



TUGAS AKHIR (RC-141501)

# ALTERNATIF PERENCANAAN *ABUTMENT* DAN *OPRIT FLY OVER* KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR

PUNGKY ADITYA RINDY SAPUTRA  
NRP 03111645000029

Dosen Pembimbing  
Ir. Suwarno, M.Eng.  
Trihanyndio Rendy Satrya, ST., MT.

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2018



**TUGAS AKHIR (RC-141501)**

# **ALTERNATIF PERENCANAAN *ABUTMENT* DAN OPRIT *FLY OVER* KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR**

**PUNGKY ADITYA RINDY SAPUTRA**  
NRP 03111645000029

Dosen Pembimbing  
Ir. Suwarno, M.Eng.  
Trihanyndio Rendy Satrya, ST., MT.

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2018



**FINAL PROJECT (RC-141501)**

**ALTERNATIVE DESIGN OF KANDANGAN FLY  
OVER'S ABUTMENT AND APPROACH,  
SURABAYA, EAST JAVA**

**PUNGKY ADITYA RINDY SAPUTRA**  
**NRP 03111645000029**

**Supervisor**  
**Ir. Suwarno , MEng.,**  
**Trihanyndio Rendy Satrya, ST., MT.**

**DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERNG**  
**Faculty of Civil, Enviromental, and Geo Engineering**  
**Institut Teknologi Sepuluh Nopember**  
**Surabaya**  
**2018**

**ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIT  
FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Program Studi S-1 Lintas Jalur Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:  
**PUNGKY ADITYA RINDY SAPUTRA**  
NRP. 03111 6450 00029

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Ir. Suwarno, M.Eng (.....)  
NIP : 195909271986031003
2. Trihanyndio Rendy Satrya, ST., MT. (.....)  
NIP : 198410102008121004

**SURABAYA  
JULI, 2018**



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	: Ir. Suwarno, M. Eng
NAMA MAHASISWA	: Pungky Aditya R S
NRP	: 03111645000029
JUDUL TUGAS AKHIR	: Alternatif Perencanaan Abutment dan O Prit Fly Over Kandangan, Surabaya, Jawa Timur.
TANGGAL PROPOSAL	: 24 Januari 2018
NO. SP-MMTA	: 020562

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	09-02-18	- Analisa data Parameter Tanah DB-1 & DB-2 - Hitung utk daya dukung Pond. Tiang Pancang		<i>SW</i>
2.	26-02-18	- Data Parameter Tanah. olu - daya dukung Pond. Tiang. ole!	- Tambahi daya dukung Pondasi Tiang Pancang Dbo - Lanjut Perhitungan Hinitial & Hfinal Timb. bersisi tegak & miring - Lanjut Perhitungan PVD - Lanjut Perhitungan Cu Preloading	<i>SW</i>
3.	02-03-18	Perhitungan : Hinitial, Hfinal, Gember dihitung & ditabelkan.	Perhitungan PVD!	<i>SW</i>
4.	12-03-18	Perhitungan PVD!! grafik & gambar.	Lanjut kan Timbunan bertahap (preloading).	<i>SW</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	: Ir. Suwarno, M.Eng.
NAMA MAHASISWA	: Pungky Aditya R.S.
NRP	: 03111645000029
JUDUL TUGAS AKHIR	: Alternatif Perencanaan Abutment dan Oprit Fly Over Kandangan, Surabaya, Jawa Timur
TANGGAL PROPOSAL	: 24 Januari 2018
NO. SP-MMTA	: 020562.

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
5.	27-03-18	Runi Stabilitas di X STABLE, Periksa laju timb. bertahap.	Langutkan Perkuatan	JW ✓
6.	11-04-18	Perhitungan Timbunan sisi Tejak & miring dan Perkuatan.		JW ✓
7.	26-04-18	Perhitungan : Timb. Tejak < Geotextile Sheet Pile. Geogrids leystone. Timb. miring < Geotextile. Micropile.	Langutkan Abutment?	JW ✓
8.	17-05-18	Perhitungan Abutmen. Beban, Gempa, Perulangan dan Tiang.	Perulangan & Tiang. lanjutkan?	JW ✓
9.	24-05-18	Perencanaan Tiang Pancang & Perulangan Abutment.	Langut Sdanya!	JW ✓



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 Sukotilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Trinandyndio Rendy Satrya, ST. MT.
NAMA MAHASISWA	: Pungky Aditya R S
NRP	: 0311645000029
JUDUL TUGAS AKHIR	: Alternatif Perencanaan Abutment dan Oprit Fly Over Kandang, Surabaya, Jawa Timur.
TANGGAL PROPOSAL	: 24 Januari 2018
NO. SP-MMTA	: 020562.

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	15-02-18	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Analisa data Parameter Tanah DB-1 &amp; DB-2</li> <li>- Hitung utk daya dukung Pondasi Tiang Pancang Abutment.</li> <li>- Pengecekan rumus utk hitung <math>H_{initial}</math> &amp; <math>H_{final}</math> timbunan bersisi Tegak &amp; miring.</li> </ul>		#
2.	22-02-18	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Data Parameter tanah. Ok!</li> <li>- Daya dukung Pond. Tiang. Ok!</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Lanjut Perhitungan <math>H_{initial}</math> &amp; <math>H_{final}</math> Timb. bersisi Tegak &amp; miring</li> <li>- Lanjut Pengecekan waktu &amp; Perhitungan PVD</li> </ul>	#
3.	23-03-18	<p>"Presentasi"</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perhitungan <math>H_{initial}</math> &amp; <math>H_{final}</math> Ok!</li> <li>- Hitungan PVD. Ok!</li> <li>- Metode preloading (cu) Ok!</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- serta gambar nya!</li> <li>- Lanjut Perawatan Timbunan &amp; Penutup Samping.</li> </ul>	#
4.	12-04-18	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Perhitungan Perawatan. Ok!</li> <li>- Cek lagi Sheet Pile &amp; key stone wall utk Timb. tegak!</li> </ul>		#
5.	29-03-18	<p>Setelah dihitung Perawatan, digambar! Periksa lagi Hcritis.</p>	<p>Penggambaran &amp; Periksa Hcritis.</p>	#



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	: Trihanjudio Pandy Satrya, ST, MT.
NAMA MAHASISWA	: Pungky Aditya R S.
NRP	: 03111645000029
JUDUL TUGAS AKHIR	: Alternatif Perencanaan Abutment dan Oprit Flyover Kendangan, Surabaya, Jawa Timur.
TANGGAL PROPOSAL	: 24 Januari 2018
NO. SP-MMTA	: 020562.

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
6.	13-04-18	Perencanaan Pembebanan Abutment, Preliminary Design, Perencanaan bagian Abutment.	Lanjutan Pond. Tiang & Purlangan.	
7.	22-05-18	Perencanaan Abutment Ok. Perencanaan Pondasi Tiang. Perencanaan Purlangan Abutment.		
8.	29-05-18	Peniksa Uji Jeda Tanah. Revisi geometri & prewading timbunan.	Lanjutan Sidang!	



**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN**  
**PROGRAM SARJANA LINTAS JALUR**  
**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK – ITS**

**BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN**  
**SEMINAR DAN LISAN**  
**TUGAS AKHIR**

Pada hari ini **Jum'at** tanggal **6 Juli 2018** jam **08.00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana Lintas Jalur Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:

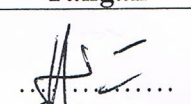
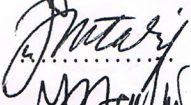
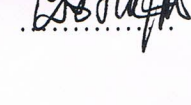
NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111645000029	Pungky Aditya Rindy Saputra	Alternatif Perencanaan Abutment dan Oprit Fly Over Kandangan, Surabaya, Jawa Timur

Dengan Hasil :

<input type="checkbox"/> Lulus Tanpa Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
<input checked="" type="checkbox"/> Lulus Dengan Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Lisan

Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

- 1) Sesuaikan gambar dgn peraturan clearance .
- 2) Perbaiki proporsional abutmen (gambar) .
- 3) Cek lagi perumusan internal stability (dengan geotextile)  $S_1 = T_{abw} \times \epsilon_{lyr}$
- 4) Periksa perumusan masalah (tanda "?") & cek itemnya

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi	
Musta'in Arif, ST. MT	
Dr. Yudhi Lastiasih, ST. MT	

Surabaya, 6 Juli 2018  
Dosen Pembimbing I

(Ketua)  


**Ir. Suwarno, M.Eng**

Dosen Pembimbing 2  
(Sekretaris)



**Trihanandio Rendy S., ST. MT**

# **ALTERNATIF PERENCANAAN *ABUTMENT* DAN OPRIT *FLY OVER* KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR**

Nama Mahasiswa : Pungky Aditya Rindy Saputra  
Jurusan : Departemen Teknik Sipil  
Nomor Mahasiswa : 03111645000029  
Dosen Pembimbing : 1. Ir. Suwarno, M.Eng.  
2. Trihanyndio Rendy Satrya, ST, MT.

## **ABSTRAK**

Kota Surabaya merupakan salah satu kota besar di Indonesia yang selalu bermasalah dalam bidang transportasi terutama kemacetan. Adanya pembangunan *fly over* yang melintasi jalur trek ganda kereta api Stasiun Benowo – Stasiun Kandangan KM 219+958 yang terletak di Desa Kandangan ini termasuk salah satu solusi untuk mengatasi kemacetan di Surabaya barat khususnya di daerah Kandangan dan sebagai jalur alternatif menuju Gresik.

*Fly over* Kandangan semula direncanakan dengan lebar total 20 meter dibatasi median. Akan tetapi dikarenakan adanya rencana pengembangan area perumahan diwilayah Kandangan dan meningkatnya angka pertumbuhan lalu lintas, sehingga direncanakan ulang *fly over* dengan lebar total 30 meter dibatasi median dengan masing-masing lebar 15 meter.

Pada penulisan tugas akhir ini penulis memodifikasi desain awal *fly over* Kandangan yang awalnya dengan konstruksi pilar disetiap bentangnya, dirubah menjadi timbunan tanah dengan alasan biaya timbunan lebih ekonomis daripada konstruksi pilar jembatan. Berdasarkan hasil pengujian SPT dari tanah dasar hingga kedalaman rata-rata 10 m, jenis tanah didominasi oleh lanau berlempung dengan konsistensi lunak (*soft*). Oleh karena jenis tanah sangat mempengaruhi daya dukung tanah dalam menerima beban, maka direncanakan alternatif bentuk timbunan oprit serta perkuatan tanah timbunan dan perbaikan tanah dasarnya.

Dua alternatif bentuk timbunan yang dibandingkan yaitu timbunan bersisi tegak dan bersisi miring. Dalam perencanaan perkuatan oprit bersisi tegak akan dibandingkan dua alternatif perkuatan antara lain : *geotextile wall reinforcement* kombinasi dengan *flat sheet-pile concrete*, dan *geogrid wall reinforcement* kombinasi dengan *keystone wall*. Sedangkan untuk perencanaan perkuatan oprit bersisi miring akan dibandingkan dua alternatif perkuatan antara lain : *geotextile slope reinforcement* dan cerucuk berupa *micropile* beton.

*Abutment* direncanakan dengan kestabilan konstruksi harus ditinjau terhadap pengaruh gaya-gaya eksternal yang dapat menyebabkan keruntuhan guling, keruntuhan geser, dan keruntuhan daya dukung tanah, maupun terhadap gaya-gaya internal yang dapat menyebabkan pecahnya konstruksi. Apabila *abutment* tidak memenuhi maka daya dukungnya harus direncanakan pondasi dalam berupa tiang pancang.

Hasil dari perhitungan total biaya konstruksi pada perencanaan oprit didapatkan diantaranya untuk oprit bersisi tegak dengan alternatif perkuatan *geotextile* kombinasi *sheet-pile* adalah Rp. 86.280.857.674,34 dan untuk alternatif perkuatan *geogrids* kombinasi *keystone-wall* adalah Rp. 73.797.613.851,84. Sedangkan untuk oprit bersisi miring dengan alternatif perkuatan *geotextile* adalah Rp. 103.183.365.174,93 dan untuk alternatif perkuatan *micropile* adalah Rp. 134.243.009.394,93. Maka dipilih alternatif timbunan dan perkuatan yang paling efektif dari segi biaya, pelaksanaan, dan hemat ruang sehingga oprit bersisi tegak dengan perkuatan *geogrids* kombinasi *keystone-wall* adalah yang paling sesuai. Sedangkan untuk *abutment* direncanakan dengan lebar melintang 32,725 m dan tinggi total 12,530 m. Dimensi *pilecap* 32,725 m x 6,5 m. Pondasi dalam dipakai tiang pancang PC Spun Pile diameter 60 cm berjumlah 84 buah dengan dipancang kedalaman 42 m dari OGL.

***Kata Kunci : Fly over, Oprit, Timbunan bersisi miring, Timbunan bersisi tegak, Geotextile, Geogrid, Sheet-pile, Keystone wall, Micropile, Abutment.***

**ALTERNATIVE DESIGN OF KANDANGAN FLY  
OVER'S ABUTMENT AND APPROACH, SURABAYA,  
EAST JAVA**

*Name* : Pungky Aditya Rindy Saputra  
*Department* : Civil Engineering  
*Register Number* : 03111645000029  
*Supervisor* : 1. Ir. Suwarno, M.Eng.  
2. Trihanyndio Rendy Satrya, ST, MT.

**ABSTRACT**

*The city of Surabaya is one of the major cities in Indonesia which are always problematic in the field of transportation especially congestion. The existence of development fly over the double track line crosses the railway station of Benowo – Station Kandangan KM 219 + 958 which is located in the village of Kandangan is one of the solutions to tackle congestion in the West of Surabaya, especially in the area of Kandangan and as alternative paths towards Gresik city.*

*Fly over Kandangan originally planned with a total width of 20 meters limited median. However, due to the presence of residential area development plan of the region and the increased growth rate Kandangan traffic, so the planned anniversary fly over with a total width of 30 meters is limited with each median width of 15 metres.*

*In this final project writing the author to modify the initial design fly over with the construction of pillars of every spans, changed to a heap of soil is citing cost heaps more economical than a construction bridge pillars. Based on the results of the testing ground of SPT to an average depth of 10 m, soil type is dominated by clay and silt with soft consistency. Due to soil type greatly affects power support ground in accepting the burden, then planned an alternative form of heap and heap soil retaining approach and improvements to the land base.*

*Two alternative forms of the heap compared is heap-sided sloping-sided and upright. In plannings retaining approach-sided upright will compare two alternatives: retaining wall with geotextile reinforcement combination flat sheet-pile concrete, and geogrids wall reinforcement combination with keystone wall. As for the sloping-sided approach retaining planning will compare two alternatives: geotextile slope reinforcement and micropile concrete.*

*Abutment stability of planned construction should be reviewed against the influence of external forces that may cause the collapse of rolling, sliding, collapse and collapse of the power ground support, as well as internal styles that can be causing outbreak of construction. If the abutment doesn't meet power ground support so should planned pile of foundation.*

*The results of the calculation of total construction cost in approach planning are obtained for upright-sided approach with an alternative of geotextile combination sheet-pile is Rp. 86.280.857.674,34 and for alternative reinforcement of geogrids combination keystone-wall is Rp. 73.797.613.851,84. As for the opposite sideways with an alternative reinforcement geotextile is Rp. 103.183.365.174,93 and for alternative micropile reinforcement is Rp. 134.243.009.394,93. hence the most cost-effective, cost-effective, and space-saving alternative to deployment and embankment so that the upright-sided approach with reinforced geogrids combination keystone-wall is most appropriate. While for abutment is planned with wide transverse 32,725 m and total height 12,530 m. Dimensions of pilecap 32.725 m x 6.5 m. The foundation in the use of PC Spun Pile diameter 60 cm amounted to 84 pieces with a depth of 42 m from OGL.*

***Keywords : Fly over, Approach, Sloping-sided approach, Upright-sided approach, Geotextile, Geogrid, Sheet-pile, Keystone wall, Micropile, Abutment.***

## KATA PENGANTAR

Alhamdulillah, Puji Syukur kepada Allah SWT karena berkat, rahmat, dan ridho-Nya penulis dapat menyelesaikan tugas akhir yang berjudul “Alternatif Perencanaan *Abutment* dan Oprit *Fly Over* Kandangan, Surabaya, Jawa Timur” dengan sangat baik.

Pada kesempatan ini penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu pekerjaan laporan proposal tugas akhir ini terutama kepada :

1. Ayah, Ibu, dan Saudara atas segala dukungan kepada penulis.
2. Bapak Ir. Suwarno, M.Eng dan Bapak Trihanyndio Rendy Satrya, ST., MT. selaku dosen pembimbing tugas akhir yang telah menolong, mengarahkan, dan membimbing penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
3. Seluruh dosen pengajar di Jurusan Teknik Sipil ITS, terimakasih atas bantuan dan ilmu-ilmu yang telah diberikan kepada penulis.
4. Teman-teman S-1 Lintas Jalur 2016 Teknik Sipil ITS yang turut membantu dan memberi semangat kepada penulis.
5. Semua pihak yang terkait yang turut membantu dan memberi semangat kepada penulis.

Surabaya, Juni 2018

Penulis

## DAFTAR ISI

<b>ABSTRAK</b> .....	i
<b>ABSTRACT</b> .....	iii
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	v
<b>DAFTAR ISI</b> .....	vi
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	xii
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	xxii
<b>DAFTAR LAMPIRAN</b> .....	xxxii
<b>BAB I PENDAHULUAN</b> .....	1
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	8
1.3 Tujuan Penelitian.....	9
1.4 Batasan Masalah.....	10
1.5 Manfaat Penelitian.....	10
<b>BAB II STUDI PUSTAKA</b> .....	11
2.1 Tinjauan Umum.....	11
2.2 Perencanaan Timbunan.....	13
2.2.1 Perhitungan Tinggi Timbunan Awal ( $H_{Initial}$ ) dan Timbunan Akhir ( $H_{Akhir}$ ).....	14
2.3 Pemampatan Tanah .....	15
2.3.1 Pemampatan Konsolidasi Primer ( <i>Primary Consolidation</i> ).....	15
2.3.2 Waktu Konsolidasi .....	20
2.4 Analisis Kestabilan Timbunan .....	22
2.5 Metode Perbaikan Tanah Dasar .....	23

2.5.1 Metode <i>Preloading</i> dengan Tanah Timbunan.....	23
2.5.2 Metode Mempercepat Pemampatan dengan PVD ( <i>Prefabricated Vertical Drain</i> ) .....	25
2.6 Peningkatan Daya Dukung Tanah Dasar Akibat Beban Bertahap .....	30
2.7 Alternatif Perencanaan Timbunan Bersisi Miring .....	32
2.7.1 <i>Geotextile Slope Reinforcement</i> .....	32
2.7.1.1 <i>Internal Stability (Geotextile Slope Reinforcement)</i>	33
2.7.1.2 <i>Overall Stability (Geotextile Slope Reinforcement)</i>	34
2.7.1.3 Kebutuhan <i>Geotextile (Geotextile Slope Reinforcement)</i> .....	35
2.7.1.4 <i>Foundation Stability (Geotextile Slope Reinforcement)</i> .....	37
2.7.2 Perkuatan Tanah dengan <i>Micropile</i> .....	38
2.7.2.1 Perhitungan Kekuatan Satu Cerucuk .....	38
2.7.2.2 Penentuan Kebutuhan Jumlah Cerucuk.....	41
2.8 Alternatif Perencanaan Timbunan Bersisi Tegak .....	42
2.8.1 <i>Geotextile Wall Reinforcement</i> .....	43
2.8.1.1 <i>Internal Stability (Geotextile Wall Reinforcement)</i> .	43
2.8.1.2 Kebutuhan <i>Geotextile (Geotextile Wall Reinforcement)</i> .....	44
2.8.1.3 <i>External Stability (Geotextile Wall Reinforcement)</i>	46
2.8.2 <i>Geogrid Wall Reinforcement</i> .....	47
2.8.3 <i>Sheetpile Concrete Wall Reinforcement</i> .....	48
2.8.4 <i>Retaining Wall Reinforcement Type Keystone Wall</i> .....	50
2.9 Perencanaan <i>Abutment</i> .....	51



2.9.1 Stabilitas pada <i>Abutment</i> .....	53
2.10 Perencanaan Tiang Pancang.....	54
2.10.1 Kapasitas Daya Dukung dan Ketahanan Pondasi Kelompok Tiang .....	56
<b>BAB III METODOLOGI PENELITIAN.....</b>	<b>63</b>
3.1 Bagan Alir.....	63
3.2 Studi Literatur .....	66
3.3 Pengumpulan Data Sekunder .....	66
3.4 Peninjauan Desain Awal <i>Fly Over</i> .....	67
3.5 Perencanaan Perbaikan Tanah Dasar.....	67
3.6 Analisa Kestabilan Timbunan .....	67
3.7 Perencanaan Perkuatan Tanah Timbunan .....	67
3.8 Perhitungan Volume dan Biaya Material Perkuatan pada Timbunan .....	68
3.9 Perencanaan <i>Abutment</i> dan pondasi dalam <i>Fly Over</i> .....	68
3.10 Kesimpulan .....	69
<b>BAB IV ANALISA DATA PERENCANAAN .....</b>	<b>71</b>
4.1 Data Umum Perencanaan.....	71
4.2 Data Tanah.....	72
4.3 Data Tanah Timbunan Oprit .....	74
4.4 Data Spesifikasi Bahan .....	77
<b>BAB V PERENCANAAN                      TIMBUNAN                      OPRIT</b> .....	79
5.1 Pendahuluan.....	79
5.2 Perhitungan <i>H-initial</i> & <i>H-final</i> timbunan.....	79

5.2.1 <i>H-initial &amp; H-final</i> alternatif timbunan bersisi tegak ...	81
5.2.2 <i>H-initial &amp; H-final</i> alternatif timbunan bersisi miring .	92
5.3 Perhitungan Waktu Pemampatan .....	103
5.3.1 Waktu Konsolidasi Alami.....	103
5.3.2 Perhitungan Percepatan Pemampatan.....	105
5.4 Perhitungan Peningkatan Daya Dukung Tanah.....	111
5.5 <i>Settlement</i> dan Stabilitas timbunan akibat <i>preloading</i> .....	119
5.6 Perkuatan Timbunan Bersisi Tegak.....	142
5.6.1 Alternatif Kombinasi <i>Geotextile</i> dan <i>Flat Sheet-pile</i> ..	142
5.6.1.1 Perencanaan <i>Geotextile</i> untuk oprit bersisi tegak ..	142
5.6.1.2 Perencanaan <i>Sheet-pile</i> untuk oprit bersisi tegak...	156
5.6.2 Alternatif Kombinasi <i>Geogrids</i> dan <i>Keystone-wall</i> ....	158
5.6.2.1 Perencanaan <i>Geogrids</i> untuk oprit bersisi tegak....	158
5.6.2.2 Perencanaan <i>Keystone-wall</i> untuk oprit bersisi tegak .....	170
5.7 Perkuatan Timbunan Bersisi Miring.....	173
5.7.1 Alternatif Perencanaan <i>Geotextile</i> untuk oprit bersisi miring .....	173
5.7.2 Alternatif Perencanaan <i>Micropile</i> untuk oprit bersisi miring .....	192
5.8 Perhitungan Biaya Material Timbunan.....	201
5.8.1 Perhitungan Biaya Alternatif Timbunan Bersisi Tegak .....	202
5.8.2 Perhitungan Biaya Alternatif Timbunan Bersisi Miring .....	205
<b>BAB VI PERENCANAAN ABUTMENT .....</b>	<b>209</b>

6.1	Pendahuluan .....	209
6.2	Data Awal Perencanaan .....	209
6.3	<i>Preliminary Design Abutment</i> .....	210
6.4	Perhitungan Pembebanan .....	210
6.4.1	Perhitungan Berat Sendiri (MS) .....	210
6.4.1.1	Berat Struktur Atas .....	210
6.4.1.2	Berat Struktur Bawah .....	211
6.4.2	Perhitungan Beban Akibat Tekanan Tanah (TA) .....	214
6.4.3	Perhitungan Aksi Lalu Lintas .....	215
6.4.3.1	Beban Lajur “D” (TD) .....	215
6.4.3.2	Beban Rem (TB) .....	217
6.4.4	Perhitungan Aksi Lingkungan .....	218
6.4.4.1	Pengaruh Temperatur (ET) .....	218
6.4.4.2	Beban Angin (EW) .....	219
6.4.4.2.1	Beban Angin Pada Struktur (EWs) .....	219
6.4.4.2.2	Beban Angin Pada Kendaraan (EWi) .....	222
6.4.4.2.3	Beban Angin Total Pada Abutment .....	222
6.4.5	Perhitungan Beban Gempa (EQ) .....	223
6.4.5.1	Perhitungan Koefisien Gempa Horizontal .....	223
6.4.5.2	Perhitungan Gaya Gempa Horizontal Statis .....	230
6.4.5.2.1	Beban Gempa Struktur Atas Jembatan .....	231
6.4.5.2.2	Beban Gempa Struktur Bawah Jembatan .....	231
6.4.5.2.3	Tekanan Tanah Dinamis Akibat Beban Gempa .....	233
6.4.6	Kombinasi Pembebanan Pada Abutment .....	236

6.4.7 Kontrol Stabilitas Pada Abutment .....	239
6.4.7.1 Kontrol Stabilitas Keadaan Layan .....	239
6.4.7.2 Kontrol Stabilitas Saat Konstruksi .....	241
6.5 Perencanaan Pondasi dalam .....	243
6.5.1 Perhitungan Daya Dukung Tanah .....	243
6.5.2 Kontrol Grup Tiang Pancang .....	245
6.5.3 Kontrol Terhadap Gaya Vertikal Tiang .....	248
6.5.4 Kontrol Terhadap Gaya Lateral Tiang .....	249
6.5.5 Kontrol Terhadap Gaya Horizontal Maksimum Tiang .....	251
6.6 Penulangan <i>Abutment</i> .....	252
6.6.1 Perhitungan Penulangan <i>Back-wall</i> .....	252
6.6.2 Perhitungan Penulangan <i>Breast-wall</i> .....	256
6.6.3 Perhitungan Penulangan <i>Wing-wall</i> .....	260
6.6.4 Perhitungan Penulangan <i>pilecap</i> .....	264
6.6.5 Perhitungan Penulangan Pelat Injak .....	270
6.7 Rekap Hasil Perhitungan Abutment .....	272
<b>BAB VII KESIMPULAN DAN SARAN .....</b>	<b>273</b>
7.1 Kesimpulan .....	273
7.2 Saran .....	276
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>	<b>277</b>
<b>BIOGRAFI PENULIS .....</b>	<b>278</b>
<b>LAMPIRAN .....</b>	<b>279</b>

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Kota Surabaya dan Wilayah yang Rawan Kemacetan. ....	1
Gambar 1.2 Jalan Utama Rawan Kemacetan Wilayah Kandangan, Surabaya Barat. ....	2
Gambar 1.3 Titik Penyebab Rawan Kemacetan Wilayah Surabaya Barat. ....	3
Gambar 1.4 Titik Lokasi <i>Fly Over</i> Kandangan Surabaya Barat...	3
Gambar 1.5 <i>Site Plan Fly Over</i> Kandangan. ....	4
Gambar 1.6 Sketsa Tampak Atas desain awal <i>fly over</i> Kandangan .....	5
Gambar 1.7 Sketsa Tampak Memanjang Desain Awal <i>fly over</i> Kandangan.....	5
Gambar 1.8 Sketsa Tampak Atas Desain Modifikasi <i>fly over</i> Kandangan.....	6
Gambar 1.9 Sketsa Tampak Memanjang Desain Modifikasi <i>fly over</i> Kandangan .....	6
Gambar 2.1 Kurva hubungan antara tebal timbunan dengan intensitas beban yang bersesuaian dengan beban <i>traffic</i> .....	14
Gambar 2.2 Kedudukan timbunan saat mengalami pemampatan	15
Gambar 2.3 Visualisasi dan Notasi $\Delta\sigma'$ .....	17
Gambar 2.5 Kurva I (influence factor) untuk beban timbunan tegak atau beban merata perkerasan. ....	20
Gambar 2.6 Macam tipe arah aliran pori dengan $U_v$ tetap.....	21
Gambar 2.7 Pemberian preloading secara bertahap.....	24
Gambar 2.8 Pemberian preloading dengan <i>system counter weight</i> . ....	24

Gambar 2.9 <i>Prefabricated Vertical Drain</i> . .....	25
Gambar 2.10 Pola susunan bujur sangkar PVD.....	26
Gambar 2.11 Pola susunan segi tiga PVD.....	26
Gambar 2.12 Diameter lingkaran ekivalen untuk PVD .....	27
Gambar 2.13 Pembagian zona kekuatan tanah.....	31
Gambar 2.14 Pembagian zona Cu baru timbunan jalan dengan “ <i>berm</i> ” sebagai “ <i>counterweight</i> ”.....	31
Gambar 2.15 Perbandingan digunakan dan tidak menggunakan <i>geotextile</i> .....	33
Gambar 2.16 Visualisasi tekanan tanah terjadi pada <i>embankment</i> . .....	34
Gambar 2.17 Gaya tarik yang terjadi pada <i>overall stability</i> .....	35
Gambar 2.18 Gaya terjadi pada <i>foundation stability</i> . .....	37
Gambar 2.19 Asumsi gaya yang diterima oleh cerucuk.....	38
Gambar 2.20 Harga $f$ dari berbagai jenis tanah. ....	39
Gambar 2.21 Grafik untuk menentukan besarnya $F_m$ . .....	40
Gambar 2.22 Grafik untuk menentukan besarnya $\sigma_L$ . .....	44
Gambar 2.23 Sketsa <i>Geotextile Wall Reinforcement</i> pada timbunan .....	45
Gambar 2.24 <i>External stability geotextile wall</i> terhadap : a.guling, b.geser, c.ambles. ....	46
Gambar 2.25 <i>Keystone wall</i> dengan tipe <i>Keystone Compac IV</i> ( <i>Straight – Face</i> ). .....	50
Gambar 2.26 Ilustrasi Beban yang Bekerja pada <i>Abutment</i> .....	52
Gambar 2.27 Prosedur Desain untuk Masing-Masing Kondisi ..	58
Gambar 2.28 Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada kondisi I .....	59

Gambar 2.29 Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi II .....	60
Gambar 2.30 Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi III .....	61
Gambar 3.1 Bagan Alir Pengerjaan Tugas akhir .....	65
Gambar 4.1 Gambar Potongan Memanjang <i>Fly Over</i> .....	71
Gambar 4.2 Gambar Tampak Atas <i>Fly Over</i> alternatif oprit bersisi tegak .....	71
Gambar 4.3 Gambar Tampak Atas <i>Fly Over</i> alternatif oprit bersisi miring .....	72
Gambar 4.4 Grafik N-SPT Data tanah BH-1 & BH-2 .....	72
Gambar 4.5 Sketsa potongan 5-5 zoning A.....	75
Gambar 4.6 Sketsa potongan 4-4 zoning B.....	75
Gambar 4.7 Sketsa potongan 3-3 zoning C.....	76
Gambar 4.8 Sketsa potongan 2-2 zoning D.....	76
Gambar 4.9 Sketsa potongan 1-1 zoning D.....	77
Gambar 5.1 Grafik Hub. <i>H initial</i> & <i>H final</i> untuk zoning C-C tegak .....	86
Gambar 5.2 Grafik Hub. <i>Settlement</i> & <i>H final</i> untuk zoning C-C tegak .....	86
Gambar 5.3 Grafik Hub. <i>H initial</i> & <i>H final</i> untuk zoning A-A tegak .....	87
Gambar 5.4 Grafik Hub. <i>Settlement</i> & <i>H final</i> untuk zoning A-A tegak .....	87
Gambar 5.5 Grafik Hub. <i>H initial</i> & <i>H final</i> untuk zoning B-B bersisi tegak .....	88

Gambar 5.6 Grafik Hub. <i>Settlement &amp; H final</i> untuk zoning B-B bersisi tegak .....	89
Gambar 5.7 Grafik Hub. <i>H initial &amp; H final</i> untuk zoning D-D pot.2-2 bersisi tegak .....	90
Gambar 5.8 Grafik Hub. <i>Settlement &amp; H final</i> untuk zoning D-D pot.2-2 bersisi tegak .....	90
Gambar 5.9 Grafik Hub. <i>H initial &amp; H final</i> untuk zoning D-D pot.1-1 bersisi tegak .....	91
Gambar 5.10 Grafik Hub. <i>Settlement &amp; H final</i> untuk zoning D-D pot.1-1 bersisi tegak .....	91
Gambar 5.11 Grafik Hub. <i>H initial &amp; H final</i> zoning C-C miring .....	97
Gambar 5.12 Grafik Hub. <i>Settlement &amp; H final</i> zoning C-C miring .....	97
Gambar 5.13 Grafik Hub. <i>H initial &amp; H final</i> untuk zoning A-A miring .....	98
Gambar 5.14 Grafik Hub. <i>Settlement &amp; H final</i> untuk zoning A-A miring .....	98
Gambar 5.15 Grafik Hub. <i>H initial &amp; H final</i> zoning B-B bersisi miring .....	99
Gambar 5.16 Grafik Hub. <i>Settlement &amp; H final</i> untuk zoning B-B bersisi miring .....	100
Gambar 5.17 Grafik Hub. <i>H initial &amp; H final</i> untuk zoning D-D pot.2-2 bersisi miring .....	101
Gambar 5.18 Grafik Hub. <i>Settlement &amp; H final</i> untuk zoning D-D pot.2-2 bersisi miring .....	101
Gambar 5.19 Grafik Hub. <i>H initial &amp; H final</i> untuk zoning D-D pot.1-1 bersisi miring .....	102



Gambar 5.20 Grafik Hub. <i>Settlement &amp; H<sub>final</sub></i> untuk zoning D-D pot.1-1 bersisi miring .....	102
Gambar 5.21 Grafik pemampatan pada 8 minggu preloading (Oprit Tegak Zoning A-A).....	122
Gambar 5.22 Kestabilan timbunan pada 8 minggu preloading (Oprit Tegak Zoning A-A).....	122
Gambar 5.23 Grafik pemampatan pada 16 minggu preloading (Oprit Tegak Zoning B-B).....	124
Gambar 5.24 Kestabilan timbunan pada 16 minggu preloading (Oprit Tegak Zoning B-B).....	125
Gambar 5.25 Grafik pemampatan pada 22 minggu preloading (Oprit Tegak Zoning C-C).....	127
Gambar 5.26 Kestabilan timbunan pada 22 minggu preloading (Oprit Tegak Zoning C-C).....	128
Gambar 5.27 Grafik pemampatan pada 26 minggu preloading (Oprit Tegak Zoning D-D).....	131
Gambar 5.28 Kestabilan timbunan pada 26 minggu preloading (Oprit Tegak Zoning D-D).....	131
Gambar 5.29 Grafik pemampatan pada 9 minggu preloading (Oprit Miring Zoning A-A).....	133
Gambar 5.30 Kestabilan timbunan pada 9 minggu preloading (Oprit Miring Zoning A-A) .....	133
Gambar 5.31 Grafik pemampatan pada 17 minggu preloading (Oprit Miring Zoning B-B).....	135
Gambar 5.32 Kestabilan timbunan pada 17 minggu preloading (Oprit Miring Zoning B-B).....	135
Gambar 5.33 Grafik pemampatan pada 24 minggu preloading (Oprit Miring Zoning C-C).....	138

Gambar 5.34 Kestabilan timbunan pada 24 minggu preloading (Oprit Miring Zoning C-C).....	138
Gambar 5.35 Grafik pemampatan pada 26 minggu preloading (Oprit Miring Zoning D-D).....	141
Gambar 5.36 Kestabilan timbunan pada 26 minggu preloading (Oprit Miring Zoning D-D).....	141
Gambar 5.37 Bidang longsor (Oprit Tegak Zoning A-A).....	143
Gambar 5.38 Installasi <i>Geotextile</i> (Oprit Tegak Zoning A-A)..	145
Gambar 5.39 Skema beban pada <i>eksternal stability</i> oprit bersisi tegak .....	145
Gambar 5.40 Bidang longsor (Oprit Tegak Zoning B-B) .....	147
Gambar 5.41 Installasi <i>Geotextile</i> (Oprit Tegak Zoning B-B) ..	148
Gambar 5.42 Bidang longsor (Oprit Tegak Zoning C-C) .....	149
Gambar 5.43 Installasi <i>Geotextile</i> (Oprit Tegak Zoning C-C) ..	151
Gambar 5.44 Bidang longsor (Oprit Tegak Zoning D-D pot.2-2) .....	152
Gambar 5.45 Installasi <i>Geotextile</i> (Oprit Tegak Zoning D pot.2-2) .....	153
Gambar 5.46 Bidang longsor (Oprit Tegak Zoning D-D pot.1-1) .....	154
Gambar 5.47 Installasi <i>Geotextile</i> (Oprit Tegak Zoning D pot.1-1) .....	156
Gambar 5.48 Installasi <i>Sheet-pile</i> (Oprit Tegak Zoning D pot.2-2) .....	158
Gambar 5.49 Installasi <i>Geogrids</i> (Oprit Tegak Zoning A-A) ...	161
Gambar 5.50 Installasi <i>Geogrids</i> (Oprit Tegak Zoning B-B)....	163
Gambar 5.51 Installasi <i>Geogrids</i> (Oprit Tegak Zoning C-C)....	165

