22.00																	
-23.00	-23.00																	
-24.00	-24.00																	
-25.00	-25.00																	
-26.00	-26.00																	
-27.00	-27.00																	
-28.00	-28.00																	
-29.00	-29.00																	
-30.00	-30.00																	
END OF BORING																		



## Lampiran 4 Rekap Hasil Tes Laboratorium

### REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

KLIEN : DARDELA YASA GUNA  
 PROYEK : PEMBANGUNAN JALAN TRAM  
 LOKASI : JL. JOYOBOYO SURABAYA

TITIK BOR : BH-1  
 MASTER BOR : OSIAS TENIS

DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC							CONSOLIDATION			
	Gs	e	Sr	Wc	n	γt	γd	γsat	Pp	Cc	Cv
-7.50	2.564	1.415	100.00	55.19	58.59	1.648	1.062	1.648	1.11	0.941	5.60E-04
-15.00	2.667	1.267	100.00	47.51	55.89	1.735	1.176	1.735	-	-	-
-22.50	2.646	1.234	100.00	46.65	55.24	1.736	1.184	1.736	-	-	-
-30.00	2.732	1.197	100.00	43.81	54.48	1.788	1.244	1.788	-	-	-

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		Unconfined test		TRIAXIAL CD		VANE TEST		k (cm/sec)
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	c	φ	Cu	φu	Cu	φu	Su	Cu	
-7.50	0.00	25.94	74.06	64.45	30.44	34.01	-	-	-	-	-	-	0.05	0.05	-
-15.00	0.00	25.50	74.50	63.82	29.35	34.47	-	-	0.43	0	-	-	-	-	-
-22.50	0.00	25.33	74.67	68.77	32.41	36.36	-	-	1.24	0	-	-	-	-	-
-30.00	0.00	20.07	79.93	64.75	31.25	33.50	-	-	1.55	0	-	-	-	-	-

<b>REMARK</b>	G	= Gravel (%)	LL	= Liquid Limit (%)	C	= Cohesion of direct shear (kg/cm <sup>2</sup> )
	S	= Sand (%)	PL	= Plastic Limit (%)	C <sub>d</sub>	= Drained cohesion triaxial test(kg/cm <sup>2</sup> )
	S + Cl	= Silt + Clay (%)	IP	= Plastic Index (%)	C <sub>u</sub>	= Undrained cohesion (kg/cm <sup>2</sup> )
	e	= Void ratio	Cc	= Compression Index	Su	= Strength of vane test (kg/cm <sup>2</sup> )
	Gs	= Specific Gravity	Cv	= Compression of Consolidation (cm <sup>2</sup> /det)	φ	= Angle of internal friction direct shear test (degree)
	n	= Porosity (%)	Pp	= Preconsolidation Pressure (kg/cm <sup>2</sup> )	φd	= Angle of internal friction drained triaxial test (degree)
	Sr	= Degree of saturation (%)	^	= Not test	φu	= Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)
	Wc	= Water content (%)	k	= Coefficient of permeability (cm/sec)		
	γt	= Moisture density (gr/cc)				
	γsat	= Saturated density (gr/cc)				
	γd	= Dry density (gr/cc)				

## Lampiran 5. Brosur Produk Geotextile



### HUESKER STABILENKA® DATA SHEET HIGH STRENGTH WOVEN GEOTEXTILE FOR SOIL REINFORCEMENT

PRODUCT			100/50	120/120	150/45	200/45	300/45	400/50	600/50	800/50	1000/100
MECHANICAL	TEST	UNIT									
Ultimate tensile strength Longitudinal Transverse	EN ISO 10.319	kN/m	≥ 100 ≥ 50	≥ 120 ≥ 120	≥ 150 ≥ 45	≥ 200 ≥ 45	≥ 300 ≥ 45	≥ 400 ≥ 50	≥ 600 ≥ 50	≥ 800 ≥ 50	≥ 1000 ≥ 100
Tensile strength @ 6% strain : Longitudinal	EN ISO 10.319	kN/m	≥ 60	---	≥ 85	≥ 120	≥ 180	≥ 230	≥ 320	≥ 460	≥ 600
Strain @ nominal tensile Strength : longitudinal Transverse	EN ISO 10.319	%	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 10	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20
Creep after two years @ 50% stress ratio		%	1	1	1	1	1	1	1	1	1

## Lampiran 6. Brosur Produk Micropile

### PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILE

**SPECIFICATION STANDARD**

PILE SIZE	CROSS SECTION AREA	UNIT WEIGHT	AXIAL LOAD	NUMBER OF PC. BAR			
				Pile Length	Cracking Moment	Pile Length	Cracking Moment
300 x 300	90.000	316	117	Up to 12 m	3,0	13-15 m	3,5
350 x 350	122.500	394	160	φ 7.0 x 8	5,0	φ 7.0 x 10	5,5
400 x 400	160.000	384	208	φ 7.0 x 10	7,0	φ 7.0 x 12	7,5
450 x 450	202.500	486	287	φ 7.0 x 12	10,0	φ 7.0 x 14	10,5
500 x 500	250.000	600	318	φ 8.0 x 14	13,5	φ 7.0 x 16	14,0
				φ 8.0 x 18	15,5	φ 9.0 x 16	14,5

- PC. Bar Standard: JIS G 3137, Breaking Strength 145 kgf/cm<sup>2</sup>, - Concrete Strength K = 500 for 28 days ( Cube Test )  
Note : Number of PC. Bar can be designed depend on technical requirement.

**DETAIL A**

**DETAIL B**

**DETAIL C**

Plate Thickness	a	i
12 mm	8 mm	4 mm
16 mm	10 mm	6 mm

H ( mm )	h ( mm )
300	50
350	50
400	50
450	50
500	50

## Lampiran 7. Brosur Produk Geogrids

PRODUCT DATA SHEET

Geosynthetics Limited Tel:01455 617 139 Fax:01455 617 140 Email:sales@geosyn.co.uk

# Tenax Uni-axial Grids

## Tenax TT SAMP

Type:045 - 060 - 090 - 120 - 160  
Mono-oriented geogrids



Tenax **TT SAMP** are mono-oriented geogrids especially designed for soil reinforcement. **TENAX TT SAMP** geogrids are manufactured with a unique extrusion technology using high quality polymers. **TENAX TT SAMP** geogrids have high tensile modulus, great interlock capacity and junction strength, as well as superior long term design strength and durability.

Technical Characteristics	Test Method	Unit	TT 045 SAMP	TT 060 SAMP	TT 090 SAMP	TT 120 SAMP	TT 160 SAMP	Notes
Strength at 2% Strain	ISO 10319	kN/m	11.0	17.0	26.0	36.0	45.0	a, c
Strength at 5% Strain	ISO 10319	kN/m	25.0	32.0	50.0	72.0	90.0	a, c
Peak Tensile Strength	ISO 10319	kN/m	45.0	60.0	90.0	120.0	160.0	a, c
Yield Point Elongation	ISO 10319	%	11.5	13.0	13.0	13.0	13.0	b, c
Junction Strength	GRI-GG2	kN/m	36.0	50.0	80.0	110.0	130.0	b
Long Term Design Strength	ISO 13431	kN/m	21.2	28.3	42.4	56.5	75.4	a, e

### Applications:

- construction of steep slopes of road and railway embankments
- repair of slope failures
- construction of retaining walls
- widening the embankment crests
- systems preventing rock slides
- landfill embankments
- elements of retaining walls



## Lampiran 8. Brosur Produk Keystone-wall

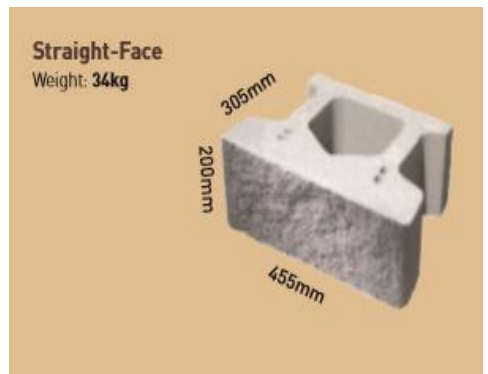
# Keystone Compac® IV

11 units per m<sup>2</sup>

Although the Keystone Compac® IV range is predominately designed for commercial applications, the large and rugged units are also popular in DIY landscaping applications for domestic retaining walls up to 1m.

- Near vertical or two battered setback options
- Larger units with split face finish
- 2 x stabilising pin positions per unit provides accurate alignment of each row/unit
- Bevelled/Tri-Face or straight face units

Suitable for Retaining



## Lampiran 9. Brosur Produk PC Spun Pile

### PC SPUN PILE CONCRETE PRODUCT

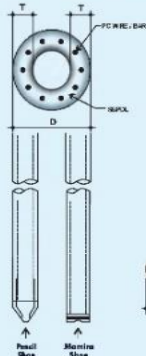


**WASKITA**  
PT. WASKITA KARYA (Pernara) Tbk  
DIVISI PRECAST

#### Description

Type of pile : Prestressed Concrete Spun Pile  
Splice system : Welded at steel joint plate  
Type of shoe : Pencil (Standard Product)  
                  : Memira (Special Design)  
Method of Driving : Diesel or Hydraulic Hammer

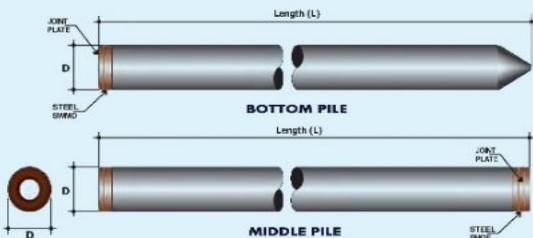
#### Shape and Dimension



#### Design and Manufacturing References

JIS A 5335 - 1987  
ACI 343 - 00  
SNI 03-2847-2002

Prestressed Concrete Spun Pile  
Design, Manufactured and Installation  
of Concrete Piles  
Indonesian Concrete Code



#### Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1999 NI 2 PBI - 1971	Standard Specification for Concrete Aggregate Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049 - 2004	Portland Cement	Standard product : Type I Special order : Type II or V
Admixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : Water reducing admixtures
Concrete	SNI 03-2847 - 2002	Indonesian Concrete Code	Compressive strength at : 28 days : 600kg/cm <sup>2</sup> (cube)
PC Wire	JIS G 3536 - 1959	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and strand for Prestressed Concrete	SWPD 1
PC Bar	JIS G 3137 - 1954	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SPRD: 1275 / 1420
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMA / SWWP
Join Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS - 400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-steel	AWS A5.1 / E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent

## Classification

Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Length L (m)	Bending Moment		Allowable Axial Load (ton)
						Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2,50	3,75	72,60
		A3				3,00	4,50	70,75
		B				3,50	6,30	67,50
		C				4,00	8,00	65,40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3,50	5,25	93,10
		A2				4,20	6,30	89,50
		B				5,00	9,00	86,40
		C				6,00	12,00	85,00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5,50	8,25	121,10
		A3				6,50	9,75	117,60
		B				7,50	13,50	114,40
		C				9,00	18,00	111,50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7,50	11,25	149,50
		A2				8,50	12,75	145,80
		A3				10,00	15,00	143,80
		B				11,00	19,80	139,10
500	90	C	1,159	290	6 - 16	12,50	25,00	134,90
		A1				10,50	15,75	185,30
		A2				12,50	18,75	181,70
		A3				14,00	21,00	178,20
600	100	B	1,571	393	6 - 16	15,00	27,00	174,90
		C				17,00	34,00	169,00
		A1				17,00	25,50	252,70
		A2				19,00	28,50	249,00
800	120	A3	2,564	641	6 - 24	22,00	33,00	243,20
		B				25,00	45,00	238,30
		C				29,00	58,00	229,50
		A1				40,00	60,00	412,00
1000	140	A2	3,782	946	6 - 24	45,00	67,50	408,20
		A3				49,00	73,50	400,70
		B				55,00	99,00	385,20
		C				65,00	117,00	373,10
1200	150	A1	4,948	1,237	6 - 24	75,00	112,50	614,40
		A2				81,00	121,50	606,40
		A3				95,00	142,50	589,30
		B				105,00	189,00	571,20
1200	150	C	4,948	1,237	6 - 24	120,00	216,00	555,70
		A1				120,00	180,00	759,10
		A2				134,00	201,00	791,10
		A3				156,00	234,00	768,00
1200	150	B	4,948	1,237	6 - 24	170,00	306,00	736,70
		C				200,00	360,00	718,20

## Lampiran 10. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Timbunan

- $Q = 10 \text{ t/m}^2$

Kedalaman (m)	Tebal Lapisan (m)	Z (m)	e0	Cc	Cs	$\gamma'$	$Po'$	$Pc$	OCR		$m$	$I$	$\Delta P$	$\Delta p+Po'$	$Sc$		
						ton/m <sup>3</sup>	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>			x/z	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>3</sup>	m			
0	-	1	0,5	2,144	0,901	0,195	0,600	0,300	2,300	7,667	OC	20	0,25	5,000	5,30	0,1588	
1	-	2	1,5	1,859	0,745	0,164	0,650	0,925	2,925	3,162	OC	6,667	0,25	5,000	5,23	0,1085	
2	-	3	1	2,5	1,859	0,745	0,164	0,650	1,575	3,575	2,270	OC	4,000	0,25	5,000	6,58	0,0894
3	-	4	1	3,5	2,428	1,080	0,231	0,550	2,175	4,175	1,920	OC	2,857	0,246	4,920	7,10	0,0916
4	5	1	4,5	2,428	1,080	0,231	0,550	2,725	4,725	1,734	OC	2,222	0,242	4,840	7,57	0,0804	
5	6	1	5,5	2,428	1,080	0,231	0,550	3,275	5,275	1,611	OC	1,818	0,239	4,780	8,06	0,0718	
6	7	1	6,5	2,428	1,080	0,231	0,550	3,825	5,825	1,523	OC	1,538	0,23	4,600	8,43	0,0628	
7	8	1	7,5	2,428	1,080	0,231	0,550	4,375	6,375	1,457	OC	1,333	0,222	4,440	8,82	0,0553	
8	9	1	8,5	1,415	0,653	0,145	0,683	4,992	6,992	1,401	OC	1,176	0,213	4,260	9,25	0,0417	
9	10	1	9,5	1,415	0,653	0,145	0,683	5,675	7,675	1,352	OC	1,053	0,207	4,140	9,82	0,0368	
10	11	1	10,5	1,415	0,653	0,145	0,683	6,358	8,358	1,315	OC	0,952	0,201	4,020	10,38	0,0326	
11	12	1	11,5	1,415	0,653	0,145	0,683	7,042	9,042	1,284	OC	0,870	0,192	3,840	10,88	0,0283	
12	13	1	12,5	1,415	0,653	0,145	0,683	7,725	9,725	1,259	OC	0,800	0,185	3,700	11,43	0,0249	
13	14	1	13,5	1,415	0,653	0,145	0,683	8,408	10,408	1,238	OC	0,741	0,177	3,540	11,95	0,0218	
14	-	15	1	14,5	1,415	0,653	0,145	0,683	9,092	11,092	1,220	OC	0,690	0,171	3,420	12,51	0,0194
Total Settlement																	
															0,9241		

- $Q = 8 \text{ t/m}^2$

Kedalaman (m)	Tebal Lapisan (m)	Z (m)	e0	Cc	Cs	$\gamma'$	$Po'$	$Pc$	OCR		$m$	$I$	$\Delta P$	$\Delta p+Po'$	$Sc$		
						ton/m <sup>3</sup>	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>			x/z	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>3</sup>	m			
0	-	1	1	0,5	2,144	0,901	0,195	0,600	0,300	2,300	7,667	OC	20,000	0,25	4,000	4,300	0,1327
1	-	2	1	1,5	1,859	0,745	0,164	0,650	0,925	2,925	3,1622	OC	6,667	0,25	4,000	4,925	0,0876
2	-	3	1	2,5	1,859	0,745	0,164	0,650	1,575	3,575	2,2698	OC	4,000	0,25	4,000	5,575	0,0707
3	-	4	1	3,5	2,428	1,080	0,231	0,550	2,175	4,175	1,9195	OC	2,857	0,246	3,936	6,111	0,0712
4	5	1	4,5	2,428	1,080	0,231	0,550	2,725	4,725	1,7339	OC	2,222	0,242	3,872	6,597	0,0617	
5	6	1	5,5	2,428	1,080	0,231	0,550	3,275	5,275	1,6107	OC	1,818	0,239	3,824	7,099	0,0545	
6	7	1	6,5	2,428	1,080	0,231	0,550	3,825	5,825	1,5229	OC	1,538	0,23	3,680	7,505	0,0469	
7	8	1	7,5	2,428	1,080	0,231	0,550	4,375	6,375	1,4571	OC	1,333	0,222	3,552	7,927	0,0408	
8	9	1	8,5	1,415	0,653	0,145	0,683	4,992	6,992	1,4007	OC	1,176	0,213	3,408	8,400	0,0304	
9	10	1	9,5	1,415	0,653	0,145	0,683	5,675	7,675	1,3524	OC	1,053	0,207	3,312	8,987	0,0264	
10	11	1	10,5	1,415	0,653	0,145	0,683	6,358	8,358	1,3145	OC	0,952	0,201	3,216	9,574	0,0231	
11	12	1	11,5	1,415	0,653	0,145	0,683	7,042	9,042	1,284	OC	0,870	0,192	3,072	10,114	0,0197	
12	13	1	12,5	1,415	0,653	0,145	0,683	7,725	9,725	1,2589	OC	0,800	0,185	2,960	10,685	0,0171	
13	14	1	13,5	1,415	0,653	0,145	0,683	8,408	10,408	1,2379	OC	0,741	0,177	2,832	11,240	0,0146	
14	-	15	1	14,5	1,415	0,653	0,145	0,683	9,092	11,092	1,22	OC	0,690	0,171	2,736	11,828	0,0127
Total Settlement																	
															0,7102		

- $Q = 6 \text{ t/m}^2$

Kedalaman (m)	Tebal Lapisan (m)	Z (m)	e0	Cc	Cs	$\gamma'$ ton/m3	Po' ton/m2	Pc ton/m2	OCR		m x/z	I	$\Delta P$ ton/m2	$\Delta p + Po'$ ton/m2	Sc m	
0	- 1	1	0,5	2,144	0,901	0,195	0,600	0,300	2,300	7,6667	OC	20,000	0,25	3,000	3,300	0,100
1	- 2	1	1,5	1,859	0,745	0,164	0,650	0,925	2,925	3,1622	OC	6,667	0,25	3,000	3,925	0,062
2	- 3	1	2,5	1,859	0,745	0,164	0,650	1,575	3,575	2,2698	OC	4,000	0,25	3,000	4,575	0,048
3	- 4	1	3,5	2,428	1,080	0,231	0,550	2,175	4,175	1,9195	OC	2,857	0,246	2,952	5,127	0,047
4	- 5	1	4,5	2,428	1,080	0,231	0,550	2,725	4,725	1,7339	OC	2,222	0,242	2,904	5,629	0,040
5	- 6	1	5,5	2,428	1,080	0,231	0,550	3,275	5,275	1,6107	OC	1,818	0,239	2,868	6,143	0,035
6	- 7	1	6,5	2,428	1,080	0,231	0,550	3,825	5,825	1,5229	OC	1,538	0,23	2,760	6,585	0,029
7	- 8	1	7,5	2,428	1,080	0,231	0,550	4,375	6,375	1,4571	OC	1,333	0,222	2,664	7,039	0,025
8	- 9	1	8,5	1,415	0,653	0,145	0,683	4,992	6,992	1,4007	OC	1,176	0,213	2,556	7,548	0,018
9	- 10	1	9,5	1,415	0,653	0,145	0,683	5,675	7,675	1,3524	OC	1,053	0,207	2,484	8,159	0,015
10	- 11	1	10,5	1,415	0,653	0,145	0,683	6,358	8,358	1,3145	OC	0,952	0,201	2,412	8,770	0,013
11	- 12	1	11,5	1,415	0,653	0,145	0,683	7,042	9,042	1,284	OC	0,870	0,192	2,304	9,346	0,010
12	- 13	1	12,5	1,415	0,653	0,145	0,683	7,725	9,725	1,2589	OC	0,800	0,185	2,220	9,945	0,009
13	- 14	1	13,5	1,415	0,653	0,145	0,683	8,408	10,408	1,2379	OC	0,741	0,177	2,124	10,532	0,007
14	- 15	1	14,5	1,415	0,653	0,145	0,683	9,092	11,092	1,22	OC	0,690	0,171	2,052	11,144	0,006
Total Settlement															0,463	