Gambar 5.52 Installasi <i>Geogrids</i> (Oprit Tegak Zoning D-D pot.2-2) .....	167
Gambar 5.53 Installasi <i>Geogrids</i> (Oprit Tegak Zoning D-D pot.1-1) .....	169
Gambar 5.54 Penulangan pondasi <i>keystone</i> (Oprit Tegak Zoning D-D pot.2-2) .....	172
Gambar 5.55 Installasi <i>Keystone</i> (Oprit Tegak Zoning D-D pot.2-2) .....	173
Gambar 5.56 Bidang longsor (Oprit miring zoning C-C) .....	175
Gambar 5.57 Sketsa installasi <i>geotextile</i> (Oprit miring zoning C-C) .....	181
Gambar 5.58 Skema beban <i>foundation stability</i> .....	183
Gambar 5.59 Bidang longsor (Oprit miring zoning A-A) .....	186
Gambar 5.60 Sketsa installasi <i>geotextile</i> (Oprit miring zoning A-A) .....	187
Gambar 5.61 Bidang longsor (Oprit miring zoning B-B) .....	188
Gambar 5.62 Sketsa installasi <i>geotextile</i> (Oprit miring zoning B-B) .....	189
Gambar 5.63 Bidang longsor (Oprit miring zoning D-D) .....	190
Gambar 5.64 Sketsa installasi <i>geotextile</i> (Oprit miring zoning D-D) .....	192
Gambar 5.65 Bidang longsor terpanjang (oprit miring zoning C-C) .....	193
Gambar 5.66 Sketsa <i>micropile</i> terinstall (oprit miring zoning C-C) .....	195
Gambar 5.67 Bidang longsor terpanjang (oprit miring zoning A-A) .....	196

Gambar 5.68 Sketsa <i>micropile</i> terinstall (oprit miring zoning A-A)	197
Gambar 5.69 Bidang longsor terpanjang (oprit miring zoning B-B)	198
Gambar 5.70 Sketsa <i>micropile</i> terinstall (oprit miring zoning B-B)	199
Gambar 5.71 Bidang longsor terpanjang (oprit miring zoning D-D)	200
Gambar 5.72 Sketsa <i>micropile</i> terinstall (oprit miring zoning D-D)	201
Gambar 5.73 Sketsa luas lahan timbunan oprit bersisi tegak ....	202
Gambar 5.89 Sketsa luas lahan timbunan oprit bersisi miring ..	205
Gambar 6.1 Sketsa Potongan Melintang <i>Fly Over</i> Kandangan .	209
Gambar 6.2 Sketsa Desain awal <i>abutment</i> jembatan .....	210
Gambar 6.3 Skema beban <i>abutment</i> .....	211
Gambar 6.4 Skema beban <i>wing-wall</i> .....	212
Gambar 6.5 Skema beban tanah .....	212
Gambar 6.6 Sketsa beban akibat tekanan tanah.....	214
Gambar 6.7 Sketsa beban lajur “D” .....	215
Gambar 6.8 Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur “D” (sumber : SNI 1725:2016 ps.8.6).....	216
Gambar 6.9 Sketsa reaksi beban lajur “D” tampak melintang jembatan .....	217
Gambar 6.10 Skema gaya rem yang terjadi.....	217
Gambar 6.11 Sketsa gaya akibat temperatur yang terjadi .....	219
Gambar 6.12 Skema pengaruh beban angin terhadap struktur jembatan .....	221

Gambar 6.13 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA)...	223
Gambar 6.14 Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar .....	224
Gambar 6.15 Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar .....	224
Gambar 6.16 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah .....	227
Gambar 6.17 Skema beban gempa yang terjadi .....	230
Gambar 6.18 Skema Tekanan Tanah Dinamis .....	234
Gambar 6.19 Diagram keseimbangan gaya pada dinding penahan .....	234
tanah/kepala jembatan.....	234
Gambar 6.19 Skema Beban Guling .....	240
Gambar 6.20 Skema Beban Geser .....	241
Gambar 6.21 Grafik daya dukung tanah tiang D60 data DB-02245	
Gambar 6.22 Konfigurasi Tiang Pancang <i>Abutment</i> .....	246
Gambar 6.23 Bagian-bagian penulangan pada <i>Abutment</i> .....	252
Gambar 6.24 Tekanan tanah pada <i>Back-wall</i> .....	253
Gambar 6.25 Beban tanah dinamis pada <i>Back-wall</i> .....	254
Gambar 6.26 Penulangan <i>Back-wall</i> <i>Abutment</i> .....	256
Gambar 6.27 Tekanan tanah pada <i>Breast-wall</i> .....	256
Gambar 6.28 Beban tanah dinamis pada <i>Breast-wall</i> .....	257
Gambar 6.29 Penulangan <i>Breast-wall</i> <i>Abutment</i> .....	260
Gambar 6.30 Tekanan tanah pada <i>Wing-wall</i> .....	261
Gambar 6.31 Pembagian pias pada <i>Wing-wall</i> .....	262
Gambar 6.32 Penulangan <i>Wing-wall</i> .....	264

Gambar 6.33 Denah titik tiang pancang .....	265
Gambar 6.34 Penulangan pilecap Abutment .....	270
Gambar 6.35 Rencana plat injak.....	270
Gambar 6.35 Penulangan pelat injak .....	272

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Variasi Faktor Waktu pada Derajat Konsolidasi (Das, 1985) .....	21
Tabel 2.2 Harga FS akibat berbagai kerusakan .....	36
Tabel 4.1 Hasil Rekap Data parameter tanah dasar <i>Fly over</i> Kandangan .....	73
Tabel 5.1 Rekap Data Tanah <i>very soft – medium soil</i> .....	80
Tabel 5.2 Perhitungan <i>overbudden pressure</i> .....	80
Tabel 5.3 Perhitungan <i>settlement</i> akibat timbunan bersisi tegak .....	82
Tabel 5.4 Perhitungan <i>settlement</i> akibat <i>pavement</i> (timb.tegak) .....	84
Tabel 5.5 Perhitungan <i>H initial &amp; H final</i> untuk H timb. 7 m (tegak) .....	85
Tabel 5.6 Rekap Perhitungan <i>H final</i> rencana 9 m (tegak zoning C-C) .....	85
Tabel 5.7 Rekap Perhitungan <i>H final</i> rencana 3 m (tegak zoning A-A) .....	87
Tabel 5.8 Rekap Perhitungan <i>H final</i> rencana 6 m (tegak zoning B-B) .....	88
Tabel 5.9 Rekap Perhitungan <i>H final</i> rencana 10,459 m (tegak zoning D-D pot.2-2) .....	89
Tabel 5.10 Rekap Perhitungan <i>H final</i> rencana 10,659 m (tegak zoning D-D pot.1-1) .....	91
Tabel 5.11 Perhitungan <i>settlement</i> akibat timbunan bersisi miring .....	93
Tabel 5.12 Perhitungan <i>settlement</i> akibat <i>pavement</i> (timb.miring) .....	95

Tabel 5.13 Perhitungan H <i>initial</i> & H <i>final</i> untuk H timb. 8 m (miring).....	96
Tabel 5.14 Rekap Perhitungan H final rencana 9 m (miring zoning C-C).....	96
Tabel 5.15 Rekap Perhitungan H <i>final</i> rencana 3 m (miring zoning A-A) .....	98
Tabel 5.16 Rekap Perhitungan H final rencana 6 m (miring zoning B-B).....	99
Tabel 5.17 Rekap Perhitungan H final rencana 10,459 m (miring zoning D-D pot.2-2) .....	100
Tabel 5.18 Rekap Perhitungan H final rencana 10,659 m (miring zoning D-D pot.1-1) .....	102
Tabel 5.19 Perhitungan $C_v$ gabungan.....	104
Tabel 5.20 Perhitungan $S_c$ selama umur rencana 15 tahun .....	105
Tabel 5.21 Perhitungan faktor hambatan PVD pola segi-tiga ...	106
Tabel 5.22 Perhitungan faktor hambatan PVD pola segi-empat	106
Tabel 5.23 Perhitungan derajat konsolidasi horizontal (%) pola segi tiga.....	107
Tabel 5.24 Perhitungan derajat konsolidasi horizontal (%) pola segi tiga.....	109
Tabel 5.25 Perhitungan derajat konsolidasi total (%) pola segi empat spasi 0,8 m.....	110
Tabel 5.26 Perubahan Tegangan tiap lapisan tanah, U = 100% (Oprit tegak Zoning C-C) .....	112
Tabel 5.27 Total Tegangan tiap lapisan tanah, U = 100% (Oprit tegak Zoning C-C).....	113
Tabel 5.28 Peningkatan nilai $C_u$ tanah (Oprit tegak Zoning C-C) .....	115



Tabel 5.29 Peningkatan nilai Cu tanah (Oprit tegak Zoning A-A)	116
Tabel 5.30 Peningkatan nilai Cu tanah (Oprit tegak Zoning B-B)	116
Tabel 5.31 Peningkatan nilai Cu tanah (Oprit tegak Zoning D-D)	117
Tabel 5.32 Peningkatan nilai Cu tanah (Oprit Miring Zoning A-A)	118
Tabel 5.33 Peningkatan nilai Cu tanah (Oprit Miring Zoning B-B)	118
Tabel 5.34 Peningkatan nilai Cu tanah (Oprit Miring Zoning C-C)	119
Tabel 5.35 Peningkatan nilai Cu tanah (Oprit Miring Zoning D-D)	119
Tabel 5.36 pemampatan pada 1 minggu <i>preloading</i> (Oprit Tegak Zoning A-A)	120
Tabel 5.37 pemampatan pada 8 minggu <i>preloading</i> (Oprit Tegak Zoning A-A)	121
Tabel 5.38 pemampatan pada 16 minggu <i>preloading</i> (Oprit Tegak Zoning B-B)	123
Tabel 5.39 pemampatan pada 22 minggu <i>preloading</i> (Oprit Tegak Zoning C-C)	126
Tabel 5.40 pemampatan pada 26 minggu <i>preloading</i> (Oprit Tegak Zoning D-D)	129
Tabel 5.41 pemampatan pada 9 minggu <i>preloading</i> (Oprit Miring Zoning A-A)	132
Tabel 5.42 pemampatan pada 17 minggu <i>preloading</i> (Oprit Miring Zoning B-B)	134

Tabel 5.43 pemampatan pada 24 minggu <i>preloading</i> (Oprit Miring Zoning C-C).....	136
Tabel 5.44 pemampatan pada 26 minggu <i>preloading</i> (Oprit Miring Zoning D-D) .....	139
Tabel 5.45 Hasil <i>output overall stability</i> (Oprit Tegak Zoning A-A) .....	143
Tabel 5.46 Perhitungan Sv <i>geotextile</i> (Oprit Tegak Zoning A-A) .....	144
Tabel 5.47 Perhitungan Le, Lr, dan Lo <i>geotextile</i> (Oprit Tegak Zoning A-A) .....	144
Tabel 5.48 Perhitungan <i>eksternal stability geotextile</i> (Oprit Tegak Zoning A-A) .....	146
Tabel 5.49 Perhitungan Sv <i>geotextile</i> (Oprit Tegak Zoning B-B) .....	147
Tabel 5.50 Perhitungan Le, Lr, dan Lo <i>geotextile</i> (Oprit Tegak Zoning B-B).....	148
Tabel 5.51 Perhitungan Sv <i>geotextile</i> (Oprit Tegak Zoning C-C) .....	150
Tabel 5.52 Perhitungan Le, Lr, dan Lo <i>geotextile</i> (Oprit Tegak Zoning C-C).....	150
Tabel 5.53 Perhitungan Sv <i>geotextile</i> (Oprit Tegak Zoning D-D pot.2-2) .....	152
Tabel 5.54 Perhitungan Le, Lr, dan Lo <i>geotextile</i> (Oprit Tegak Zoning D pot.2-2).....	153
Tabel 5.55 Perhitungan Sv <i>geotextile</i> (Oprit Tegak Zoning D-D pot.1-1) .....	155
Tabel 5.56 Perhitungan Le, Lr, dan Lo <i>geotextile</i> (Oprit Tegak Zoning D pot.1-1).....	155

Tabel 5.57 Perhitungan Sv <i>keystone</i> (Oprit Tegak Zoning A-A)	160
Tabel 5.58 Perhitungan Le, Lr <i>geogrids</i> (Oprit Tegak Zoning A-A)	160
Tabel 5.59 Perhitungan <i>eksternal stability geogrids</i> (Oprit Tegak Zoning A-A)	161
Tabel 5.60 Perhitungan Sv <i>geogrids</i> (Oprit Tegak Zoning B-B)	163
Tabel 5.61 Perhitungan Le dan Lr <i>geogrids</i> (Oprit Tegak Zoning B-B)	163
Tabel 5.62 Perhitungan Sv <i>geogrids</i> (Oprit Tegak Zoning C-C)	164
Tabel 5.63 Perhitungan Le dan Lr <i>geogrids</i> (Oprit Tegak Zoning C-C)	165
Tabel 5.64 Perhitungan Sv <i>geogrids</i> (Oprit Tegak Zoning D-D pot.2-2)	166
Tabel 5.65 Perhitungan Le dan Lr <i>geogrids</i> (Oprit Tegak Zoning D-D pot.2-2)	167
Tabel 5.66 Perhitungan Sv <i>geogrids</i> (Oprit Tegak Zoning D-D pot.1-1)	168
Tabel 5.67 Perhitungan Le dan Lr <i>geogrids</i> (Oprit Tegak Zoning D-D pot.1-1)	169
Tabel 5.68 Hasil <i>output overall stability</i> (Oprit Miring Zoning C-C)	174
Tabel 5.69 Perhitungan kebutuhan layer (Oprit miring zoning C-C)	176
Tabel 5.70 Perhitungan Le, Ld, dan Lo per-SF (Oprit miring zoning C)	179

Tabel 5.71 Perhitungan install <i>geotextile</i> (Oprit miring zoning C-C).....	182
Tabel 5.72 Perhitungan tekanan tanah dasar (Oprit miring zoning C-C).....	184
Tabel 5.73 Hasil output <i>overall stability</i> (Oprit miring zoning A-A) .....	185
Tabel 5.74 Rekap kebutuhan layer (Oprit miring zoning A-A).186	
Tabel 5.75 Perhitungan install <i>geotextile</i> (Oprit miring zoning A-A) .....	186
Tabel 5.76 Hasil output <i>overall stability</i> (Oprit miring zoning B-B) .....	187
Tabel 5.77 Rekap kebutuhan layer (Oprit miring zoning B-B) .188	
Tabel 5.78 Perhitungan install <i>geotextile</i> (Oprit miring zoning B-B).....	189
Tabel 5.79 Hasil output <i>overall stability</i> (Oprit miring zoning D-D) .....	190
Tabel 5.80 Rekap kebutuhan layer (Oprit miring zoning D-D).191	
Tabel 5.81 Perhitungan install <i>geotextile</i> (Oprit miring zoning D-D) .....	191
Tabel 5.82 Harga lahan oprit bersisi tegak.....	202
Tabel 5.83 Harga timbunan oprit bersisi tegak.....	202
Tabel 5.84 Harga bahan dan installasi PVD & PHD oprit bersisi tegak .....	203
Tabel 5.85 Harga perkuatan <i>geotextile &amp; sheet-pile</i> untuk oprit bersisi tegak .....	203
Tabel 5.86 Harga perkuatan <i>geogrids &amp; keystone-wall</i> untuk oprit bersisi tegak .....	203

Tabel 5.87 Rekap biaya oprit bersisi tegak perkuatan <i>geotextile &amp; sheet-pile</i> .....	204
Tabel 5.88 Rekap biaya oprit bersisi tegak perkuatan <i>geogrids &amp; keystone-wall</i> .....	205
Tabel 5.90 Harga lahan oprit bersisi miring.....	206
Tabel 5.91 Harga timbunan oprit bersisi miring.....	206
Tabel 5.92 Harga bahan dan installasi PVD & PHD oprit bersisi miring .....	206
Tabel 5.93 Harga perkuatan <i>geotextile</i> untuk oprit bersisi miring .....	207
Tabel 5.94 Harga perkuatan <i>micropile</i> untuk oprit bersisi miring .....	207
Tabel 5.95 Rekap biaya oprit bersisi miring perkuatan <i>geotextile</i> . .....	207
Tabel 5.96 Rekap biaya oprit bersisi miring perkuatan <i>micropile</i> .....	208
Tabel 6.1 Rekap Data Perhitungan Berat Struktur Atas Jembatan .....	211
Tabel 6.2 Rekap Data Perhitungan Berat Struktur Bawah.....	213
Tabel 6.3 Rekap Data Gaya terhadap titik pusat O poer .....	213
Tabel 6.4 Perhitungan Beban Akibat Tekanan Tanah .....	215
Tabel 6.5 Temperatur jembatan rata-rata nominal.....	218
Tabel 6.6 Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur.....	218
Tabel 6.7 Nilai $V_0$ dan $Z_0$ untuk berbagai variasi kondisi permukaan .....	220
Tabel 6.8 Tekanan angin dasar.....	221
Tabel 6.9 Data N-SPT tanah untuk Kelas Situs.....	225

Tabel 6.10 Kelas Situs .....	225
Tabel 6.11 Faktor amplifikasi untuk periode 0 & 0,2 detik ( $F_{PGA}/F_a$ ) .....	226
Tabel 6.12 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik ( $F_v$ ).....	226
Tabel 6.13 Faktor modifikasi respons ( $R$ ) untuk bangunan bawah .....	227
Tabel 6.14 Distribusi beban gempa pada struktur atas (memanjang) .....	231
Tabel 6.15 Distribusi beban gempa pada struktur atas (melintang) .....	231
Tabel 6.16 Distribusi beban gempa pada struktur bawah (memanjang).....	232
Tabel 6.17 Distribusi beban gempa pada struktur bawah (melintang).....	233
Tabel 6.18 Kombinasi beban untuk perencanaan tegangan kerja .....	236
Tabel 6.19 Rekap Kombinasi beban 1 .....	236
Tabel 6.20 Rekap Kombinasi beban 2 .....	237
Tabel 6.21 Rekap Kombinasi beban 3 .....	237
Tabel 6.22 Rekap Kombinasi beban 4 .....	238
Tabel 6.23 Rekap Kombinasi beban 5 (arah x-x) .....	238
Tabel 6.24 Rekap Kombinasi beban 5 (arah y-y) .....	239
Tabel 6.25 Rekap Total Kombinasi Pembebanan.....	239
Tabel 6.26 Stabilitas Guling saat Tegangan Kerja.....	240
Tabel 6.27 Stabilitas Geser saat Tegangan Kerja .....	241
Tabel 6.28 Perhitungan kuadrat absis dan ordinat tiang .....	247

Tabel 6.29 Perhitungan P max dan P min pada tiang .....	247
Tabel 6.30 Kontrol Tegangan Vertikal tiang.....	249
Tabel 6.31 Kontrol <i>Moment Crack</i> tiang .....	251
Tabel 6.32 Kontrol Gaya Horizontal Maksimum .....	252
Tabel 6.33 Beban tanah pada <i>Back-wall</i> .....	253
Tabel 6.34 Beban Gempa pada <i>Back-wall</i> .....	253
Tabel 6.35 Rekap Beban pada <i>Back-wall</i> .....	254
Tabel 6.36 Beban tanah pada <i>Breast-wall</i> .....	257
Tabel 6.37 Beban Gempa pada <i>Breast-wall</i> .....	257
Tabel 6.38 Rekap Beban pada <i>Breast-wall</i> .....	258
Tabel 6.39 Beban tanah pada <i>Wing-wall</i> .....	261
Tabel 6.40 Beban Gempa pada <i>Wing-wall</i> .....	262
Tabel 6.41 Rekap Beban pada <i>Wing-wall</i> .....	262
Tabel 6.42 Rekap kombinasi 1 beban pada pilecap.....	264
Tabel 6.43 Rekap kombinasi 2 beban pada pilecap.....	265
Tabel 6.44 Rekap kombinasi 3 beban pada pilecap.....	265
Tabel 6.45 Gaya aksial per-tiang per-kombinasi beban.....	266
Tabel 6.46 Rekap Total Gaya Aksial Tiang .....	267
Tabel 6.47 Rekap Total Momen Ultimit Tiang .....	268
Tabel 6.48 Beban mati pada plat injak.....	270
Tabel 6.49 Rekap penulangan abutment .....	272
Tabel 7.1 Rekap perencanaan tinggi timbunan oprit bersisi tegak .....	273
Tabel 7.2 Rekap perencanaan tinggi timbunan oprit bersisi miring .....	273

Tabel 7.3 Rekap kestabilan timbunan oprit bersisi tegak.....	274
Tabel 7.4 Rekap kestabilan timbunan oprit bersisi miring.....	275



## DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1. Data tanah <i>Bore Hole</i> 1 (DB-01) .....	279
Lampiran 2. Data tanah <i>Bore Hole</i> 2 (DB-02) .....	281
Lampiran 3. Grafik N-SPT DB-1 & DB-2.....	283
Lampiran 4. Tabel korelasi untuk parameter konsolidasi tanah	284
Lampiran 5. Brosur Produk <i>Geotextile</i> .....	284
Lampiran 6. Brosur Produk <i>Micropile</i> .....	285
Lampiran 7. Brosur Produk <i>Geogrids</i> .....	285
Lampiran 8. Brosur Produk <i>Keystone-wall</i> .....	286
Lampiran 9. Brosur Produk <i>Sheet-pile</i> .....	286
Lampiran 10. Brosur Produk <i>PC Spun Pile</i> .....	287
Lampiran 11. Brosur Produk PVD & PHD.....	288
Lampiran 12. Grafik derajat konsolidasi horizontal (Uh) pola PVD segi empat dan segi tiga.....	289
Lampiran 13. Tabel Perhitungan daya dukung Pile D60 data DB-1 .....	290
Lampiran 14. Grafik daya dukung Pile D60 data DB-1.....	293
Lampiran 15. Tabel Perhitungan daya dukung Pile D60 data DB-2 .....	294
Lampiran 16. Grafik daya dukung Pile D60 data DB-2.....	297

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Kota Surabaya merupakan salah satu kota besar di Indonesia yang selalu bermasalah dalam bidang transportasi terutama kemacetan. Berdasarkan data lalu lintas Dinas Perhubungan Kota Surabaya pada akhir tahun 2013 lalu, wilayah Surabaya Barat adalah kawasan paling macet, di mana pada semester awal tahun 2013 tercatat lalu lintas harian rata-rata (LHR) sebanyak 21.178 smp/hari; sedangkan di semester dua di tahun yang sama meningkat sebanyak 37.319 smp/hari. Kemacetan tersebut diakibatkan oleh banyaknya pemukiman dan daerah tersebut yang menjadi pusat kegiatan perekonomian. Peta kota Surabaya dan wilayah Surabaya Barat yang rawan terhadap kemacetan seperti dijelaskan pada Gambar 1.1 sebagai berikut :



**Gambar 1.1** Peta Kota Surabaya dan Wilayah yang Rawan Kemacetan.

(sumber : <http://googleearth.com>)

Khususnya di daerah Kandangan sebuah kelurahan di wilayah Kecamatan Benowo, Surabaya Barat kemacetan sangat rentan terjadi pada saat jam kerja dikarenakan jalan raya di wilayah

tersebut merupakan jalan utama serta sebagai jalan penghubung antara kota Gresik dan kota Surabaya. Jalan utama yang menjadi titik rawan kemacetan di wilayah tersebut antara lain Jalan Raya Kandangan dan Jalan Kauman Surabaya yang menjadi jalan utama antara Surabaya dan Gresik. Seperti dijelaskan pada Gambar 1.2 sebagai berikut :



**Gambar 1.2** Jalan Utama Rawan Kemacetan Wilayah Kandangan, Surabaya Barat.

(sumber : <http://googleearth.com>)

Salah satu faktor penghambat kelancaran lalu lintas di wilayah Surabaya Barat yang mengakibatkan kemacetan adalah dikarenakan Jalan Raya Kandangan tersebut melintasi jalur kereta api Stasiun Benowo – Stasiun Kandangan untuk berhubung dengan Jalan Kauman Surabaya. Dengan kondisi seperti itu, kemacetan panjang disaat kereta api akan melintas pada titik perpotongan dengan jalan raya tersebut sangat rentan terjadi. Seperti dijelaskan pada Gambar 1.3 sebagai berikut :



**Gambar 1.3** Titik Penyebab Rawan Kemacetan Wilayah Surabaya Barat.

(sumber : <http://googleearth.com>)

Oleh karena permasalahan tersebut, diperlukan langkah pembangunan infrastruktur yang mendukung untuk mengatasi permasalahan kemacetan. Adanya pembangunan *fly over* yang melintasi jalur trek ganda kereta api Stasiun Benowo – Stasiun Kandangan KM 219+958 yang terletak di Desa Kandangan ini termasuk salah satu solusi untuk mengatasi kemacetan di Surabaya barat khususnya di daerah Kandangan dan sebagai jalur alternatif menuju Gresik. Titik lokasi rencana pembangunan *fly over* kandangan seperti dijelaskan pada Gambar 1.4 berikut :



**Gambar 1.4** Titik Lokasi *Fly Over* Kandangan Surabaya Barat.

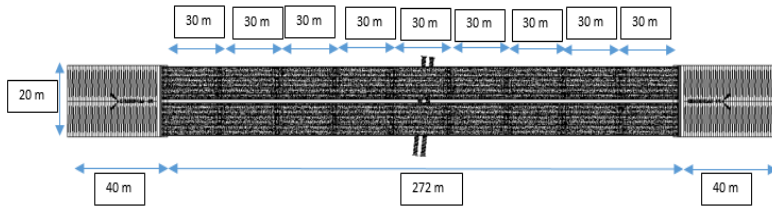
(sumber : <http://googleearth.com>)

*Fly over* Kandangan semula direncanakan 4 lajur-2 arah dibatasi median dengan lebar total 20 meter. Akan tetapi dikarenakan adanya rencana pengembangan area perumahan diwilayah Kandangan dan meningkatnya angka pertumbuhan lalu lintas, sehingga direncanakan ulang *fly over* dengan lebar total 30 meter dibatasi median dengan masing-masing lebar 15 meter. Oleh karena perubahan perencanaan yang semula dengan lebar total 20 meter dirubah menjadi lebar total 30 meter, maka diperlukan perencanaan ulang pondasi dan *abutment* yang baru akibat perubahan beban rencana. *Site plan* pembangunan *fly over* Kandangan seperti dijelaskan pada Gambar 1.5 sebagai berikut :



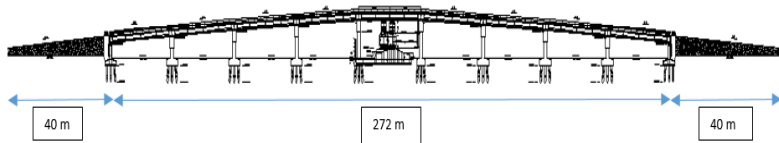
**Gambar 1.5 Site Plan Fly Over Kandangan.**  
(sumber : PT. Multi Bangun Sarana)

Sketsa perencanaan awal *fly over* Kandangan dengan lebar total 20 meter, panjang per-bentang jembatan 30 meter, panjang horizontal jembatan 272 meter, dan panjang oprit jembatan 40 meter seperti dijelaskan pada Gambar 1.6 sebagai berikut :



**Gambar 1.6** Sketsa Tampak Atas desain awal *fly over* Kandang  
(sumber : PT. Multi Bangun Sarana)

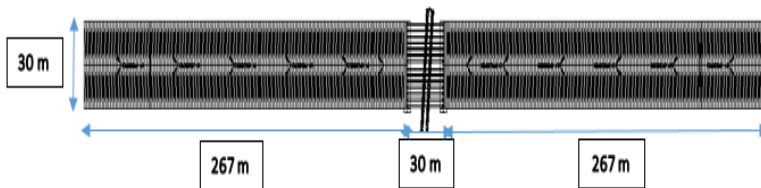
Sketsa tampak memanjang perencanaan awal *fly over* Kandang seperti dijelaskan pada Gambar 1.7 sebagai berikut :



**Gambar 1.7** Sketsa Tampak Memanjang Desain Awal *fly over* Kandang  
(sumber : PT. Multi Bangun Sarana)

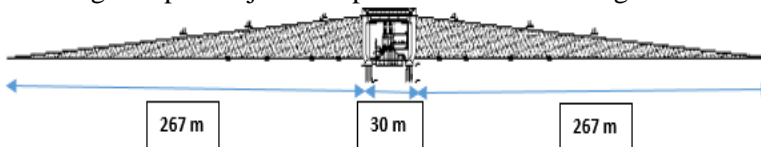
Berdasarkan desain perencanaan awal, dalam penulisan tugas akhir ini penulis berinisiatif untuk memodifikasi desain *fly over*. Pembangunan *fly over* yang terdiri dari banyak bentang sehingga dibutuhkan banyak pilar tentu akan membutuhkan biaya konstruksi yang sangat mahal, sehingga penulis berinisiatif untuk memodifikasi desain *fly over* yang memungkinkan untuk tujuan penekanan biaya konstruksi agar lebih murah dari desain awal serta mempertimbangkan persyaratan-persyaratan perencanaan yang berlaku. Pembangunan *fly over* ini melintasi jalur rel kereta api yang berdasarkan Keputusan Menteri Perhubungan KM no.53 Tahun 2000 syarat pelaksanaan konstruksi *fly over* tidak boleh mengganggu operasional kereta api, dengan tinggi gelagar *fly over* dibuat minimal 6,50 meter dari kepala rel. Perencanaan pondasi juga harus memperhatikan persyaratan akan ruang bebas yang dibutuhkan, dengan dibuat jarak pondasi pilar dari as rel terluar

untuk rel jalur ganda minimal 10 meter. Desain jembatan dimodifikasi dengan panjang jembatan dari 272 meter menjadi 30 meter, tinggi gelagar *fly over* dari kepala rel tetap 8,80 meter. Sedangkan untuk kelandaian memanjang oprit adalah 4% menurut Pedoman Konstruksi dan Bangunan, Pd-T-11-2003. Sketsa desain modifikasi *fly over* Kandang dengan lebar total 30 meter, panjang horizontal jembatan 30 meter, dan panjang oprit jembatan 213 meter kelandaian 4% seperti dijelaskan pada Gambar 1.8 sebagai berikut :



**Gambar 1.8** Sketsa Tampak Atas Desain Modifikasi *fly over* Kandang  
(sumber : Penulis)

Sketsa tampak memanjang desain modifikasi *fly over* Kandang seperti dijelaskan pada Gambar 1.9 sebagai berikut :



**Gambar 1.9** Sketsa Tampak Memanjang Desain Modifikasi *fly over* Kandang  
(sumber : Penulis)

Kondisi tanah dasar dilapangan sangat mempengaruhi daya dukung tanah untuk menerima beban, berdasarkan hasil pengujian SPT dari *on ground level* (OGL) hingga kedalaman rata-rata 10 m, jenis tanah didominasi oleh lanau berlempung dengan konsistensi lunak (*soft*) dengan nilai  $N_{SPT}$  sekitar 5. Dari kedalaman -10 m s/d

-20 m, jenis tanah didominasi oleh lanau berlempung dengan konsistensi kaku (*stiff*) dengan nilai  $N_{SPT}$  sekitar 16. Dari kedalaman -20 m s/d -60 m, jenis tanah didominasi oleh lanau berlempung dengan konsistensi keras (*hard*) dengan nilai  $N_{SPT}$  sekitar 25. Berdasarkan persyaratan ruang bebas kereta api, kondisi perubahan beban rencana, serta kondisi tanah dasar disekitar maka dalam penulisan tugas akhir ini difokuskan pada alternatif perencanaan untuk perkuatan oprit dan perencanaan konstruksi bagian bawah jembatan yaitu pondasi dan *abutment*.

Dalam penulisan tugas akhir ini *abutment* direncanakan harus mampu menahan beban-beban pada jembatan. Kestabilan konstruksi harus ditinjau terhadap pengaruh gaya-gaya eksternal yang dapat menyebabkan keruntuhan guling, keruntuhan geser, dan keruntuhan daya dukung tanah, maupun terhadap gaya-gaya internal yang dapat menyebabkan pecahnya konstruksi. Apabila daya dukung tanah yang terdapat dibawah *abutment* tidak memenuhi maka daya dukungnya harus ditambah dengan pondasi dalam.

Sementara itu dikarenakan keterbatasan biaya dan luas ketersediaan lahan dari perencanaan yang lama, maka oprit direncanakan dengan membandingkan antara perencanaan timbunan bersisi tegak dan bersisi miring atau bebas serta perhitungan alternatif perkuatan yang dibutuhkan. Perbandingan ini berdasarkan asumsi bahwa timbunan bersisi tegak memang membutuhkan lebih sedikit luasan lahan, namun kemungkinan akan membutuhkan biaya perkuatan yang mahal. Sedangkan jika untuk timbunan bersisi bebas kemungkinan akan lebih murah dalam kebutuhan perkuatan namun membutuhkan luasan lahan yang lebih besar daripada timbunan bersisi tegak.

Langkah awal dalam perencanaan oprit yaitu menghitung tinggi initial yang dibutuhkan untuk mencapai tinggi final timbunan setelah mengalami pemampatan, dengan tujuan agar timbunan tidak mengalami penurunan saat atau setelah masa penimbunan yang dapat menyebabkan perbedaan elevasi dengan lantai jembatan. Selanjutnya diperiksa besar pemampatan dan waktu



yang dibutuhkan untuk mengalami pemampatan yang terjadi. Oleh karena itu jika didapatkan waktu yang sangat lama melebihi batas waktu pekerjaan timbunan untuk mencapai tinggi final, maka direncanakan menggunakan PVD (*prefabricated vertical drain*) yang dapat mengurangi panjang jalur air pori untuk mempercepat pemampatan. Oleh karena jadwal pentahapan beban *preloading* tersebut, maka dihitung daya dukung tanah dasar baru yang meningkat karena mengalami pemampatan sehingga daya dukung tanah yang baru dapat dimanfaatkan untuk perencanaan perkuatan.

Dalam perencanaan perkuatan oprit bersisi tegak akan dibandingkan dua alternatif perkuatan antara lain : *geotextile wall reinforcement* kombinasi dengan *flat sheet pile concrete*, dan *geogrid wall reinforcement* kombinasi dengan *keystone wall*. Kedua alternatif tersebut dipilih untuk dibandingkan karena relatif lebih murah dari alternatif yang lain, kemudahan ketersediaan bahan dipasaran, rapi, dan indah dari segi arsitektural. Sedangkan untuk perencanaan perkuatan oprit bersisi miring akan dibandingkan dua alternatif perkuatan antara lain : *geotextile slope reinforcement* dan cerucuk berupa *micropile* beton. Kedua alternatif tersebut dipilih untuk dibandingkan karena kemudahan ketersediaan bahan dipasaran, dan kemudahan metode pelaksanaan dilapangan. Sehingga selanjutnya dapat dipilih bentuk timbunan dan perkuatan timbunan yang paling tepat dan efisien dari segi ekonomis dan kemudahan pelaksanaan dilapangan dari perbandingan tersebut.

## 1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang telah dibahas, maka terdapat beberapa masalah yang akan diselesaikan antara lain :

1. Metode perbaikan tanah dasar oleh karena kondisi tanah dasar di lapangan relatif lunak.
2. Metode perkuatan untuk masing-masing alternatif timbunan oprit yang rawan terjadi kelongsoran.
3. Perencanaan *abutment* dan pondasi dalam yang baru oleh karena perubahan desain dan beban rencana pada jembatan.

Selanjutnya dapat dirumuskan masalah yang telah tersebut sebagai berikut :

1. Berapa tinggi timbunan awal ( $H_{initial}$ ) yang dibutuhkan untuk mencapai tinggi timbunan akhir ( $H_{final}$ ) yang direncanakan serta besarnya pemampatan tanah yang terjadi ?
2. Berapakah lama waktu yang dibutuhkan untuk mengalami pemampatan pada tanah dasar tanpa dipasang PVD ?
3. Bagaimana merencanakan jarak dan pola pemasangan PVD yang efektif pada tanah dasar jika direncanakan pemampatan terjadi derajat konsolidasi 90% dalam waktu efektif PVD 6 bulan ?
4. Bagaimana menganalisa peningkatan daya dukung tanah dasar setelah masa tahap penimbunan selesai ?
5. Bagaimana merencanakan perkuatan untuk menjaga kestabilan pada timbunan bersisi tegak ?
6. Bagaimana merencanakan perkuatan untuk menjaga kestabilan pada timbunan bersisi miring atau bebas ?
7. Berapakah total biaya material masing-masing alternatif perencanaan timbunan oprit ?
8. Bagaimana merencanakan *abutment* dan penulangannya ?
9. Bagaimana merencanakan pondasi dalam di bawah *abutment* ?

### **1.3 Tujuan Penelitian**

Tujuan penelitian pada penulisan tugas akhir ini adalah :

1. Merencanakan tinggi timbunan awal ( $H_{initial}$ ) yang dibutuhkan untuk mencapai tinggi timbunan akhir ( $H_{final}$ ) yang direncanakan serta mengetahui besarnya pemampatan tanah yang terjadi.
2. Mengetahui berapa lama waktu yang dibutuhkan untuk mengalami pemampatan tanpa dipasang PVD.
3. Merencanakan jarak dan pola pemasangan PVD yang efektif pada tanah dasar jika direncanakan pemampatan terjadi derajat konsolidasi 90% dalam waktu efektif PVD 6 bulan.
4. Menganalisa peningkatan daya dukung tanah dasar setelah masa pentahapan timbunan selesai.

5. Merencanakan alternatif perkuatan yang digunakan untuk menjaga kestabilan pada timbunan bersisi tegak.
6. Merencanakan alternatif perkuatan yang digunakan untuk menjaga kestabilan pada timbunan bersisi miring.
7. Menghitung total biaya material perkuatan tanah timbunan yang dibutuhkan.
8. Merencanakan *abutment* dan penulangan yang memenuhi faktor aman.
9. Merencanakan pondasi dibawah *abutment*.

#### **1.4 Batasan Masalah**

Adapun batasan masalah pada penulisan tugas akhir ini bertujuan untuk membatasi lingkup penelitian agar bisa terfokus khusus masalah yang dikaji, antara lain :

1. Data uji tanah menggunakan data sekunder.
2. Struktur pada *fly over* yang dianalisa hanya pada bagian *abutment* dan oprit jembatan.
3. Tidak membahas penundaan penimbunan bertahap karena adanya perkuatan tanah timbunan.
4. Tidak membahas perhitungan geometri dan struktur atas jembatan.
5. Tidak menghitung tebal perkerasan jalan pada oprit.
6. Tidak membahas metode pelaksanaan dilapangan.
7. Tidak membahas drainase jembatan.

#### **1.5 Manfaat Penelitian**

Adapun manfaat pada penulisan tugas akhir ini antara lain :

1. Menambah wawasan penulis dalam perencanaan bagian bawah jembatan.
2. Mengurangi kemacetan lalu lintas di wilayah Surabaya Barat.
3. Mengembangkan aktifitas perekonomian di wilayah sekitar Surabaya Barat.

## **BAB II**

### **STUDI 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 lain-lain. 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 fondasi dalam pada *fly over* Kandangan.

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-11-2003).

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*

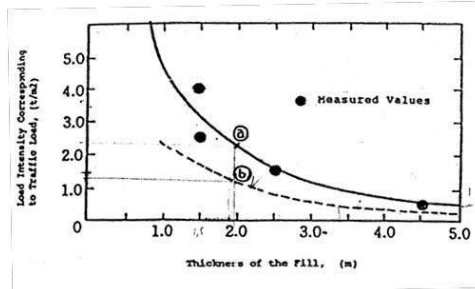
## 2.2 Perencanaan Timbunan

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  $\gamma_{sat} \equiv \gamma_{timb}$  maka

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

$$H_{Akhir} = (H_{initial} - Sc_{timb} - Sc_{Pvmnt} - H_{Bongkar}) + H_{Pvmnt} \quad (2.5)$$

Dimana :

$q$  *initial* = beban yang diasumsi awal dalam perhitungan  $S_c$  sehingga didapat  $H$  *initial* untuk perhitungan.

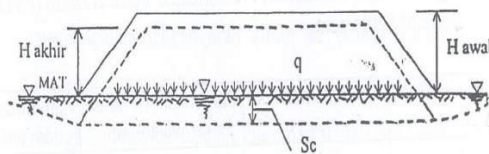
$q$  akhir = beban akhir sebagai beban yang menyebabkan penurunan  $H$  *initial* untuk mencapai  $H$  final rencana.

$S_c$  timbunan = penurunan tanah dibawah timbunan oleh beban

$S_c$  *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 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 diatas 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 *fly over* Kandang 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 :

$$OCR = \frac{\sigma_c}{\sigma_o'} \quad (2.6)$$

Dimana :

$$\begin{aligned} \sigma_o' &= \text{effective overburden pressure} \\ &= (\gamma_{imb} - \gamma_w) \times \frac{1}{2} H_{injau} \end{aligned} \quad (2.7)$$

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

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) :

$$S_c = C_c \frac{H_o}{1 + e_o} \log \frac{\sigma_o' + \Delta\sigma}{\sigma_o'} \quad (2.9)$$

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

- Bila  $(\sigma_o' + \Delta\sigma) \leq \sigma_c'$ , maka :

$$S_c = C_s \frac{H_o}{1 + e_o} \log \frac{\sigma_o' + \Delta\sigma}{\sigma_o'} \quad (2.10)$$

- Bila  $(\sigma_{o'} + \Delta\sigma) > \sigma_{c'}$ , maka :

$$S_c = \left[ C_s \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{c'}}{\sigma_{o'}} \right] + \left[ C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma_{o'} + \Delta\sigma}{\sigma_{o'}} \right] \quad (2.11)$$

Dimana :

$S_c$  = besar pemampatan yang terjadi (m)

$C_c$  = Indeks pemampatan (*compression index*)

$C_s$  = Indeks pemuaiian (*swelling index*)

$e_0$  = Angka Pori

$\sigma_{o'}$  = tegangan overbudden efektif (t/m<sup>2</sup>)

$\Delta\sigma$  = Penambahan beban vertical (t/m<sup>2</sup>)

$\sigma_{c'}$  = tegangan overbudden efektif (t/m<sup>2</sup>)

Sehingga besar pemampatan total adalah :

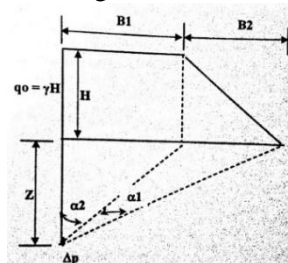
$$S_c = \sum_{i=1}^n S_{ci} \quad (2.12)$$

Dimana :

$S_{ci}$  = besar pemampatan konsolidasi untuk lapisan ke-i (m)

n = jumlah lapisan tanah yang dihitung besar pemampatan

$\Delta\sigma'$  merupakan tambahan tegangan akibat pengaruh beban timbunan yang ditinjau di tengah-tengah lapisan (Gambar 2.2). Menurut Braja M. Das (1985), dalam bukunya “*Principles of Foundation Engineering, Second Edition*” diagram tegangan tanah akibat timbunan adalah sebagai berikut :



**Gambar 2.3** Visualisasi dan Notasi  $\Delta\sigma'$   
(sumber : Mochtar, 2012 )

Besar penambahan beban,  $\Delta\sigma'$  adalah :

$$\Delta\sigma' = \frac{q_0}{180} \times \left( \left( \frac{B1+B2}{B2} \right) \times (\alpha1 + \alpha2) - \left( \frac{B1}{B2} \alpha2 \right) \right) \quad (2.13)$$

Dimana :

$q_0$  = teg. vertikal efektif dimuka tanah berupa timbunan ( $t/m^2$ )  
( $q = y$  timb. x  $h$  timb.)

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

$$\alpha1 = \tan^{-1} \left( \frac{B1+B2}{z} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{B1}{z} \right) \text{ (radian)} \quad (2.14)$$

$$\alpha2 = \tan^{-1} \left( \frac{B1}{z} \right) \text{ (radian)} \quad (2.15)$$

$B1 = 1/2$  lebar timbunan

$B2 =$  panjang proyeksi horizontal kemiringan timbunan

Nilai  $\Delta\sigma'$  yang diperoleh adalah untuk  $1/2$  bentuk timbunan sehingga untuk bentuk timbunan bersisi miring yang simetris, nilai  $I$  yang diperoleh harus dikali 2, dan berlaku untuk akibat beban *embankment* dapat dihitung dengan Persamaan 2.13 yang berubah menjadi :

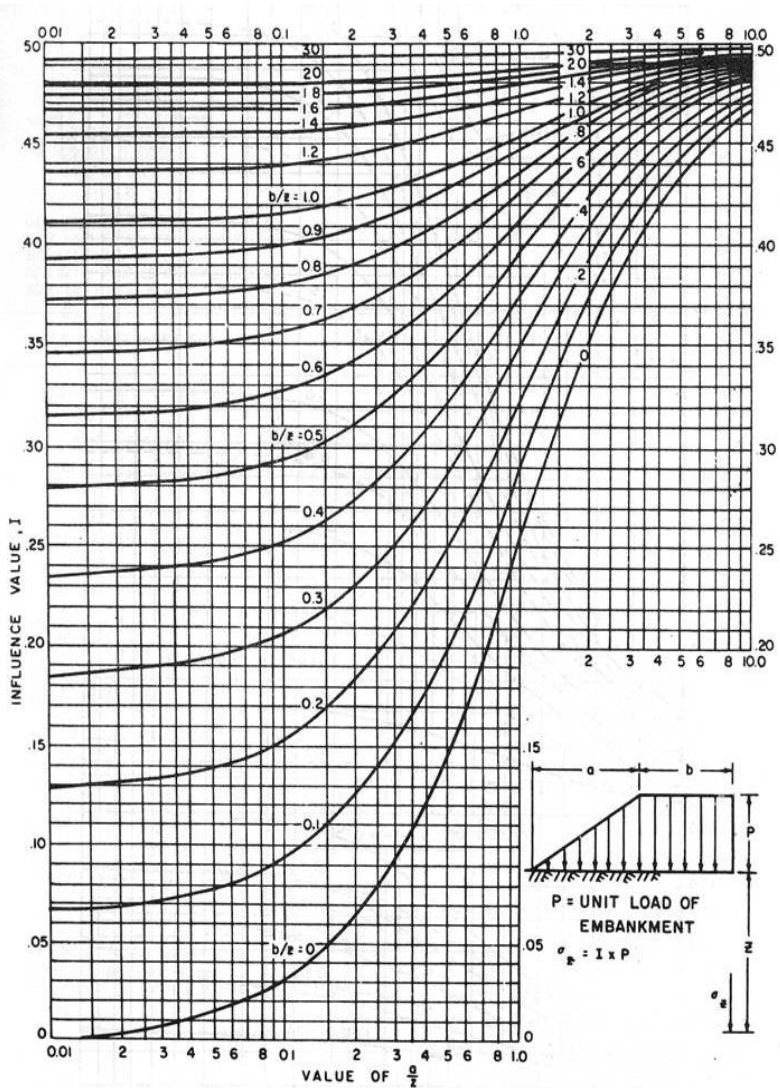
$$\Delta\sigma' = \sigma_z = 2 \times I \times q_0 \quad (2.16)$$

Dimana :

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

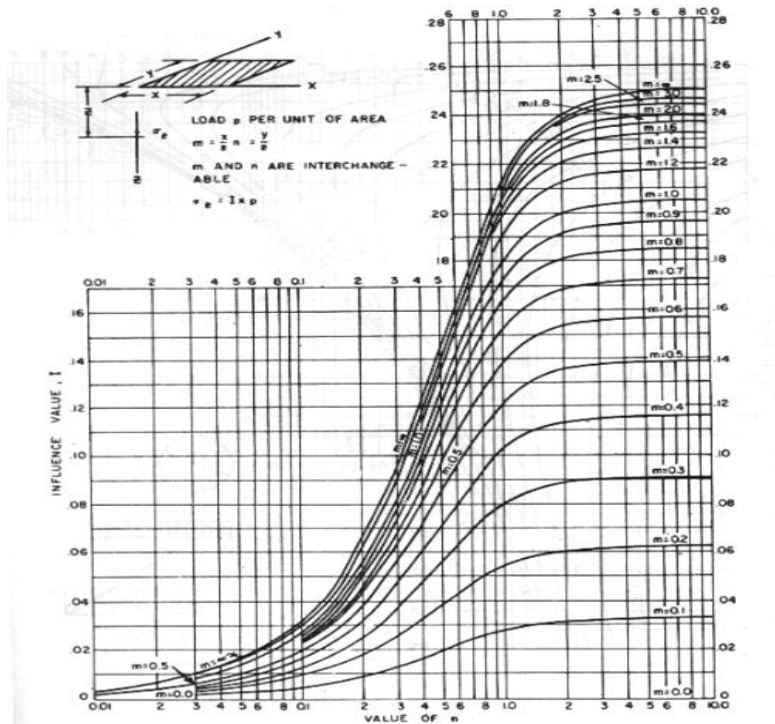
$q_0$  = teg. vertical efektif dimuka tanah berupa timbunan ( $t/m^2$ ) ( $q = y$  timb. x  $h$  timb.)

$I =$  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)

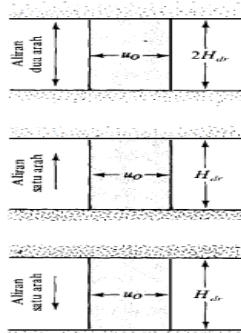


**Gambar 2.5** Kurva I (influence factor) untuk beban timbunan tegak atau beban merata perkerasan.

(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 porous, yaitu : keatas atau kebawah 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 dijelaskan 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 per lapisan 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 :

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

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

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**

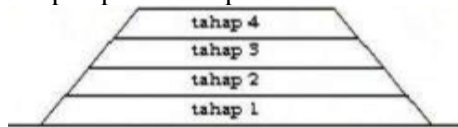
Ada beberapa cara pemampatan pada tanah dasar dapat berupa beban tanah timbunan (*surchage*), beban air berupa tangka air atau kolam air buatan atau beban luar lainnya yang diletakkan di atas tanah aslinya. Metode lain untuk mempercepat waktu *preloading*, dapat digunakan drainase vertikal (*vertical 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 ( $H_{\text{akhir}}$ ). 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

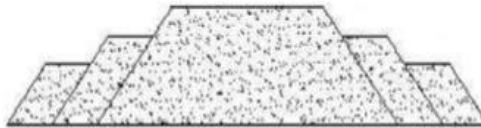
Dengan beban bertahap, waktu yang dibutuhkan untuk mencapai ketinggian timbunan rencana cukup lama dan tergantung pada peningkatan daya dukung tanah dasarnya. Penambahan beban setiap lapisan beban preloading mengacu pada ketinggian yang masih mampu dipikul  $H$  kritis oleh tanah dasarnya agar tidak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

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

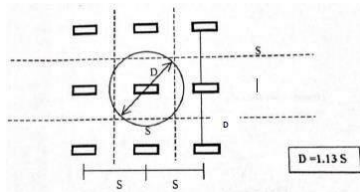
Dimana :

$t$  = lama waktu untuk menyelesaikan konsolidasi primer.

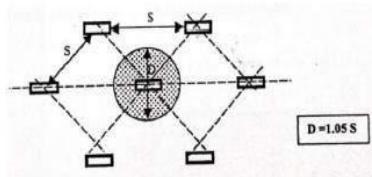
$D$  = diameter ekivalen dari lingkaran tanah daerah pengaruh dari PVD.

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

$D = 1,05 \times S$  untuk pola susunan segitiga. 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 horisontal.

$\bar{U}_h$  = 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 :

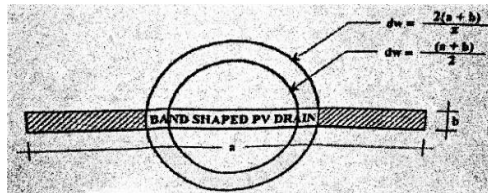
$$F(n) = \left( \frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \left[ \ln(n) - \frac{3}{4} - \left( \frac{1}{4n^2} \right) \right] \quad (2.24)$$

Dimana :

$n = D/dw$

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

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



**Gambar 2.12** Diameter lingkaran ekivalen untuk PVD  
(Sumber : Mochtar, 2012)

Namun pada umumnya  $n > 20$  sehingga dapat dianggap  $1/n = 0$  dan  $\left(\frac{n^2}{n^2-1}\right) \approx 1$  Sehingga rumus 2.24 menjadi :

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

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

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

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.

$C_h$  = 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 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:

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

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.

$Q_w$  = *Discharge capacity* (kapasitas discharge) dari drain (tergantung dari jenis PVDnya).

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 :

$$F_s = \left( \frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \cdot \ln \left( \frac{d_s}{d_w} \right) \quad (2.28)$$

Dimana:

$K_s$  = koefisien permeabilitas arah horizontal pada tanah sudah terganggu.

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

$d_w$  = ekuivalen 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 :

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

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

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

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

$F(n)$  = 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 horisontal 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  $PI < 120\%$  :

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

- Untuk  $PI > 120\%$  :

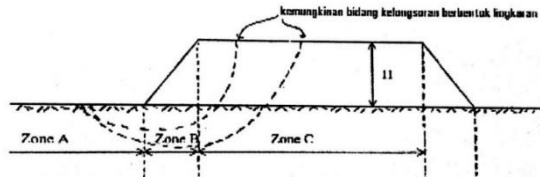
$$C_u(\text{kg/cm}^2) = 0,0737 + (0,0454 - 0,00006 \cdot PI) \cdot \sigma_p' \quad (2.34)$$

Dimana :

$PI$  = *Plasticity Index*

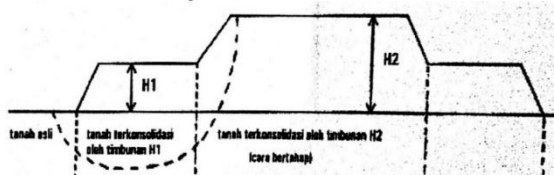
$\sigma_p'$  = penambahan tegangan total ( $\text{kg/cm}^2$ )

Pembagian zona oleh adanya peningkatan harga  $C_u$  untuk diperiksa kestabilan pada *dxstable* adalah 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 ditunjukkan 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 ;  $C_u = C_u$  asli..

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

Zona C = Tanah terkonsolidasi timbunan H ; nilai C di bandingkan antara  $C_u$  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) :

$$\Delta p_{1-U1} = \left( \frac{\sigma'_1}{p'_0} \right)^{U1} \times p'_0 - p'_0 \quad (2.35.a)$$

$$\text{Untuk selanjutnya ; } \Delta p_{2-U2} = \left( \frac{\sigma'_2}{p'_1} \right)^{U2} \times \sigma'_1 - \sigma'_1 \quad (2.35.b)$$



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

$$\sigma'_{(baru)} = p'_0 + \left[ \left( \frac{\sigma'_1}{p'_0} \right)^{U_1} \times p'_0 - p'_0 \right] + \left[ \left( \frac{\sigma'_2}{p'_1} \right)^{U_2} \times \sigma'_1 - \sigma'_1 \right] \dots \left[ \left( \frac{\sigma'_n}{p'_i} \right)^{U_n} \times \sigma'_i - \sigma'_i \right] \quad (2.36)$$

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

- Rumus 1 apabila  $p'_0 + \Delta p1 \leq P_c$ .

$$S_c = \frac{C_s \cdot H}{1 + e_0} \log \left( \frac{p'_0 + \Delta p1}{p'_0} \right) \quad (2.37)$$

- Rumus 2 apabila  $p'_0 + \Delta p1 + \Delta p2 > P_c$ .

$$S_c = \frac{C_s \cdot H}{1 + e_0} \log \left( \frac{p'_c}{p'_c + \Delta p1} \right) + \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \left( \frac{p'_0 + \Delta p1 + \Delta p2}{p'_c} \right) \quad (2.38)$$

- Rumus 3 apabila  $p'_0 + \Delta p1 + \Delta p2 + \Delta p3 > P_c$ .

$$S_c = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \left( \frac{p'_0 + \Delta p1 + \Delta p2 + \Delta p3}{p'_0 + \Delta p1 + \Delta p2} \right) \quad (2.39)$$

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  $H$  final akibat beban bertahap.

## 2.7 Alternatif Perencanaan Timbunan Bersisi Miring

Dalam perencanaan timbunan oprit yang dibuat bersisi miring ada beberapa alternatif perkuatan pada tanah timbunan. Diantaranya adalah *geotextile* sebagai perkuatan lereng (*geotextile slope reinforcement*), dan cerucuk berupa *micropile* / tiang pancang beton.

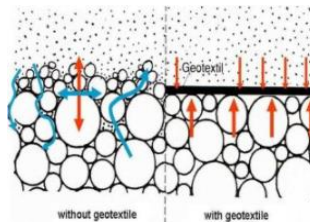
### 2.7.1 Geotextile Slope Reinforcement

*Geotextile* adalah lembaran sintesis yang tipis, *flexible*, *permeable* yang digunakan untuk stabilisasi dan perbaikan tanah dikaitkan dengan pekerjaan teknik sipil. Pemanfaatan geotekstil

merupakan cara modern dalam usaha untuk perkuatan tanah lunak. Beberapa fungsi dari geotekstil yaitu:

1. Untuk perkuatan tanah lunak.
2. Untuk konstruksi teknik sipil yang mempunyai umur rencana cukup lama dan mendukung beban yang besar seperti jalan rel dan dinding penahan tanah.
3. Sebagai lapangan pemisah, penyangring, drainase dan sebagai lapisan pelindung.

Seperti dijelaskan pada Gambar 2.15 sebagai berikut :



**Gambar 2.15** Perbandingan digunakan dan tidak menggunakan *geotextile*.

(Sumber : PT. Teknindo Geosistem Unggul, 2015.)

Pada perencanaan *geotextile* untuk timbunan miring ditinjau stabilitas pada :

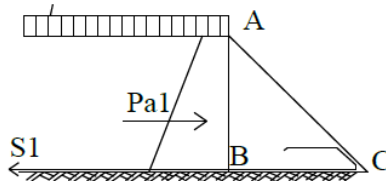
1. *Internal Stability*
2. *Overall Stability*
3. *Foundation Stability*

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

#### **2.7.1.1 Internal Stability (Geotextile Slope Reinforcement)**

Kondisi *internal stability* tercapai bila tidak terjadi longsor pada lereng AC pada gambar 2.16. Sistem stabilisasi internal merupakan sistem yang memperkuat tanah untuk mencapai kestabilan yang dibutuhkan. Sejak tahun 1960 terdapat dua cara yang sering digunakan di lapangan, yaitu *reinforced soils*; dan *insitu reinforcement*. *Reinforced soil* merupakan sistem yang menambah material perkuatan saat tanah diurug, sedangkan *in-situ*

*reinforcement* merupakan sistem yang menambah material perkuatan dengan cara dimasukkan ke dalam tanah. Kondisi kestabilan *internal* dapat dijelaskan dalam Gambar 2.16 sebagai berikut :



**Gambar 2.16** Visualisasi tekanan tanah terjadi pada *embankment*.  
(Sumber : Penulis.)

Ada 2 Syarat *internal stability* tidak terjadi longsor pada segmen AC yaitu kontrol keadaan natural dan setelah adanya perkuatan. Kontrol keadaan natural digunakan rumus sebagai berikut :

$$Pa1 \leq \frac{(\text{Berat efektif } ABC) \times \tan \delta}{SF} \quad (2.40)$$

Dimana :

$\delta$  = sudut geser antara tanah timbunan dengan *geotex*  $\approx \Phi$

SF = 1,35 untuk beban sementara; dan 2,00 untuk beban permanen

$$Ka = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.41)$$

Syarat kekuatan saat diberi *geotextile* adalah :

$$Pa1 \leq Si \quad (2.42)$$

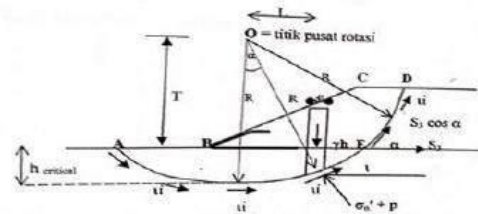
Dimana : Si = T Allow x jumlah layer

### 2.7.1.2 Overall Stability (*Geotextile Slope Reinforcement*)

Kondisi *overall stability* tercapai bila momen penahan lebih besar dari momen penggerak dengan begitu faktor keamanan akan meninggi. Maka momen penahan ( $M_r$ ) dihitung persamaan :

$$M_R (\text{dibutuhkan}) = R \cdot \sum \bar{\sigma}_i \cdot l_i + T_i \cdot S_i = M_{R \text{ Exs}} + \Delta M_R \quad (2.43)$$

Penjelasan dari persamaan 2.43 dapat dijelaskan oleh gambar 2.17 sebagai berikut :



**Gambar 2.17** Gaya tarik yang terjadi pada *overall stability*.  
(Sumber : Mochtar, 2012.)

Selanjutnya sebagai syarat stabilitas menurut Mochtar, 2000 digunakan Persamaan :

$$SF \leq \frac{M_{\text{Penahan}}}{M_{\text{Pengerak}}} \quad (2.44)$$

Dimana :

SF = 1.25 untuk beban tetap

SF = 1,1 untuk beban sementara

### 2.7.1.3 Kebutuhan *Geotextile* (*Geotextile Slope Reinforcement*)

Dalam menentukan kebutuhan *geotextile*, harus mencari nilai kekuatan kapasitas *geotextile* yang tersedia dengan menggunakan Persamaan :

$$T_{\text{Allow}} = \frac{T_{\text{ult}}}{FS_{ID} \times FS_{CR} \times FS_{CD} \times FS_{BD}} \quad (2.45)$$

Dimana :

$T_{\text{Allow}}$  = Kekuatan *geotextile* yang tersedia

$T_{\text{Ult}}$  = Kekuatan tarik max *geotextile* yang dipakai

$FS_{ID}$  = FS akibat kerusakan saat pemasangan

$FS_{CR}$  = FS akibat kerusakan akibat rangkai

$FS_{CD}$  = FS akibat kerusakan akibat bahan kimia

$FS_{BD}$  = FS akibat kerusakan akibat aktifitas biologi

Harga FS diatas dapat diambil dari Tabel 2.2 sebagai berikut :

**Tabel 2.2** Harga FS akibat berbagai kerusakan

Kegunaan	FS <sub>TD</sub>	FS <sub>CR</sub>	FS <sub>CD</sub>	FS <sub>BD</sub>
Dinding Penahan	1,1 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Timbunan	1,1 – 2,0	2,0 – 3,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Daya Dukung	1,1 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Overlay Pavement	1,1 – 1,5	1,0 – 1,2	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1
Stabilitas Talud	1,1 – 1,5	1,5 – 2,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Unpaved Road	1,1 – 2,0	1,5 – 2,5	1,0 – 1,5	1,0 – 1,2
Pemisah	1,1 – 2,5	1,0 – 1,2	1,0 – 1,5	1,0 – 1,2

Panjang *geotextile* terinstall yang dibutuhkan pada satu sisi timbunan dapat dihitung dengan Persamaan sebagai berikut :

$$L = S_v + L_o + L_e + L_d \quad (2.46)$$

Dimana :

$S_v$  = panjang lipatan *geotextile* setebal tanah diperkuat (antara 25 atau 30 cm)

$L_o$  = panjang penyaluran setelah  $S_v$  (biasanya diambil  $\frac{1}{2}$  dari  $L_e$ )

$L_e$  = Panjang *geotextile* berada dibelakang bidang longsor (minimum 1 m)

$$L_e = \frac{T_{Allow} \times FS}{(\tau_1 + \tau_2) \times E} \quad (2.47)$$

Dimana :

$\tau_1$  = tegangan geser antar tanah dasar dengan *geotextile*

$$(\tau_1 = C_u + \sigma_v \cdot \tan \phi)$$

$\tau_2$  = tegangan geser antar tanah timbunan dengan *geotextile*

$$(\tau_2 = C_u + \sigma_v \cdot \tan \phi)$$

$E$  = Efisiensi diambil sebesar 0,8

$FS$  = Faktor aman sesuai penggunaan *geotextile*

$L_d$  = Panjang *geotextile* didepan lengkung bidang longsor.

Untuk menghitung kekuatan momen penahan *geotextile* menggunakan Persamaan :

$$M_{geotextile} = T_{Allow} \times T_i \quad (2.48)$$

Dimana :

$T_{Allow}$  = Kekuatan *geotextile* yang tersedia

$T_i$  = Jarak vertikal antara *geotextile* dengan pusat bidang longsor

Oleh karena itu maka kekuatan momen seluruh *geotextile* harus lebih besar dari kekuatan tambahan momen penahan ( $\Delta M_R$ ), seperti pada Persamaan :

$$\sum M_{geotextile} > \Delta M_R \quad (2.49)$$

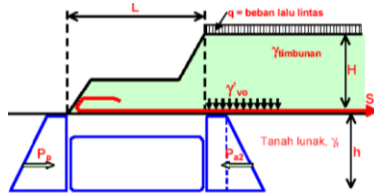
Dimana :

$\sum M_{geotextile}$  = total seluruh momen penahan *geotextile*

$\Delta M_R$  = nilai tambahan momen penahan oleh dari  $M_{R Existing}$

#### 2.7.1.4 Foundation Stability (*Geotextile Slope Reinforcement*)

Kondisi *foundation stability* divisualisasikan pada Gambar 2.18 sebagai berikut :



**Gambar 2.18** Gaya terjadi pada *foundation stability*.  
(Sumber : Mochtar, 2012.)

Kondisi *foundation stability* jika adanya *geotextile* tercapai bila :

$$P_{a2} \leq \frac{Pp + (2.Cu \times L) + (T_{Allow} \times L)}{SF} \quad (2.50)$$

Dimana :

$P_{a2}$  = Tekanan tanah aktif dibawah timbunan

$Pp$  = Tekanan tanah pasif dibidang *initiation* timbunan

$Cu$  = *Undrained shear strength* tanah lunak

$T_{Allow}$  = Kekuatan *geotextile* yang tersedia

SF = Faktor aman 1,25 untuk beban sementara; dan 1,5 untuk jalan permanen

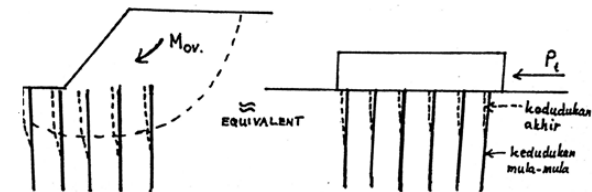
### 2.7.2 Perkuatan Tanah dengan *Micropile*

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 dijelaskan pada Gambar 2.19 sebagai berikut :



**Gambar 2.19** Asumsi gaya yang diterima oleh cerucuk.  
(Sumber : Mochtar, I.B., 2000.)

#### 2.7.2.1 Perhitungan Kekuatan Satu Cerucuk

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

$$T = \left( \frac{E \cdot I}{f} \right)^{\frac{1}{5}} \tag{2.51}$$

Dimana:

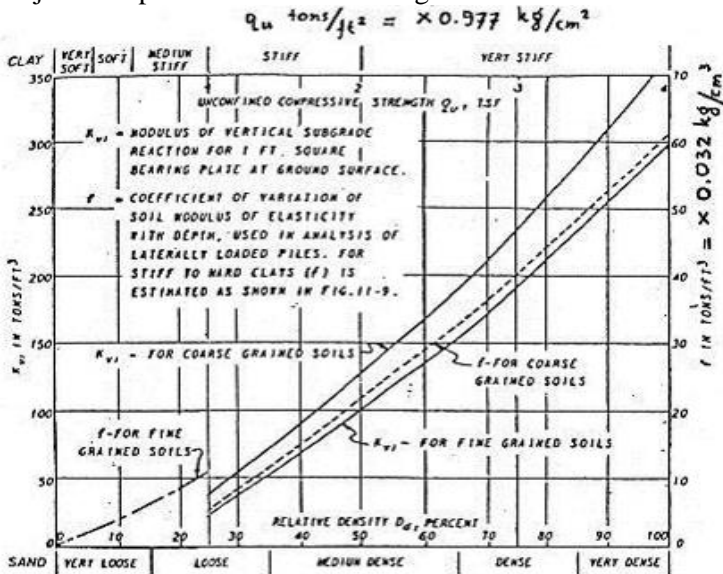
T = faktor kekuatan relatif, cm.

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 dijelaskan pada Gambar 2.20 sebagai berikut :



Gambar 2.20 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 :

$$P = \frac{M_p}{F_m \times T} \tag{2.52}$$

Dimana :

P = gaya horizontal yang diterima cerucuk, kg



$T$  = faktor kekakuan relative, cm

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

$$M_{P_{\max-1\text{cerucuk}}} = \frac{\sigma_{\max-\text{bahan}} \times I_n}{(D/2)} \quad (2.53)$$

Dimana :

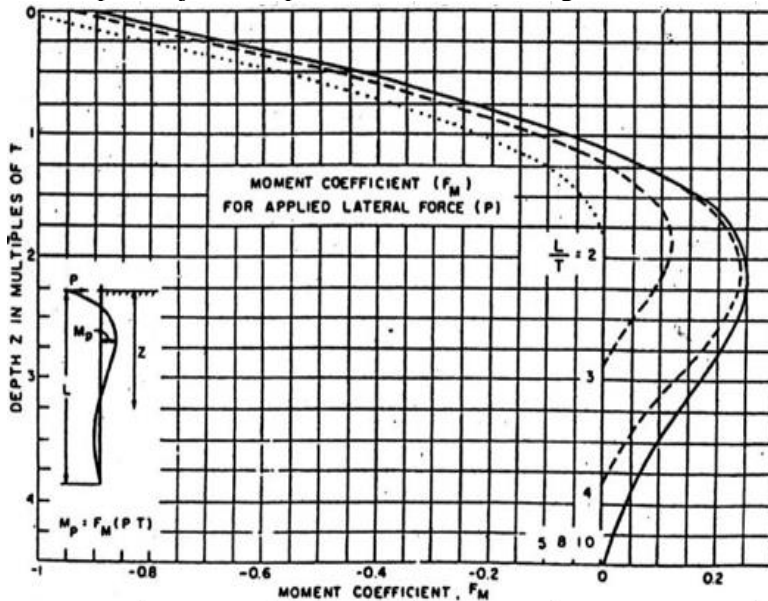
$\sigma_{\max}$  = Tegangan tarik/tekan maksimum dari bahan cerucuk.

$I_n$  = 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 dijelaskan pada Gambar 2.21 sebagai berikut :



**Gambar 2.21** 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 :

$$P_{\max-1cerucuk} = \frac{M_{p \max-1cerucuk}}{F_m \times T} \times F_{kg} \quad (2.54)$$

Dimana :

$P$  = gaya horizontal yang diterima cerucuk, kg

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

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

$T$  = faktor kekakuan relative, cm.

$F_{kg}$  = Faktor koreksi gabungan, dimana menurut Mochtar & Arya (2002) dapat dihitung dengan Persamaan :

$$F_{kg} = 2,643 \left[ \frac{0,89 + 0,12 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)}{2,69} \right] \left[ \frac{0,855 \cdot C_u^{-0,392}}{2,865} \right] \quad (2.55)$$

Dimana :

$L$  = panjang cerucuk dibawah bidang gelincir

$D$  = Diameter atau lebar penampang tergantung penampang cerucuk.

### 2.7.2.2 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 :

$$MD = \frac{MR}{SF \min} \quad (2.56)$$

Dimana :

$MD$  = momen dorong.

$SF$  = angka keamanan minimum yang dianalisis melalui *dxstable*

$MR$  = momen penahan yang dianalisis melalui *dxstable*.

$$MR = \sum \Delta Cu \times L \times R \quad (2.57)$$

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 :

$$\Delta MR = (SF_{rencana} - SF_{minimum}) \times MD \quad (2.58)$$

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 *dxstable*.

MD = momen dorong.

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

$$n = \frac{\Delta M_R}{R \times P_{\max-1cerucuk}} \quad (2.59)$$

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

## 2.8 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*.

### 2.8.1 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.

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

Dalam perhitungan *internal stability* diperhatikan gaya-gaya 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:

$$\sigma_{Htotal} = \sigma_{HS} + \sigma_{HQ} + \sigma_{HL} \quad (2.60)$$

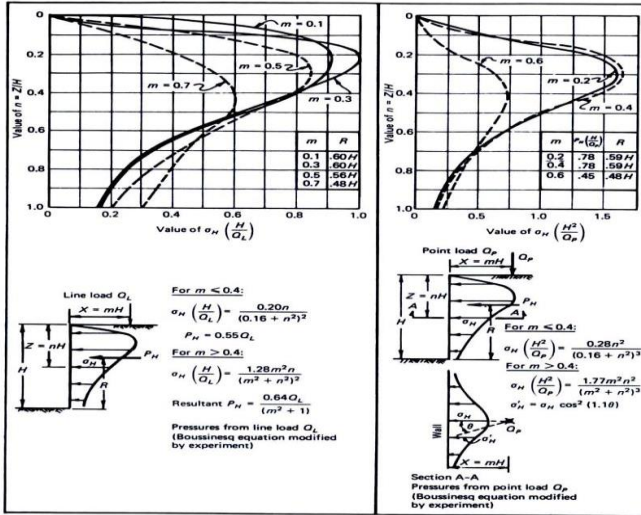
Dimana :

$\sigma_{h\ total}$  = 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 2.22 sebagai berikut :



**Gambar 2.22** Grafik untuk menentukan besarnya  $\sigma_H$ .  
 (Sumber : NAVFAC DM-7, 1971.)

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

**2.8.1.2 Kebutuhan Geotextile (Geotextile Wall Reinforcement)**

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

$$S_v = \frac{T_{Allow}}{SF \times \sigma H_{totalZ}} \tag{2.61}$$

Dimana :

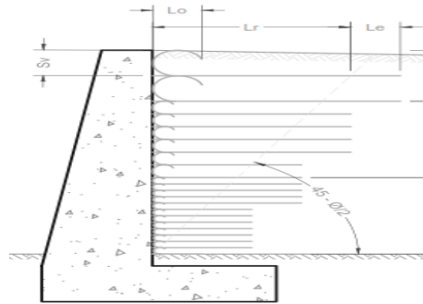
$S_v$  = Jarak pemasangan geotextile

$T_{allow}$  = Kekuatan geotekstile 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 seperti Gambar 2.23 sebagai berikut :



**Gambar 2.23** Sketsa *Geotextile Wall Reinforcement* pada timbunan  
(Sumber : Mochtar, 2000.)

Cara menghitung panjang geotextile yang ditanam adalah :

$$L = L_r + L_e \quad (2.62)$$

Dimana :

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

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

Panjang *geotextile* dibelakang bidang longsor digunakan persamaan :

$$L_r = (H - Z) \times \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.63)$$

Dimana :

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

$H$  = ketinggian timbunan

$Z$  = titik pertinjauan

$\Phi$  = sudut geser tanah

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

$$L_e = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot SF}{2 \cdot [C + \sigma_v \cdot \tan \delta]} \quad (2.64)$$

Dimana :

$L_e$  = 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 perdalam Z

$$\bar{\sigma} = 0,9 \Phi$$

C = nilai kohesi tanah ditinjau.

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

$$L_o = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot SF}{4 \cdot [C + \sigma_v \cdot \tan \delta]} \quad (2.65)$$

Dimana :

$L_o$  = panjang lipatan, dengan panjang minimal  $\frac{1}{2} L_e$ .