## Lampiran 11. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban Pavement

- $Q = 10 \text{ t/m}^2$

Kedalaman (m)			Tebal Lapisan (m)	Z (m)	e0	Cc	Cs	y' ton/m <sup>3</sup>	Po' ton/m <sup>2</sup>	Pc ton/m <sup>2</sup>	OCR		m x/z	n y/z	l	ΔP ton/m <sup>3</sup>	Δp+Po' ton/m <sup>3</sup>	Sc m	
0	-	1	1	6,1	2,144	0,901	0,1949	0,6	0,300	2,300	7,66667	OC	1,651	∞	0,232	0,5684	0,8684	0,02862	
1	-	2	1	7,1	1,859	0,745	0,1637	0,65	0,925	2,925	3,16216	OC	1,417	∞	0,228	0,5586	1,4836	0,01175	
2	-	3	1	8,1	1,859	0,745	0,1637	0,65	1,575	3,575	2,26984	OC	1,241	∞	0,22	0,539	2,114	0,00732	
3	-	4	1	9,1	2,428	1,080	0,2306	0,55	2,175	4,175	1,91954	OC	1,104	∞	0,212	0,5194	2,6944	0,00626	
4	-	5	1	10,1	2,428	1,080	0,2306	0,55	2,725	4,725	1,73394	OC	0,994	∞	0,205	0,5023	3,2273	0,00494	
5	-	6	1	11,1	2,428	1,080	0,2306	0,55	3,275	5,275	1,61069	OC	0,905	∞	0,198	0,4851	3,7601	0,00403	
6	-	7	1	12,1	2,428	1,080	0,2306	0,55	3,825	5,825	1,52288	OC	0,829	∞	0,189	0,4631	4,2881	0,00334	
7	-	8	1	13,1	2,428	1,080	0,2306	0,55	4,375	6,375	1,45714	OC	0,766	∞	0,180	0,441	4,816	0,00281	
8	-	9	1	14,1	1,415	0,653	0,1454	0,6833	4,992	6,992	1,40067	OC	0,711	∞	0,174	0,4263	5,418	0,00214	
9	-	10	1	15,1	1,415	0,653	0,1454	0,6833	5,675	7,675	1,35242	OC	0,664	∞	0,167	0,4092	6,0842	0,00182	
10	-	11	1	16,1	1,415	0,653	0,1454	0,6833	6,358	8,358	1,31455	OC	0,623	∞	0,160	0,392	6,7503	0,00156	
11	-	12	1	17,1	1,415	0,653	0,1454	0,6833	7,042	9,042	1,28402	OC	0,586	∞	0,155	0,3798	7,4214	0,00137	
12	-	13	1	18,1	1,415	0,653	0,1454	0,6833	7,725	9,725	1,2589	OC	0,554	∞	0,147	0,3602	8,0852	0,00119	
13	-	14	1	19,1	1,415	0,653	0,1454	0,6833	8,408	10,408	1,23786	OC	0,525	∞	0,142	0,3479	8,7562	0,00106	
14	-	15	1	20,1	1,415	0,653	0,1454	0,6833	9,092	11,092	1,21998	OC	0,499	∞	0,139	0,3406	9,4322	0,00096	
Sc total																			0,07917

- $Q = 8 \text{ t/m}^2$

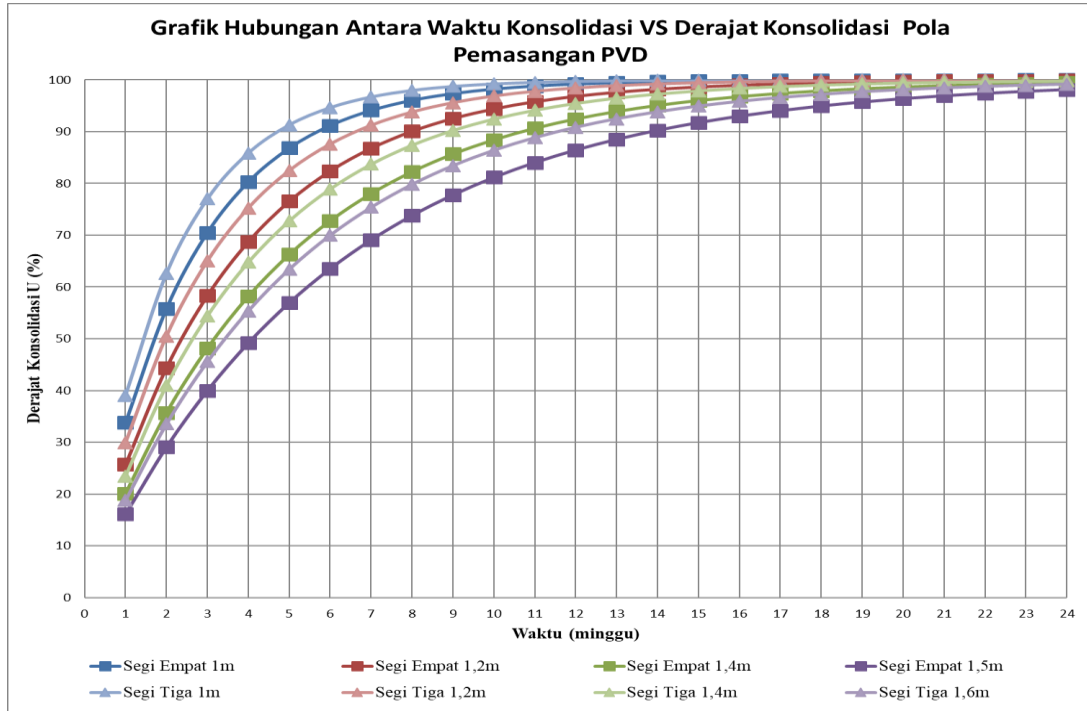
Kedalaman (m)			Tebal Lapisan (m)	Z (m)	e0	Cc	Cs	y' ton/m <sup>3</sup>	Po' ton/m <sup>2</sup>	Pc ton/m <sup>2</sup>	OCR		m x/z	n y/z	l	ΔP ton/m <sup>3</sup>	Δp+Po' ton/m <sup>3</sup>	Sc m	
0	-	1	1	4,9	2,144	0,901	0,1949	0,6	0,300	2,300	7,66667	OC	2,0225	∞	0,241	0,6628	0,9628	0,03139	
1	-	2	1	5,9	1,859	0,745	0,1637	0,65	0,925	2,925	3,16216	OC	1,6822	∞	0,233	0,6408	1,5658	0,01309	
2	-	3	1	6,9	1,859	0,745	0,1637	0,65	1,575	3,575	2,26984	OC	1,440	∞	0,229	0,6298	2,2048	0,00836	
3	-	4	1	7,9	2,428	1,080	0,2306	0,55	2,175	4,175	1,91954	OC	1,2587	∞	0,22	0,605	2,78	0,00717	
4	-	5	1	8,9	2,428	1,080	0,2306	0,55	2,725	4,725	1,73394	OC	1,118	∞	0,212	0,583	3,308	0,00566	
5	-	6	1	9,9	2,428	1,080	0,2306	0,55	3,275	5,275	1,61069	OC	1,0056	∞	0,205	0,5638	3,8388	0,00464	
6	-	7	1	10,9	2,428	1,080	0,2306	0,55	3,825	5,825	1,52288	OC	0,9137	∞	0,199	0,5473	4,3723	0,00391	
7	-	8	1	11,9	2,428	1,080	0,2306	0,55	4,375	6,375	1,45714	OC	0,8372	∞	0,189	0,5198	4,8948	0,00328	
8	-	9	1	12,9	1,415	0,653	0,1454	0,6833	4,992	6,992	1,40067	OC	0,7725	∞	0,18	0,495	5,4867	0,00247	
9	-	10	1	13,9	1,415	0,653	0,1454	0,6833	5,675	7,675	1,35242	OC	0,7171	∞	0,174	0,4785	6,1535	0,00212	
10	-	11	1	14,9	1,415	0,653	0,1454	0,6833	6,358	8,358	1,31455	OC	0,6691	∞	0,172	0,473	6,8313	0,00188	
11	-	12	1	15,9	1,415	0,653	0,1454	0,6833	7,042	9,042	1,28402	OC	0,6272	∞	0,161	0,4428	7,4844	0,00159	
12	-	13	1	16,9	1,415	0,653	0,1454	0,6833	7,725	9,725	1,2589	OC	0,590	∞	0,155	0,4263	8,1513	0,0014	
13	-	14	1	17,9	1,415	0,653	0,1454	0,6833	8,408	10,408	1,23786	OC	0,5573	∞	0,149	0,4098	8,8181	0,00124	
14	-	15	1	18,9	1,415	0,653	0,1454	0,6833	9,092	11,092	1,21998	OC	0,5279	∞	0,142	0,3905	9,4822	0,0011	
Sc total																			0,08931



- $Q = 6 \text{ t/m}^2$

Kedalaman (m)			Tebal Lapisan (m)	Z (m)	e0	Cc	Cs	Y' ton/m3	Po' ton/m2	Pc ton/m2	OCR	m x/z	n y/z	l	$\Delta P$ ton/m3	$\Delta p+Po'$ ton/m3	Sc m	
0	-	1	1	3,8	2,144	0,901	0,1949	0,6	0,300	2,300	7,667	OC	2,6087	$\infty$	0,246	0,7749	1,0749	0,03436
1	-	2	1	4,8	1,859	0,745	0,1637	0,65	0,925	2,925	3,162	OC	2,069	$\infty$	0,240	0,756	1,681	0,01485
2	-	3	1	5,8	1,859	0,745	0,1637	0,65	1,575	3,575	2,270	OC	1,714	$\infty$	0,235	0,7403	2,3153	0,00958
3	-	4	1	6,8	2,428	1,080	0,2306	0,55	2,175	4,175	1,920	OC	1,4634	$\infty$	0,228	0,7182	2,8932	0,00834
4	-	5	1	7,8	2,428	1,080	0,2306	0,55	2,725	4,725	1,734	OC	1,2766	$\infty$	0,220	0,693	3,418	0,00662
5	-	6	1	8,8	2,428	1,080	0,2306	0,55	3,275	5,275	1,611	OC	1,1321	$\infty$	0,213	0,671	3,946	0,00544
6	-	7	1	9,8	2,428	1,080	0,2306	0,55	3,825	5,825	1,523	OC	1,0169	$\infty$	0,206	0,6489	4,4739	0,00458
7	-	8	1	10,8	2,428	1,080	0,2306	0,55	4,375	6,375	1,457	OC	0,9231	$\infty$	0,199	0,6269	5,0019	0,00391
8	-	9	1	11,8	1,415	0,653	0,1454	0,6833	4,992	6,992	1,401	OC	0,8451	$\infty$	0,190	0,5985	5,5902	0,00296
9	-	10	1	12,8	1,415	0,653	0,1454	0,6833	5,675	7,675	1,352	OC	0,7792	$\infty$	0,180	0,567	6,242	0,00249
10	-	11	1	13,8	1,415	0,653	0,1454	0,6833	6,358	8,358	1,315	OC	0,7229	$\infty$	0,175	0,5513	6,9096	0,00217
11	-	12	1	14,8	1,415	0,653	0,1454	0,6833	7,042	9,042	1,284	OC	0,6742	$\infty$	0,168	0,5292	7,5709	0,00189
12	-	13	1	15,8	1,415	0,653	0,1454	0,6833	7,725	9,725	1,259	OC	0,6316	$\infty$	0,161	0,5072	8,2322	0,00166
13	-	14	1	16,8	1,415	0,653	0,1454	0,6833	8,408	10,408	1,238	OC	0,5941	$\infty$	0,155	0,4883	8,8966	0,00148
14	-	15	1	17,8	1,415	0,653	0,1454	0,6833	9,092	11,092	1,220	OC	0,561	$\infty$	0,149	0,4694	9,561	0,00132
Sc total																		0,102

**Lampiran 12.** Grafik derajat konsolidasi horizontal (Uh) pola PVD segi empat dan segi tiga



### Lampiran 13. Hasil Running DXSTABLE

	FOS (BISHOP)	Circle x-coord (m)	Center y-coord (m)	Radius (m)	Initial x-coord (m)	Terminal x-coord (m)	Resisting Moment (kN-m)
1.	.964	19.45	19.12	6.34	14.63	25.76	1.050E+03
2.	.964	19.45	19.13	6.35	14.63	25.76	1.052E+03
3.	.966	19.33	19.12	6.35	14.50	25.64	1.048E+03
4.	.966	19.49	19.20	6.42	14.63	25.89	1.077E+03
5.	.967	19.56	19.24	6.50	14.63	26.02	1.106E+03
6.	.968	19.40	19.23	6.38	14.63	25.73	1.051E+03
7.	.968	19.49	19.26	6.47	14.63	25.92	1.086E+03
8.	.968	19.53	19.27	6.51	14.63	26.00	1.102E+03
9.	.969	19.47	19.28	6.56	14.50	25.99	1.121E+03
10.	.969	19.41	19.26	6.50	14.50	25.86	1.096E+03

	FOS (BISHOP)	Circle x-coord (m)	Center y-coord (m)	Radius (m)	Initial x-coord (m)	Terminal x-coord (m)	Resisting Moment (kN-m)
1.	.965	19.50	19.13	6.35	14.67	25.82	1.057E+03
2.	.969	19.49	19.30	6.59	14.50	26.03	1.130E+03
3.	.969	19.16	19.15	6.30	14.42	25.42	1.022E+03
4.	.969	19.41	19.32	6.48	14.58	25.84	1.081E+03
5.	.970	19.63	19.41	6.70	14.58	26.27	1.167E+03
6.	.970	19.49	19.35	6.62	14.50	26.06	1.137E+03
7.	.970	19.38	19.35	6.67	14.33	25.99	1.148E+03
8.	.970	19.17	19.14	6.18	14.58	25.30	9.780E+02
9.	.971	19.60	19.41	6.68	14.58	26.22	1.158E+03
10.	.971	19.61	19.20	6.42	14.75	26.01	1.082E+03

	FOS (BISHOP)	Circle x-coord (m)	Center y-coord (m)	Radius (m)	Initial x-coord (m)	Terminal x-coord (m)	Resisting Moment (kN-m)
1.	.966	19.51	19.14	6.37	14.67	25.85	1.062E+03
2.	.968	19.34	19.23	6.43	14.50	25.74	1.070E+03
3.	.969	19.54	19.33	6.64	14.50	26.12	1.148E+03
4.	.970	19.60	19.40	6.74	14.50	26.28	1.180E+03
5.	.970	19.61	19.42	6.76	14.50	26.30	1.185E+03
6.	.972	19.26	19.16	6.20	14.67	25.41	9.864E+02
7.	.973	19.63	19.49	6.82	14.50	26.37	1.203E+03
8.	.973	19.67	19.26	6.51	14.75	26.13	1.110E+03
9.	.974	19.56	19.53	6.85	14.42	26.34	1.211E+03
10.	.975	19.80	19.36	6.67	14.75	26.40	1.166E+03

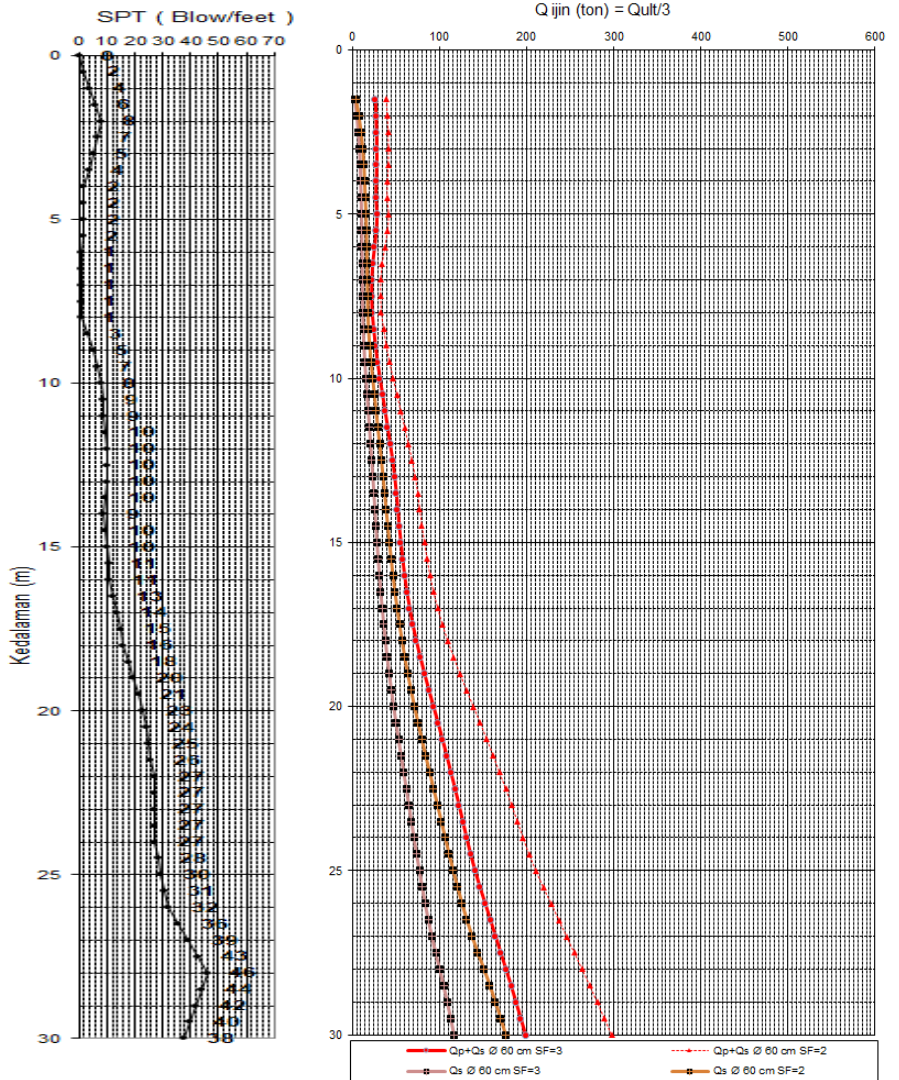
	FOS (BISHOP)	Circle x-coord (m)	Center y-coord (m)	Radius (m)	Initial x-coord (m)	Terminal x-coord (m)	Resisting Moment (kN-m)
1.	.968	19.50	19.29	6.59	14.50	26.03	1.129E+03
2.	.969	19.51	19.33	6.63	14.50	26.08	1.141E+03
3.	.970	19.11	19.12	6.27	14.38	25.34	1.012E+03
4.	.972	19.23	19.42	6.75	14.13	25.91	1.168E+03
5.	.972	19.11	19.40	6.74	14.00	25.79	1.162E+03
6.	.972	19.39	19.43	6.79	14.25	26.11	1.188E+03
7.	.973	19.35	19.17	6.21	14.75	25.51	9.929E+02
8.	.974	19.31	19.43	6.73	14.25	25.97	1.162E+03
9.	.974	18.93	19.48	6.85	13.75	25.70	1.190E+03
10.	.975	18.83	19.51	6.89	13.63	25.64	1.199E+03

	FOS (BISHOP)	Circle x-coord (m)	Center y-coord (m)	Radius (m)	Initial x-coord (m)	Terminal x-coord (m)	Resisting Moment (kN-m)
1.	.969	19.57	19.38	6.70	14.50	26.21	1.166E+03
2.	.970	19.56	19.12	6.27	14.83	25.80	1.029E+03
3.	.970	19.18	19.14	6.37	14.33	25.52	1.051E+03
4.	.971	19.46	19.38	6.61	14.50	26.02	1.131E+03
5.	.972	19.67	19.38	6.65	14.67	26.25	1.151E+03
6.	.973	19.69	19.39	6.67	14.67	26.29	1.159E+03
7.	.973	19.15	19.45	6.81	14.00	25.90	1.187E+03
8.	.974	19.16	19.47	6.83	14.00	25.93	1.194E+03
9.	.974	18.93	19.57	6.97	13.67	25.83	1.230E+03
10.	.974	19.35	19.45	6.58	14.50	25.87	1.104E+03

Lampiran 14. Tabel Perhitungan daya dukung Pile D50 data BH-1

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N > 15sand	N < 15sand	N minimum	γsat (ton/m <sup>3</sup> )	γ' (ton/m <sup>3</sup> )	φ <sub>po</sub> (der)	φ <sub>no</sub> (der)	0.00	0.00	2N	N Corr	N rata2	Q ujung (ton)	f <sub>s</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	Rsl	Qijin = Qult/SF	Qijin = Qult/SF	Qijin = Qult/SF	Qijin = Qult/SF	Qijin = Qult/SF	Qijin = Qult/SF	
0.0	0.00	L	0.00	0.00	0.00	1.60	0.90	0.00	0.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	0	62.83	
0.5	2.00	L	2.00	2.00	2.00	1.60	0.80	0.15	7.55	4	4	4	4	4	8.83	69.38	2.00	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	70.95	
1.0	4.00	L	4.00	4.00	4.00	1.60	0.60	0.45	13.56	8	8	8	8	8	9.00	73.50	4.00	3.14	4.71	4.71	4.71	4.71	75.40	
1.5	6.00	L	6.00	6.00	6.00	1.65	0.65	0.76	18.30	12	12	12	12	12	8.75	68.72	6.00	4.71	9.42	9.42	9.42	9.42	78.15	
2.0	8.00	L	8.00	8.00	8.00	1.65	0.65	1.09	22.30	16	16	16	16	16	8.22	64.58	8.00	6.29	15.71	15.71	15.71	15.71	80.29	
2.5	6.50	L	6.50	6.50	6.50	1.65	0.65	1.41	16.61	13	13	13	13	13	7.99	61.21	6.50	5.11	20.81	20.81	20.81	20.81	85.05	
3.0	5.00	L	5.00	5.00	5.00	1.65	0.65	1.74	11.80	10	10	10	10	10	7.42	58.31	5.00	3.93	24.74	24.74	24.74	24.74	83.05	
3.5	3.50	L	3.50	3.50	3.50	1.55	0.55	2.04	7.71	7	7	7	7	7	7.03	55.19	3.50	2.76	27.49	27.49	27.49	27.49	82.68	
4.0	2.00	L	2.00	2.00	2.00	1.55	0.55	2.31	4.16	4	4	4	4	4	6.62	51.96	2.00	1.57	29.06	29.06	29.06	29.06	81.02	
4.5	2.00	L	2.00	2.00	2.00	1.55	0.55	2.59	3.93	4	4	4	4	4	3.93	6.26	49.16	1.97	1.54	30.60	30.60	30.60	30.60	79.76
5.0	2.00	L	2.00	2.00	2.00	1.55	0.55	2.86	3.73	4	4	4	4	4	3.73	6.55	51.46	1.86	1.46	32.07	32.07	32.07	32.07	83.53
5.5	1.50	L	1.50	1.50	1.50	1.55	0.55	3.14	2.66	3	3	3	3	3	2.66	6.05	47.52	1.33	1.04	33.11	33.11	33.11	33.11	80.64
6.0	1.00	L	1.00	1.00	1.00	1.55	0.55	3.41	1.69	2	2	2	2	2	1.69	5.24	41.13	0.85	0.66	33.78	33.78	33.78	33.78	74.91
6.5	1.00	L	1.00	1.00	1.00	1.55	0.55	3.69	1.62	2	2	2	2	2	1.62	4.32	33.86	0.81	0.63	34.41	34.41	34.41	34.41	68.37
7.0	1.00	L	1.00	1.00	1.00	1.55	0.55	3.96	1.55	2	2	2	2	2	1.55	3.83	30.08	0.77	0.61	35.02	35.02	35.02	35.02	65.10
7.5	1.00	L	1.00	1.00	1.00	1.55	0.55	4.24	1.48	2	2	2	2	2	1.48	3.60	28.28	0.74	0.58	35.60	35.60	35.60	35.60	64.59
8.0	1.00	L	1.00	1.00	1.00	1.55	0.55	4.51	1.43	2	2	2	2	2	1.43	3.30	30.69	0.71	0.56	36.16	36.16	36.16	36.16	66.74
8.5	3.00	L	3.00	3.00	3.00	1.55	0.55	4.79	4.12	6	6	6	6	6	4.12	4.35	34.13	2.06	1.62	37.78	37.78	37.78	37.78	71.91
9.0	5.00	L	5.00	5.00	5.00	1.68	0.68	5.10	6.58	10	10	10	10	10	6.58	4.82	37.62	3.29	2.58	40.36	40.36	40.36	40.36	78.19
9.5	6.50	L	6.50	6.50	6.50	1.68	0.68	5.44	8.19	13	13	13	13	13	8.19	5.31	41.74	4.09	3.22	43.68	43.68	43.68	43.68	85.32
10.0	8.00	L	8.00	8.00	8.00	1.68	0.68	5.78	9.66	16	16	16	16	16	9.66	6.91	46.40	4.83	3.79	47.37	47.37	47.37	47.37	93.77
10.5	8.50	L	8.50	8.50	8.50	1.68	0.68	6.12	9.86	17	17	17	17	17	9.86	6.95	51.42	4.93	3.87	51.25	51.25	51.25	51.25	102.67
11.0	9.00	L	9.00	9.00	9.00	1.68	0.68	6.46	10.04	18	18	18	18	18	10.04	7.19	56.44	5.02	3.94	55.19	55.19	55.19	55.19	111.63
11.5	9.50	L	9.50	9.50	9.50	1.68	0.68	6.80	10.21	19	19	19	19	19	10.21	7.28	61.15	5.11	4.01	59.20	59.20	59.20	59.20	120.35
12.0	10.00	L	10.00	10.00	10.00	1.68	0.68	7.15	10.37	20	20	20	20	20	10.37	8.35	65.96	5.18	4.07	63.27	63.27	63.27	63.27	128.63
12.5	10.00	L	10.00	10.00	10.00	1.68	0.68	7.49	10.01	20	20	20	20	20	10.01	8.94	70.25	5.01	3.93	67.20	67.20	67.20	67.20	137.45
13.0	10.00	L	10.00	10.00	10.00	1.68	0.68	7.83	9.92	20	20	20	20	20	9.92	9.37	73.65	4.98	3.89	71.10	71.10	71.10	71.10	144.65
13.5	9.50	L	9.50	9.50	9.50	1.68	0.68	8.17	9.74	19	19	19	19	19	9.74	9.63	75.61	4.67	3.67	74.77	74.77	74.77	74.77	150.38
14.0	9.00	L	9.00	9.00	9.00	1.68	0.68	8.51	8.78	18	18	18	18	18	8.78	9.63	76.93	4.39	3.45	78.21	78.21	78.21	78.21	155.14
14.5	9.50	L	9.50	9.50	9.50	1.68	0.68	8.85	9.19	19	19	19	19	19	9.95	78.15	4.50	3.61	81.82	81.82	81.82	81.82	159.98	
15.0	10.00	L	10.00	10.00	10.00	1.68	0.68	9.20	9.59	20	20	20	20	20	10.19	80.04	4.80	3.77	85.59	85.59	85.59	85.59	165.63	
15.5	10.50	L	10.50	10.50	10.50	1.68	0.68	9.55	9.99	21	21	21	21	21	10.48	82.30	4.98	3.92	89.51	89.51	89.51	89.51	171.81	
16.0	11.00	L	11.00	11.00	11.00	1.74	0.74	9.92	10.37	22	22	22	22	22	10.81	84.54	5.19	4.07	93.58	93.58	93.58	93.58	178.53	
16.5	12.50	L	12.50	12.50	12.50	1.74	0.74	10.29	11.69	25	25	25	25	25	11.25	88.37	5.84	4.59	98.17	98.17	98.17	98.17	186.54	
17.0	14.00	L	14.00	14.00	14.00	1.74	0.74	10.65	12.98	28	28	28	28	28	11.63	90.82	6.10	5.10	103.27	103.27	103.27	103.27	195.03	
17.5	15.00	L	15.00	15.00	15.00	1.74	0.74	11.02	13.79	30	30	30	30	30	12.52	98.30	6.89	5.41	108.68	108.68	108.68	108.68	202.09	
18.0	16.00	L	16.00	16.00	16.00	1.74	0.74	11.39	14.58	32	32	32	32	32	13.36	104.01	7.29	5.73	114.41	114.41	114.41	114.41	210.32	
18.5	17.75	L	17.75	17.75	17.75	1.74	0.74	11.76	15.34	34	34	34	34	34	14.14	108.94	7.52	5.92	120.42	120.42	120.42	120.42	219.56	
19.0	19.50	L	19.50	19.50	19.50	1.74	0.74	12.12	17.48	39	39	39	39	39	16.26	119.85	8.74	6.86	127.58	127.58	127.58	127.58	231.71	
19.5	21.25	L	21.25	21.25	21.25	1.74	0.74	12.49	18.89	42	42	42	42	42	16.84	127.68	9.45	7.42	134.93	134.93	134.93	134.93	242.89	
20.0	23.00	L	23.00	23.00	23.00	1.74	0.74	12.86	20.28	46	46	46	46	46	17.25	135.48	10.14	7.97	142.96	142.96	142.96	142.96	254.81	
20.5	24.00	L	24.00	24.00	24.00	1.74	0.74	13.23	20.99	48	48	48	48	48	18.21	143.03	10.50	8.24	151.20	151.20	151.20	151.20	267.24	
21.0	26.00	L	26.00	26.00	26.00	1.74	0.74	13.60	21.70	50	50	50	50	50	19.06	149.89	10.85	8.52	159.72	159.72	159.72	159.72	280.41	
21.5	26.00	L	26.00	26.00	26.00	1.74	0.74	13.96	22.38	52	52	52	52	52	19.79	155.44	11.19	8.79	168.51	168.51	168.51	168.51	293.99	
22.0	27.00	L	27.00	27.00	27.00	1.74	0.74	14.33	23.06	54	54	54	54	54	20.46	160.64	11.53	9.06	177.57	177.57	177.57	177.57	308.21	
22.5	27.00	L	27.00	27.00	27.00	1.74	0.74	14.70	22.88	54	54	54	54	54	21.12	165.86	11.84	8.96	186.54	186.54	186.54	186.54	323.11	
23.0	27.00	L	27.00	27.00	27.00	1.74	0.74	15.07	22.70	54	54	54	54	54	21.73	170.70	11.85	8.92	195.47	195.47	195.47	195.47	338.17	
23.5	27.00	L	27.00	27.00	27.00	1.74	0.74	15.44	22.53	54	54	54	54	54	22.30	175.18	11.86	8.85	204.30	204.30	204.30	204.30	353.30	
24.0	27.00	L	27.00	27.00	27.00	1.74	0.74	15.81	22.36	54	54	54	54	54	22.83	179.30	11.18	8.78	213.10	213.10	213.10	213.10	369.20	
24.5	28.25	L	28.25	28.25	28.25	1.74	0.74	16.17	23.22	55.5	55.5	55.5	55.5	55.5	23.45	184.15	11.61	9.12	222.22	222.22	222.22	222.22	385.46	
25.0	29.50	L	29.50	29.50	29.50	1.74	0.74	16.54	24.06	59	59	59	59	59	24.21	190.13	12.03	9.45	231.67	231.67	231.67	231.67	402.19	
25.5	30.75	L	30.75	30.75	30.75	1.74	0.74	16.91	24.89	61.5	61.5	61.5	61.5	61.5	25.11	197.20	12.45	9.78	241.44	241.44	241.44	241.44	419.64	
26.0	32.00	L	32.00	32.00	32.00	1.74	0.74	17.28	25.71	64	64	64	64	64	26.15	205.35	12.98	10.10	251.64	251.64	251.64	251.64	438.09	
26.5	35.50	L	35.50	35.50	35.50	1.74	0.74	17.65	28.32	71	71	71	71	71	28.32	227.99	14.19	11.12						

### Lampiran 15. Grafik daya dukung Pile D60 data DB-1



**Lampiran 16. Gambar**

**Lampiran 17.** Berita Acara Seminar Tugas Akhir



**Lampiran 18.** Lembar Asistensi



**PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)**

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04  
rev01

<b>NAMA PEMBIMBING</b>	: Ratu Tantri Kusnala S., ST., MT.
<b>NAMA MAHASISWA</b>	: Indra Giri Angga Kusuma
<b>NRP</b>	: 03111645000045
<b>JUDUL TUGAS AKHIR</b>	: Perencanaan Struktur Bawah dan Approach Jembatan Joyobayo Surabaya
<b>TANGGAL PROPOSAL</b>	: 29 Januari 2018
<b>NO. SP-MMTA</b>	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1			<ul style="list-style-type: none"> <li>- perhitungan abutment, tiang pancang jembatan</li> <li>- Laporan diselesaikan.</li> </ul>	
2	23/10/18	Metode pelaksanaan	pembetulan metode pelaksanaan.	



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04  
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Putu Tantri Kumala S., ST., M.T.
NAMA MAHASISWA	: Indra Giri Angga Kusuma
NRP	: 031111645000045
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Struktur Bawah dan Approach Jembatan Joyoboyo Surabaya
TANGGAL PROPOSAL	: 29 Januari 2018
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	7/8/18		<ul style="list-style-type: none"> <li>- perbaikan external stability geotextile sbg dinding penahan</li> <li>- perbaikan tmbunan bertahap. DP masih salah. Inya salah,</li> </ul>	
2	10/8/18.		<p>Lanjutkan!!</p> <p>cek perhit. pemampatan</p>	
3.	20/8/18			
4.	31/8/18.		<ul style="list-style-type: none"> <li>- cek perhitungan pentaha Pan</li> <li>- perbaiki laporan</li> </ul> <p>perbaiki' servar hasil conetat di' kertas.</p>	





PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04  
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Puteu Tantri Kumala S., ST. MT
NAMA MAHASISWA	: Indra Gini Angga Kusuma
NRP	: 03111645000045
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Struktur bawah dan Approach Jembatan Jogoyoyo Surabaya
TANGGAL PROPOSAL	: 29 Januari 2018
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	10/4/18	Analisa data tanah	- Penampang sugai flr - Cc. Ardhanas Mochtar - Lanjutkan perhitungan	<i>[Signature]</i>
2		- Cek data tanah		<i>[Signature]</i>
3		cek nilai cu → perbaiki cek xstable cek <del>over</del> external + internal stability dengan data yang baru.		<i>[Signature]</i>
4.		- Perbaiki timbunan bertahap. - perbaiki perhitungan micropile	Tunjukkan hasil excel revisi.	<i>[Signature]</i>
5.		- cek timbunan bertahap sampai grafik betul - perbaiki running stable untuk nilai cu.	Tunjukkan hasil excel revisi untuk timbunan keseluruhan.	<i>[Signature]</i>
6.		- Perhitungan timb. bertahap - Abutmen - Geotextile	Tunjukkan hasil print out hari 6 agustus	<i>[Signature]</i>



Form AK/TA-04  
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Dr. Yudhi Lastiasih ,ST., MT.
NAMA MAHASISWA	: Indra Giri Angga Kusuma
NRP	: 03111 645 000045
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Struktur Bawah dan Approach Jembatan Joyobayo Surabaya
TANGGAL PROPOSAL	: 29 Januari 2018
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	31/10/2018		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Perbaiki ukuran jarak tulangan</li> <li>- kedalaman Tiang Pancang diperbaiki</li> </ul>	  





PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04  
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Dr. Yudhi Lastiasih, ST.,MT.
NAMA MAHASISWA	: Indra Giri Angga Kusuma
NRP	: 03111645000045
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Struktur Bawah dan Approach Jembatan Joyoboyo Surabaya
TANGGAL PROPOSAL	: 29 Januari 2018
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
7	30/7/2018	- Cek bentuk abutment - Cek Lengan beban angin		
8	6/8/2018	- Cek Hitungan Abutment - Lanjutkan Pondasi		
9	15/8/2018	- Cek lengan beban Angin - Cek geser abutment		
10	15/8/2018	- Cek Timbunan bertangap		
11	21/08/2018	- Perbaiki hitungan Tiang Pancang - Hitung Dayn Dukung - Pengajuan Laporan		



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04  
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Dr. Yudhi Lastiqsih, ST. MT
NAMA MAHASISWA	: Indra Giri Angga Kusuma
NRP	: 03111645000045
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Struktur Bawah dan Approach Jembatan Jayabaya Surabaya
TANGGAL PROPOSAL	: 29 Januari 2018
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	15/3/2018	- Perbaiki Data Tanah - Cek Tinggi Timbunan - Grafik PVD dibenarkan		MA
2	27/3/2018	- Nilai Cv dan Cs di cek - Perbaiki grafik - Cek gravim PVD		MA
3	12/4/2018	- Ganti rumus Cv dan Cs - Cek H kritis - Gravim H kritis dibenarkan		MA
4	4/5/2018	- Cek H kritis - Timbunan bertahap di cek lagi		MA
5	14/5/2018	- Gaya horizontal geotekstik di cek lagi - Timbunan bertahap dimasukan ke xstabil		MA
6	29/5/2018	- Plot Cv di xstabil dibetulan - Rumus sheet - pile di cek		MA



## LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya

Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,

Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

### REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

**KLIEN : DARDELA YASA GUNA**  
**PROYEK : PEMBANGUNAN JALAN TRAM**  
**LOKASI : JL. JOYOBOYO SURABAYA**

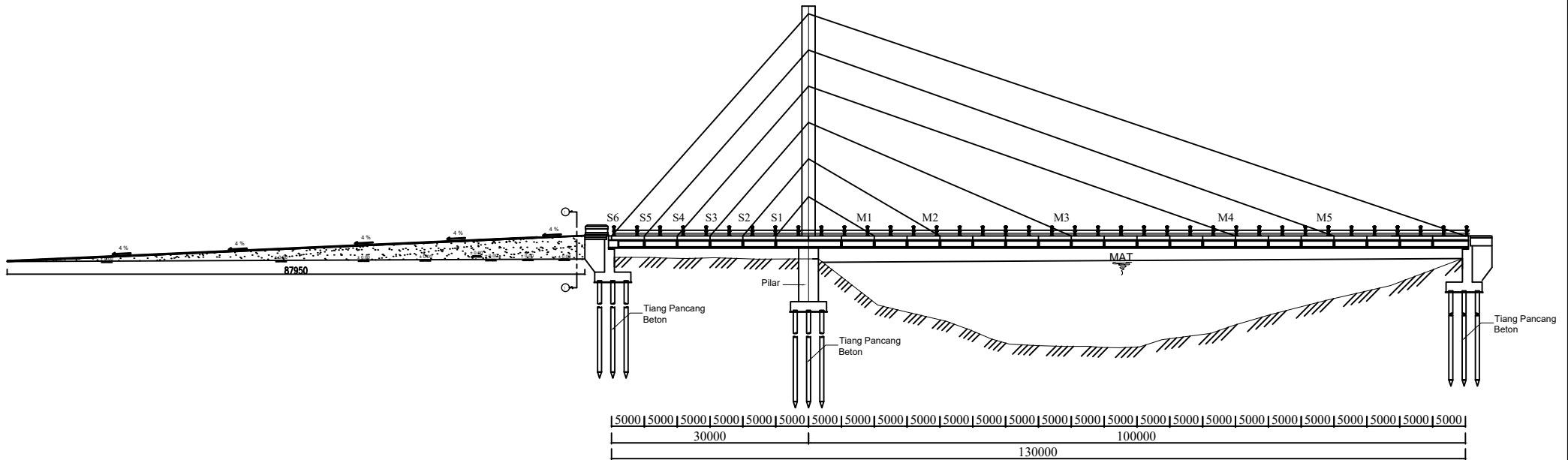
**TITIK BOR : BH-1**  
**MASTER BOR : OSIAS TENIS**

DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	$\gamma_t$	$\gamma_d$	$\gamma_{sat}$	Pp	Cc	Cv
-7.50	2.564	1.415	100.00	55.19	58.59	1.648	1.062	1.648	1.11	0.941	5.60E-04
-15.00	2.667	1.267	100.00	47.51	55.89	1.735	1.176	1.735	*	*	*
-22.50	2.645	1.234	100.00	46.65	55.24	1.736	1.184	1.736	*	*	*
-30.00	2.732	1.197	100.00	43.81	54.48	1.788	1.244	1.788	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		Unconfined test		TRIAXIAL CD		VANE TEST		k (cm/sec)
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	c	$\varphi$	$C_u$	$\varphi_u$	$C_d$	$\varphi_d$	Su	Cu	
-7.50	0.00	25.94	74.06	64.45	30.44	34.01	*	*	*	*	*	*	0.05	0.05	*
-15.00	0.00	25.50	74.50	63.82	29.35	34.47	*	*	0.43	0	*	*	*	*	*
-22.50	0.00	25.33	74.67	68.77	32.41	36.36	*	*	1.24	0	*	*	*	*	*
-30.00	0.00	20.07	79.93	64.75	31.25	33.50	*	*	1.55	0	*	*	*	*	*

<b>REMARK</b>	G	= Gravel (%)	LL	= Liquid Limit (%)	C	= Cohesion of direct shear (kg/cm <sup>2</sup> )
	S	= Sand (%)	PL	= Plastic Limit (%)	$C_d$	= Drained cohesion triaxial test(kg/cm <sup>2</sup> )
	S + Cl	= Silt + Clay (%)	IP	= Plastic Index (%)	$C_u$	= Undrained cohesion (kg/cm <sup>2</sup> )
	e	= Void ratio	Cc	= Compression Index	Su	= Strength of vane test (kg/cm <sup>2</sup> )
	Gs	= Specific Gravity	Cv	= Compression of Consolidation (cm <sup>2</sup> /det)	$\varphi$	= Angle of internal friction direct shear test (degree)
	n	= Porosity (%)	Pp	= Preconsolidation Pressure (kg/cm <sup>2</sup> )	$\varphi_d$	= Angle of internal friction drained triaxial test (degree)
	Sr	= Degree of saturation (%)	*	= Not test	$\varphi_u$	= Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)
	$W_c$	= Water content (%)	k	= Coeficient of permeability (cm/sec)		
	$\gamma_t$	= Moisture density (gr/cc)				
	$\gamma_{sat}$	= Saturated density (gr/cc)				
	$\gamma_d$	= Dry density (gr/cc)				





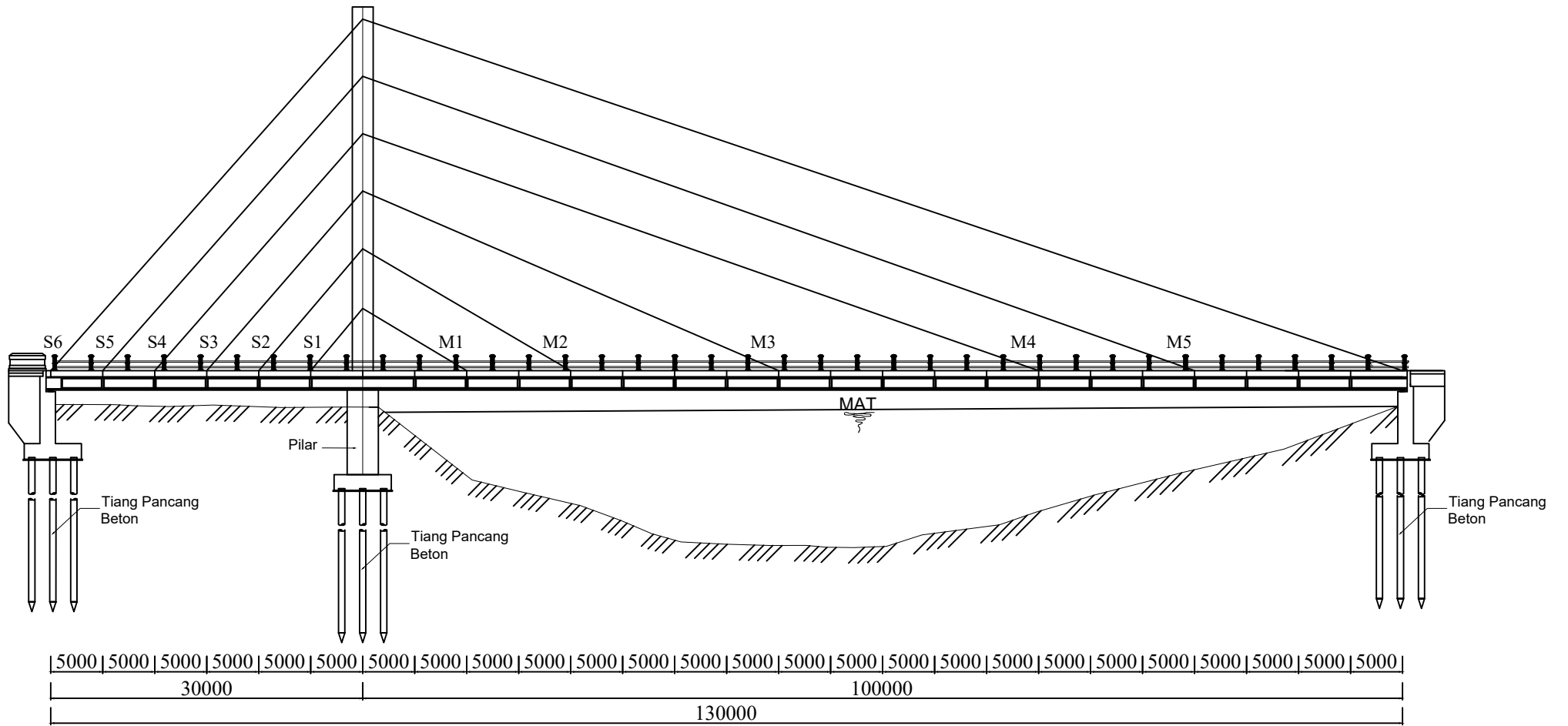
# POTONGAN MEMANJANG RENCANA JEMBATAN DAN OPRIT

Skala 1 : 6000



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN & KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
Perencanaan Struktur Bawah dan Approach Jembatan Joyoboyo Surabaya	Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT. Putu Tantri Kumala S., ST. MT.	Indra Giri Angga Kusuma 03111645000045	<b>POTONGAN MEMANJANG RENCANA JEMBATAN DAN OPRIT</b>	<b>1 : 6000</b>



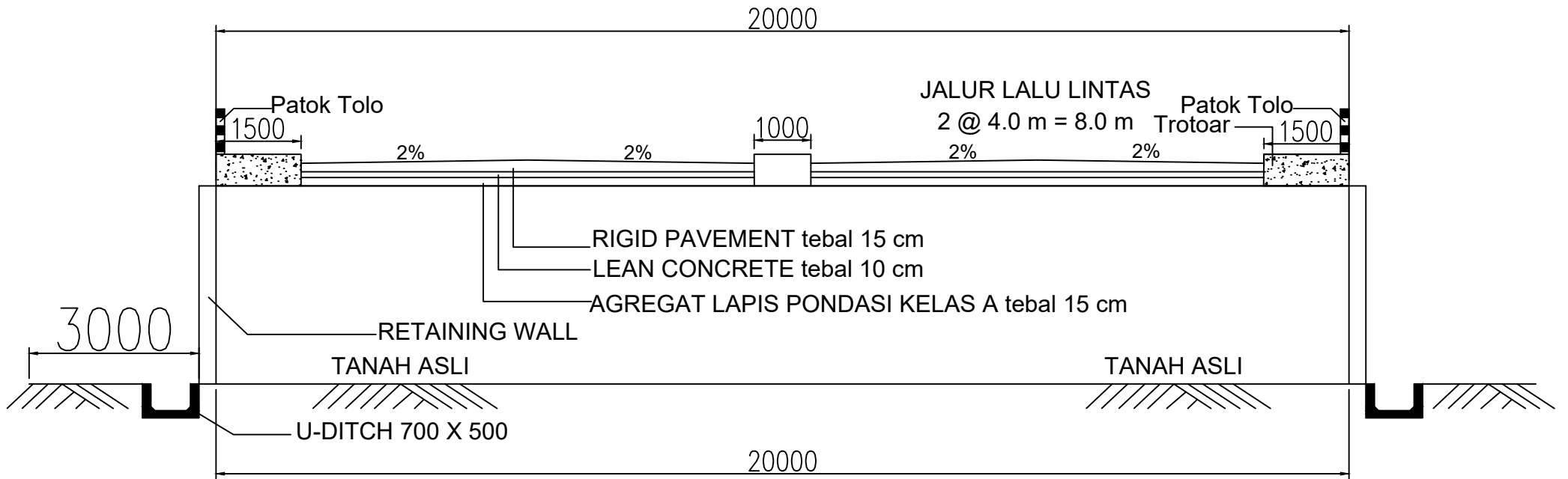
# POTONGAN MEMANJANG RENCANA JEMBATAN

Skala 1 : 5600



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN & KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
Perencanaan Struktur Bawah dan Approach Jembatan Joyoboyo Surabaya	Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT. Putu Tantri Kumala S., ST. MT.	Indra Giri Angga Kusuma 03111645000045	<b>POTONGAN MEMANJANG RENCANA JEMBATAN</b>	<b>1 : 5600</b>



# POTONGAN 1-1

Skala 1 : 1000



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN & KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**JUDUL TUGAS AKHIR**

Perencanaan Struktur Bawah dan Approach  
Jembatan Joyoboyo Surabaya

**DOSEN KONSULTASI**

Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.  
Putu Tantri Kumala S., ST. MT.

**PERENCANA**

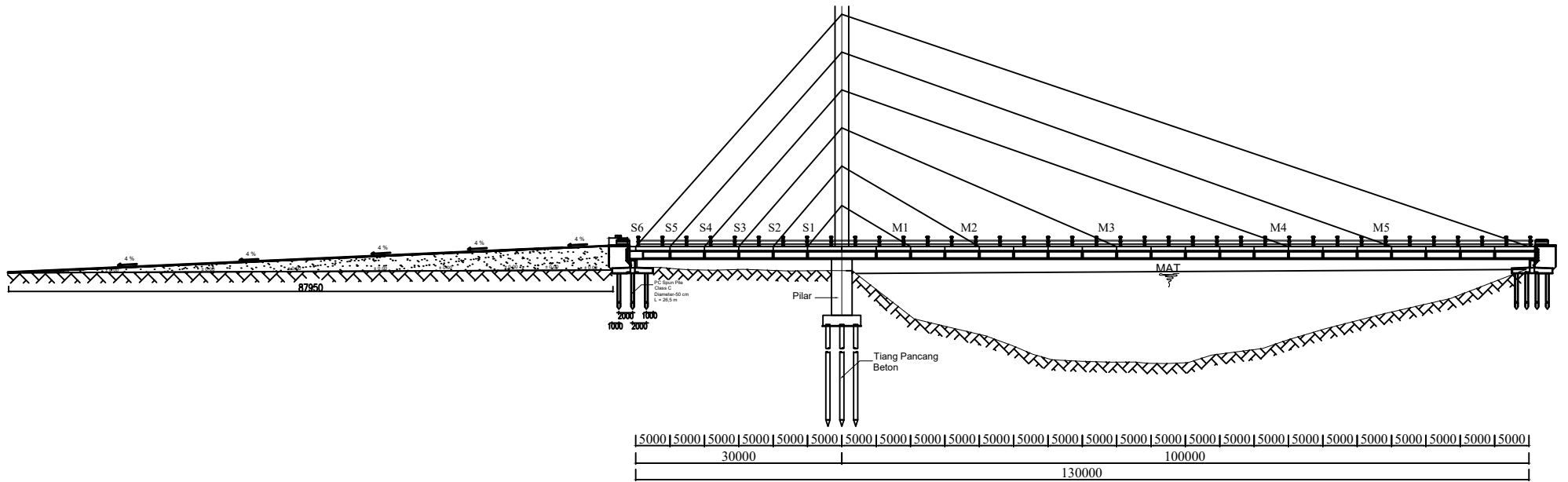
Indra Giri Angga Kusuma  
03111645000045

**JUDUL GAMBAR**

**Potongan 1 - 1**

**SKALA GAMBAR**

**1 : 1000**



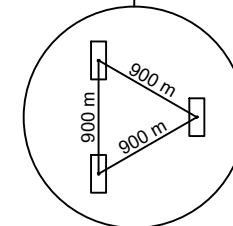
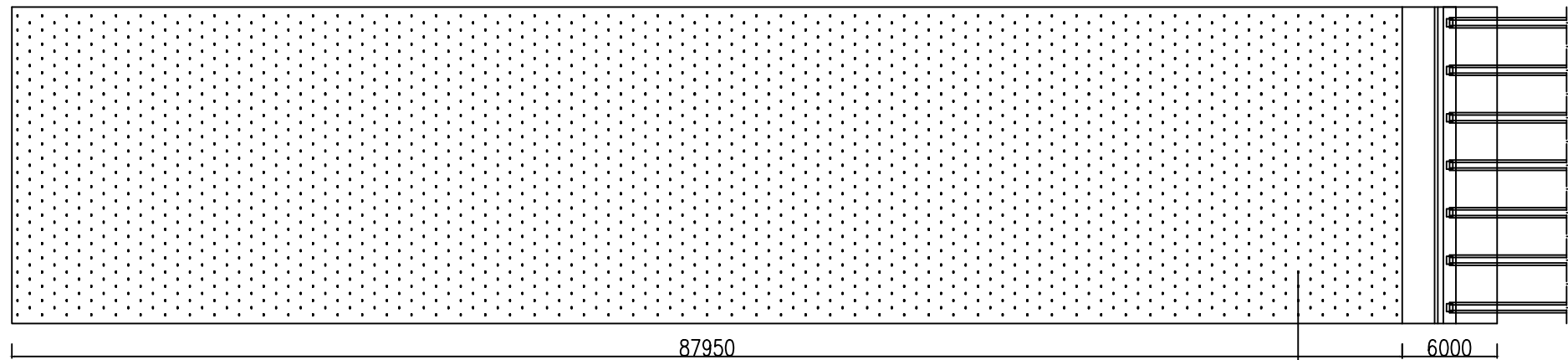
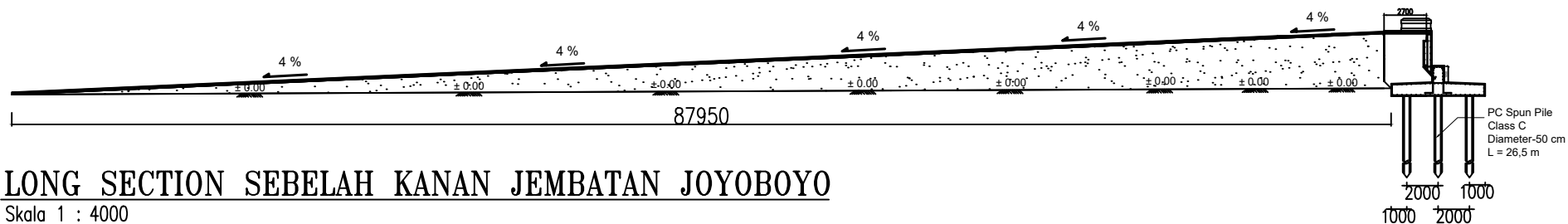
# POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN DAN OPRIT

Skala 1 : 6000



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN & KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
Perencanaan Struktur Bawah dan Approach Jembatan Joyoboyo Surabaya	Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT. Putu Tantri Kumala S., ST. MT.	Indra Giri Angga Kusuma 03111645000045	<b>POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN</b>	<b>1 : 6000</b>



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN & KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**JUDUL TUGAS AKHIR**

Perencanaan Struktur Bawah dan Approach  
Jembatan Joyoboyo Surabaya

**DOSEN KONSULTASI**

Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.  
Putu Tantri Kumala S., ST. MT.

**PERENCANA**

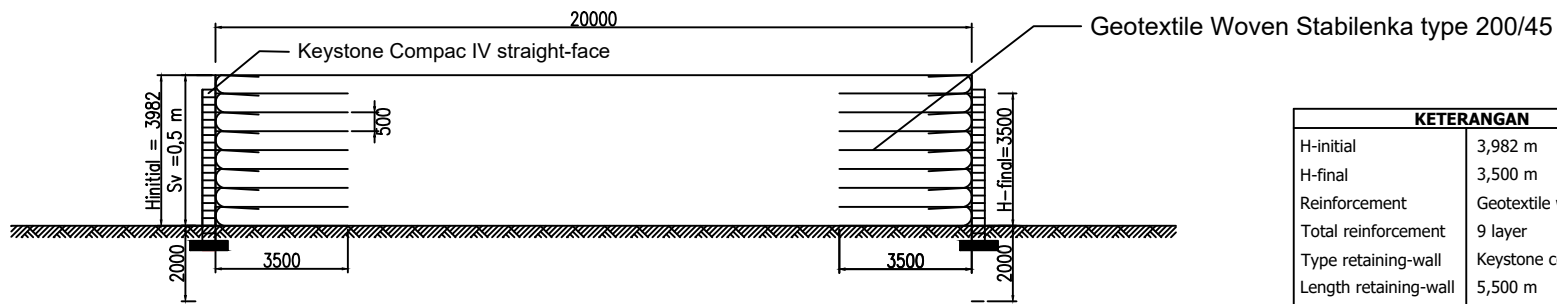
Indra Giri Angga Kusuma  
03111645000045

**JUDUL GAMBAR**

- LONG SECTION SEBELAH KANAN JEMBATAN JOYOBOYO
- DENAH INSTALASI PVD OPRIT BERSISI TEGAK

**SKALA GAMBAR**

1 : 4000  
1 : 4000

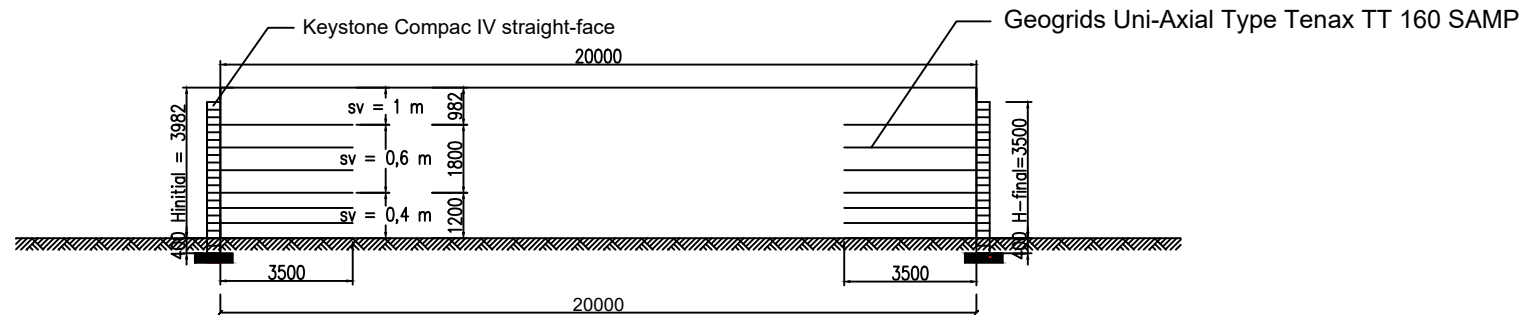


KETERANGAN	
H-initial	3,982 m
H-final	3,500 m
Reinforcement	Geotextile woven 200/45
Total reinforcement	9 layer
Type retaining-wall	Keystone com.IV
Length retaining-wall	5,500 m

## ALTERNATIF GEOTEXTILE WALL

Skala 1 : 2000

KETERANGAN	
H-initial	3,982 m
H-final	3,500 m
Reinforcement	Geogrids Uni-axial TT-160
Total reinforcement	8 layer
Type retaining-wall	Keystone com.IV
Length retaining-wall	3,900 m



## ALTERNATIF GEOGRIDS-KEYSTONE WALL

Skala 1 : 2000



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN & KEBUMAHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

### JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Struktur Bawah dan Approach  
Jembatan Joyoboyo Surabaya

### DOSEN KONSULTASI

Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.  
Putu Tantri Kumala S., ST. MT.