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

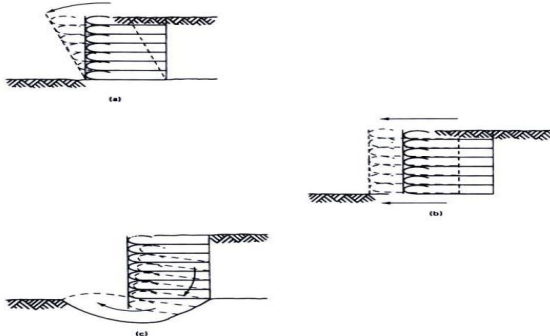
$$SF = 1,3 - 1,5$$

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

C = nilai kohesi tanah ditinjau.

### 2.8.1.3 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 dijelaskan pada Gambar 2.24 berikut :



**Gambar 2.24** *External stability geotextile wall* terhadap : a.guling, b.geser, c.ambles.

(Sumber : Mochtar, 2000.)

Untuk memeriksa faktor aman kestabilan terhadap guling digunakan Persamaan :

$$SF = \frac{\sum MP}{\sum MD} \quad (2.66)$$

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 :

$$SF = \frac{\sum FP}{\sum FD} \quad (2.67)$$

Dimana :

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

$\sum FP$  = Momen penahan

$\sum FD$  = Momen pendorong.

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

$$SF = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{ultimite}} \quad (2.68)$$

Dimana :

SF = faktor aman bahaya geser, SF=3

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

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

### 2.8.2 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 system 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 disub-bab 2.8.1.

### 2.8.3 *Sheetpile Concrete Wall Reinforcement*

*Sheet pile* adalah konstruksi yang dapat menahan tanah disekelilingnya, mencegah terjadinya kelongsoran, dan biasanya terdiri dari dinding turap dan penyangganya. Dalam perencanaan turap hendaknya perlu memperhatikan keadaan lapangan yaitu ciri-ciri topografi, kondisi geologi, susunan tanah dilapangan, keadaan bangunan-bangunan yang telah ada, dan besarnya gaya luar seperti tekanan air agar *sheet pile* yang direncanakan mampu menahan tanah disekelilingnya sesuai dengan hasil perencanaan.

*Sheet pile* yang direncanakan tidak menerima gaya horisontal dari timbunan tanah karena semua gaya horisontal telah diterima oleh *geotextile*. Oleh karena itu hanya dilakukan kontrol daya dukung terhadap beban yang diakibatkan oleh berat *sheet pile* sendiri. Karena *sheet pile* yang direncanakan tidak menerima beban sama sekali dan hanya berfungsi sebagai penutup *geotextile* dan arsitektural, maka direncanakan kedalaman tanam *sheet pile*

yang efektif terhadap daya dukung sebagai pondasi oleh akibat berat *sheet pile* sendiri saja. direncanakan pula besi penahan untuk berjaga-jaga apabila ada gaya horizontal yang tidak diinginkan. Untuk menghitung daya dukung *sheet pile* digunakan Persamaan :

$$SF_{ambias} = \frac{Q_{ultimite}}{Q_{max}} \quad (2.69)$$

Dimana :

SF= faktor aman daya dukung, SF=3

Qult= Beban ultimit daya dukung pada tanah dasar pondasi.

Qmax= Tegangan maksimum yang terjadi oleh *sheetpile*.

Kontrol daya dukung tanah untuk sheet pile dengan dianggap sebagai pondasi tiang maka dipakai rumus daya dukung ijin (tekan-tarik) menurut Mayerhoff dan Bazaraa digunakan Persamaan :

$$q_{ultimate} = Q_{ujung\ tiang} + \sum R_{si} \quad (2.70)$$

Dimana :

Q ujung tiang = beban daya dukung ujung pada tiang sheetpile

$\sum R_{si}$  = daya dukung tarik / cabut pada tiang sheetpile

Untuk mencari tegangan maksimum yang terjadi dapat digunakan Persamaan :

$$\sigma_{max} = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{\sum Mo}{W} \quad (2.71)$$

Persamaan diatas berlaku jika  $\frac{\sum V}{A} > \frac{\sum Mo}{W}$ , dan jika  $\frac{\sum V}{A} < \frac{\sum Mo}{W}$

maka digunakan Persamaan :

$$\sigma_{max} = \frac{2.Va}{3.(0,5B - \frac{Mo}{V})} \quad (2.72)$$

Dimana :

V = jumlah gaya vertical yang terjadi

B = lebar timbunan total

Mo= momen dorong yang terjadi

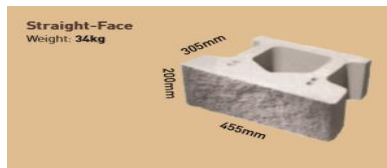
W= momen penahan

### 2.8.4 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 horisontal 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 Gambar 2.25 berikut :



**Gambar 2.25** *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 :

$$SF_{ambias} = \frac{Q_{ultimite}}{Q_{keystone}} \quad (2.73)$$

Dimana :

SF = faktor aman daya dukung, SF=3

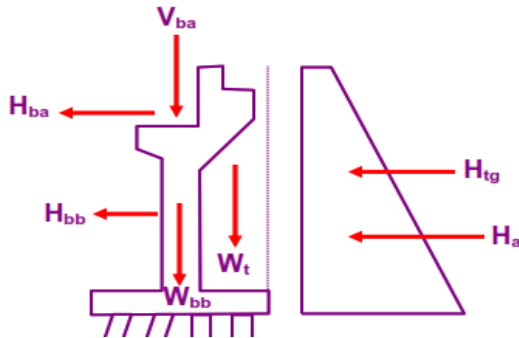
Qult = Beban ultimit daya dukung pada tanah dasar sesuai persamaan 2.70.

Qkeystone = Berat 1 buah keystone x jumlah keystone yang dibutuhkan dalam satuan tinggi x jumlah keystone per meter dalam satuan lebar.

## 2.9 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 2.26 sebagai berikut :



**Gambar 2.26** Ilustrasi Beban yang Bekerja pada *Abutment*  
(Sumber : Mochtar, 2000.)

Beban horizontal pada *abutment* diakibatkan oleh beban angin, efek temperatur, rangkak (*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

### 2.9.1 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 perletakkannya. Hal tersebut akan memberikan akses yang bagus pada konstruksi pelat jembatan (Childs, 1993). Berikut analisa untuk kontrol kestabilan abutmen antara lain :

- a. Kontrol terhadap bahaya geser.

Kontrol terhadap bahaya geser dapat dianalisa menggunakan Persamaan :

$$\frac{\tau_{\max}}{SF} \geq \sum H \quad (2.74)$$

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 :

$$\sigma_{\max} \leq \frac{Q_{ult \text{ tanah}}}{SF} \quad (2.75)$$

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 :

$$SF \leq \frac{\sum M_{\text{penahan}}}{\sum M_{\text{guling}}} \quad (2.76)$$

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.

## 2.10 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 :

$$Q_{ult} = Q_s + Q_p \quad (2.77)$$

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. Koreksi-koreksi 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 :

$$a. N_1 = 15 + \frac{1}{2} + (N-15) \quad (\text{Terzaghi, 1960}) \quad (2.78)$$

$$b. N_1 = 0,6 N \quad (\text{Bazara, 1967}) \quad (2.79)$$

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

$$N_2 = \frac{4xN_t}{1+0,4 x \sigma_o} \quad (2.80)$$

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

$$N_2 = \frac{4xN_t}{3,25+0,1 x \sigma_o} \quad (2.81)$$



Dimana :

$\sigma^o$  = 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 :

$$P_{ujung} = Cn_{ujung} \times A_{ujung} \text{ (ton)} \quad (2.81)$$

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 :

$$\sum Psi = Cli \times Asi \quad (2.82)$$

Dimana :

$Cli = fs_i =$  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 :

$$P_{Ult\ 1-tiang} = P_{ujung} + \sum Psi \quad (2.83)$$

$$P_{ijin} = \frac{P_{Ult\ 1-tiang}}{SF} \quad (2.84)$$

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

### 2.10.1 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 (Poulus dan Davis, 1980), yaitu:

$$C = 1 - \text{arc. tan} \frac{D}{S} \times \left[ \frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \right] \quad (2.85)$$

Dimana:

C = faktor reduksi

D = diameter tiang pancang

S = jarak antara pusat tiang pancang

m = jumlah baris dalam kelompok tiang pancang

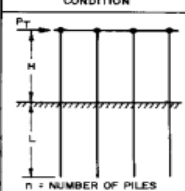
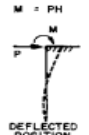
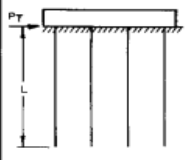

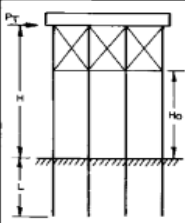
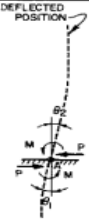
n = jumlah tiang pancang dalam satu baris

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 2.27 sebagai berikut :

CASE I. FLEXIBLE CAP, ELEVATED POSITION		
CONDITION	LOAD AT GROUND LINE	DESIGN PROCEDURE
 <p><math>n</math> = NUMBER OF PILES</p>	<p>FOR EACH PILE:</p> $P = \frac{P_T}{n}$ $M = PH$  <p>DEFLECTED POSITION</p>	<p>FOR DEFINITION OF PARAMETERS SEE FIGURE 12</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. COMPUTE RELATIVE STIFFNESS FACTOR. <math>T = \left( \frac{E \times I}{f} \right)^{\frac{1}{5}}</math> IN FIGURE 11.</li> <li>2. SELECT CURVE FOR PROPER <math>\frac{L}{T}</math> IN FIGURE 11.</li> <li>3. OBTAIN COEFFICIENTS <math>F_B, F_M, F_Q</math> AT DEPTHS DESIRED.</li> <li>4. COMPUTE DEFLECTION, MOMENT AND SHEAR AT DESIRED DEPTHS USING FORMULAS OF FIGURE 11.</li> </ol> <p>NOTE: "f" VALUES FROM FIGURE 9 AND CONVERT TO LB/IN<sup>3</sup>.</p>
CASE II. PILES WITH RIGID CAP AT GROUND SURFACE		
		<ol style="list-style-type: none"> <li>1. PROCEED AS IN STEP 1, CASE I.</li> <li>2. COMPUTE DEFLECTION AND MOMENT AT DESIRED DEPTHS USING COEFFICIENTS <math>F_B, F_M</math> AND FORMULAS OF FIGURE 12.</li> <li>3. MAXIMUM SHEAR OCCURS AT TOP OF PILE AND EQUALS <math>P = \frac{P_T}{n}</math> IN EACH PILE.</li> </ol>
CASE III. RIGID CAP, ELEVATED POSITION		
	<p>DEFLECTED POSITION</p> 	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. ASSUME A HINGE AT POINT A WITH A BALANCING MOMENT <math>M</math> APPLIED AT POINT A.</li> <li>2. COMPUTE SLOPE <math>\theta_2</math> ABOVE GROUND AS A FUNCTION OF <math>M</math> FROM CHARACTERISTICS OF SUPERSTRUCTURE.</li> <li>3. COMPUTE SLOPE <math>\theta_1</math> FROM SLOPE COEFFICIENTS OF FIGURE 13 AS FOLLOWS: <math display="block">\theta_1 = F_{\theta} \left( \frac{P_T L^2}{E I} \right) + F_{\theta} \left( \frac{M T}{E I} \right)</math></li> <li>4. EQUATE <math>\theta_1 = \theta_2</math> AND SOLVE FOR VALUE OF <math>M</math>.</li> <li>5. KNOWING VALUES OF <math>P</math> AND <math>M</math>, SOLVE FOR DEFLECTION, SHEAR, AND MOMENT AS IN CASE I.</li> </ol> <p>NOTE: IF GROUND SURFACE AT PILE LOCATION IS INCLINED, LOAD <math>P</math> TAKEN BY EACH PILE IS PROPORTIONAL TO <math>1/H_0^3</math>.</p>

**Gambar 2.27** 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 relative (*relative stiffness factor*).

$$T = \left( \frac{E \times I}{f} \right)^{\frac{1}{5}} \tag{2.86}$$

Dimana:

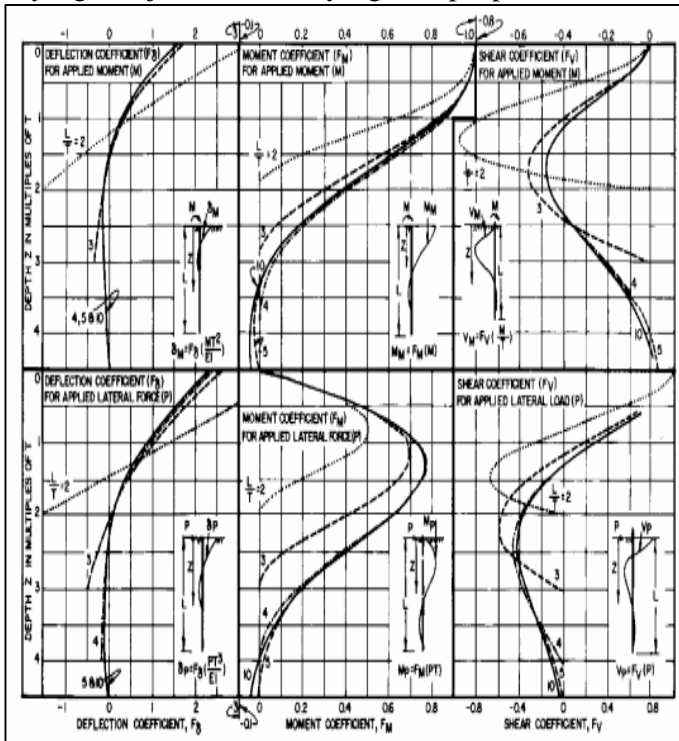
E = modulus elastisitas tiang (cerucuk), Kg/cm<sup>2</sup>

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

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

T = faktor kekakuan relative, dalam cm.

2. Menghitung defleksi, momen dan gaya geser pada kedalaman yang ditinjau dari rumus yang terdapat pada Gambar 2.28

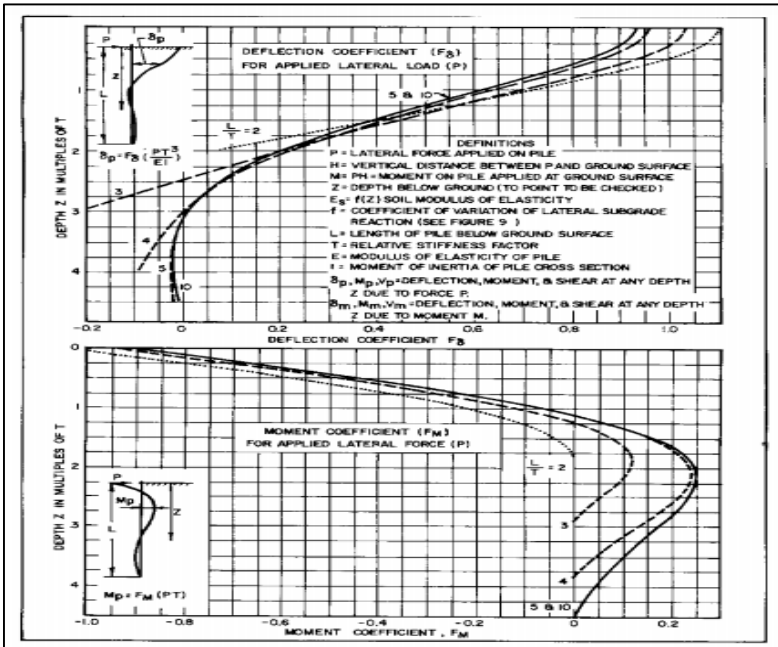


**Gambar 2.28** Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada kondisi I

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

- **Kondisi II**

1. Sama dengan langkah 1 kondisi I.
2. Menentukan koefisien defleksi ( $F_D$ ) dan koefisien ( $F_M$ ).
3. Hitung defleksi dan besarnya momen seperti pada Gambar 2.29 berikut :



**Gambar 2.29** 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 :

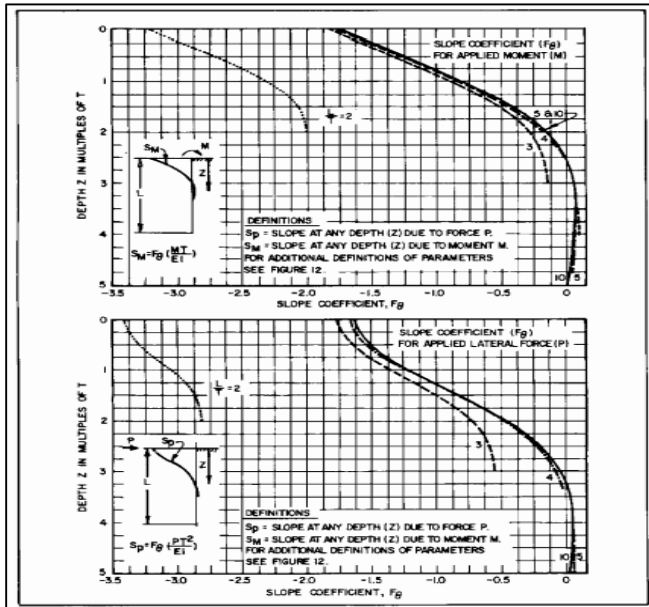
$$P = \frac{PT}{n} \tag{2.87}$$

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 2.30 sebagai berikut :



**Gambar 2.30** Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi III  
(Sumber : Design Manual, NAVFAC DM-7, 1971)

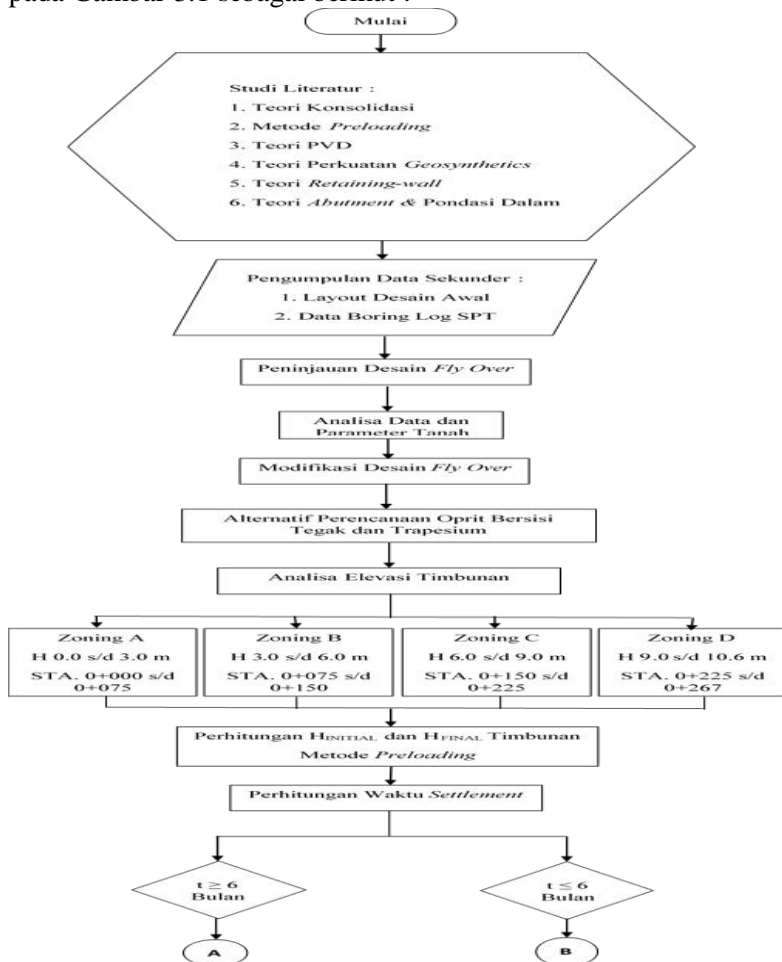
2. Menghitung sudut  $\theta_2$  di atas tanah.
3. Menghidung sudut  $\theta_1$  dari koefisien sudut ( $F_\theta$ ) dari rumus yang terdapat pada gambar 2.30.
4. Dengan persamaan  $\theta_1 = \theta_2$ , diperoleh nilai momen.
5. Setelah mendapatkan nilai M dan  $P_1$ , menghitung besarnya defleksi,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

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

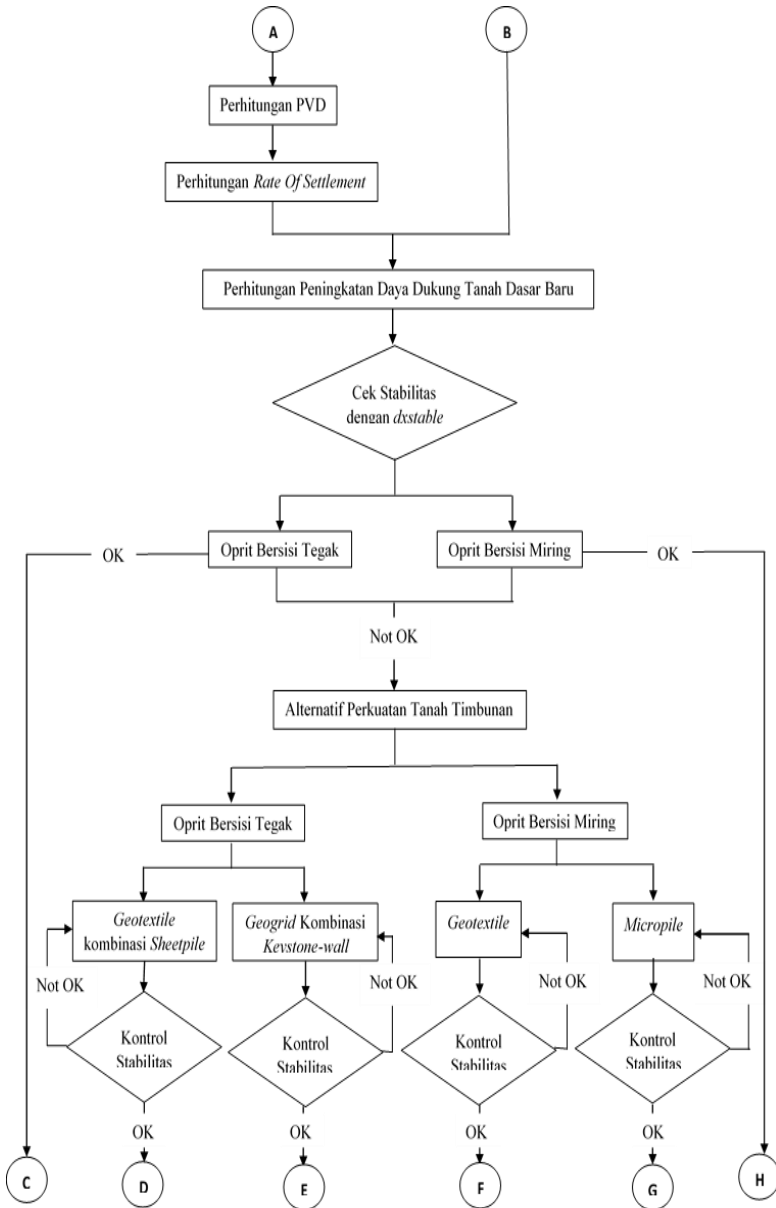
# BAB III METODOLOGI PENELITIAN

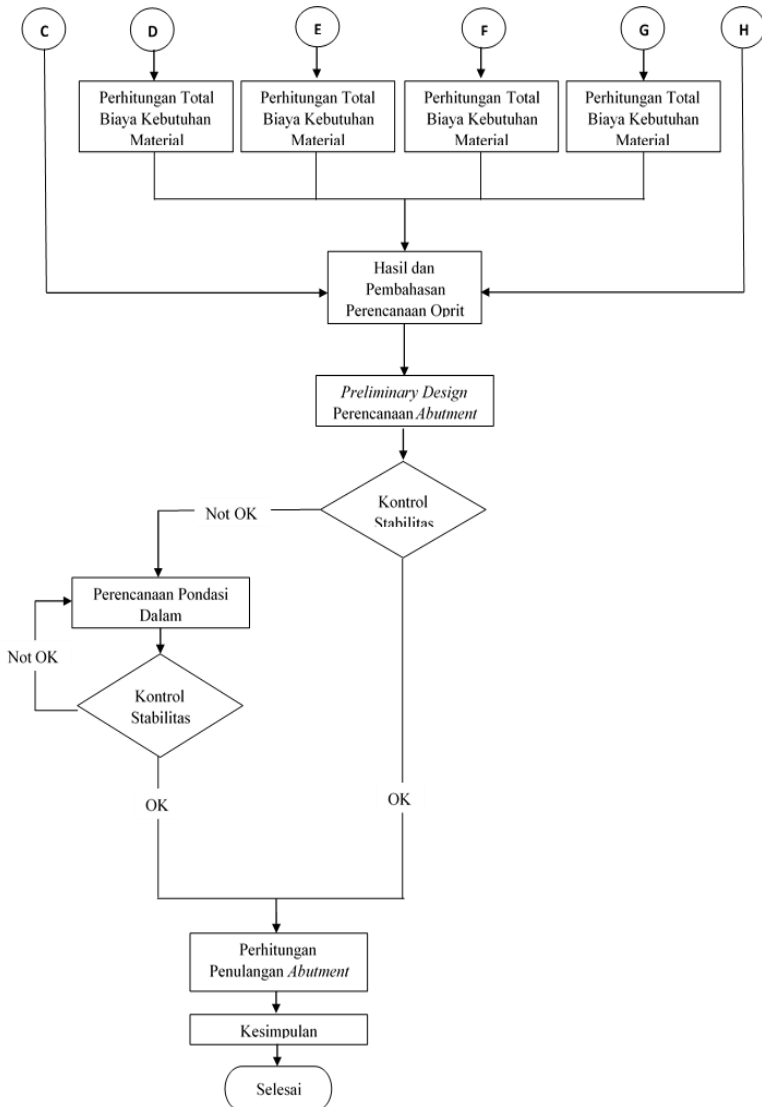
## 3.1 Bagan Alir

Langkah-langkah utama yang akan digunakan dalam penelitian tugas akhir ini dibuat menjadi suatu bagan alir seperti dijelaskan pada Gambar 3.1 sebagai berikut :









**Gambar 3.1** Bagan Alir Pengerjaan Tugas akhir  
(Sumber : Penulis)

### 3.2 Studi Literatur

Studi Literatur dalam sebuah perencanaan bertujuan mengumpulkan referensi yang diperlukan untuk mendapatkan gambaran yang menyeluruh tentang teori-teori yang akan digunakan dalam pengerjaan tugas akhir. Berikut ini adalah beberapa teori yang digunakan sebagai acuan dalam melakukan perencanaan :

1. Teori pemampatan/*settlement*.
2. Teori waktu konsolidasi.
3. Teori *preloading*
4. Teori perencanaan *vertical drain*
5. Teori perhitungan peningkatan daya dukung tanah akibat *preloading*
6. Teori perencanaan *geotextile*
7. Teori perencanaan *micropile*
8. Teori perencanaan *geogrid*
9. Teori perencanaan *sheetpile* sebagai dinding penahan tanah
10. Teori perencanaan *keystone-wall* sebagai dinding penahan tanah
11. Perhitungan stabilitas timbunan
12. Langkah penggunaan *software Dxstable*.

### 3.3 Pengumpulan Data Sekunder

Data-data yang dipakai dalam perencanaan ini adalah data sekunder yang didapat dari instansi terkait. Beberapa data yang diperlukan dalam perencanaan antara lain:

1. Layout area lokasi
2. *Boring log* dan SPT
3. Hasil tes laboratorium parameter-parameter tanah

Dari layout gambar dizonafikasi sehingga didapat *zona station* yang akan ditinjau berdasarkan kedalaman tanah lunak dari setiap segmen penyelidikan tanah dilapangan.

### 3.4 Peninjauan Desain Awal Fly Over

Sebelum dilaksanakan perhitungan perencanaan, maka agar mendapatkan desain yang aman, murah, indah, dan awet sangat penting untuk dilakukan peninjauan terhadap desain awal. Maka dari itu jika kemungkinan dari desain awal ada kekurangan, akan menghasilkan alternatif lain yang lebih baik setelah ditinjau ulang dengan dimodifikasi desain. Adapun acuan persyaratan yang digunakan untuk modifikasi desain *fly over* Kandangan adalah :

1. Keputusan Menteri Perhubungan No : KM 53 Tahun 2000
2. Pedoman Konstruksi dan Bangunan, Pd-T-11-2003.

Sehingga selanjutnya dilakukan perhitungan terhadap desain perencanaan yang baru.

### 3.5 Perencanaan Perbaikan Tanah Dasar

Langkah selanjutnya setelah dianalisa data tanah dan didesain oprit jembatan adalah perencanaan perbaikan tanah dasar pada oprit jembatan dengan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Perhitungan  $H_{Initial}$  dan  $H_{Final}$  untuk timbunan oprit.
2. Perhitungan pemampatan tanah.
3. Perencanaan *prefabricated vertical drain* untuk mempercepat pemampatan.
4. Perhitungan peningkatan daya dukung tanah dasar.

Sehingga selanjutnya dapat diperiksa kestabilan tanah timbunan setelah adanya perbaikan pada tanah dasar tersebut.

### 3.6 Analisa Kestabilan Timbunan

Analisa kestabilan timbunan pada perencanaan oprit jembatan dengan menggunakan program bantu *Dxstable*. Apabila hasil *safety factor* kurang dari *safety factor* rencana maka timbunan tersebut tidak aman dan memerlukan perkuatan pada tanah oprit jembatan.

### 3.7 Perencanaan Perkuatan Tanah Timbunan

Perencanaan perkuatan pada tanah timbunan berdasarkan pada dua alternatif bentuk timbunan yang akan dibandingkan antara

timbunan bersisi tegak dan bersisi miring. Untuk timbunan bersisi tegak dibandingkan dua alternatif perkuatan yaitu *geotextile* kombinasi *flat sheet-pile* dan *geogrid* kombinasi *keystone-wall*. Sedangkan untuk timbunan bersisi miring dibandingkan dua alternatif perkuatan yaitu *geotextile* dan *micropile*. Selanjutnya dikontrol kestabilan sehingga jika alternatif – alternatif perkuatan tersebut tidak memenuhi faktor aman pada kontrol kestabilan maka harus direncanakan ulang.

### **3.8 Perhitungan Volume dan Biaya Material Perkuatan pada Timbunan**

Setelah didapatkan hasil dari perhitungan kebutuhan material pada perbaikan tanah dasar dan perkuatan tanah timbunan maka dapat dihitung total biaya yang dibutuhkan untuk masing-masing material perbaikan tanah dasar dan total material perkuatan tanah timbunan. Sehingga selanjutnya dapat diketahui total biaya untuk material perbaikan tanah dasar dan khusus untuk perkuatan tanah timbunan nantinya akan dipilih alternatif yang paling efektif dari segi ekonomis dan kemudahan metode pelaksanaan dilapangan.

### **3.9 Perencanaan *Abutment* dan pondasi dalam *Fly Over***

*Abutment* yang terletak pada kedua ujung jembatan memiliki fungsi sebagai pemikul seluruh beban (beban hidup dan beban mati) pada jembatan. Perhitungan desain dapat ditentukan dengan menganalisa stabilitas terhadap geser, guling, dan ambles. Sehingga dapat ditentukan jika desain *abutment* tidak memenuhi faktor aman pada ketiga kontrol stabilitas tersebut maka desain *abutment* tidak aman. Maka dari itu untuk memenuhi stabilitas *abutment* maka direncanakan pondasi dalam berupa tiang pancang. Perencanaan tiang pancang juga harus memperhatikan terhadap beban-beban yang dipikul, daya dukung tanah dasar serta kapasitas ijin tiang pancang itu sendiri. Maka dari itu dapat ditentukan dimensi dan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan.

### **3.10 Kesimpulan**

Kesimpulan dari pengerjaan tugas akhir ini antara lain berisi tentang :

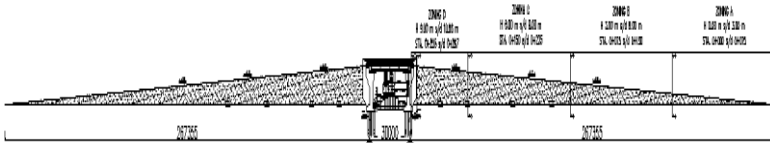
1. Hasil perencanaan perbaikan tanah dasar oprit serta volume dan biaya materialnya.
2. Hasil perencanaan perkuatan tanah untuk alternatif timbunan bersisi tegak serta volume dan biaya materialnya.
3. Hasil perencanaan perkuatan tanah untuk alternatif timbunan bersisi miring serta volume dan biaya materialnya.
4. Hasil pemilihan alternatif yang akan dilaksanakan dari kedua alternatif timbunan oprit yang dibandingkan.
5. Hasil perhitungan *abutment* dan pondasi dalam berupa tiang pancang untuk jembatan.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB IV ANALISA DATA PERENCANAAN

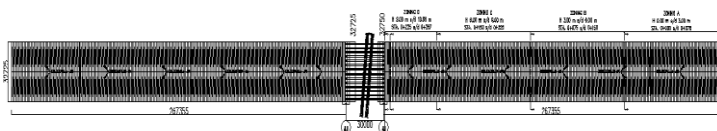
### 4.1 Data Umum Perencanaan

- Deskripsi Proyek : *Fly Over* Kandangan
  - Lokasi Proyek : Kandangan, Surabaya, Jawa Timur
  - Posisi Rencana : STA. KM 219 + 958 Jalur rel Stasiun Benowo - Stasiun Kandangan
  - Bentang jembatan : 30 m
  - Panjang melintang jembatan : 2 x 15 m
  - Kemiringan jalan maks. : 2%
  - Alternatif perencanaan oprit : bersisi tegak dan miring
  - Kemiringan Memanjang Oprit : 4%
  - Tinggi Maks. Oprit : 11,029 m
  - Panjang Oprit : 2 x 267,355 m
  - Panjang melintang Oprit : 32,725 m
- Berikut gambar potongan memanjang *Fly Over* :



**Gambar 4.1** Gambar Potongan Memanjang *Fly Over*  
(Sumber : Penulis)

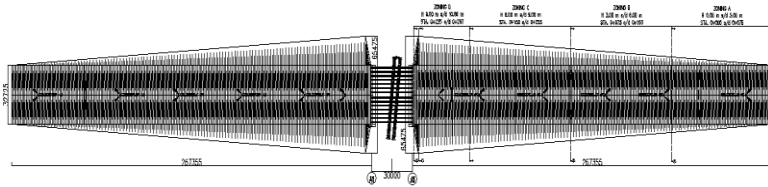
Berikut gambar tampak atas *Fly Over* alternatif oprit bersisi tegak :



**Gambar 4.2** Gambar Tampak Atas *Fly Over* alternatif oprit bersisi tegak  
(Sumber : Penulis)



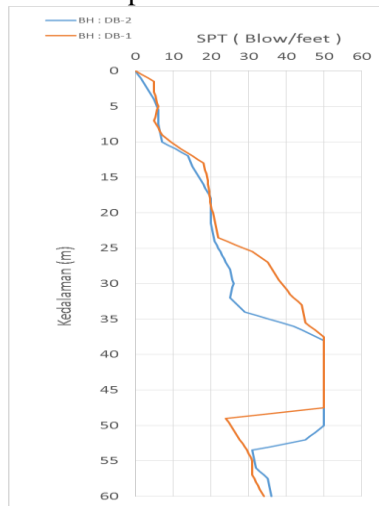
Berikut gambar tampak atas *Fly Over* alternatif oprit bersisi miring :



**Gambar 4.3** Gambar Tampak Atas *Fly Over* alternatif oprit bersisi miring  
(Sumber : Penulis)

## 4.2 Data Tanah

Data tanah yang digunakan dalam tugas Akhir ini adalah data sekunder hasil pekerjaan penyelidikan tanah untuk proyek *Fly over* Kandangan, Surabaya, Jawa Timur. Data hasil penyelidikan tanah ada 2 data DB-1 dan DB-2 disajikan pada Lampiran 1 dan 2 serta rekap grafik N-SPT pada Lampiran 3. Dengan didapatkan grafik N-SPT dari dua data tanah pada Gambar 4.4 sebagai berikut :



**Gambar 4.4** Grafik N-SPT Data tanah BH-1 & BH-2  
(Sumber : Penulis)

Dari grafik N-SPT diatas dari kedua data tanah tersebut disimpulkan bahwa tanah dilokasi tersebut keadaan adalah homogen sehingga dalam menggunakan data parameter tanah acuan untuk perencanaan dapat dipilih parameter tanah yang paling menentukan dari kedua data tersebut. Selain itu, untuk parameter-parameter tanah yang belum tersedia dapat dicari dengan persamaan yang terkait dengan parameter tersedia atau dengan dikorelasi antar hubungan parameter tersedia. Diantaranya :

- Korelasi nilai N-SPT untuk menentukan konsistensi tanah (Mochtar, 2012)
- Konversi nilai *shear strength* (nilai C dan  $\phi$ ) dari hasil pengujian triaksial *unconsolidated undrained* (UU) yang hanya berlaku dalam keadaan *short term* dikonversi menjadi nilai *shear strength* triaksial *unconsolidated drained* (UD) untuk keadaan *long term* dengan nilai  $C_d = 2/3 \cdot C_u$  dan  $\phi_d = \tan^{-1}(\tan \phi / SF \text{ shear})$ ;  $SF = 2-3$ .
- Persamaan Terzaghi & Peck, dari hubungan antara *Liquid Limits* untuk nilai *cohesion index*,  $C_c = 0,009 (LL-10)$ .
- Persamaan Terzaghi & Peck, dari hubungan antara  $C_c$  untuk nilai *coefficient swelling index*,  $C_s = 1/5$  sampai  $1/10$  nilai  $C_c$ .
- Grafik oleh *Ecole Centrale de Paris*, digunakan untuk Korelasi nilai *Liquid Limits* untuk menentukan nilai  $C_v$  (koefisien konsolidasi). Grafik dapat dilihat pada Lampiran 4.