### PERENCANA

Indra Giri Angga Kusuma  
03111645000045

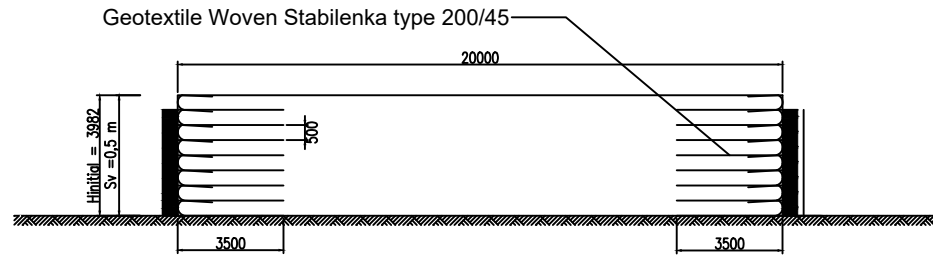
### JUDUL GAMBAR

Alternatif Perkuatan Oprit Jembatan Joyoboyo

### SKALA GAMBAR

1 : 2000

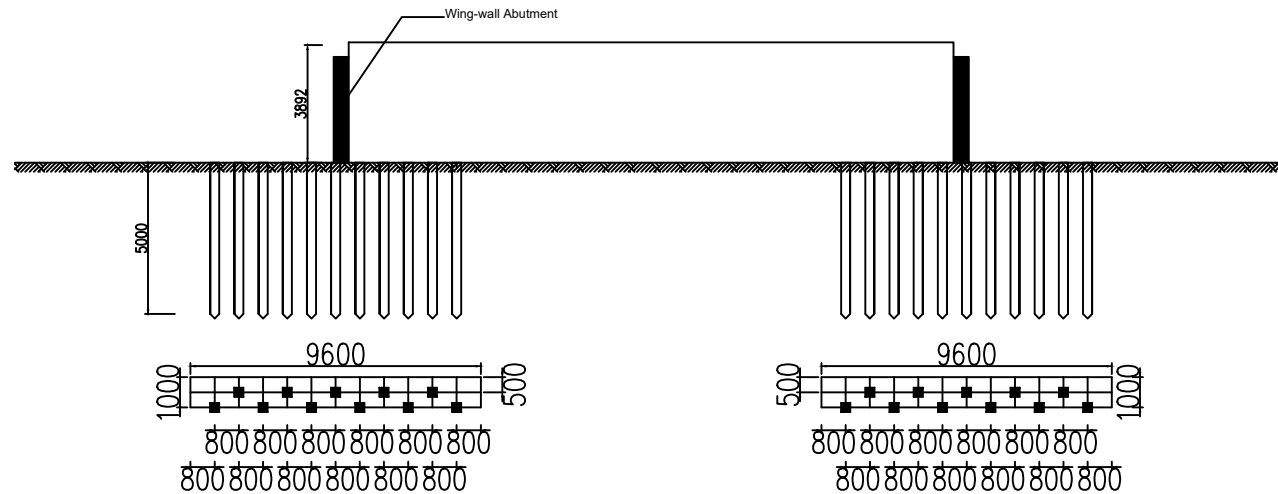
KETERANGAN	
H-initial	3,982 m
H-final	3,500 m
Reinforcement	Geotextile woven 200/45
Total reinforcement	9 layer
Type retaining-wall	Wing-wall Abt.



## ALTERNATIF GEOTEXTILE FACING WINGWALL

Skala 1 : 2500

KETERANGAN	
H-initial	3,982 m
H-final	3,500 m
Reinforcement	Micropile uk.30 cm x 30 cm
Total reinforcement	2 x 11 pcs / m longitudinal
Depth	5,000 m
Type retaining-wall	Wing-wall Abt.



## PERKUATAN MICROPILE

Skala 1 : 2500



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN & KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

### JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Struktur Bawah dan Approach  
Jembatan Joyoboyo Surabaya

### DOSEN KONSULTASI

Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.  
Putu Tantri Kumala S., ST. MT.

### PERENCANA

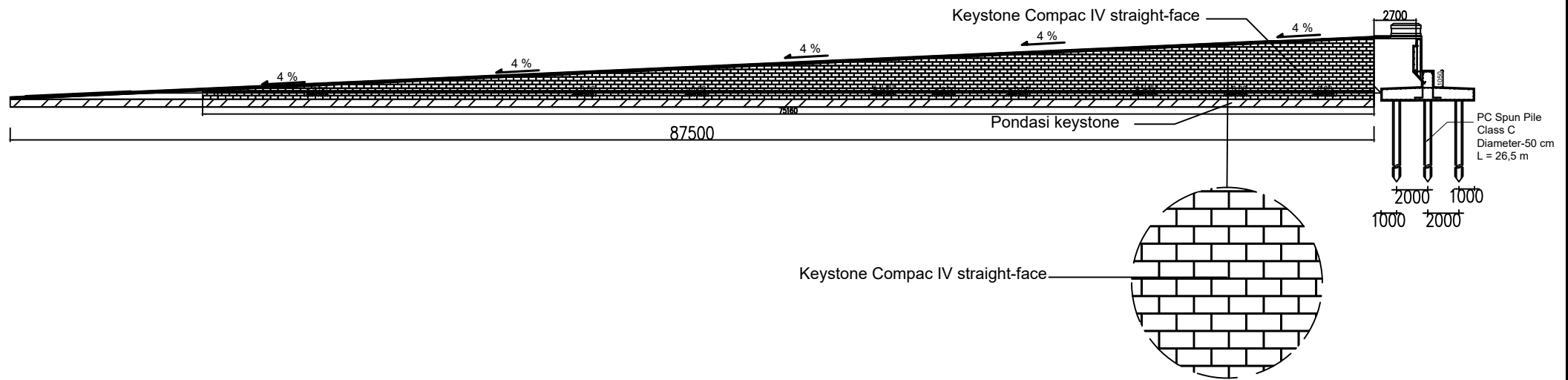
Indra Giri Angga Kusuma  
03111645000045

### JUDUL GAMBAR

1. Alternatif geotekstile facing wingwall
2. Perkuatan micropile

### SKALA GAMBAR

- 1 : 2500  
1 : 2500



## INSTALLASI ALTERNATIF FACING KEYSTONE-WALL PADA TIMBUNAN

Skala 1 : 3600

KETERANGAN	
H-initial	3,982 m
H-final	3,5 m
Reinforcement	Keystone
Jumlah keystone	2 x 1610
Type retaining-wall	Keystone Compac IV



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN & KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

### JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Struktur Bawah dan Approach  
Jembatan Joyoboyo Surabaya

### DOSEN KONSULTASI

Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.  
Putu Tantri Kumala S., ST. MT.

### PERENCANA

Indra Giri Angga Kusuma  
0311164500045

### JUDUL GAMBAR

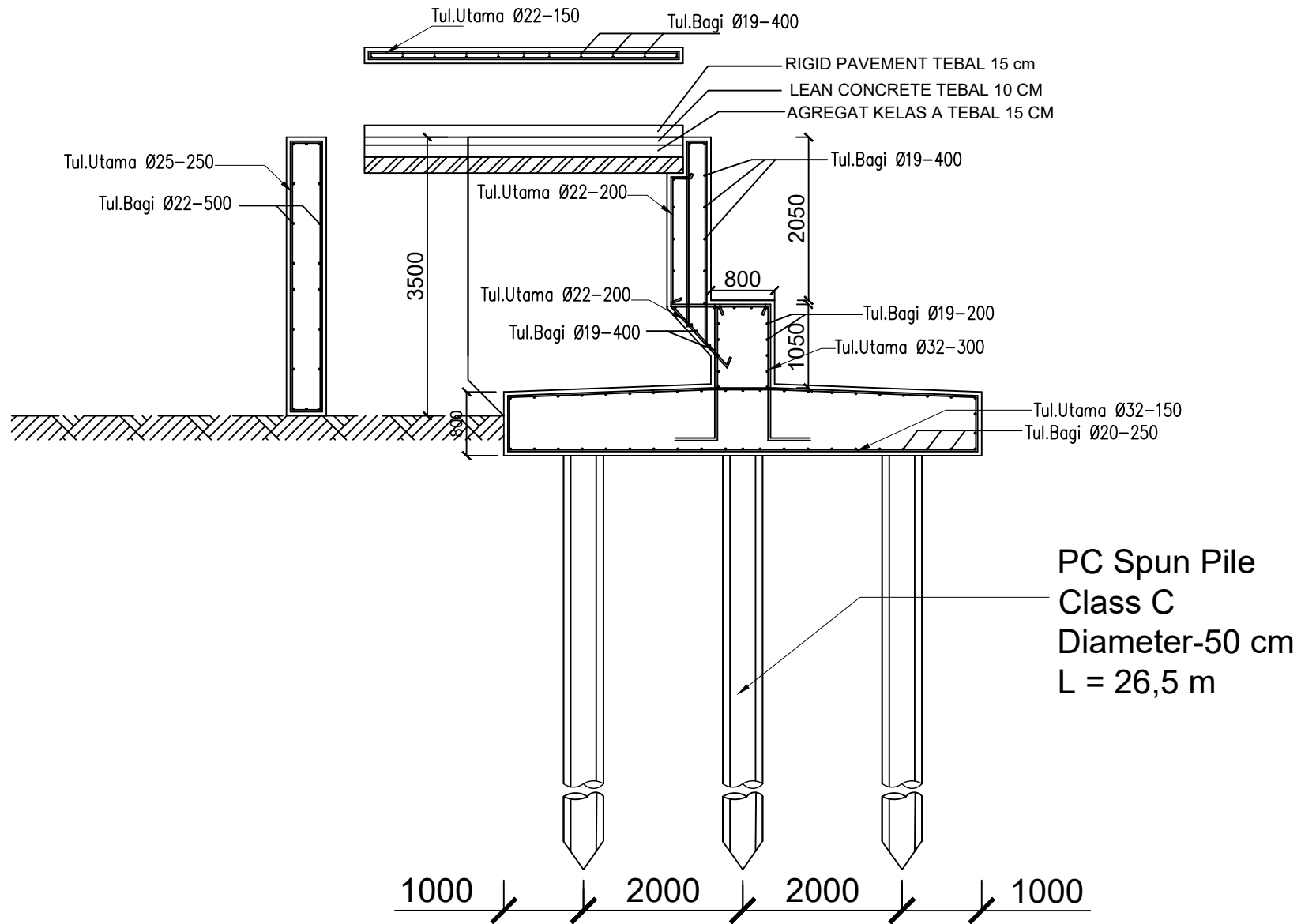
TAMPAK MEMANJANG INSTALLASI KEYSTONE-WALL UNTUK  
TIMBUNAN BERSISI TEGAK

### SKALA GAMBAR

1 : 3600







JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN & KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

**JUDUL TUGAS AKHIR**

Perencanaan Struktur Bawah dan Approach Jembatan  
Joyoboyo Surabaya

**DOSEN KONSULTASI**

Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.  
Putu Tantri Kumala S., ST. MT.

**PERENCANA**

Indra Giri Angga Kusuma  
03111645000045

**JUDUL GAMBAR**

1. DETAIL PENULANGAN ABUTMENT
2. DETAIL PENULANGAN WING-WALL
3. DETAIL PENULANGAN PELAT INJAK

**SKALA GAMBAR**

1 : 750  
1 : 750  
1 : 750

# KONSEP DESAIN

*Jembatan Joyoboyo*

*Surabaya*

*2017*

# **BAB 1**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1. Latar Belakang**

Pada laporan ini akan dijelaskan mengenai perencanaan pra desain untuk mengetahui dimensi penampang dari struktur jembatan Joyoboyo Kota Surabaya. Analisa terhadap struktur Jembatan Joyoboyo dilakukan sesuai dengan peraturan yang berlaku dan menggunakan program analisa struktur SAP 2000.

### **1.2. Maksud dan Tujuan**

Adapun maksud dan tujuan dari perencanaan pra desain adalah sebagai berikut :

- a. Memprediksi dimensi penampang meliputi dimensi girder dan pilar jembatan
- b. Menghasilkan desain yang optimal dari prediksi dimensi penampang.

### **1.3. Data Umum**

Jembatan Joyoboyo merupakan jembatan yang mempunyai dua jalur. Tiap jalur mempunyai 2 lajur dengan lebar lalu lintas 10 m yang terdiri dari lebar jalan 4 m dan bahu jalan 3 m pada tiap sisi. Bangunan jembatan disesuaikan dengan kondisi geografis yang ada. Berikut adalah detail spesifikasi jembatan Joyoboyo.

- Nama Jembatan : Jembatan Joyoboyo
- Lokasi : Kota Surabaya
- Kelas Jembatan : A
- Lebar Jembatan : 20 m
- Panjang Jembatan : 130 m (328 ft)



Gambar 1.1 Lokasi Jembatan Joyoboyo

#### 1.4. Referensi

Dalam merencanakan jembatan flyover Serang maka referensi yang digunakan adalah

- a. AASTHO LRFD Bridge Specification 2012
- b. PCI, Precast Prestressed Concrete Bridge Design Manual 2003.
- c. FHWA, Post-Tensioned Box Girder Design Manual 2015
- d. SNI 1725-2016, Standar Pembebanan Untuk Jembatan 2016

# BAB 2

## PRELIMINARY DESAIN JEMBATAN JOYOBOYO

### 2.1. Pemilihan Tipe Jembatan

Jembatan Joyoboyo direncanakan menggunakan 2 alternatif jembatan yaitu jembatan busur beton bertulang dan jembatan *cable-stayed*. Pemilihan tipe jembatan ini disesuaikan dengan lokasi dan kebutuhan struktur dari jembatan tersebut. Pada bagian selanjutnya akan dijelaskan mengenai preliminary desain dari jembatan Joyoboyo dengan menggunakan kedua tipe jembatan yang telah dipilih.

### 2.2. Dimensi Pra Desain Jembatan Busur Beton Bertulang

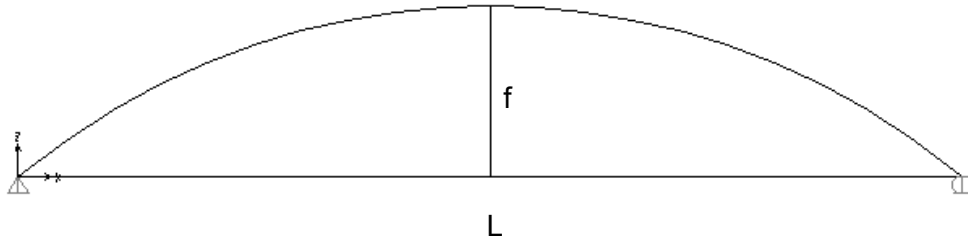
#### 2.2.1. Spesifikasi material

Material yang digunakan dalam jembatan balance kantilever precast box girder ini dibagi menjadi beberapa jenis material sesuai dengan fungsi dan jenis elemennya, beberapa material yang digunakan dapat dilihat sebagai berikut:

- a. Material elemen struktur girder Pratekan direncanakan dengan menggunakan yang setara dengan kekuatan tekan karakteristik ( $f'_c$ ) 45 MPa.
- b. Material elemen struktur tulangan baja deform mempunyai tegangan leleh sebesar 400 MPa untuk diameter tulangan 13 mm hingga 25 mm.
- c. Spesifikasi kabel strand dan tendon menggunakan Uncoated seven wire stress relieved strand grade 270 ASTM A416. Mutu material yang digunakan adalah Modulus Elastisitas ( $E_s$ ) = 200000 MPa dan Ultimate Tensile Strength = 1860 MPa

#### 2.2.2 Tinggi Busur

Penentuan dimensi penampang jembatan mengikuti persyaratan – persyaratan yang telah diatur oleh AASTHO LRFD Bridge Specification. Tinggi busur harus dihitung hingga memenuhi persyaratan tinggi dan bentang jembatan seperti yang diperlihatkan pada gambar berikut ini:



Gambar 2.1. Struktur Jembatan Busur

Persyaratan perbandingan bentang jembatan dan tinggi busur adalah sebagai berikut:

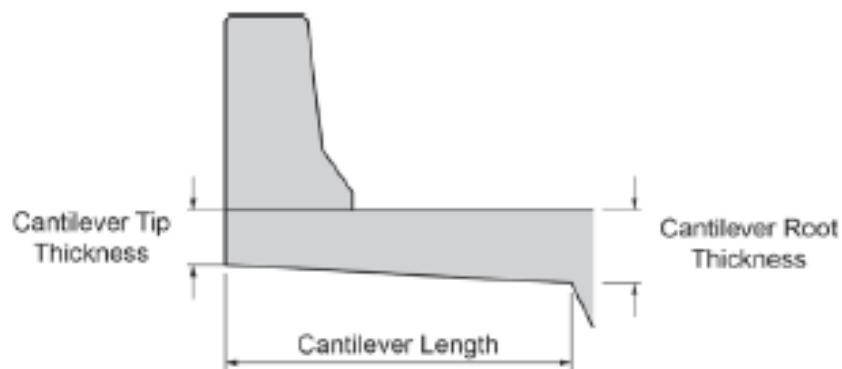
$$\frac{1}{6} \leq \frac{f}{L} \leq \frac{1}{5}$$

Dengan melihat persyaratan di atas maka digunakan tinggi busur sebesar 18 meter.

### 2.2.3. Penentuan Dimensi Penampang

#### Tebal Pelat sayap

Dalam penggunaannya pelat sayap mempunyai dua fungsi sebagai structural dan estetis. Secara structural pelat sayap kantilver membutuhkan suatu panjang penyaluran pada tulangan atas pelat. Secara estetis suatu pelat sayap menampilkan tampilan tipis terhadap dari tinggi superstruktur.



Gambar 3.1 Dimensi Pelat Kantilver

Panjang pelat sayap kantilver beton bertulang pada umumnya mulai dari 0.6 m hingga 2.5m. Panjang pelat sayap kantileler yang pendek ditentukan oleh panjang minimum yang dibutuhkan untuk panjang penyaluran penulangan pelat dan badan box girder. Sedangkan panjang pelat sayap

kantilever yang panjang dapat direncanakan dengan memperhatikan durabilitas terutama kontrol retak akibat beban service. Untuk panjang pelat kantilever lebih dari 2.5m, disarankan menggunakan post-tension arah transversal.

Penentuan pelat sayap kantilever membutuhkan tebal minimum 0.20 m hingga 0.22m. Untuk penentuan tebal pelat kantilever adalah sebagai berikut

Untuk panjang kantilver kurang dari 0.6 m maka tebal akar kantilver dapat ditentukan sebagai berikut

$$t_c = \frac{L_c}{5} 12 \geq t_{ip}$$

Sedangkan untuk panjang kantilver antara 0.6m hingga 2.5m maka tebal akar pelat kantilever dapat ditentukan sebagai berikut

$$t_c = 12 - (L_c - 5)$$

Dimana

$L_c$  = Panjang kantilever sayap (ft)

$t_{ip}$  = Tebal cantilever sayap tip (in)

$t_c$  = Tebal kantilever sayap pada akar kantilver

Direncanakan untuk pajang kantilever adalah 1.25 m (4.10 ft) maka. Untuk penentuan tebal akar pelat kantilever pada box girder

$$t_c = 12 + (L_c - 5) = 12 - (4.10 - 5) = 11.01 \text{ in } (0.28 \text{ m})$$

Sehingga untuk tebal akar pelat kantilever digunakan 0.40 m

### **Dimensi Girder Girder**

Perencanaan dimensi girder didasarkan pada rasio kelangsingan dari girder tersebut yaitu rasio antara panjang bentang (*span*) dan tinggi penampang dari girder. Batasan rasio antara panjang bentang dan tinggi girder ini diambil sebesar :

$$\frac{1}{12} < \frac{h}{L} < \frac{1}{35}$$

Balok girder dibagi menjadi 5 span yang sama dengan masing-masing span memiliki panjang 20 meter. Dengan mengambil batasan tersebut maka girder harus memiliki tinggi antara 0.5 m dan 1.67 m. Pada perencanaan ini digunakan tinggi girder sebesar 1.2 meter dan jarak melintang antar girder diambil sebesar 2.5 m.



## Tebal Slab

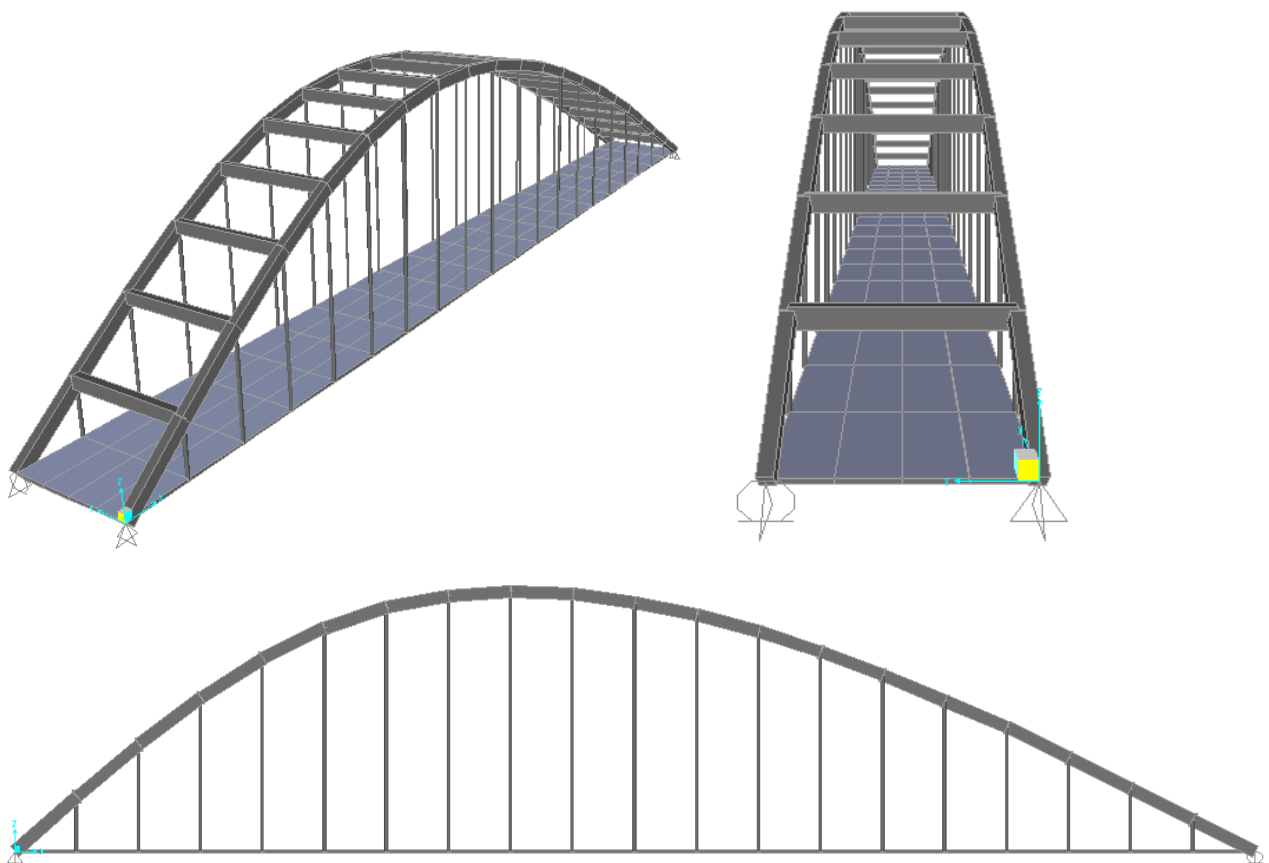
Dalam menentukan tebal slab AASTHO mensyaratkan bahwa ketebalan pelat atas dapat didekati sebagai berikut

$$\frac{L_{clear}}{14} < t_{slab} < \frac{L_{clear}}{17}$$

Dari persyaratan tersebut didapat bahwa untuk bentang utama tebal slab minimum berada pada rentang 320 mm hingga 640 mm. Sehingga untuk tebal pelat slab direncanakan dengan tebal 600mm.

### 2.2.4. Pemodelan Pre-Desain Jembatan Busur dengan Program Analisa Struktur

Dilakukan pemodelan pre-desain Jembatan Joyoboyo dengan menggunakan program SAP 2000. Gambar 3.1 dibawah ini menunjukkan tampak tiga dimensi (3D) dari Jembatan Joyoboyo yang di desain dengan menggunakan Program SAP 2000.



Gambar 2.1. Tampak Tiga Dimensi (3D) Jembatan Busur

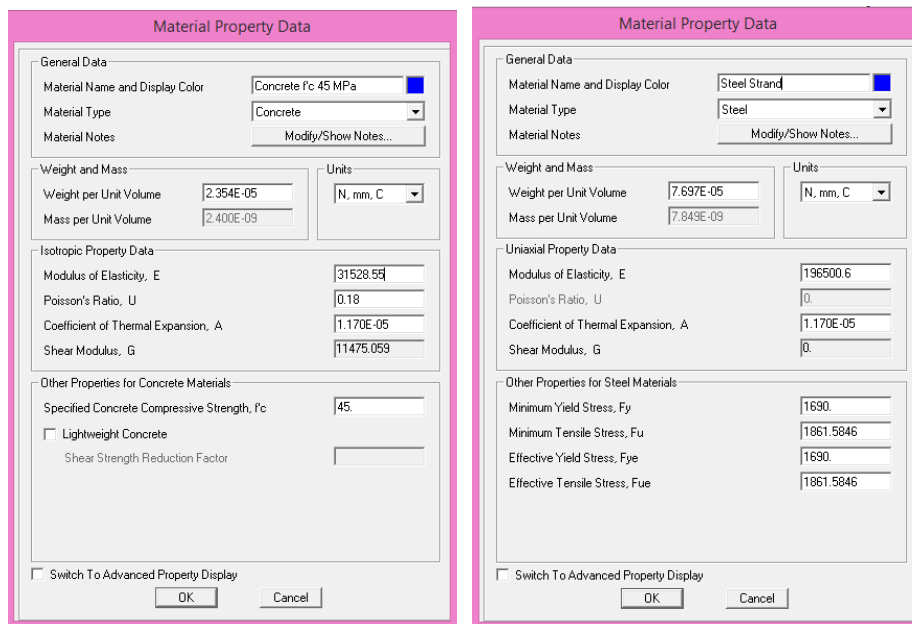
Elemen struktur yang dimodelkan pada program SAP 2000 hanya elemen utama sedangkan

elemen sekunder dimodelkan sebagai beban mati tambahan. Tabel berikut menunjukkan dimensi yang elemen yang digunakan dalam pemodelan ini.

Tabel 2.1. Dimensi Elemen Jembata Busur

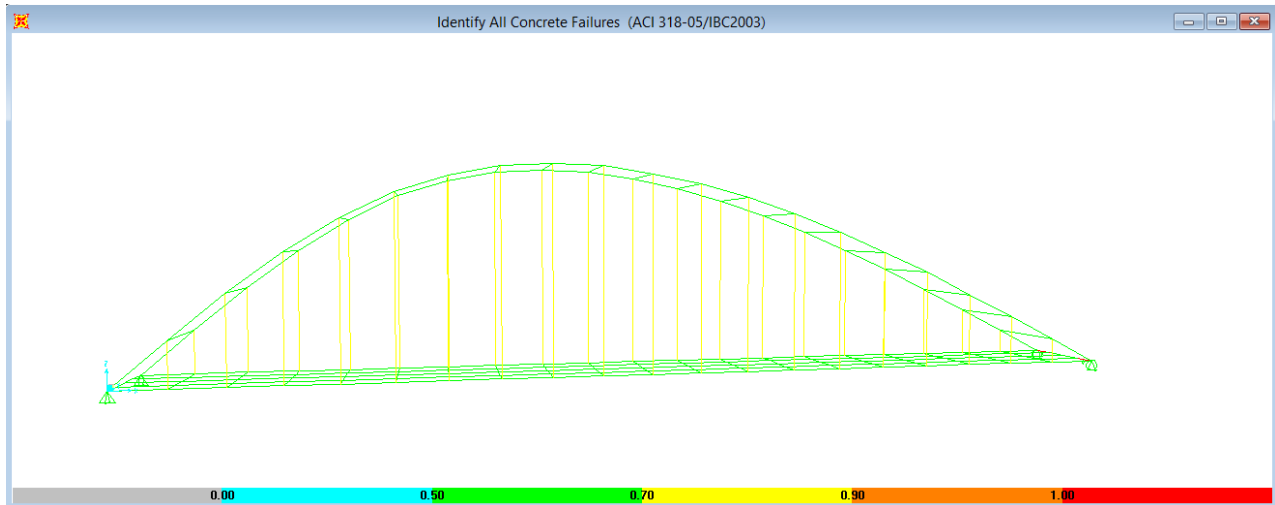
No	Elemen	Dimensi (mm)
1	Balok Girder Memanjang	1500 X 1200
2	Balok Melintang	500 X 300
3	Busur Beton	1000 x 650

Jembatan Joyoboyo dimodelkan ke dalam model tiga dimensi dengan menggunakan material beton dan baja sebagai komponen penyusunnya. Berikut adalah input material yang digunakan pada pemodelan ini.

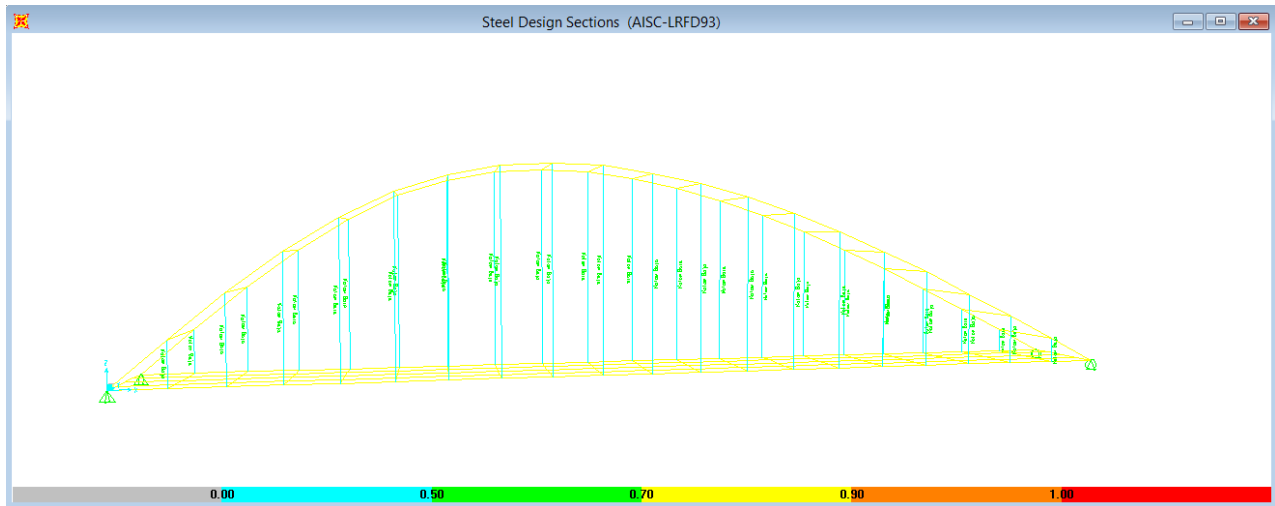


Gambar 2.2. Input *Material Properties*

Beban yang digunakan sesuai dengan SNI 1725:2016. Beban yang dimasukkan meliputi beban sendiri elemen struktur, beban mati tambahan, beban lajur, beban truk dan beban gempa. Besaran masing-masing beban telah dijelaskan sebelumnya pada Bab II. Berikut adalah hasil dari pemodelan struktur yang telah dilakukan.



Gambar 2.3. Hasil Analisa dengan Menggunakan Program SAP 2000 untuk Elemen Struktur Beton Bertulang



Gambar 2.4. Hasil Analisa dengan Menggunakan Program SAP 2000 untuk Elemen Baja

Berdasarkan hasil analisa struktur dengan menggunakan SAP 2000 dapat dilihat bahwa semua elemen struktur, baik elemen beton maupun baja, telah memenuhi persyaratan yang ada dengan demand/ capacity ratio yang berkisar antara 0.5 hingga 0.8.

## 2.3. Dimensi Pra Desain Jembatan *Cable-Stayed* Beton Bertulang

### 2.3.1. Spesifikasi material

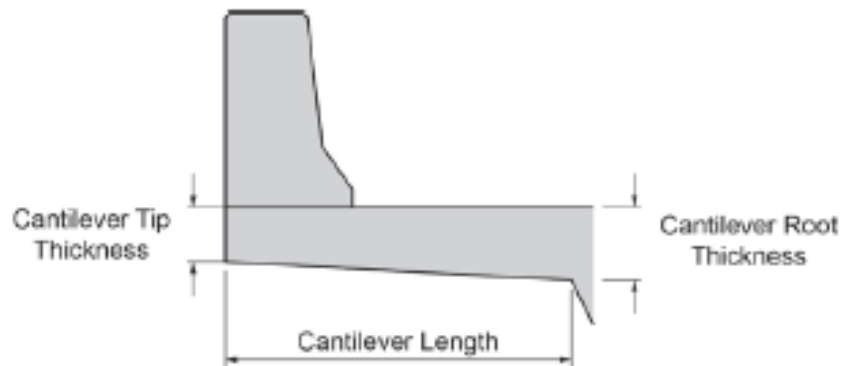
Material yang digunakan dalam jembatan balance kantilever precast box girder ini dibagi menjadi beberapa jenis material sesuai dengan fungsi dan jenis elemennya, beberapa material yang digunakan dapat dilihat sebagai berikut:

- Material elemen struktur girder Pratekan direncanakan dengan menggunakan yang setara dengan kekuatan tekan karakteristik ( $f'c$ ) 45 MPa.
- Material elemen struktur tulangan baja deform mempunyai tegangan leleh sebesar 400 MPa untuk diameter tulangan 13 mm hingga 25 mm.
- Material untuk phylon adalah BJ 50 dengan  $f_y$  290 MPa .
- Spesifikasi kabel strand dan tendon menggunakan Uncoated seven wire stress relieved strand grade 270 ASTM A416. Mutu material yang digunakan adalah Modulus Elastisitas ( $E_s$ ) = 200000 MPa dan Ultimate Tensile Strength = 1860 MPa

### 2.3.2 Penentuan Dimensi Penampang

#### Tebal Pelat sayap

Dalam penggunaannya pelat sayap mempunyai dua fungsi sebagai structural dan estetis. Secara structural pelat sayap kantilver membutuhkan suatu panjang penyaluran pada tulangan atas pelat. Secara estetis suatu pelat sayap menampilkan tampilan tipis terhadap dari tinggi superstruktur.



Gambar 3.5 Dimensi Pelat Kantilver

Panjang pelat sayap kantilver beton bertulang pada umumnya mulai dari 0.6 m hingga 2.5m. Panjang pelat sayap katileler yang pendek ditentukan oleh panjang minimum yang dibutuhkan untuk panjang penyaluran penulangan pelat dan badan box girder. Sedangkan panjang pelat sayap kantilver yang panjang dapat direncanakan dengan memperhatikan durabilitas terutama kontrol retak akibat beban service. Untuk panjang pelat kantilver lebih dari 2.5m, disarankan menggunakan post-tension arah transversal.

Penentuan pelat sayap kantilver membutuhkan tebal minimum 0.20 m hingga 0.22m. Untuk penentuan tebal pelat kantilver adalah sebagai berikut. Untuk panjang kantilver kurang dari 0.6 m maka tebal akar kantilver dapat ditentukan sebagai berikut

$$t_c = \frac{L_c}{5} 12 \geq t_{ip}$$

Sedangkan untuk panjang kantilver anantara 0.6m hingga 2.5m maka tebal akar pelat kantilver dapat ditentukan sebagai berikut

$$t_c = 12 - (L_c - 5)$$

Dimana

$L_c$  = Panjang kantilver sayap (ft)

$t_{ip}$  = Tebal cantilever sayap tip (in)

$t_c$  = Tebal kantilver sayap pada akar kantilver

Direncanakan untuk pajang kantilver adalah 1.25 m (4.10 ft) maka. Untuk penentuan tebal akar pelat kantilver pada box girder

$$t_c = 12 + (L_c - 5) = 12 - (4.10 - 5) = 11.01 \text{ in } (0.28 \text{ m}) =$$

Sehingga untuk tebal akar pelat kantilver digunakan 0.40 m

### Dimensi Girder Girder

Perencanaan dimensi girder didasarkan pada rasio kelangsingan dari girder tersebut yaitu rasio antara panjang bentang (*span*) dan tinggi penampang dari girder. Batasan rasio antara panjang bentang dan tinggi girder ini diambil sebesar :

$$\frac{1}{12} < \frac{h}{L} < \frac{1}{35}$$

Balok girder dibagi menjadi 5 span yang sama dengan masing-masing span memiliki panjang 20 meter. Dengan mengambil batasan tersebut maka girder harus memiliki tinggi antara 0.5 m dan 1.67 m. Pada perencanaan ini digunakan tinggi girder sebesar 1.2 meter dan jarak melintang antar girder diambil sebesar 2.5 m.