Sehingga dapat direkap data parameter tanah yang akan dijadikan acuan untuk perencanaan dalam tugas akhir ini seperti pada Tabel 4.1 sebagai berikut :

**Tabel 4.1** Hasil Rekap Data parameter tanah dasar *Fly over* Kandang

Depth		Jenis tanah	Average nilai N-SPT	Konsistensi jenis tanah	$W_c$	Unit Weight $\gamma_t$ (sama $\gamma_{sat}$ -nya)	$\gamma_d$
dari	sampai						
m					%	gr/cm <sup>3</sup>	gr/cm <sup>3</sup>
0.00	1.50	Clay & Silt	1.00	Very soft	78	1.51	0.848315
1.50	4.00	Clay & Silt	3.80	Soft	95	1.6	0.820513
4.00	11.00	Clay & Silt	6.66	Medium	60	1.63	1.01875
11.00	21.50	Clay & Silt	17.68	Stiff	48	1.72	1.162162
21.50	36.00	Clay & Silt	25.91	Very stiff	34	1.86	1.38806
36.00	47.50	Clay & Silt	49.48	Hard	29	1.92	1.488372
47.50	60.00	Clay & Silt	30.14	Very Stiff	37	1.82	1.328467

(Lanjutan) Tabel 4.1

Depth		Spec.grav	Atteberg Limits			Strength Test (UU)	
dari	sampai	$G_s$	LL	PL	PI	Cu	$\phi$
m		gr/cm <sup>3</sup>	%	%	%	kg/cm <sup>2</sup>	( $^{\circ}$ )
0.00	1.50	2.5	78	30	48	0.2	5
1.50	4.00	2.62	103	35	68	0.45	5
4.00	11.00	2.63	98	27	71	0.54	9
11.00	21.50	2.63	95	22	73	1.15	18
21.50	36.00	2.64	68	26	42	1.3	19
36.00	47.50	2.62	43	27	16	1.9	21
47.50	60.00	2.62	107	30	77	1.72	19

(Lanjutan) Tabel 4.1

Depth		Strength Soil (UD)		Consolidation			
dari	sampai	Cd	$\phi_d$	$e_o$	$C_c$	$C_s$	$C_v$
m		kg/cm <sup>2</sup>	( $^{\circ}$ )				cm <sup>2</sup> /s
0.00	1.50	0.133	1.670	1.95	0.612	0.08743	0.000272
1.50	4.00	0.300	1.670	1.7	0.837	0.11957	0.000116
4.00	11.00	0.360	3.022	1.58	0.792	0.11314	0.000144
11.00	21.50	0.767	6.181	1.28	0.765	0.109286	0.000161
21.50	36.00	0.867	6.548	0.9	0.522	0.074571	0.00041
36.00	47.50	1.267	7.292	0.78	0.297	0.042429	0.000752
47.50	60.00	1.147	6.548	0.97	0.873	0.124714	9.81E-05

### 4.3 Data Tanah Timbunan Oprit

Data rencana timbunan tanah oprit terdiri dari fisik material timbunan serta dimensi timbunan per titik zona dan stationing timbunan per titik zona dan stationing timbunan tertinjau. Sifat fisik material timbunan direncana yaitu :

Jenis tanah : Pasir sirtu

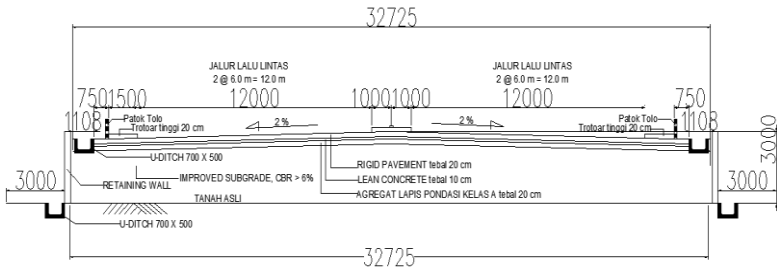
$\gamma$  : 1,8 t/m<sup>3</sup>

$\phi$  : 30 $^{\circ}$

Cu : 0 t/m<sup>2</sup>

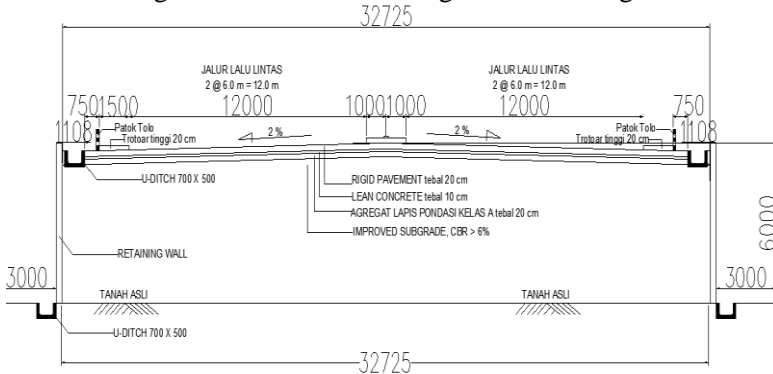
Satu sisi Timbunan oprit yang direncanakan ditinjau menjadi 4 zoning dan 5 potongan dimensi diantaranya sebagai berikut :

- Zoning A : potongan 5-5, Tinggi timbunan 0 m s/d 3 m, Stasioning 0+000 s/d 0+075. Dengan sketsa sebagai berikut :



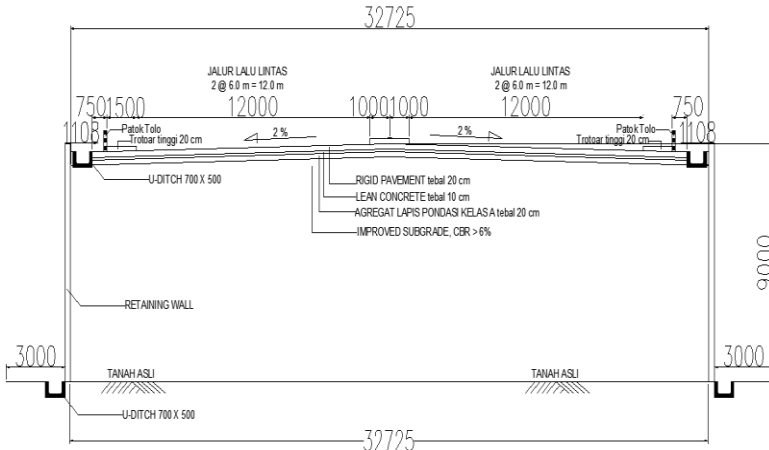
**Gambar 4.5** Sketsa potongan 5-5 zoning A

- Zoning B : potongan 4-4, Tinggi timbunan 3 m s/d 6 m, Stasioning 0+075 s/d 0+150. Dengan sketsa sebagai berikut :



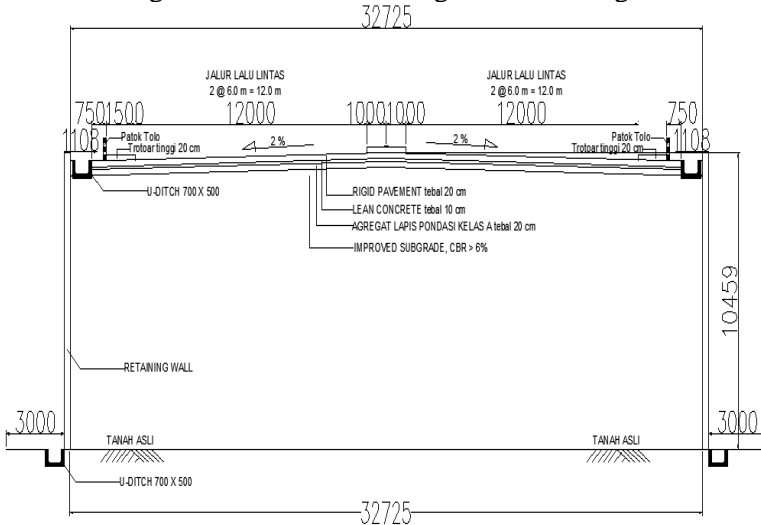
**Gambar 4.6** Sketsa potongan 4-4 zoning B

- Zoning C : potongan 3-3, Tinggi timbunan 6 m s/d 9 m, Stasioning 0+150 s/d 0+225. Dengan sketsa sebagai berikut :



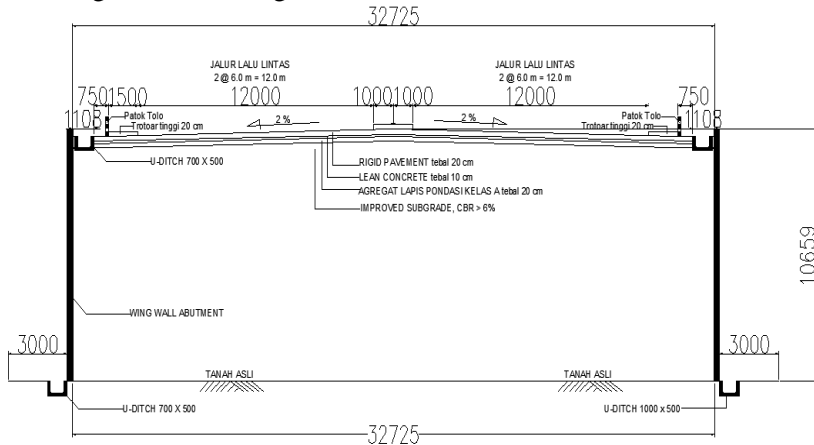
**Gambar 4.7** Sketsa potongan 3-3 zoning C

- Zoning D : potongan 2-2, Tinggi timbunan 9 m s/d 10.459 m, Stasioning 0+225 s/d 0+263. Dengan sketsa sebagai berikut :



**Gambar 4.8** Sketsa potongan 2-2 zoning D

- Zoning D : potongan 1-1 (didalam *wing-wall abutment*), Tinggi timbunan 10.459 m s/d 10.659 m, Stasioning 0+263 s/d 0+267. Dengan sketsa sebagai berikut :



**Gambar 4.9** Sketsa potongan 1-1 zoning D

Untuk lebih jelasnya mengenai pembagian zoning dan stasioning yang akan ditinjau dapat dilihat pada Gambar layout *Fly over* dilampiran gambar.

#### 4.4 Data Spesifikasi Bahan

##### 1. Geotextille

*Geotextille* yang digunakan dalam alternatif perkuatan timbunan perencanaan oprit bersisi miring dan tegak adalah *Woven Geotextille tipe 200/45* yang memiliki *ultimate strength* sebesar 200 kN/m dari produk Geotech Stabilenka. Brosur spesifikasi produk di Lampiran 5.

##### 2. Micropile

*Micropile* berupa *minipile concrete* yang digunakan dalam alternatif perkuatan timbunan perencanaan oprit bersisi miring adalah *Minipile Prestressed square pile* dari produk Waskita Precast. Brosur ukuran dan spesifikasi produk disajikan pada Lampiran 6.

3. *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.

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. *Sheet Pile*

*Sheet Pile* digunakan dalam alternatif perencanaan dinding samping oprit bersisi tegak adalah produk Waskita *Precast* tipe *Flat Concrete Sheet Pile (FCSP) Prestressed concrete*. Brosur spesifikasi produk disajikan pada Lampiran 9.

6. Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang pada perencanaan pondasi dalam abutment direncanakan menggunakan dari produk Waskita *Precast* tipe *Pc Spun Pile*. Brosur produk disajikan pada Lampiran 10.

7. *Prefabricated Vertical Drain (PVD) & Prefabricated Horizontal Drain (PHD)*

PVD yang digunakan berfungsi untuk mempercepat terjadinya *settlement* ( $U = 90\%$ ) dengan waktu efektif 6 bulan. Dan PHD berfungsi untuk mengalirkan air dari PVD sampai ke drainase samping oprit. Digunakan produk Geoforce Indonesia tipe GD-90. Brosur produk disajikan pada Lampiran 11.

## **BAB V**

### **PERENCANAAN TIMBUNAN OPRIT**

#### **5.1 Pendahuluan**

Dalam perencanaan oprit *fly over* Kandangan diantaranya dengan dianalisa dua alternatif bentuk timbunan. Alternatif pertama timbunan oprit bersisi tegak dengan direncanakan dua alternatif perkuatan geosintetis pada timbunan yaitu antara *geotextile* dan *geogrids* serta dinding penahan samping untuk timbunan bersisi tegak berupa *flat concrete sheet pile* dan *keystone wall* yang berfungsi sebagai penutup dan pengunci geosintetis serta juga sebagai *accessories*. Dan Alternatif kedua yaitu timbunan oprit bersisi miring dengan tanpa perkuatan dinding penahan samping sehingga oprit direncanakan dengan perbandingan 1:2 hingga kuat untuk berdiri sendiri, serta juga direncanakan dua alternatif perkuatan timbunan yaitu antara *geotextile* dan *micropile*.

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.

#### **5.2 Perhitungan *H-initial* & *H-final* timbunan**

Dalam perhitungan *H-initial* dan *H-final*, pemampatan tanah dasar yang diperhitungkan adalah dengan konsistensi tanah dasar *very soft soil s/d medium soil*. Untuk gambar hasil perhitungan ada pada lampiran gambar.

Langkah-langkah dalam perhitungan *H-initial* dan *H-final* adalah sebagai berikut :



1. Rekap data parameter tanah dasar dengan konsistensi *very soft soil s/d medium soil* untuk tanah berlempung / lanau. Berikut adalah rekap data tanah dasar untuk perencanaan :

**Tabel 5.1** Rekap Data Tanah *very soft – medium soil*

Depth		W <sub>c</sub>	Unit Weight $\gamma_t$ (sama $\gamma_{sat}$ -nya)	Spec.grav G <sub>s</sub>	Atteberg Limits			Class
dari	sampai				LL	PL	PI	
m		%	gr/cm <sup>3</sup>	gr/cm <sup>3</sup>	%	%	%	
0.00	1.50	78	1.51	2.5	78	30	48	Clay & Silt
1.50	4.00	95	1.6	2.62	103	35	68	
4.00	11.00	60	1.63	2.63	98	27	71	

**(Lanjutan Tabel 5.1)**

Depth		Strength Test (UU)		Strength Soil (UD)		Consolidation			
dari	sampai	Cu	$\phi$	Cd	$\phi_d$	e <sub>o</sub>	C <sub>c</sub>	C <sub>s</sub>	C <sub>v</sub>
m		kg/cm <sup>2</sup>	(°)	kg/cm <sup>2</sup>	(°)				
0.00	1.50	0.2	5	0.133	1.670	1.95	0.612	0.08743	0.000272
1.50	4.00	0.45	5	0.3	1.670	1.7	0.837	0.11957	0.000116
4.00	11.00	0.54	9	0.36	3.022	1.58	0.792	0.11314	0.000144

2. Menghitung *effective overbudden pressure* ( $\sigma_o'$ ) dan *effective overbudden pressure* ( $\sigma_c'$ ) perkedalaman ditinjau sebagai berikut :

**Tabel 5.2** Perhitungan *overbudden pressure*

Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H	Pusat	Z	$\gamma_t$	$\gamma_w$	$\gamma'$	Po'	$\Delta Pf$	Pc'
		(m)	(m)	(m)	t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>
-0.00 s/d -1.00	a	1	0.5	0.5	1.51	1	0.51	0.255	2	2.255
-1.00 s/d -1.50	b	0.5	0.25	1.25	1.51	1	0.51	0.6375	2	2.6375
-1.50 s/d -2.00	c	0.5	0.25	1.75	1.6	1	0.6	0.915	2	2.915
-2.00 s/d -3.00	d	1	0.5	2.5	1.6	1	0.6	1.365	2	3.365
-3.00 s/d -4.00	e	1	0.5	3.5	1.6	1	0.6	1.965	2	3.965
-4.00 s/d -5.00	f	1	0.5	4.5	1.63	1	0.63	2.58	2	4.58
-5.00 s/d -6.00	g	1	0.5	5.5	1.63	1	0.63	3.21	2	5.21
-6.00 s/d -7.00	h	1	0.5	6.5	1.63	1	0.63	3.84	2	5.84
-7.00 s/d -8.00	i	1	0.5	7.5	1.63	1	0.63	4.47	2	6.47
-8.00 s/d -9.00	j	1	0.5	8.5	1.63	1	0.63	5.1	2	7.1
-9.00 s/d -10.00	k	1	0.5	9.5	1.63	1	0.63	5.73	2	7.73
-10.00 s/d -11.00	l	1	0.5	10.5	1.63	1	0.63	6.36	2	8.36

3. Permisalan H timbunan dengan dicontohkan untuk timbunan H final 9 m, maka dimisalkan H timbunan masing-masing 7 m, 8 m, 9 m, 10 m, dan 11 m. dari H timbunan permisalan dengan  $\gamma$  timbunan rencana maka didapat beban timbunan  $Q$  (ton/m<sup>2</sup>). selanjutnya dihitung untuk perhitungan *settlement* oleh timbunan, *settlement* oleh *pavement*, dan H bongkar *traffic*.
4. Perhitungan *settlement* oleh timbunan dengan digunakan persamaan yang sudah dijelaskan di Bab 2 sub-bab 2.3.1. Serta sebelumnya harus diperiksa apakah *settlement* termasuk *normally consolidated soil* atau *over consolidated soil*.
5. Perhitungan *settlement* oleh *pavement* dengan langkah yang sama dengan perhitungan *settlement* oleh timbunan.
6. Perhitungan H bongkar *traffic* akibat beban lalu lintas sesuai H timbunan permisalan digunakan grafik di Gambar 2.1 di Bab 2.
7. Maka selanjutnya dihitung H final untuk 1 profil H timbunan permisalan. Digunakan persamaan :  

$$H \text{ final} = (H \text{ initial} - S_c \text{ timbunan} - S_c \text{ pavement} - H \text{ bongkar traffic}) + H \text{ pavement.}$$
8. Selanjutnya H final dari masing-masing profil H timbunan permisalan direkap lalu dibentuk grafik linear, sehingga dapat di-plot pada grafik untuk didapat H initial yang dibutuhkan sesuai H final yang direncana.

### 5.2.1 *H-initial & H-final* alternatif timbunan bersisi tegak

Diambil 1 profil potongan timbunan digunakan sebagai contoh untuk perhitungan *H-initial* dan *H-final* alternatif timbunan bersisi tegak. Dengan data timbunan sebagai berikut :

Zoning C	: potongan 3-3
Stasioning	: 0+150 s/d 0+225.
Tinggi timbunan final	: 6 m s/d 9 m
Lebar timbunan	: 32,725 m
$\gamma$ timbunan	: 1,8 t/m <sup>3</sup>
$\phi$ timbunan	: 30°
Cu timbunan	: 0 t/m <sup>2</sup>

Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

1. Digunakan data tanah dasar dan perhitungan *overbudden pressure* sesuai pada tabel 5.1 dan 5.2.
2. Dengan H final rencana 9 m maka dimisalkan H timbunan masing-masing 7 m, 8 m, 9 m, 10 m, dan 11 m untuk perhitungan. Lalu diambil 1 contoh perhitungan untuk permasalahan tinggi timbunan 7 m, maka Q timbunan = 7 m x 1,8 t/m<sup>3</sup> = 12,6 t/m<sup>2</sup>
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  $OCR = (\sigma' / \sigma'_v) \geq 1$  maka OC soil dan jika  $OCR \leq 1$  maka NC soil, lalu diperiksa untuk  $\sigma'_v + \Delta\sigma$  apakah  $>$  atau  $<$   $\sigma'_c$  jika merupakan OC soil. Perhitungan *settlement* oleh akibat timbunan ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.3** Perhitungan *Settlement* oleh Timbunan Bersisi Tegak

Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H	Z	$C_c$	$C_s$	$e_o$	$\gamma'$
		(m)	(m)				t/m <sup>3</sup>
-0.00 s/d -1.00	a	1	0.5	0.612	0.08743	1.95	0.51
-1.00 s/d -1.50	b	0.5	1.25	0.612	0.08743	1.95	0.51
-1.50 s/d -2.00	c	0.5	1.75	0.837	0.11957	1.7	0.6
-2.00 s/d -3.00	d	1	2.5	0.837	0.11957	1.7	0.6
-3.00 s/d -4.00	e	1	3.5	0.837	0.11957	1.7	0.6
-4.00 s/d -5.00	f	1	4.5	0.792	0.11314	1.58	0.63
-5.00 s/d -6.00	g	1	5.5	0.792	0.11314	1.58	0.63
-6.00 s/d -7.00	h	1	6.5	0.792	0.11314	1.58	0.63
-7.00 s/d -8.00	i	1	7.5	0.792	0.11314	1.58	0.63
-8.00 s/d -9.00	j	1	8.5	0.792	0.11314	1.58	0.63
-9.00 s/d -10.00	k	1	9.5	0.792	0.11314	1.58	0.63
-10.00 s/d -11.00	l	1	10.5	0.792	0.11314	1.58	0.63

(Lanjutan Tabel 5.3)

Elevasi dari tanah dasar	Akibat beban timbunan			$\Delta P$	$Po'$	$Po'+\Delta P$	Ket. (> atau <)	$Pc'$
	m	n	l (grafik)					
	x/z	y/z		t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>		
-0.00 s/d -1.00	32.725	$\infty$	0.248	6.2496	0.255	6.5046	>	2.255
-1.00 s/d -1.50	13.09	$\infty$	0.248	6.2496	0.6375	6.8871	>	2.6375
-1.50 s/d -2.00	9.35	$\infty$	0.248	6.2496	0.915	7.1646	>	2.915
-2.00 s/d -3.00	6.545	$\infty$	0.248	6.2496	1.365	7.6146	>	3.365
-3.00 s/d -4.00	4.675	$\infty$	0.248	6.2496	1.965	8.2146	>	3.965
-4.00 s/d -5.00	3.636111	$\infty$	0.248	6.2496	2.58	8.8296	>	4.58
-5.00 s/d -6.00	2.975	$\infty$	0.247	6.2244	3.21	9.4344	>	5.21
-6.00 s/d -7.00	2.517308	$\infty$	0.244	6.1488	3.84	9.9888	>	5.84
-7.00 s/d -8.00	2.181667	$\infty$	0.241	6.0732	4.47	10.5432	>	6.47
-8.00 s/d -9.00	1.925	$\infty$	0.240	6.048	5.1	11.148	>	7.1
-9.00 s/d -10.00	1.722368	$\infty$	0.236	5.9472	5.73	11.6772	>	7.73
-10.00 s/d -11.00	1.558333	$\infty$	0.230	5.796	6.36	12.156	>	8.36

(Lanjutan Tabel 5.3)

Elevasi dari tanah dasar	OCR	Cek	Sci	Sci sigma
		NC or OC	(m)	(m)
-0.00 s/d -1.00	8.843137	OC	0.319881	0.319881
-1.00 s/d -1.50	4.137255	OC	0.116348	0.43623
-1.50 s/d -2.00	3.185792	OC	0.149677	0.585907
-2.00 s/d -3.00	2.465201	OC	0.248773	0.83468
-3.00 s/d -4.00	2.017812	OC	0.206081	1.040761
-4.00 s/d -5.00	1.775194	OC	0.174954	1.215715
-5.00 s/d -6.00	1.623053	OC	0.152953	1.368668
-6.00 s/d -7.00	1.520833	OC	0.135436	1.504104
-7.00 s/d -8.00	1.447427	OC	0.121442	1.625546
-8.00 s/d -9.00	1.392157	OC	0.110559	1.736105
-9.00 s/d -10.00	1.34904	OC	0.100614	1.836719
-10.00 s/d -11.00	1.314465	OC	0.09157	1.928289
Total SC timbunan			1.928289	m

Dari Tabel 5.3 didapatkan *settlement* akibat timbunan 1,928 m.

- direncanakan ketebalan *pavement* dengan *rigid pavement* = 0,2 m, *lean concrete* = 0,1 m, Agg. Lapis pondasi = 0,2 m. maka total H *pavement* = 0,5 m.
- Perhitungan *settlement* oleh akibat *pavement* dengan berdasarkan jenis konsolidasinya. Beban Q *pavement* = beban *rigid pavement* + beban *lean concrete* + Agg. Lapis pondasi =

1,08 t/m<sup>2</sup>. Lalu dihitung penambahan beban vertikal perkedalaman tinjau dengan  $\Delta\sigma = 2 \times Q \times I$  (timbunan simetris), dengan nilai I dicari dari grafik Gambar 2.5 untuk beban merata *pavement*.

Selanjutnya untuk menentukan rumus *settlement* dipakai cek untuk  $OCR = (\sigma' / \sigma'_v) \geq 1$  maka OC soil dan jika  $OCR \leq 1$  maka NC soil, lalu diperiksa untuk  $\sigma'_v + \Delta\sigma$  apakah  $>$  atau  $<$   $\sigma'_c$  jika merupakan OC soil. Perhitungan *settlement* oleh akibat timbunan ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.4** Perhitungan *settlement* akibat *pavement* (timb.tegak)

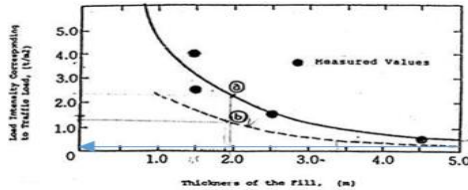
Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H (m)	Pusat tanah (m)	C <sub>c</sub>	C <sub>s</sub>	e <sub>o</sub>	Akibat beban perkerasan			
							z	m	n	l (grafik)
							(m)	x/z	y/z	
-0.00 s/d -1.00	a	1	0.5	0.612	0.08743	1.95	7.5	2.181667	∞	0.241
-1.00 s/d -1.50	b	0.5	1.25	0.612	0.08743	1.95	8.25	1.983333	∞	0.239
-1.50 s/d -2.00	c	0.5	1.75	0.837	0.11957	1.7	8.75	1.87	∞	0.238
-2.00 s/d -3.00	d	1	2.5	0.837	0.11957	1.7	9.5	1.722368	∞	0.235
-3.00 s/d -4.00	e	1	3.5	0.837	0.11957	1.7	10.5	1.558333	∞	0.233
-4.00 s/d -5.00	f	1	4.5	0.792	0.11314	1.58	11.5	1.422826	∞	0.228
-5.00 s/d -6.00	g	1	5.5	0.792	0.11314	1.58	12.5	1.309	∞	0.222
-6.00 s/d -7.00	h	1	6.5	0.792	0.11314	1.58	13.5	1.212037	∞	0.219
-7.00 s/d -8.00	i	1	7.5	0.792	0.11314	1.58	14.5	1.128448	∞	0.212
-8.00 s/d -9.00	j	1	8.5	0.792	0.11314	1.58	15.5	1.055645	∞	0.205
-9.00 s/d -10.00	k	1	9.5	0.792	0.11314	1.58	16.5	0.991667	∞	0.204
-10.00 s/d -11.00	l	1	10.5	0.792	0.11314	1.58	17.5	0.935	∞	0.199

**(Lanjutan Tabel 5.4)**

Elevasi dari tanah dasar	ΔP	Po'	Po'+ΔP	Ket. (> atau <)	Pc'	OCR	Cek NC or OC	Sci (m)	Sci sigma (m)	
	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>		t/m <sup>2</sup>					
-0.00 s/d -1.00	0.52056	0.255	0.77556	<	2.255	8.843137	OC	0.014317	0.014317	
-1.00 s/d -1.50	0.51624	0.6375	1.15374	<	2.6375	4.137255	OC	0.003818	0.018135	
-1.50 s/d -2.00	0.51408	0.915	1.42908	<	2.915	3.185792	OC	0.004288	0.022422	
-2.00 s/d -3.00	0.5076	1.365	1.8726	<	3.365	2.465201	OC	0.006081	0.028503	
-3.00 s/d -4.00	0.50328	1.965	2.46828	<	3.965	2.017812	OC	0.004386	0.032889	
-4.00 s/d -5.00	0.49248	2.58	3.07248	<	4.58	1.775194	OC	0.003327	0.036216	
-5.00 s/d -6.00	0.47952	3.21	3.68952	<	5.21	1.623053	OC	0.002652	0.038867	
-6.00 s/d -7.00	0.47304	3.84	4.31304	<	5.84	1.520833	OC	0.002212	0.04108	
-7.00 s/d -8.00	0.45792	4.47	4.92792	<	6.47	1.447427	OC	0.001857	0.042937	
-8.00 s/d -9.00	0.4428	5.1	5.5428	<	7.1	1.392157	OC	0.001586	0.044523	
-9.00 s/d -10.00	0.44064	5.73	6.17064	<	7.73	1.34904	OC	0.001411	0.045934	
-10.00 s/d -11.00	0.42984	6.36	6.78984	<	8.36	1.314465	OC	0.001246	0.04718	
							Total SC Q pav.	0.04718	m	

Dari Tabel 5.4 didapat *settlement* akibat *pavement* 0,0471 m.

6. Dihitung H bongkar akibat beban *traffic* digunakan grafik pada Gambar 2.1 sebagai berikut :



Dari H timbunan permisalan = 7 m dibaca dari grafik  $Q$  *traffic* = 0,25 t/m<sup>2</sup>, dengan  $\gamma$  timbunan = 1,8 t/m<sup>3</sup>. Maka H bongkar akibat *traffic* = 0,25/1,8 = 0,13889 m.

7. Dari data-data yang telah didapatkan untuk H timbunan permisalan 7 m maka dapat dihitung H *initial* untuk  $\gamma_{\text{timbunan}} = \gamma_{\text{sat}}$  maka H *initial* =  $(Q_{\text{timbunan}} + (Sc_{\text{timbunan}} \times \gamma_w)) / \gamma_{\text{timbunan}}$ .
8. Dihitung H *final* = (H *initial* -  $Sc_{\text{timbunan}}$  -  $Sc_{\text{pavement}}$  - H bongkar *traffic*) + H *pavement*. Dengan hasil perhitungan untuk tinggi permisalan 7 m direkap sebagai berikut :

**Tabel 5.5** Perhitungan H *initial* & H *final* untuk H timb. 7 m (tegak)

H timbunan	Q timb.	Sc timb.	$\gamma_w$	$\gamma$ timb.	H <i>initial</i>
m	t/m <sup>2</sup>	m	t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	m
7	12.6	1.928289	1	1.8	8.071272

**(Lanjutan Tabel 5.5)**

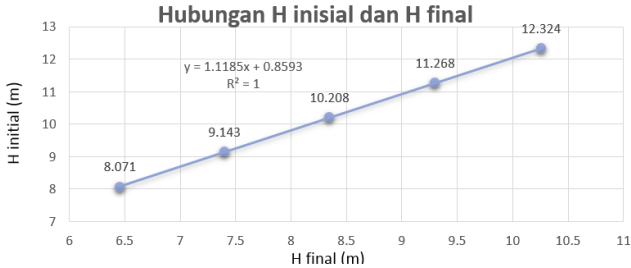
H timbunan	Sc Pav.	H-traffic	H pav.	H <i>final</i>
m	m	m	m	m
7	0.04718	0.138889	0.5	6.456914

9. Sehingga untuk H *final* rencana 9 m, dan masing-masing tinggi timbunan permisalnya direkap hasil perhitungannya sebagai berikut :

**Tabel 5.6** Rekap Perhitungan H *final* rencana 9 m (tegak zoning C-C)

H Trial timb.	Q timb.	Sc Timb.	H <i>initial</i>	Sc Pav.	H Traffic	H Pav.	H <i>Final</i>
m	t/m <sup>2</sup>	m	m	m	m	m	m
7	12.6	1.928	8.071	0.04718	0.138889	0.5	6.456914
8	14.4	2.057	9.143	0.046588	0.138889	0.5	7.400381
9	16.2	2.174	10.208	0.045811	0.138889	0.5	8.348993
10	18	2.282	11.268	0.045143	0.138889	0.5	9.301641
11	19.8	2.382	12.324	0.044445	0.138889	0.5	10.25784

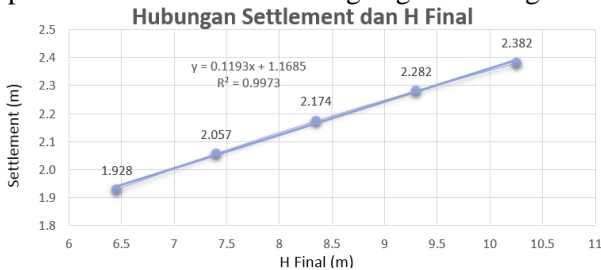
10. Berdasarkan rekap tabel 5.6 diatas maka selanjutnya dapat dibuat grafik linear hubungan antara  $H_{initial}$  &  $H_{final}$  dari permisalan  $H$  timbunan. Dengan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.1** Grafik Hub.  $H_{initial}$  &  $H_{final}$  untuk zoning C-C tegak

Berdasarkan gambar 5.1 maka untuk  $H_{final} = 9$  m didapatkan  $H_{initial} = 10,9258$  m.

11. Berdasarkan rekap tabel 5.6 diatas maka selanjutnya dapat dibuat grafik linear hubungan antara *total settlement* &  $H_{final}$  dari permisalan  $H$  timbunan. Dengan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.2** Grafik Hub. *Settlement* &  $H_{final}$  untuk zoning C-C tegak

Berdasarkan gambar 5.2 maka untuk  $H_{final} = 9$  m didapatkan *settlement* = 2,2422 m.

12. Selanjutnya untuk hasil perhitungan lengkap perhitungan  $H_{initial}$  &  $H_{final}$  untuk alternatif timbunan bersisi tegak dijelaskan sebagai berikut :

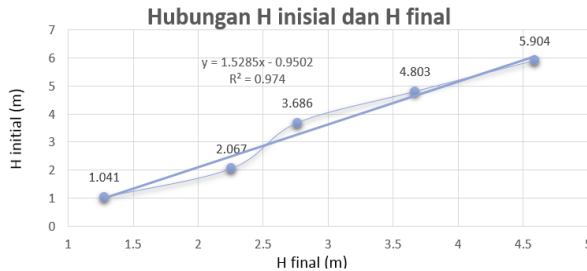
- Zoning A : potongan 5-5, Tinggi timbunan 0 m s/d 3 m, Stasioning 0+000 s/d 0+075.

hasil perhitungan sebagai berikut :

**Tabel 5.7** Rekap Perhitungan  $H_{final}$  rencana 3 m (tegak zoning A-A)

H Trial timb.	Q timb.	Sc Timb.	H initial	Sc Pav.	H Traffic	H Pav.	H Final
m	t/m <sup>2</sup>	m	m	m	m	m	m
1	1.8	0.073992	1.041106	0.049938	0.138889	0.5	1.278288
2	3.6	0.121034	2.067241	0.049677	0.138889	0.5	2.257641
3	5.4	1.234208	3.685671	0.049411	0.138889	0.5	2.763163
4	7.2	1.445585	4.803103	0.049016	0.138889	0.5	3.669613
5	9	1.626913	5.903841	0.048364	0.138889	0.5	4.589675

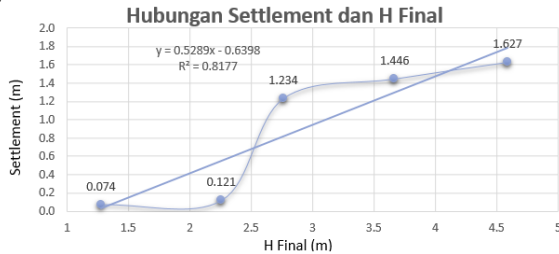
Hubungan antara  $H_{initial}$  &  $H_{final}$  didapatkan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.3** Grafik Hub.  $H_{initial}$  &  $H_{final}$  untuk zoning A-A tegak

Berdasarkan gambar 5.3 maka untuk  $H_{final} = 3$  m didapatkan  $H_{initial} = 3,6353$  m.

Hubungan antara *settlement* &  $H_{final}$  didapatkan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.4** Grafik Hub. *Settlement* &  $H_{final}$  untuk zoning A-A tegak



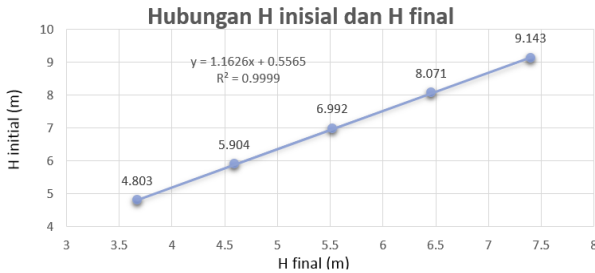
Berdasarkan gambar 5.4 maka untuk  $H_{final} = 3$  m didapatkan  $settlement = 0,9469$  m.