### Tebal Slab

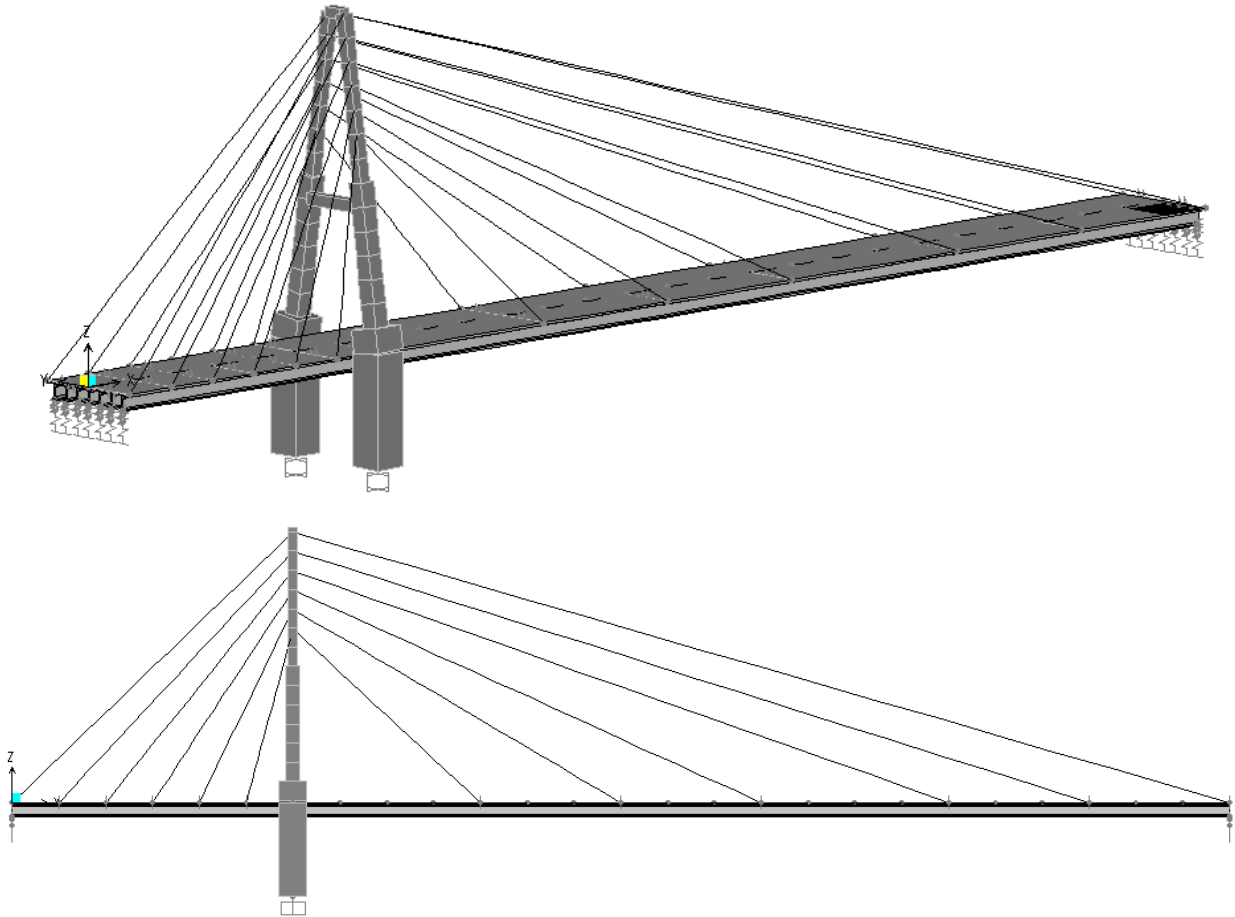
Dalam menentukan tebal slab AASTHO mensyaratkan bahwa ketebalan pelat atas dapat didekati sebagai berikut

$$\frac{L_{clear}}{14} < t_{slab} < \frac{L_{clear}}{17}$$

Dari persyaratan tersebut didapat bahwa untuk bentang utama tebal slab minimum berada pada rentang 320 mm hingga 640 mm. Sehingga untuk tebal pelat slab direncanakan dengan tebal 600mm.

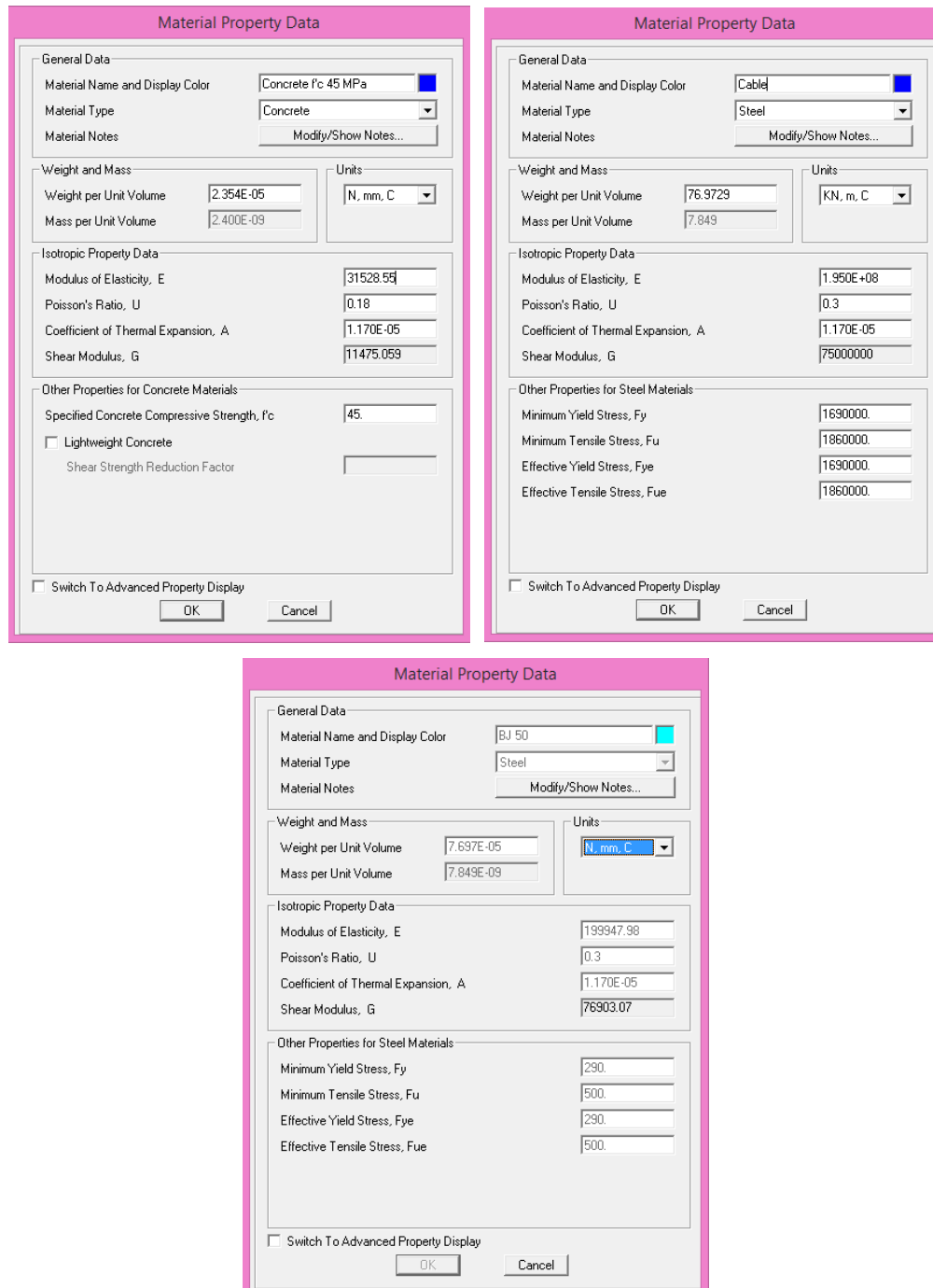
### 2.3.3. Pemodelan Pre-Desain Jembatan *Cable-Stayed* dengan Program Analisa Struktur

Dilakukan pemodelan pre-desain Jembatan Joyoboyo dengan model *cable-stayed bridge* menggunakan program SAP 2000. Gambar dibawah ini menunjukkan tampak tiga dimensi dari jembatan joyoboyo dengan system *cable-stayed*.



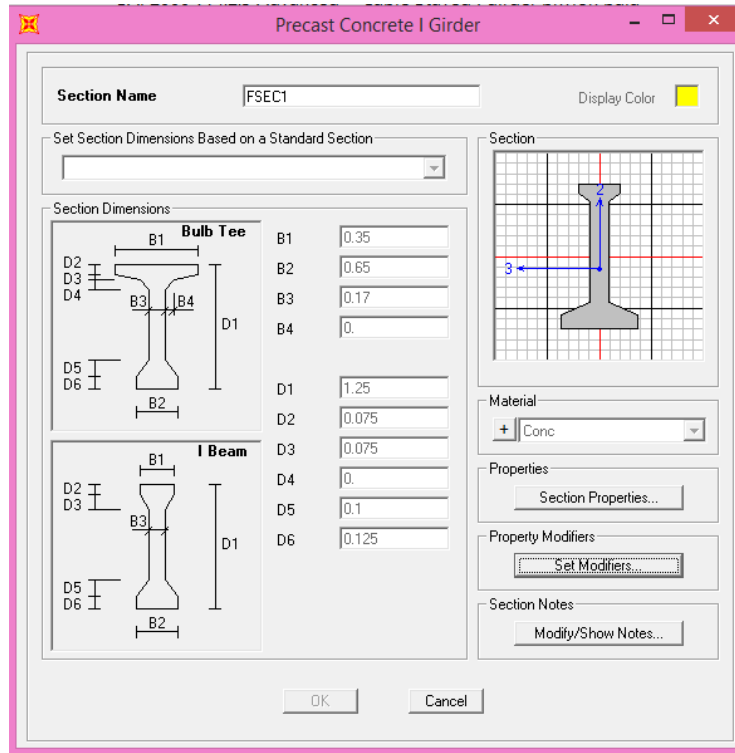
Gambar 2.6. Tampak Tiga Dimensi (3D) dan Dua Dimensi (2D) dari Jembatan *Cable-Stayed*

Jembatan Joyoboyo dimodelkan ke dalam model tiga dimensi dengan menggunakan material beton dan baja sebagai komponen penyusunnya. Bagian girder merupakan beton bertulang sedangkan kolom dan kabel dimodelkan dengan material baja.



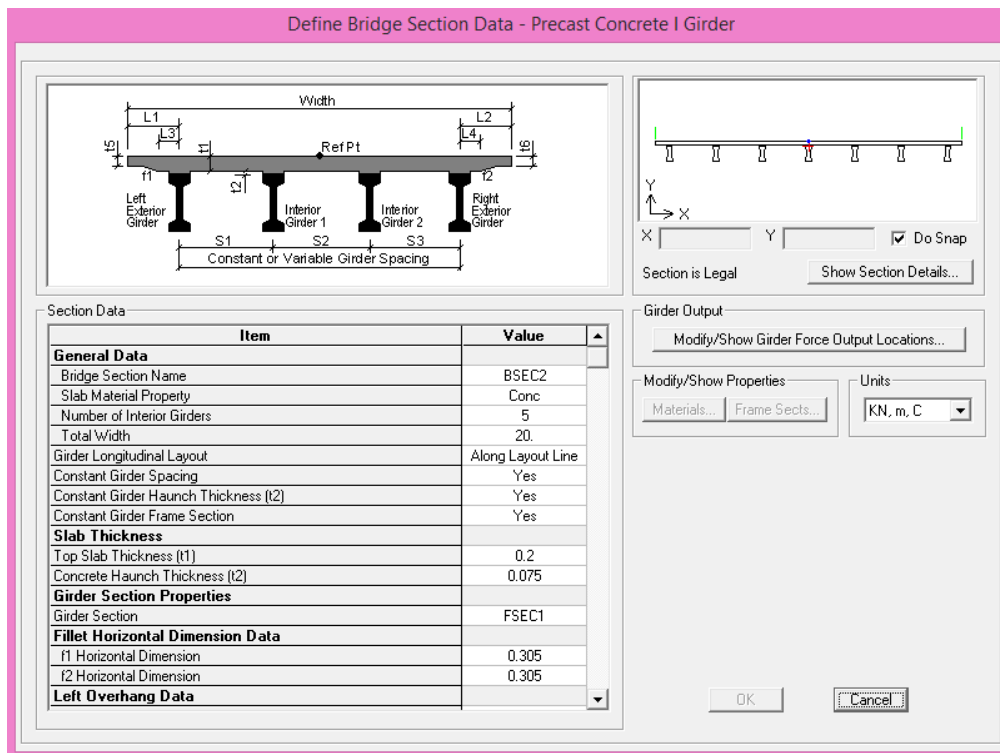
Gambar 2.7. Input *Material Properties*

Elemen struktur yang dimodelkan pada program SAP 2000 hanya elemen utama sedangkan elemen sekunder dimodelkan sebagai beban mati tambahan. Balok yang digunakan pada jembatan ini menggunakan I girder dengan spesifikasi sebagai berikut:



Gambar 2.8. Spesifikasi Geometri I Girder

Jarak antar girder juga dispesifikasikan dalam perencanaan ini berikut adalah konfigurasi I girder yang digunakan.



Gambar 2.9. Konfigurasi I Girder

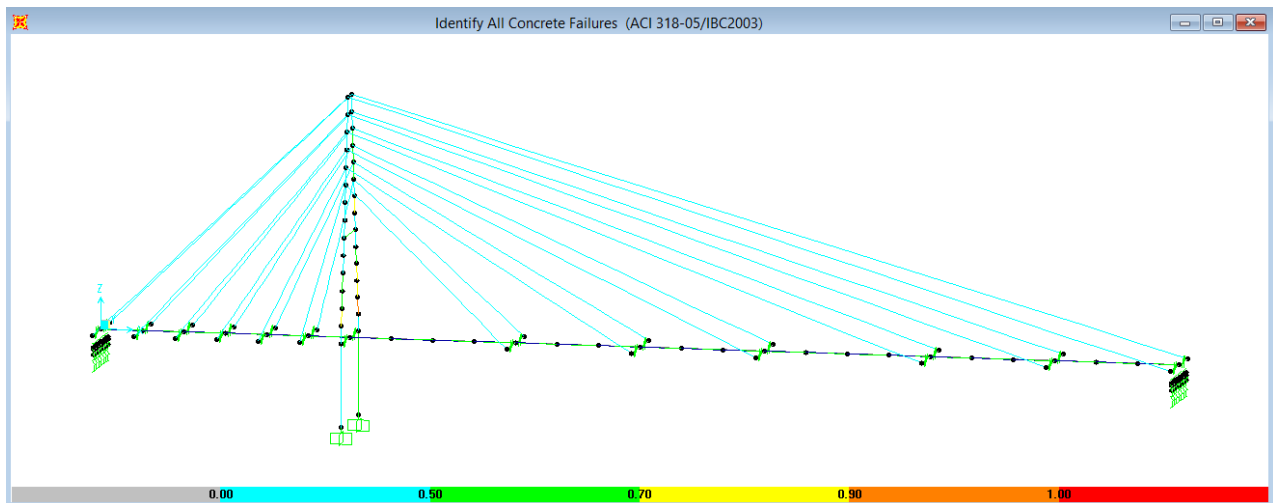


Tabel 3.2 berikut menunjukkan dimensi yang elemen yang digunakan dalam pemodelan ini.

Tabel 2.2. Dimensi Elemen Jembata *Cable-Stayed*

No	Elemen	Dimensi (mm)
1	Balok I Girder	125 X 0.65
2	Phlon Baja Bagian Atas	1000 x 1000
3	Phlon Baja Bagian Bawah	3000 x 3000
4	Cable	Ø 30

Beban yang digunakan sesuai dengan SNI 1725:2016. Beban yang dimasukkan meliputi beban sendiri elemen struktur, beban mati tambahan, beban lajur, beban truk dan beban gempa. Besaran masing-masing beban telah dijelaskan sebelumnya pada Bab II. Berikut adalah hasil dari pemodelan struktur yang telah dilakukan.



Gambar 2.10. Hasil Analisa dengan Menggunakan Program SAP 2000 untuk *Cable Stayed Bridge Element*

Berdasarkan hasil analisa struktur dengan menggunakan SAP 2000 dapat dilihat bahwa semua elemen struktur, baik elemen beton maupun cable, telah memenuhi persyaratan yang ada dengan demand/ capacity ratio yang berkisar antara 0.3 hingga 0.85.

## 2.4. Dimensi Pra Desain Jembatan Gantung (*Suspension Bridge*)

### 2.4.1. Spesifikasi material

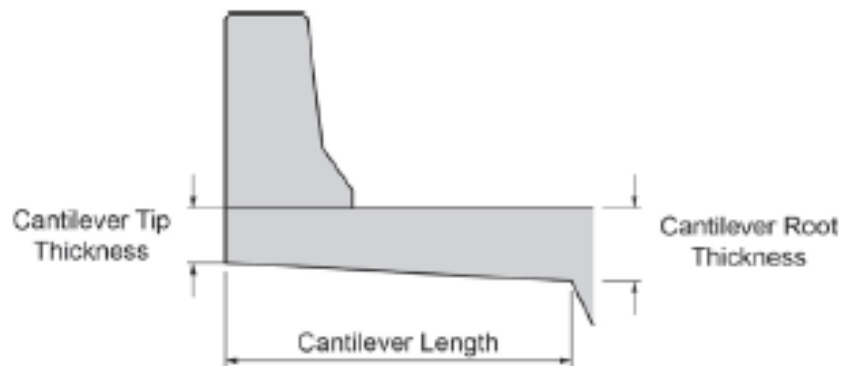
Material yang digunakan dalam jembatan balance kantilever precast box girder ini dibagi menjadi beberapa jenis material sesuai dengan fungsi dan jenis elemennya, beberapa material yang digunakan dapat dilihat sebagai berikut:

- Material elemen struktur girder Pratekan direncanakan dengan menggunakan yang setara dengan kekuatan tekan karakteristik ( $f'c$ ) 45 MPa.
- Material elemen struktur tulangan baja deform mempunyai tegangan leleh sebesar 400 MPa untuk diameter tulangan 13 mm hingga 25 mm.
- Material untuk phylon adalah BJ 50 dengan  $f_y$  290 MPa.
- Spesifikasi kabel strand dan tendon menggunakan Uncoated seven wire stress relieved strand grade 270 ASTM A416. Mutu material yang digunakan adalah Modulus Elastisitas ( $E_s$ ) = 200000 MPa dan Ultimate Tensile Strength = 1860 MPa

### 2.4.2 Penentuan Dimensi Penampang

#### Tebal Pelat sayap

Dalam penggunaannya pelat sayap mempunyai dua fungsi sebagai structural dan estetis. Secara structural pelat sayap kantilver membutuhkan suatu panjang penyaluran pada tulangan atas pelat. Secara estetis suatu pelat sayap menampilkan tampilan tipis terhadap dari tinggi superstruktur.



Gambar 3.5 Dimensi Pelat Kantilever

Panjang pelat sayap kantilver beton bertulang pada umumnya mulai dari 0.6 m hingga 2.5m. Panjang pelat sayap kantileler yang pendek ditentukan oleh panjang minimum yang dibutuhkan untuk panjang penyaluran penulangan pelat dan badan box girder. Sedangkan panjang pelat sayap kantilever yang panjang dapat direncanakan dengan memperhatikan durabilitas terutama kontrol

retak akibat beban service. Untuk panjang pelat kantilever lebih dari 2.5m, disarankan menggunakan post-tension arah transversal.