- Zoning B : potongan 4-4, Tinggi timbunan 3 m s/d 6 m, Stasioning 0+075 s/d 0+150. hasil perhitungan berikut ini :

**Tabel 5.8** Rekap Perhitungan  $H_{final}$  rencana 6 m (tegak zoning B-B)

H Trial timb.	Q timb.	Sc Timb.	H initial	Sc Pav.	H Traffic	H Pav.	H Final
m	t/m <sup>2</sup>	m	m	m	m	m	m
4	7.2	1.445585	4.803103	0.049016	0.138889	0.5	3.669613
5	9	1.626913	5.903841	0.048364	0.138889	0.5	4.589675
6	10.8	1.786133	6.992296	0.047869	0.138889	0.5	5.519405
7	12.6	1.928289	8.071272	0.04718	0.138889	0.5	6.456914
8	14.4	2.05682	9.142678	0.046588	0.138889	0.5	7.400381

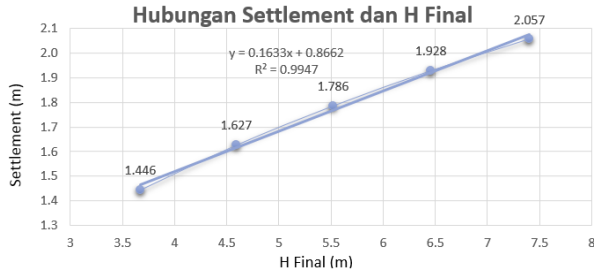
Hubungan antara  $H_{initial}$  &  $H_{final}$  didapatkan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.5** Grafik Hub.  $H_{initial}$  &  $H_{final}$  untuk zoning B-B bersisi tegak

Berdasarkan gambar 5.5 maka untuk  $H_{final} = 6$  m didapatkan  $H_{initial} = 7,5321$  m.

Hubungan antara  $settlement$  &  $H_{final}$  didapatkan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.6** Grafik Hub. *Settlement* & *H final* untuk zoning B-B bersisi tegak

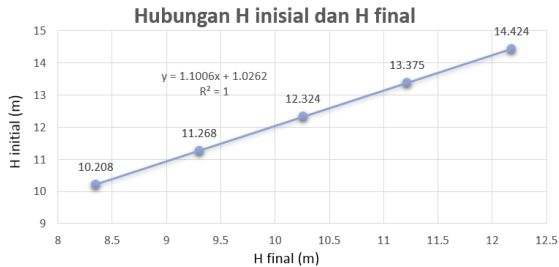
Berdasarkan gambar 5.6 maka untuk *H final* = 6 m didapatkan *settlement* = 1,846 m.

- Zoning C : potongan 3-3, Tinggi timbunan 6 m s/d 9 m, Stasioning 0+150 s/d 0+225.  
Hasil perhitungan telah dijelaskan pada poin 1 s/d poin 11.
- Zoning D : potongan 2-2, Tinggi timbunan 9 m s/d 10.459 m, Stasioning 0+225 s/d 0+263.  
hasil perhitungan sebagai berikut :

**Tabel 5.9** Rekap Perhitungan *H final* rencana 10,459 m (tegak zoning D-D pot.2-2)

H Trial timb.	Q timb.	Sc Timb.	H initial	Sc Pav.	H Traffic	H Pav.	H Final
m	t/m <sup>2</sup>	m	m	m	m	m	m
9	16.2	2.174191	10.20788	0.045811	0.138889	0.5	8.348993
10	18	2.282237	11.26791	0.045126	0.138889	0.5	9.301658
11	19.8	2.382366	12.32354	0.044445	0.138889	0.5	10.25784
12	21.6	2.475682	13.37538	0.043554	0.138889	0.5	11.21725
13	23.4	2.563071	14.42393	0.042846	0.138889	0.5	12.17912

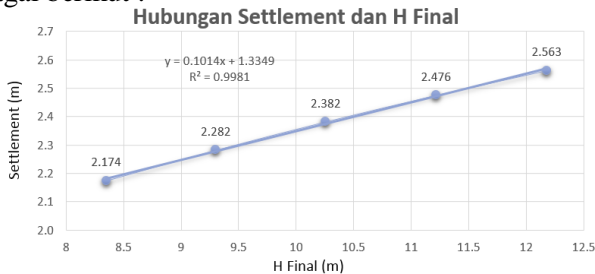
Hubungan antara *H initial* & *H final* didapatkan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.7** Grafik Hub.  $H_{initial}$  &  $H_{final}$  untuk zoning D-D pot.2-2 bersisi tegak

Berdasarkan gambar 5.7 maka untuk  $H_{final} = 10,459$  m didapatkan  $H_{initial} = 12,5374$  m.

Hubungan antara *settlement* &  $H_{final}$  didapatkan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.8** Grafik Hub. *Settlement* &  $H_{final}$  untuk zoning D-D pot.2-2 bersisi tegak

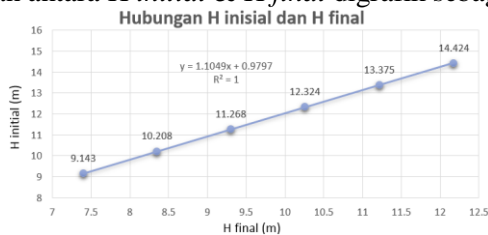
Berdasarkan gambar 5.8 maka untuk  $H_{final} = 10,459$  m didapatkan *settlement* = 2,395 m.

- Zoning D : potongan 1-1 (didalam *wing-wall*), Tinggi timbunan 10.459 m s/d 10.659 m, Stasioning 0+263 s/d 0+267. hasil perhitungan sebagai berikut :

**Tabel 5.10** Rekap Perhitungan H final rencana 10,659 m (tegak zoning D-D pot.1-1)

H Trial timb.	Q. timb.	Sc Timb.	H initial	Sc Pav.	H Traffic	H Pav.	H Final
m	t/m <sup>2</sup>	m	m	m	m	m	m
8	14.4	2.05682	9.142678	0.046588	0.138889	0.5	7.400381
9	16.2	2.174191	10.20788	0.045811	0.138889	0.5	8.348993
10	18	2.282237	11.26791	0.045143	0.138889	0.5	9.301641
11	19.8	2.382366	12.32354	0.044445	0.138889	0.5	10.25784
12	21.6	2.475682	13.37538	0.043554	0.138889	0.5	11.21725
13	23.4	2.563071	14.42393	0.042846	0.138889	0.5	12.17912

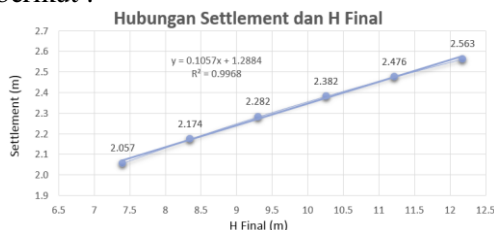
Hubungan antara H *initial* & H *final* digrafik sebagai berikut :



**Gambar 5.9** Grafik Hub. H *initial* & H *final* untuk zoning D-D pot.1-1 bersisi tegak

Berdasarkan gambar 5.9 maka untuk H *final* = 10,659 m didapatkan H *initial* = 12,7568 m.

Hubungan antara *settlement* & H *final* didapatkan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.10** Grafik Hub. *Settlement* & H *final* untuk zoning D-D pot.1-1 bersisi tegak

Berdasarkan gambar 5.10 maka untuk H *final* = 10,659 m didapatkan *settlement* = 2,415 m.

### 5.2.2 *H-initial* & *H-final* alternatif timbunan bersisi miring

Diambil 1 profil potongan timbunan digunakan sebagai contoh untuk perhitungan *H-initial* dan *H-final* alternatif timbunan bersisi tegak. Dengan data timbunan sebagai berikut :

Zoning C	: potongan 3-3
Tinggi timbunan final	: 6 m s/d 9 m
Lebar timbunan	: 32,725 m
Perbandingan sisi	: 1 : 2
$\gamma$ timbunan	: 1,8 t/m <sup>3</sup>
$\phi$ timbunan	: 30°
Cu timbunan	: 0 t/m <sup>2</sup>
Stasioning	: 0+150 s/d 0+225.

Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

1. Digunakan data tanah dasar dan perhitungan *overbudden pressure* sesuai pada tabel 5.1 dan 5.2.
2. Dengan H final rencana 9 m maka dimisalkan H timbunan trial 8 m, 9 m, 10 m, 11 m, dan 12 m untuk perhitungan. Lalu diambil 1 contoh perhitungan untuk permisalan tinggi timbunan 8 m, maka  $Q$  timbunan = 8 m x 1,8 t/m<sup>3</sup> = 14,4 t/m<sup>2</sup>
3. Perhitungan *settlement* oleh akibat timbunan dengan berdasarkan jenis konsolidasinya. Dihitung penambahan beban vertical perkedalaman tinjau dengan  $2 \times \Delta\sigma$  (timbunan simetris), dengan nilai  $\Delta\sigma$  dihitung menurut persamaan yang sudah dijelaskan di Bab 2 persamaan 2.13, 2.14, dan 2.15 untuk timbunan bersisi miring.

Lalu untuk menentukan rumus *settlement* dicek untuk  $OCR = (\sigma' / \sigma'_0) \geq 1$  maka OC soil dan jika  $OCR \leq 1$  maka NC soil, lalu di cek  $\sigma' + \Delta\sigma >$  atau  $< \sigma'$  jika merupakan OC soil. Perhitungan *settlement* oleh akibat timbunan ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.11** Perhitungan *settlement* akibat timbunan bersisi miring

Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H	Z	$C_c$	$C_s$	$e_o$	$\gamma'$
		(m)	(m)				$t/m^3$
-0.00 s/d -1.00	a	1	0.5	0.612	0.08743	1.95	0.51
-1.00 s/d -1.50	b	0.5	1.25	0.612	0.08743	1.95	0.51
-1.50 s/d -2.00	c	0.5	1.75	0.837	0.11957	1.7	0.6
-2.00 s/d -3.00	d	1	2.5	0.837	0.11957	1.7	0.6
-3.00 s/d -4.00	e	1	3.5	0.837	0.11957	1.7	0.6
-4.00 s/d -5.00	f	1	4.5	0.792	0.11314	1.58	0.63
-5.00 s/d -6.00	g	1	5.5	0.792	0.11314	1.58	0.63
-6.00 s/d -7.00	h	1	6.5	0.792	0.11314	1.58	0.63
-7.00 s/d -8.00	i	1	7.5	0.792	0.11314	1.58	0.63
-8.00 s/d -9.00	j	1	8.5	0.792	0.11314	1.58	0.63
-9.00 s/d -10.00	k	1	9.5	0.792	0.11314	1.58	0.63
-10.00 s/d -11.00	l	1	10.5	0.792	0.11314	1.58	0.63

**(Lanjutan Tabel 5.11)**

Elevasi dari tanah dasar	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\Delta P$	$2 \times \Delta P$	$P_o'$	$P_o' + \Delta P$	Ket. (> atau <)	$P_c'$
			$t/m^2$	$t/m^2$	$t/m^2$	$t/m^2$		$t/m^2$
-0.00 s/d -1.00	0.865133	88.24972	7.1999668	14.3999	0.255	14.65493	>	2.255
-1.00 s/d -1.50	2.1566325	85.63142	7.1994837	14.399	0.6375	15.03647	>	2.6375
-1.50 s/d -2.00	3.0094341	83.89532	7.1985893	14.3972	0.915	15.31218	>	2.915
-2.00 s/d -3.00	4.2696281	81.31305	7.1959233	14.3918	1.365	15.75685	>	3.365
-3.00 s/d -4.00	5.901291	77.92617	7.1889962	14.378	1.965	16.34299	>	3.965
-4.00 s/d -5.00	7.4610596	74.62273	7.1771112	14.3542	2.58	16.93422	>	4.58
-5.00 s/d -6.00	8.9340212	71.42073	7.1592947	14.3186	3.21	17.52859	>	5.21
-6.00 s/d -7.00	10.308702	68.33456	7.1348415	14.2697	3.84	18.10968	>	5.84
-7.00 s/d -8.00	11.57713	65.37493	7.1033185	14.2066	4.47	18.67664	>	6.47
-8.00 s/d -9.00	12.734671	62.549	7.0645492	14.1291	5.1	19.2291	>	7.1
-9.00 s/d -10.00	13.779692	59.86073	7.0185844	14.0372	5.73	19.76717	>	7.73
-10.00 s/d -11.00	14.713111	57.31125	6.9656657	13.9313	6.36	20.29133	>	8.36

(Lanjutan Tabel 5.11)

Elevasi dari tanah dasar	OCR	Cek	Sci	Sci sigma
		NC or OC	(m)	(m)
-0.00 s/d -1.00	8.843137	OC	0.393065	0.393065
-1.00 s/d -1.50	4.137255	OC	0.151524	0.544589
-1.50 s/d -2.00	3.185792	OC	0.200803	0.745392
-2.00 s/d -3.00	2.465201	OC	0.346678	1.092069
-3.00 s/d -4.00	2.017812	OC	0.298692	1.390761
-4.00 s/d -5.00	1.775194	OC	0.261775	1.652536
-5.00 s/d -6.00	1.623053	OC	0.23554	1.888076
-6.00 s/d -7.00	1.520833	OC	0.214758	2.102834
-7.00 s/d -8.00	1.447427	OC	0.197672	2.300506
-8.00 s/d -9.00	1.392157	OC	0.183239	2.483746
-9.00 s/d -10.00	1.34904	OC	0.170791	2.654536
-10.00 s/d -11.00	1.314465	OC	0.159879	2.814415
Total SC timbunan			2.814415	m

Dari tabel 5.11 didapatkan *settlement* akibat timbunan 2,814 m.

- direncanakan ketebalan *pavement* dengan *rigid pavement* = 0,2 m, *lean concrete* = 0,1 m, Agg. Lapis pondasi = 0,2 m. maka total  $H_{pavement} = 0,5$  m.
- Perhitungan *settlement* oleh akibat *pavement* dengan berdasarkan jenis konsolidasinya. Beban  $Q_{pavement}$  = beban *rigid pavement* + beban *lean concrete* + Agg. Lapis pondasi =  $1,08 \text{ t/m}^2$ . Lalu dihitung penambahan beban vertikal perkedalaman tinjau dengan  $\Delta\sigma = 2 \times Q \times I$  (timbunan simetris), dengan nilai  $I$  dicari dari grafik Gambar 2.5 untuk beban merata *pavement*.

Selanjutnya untuk menentukan rumus *settlement* dipakai cek untuk  $OCR = (\sigma' / \sigma'_v) \geq 1$  maka OC soil dan jika  $OCR \leq 1$  maka NC soil, lalu di cek  $\sigma'_v + \Delta\sigma >$  atau  $<$   $\sigma'_v$  jika merupakan OC soil. Perhitungan *settlement* oleh akibat timbunan ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.12** Perhitungan *settlement* akibat *pavement* (timb.miring)

Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H (m)	Pusat tanah (m)	Cc	Cs	e0	Akibat beban perkerasan			
							z	m	n	I (grafik)
							(m)	x/z	y/z	
-0.00 s/d -1.00	a	1	0.5	0.612	0.08743	1.95	8.5	1.925	∞	0.239
-1.00 s/d -1.50	b	0.5	1.25	0.612	0.08743	1.95	9.25	1.7689189	∞	0.235
-1.50 s/d -2.00	c	0.5	1.75	0.837	0.11957	1.7	9.75	1.6782051	∞	0.234
-2.00 s/d -3.00	d	1	2.5	0.837	0.11957	1.7	10.5	1.5583333	∞	0.233
-3.00 s/d -4.00	e	1	3.5	0.837	0.11957	1.7	11.5	1.4228261	∞	0.228
-4.00 s/d -5.00	f	1	4.5	0.792	0.11314	1.58	12.5	1.309	∞	0.224
-5.00 s/d -6.00	g	1	5.5	0.792	0.11314	1.58	13.5	1.212037	∞	0.219
-6.00 s/d -7.00	h	1	6.5	0.792	0.11314	1.58	14.5	1.1284483	∞	0.212
-7.00 s/d -8.00	i	1	7.5	0.792	0.11314	1.58	15.5	1.0556452	∞	0.205
-8.00 s/d -9.00	j	1	8.5	0.792	0.11314	1.58	16.5	0.9916667	∞	0.204
-9.00 s/d -10.00	k	1	9.5	0.792	0.11314	1.58	17.5	0.935	∞	0.198
-10.00 s/d -11.00	l	1	10.5	0.792	0.11314	1.58	18.5	0.8844595	∞	0.195

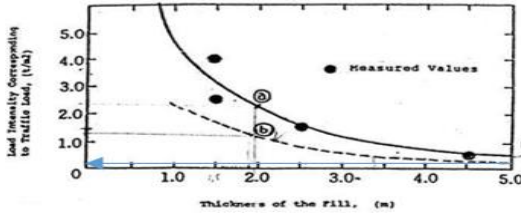
**(Lanjutan Tabel 5.12)**

Elevasi dari tanah dasar	ΔP	Po'	Po'+ΔP	Ket. (> atau <)	Pc'	OCR	Cek	Sci	Sci sigma
	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>		t/m <sup>2</sup>		NC or OC	(m)	(m)
-0.00 s/d -1.00	0.51624	0.255	0.77124	<	2.255	8.843137	OC	0.014245	0.014245
-1.00 s/d -1.50	0.5076	0.6375	1.1451	<	2.6375	4.137255	OC	0.003769	0.018014
-1.50 s/d -2.00	0.50544	0.915	1.42044	<	2.915	3.185792	OC	0.004229	0.022244
-2.00 s/d -3.00	0.50328	1.365	1.86828	<	3.365	2.465201	OC	0.006036	0.02828
-3.00 s/d -4.00	0.49248	1.965	2.45748	<	3.965	2.017812	OC	0.004301	0.032582
-4.00 s/d -5.00	0.48384	2.58	3.06384	<	4.58	1.775194	OC	0.003273	0.035855
-5.00 s/d -6.00	0.47304	3.21	3.68304	<	5.21	1.623053	OC	0.002618	0.038473
-6.00 s/d -7.00	0.45792	3.84	4.29792	<	5.84	1.520833	OC	0.002146	0.040619
-7.00 s/d -8.00	0.4428	4.47	4.9128	<	6.47	1.447427	OC	0.001799	0.042418
-8.00 s/d -9.00	0.44064	5.1	5.54064	<	7.1	1.392157	OC	0.001578	0.043996
-9.00 s/d -10.00	0.42768	5.73	6.15768	<	7.73	1.34904	OC	0.001371	0.045367
-10.00 s/d -11.00	0.4212	6.36	6.7812	<	8.36	1.314465	OC	0.001221	0.046588
						Total SC Q pav.		0.046588	m

Dari tabel 5.12 didapatkan *settlement* akibat *pavement* 0,0466 m.

6. Dihitung H bongkar akibat beban *traffic* digunakan grafik pada Gambar 2.1 sebagai berikut :





Dari H timbunan trial = 8 m dibaca dari grafik  $Q_{traffic} = 0,25$  t/m<sup>2</sup>, dengan  $\gamma_{timbunan} = 1,8$  t/m<sup>3</sup>. Maka H bongkar akibat  $traffic = 0,25/1,8 = 0,13889$  m.

7. Dari data-data yang telah didapatkan untuk H timbunan permisalan 8 m maka dapat dihitung H *initial* untuk  $\gamma_{timbunan} = \gamma_{sat}$  maka  $H_{initial} = (Q_{timbunan} + (Sc_{timbunan} \times \gamma_w)) / \gamma_{timbunan}$ .
8. Dihitung H *final* = (H *initial* - Sc<sub>timbunan</sub> - Sc<sub>pavement</sub> - H bongkar traffic) + H pavement. Dengan hasil perhitungan untuk tinggi permisalan 8 m direkap sebagai berikut :

**Tabel 5.13** Perhitungan H *initial* & H *final* untuk H timb. 8 m (miring)

H timbunan	Q timb.	Sc timb.	$\gamma_w$	$\gamma$ timb.	H initial
m	t/m <sup>2</sup>	m	t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	m
8	14.4	2.8144152	1	1.8	9.563564

**(Lanjutan Tabel 5.13)**

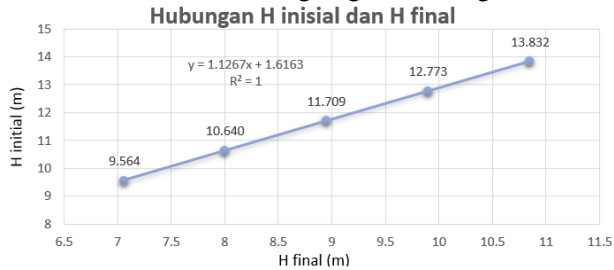
H timbunan	Sc Pav.	H-traffic	H pav.	H final
m	m	m	m	m
8	0.046588	0.138889	0.5	7.063672

9. Sehingga untuk H final rencana 9 m, dan masing-masing tinggi timbunan permisalannya direkap hasil perhitungannya sebagai berikut :

**Tabel 5.14** Rekap Perhitungan H final rencana 9 m (miring zoning C-C)

H Trial timb.	Q timb.	Sc Timb.	H initial	Sc Pav.	H Traffic	H Pav.	H Final
m	t/m <sup>2</sup>	m	m	m	m	m	m
8	14.4	2.814	9.564	0.046588	0.138889	0.5	7.063672
9	16.2	2.952	10.640	0.045811	0.138889	0.5	8.003345
10	18	3.077	11.709	0.045143	0.138889	0.5	8.948377
11	19.8	3.192	12.773	0.044445	0.138889	0.5	9.898003
12	21.6	3.298	13.832	0.043554	0.138889	0.5	10.85169

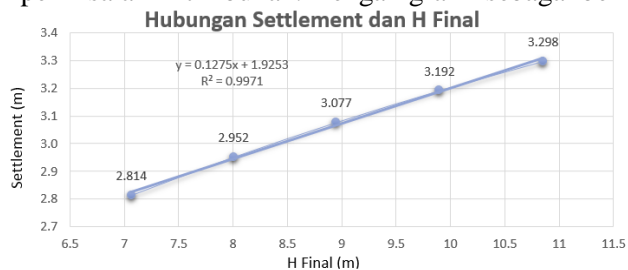
10. Berdasarkan rekap Tabel 5.14 diatas maka selanjutnya dapat dibuat grafik linear hubungan antara  $H_{initial}$  &  $H_{final}$  dari permisalan  $H$  timbunan. Dengan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.11** Grafik Hub.  $H_{initial}$  &  $H_{final}$  zoning C-C miring

Berdasarkan gambar 5.11 maka untuk  $H_{final} = 9$  m didapatkan  $H_{initial} = 11,7566$  m.

11. Berdasarkan rekap Tabel 5.14 diatas maka selanjutnya dapat dibuat grafik linear hubungan antara  $total\ settlement$  &  $H_{final}$  dari permisalan  $H$  timbunan. Dengan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.12** Grafik Hub.  $Settlement$  &  $H_{final}$  zoning C-C miring

Berdasarkan Gambar 5.12 maka untuk  $H_{final} = 9$  m didapatkan  $settlement = 3,0728$  m.

12. Selanjutnya untuk hasil perhitungan lengkap perhitungan  $H_{initial}$  &  $H_{final}$  untuk alternatif timbunan bersisi miring dijelaskan sebagai berikut :

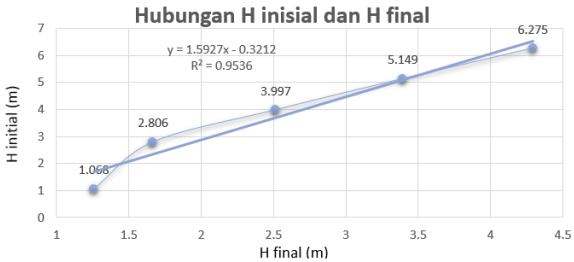
- Zoning A : potongan 5-5, Tinggi timbunan 0 m s/d 3 m, Stasioning 0+000 s/d 0+075.

hasil perhitungan sebagai berikut :

**Tabel 5.15** Rekap Perhitungan  $H_{final}$  rencana 3 m (miring zoning A-A)

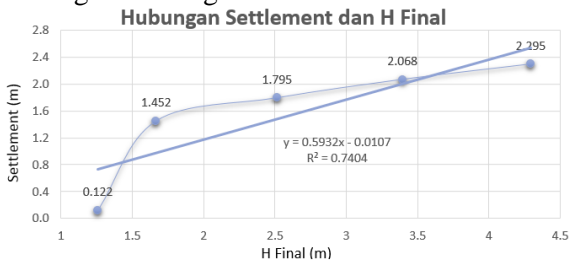
H Trial timb.	Q timb.	Sc Timb.	H initial	Sc Pav.	H Traffic	H Pav.	H Final
m	t/m <sup>2</sup>	m	m	m	m	m	m
1	1.8	0.121507	1.067504	0.049938	0.138889	0.5	1.25717
2	3.6	1.451599	2.806444	0.049677	0.138889	0.5	1.666279
3	5.4	1.794754	3.997086	0.049411	0.138889	0.5	2.514032
4	7.2	2.067821	5.14879	0.049016	0.138889	0.5	3.393064
5	9	2.295363	6.275202	0.048364	0.138889	0.5	4.292586

Hubungan antara  $H_{initial}$  &  $H_{final}$  didapatkan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.13** Grafik Hub.  $H_{initial}$  &  $H_{final}$  untuk zoning A-A miring

Berdasarkan Gambar 5.13 maka untuk  $H_{final} = 3$  m didapatkan  $H_{initial} = 4,4569$  m. Hubungan antara *settlement* &  $H_{final}$  didapatkan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.14** Grafik Hub. *Settlement* &  $H_{final}$  untuk zoning A-A miring

Berdasarkan Gambar 5.14 maka untuk  $H_{final} = 3$  m didapatkan  $settlement = 1,7689$  m.

- Zoning B : potongan 4-4, Tinggi timbunan 3 m s/d 6 m, Stasioning 0+075 s/d 0+150.  
hasil perhitungan sebagai berikut :

**Tabel 5.16** Rekap Perhitungan H final rencana 6 m (miring zoning B-B)

H Trial timb.	Q timb.	Sc Timb.	H initial	Sc Pav.	H Traffic	H Pav.	H Final
m	t/m <sup>2</sup>	m	m	m	m	m	m
5	9	2.295363	6.275202	0.048364	0.138889	0.5	4.292586
6	10.8	2.490689	7.383716	0.047869	0.138889	0.5	5.206269
7	12.6	2.661922	8.478845	0.04718	0.138889	0.5	6.130855
8	14.4	2.814415	9.563564	0.046588	0.138889	0.5	7.063672
9	16.2	2.951899	10.63994	0.045811	0.138889	0.5	8.003345

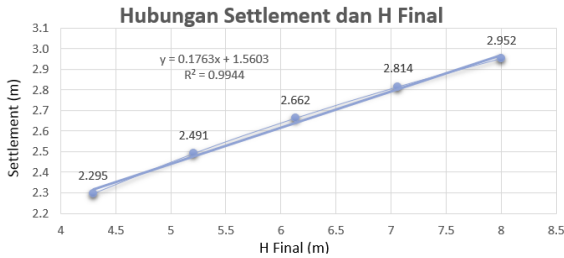
Hubungan antara  $H_{initial}$  &  $H_{final}$  didapatkan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.15** Grafik Hub.  $H_{initial}$  &  $H_{final}$  zoning B-B bersisi miring

Berdasarkan Gambar 5.15 maka untuk  $H_{final} = 6$  m didapatkan  $H_{initial} = 8,3042$  m.

Hubungan antara  $settlement$  &  $H_{final}$  didapatkan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.16** Grafik Hub. *Settlement* & *H final* untuk zoning B-B bersisi miring

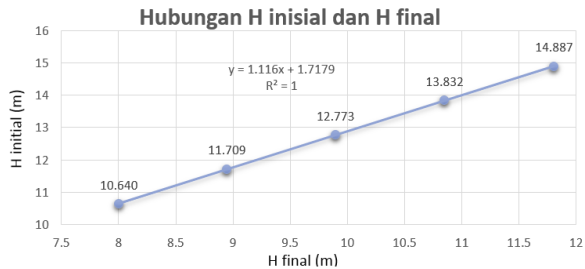
Berdasarkan gambar 5.16 maka untuk *H final* = 6 m didapatkan *settlement* = 2,6181 m.

- Zoning C : potongan 3-3, Tinggi timbunan 6 m s/d 9 m, Stasioning 0+150 s/d 0+225. Hasil perhitungan telah dijelaskan pada poin 1 s/d poin 11.
- Zoning D : potongan 2-2, Tinggi timbunan 9 m s/d 10.459 m, Stasioning 0+225 s/d 0+263. hasil perhitungan sebagai berikut :

**Tabel 5.17** Rekap Perhitungan H final rencana 10,459 m (miring zoning D-D pot.2-2)

H Trial timb.	Q timb.	Sc Timb.	H initial	Sc Pav.	H Traffic	H Pav.	H Final
m	t/m <sup>2</sup>	m	m	m	m	m	m
9	16.2	2.951899	10.63994	0.045811	0.138889	0.5	8.003345
10	18	3.077081	11.70949	0.045143	0.138889	0.5	8.948377
11	19.8	3.191993	12.77333	0.044445	0.138889	0.5	9.898003
12	21.6	3.298197	13.83233	0.043554	0.138889	0.5	10.85169
13	23.4	3.396924	14.88718	0.042846	0.138889	0.5	11.80852

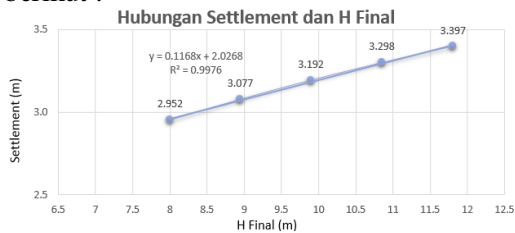
Hubungan antara *H initial* & *H final* didapatkan grafik seperti pada Gambar 5.17 sebagai berikut :



**Gambar 5.17** Grafik Hub.  $H$  inisial &  $H$  final untuk zoning D-D pot.2-2 bersisi miring

Berdasarkan Gambar 5.17 maka untuk  $H$  final = 10,459 m didapatkan  $H$  inisial = 13,3901 m.

Hubungan antara *settlement* &  $H$  final didapatkan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.18** Grafik Hub. *Settlement* &  $H$  final untuk zoning D-D pot.2-2 bersisi miring

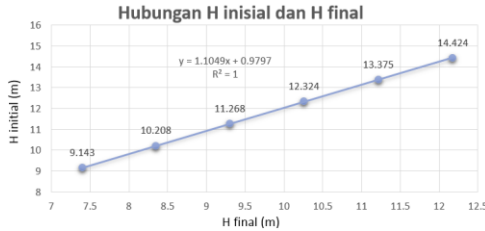
Berdasarkan Gambar 5.18 maka untuk  $H$  final = 10,459 m didapatkan *settlement* = 3,248 m.

- Zoning D : potongan 1-1 (didalam *wing-wall*), Tinggi timbunan 10.459 m s/d 10.659 m, Stasioning 0+263 s/d 0+267. Hasil perhitungan untuk zoning D dapat dilihat pada Tabel 5.18 sebagai berikut :

**Tabel 5.18** Rekap Perhitungan H final rencana 10,659 m (miring zoning D-D pot. 1-1)

H Trial timb.	Q timb.	Sc Timb.	H initial	Sc Pav.	H Traffic	H Pav.	H Final
m	t/m <sup>2</sup>	m	m	m	m	m	m
8	14.4	2.05682	9.142678	0.046588	0.138889	0.5	7.400381
9	16.2	2.174191	10.20788	0.045811	0.138889	0.5	8.348993
10	18	2.282237	11.26791	0.045143	0.138889	0.5	9.301641
11	19.8	2.382366	12.32354	0.044445	0.138889	0.5	10.25784
12	21.6	2.475682	13.37538	0.043554	0.138889	0.5	11.21725
13	23.4	2.563071	14.42393	0.042846	0.138889	0.5	12.17912

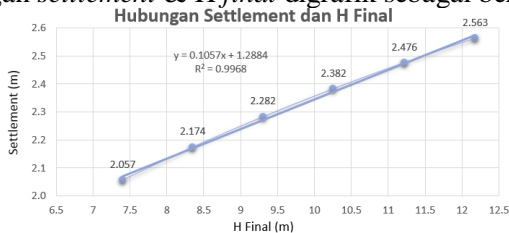
Hubungan antara H *initial* & H *final* didapatkan grafik sebagai berikut :



**Gambar 5.19** Grafik Hub. H *initial* & H *final* untuk zoning D-D pot.1-1 bersisi miring

Berdasarkan Gambar 5.19 maka untuk H *final* = 10,659 m didapatkan H *initial* = 12,7568 m.

Hubungan *settlement* & H *final* digrafik sebagai berikut :



**Gambar 5.20** Grafik Hub. *Settlement* & H *final* untuk zoning D-D pot.1-1 bersisi miring

Berdasarkan Gambar 5.20 maka untuk H *final* = 10,659 m didapatkan *settlement* = 2,415 m.

### 5.3 Perhitungan Waktu Pemampatan

Berdasarkan perhitungan pada sub-bab 5.2 diatas maka didapatkan hasil perhitungan untuk  $H_{initial}$  timbunan sebagai pelaksanaan fisik agar nantinya sesuai dengan  $H_{final}$  rencana timbunan yang dibutuhkan setelah memampat. Sehingga perlu diketahui berapa waktu yang dibutuhkan tanah dasar secara alami mengalami pemampatan untuk mencapai  $H_{final}$ . Dan jika waktu pemampatannya lama maka dibutuhkan metode untuk mempercepat pemampatan.

#### 5.3.1 Waktu Konsolidasi Alami

Setelah didapatkan besar pemampatan yang terjadi, 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 11 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. perhitungan nilai  $C_v$  gabungan ditabelkan sebagai berikut :



**Tabel 5.19** Perhitungan  $C_v$  gabungan

Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H	$V_t = V_{sat}$	$C_c$	$C_s$	$C_v$	$e_o$	Z	H/V <sub>c</sub>
		(m)	t/m <sup>3</sup>			cm <sup>2</sup> /s		(m)	
-0.00 s/d -1.00	a	1	1.51	0.612	0.08743	0.000272	1.95	0.5	60.64059
-1.00 s/d -1.50	b	0.5	1.51	0.612	0.08743	0.000272	1.95	1.25	30.3203
-1.50 s/d -2.00	c	0.5	1.6	0.837	0.11957	0.000116	1.7	1.75	46.47796
-2.00 s/d -3.00	d	1	1.6	0.837	0.11957	0.000116	1.7	2.5	92.95591
-3.00 s/d -4.00	e	1	1.6	0.837	0.11957	0.000116	1.7	3.5	92.95591
-4.00 s/d -5.00	f	1	1.63	0.792	0.11314	0.000144	1.58	4.5	83.38547
-5.00 s/d -6.00	g	1	1.63	0.792	0.11314	0.000144	1.58	5.5	83.38547
-6.00 s/d -7.00	h	1	1.63	0.792	0.11314	0.000144	1.58	6.5	83.38547
-7.00 s/d -8.00	i	1	1.63	0.792	0.11314	0.000144	1.58	7.5	83.38547
-8.00 s/d -9.00	j	1	1.63	0.792	0.11314	0.000144	1.58	8.5	83.38547
-9.00 s/d -10.00	k	1	1.63	0.792	0.11314	0.000144	1.58	9.5	83.38547
-10.00 s/d -11.00	l	1	1.63	0.792	0.11314	0.000144	1.58	10.5	83.38547
H <sub>dr</sub> =		11					Total H/V <sub>c</sub> = 907.0489		
H <sub>dr</sub> <sup>2</sup> =		121					(H/V <sub>c</sub> ) <sup>2</sup> = 822737.8		

Berdasarkan perhitungan di Tabel 5.19 maka didapatkan harga  $C_v$  gabungan rata-rata adalah = 0.0001470699 cm<sup>2</sup>/s, atau 0.0088947904 m<sup>2</sup>/minggu, atau 0,4637997836 m<sup>2</sup>/tahun.

Perhitungan waktu konsolidasi dengan diharapkan derajat konsolidasi  $U_v = 90\%$ , maka didapatkan variasi faktor waktu ( $T_v$ ) pada tabel 2.1  $T_v = 0,848$ . Maka dapat dihitung waktu konsolidasi alami tanpa ada metode percepatan pemampatan sesuai persamaan 2.17 sebagai berikut :

$$t = (T_{90\%} \times H_{dr}^2) / C_v = (0,848 \times 121^2) / 0,4637997836 \text{ m}^2/\text{tahun}$$

$$t = 222 \text{ tahun} = 11536 \text{ minggu, maka } t > 6 \text{ bulan, sehingga waktu yang dibutuhkan untuk menghilangkan } consolidation \text{ settlement sangat lama yaitu } 222 \text{ tahun.}$$

Selanjutnya diperiksa besarnya *consolidation settlement* yang terjadi pada umur rencana oprit dimisalkan 15 tahun. Berdasarkan perhitungan H *initial* timbunan didapatkan tinggi timbunan tertinggi adalah 12,75683 m dengan  $S_c$  diperhitungkan 2,415 m. dengan harga  $C_v$  gabungan rata-rata = 0,4637997836 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 perhitungan ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.20** Perhitungan  $S_c$  selama umur rencana 15 tahun

Tahun ke-	$T_v$	$U_v$ (%)	$S_c$ (cm)
0	0	0	0
1	0.003833056	6.985985	16.87155
2	0.007666112	9.879675	23.85997
3	0.011499168	12.10008	29.22238
4	0.015332224	13.97197	33.74309
5	0.01916528	15.62114	37.72593
6	0.022998336	17.1121	41.32668
7	0.026831392	18.48318	44.63792
8	0.030664449	19.75935	47.71994
9	0.034497505	20.95795	50.61464
10	0.038330561	22.09162	53.35252
11	0.042163617	23.16989	55.95659
12	0.045996673	24.20016	58.44475
13	0.049829729	25.18833	60.83123
14	0.053662785	26.13916	63.12755
15	0.057495841	27.0566	65.34322

Maka dari Tabel 5.20 didapatkan bahwa dalam 15 tahun umur rencana oprit hanya terjadi *consolidation settlement* = 0,6534 m, maka 2,415 m - 0,6534 m = 1,7616 m.

Perhitungan pemampatan konsolidasi alami disimpulkan bahwa waktu yang dibutuhkan untuk menghilangkan *consolidation settlement* sangat lama yaitu 222 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 pemasangan PVD serta PHD untuk pengalir air pori dari PVD.