Penentuan pelat sayap kantilever membutuhkan tebal minimum 0.20 m hingga 0.22m. Untuk penentuan tebal pelat kantilever adalah sebagai berikut. Untuk panjang kantilver kurang dari 0.6 m maka tebal akar kantilver dapat ditentukan sebagai berikut

$$t_c = \frac{L_c}{5} 12 \geq t_{ip}$$

Sedangkan untuk panjang kantilver antara 0.6m hingga 2.5m maka tebal akar pelat kantilever dapat ditentukan sebagai berikut

$$t_c = 12 - (L_c - 5)$$

Dimana

$L_c$  = Panjang kantilever sayap (ft)

$t_{ip}$  = Tebal cantilever sayap tip (in)

$t_c$  = Tebal kantilever sayap pada akar kantilver

Direncanakan untuk pajang kantilever adalah 1.25 m (4.10 ft) maka. Untuk penentuan tebal akar pelat kantilever pada box girder

$$t_c = 12 + (L_c - 5) = 12 - (4.10 - 5) = 11.01 \text{ in } (0.28 \text{ m})$$

Sehingga untuk tebal akar pelat kantilever digunakan 0.40 m

### Dimensi Girder Girder

Perencanaan dimensi girder didasarkan pada rasio kelangsingan dari girder tersebut yaitu rasio antara panjang bentang (*span*) dan tinggi penampang dari girder. Batasan rasio antara panjang bentang dan tinggi girder ini diambil sebesar :

$$\frac{1}{12} < \frac{h}{L} < \frac{1}{35}$$

Balok girder dibagi menjadi 5 span yang sama dengan masing-masing span memiliki panjang 20 meter. Dengan mengambil batasan tersebut maka girder harus memiliki tinggi antara 0.5 m dan 1.67 m. Pada perencanaan ini digunakan tinggi girder sebesar 1.2 meter dan jarak melintang antar girder diambil sebesar 2.5 m.

### Tebal Slab

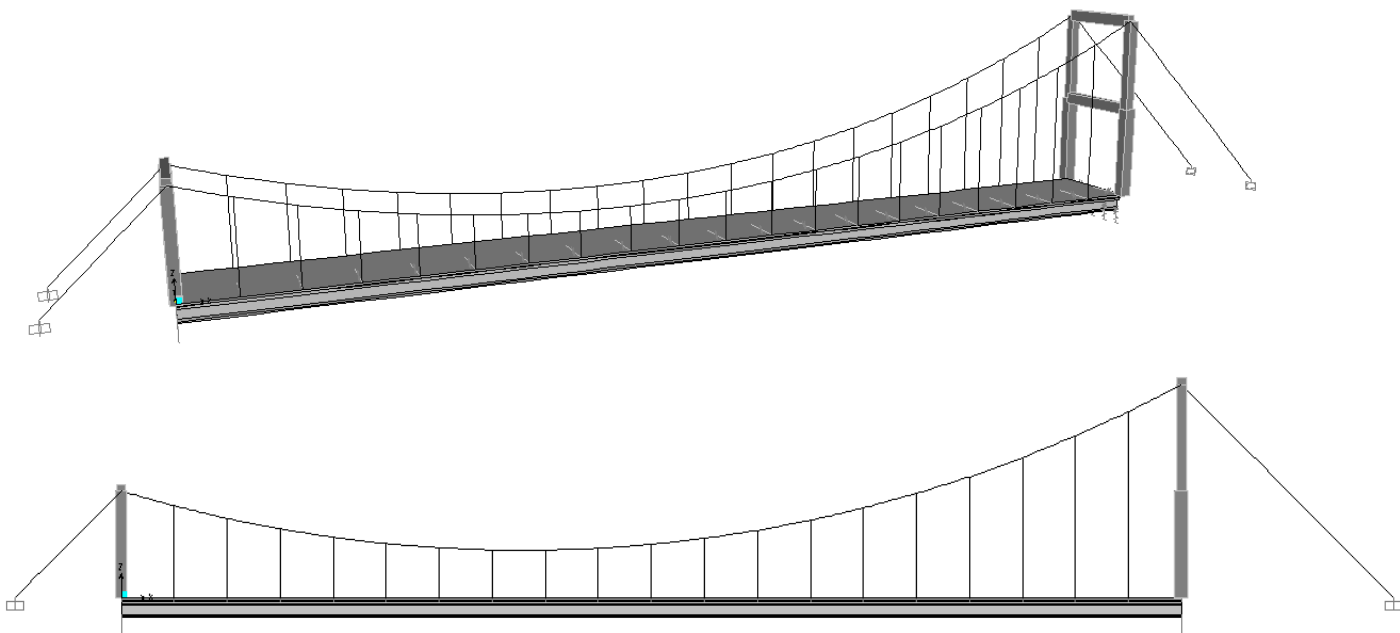
Dalam menentukan tebal slab AASTHO mensyaratkan bahwa ketebalan pelat atas dapat didekati sebagai berikut

$$\frac{L_{clear}}{14} < t_{slab} < \frac{L_{clear}}{17}$$

Dari persyaratan tersebut didapat bahwa untuk bentang utama tebal slab minimum berada pada rentang 320 mm hingga 640 mm. Sehingga untuk tebal pelat slab direncanakan dengan tebal 600mm.

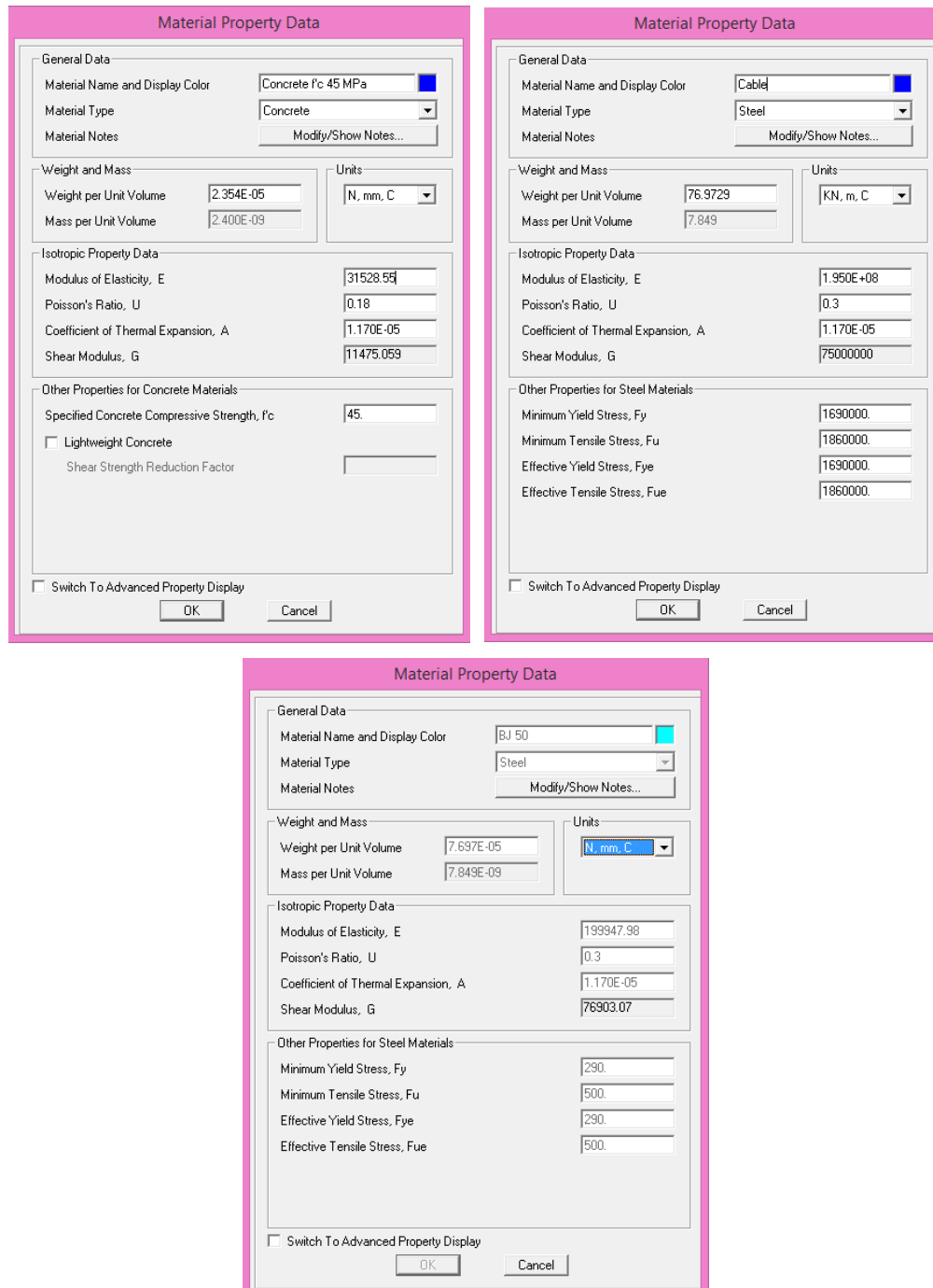
### 2.4.3. Pemodelan Pre-Desain Jembatan Gantung dengan Program Analisa Struktur

Dilakukan pemodelan pre-desain Jembatan Joyoboyo dengan model *suspension bridge* menggunakan program SAP 2000. Gambar dibawah ini menunjukkan tampak tiga dimensi dari jembatan joyoboyo dengan system *cable-stayed*.



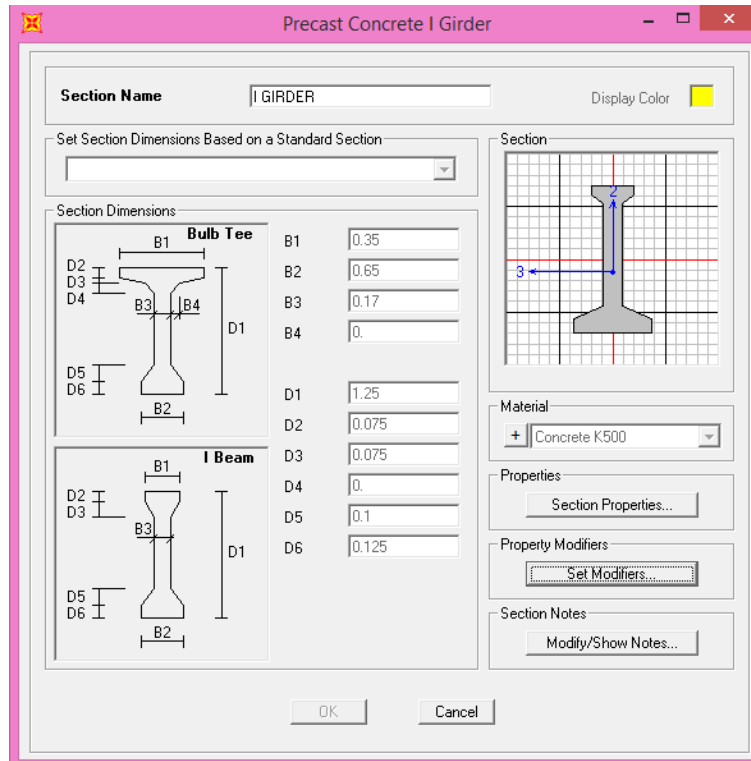
Gambar 2.11. Tampak Tiga Dimensi (3D) dan Dua Dimensi (2D) dari Jembatan *Cable-Stayed*

Jembatan Joyoboyo dimodelkan ke dalam model tiga dimensi dengan menggunakan material beton dan baja sebagai komponen penyusunnya. Bagian girder merupakan beton bertulang sedangkan kolom dan kabel dimodelkan dengan material baja.



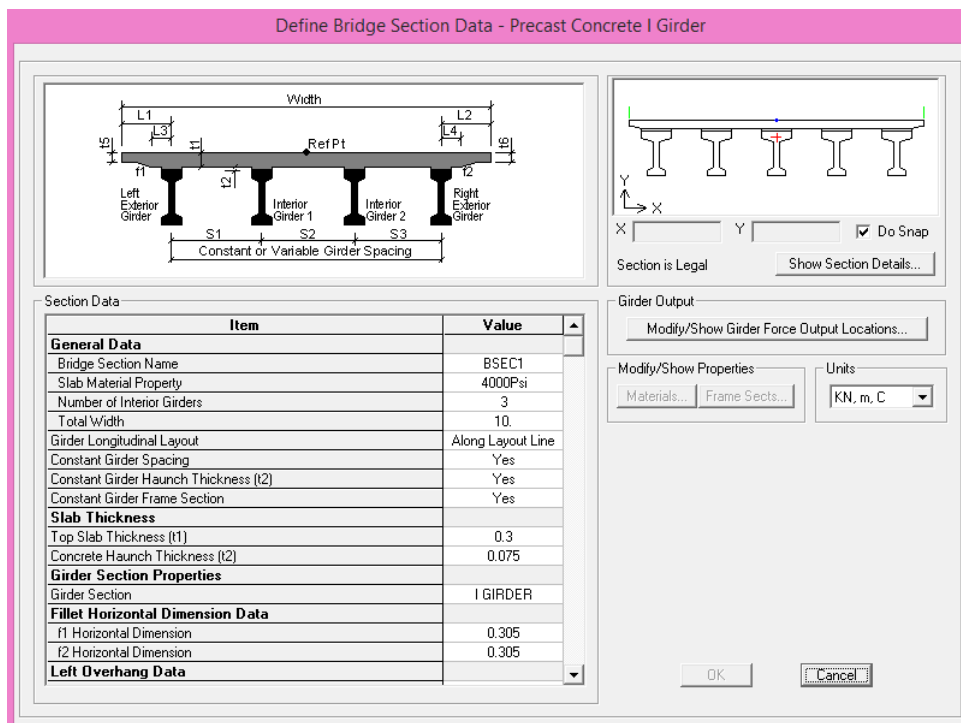
Gambar 2.12. Input *Material Properties*

Elemen struktur yang dimodelkan pada program SAP 2000 hanya elemen utama sedangkan elemen sekunder dimodelkan sebagai beban mati tambahan. Balok yang digunakan pada jembatan ini menggunakan I girder dengan spesifikasi sebagai berikut:



Gambar 2.13. Spesifikasi Geometri I Girder

Jarak antar girder juga dispesifikasikan dalam perencanaan ini berikut adalah konfigurasi I girder yang digunakan.



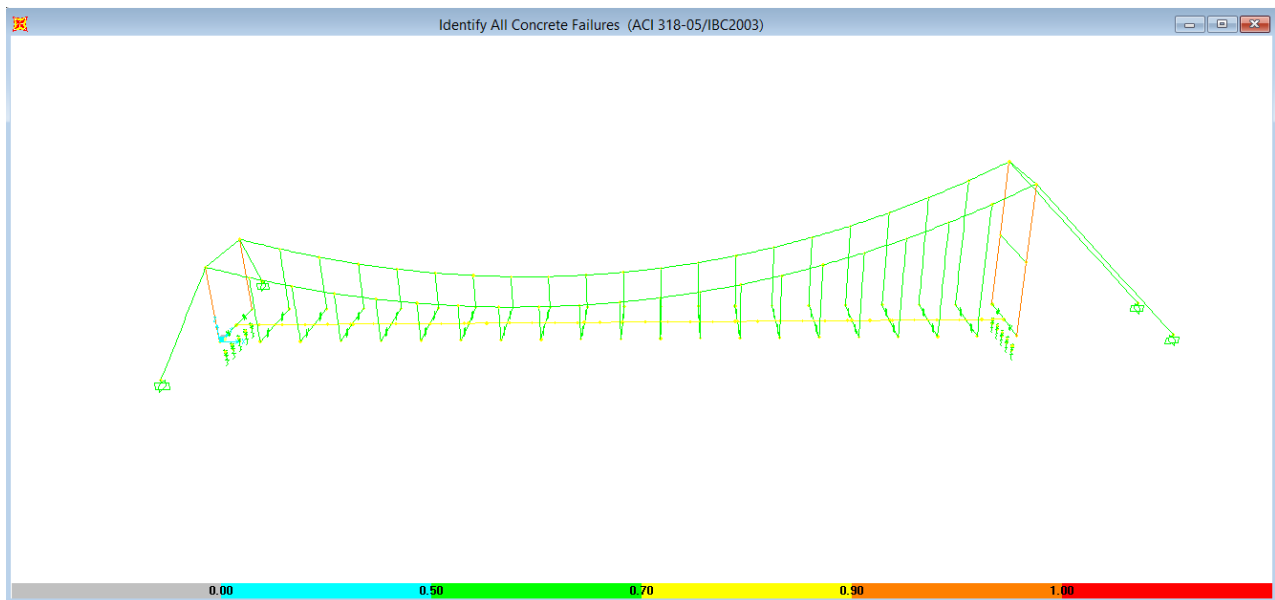
Gambar 2.14. Konfigurasi I Girder

Tabel 3.3 berikut menunjukkan dimensi yang elemen yang digunakan dalam pemodelan ini.

Tabel 2.3. Dimensi Elemen Jembata *Cable-Stayed*

No	Elemen	Dimensi (mm)
1	Balok I Girder	125 X 0.65
2	Phlon Baja Bagian Atas	1500 x 1500
3	Phlon Baja Bagian Bawah	3000 x 3000
4	Cable	Ø 30

Beban yang digunakan sesuai dengan SNI 1725:2016. Beban yang dimasukkan meliputi beban sendiri elemen struktur, beban mati tambahan, beban lajur, beban truk dan beban gempa. Besaran masing-masing beban telah dijelaskan sebelumnya pada Bab II. Berikut adalah hasil dari pemodelan struktur yang telah dilakukan.



Gambar 3.15. Hasil Analisa dengan Menggunakan Program SAP 2000 untuk *Cable Stayed Bridge Element*

Berdasarkan hasil analisa struktur dengan menggunakan SAP 2000 dapat dilihat bahwa semua elemen struktur, baik elemen beton maupun cable, telah memenuhi persyaratan yang ada dengan demand/ capacity ratio yang berkisar antara 0.5 hingga 0.9.

## BAB 3

### KESIMPULAN & SARAN

Dari hasil kegiatan perencanaan / pra design pada jembatan Joyoboyo maka dapat disampaikan berberapa hal sebagai berikut :

1. Usulan tipe struktur jembatan yang diusulkan untuk jembatan Joyoboyo adalah jembatan busur beton bertulang, jembatan *cable-stayed* dan jembatan *suspension*.
2. Jembatan busur beton bertulang memiliki panjang total 100 meter dan lebar 20 m yang terdiri atas 2 jalur dan 2 lajur.
3. Jembatan *cable-stayed* memiliki panjang total 130 meter dan lebar 20 m yang terdiri atas 2 jalur dan 2 lajur.
4. Jembatan *suspension* memiliki panjang total 120 meter dan lebar 20 m yang terdiri atas 2 jalur dan 2 lajur.
5. Dimensi penampang pada tiap jenis penampang dapat dilihat pada bab dua dan hasil pemodelan dapat dilihat pada bab tiga.





## BIODATA PENULIS



Penulis bernama lengkap Indra Giri Angga Kusuma lahir di Banyumas pada tanggal 26 bulan Februari tahun 1995 dan merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 1 Pancasan lulus tahun 2006, SMPN 1 Ajibarang lulus tahun 2009, SMAN 5 Purwokerto lulus tahun 2012, D3 Teknik Sipil UNDIP Semarang lulus tahun 2016. Penulis melanjutkan studi lintas jalur S1 Teknik Sipil ITS tahun 2016. Selama menjalankan

studi di kampus, penulis aktif dalam kegiatan kemahasiswaan dan *volunteer* diluar kampus selama masa perkuliahan. Kegiatan kemahasiswaan tersebut meliputi kegiatan himpunan, fakultas maupun institut. Dalam himpunan penulis terlibat dalam berbagai event kegiatan besar. Sedangkan dalam fakultas dan institut ikut pula dalam kegiatan unit kegiatan mahasiswa, sedangkan kegiatan *volunteer* dilakukan demi mengabdikan kepada masyarakat sekitar dan berguna bagi orang lain. Penulis sudah berjuang dengan penuh kesabaran dan semangat sejak memasuki masa perkuliahan lanjut di tahun 2016 oleh karena itu diharapkan semoga tugas akhir yang dikerjakan sebagai akhir masa perkuliahan ini dapat berguna bagi sang penulis dan pembaca.