### 5.3.2 Perhitungan Percepatan Pemampatan

Metode percepatan pemampatan yang direncanakan yaitu menggunakan PVD (*prefabricated vertical drain*) sebagai pengalir aliran air pori dalam konsolidasi arah radial dan PHD (*prefabricated horizontal drain*) sebagai pengalir air yang keluar

dari PVD ke drainase disekitarnya. Langkah-langkah perhitungan 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 berdasarkan pola pemasangan segi-tiga adalah sebagai berikut :

**Tabel 5.21** Perhitungan faktor hambatan PVD pola segi-tiga

Jarak PVD	D	a	b	dw	n	F(n)
S (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0.50	525.0	100	5	66.845076	7.854	1.33
0.60	630.0	100	5	66.845076	9.425	1.51
0.70	735.0	100	5	66.845076	10.996	1.66
0.80	840.0	100	5	66.845076	12.566	1.79
0.90	945.0	100	5	66.845076	14.137	1.91
1.00	1050.0	100	5	66.845076	15.708	2.01
1.10	1155.0	100	5	66.845076	17.279	2.11
1.20	1260.0	100	5	66.845076	18.850	2.19
1.30	1365.0	100	5	66.845076	20.420	2.27
1.40	1470.0	100	5	66.845076	21.991	2.34
1.50	1575.0	100	5	66.845076	23.562	2.41
1.60	1680.0	100	5	66.845076	25.133	2.48

Perhitungan faktor hambatan berdasarkan pola pemasangan segi-empat adalah sebagai berikut :

**Tabel 5.22** Perhitungan faktor hambatan PVD pola segi-empat

Jarak PVD	D	a	b	dw	n	F(n)
S (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0.50	565.0	100	5	66.845076	8.452	1.40
0.60	678.0	100	5	66.845076	10.143	1.58
0.70	791.0	100	5	66.845076	11.833	1.73
0.80	904.0	100	5	66.845076	13.524	1.86
0.90	1017.0	100	5	66.845076	15.214	1.98
1.00	1130.0	100	5	66.845076	16.905	2.08
1.10	1243.0	100	5	66.845076	18.595	2.18
1.20	1356.0	100	5	66.845076	20.286	2.26
1.30	1469.0	100	5	66.845076	21.976	2.34
1.40	1582.0	100	5	66.845076	23.667	2.42
1.50	1695.0	100	5	66.845076	25.357	2.49
1.60	1808.0	100	5	66.845076	27.048	2.55

2. Perhitungan derajat konsolidasi horizontal ( $U_h$ ) pola pemasangan PVD segi empat dan segi tiga. Dengan dihitung sampai dengan waktu efektif PVD adalah 6 bulan (24 minggu). Dengan diketahui data sebagai berikut :

Durasi hitung (t) = 24 minggu  
 Koef. Konsolidasi vertical ( $C_v$ ) = 0.008894 m<sup>2</sup>/minggu  
 Koef. Konsolidasi radial ( $C_h$ ), 4 x  $C_v$  = 0.035579 m<sup>2</sup>/minggu  
 a = 100 mm  
 b = 5 mm  
 dw, 2(a+b) / π = 66,845 mm  
 dengan hasil perhitungan derajat konsolidasi horizontal ( $U_h$ )  
 PVD pola *install* segi tiga (%) sebagai berikut :

**Tabel 5.23** Perhitungan derajat konsolidasi horizontal (%) pola segi tiga

t (minggu)	S	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
	D	0.53	0.63	0.74	0.84	0.95	1.05
	F(n)	1.33	1.51	1.66	1.79	1.91	2.01
1		32.20	21.17	14.68	10.65	8.02	6.22
2		54.04	37.86	27.21	20.17	15.39	12.05
3		68.84	51.01	37.89	28.67	22.17	17.51
4		78.87	61.38	47.01	36.27	28.41	22.64
5		85.68	69.56	54.79	43.06	34.15	27.45
6		90.29	76.00	61.43	49.12	39.43	31.96
7		93.42	81.08	67.09	54.54	44.29	36.19
8		95.54	85.09	71.92	59.39	48.75	40.16
9		96.97	88.24	76.05	63.71	52.86	43.88
10		97.95	90.73	79.56	67.58	56.64	47.37
11		98.61	92.69	82.56	71.03	60.12	50.64
12		99.06	94.24	85.12	74.12	63.31	53.71
13		99.36	95.46	87.31	76.87	66.25	56.58
14		99.57	96.42	89.17	79.34	68.96	59.28
15		99.71	97.18	90.76	81.54	71.45	61.81
16		99.80	97.78	92.12	83.50	73.74	64.19
17		99.86	98.25	93.27	85.26	75.84	66.41
18		99.91	98.62	94.26	86.83	77.78	68.50
19		99.94	98.91	95.10	88.23	79.56	70.46
20		99.96	99.14	95.82	89.49	81.20	72.30
21		99.97	99.32	96.44	90.61	82.71	74.02
22		99.98	99.47	96.96	91.61	84.09	75.63
23		99.99	99.58	97.41	92.50	85.37	77.15
24		99.99	99.67	97.79	93.30	86.54	78.57

**(Lanjutan Tabel 5.23)**

t (minggu)	S	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60
	D	1.16	1.26	1.37	1.47	1.58	1.68
	F(n)	2.11	2.19	2.27	2.34	2.41	2.48
1		4.94	4.01	3.31	2.77	2.35	2.01
2		9.64	7.85	6.50	5.46	4.64	3.99
3		14.10	11.55	9.60	8.08	6.88	5.92
4		18.34	15.09	12.59	10.63	9.07	7.82
5		22.38	18.49	15.48	13.10	11.21	9.67
6		26.21	21.76	18.27	15.51	13.29	11.49
7		29.86	24.89	20.97	17.85	15.33	13.28
8		33.32	27.90	23.59	20.12	17.32	15.02
9		36.62	30.79	26.11	22.34	19.26	16.74
10		39.75	33.57	28.56	24.49	21.16	18.41
11		42.72	36.23	30.92	26.58	23.01	20.06
12		45.55	38.78	33.20	28.61	24.82	21.67
13		48.24	41.24	35.41	30.59	26.58	23.25
14		50.80	43.59	37.55	32.51	28.31	24.79
15		53.23	45.85	39.61	34.38	29.99	26.31
16		55.54	48.02	41.61	36.20	31.64	27.79
17		57.74	50.10	43.54	37.96	33.24	29.25
18		59.83	52.10	45.41	39.68	34.81	30.67
19		61.81	54.02	47.21	41.35	36.34	32.07
20		63.70	55.87	48.96	42.98	37.84	33.44
21		65.49	57.63	50.65	44.56	39.30	34.78
22		67.20	59.33	52.28	46.09	40.72	36.09
23		68.82	60.96	53.86	47.58	42.12	37.38
24		70.36	62.53	55.38	49.04	43.48	38.64

Berdasarkan tabel 5.23 dapat disimpulkan bahwa dengan spasi antar PVD yang semakin berdekatan maka derajat konsolidasi juga akan semakin lebih besar dibandingkan dengan spasi antar PVD yang lebih berjauhan. Namun dalam pengambilan keputusan juga harus mempertimbangkan masalah keekonomisan dan keefektifan. Selanjutnya dibuat grafik untuk derajat konsolidasi horizontal ( $U_h$ ) pola PVD segi empat dan segi tiga pada lampiran 12.

Hasil perhitungan derajat konsolidasi horizontal ( $U_h$ ) pola PVD segi empat (%) sebagai berikut :

**Tabel 5.24** Perhitungan derajat konsolidasi horizontal (%) pola segi tiga

t (minggu)	S	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
	D	0.57	0.68	0.79	0.90	1.02	1.13
	F(n)	1.40	1.58	1.73	1.86	1.98	2.08
1		27.26	17.80	12.31	8.92	6.71	5.21
2		47.09	32.43	23.11	17.05	12.98	10.14
3		61.52	44.45	32.57	24.45	18.82	14.82
4		72.01	54.34	40.87	31.19	24.27	19.26
5		79.64	62.47	48.15	37.33	29.36	23.46
6		85.19	69.15	54.53	42.92	34.10	27.45
7		89.23	74.64	60.13	48.02	38.52	31.23
8		92.16	79.15	65.04	52.65	42.65	34.81
9		94.30	82.86	69.34	56.88	46.50	38.20
10		95.85	85.91	73.12	60.73	50.09	41.42
11		96.98	88.42	76.43	64.23	53.45	44.47
12		97.81	90.48	79.33	67.42	56.57	47.36
13		98.40	92.17	81.87	70.33	59.49	50.11
14		98.84	93.57	84.10	72.98	62.21	52.70
15		99.16	94.71	86.06	75.39	64.75	55.17
16		99.39	95.65	87.78	77.58	67.11	57.50
17		99.55	96.43	89.28	79.58	69.32	59.71
18		99.68	97.06	90.60	81.41	71.38	61.81
19		99.76	97.59	91.76	83.07	73.30	63.80
20		99.83	98.02	92.77	84.58	75.09	65.69
21		99.88	98.37	93.66	85.95	76.77	67.47
22		99.91	98.66	94.44	87.21	78.33	69.17
23		99.93	98.90	95.13	88.35	79.78	70.77
24		99.95	99.09	95.73	89.39	81.14	72.29

(Lanjutan Tabel 5.24)

t (minggu)	S	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60
	D	1.24	1.36	1.47	1.58	1.70	1.81
	F(n)	2.18	2.26	2.34	2.42	2.49	2.55
1		4.14	3.36	2.77	2.32	1.97	1.69
2		8.11	6.61	5.47	4.59	3.91	3.36
3		11.91	9.74	8.09	6.81	5.80	4.99
4		15.56	12.78	10.64	8.98	7.66	6.60
5		19.06	15.71	13.12	11.09	9.48	8.18
6		22.41	18.54	15.53	13.16	11.27	9.73
7		25.62	21.28	17.87	15.18	13.02	11.26
8		28.70	23.92	20.15	17.15	14.73	12.76
9		31.65	26.48	22.37	19.08	16.41	14.24
10		34.48	28.95	24.52	20.96	18.06	15.69
11		37.19	31.33	26.62	22.79	19.68	17.12
12		39.79	33.64	28.65	24.59	21.26	18.52
13		42.29	35.87	30.63	26.34	22.82	19.90
14		44.68	38.03	32.55	28.05	24.34	21.26
15		46.97	40.11	34.43	29.73	25.83	22.59
16		49.16	42.12	36.24	31.36	27.29	23.90
17		51.27	44.06	38.01	32.95	28.73	25.19
18		53.28	45.94	39.73	34.51	30.13	26.45
19		55.22	47.76	41.40	36.04	31.51	27.70
20		57.07	49.51	43.03	37.52	32.86	28.92
21		58.85	51.21	44.61	38.97	34.19	30.12
22		60.55	52.85	46.15	40.39	35.48	31.31
23		62.19	54.43	47.64	41.78	36.76	32.47
24		63.75	55.97	49.09	43.13	38.00	33.61

3. Diperoleh hasil derajat konsolidasi arah vertical dan horizontal untuk menentukan pilihan installasi PVD. Dengan dipilih derajat konsolidasi total yang paling menentukan untuk mencapai derajat konsolidasi rencana ( $U_v = 90\%$ ). Dengan derajat konsolidasi total dihitung dengan persamaan 2.32 diperoleh hasil bahwa pola pemasangan PVD segi empat dengan spasi antar PVD 0,8 m adalah yang paling efektif. Dengan hasil perhitungan ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.25** Perhitungan derajat konsolidasi total (%) pola segi empat spasi 0,8 m

Minggu	$T_v$	$U_v$	$U_h$	U total (%)
1	7.3511E-05	0.0097	0.0892	9.8040
2	1.4702E-04	0.0137	0.1705	18.1845
3	2.2053E-04	0.0168	0.2445	25.7171
4	2.9404E-04	0.0193	0.3119	32.5237
5	3.6755E-04	0.0216	0.3733	38.6876
6	4.4106E-04	0.0237	0.4292	44.2763
7	5.1457E-04	0.0256	0.4802	49.3472
8	5.8809E-04	0.0274	0.5265	53.9505
9	6.6160E-04	0.0290	0.5688	58.1310
10	7.3511E-04	0.0306	0.6073	61.9286
11	8.0862E-04	0.0321	0.6423	65.3791
12	8.8213E-04	0.0335	0.6742	68.5148
13	9.5564E-04	0.0349	0.7033	71.3647
14	1.0291E-03	0.0362	0.7298	73.9554
15	1.1027E-03	0.0375	0.7539	76.3106
16	1.1762E-03	0.0387	0.7758	78.4519
17	1.2497E-03	0.0399	0.7958	80.3990
18	1.3232E-03	0.0410	0.8141	82.1694
19	1.3967E-03	0.0422	0.8307	83.7795
20	1.4702E-03	0.0433	0.8458	85.2437
21	1.5437E-03	0.0443	0.8595	86.5754
22	1.6172E-03	0.0454	0.8721	87.7866
23	1.6907E-03	0.0464	0.8835	88.8883
24	1.7643E-03	0.0474	0.8939	89.8904

Dalam menentukan pola pemasangan dan jarak spasi PVD yang paling efektif digunakan jika waktu konsolidasi yang di ijinan 24 Minggu (masa efektif PVD) hal yang perlu diperhatikan adalah : pola segi empat lebih mudah installasi dibanding pola segi tiga, jika digunakan spasi lebih kecil maka waktu pemampatan bisa lebih singkat tapi tidak efektif dari segi ekonomis, Panjang PVD yang dipancang adalah sedalam lapisan *compressible* yaitu 11 meter sehingga *rate of settlement*-nya adalah 0 cm per-tahun.

4. Maka disimpulkan untuk installasi PVD masing-masing alternatif perencanaan oprit adalah sebagai berikut :
- Alternatif timbunan bersisi tegak
    - Pola pemasangan PVD : segi empat
    - Kadalaman pancang : 11 m (*very soft to medium stiff soil*)
    - Jumlah titik PVD : 2 x 13360 titik (untuk 2 oprit)
    - Jumlah baris PHD : 2 x 334 baris melintang (untuk 2 oprit)
  - Alternatif timbunan bersisi miring
    - Pola pemasangan PVD : segi empat
    - Kadalaman pancang : 11 m (*very soft to medium stiff soil*)
    - Jumlah titik PVD : 2 x 20040 titik (untuk 2 oprit)
    - Jumlah baris PHD : 2 x 334 baris melintang (untuk 2 oprit)
- Dengan denah installasi disajikan dalam gambar lampiran.

#### 5.4 Perhitungan Peningkatan Daya Dukung Tanah

Metode dalam penimbunan tanah timbunan adalah metode *preloading* dimana penimbunan dilaksanakan secara bertahap 0,5 m / minggu. Sehingga oleh akibat *preloading* terjadi peningkatan nilai parameter daya dukung tanah dasar (C) dengan langkah-langkah perhitungan sebagai berikut :

1. Diketahui data tanah sebagai berikut :
    - $\gamma$  timbunan =  $\gamma$  sat timbunan = 1,8 t/m<sup>3</sup>
    - $\phi$  tanah dasar = 1,67 ;  $N_c = 5,548$
    - $C_u$  tanah dasar = 1,333 t/m<sup>2</sup>
    - SF rencana timbunan = 1,25
- Perhitungan H kritis timbunan dengan persamaan :

$$H_{cr} = \frac{C_u \times N_c}{\gamma_{imb} \times SF} \approx 3m$$

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

2. Selanjutnya dihitung peningkatan nilai daya dukung tanah untuk alternatif oprit bersisi tegak dan bersisi miring.



Dengan dicontohkan untuk perhitungan oprit bersisi Tegak Zoning C-C potongan 3-3 ; H initial = 10,9258 m, 22 minggu tahap penimbunan.

Selanjutnya dihitung untuk perubahan tegangan di tiap lapisan tanah pada derajat konsolidasi , U = 100 % , umur 22 minggu, dengan beban penimbunan 0,5 m / minggu = 0,9 t/m<sup>2</sup> dengan persamaan 2.35. Dengan perhitungan ditabelkan berikut :

**Tabel 5.26** Perubahan Tegangan tiap lapisan tanah, U = 100% (Oprit tegak Zoning C-C)

Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H (m)	Pusat (m)	Po' t/m <sup>2</sup>	l (dari grafik)	σ1'	σ2'	σ3'	σ4'	σ5'
						t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>
						0.5	1	1.5	2	2.5
-0.00 s/d -1.00	a	1	0.5	0.255	0.248	0.7014	1.1478	1.5942	2.0406	2.487
-1.00 s/d -1.50	b	0.5	0.25	0.6375	0.248	1.0839	1.5303	1.9767	2.4231	2.8695
-1.50 s/d -2.00	c	0.5	0.25	0.915	0.248	1.3614	1.8078	2.2542	2.7006	3.147
-2.00 s/d -3.00	d	1	0.5	1.365	0.248	1.8114	2.2578	2.7042	3.1506	3.597
-3.00 s/d -4.00	e	1	0.5	1.965	0.248	2.4114	2.8578	3.3042	3.7506	4.197
-4.00 s/d -5.00	f	1	0.5	2.58	0.248	3.0264	3.4728	3.9192	4.3656	4.812
-5.00 s/d -6.00	g	1	0.5	3.21	0.247	3.6546	4.0992	4.5438	4.9884	5.433
-6.00 s/d -7.00	h	1	0.5	3.84	0.244	4.2792	4.7184	5.1576	5.5968	6.036
-7.00 s/d -8.00	i	1	0.5	4.47	0.241	4.9038	5.3376	5.7714	6.2052	6.639
-8.00 s/d -9.00	j	1	0.5	5.1	0.240	5.532	5.964	6.396	6.828	7.26
-9.00 s/d -10.00	k	1	0.5	5.73	0.236	6.1548	6.5796	7.0044	7.4292	7.854
-10.00 s/d -11.00	l	1	0.5	6.36	0.230	6.774	7.188	7.602	8.016	8.43

**(Lanjutan Tabel 5.26)**

Elevasi dari tanah dasar	σ6'	σ7'	σ8'	σ9'	σ10'	σ11'	σ12'	σ13'	σ14'
	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>
	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7
-0.00 s/d -1.00	2.9334	3.3798	3.8262	4.2726	4.719	5.1654	5.6118	6.0582	6.5046
-1.00 s/d -1.50	3.3159	3.7623	4.2087	4.6551	5.1015	5.5479	5.9943	6.4407	6.8871
-1.50 s/d -2.00	3.5934	4.0398	4.4862	4.9326	5.379	5.8254	6.2718	6.7182	7.1646
-2.00 s/d -3.00	4.0434	4.4898	4.9362	5.3826	5.829	6.2754	6.7218	7.1682	7.6146
-3.00 s/d -4.00	4.6434	5.0898	5.5362	5.9826	6.429	6.8754	7.3218	7.7682	8.2146
-4.00 s/d -5.00	5.2584	5.7048	6.1512	6.5976	7.044	7.4904	7.9368	8.3832	8.8296
-5.00 s/d -6.00	5.8776	6.3222	6.7668	7.2114	7.656	8.1006	8.5452	8.9898	9.4344
-6.00 s/d -7.00	6.4752	6.9144	7.3536	7.7928	8.232	8.6712	9.1104	9.5496	9.9888
-7.00 s/d -8.00	7.0728	7.5066	7.9404	8.3742	8.808	9.2418	9.6756	10.1094	10.5432
-8.00 s/d -9.00	7.692	8.124	8.556	8.988	9.42	9.852	10.284	10.716	11.148
-9.00 s/d -10.00	8.2788	8.7036	9.1284	9.5532	9.978	10.4028	10.8276	11.2524	11.6772
-10.00 s/d -11.00	8.844	9.258	9.672	10.086	10.5	10.914	11.328	11.742	12.156

(Lanjutan Tabel 5.26)

Elevasi dari tanah dasar	$\sigma_{15}'$	$\sigma_{16}'$	$\sigma_{17}'$	$\sigma_{18}'$	$\sigma_{19}'$	$\sigma_{20}'$	$\sigma_{21}'$	$\sigma_{22}'$
	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>
	7.5	8	8.5	9	9.5	10	10.5	11
-0.00 s/d -1.00	6.951	7.3974	7.8438	8.2902	8.7366	9.183	9.6294	10.0758
-1.00 s/d -1.50	7.3335	7.7799	8.2263	8.6727	9.1191	9.5655	10.0119	10.4583
-1.50 s/d -2.00	7.611	8.0574	8.5038	8.9502	9.3966	9.843	10.2894	10.7358
-2.00 s/d -3.00	8.061	8.5074	8.9538	9.4002	9.8466	10.293	10.7394	11.1858
-3.00 s/d -4.00	8.661	9.1074	9.5538	10.0002	10.4466	10.893	11.3394	11.7858
-4.00 s/d -5.00	9.276	9.7224	10.1688	10.6152	11.0616	11.508	11.9544	12.4008
-5.00 s/d -6.00	9.879	10.3236	10.7682	11.2128	11.6574	12.102	12.5466	12.9912
-6.00 s/d -7.00	10.428	10.8672	11.3064	11.7456	12.1848	12.624	13.0632	13.5024
-7.00 s/d -8.00	10.977	11.4108	11.8446	12.2784	12.7122	13.146	13.5798	14.0136
-8.00 s/d -9.00	11.58	12.012	12.444	12.876	13.308	13.74	14.172	14.604
-9.00 s/d -10.00	12.102	12.5268	12.9516	13.3764	13.8012	14.226	14.6508	15.0756
-10.00 s/d -11.00	12.57	12.984	13.398	13.812	14.226	14.64	15.054	15.468

Maka dijumlahkan total tegangan tanah lapisan yang ditinjau sesuai persamaan 2.36. Dengan perhitungan sebagai berikut :

**Tabel 5.27** Total Tegangan tiap lapisan tanah, U = 100% (Oprit tegak Zoning C-C)

Perubahan Teg.	Po`	$\Delta P1`$	$\Delta P2`$	$\Delta P3`$	$\Delta P4`$
H Penimbunan	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>
Umur Timbunan	-	22	21	20	19
U perminggu (%)	1	0.8779	0.8658	0.8524	0.8378
Kedalaman (m)					
-0.00 s/d -1.00	0.255	0.365	0.373	0.371	0.366
-1.00 s/d -1.50	0.638	0.378	0.377	0.373	0.368
-1.50 s/d -2.00	0.915	0.382	0.379	0.374	0.368
-2.00 s/d -3.00	1.365	0.385	0.381	0.375	0.369
-3.00 s/d -4.00	1.965	0.387	0.382	0.376	0.370
-4.00 s/d -5.00	2.580	0.388	0.383	0.377	0.371
-5.00 s/d -6.00	3.210	0.387	0.382	0.376	0.370
-6.00 s/d -7.00	3.840	0.383	0.378	0.372	0.365
-7.00 s/d -8.00	4.470	0.379	0.373	0.368	0.361
-8.00 s/d -9.00	5.100	0.377	0.372	0.366	0.360
-9.00 s/d -10.00	5.730	0.371	0.366	0.360	0.354
-10.00 s/d -11.00	6.360	0.362	0.357	0.351	0.345

(Lanjutan Tabel 5.27)

Perubahan Teg.	$\Delta P5'$	$\Delta P6'$	$\Delta P7'$	$\Delta P8'$	$\Delta P9'$	$\Delta P10'$
H Penimbunan	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>
Umur Timbunan	18	17	16	15	14	13
U perminggu (%)	0.8217	0.8040	0.7845	0.7631	0.7396	0.7136
Kedalaman (m)						
-0.00 s/d -1.00	0.360	0.353	0.345	0.336	0.325	0.314
-1.00 s/d -1.50	0.361	0.354	0.345	0.336	0.326	0.314
-1.50 s/d -2.00	0.362	0.354	0.346	0.336	0.326	0.315
-2.00 s/d -3.00	0.362	0.355	0.346	0.337	0.326	0.315
-3.00 s/d -4.00	0.363	0.355	0.347	0.337	0.327	0.315
-4.00 s/d -5.00	0.364	0.356	0.347	0.338	0.327	0.316
-5.00 s/d -6.00	0.363	0.355	0.346	0.337	0.326	0.315
-6.00 s/d -7.00	0.358	0.351	0.342	0.333	0.322	0.311
-7.00 s/d -8.00	0.354	0.347	0.338	0.329	0.319	0.307
-8.00 s/d -9.00	0.353	0.345	0.337	0.328	0.317	0.306
-9.00 s/d -10.00	0.347	0.340	0.331	0.322	0.312	0.301
-10.00 s/d -11.00	0.339	0.331	0.323	0.314	0.304	0.294

(Lanjutan Tabel 5.27)

Perubahan Teg.	$\Delta P11'$	$\Delta P12'$	$\Delta P13'$	$\Delta P14'$	$\Delta P15'$	$\Delta P16'$	$\Delta P17'$
H Penimbunan	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>
Umur Timbunan	12	11	10	9	8	7	6
U perminggu (%)	0.6851	0.6538	0.6193	0.5813	0.5395	0.4935	0.4428
Kedalaman (m)							
-0.00 s/d -1.00	0.301	0.288	0.272	0.256	0.237	0.217	0.194
-1.00 s/d -1.50	0.302	0.288	0.273	0.256	0.237	0.217	0.195
-1.50 s/d -2.00	0.302	0.288	0.273	0.256	0.237	0.217	0.195
-2.00 s/d -3.00	0.302	0.288	0.273	0.256	0.238	0.217	0.195
-3.00 s/d -4.00	0.303	0.289	0.273	0.256	0.238	0.217	0.195
-4.00 s/d -5.00	0.303	0.289	0.274	0.257	0.238	0.218	0.195
-5.00 s/d -6.00	0.302	0.288	0.273	0.256	0.237	0.217	0.195
-6.00 s/d -7.00	0.298	0.285	0.270	0.253	0.235	0.214	0.192
-7.00 s/d -8.00	0.295	0.281	0.266	0.250	0.232	0.212	0.190
-8.00 s/d -9.00	0.294	0.280	0.265	0.249	0.231	0.211	0.189
-9.00 s/d -10.00	0.289	0.276	0.261	0.245	0.227	0.208	0.186
-10.00 s/d -11.00	0.282	0.269	0.255	0.239	0.222	0.203	0.182

(Lanjutan Tabel 5.27)

Perubahan Teg.	$\Delta P18'$	$\Delta P19'$	$\Delta P20'$	$\Delta P21'$	$\Delta P22'$	$\Sigma \sigma'$	$\Sigma \sigma'$
H Penimbunan	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>		
Umur Timbunan	5	4	3	2	1		
U perminggu (%)	0.3869	0.3252	0.2572	0.1818	0.0980	t/m <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
Kedalaman (m)							
-0.00 s/d -1.00	0.170	0.143	0.113	0.080	0.043	6.076	0.608
-1.00 s/d -1.50	0.170	0.143	0.113	0.080	0.043	6.486	0.649
-1.50 s/d -2.00	0.170	0.143	0.113	0.080	0.043	6.773	0.677
-2.00 s/d -3.00	0.170	0.143	0.113	0.080	0.043	7.235	0.723
-3.00 s/d -4.00	0.170	0.143	0.113	0.080	0.043	7.845	0.785
-4.00 s/d -5.00	0.170	0.143	0.113	0.080	0.043	8.468	0.847
-5.00 s/d -6.00	0.170	0.143	0.113	0.080	0.043	9.080	0.908
-6.00 s/d -7.00	0.168	0.141	0.111	0.079	0.042	9.644	0.964
-7.00 s/d -8.00	0.166	0.139	0.110	0.078	0.042	10.207	1.021
-8.00 s/d -9.00	0.165	0.139	0.110	0.078	0.042	10.816	1.082
-9.00 s/d -10.00	0.163	0.137	0.108	0.076	0.041	11.354	1.135
-10.00 s/d -11.00	0.159	0.133	0.105	0.074	0.040	11.844	1.184

3. Sehingga selanjutnya dapat dihitung peningkatan nilai Cu dengan digunakan persamaan 2.33 dan 2.34. sehingga untuk perhitungan oprit bersisi Tegak Zoning C-C potongan 3-3 didapatkan perhitungan sebagai berikut :

**Tabel 5.28** Peningkatan nilai Cu tanah (Oprit tegak Zoning C-C)

Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H	PI (%)	Cu Lama kg/cm <sup>2</sup>	Cu Lama Kpa	Cu Baru kg/cm <sup>2</sup>	Cu Baru Kpa	Cu Average Kpa	Cu Pakai Kpa
		(m)							
-0.00 s/d -1.00	a	1	48	0.133	13.333	0.142	14.242	14.474	14.474
-1.00 s/d -1.50	b	0.5	48	0.133	13.333	0.147	14.705		
-1.50 s/d -2.00	c	0.5	68	0.3	30	0.129	12.863		
-2.00 s/d -3.00	d	1	68	0.3	30	0.132	13.238	13.278	30
-3.00 s/d -4.00	e	1	68	0.3	30	0.137	13.733		
-4.00 s/d -5.00	f	1	71	0.3	30	0.138	13.831		
-5.00 s/d -6.00	g	1	71	0.36	36	0.143	14.298	15.154	36
-6.00 s/d -7.00	h	1	71	0.36	36	0.147	14.728		
-7.00 s/d -8.00	i	1	71	0.36	36	0.152	15.158		
-8.00 s/d -9.00	j	1	71	0.36	36	0.156	15.623		
-9.00 s/d -10.00	k	1	71	0.36	36	0.160	16.033		
-10.00 s/d -11.00	l	1	71	0.36	36	0.164	16.407		

4. Dengan cara perhitungan yang sama selanjutnya direkap hasil perhitungan peningkatan nilai Cu untuk Oprit bersisi Tegak.

- Zoning A : potongan 5-5, Tinggi timbunan 0 m s/d 3 m, Stasioning 0+000 s/d 0+075.

hasil perhitungan peningkatan nilai Cu sebagai berikut :

**Tabel 5.29** Peningkatan nilai Cu tanah (Oprit tegak Zoning A-A)

Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H	PI (%)	Cu Lama	Cu Lama	Cu Baru	Cu Baru	Cu Average Kpa	Cu Pakai Kpa
		(m)		kg/cm <sup>2</sup>	Kpa	kg/cm <sup>2</sup>	Kpa		
-0.00 s/d -1.00	a	1	48	0.133	13.33	0.0888	8.8787	9.1196	13.33
-1.00 s/d -1.50	b	0.5	48	0.133	13.33	0.0936	9.3605		
-1.50 s/d -2.00	c	0.5	68	0.3	30	0.0904	9.0350	9.4525	30
-2.00 s/d -3.00	d	1	68	0.3	30	0.0941	9.4128		
-3.00 s/d -4.00	e	1	68	0.3	30	0.0991	9.9097		
-4.00 s/d -5.00	f	1	71	0.36	36	0.1023	10.2350		
-5.00 s/d -6.00	g	1	71	0.36	36	0.1072	10.7167	11.6607	36
-6.00 s/d -7.00	h	1	71	0.36	36	0.1119	11.1900		
-7.00 s/d -8.00	i	1	71	0.36	36	0.1166	11.6625		
-8.00 s/d -9.00	j	1	71	0.36	36	0.1214	12.1416		
-9.00 s/d -10.00	k	1	71	0.36	36	0.1261	12.6094		
-10.00 s/d -11.00	l	1	71	0.36	36	0.1307	13.0696		

- Zoning B : potongan 4-4, Tinggi timbunan 3 m s/d 6 m, Stasioning 0+075 s/d 0+150.

hasil perhitungan peningkatan nilai Cu sebagai berikut :

**Tabel 5.30** Peningkatan nilai Cu tanah (Oprit tegak Zoning B-B)

Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H	PI (%)	Cu Lama	Cu Lama	Cu Baru	Cu Baru	Cu Average Kpa	Cu Pakai Kpa
		(m)		kg/cm <sup>2</sup>	Kpa	kg/cm <sup>2</sup>	Kpa		
-0.00 s/d -1.00	a	1	48	0.133	13.333	0.117	11.660	11.898	13.333
-1.00 s/d -1.50	b	0.5	48	0.133	13.333	0.121	12.136		
-1.50 s/d -2.00	c	0.5	68	0.3	30	0.110	11.024	11.442	30
-2.00 s/d -3.00	d	1	68	0.3	30	0.114	11.402		
-3.00 s/d -4.00	e	1	68	0.3	30	0.119	11.899		
-4.00 s/d -5.00	f	1	71	0.3	30	0.121	12.107		
-5.00 s/d -6.00	g	1	71	0.36	36	0.126	12.582	13.481	36
-6.00 s/d -7.00	h	1	71	0.36	36	0.130	13.034		
-7.00 s/d -8.00	i	1	71	0.36	36	0.135	13.484		
-8.00 s/d -9.00	j	1	71	0.36	36	0.140	13.956		
-9.00 s/d -10.00	k	1	71	0.36	36	0.144	14.395		
-10.00 s/d -11.00	l	1	71	0.36	36	0.148	14.810		

- Zoning C : potongan 3-3, Tinggi timbunan 6 m s/d 9 m, Stasioning 0+150 s/d 0+225.

Hasil perhitungan telah dijelaskan pada poin 1 s/d poin 3 diatas.

- Zoning D : potongan 1-1 (didalam *wing-wall*), Tinggi timbunan 10.459 m s/d 10.659 m, Stasioning 0+263 s/d 0+267.

hasil perhitungan sebagai berikut :

**Tabel 5.31** Peningkatan nilai Cu tanah (Oprit tegak Zoning D-D)

Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H	PI	Cu Lama	Cu Lama	Cu Baru	Cu Baru	Cu Average	Cu Pakai
		(m)							
-0.00 s/d -1.00	a	1	48	0.133	13.333	0.161	16.087	16.314	16.314
-1.00 s/d -1.50	b	0.5	48	0.133	13.333	0.165	16.542		
-1.50 s/d -2.00	c	0.5	68	0.3	30	0.142	14.179	14.591	30
-2.00 s/d -3.00	d	1	68	0.3	30	0.146	14.551		
-3.00 s/d -4.00	e	1	68	0.3	30	0.150	15.044		
-4.00 s/d -5.00	f	1	71	0.3	30	0.151	15.064	16.350	36
-5.00 s/d -6.00	g	1	71	0.36	36	0.155	15.526		
-6.00 s/d -7.00	h	1	71	0.36	36	0.159	15.940		
-7.00 s/d -8.00	i	1	71	0.36	36	0.164	16.354		
-8.00 s/d -9.00	j	1	71	0.36	36	0.168	16.814		
-9.00 s/d -10.00	k	1	71	0.36	36	0.172	17.204		
-10.00 s/d -11.00	l	1	71	0.36	36	0.175	17.548		

5. Dengan cara perhitungan yang sama pada point 1 s/d 3 selanjutnya direkap hasil perhitungan peningkatan nilai Cu untuk Oprit bersisi Miring.

- Zoning A : potongan 5-5, Tinggi timbunan 0 m s/d 3 m, Stasioning 0+000 s/d 0+075.

hasil perhitungan peningkatan nilai Cu sebagai berikut :

**Tabel 5.32** Peningkatan nilai Cu tanah (Oprit Miring Zoning A-A)

Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H	PI (%)	Cu Lama	Cu Lama	Cu Baru	Cu Baru	Cu Average Kpa	Cu Pakai Kpa
		(m)		kg/cm <sup>2</sup>	Kpa	kg/cm <sup>2</sup>	Kpa		
-0.00 s/d -1.00	a	1	48	0.133	13.333	0.106	10.608	10.874	13.333
-1.00 s/d -1.50	b	0.5	48	0.133	13.333	0.111	11.141		
-1.50 s/d -2.00	c	0.5	68	0.3	30	0.103	10.326		
-2.00 s/d -3.00	d	1	68	0.3	30	0.107	10.716	10.754	30
-3.00 s/d -4.00	e	1	68	0.3	30	0.112	11.219		
-4.00 s/d -5.00	f	1	71	0.3	30	0.115	11.465		
-5.00 s/d -6.00	g	1	71	0.36	36	0.119	11.943		
-6.00 s/d -7.00	h	1	71	0.36	36	0.124	12.415		
-7.00 s/d -8.00	i	1	71	0.36	36	0.129	12.882		
-8.00 s/d -9.00	j	1	71	0.36	36	0.133	13.344	12.873	36
-9.00 s/d -10.00	k	1	71	0.36	36	0.138	13.803		
-10.00 s/d -11.00	l	1	71	0.36	36	0.143	14.258		

- Zoning B : potongan 4-4, Tinggi timbunan 3 m s/d 6 m, Stasioning 0+075 s/d 0+150.

hasil perhitungan peningkatan nilai Cu sebagai berikut :

**Tabel 5.33** Peningkatan nilai Cu tanah (Oprit Miring Zoning B-B)

Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H	PI (%)	Cu Lama	Cu Lama	Cu Baru	Cu Baru	Cu Average Kpa	Cu Pakai Kpa
		(m)		kg/cm <sup>2</sup>	Kpa	kg/cm <sup>2</sup>	Kpa		
-0.00 s/d -1.00	a	1	48	0.1333	13.333	0.162585	16.25854	16.48482	16.48482
-1.00 s/d -1.50	b	0.5	48	0.1333	13.333	0.167111	16.7111		
-1.50 s/d -2.00	c	0.5	68	0.3	30	0.142823	14.28228		
-2.00 s/d -3.00	d	1	68	0.3	30	0.146166	14.6166	14.64738	30
-3.00 s/d -4.00	e	1	68	0.3	30	0.150433	15.04326		
-4.00 s/d -5.00	f	1	71	0.3	30	0.149885	14.98853		
-5.00 s/d -6.00	g	1	71	0.36	36	0.153893	15.38926		
-6.00 s/d -7.00	h	1	71	0.36	36	0.157818	15.78182		
-7.00 s/d -8.00	i	1	71	0.36	36	0.161680	16.16797		
-8.00 s/d -9.00	j	1	71	0.36	36	0.165492	16.54915	16.15564	36
-9.00 s/d -10.00	k	1	71	0.36	36	0.169266	16.92662		
-10.00 s/d -11.00	l	1	71	0.36	36	0.172862	17.28615		

- Zoning C : potongan 3-3, Tinggi timbunan 6 m s/d 9 m, Stasioning 0+150 s/d 0+225.

hasil perhitungan peningkatan nilai Cu sebagai berikut :

**Tabel 5.34** Peningkatan nilai Cu tanah (Oprit Miring Zoning C-C)

Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H	PI	Cu Lama	Cu Lama	Cu Baru	Cu Baru	Cu Average	Cu Pakai
		(m)		(%)	kg/cm <sup>2</sup>	Kpa	kg/cm <sup>2</sup>	Kpa	Kpa
-0.00 s/d -1.00	a	1	48	0.133	13.333	0.206	20.614	20.768	20.768
-1.00 s/d -1.50	b	0.5	48	0.133	13.333	0.209	20.922		
-1.50 s/d -2.00	c	0.5	68	0.3	30	0.172	17.240	17.511	30
-2.00 s/d -3.00	d	1	68	0.3	30	0.175	17.488		
-3.00 s/d -4.00	e	1	68	0.3	30	0.178	17.806		
-4.00 s/d -5.00	f	1	71	0.3	30	0.175	17.492		
-5.00 s/d -6.00	g	1	71	0.36	36	0.178	17.802	18.410	36
-6.00 s/d -7.00	h	1	71	0.36	36	0.181	18.108		
-7.00 s/d -8.00	i	1	71	0.36	36	0.184	18.412		
-8.00 s/d -9.00	j	1	71	0.36	36	0.187	18.715		
-9.00 s/d -10.00	k	1	71	0.36	36	0.190	19.018		
-10.00 s/d -11.00	l	1	71	0.36	36	0.193	19.322		

- Zoning D : potongan 1-1 (didalam *wing-wall*), Tinggi timbunan 10.459 m s/d 10.659 m, Stasioning 0+263 s/d 0+267. hasil perhitungan sebagai berikut :

**Tabel 5.35** Peningkatan nilai Cu tanah (Oprit Miring Zoning D-D)

Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H	PI	Cu Lama	Cu Lama	Cu Baru	Cu Baru	Cu Average	Cu Pakai
		(m)		(%)	kg/cm <sup>2</sup>	Kpa	kg/cm <sup>2</sup>	Kpa	Kpa
-0.00 s/d -1.00	a	1	48	0.133	13.333	0.161	16.087	16.314	16.314
-1.00 s/d -1.50	b	0.5	48	0.133	13.333	0.165	16.542		
-1.50 s/d -2.00	c	0.5	68	0.3	30	0.142	14.179	14.591	30
-2.00 s/d -3.00	d	1	68	0.3	30	0.146	14.551		
-3.00 s/d -4.00	e	1	68	0.3	30	0.150	15.044		
-4.00 s/d -5.00	f	1	71	0.3	30	0.151	15.064		
-5.00 s/d -6.00	g	1	71	0.36	36	0.155	15.526	16.350	36
-6.00 s/d -7.00	h	1	71	0.36	36	0.159	15.940		
-7.00 s/d -8.00	i	1	71	0.36	36	0.164	16.354		
-8.00 s/d -9.00	j	1	71	0.36	36	0.168	16.814		
-9.00 s/d -10.00	k	1	71	0.36	36	0.172	17.204		
-10.00 s/d -11.00	l	1	71	0.36	36	0.175	17.548		

### 5.5 Settlement dan Stabilitas timbunan akibat *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. Selanjutnya oleh karena pemampatan tersebut diperiksa stabilitas timbunan dengan *software* DXSTABLE dengan memakai parameter tanah sesuai tabel 4.1 dan dengan nilai  $C_u$  baru yang telah diperhitungkan. Perhitungan dengan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Dimisalkan untuk contoh perhitungan adalah Oprit bersisi tegak Zoning A-A potongan 5-5 dengan 8 minggu pentahapan 0,5 m/minggu. Dengan nilai  $p_o'$  dan  $\Delta p'$  seperti cara yang telah diperhitungkan oleh Tabel 5.27. maka dapat dihitung pada 1 minggu pentahapan terjadi *settlement* sebagai berikut :

**Tabel 5.36** pemampatan pada 1 minggu *preloading* (Oprit Tegak Zoning A-A)

Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H	Z	$C_c$	$C_s$	$e_o$	$\gamma'$	$P_o'$
		(m)	(m)				t/m <sup>3</sup>	
-0.00 s/d -1.00	a	1	0.5	0.612	0.0874	1.95	0.51	0.255
-1.00 s/d -1.50	b	0.5	1.25	0.612	0.0874	1.95	0.51	0.6375
-1.50 s/d -2.00	c	0.5	1.75	0.837	0.1196	1.7	0.6	0.915
-2.00 s/d -3.00	d	1	2.5	0.837	0.1196	1.7	0.6	1.365
-3.00 s/d -4.00	e	1	3.5	0.837	0.1196	1.7	0.6	1.965
-4.00 s/d -5.00	f	1	4.5	0.792	0.1131	1.58	0.63	2.58
-5.00 s/d -6.00	g	1	5.5	0.792	0.1131	1.58	0.63	3.21
-6.00 s/d -7.00	h	1	6.5	0.792	0.1131	1.58	0.63	3.84
-7.00 s/d -8.00	i	1	7.5	0.792	0.1131	1.58	0.63	4.47
-8.00 s/d -9.00	j	1	8.5	0.792	0.1131	1.58	0.63	5.1
-9.00 s/d -10.00	k	1	9.5	0.792	0.1131	1.58	0.63	5.73
-10.00 s/d -11.00	l	1	10.5	0.792	0.1131	1.58	0.63	6.36

## (Lanjutan 5.36)

Elevasi dari tanah dasar	$\Sigma(Po' + \Delta Pn')$	Ket. (> atau <)	$Pc'$	$\Sigma(Po' + \Delta Pn') - \Delta Pn'$	SC	SC	SC	Sc Total	Sc Total	Sc Total
	t/m <sup>2</sup>		t/m <sup>2</sup>		(Pers.1)	(Pers.2)	(Pers.3)			
-0.00 s/d -1.00	0.4402	<	2.255	0.255	0.0070	-0.1191	0.0492	0.0232	-0.6430	0.1627
-1.00 s/d -1.50	0.8489	<	2.6375	0.6375	0.0018	-0.0438	0.0129			
-1.50 s/d -2.00	1.1338	<	2.915	0.915	0.0021	-0.0545	0.0144			
-2.00 s/d -3.00	1.5901	<	3.365	1.365	0.0029	-0.0865	0.0206			
-3.00 s/d -4.00	2.1945	<	3.965	1.965	0.0021	-0.0683	0.0149			
-4.00 s/d -5.00	2.8120	<	4.58	2.58	0.0016	-0.0557	0.0115			
-5.00 s/d -6.00	3.4427	<	5.21	3.21	0.0013	-0.0473	0.0093			
-6.00 s/d -7.00	4.0710	<	5.84	3.84	0.0011	-0.0412	0.0078			
-7.00 s/d -8.00	4.6990	<	6.47	4.47	0.0010	-0.0365	0.0067			
-8.00 s/d -9.00	5.3287	<	7.1	5.1	0.0008	-0.0328	0.0058			
-9.00 s/d -10.00	5.9554	<	7.73	5.73	0.0007	-0.0298	0.0051			
-10.00 s/d -11.00	6.5801	<	8.36	6.36	0.0006	-0.0274	0.0045			

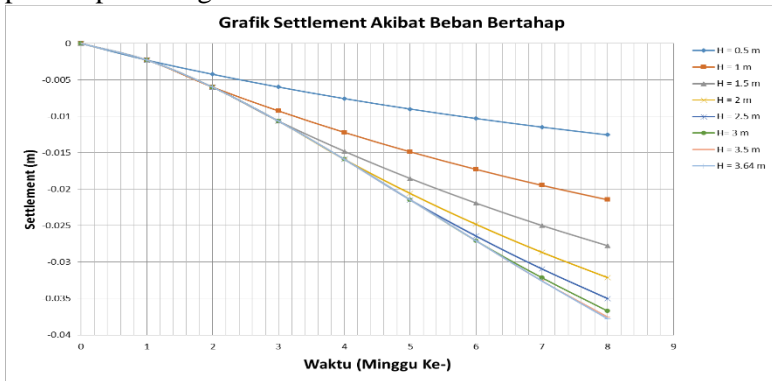
Berdasarkan perhitungan pada tabel 5.36 dengan menurut persyaratan dari persamaan 2.37, 2.38, dan 2.39 diperoleh *settlement total* akibat 1 minggu penimbunan ( $\Delta p_1$ ) adalah 0,0232 m. oleh karena oprit tegak Zoning A-A potongan 5-5 dengan 8 minggu pentahapan maka selanjutnya dihitung *settlement* untuk  $\Delta p_2$  s/d  $\Delta p_8$ .

- Selanjutnya ditabelkan penurunan tiap minggunya oleh Zoning A-A potongan 5-5 ; H initial = 3,635 m dengan 8 minggu pentahapan. Ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.37** pemampatan pada 8 minggu *preloading* (Oprit Tegak Zoning A-A)

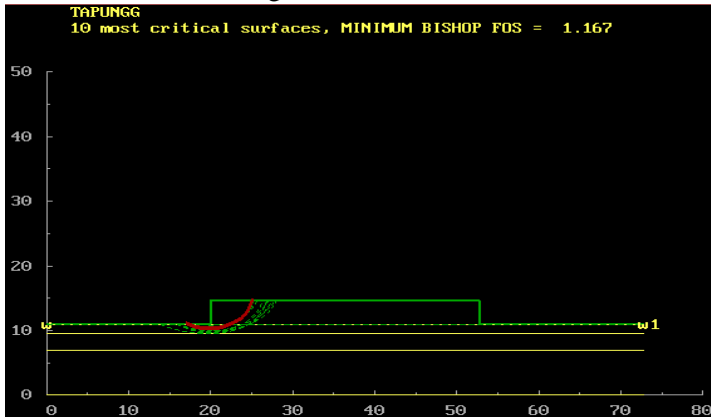
H timb. (m)	U tot. (%)	0.09804	0.18185	0.25717	0.32524	0.38688	0.44276	0.49347	0.53951	
		Penurunan per-minggu (m)								
SC Tot.	0	1	2	3	4	5	6	7	8	
0.5	0.02325	0	0.0023	0.0042	0.0060	0.0076	0.0090	0.0103	0.0115	0.0125
1	0.01805	0	0.0023	0.0060	0.0093	0.0122	0.0149	0.0173	0.0195	0.0214
1.5	0.01425	0	0.0023	0.0060	0.0107	0.0148	0.0185	0.0219	0.0250	0.0278
2	0.01132	0	0.0023	0.0060	0.0107	0.0159	0.0206	0.0248	0.0287	0.0321
2.5	0.00886	0	0.0023	0.0060	0.0107	0.0159	0.0215	0.0264	0.0309	0.0350
3	0.00664	0	0.0023	0.0060	0.0107	0.0159	0.0215	0.0271	0.0321	0.0367
3.5	0.00452	0	0.0023	0.0060	0.0107	0.0159	0.0215	0.0271	0.0326	0.0375
3.64	0.00238	0	0.0023	0.0060	0.0107	0.0159	0.0215	0.0271	0.0326	0.0378

Sehingga diperoleh grafik pemampatan dengan 8 minggu pentahapan sebagai berikut :



**Gambar 5.21** Grafik pemampatan pada 8 minggu preloading (Oprit Tegak Zoning A-A)

Berdasarkan Gambar 5.21 maka diperoleh SC total untuk 8 minggu pentahapan = 0,0378 m. Lalu dikontrol dengan *software* DXSTABLE untuk diperoleh kestabilan timbunan sebagai berikut :



**Gambar 5.22** Kestabilan timbunan pada 8 minggu preloading (Oprit Tegak Zoning A-A)

Berdasarkan Gambar 5.22 didapat  $SF = 1,167 < 1,25$  maka stabilitas timbunan tidak aman, sehingga dibutuhkan perkuatan untuk kestabilan timbunan.

3. Selanjutnya direkap untuk tabel dan grafik penurunan tiap minggunya oleh Oprit bersisi tegak sebagai berikut :

- Zoning A : potongan 5-5, Tinggi timbunan 0 m s/d 3 m, Stasioning 0+000 s/d 0+075. H initial = 3,635 m. hasil perhitungan telah dijelaskan pada point 1 s/d 2.
- Zoning B : potongan 4-4, Tinggi timbunan 3 m s/d 6 m, Stasioning 0+075 s/d 0+150. H initial = 7,5321 m. 16 minggu pentahapan. Hasil perhitungan *settlement* sebagai berikut :

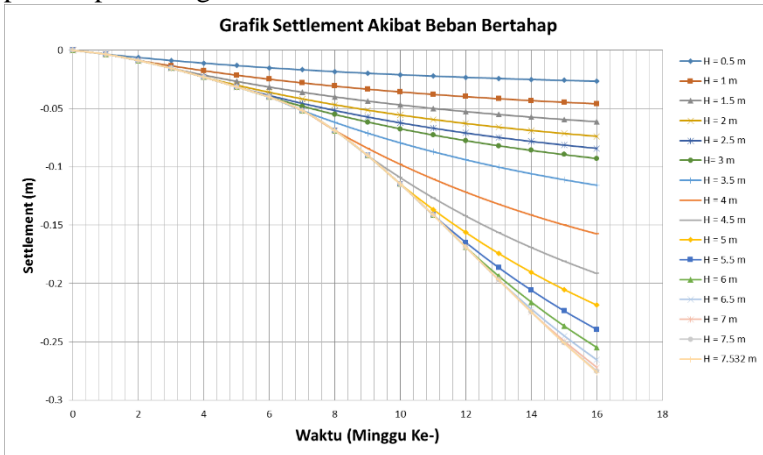
**Tabel 5.38** pemampatan pada 16 minggu *preloading* (Oprit Tegak Zoning B-B)

H timb. (m)	SC Tot.	U tot. (%)	0.0980	0.1818	0.2572	0.3252	0.3869	0.4428	0.4935	0.5395
		Penurunan per-minggu (m)								
		0	1	2	3	4	5	6	7	8
0.5	0.0338	0	0.0033	0.0061	0.0087	0.0110	0.0131	0.0150	0.0167	0.0182
1	0.0254	0	0.0033	0.0086	0.0133	0.0175	0.0213	0.0248	0.0279	0.0308
1.5	0.0207	0	0.0033	0.0086	0.0153	0.0213	0.0267	0.0315	0.0359	0.0399
2	0.0175	0	0.0033	0.0086	0.0153	0.0230	0.0298	0.0360	0.0416	0.0467
2.5	0.0152	0	0.0033	0.0086	0.0153	0.0230	0.0313	0.0388	0.0455	0.0516
3	0.0133	0	0.0033	0.0086	0.0153	0.0230	0.0313	0.0401	0.0479	0.0551
3.5	0.0371	0	0.0033	0.0086	0.0153	0.0230	0.0313	0.0401	0.0516	0.0618
4	0.0718	0	0.0033	0.0086	0.0153	0.0230	0.0313	0.0401	0.0516	0.0688
4.5	0.0630	0	0.0033	0.0086	0.0153	0.0230	0.0313	0.0401	0.0516	0.0688
5	0.0550	0	0.0033	0.0086	0.0153	0.0230	0.0313	0.0401	0.0516	0.0688
5.5	0.0473	0	0.0033	0.0086	0.0153	0.0230	0.0313	0.0401	0.0516	0.0688
6	0.0399	0	0.0033	0.0086	0.0153	0.0230	0.0313	0.0401	0.0516	0.0688
6.5	0.0326	0	0.0033	0.0086	0.0153	0.0230	0.0313	0.0401	0.0516	0.0688
7	0.0252	0	0.0033	0.0086	0.0153	0.0230	0.0313	0.0401	0.0516	0.0688
7.5	0.0175	0	0.0033	0.0086	0.0153	0.0230	0.0313	0.0401	0.0516	0.0688
7.5321	0.0093	0	0.0033	0.0086	0.0153	0.0230	0.0313	0.0401	0.0516	0.0688

(Lanjutan 5.38)

H timb. (m)	U tot. (%)	0.581	0.619	0.654	0.685	0.714	0.740	0.763	0.785	
	SC Tot.	0	9	10	11	12	13	14	15	16
0.5	0.0338	0	0.0196	0.0209	0.0221	0.0232	0.0241	0.0250	0.0258	0.0265
1	0.0254	0	0.0333	0.0357	0.0378	0.0398	0.0415	0.0431	0.0446	0.0459
1.5	0.0207	0	0.0436	0.0469	0.0498	0.0526	0.0550	0.0573	0.0593	0.0612
2	0.0175	0	0.0513	0.0555	0.0593	0.0628	0.0659	0.0688	0.0714	0.0737
2.5	0.0152	0	0.0572	0.0622	0.0668	0.0709	0.0747	0.0782	0.0813	0.0841
3	0.0133	0	0.0615	0.0674	0.0727	0.0775	0.0819	0.0859	0.0895	0.0928
3.5	0.0371	0	0.0710	0.0794	0.0870	0.0939	0.1002	0.1059	0.1110	0.1157
4	0.0718	0	0.0841	0.0979	0.1104	0.1217	0.1320	0.1413	0.1498	0.1575
4.5	0.0630	0	0.0903	0.1093	0.1266	0.1422	0.1564	0.1692	0.1809	0.1915
5	0.0550	0	0.0903	0.1147	0.1366	0.1563	0.1742	0.1905	0.2052	0.2186
5.5	0.0473	0	0.0903	0.1147	0.1412	0.1649	0.1864	0.2059	0.2235	0.2396
6	0.0399	0	0.0903	0.1147	0.1412	0.1688	0.1937	0.2161	0.2365	0.2550
6.5	0.0326	0	0.0903	0.1147	0.1412	0.1688	0.1968	0.2220	0.2449	0.2656
7	0.0252	0	0.0903	0.1147	0.1412	0.1688	0.1968	0.2245	0.2495	0.2721
7.5	0.0175	0	0.0903	0.1147	0.1412	0.1688	0.1968	0.2245	0.2512	0.2752
7.5321	0.0093	0	0.0903	0.1147	0.1412	0.1688	0.1968	0.2245	0.2512	0.2761

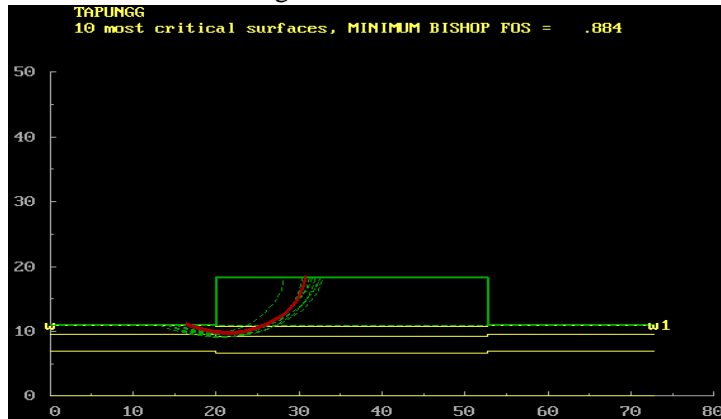
Sehingga diperoleh grafik pemampatan dengan 16 minggu pentahapan sebagai berikut :



Gambar 5.23 Grafik pemampatan pada 16 minggu preloading (Oprit Tegak Zoning B-B)

Berdasarkan Gambar 5.23 maka diperoleh SC total untuk 16 minggu pentahapan = 0,2761 m.

Lalu dikontrol dengan *software* DXSTABLE untuk diperoleh kestabilan timbunan sebagai berikut :



**Gambar 5.24** Kestabilan timbunan pada 16 minggu preloading (Oprit Tegak Zoning B-B)

Berdasarkan Gambar 5.24 didapat  $SF = 0,884 < 1,25$  maka stabilitas timbunan tidak aman, sehingga dibutuhkan perkuatan untuk kestabilan timbunan.

- Zoning C : potongan 3-3, Tinggi timbunan 6 m s/d 9 m, Stasioning 0+150 s/d 0+225. H initial = 10,9258 m. 22 minggu pentahapan.  
hasil perhitungan *consolidation settlement* ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.39** pemampatan pada 22 minggu *preloading* (Oprit Tegak Zoning C-C)

H timb. (m)	U tot. (%)		0.098	0.182	0.257	0.325	0.387	0.443
	Penurunan per-minggu (m)							
	SC Tot.	0	1	2	3	4	5	6
0.5	0.0378	0	0.0037	0.0069	0.0097	0.0123	0.0146	0.0167
1	0.0279	0	0.0037	0.0096	0.0148	0.0195	0.0237	0.0275
1.5	0.0228	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0236	0.0296	0.0349
2	0.0195	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0331	0.0399
2.5	0.0170	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0430
3	0.0534	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483
3.5	0.0951	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483
4	0.0860	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483
4.5	0.0780	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483
5	0.0710	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483
5.5	0.0646	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483
6	0.0587	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483
6.5	0.0533	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483
7	0.0481	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483
7.5	0.0431	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483
8	0.0382	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483
8.5	0.0333	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483
9	0.0284	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483
9.5	0.0234	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483
10	0.0182	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483
10.5	0.0127	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483
10.9258	0.0068	0	0.0037	0.0096	0.0170	0.0255	0.0348	0.0483

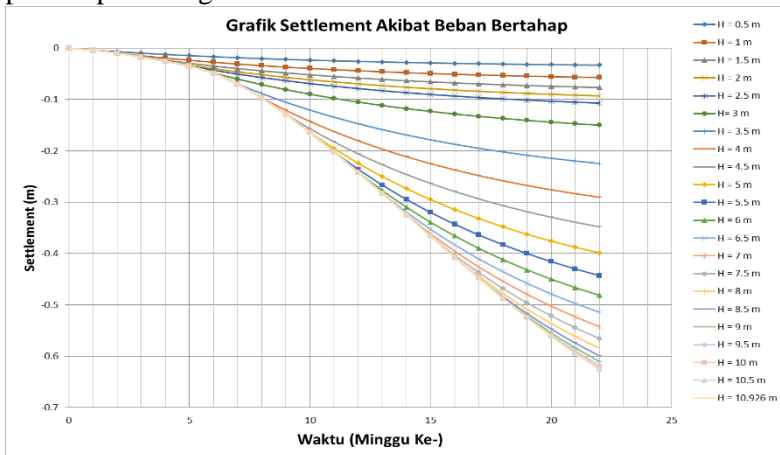
(Lanjutan Tabel 5.39)

H timb. (m)	U tot. (%)		0.493	0.540	0.581	0.619	0.654	0.685	0.714
	Penurunan per-minggu (m)								
	SC Tot.	0	7	8	9	10	11	12	13
0.5	0.0378	0	0.0187	0.0204	0.0220	0.0234	0.0247	0.0259	0.0270
1	0.0279	0	0.0310	0.0342	0.0370	0.0396	0.0420	0.0441	0.0461
1.5	0.0228	0	0.0398	0.0442	0.0483	0.0519	0.0552	0.0582	0.0610
2	0.0195	0	0.0462	0.0518	0.0569	0.0615	0.0657	0.0696	0.0730
2.5	0.0170	0	0.0505	0.0573	0.0635	0.0691	0.0742	0.0788	0.0830
3	0.0534	0	0.0602	0.0711	0.0809	0.0897	0.0978	0.1051	0.1118
3.5	0.0951	0	0.0696	0.0884	0.1053	0.1207	0.1346	0.1472	0.1587
4	0.0860	0	0.0696	0.0968	0.1210	0.1428	0.1626	0.1805	0.1968
4.5	0.0780	0	0.0696	0.0968	0.1286	0.1570	0.1826	0.2059	0.2270
5	0.0710	0	0.0696	0.0968	0.1286	0.1639	0.1955	0.2241	0.2500
5.5	0.0646	0	0.0696	0.0968	0.1286	0.1639	0.2019	0.2359	0.2666
6	0.0587	0	0.0696	0.0968	0.1286	0.1639	0.2019	0.2416	0.2773
6.5	0.0533	0	0.0696	0.0968	0.1286	0.1639	0.2019	0.2416	0.2826
7	0.0481	0	0.0696	0.0968	0.1286	0.1639	0.2019	0.2416	0.2826
7.5	0.0431	0	0.0696	0.0968	0.1286	0.1639	0.2019	0.2416	0.2826
8	0.0382	0	0.0696	0.0968	0.1286	0.1639	0.2019	0.2416	0.2826
8.5	0.0333	0	0.0696	0.0968	0.1286	0.1639	0.2019	0.2416	0.2826
9	0.0284	0	0.0696	0.0968	0.1286	0.1639	0.2019	0.2416	0.2826
9.5	0.0234	0	0.0696	0.0968	0.1286	0.1639	0.2019	0.2416	0.2826
10	0.0182	0	0.0696	0.0968	0.1286	0.1639	0.2019	0.2416	0.2826
10.5	0.0127	0	0.0696	0.0968	0.1286	0.1639	0.2019	0.2416	0.2826
10.9258	0.0068	0	0.0696	0.0968	0.1286	0.1639	0.2019	0.2416	0.2826

(Lanjutan Tabel 5.39)

H timb. (m)	U tot. (%)		0.740	0.763	0.785	0.804	0.822	0.838	0.852	0.866	0.878
	Penurunan per-minggu (m)										
	SC Tot.	0	14	15	16	17	18	19	20	21	22
0.5	0.0378	0	0.0280	0.0289	0.0297	0.0304	0.0311	0.0317	0.0322	0.0327	0.0332
1	0.0279	0	0.0479	0.0495	0.0509	0.0523	0.0535	0.0546	0.0556	0.0565	0.0573
1.5	0.0228	0	0.0635	0.0657	0.0678	0.0697	0.0714	0.0729	0.0743	0.0756	0.0768
2	0.0195	0	0.0762	0.0791	0.0817	0.0841	0.0862	0.0882	0.0900	0.0916	0.0931
2.5	0.0170	0	0.0868	0.0902	0.0934	0.0962	0.0988	0.1012	0.1033	0.1053	0.1071
3	0.0534	0	0.1178	0.1233	0.1283	0.1328	0.1369	0.1407	0.1441	0.1472	0.1500
3.5	0.0951	0	0.1691	0.1786	0.1872	0.1950	0.2021	0.2086	0.2145	0.2198	0.2247
4	0.0860	0	0.2116	0.2250	0.2372	0.2483	0.2583	0.2675	0.2758	0.2834	0.2903
4.5	0.0780	0	0.2461	0.2635	0.2793	0.2936	0.3066	0.3185	0.3293	0.3390	0.3480
5	0.0710	0	0.2736	0.2949	0.3143	0.3319	0.3479	0.3624	0.3757	0.3877	0.3986
5.5	0.0646	0	0.2946	0.3199	0.3429	0.3638	0.3827	0.4000	0.4157	0.4299	0.4428
6	0.0587	0	0.3097	0.3390	0.3656	0.3898	0.4117	0.4317	0.4498	0.4663	0.4813
6.5	0.0533	0	0.3194	0.3527	0.3829	0.4104	0.4353	0.4580	0.4785	0.4972	0.5142
7	0.0481	0	0.3241	0.3614	0.3953	0.4260	0.4539	0.4793	0.5023	0.5232	0.5422
7.5	0.0431	0	0.3241	0.3657	0.4031	0.4371	0.4679	0.4959	0.5214	0.5445	0.5654
8	0.0382	0	0.3241	0.3657	0.4069	0.4441	0.4778	0.5083	0.5361	0.5614	0.5843
8.5	0.0333	0	0.3241	0.3657	0.4069	0.4473	0.4838	0.5169	0.5470	0.5743	0.5991
9	0.0284	0	0.3241	0.3657	0.4069	0.4473	0.4866	0.5221	0.5543	0.5835	0.6101
9.5	0.0234	0	0.3241	0.3657	0.4069	0.4473	0.4866	0.5244	0.5585	0.5895	0.6177
10	0.0182	0	0.3241	0.3657	0.4069	0.4473	0.4866	0.5244	0.5603	0.5928	0.6224
10.5	0.0127	0	0.3241	0.3657	0.4069	0.4473	0.4866	0.5244	0.5603	0.5941	0.6247
10.9258	0.0068	0	0.3241	0.3657	0.4069	0.4473	0.4866	0.5244	0.5603	0.5941	0.6253

Sehingga diperoleh grafik pemampatan dengan 22 minggu pentahanan sebagai berikut :

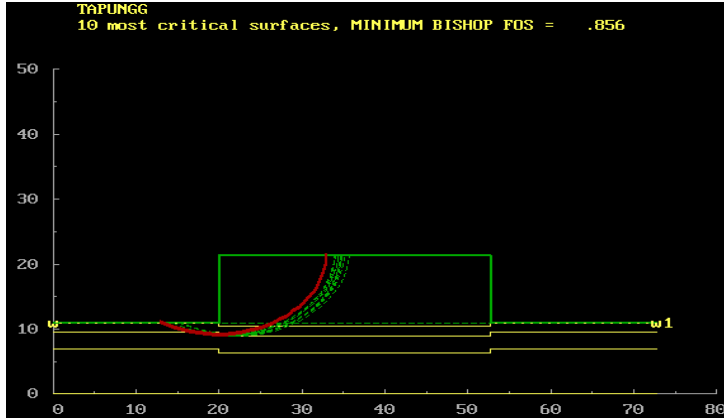


**Gambar 5.25** Grafik pemampatan pada 22 minggu preloading (Oprit Tegak Zoning C-C)



Berdasarkan Gambar 5.25 maka diperoleh SC total untuk 22 minggu pentahapan = 0,6253 m.

Lalu dikontrol dengan *software* DXSTABLE untuk diperoleh kestabilan timbunan sebagai berikut :



**Gambar 5.26** Kestabilan timbunan pada 22 minggu preloading (Oprit Tegak Zoning C-C)

Berdasarkan Gambar 5.26 didapat  $SF = 0,856 < 1,25$  maka stabilitas timbunan tidak aman, sehingga dibutuhkan perkuatan untuk kestabilan timbunan.

- Zoning D : potongan 1-1 (didalam *wing-wall*), Tinggi timbunan 10.459 m s/d 10.659 m, Stasioning 0+263 s/d 0+267. H initial = 12,756 m. 26 minggu pentahapan. hasil perhitungan *consolidation settlement* adalah sebagai berikut :

**Tabel 5.40** pemampatan pada 26 minggu *preloading* (Oprit Tegak Zoning D-D)

H timb. (m)	Penurunan per-minggu (m)							
	U <sub>tot.</sub> (%)	0,098	0,182	0,257	0,325	0,367	0,443	
	SC Tot.	0	1	2	3	4	5	6
0.5	0.039	0	0.004	0.007	0.010	0.013	0.015	0.017
1	0.029	0	0.004	0.010	0.015	0.020	0.025	0.029
1.5	0.024	0	0.004	0.010	0.018	0.025	0.031	0.036
2	0.020	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.034	0.042
2.5	0.018	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.045
3	0.087	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
3.5	0.100	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
4	0.091	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
4.5	0.083	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
5	0.077	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
5.5	0.071	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
6	0.065	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
6.5	0.060	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
7	0.056	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
7.5	0.051	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
8	0.047	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
8.5	0.043	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
9	0.039	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
9.5	0.035	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
10	0.032	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
10.5	0.028	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
11	0.024	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
11.5	0.020	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
12	0.015	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
12.5	0.011	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053
12.757	0.006	0	0.004	0.010	0.018	0.027	0.036	0.053

(Lanjutan Tabel 5.40)

H timb. (m)	Penurunan per-minggu (m)										
	U <sub>tot.</sub> (%)	0,493	0,540	0,581	0,619	0,654	0,685	0,714	0,740		
	SC Tot.	0	7	8	9	10	11	12	13	14	
0.5	0.039	0	0.019	0.021	0.023	0.024	0.026	0.027	0.028	0.029	
1	0.029	0	0.032	0.036	0.039	0.041	0.044	0.046	0.048	0.050	
1.5	0.024	0	0.041	0.046	0.050	0.054	0.057	0.061	0.063	0.066	
2	0.020	0	0.048	0.054	0.059	0.064	0.068	0.072	0.076	0.079	
2.5	0.018	0	0.053	0.060	0.066	0.072	0.077	0.082	0.086	0.090	
3	0.087	0	0.068	0.082	0.094	0.106	0.116	0.125	0.133	0.141	
3.5	0.100	0	0.078	0.100	0.120	0.138	0.154	0.169	0.183	0.195	
4	0.091	0	0.078	0.109	0.137	0.162	0.184	0.204	0.223	0.240	
4.5	0.083	0	0.078	0.109	0.145	0.177	0.205	0.232	0.255	0.277	
5	0.077	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.219	0.251	0.280	0.306	
5.5	0.071	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.226	0.264	0.298	0.329	
6	0.065	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.226	0.271	0.310	0.346	
6.5	0.060	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.226	0.271	0.316	0.357	
7	0.056	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.226	0.271	0.316	0.363	
7.5	0.051	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.226	0.271	0.316	0.363	
8	0.047	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.226	0.271	0.316	0.363	
8.5	0.043	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.226	0.271	0.316	0.363	
9	0.039	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.226	0.271	0.316	0.363	
9.5	0.035	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.226	0.271	0.316	0.363	
10	0.032	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.226	0.271	0.316	0.363	
10.5	0.028	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.226	0.271	0.316	0.363	
11	0.024	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.226	0.271	0.316	0.363	
11.5	0.020	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.226	0.271	0.316	0.363	
12	0.015	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.226	0.271	0.316	0.363	
12.5	0.011	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.226	0.271	0.316	0.363	
12.757	0.006	0	0.078	0.109	0.145	0.184	0.226	0.271	0.316	0.363	

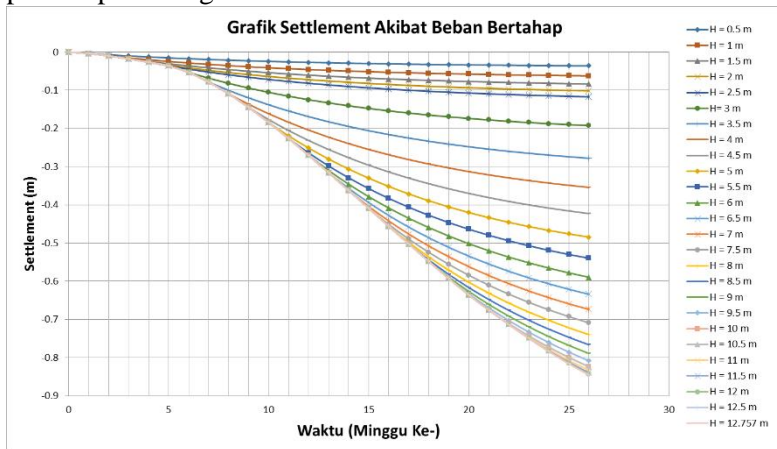
(Lanjutan Tabel 5.40)

H timb. (m)	SC Tot.	U tot. (%)	Penurunan per-minggu (m)					
			0.763	0.785	0.804	0.822	0.838	0.852
0.5	0.039	0	0.030	0.031	0.032	0.032	0.033	0.034
1	0.029	0	0.051	0.053	0.054	0.056	0.057	0.058
1.5	0.024	0	0.068	0.070	0.072	0.074	0.076	0.077
2	0.020	0	0.082	0.085	0.087	0.090	0.092	0.093
2.5	0.018	0	0.094	0.097	0.100	0.103	0.105	0.107
3	0.087	0	0.148	0.154	0.160	0.165	0.170	0.174
3.5	0.100	0	0.206	0.216	0.225	0.234	0.241	0.248
4	0.091	0	0.255	0.269	0.282	0.293	0.304	0.313
4.5	0.083	0	0.296	0.314	0.330	0.345	0.358	0.370
5	0.077	0	0.330	0.352	0.371	0.389	0.406	0.420
5.5	0.071	0	0.358	0.383	0.406	0.427	0.447	0.464
6	0.065	0	0.379	0.408	0.435	0.460	0.482	0.502
6.5	0.060	0	0.394	0.428	0.458	0.486	0.511	0.534
7	0.056	0	0.404	0.442	0.477	0.508	0.536	0.562
7.5	0.051	0	0.409	0.451	0.490	0.524	0.556	0.584
8	0.047	0	0.409	0.456	0.498	0.536	0.571	0.603
8.5	0.043	0	0.409	0.456	0.502	0.544	0.582	0.617
9	0.039	0	0.409	0.456	0.502	0.548	0.589	0.627
9.5	0.035	0	0.409	0.456	0.502	0.548	0.593	0.633
10	0.032	0	0.409	0.456	0.502	0.548	0.593	0.636
10.5	0.028	0	0.409	0.456	0.502	0.548	0.593	0.636
11	0.024	0	0.409	0.456	0.502	0.548	0.593	0.636
11.5	0.020	0	0.409	0.456	0.502	0.548	0.593	0.636
12	0.015	0	0.409	0.456	0.502	0.548	0.593	0.636
12.5	0.011	0	0.409	0.456	0.502	0.548	0.593	0.636
12.757	0.006	0	0.409	0.456	0.502	0.548	0.593	0.636

(Lanjutan Tabel 5.40)

H timb. (m)	SC Tot.	U tot. (%)	Penurunan per-minggu (m)					
			0.866	0.878	0.889	0.899	0.908	0.916
0.5	0.039	0	0.034	0.035	0.035	0.035	0.036	0.036
1	0.029	0	0.059	0.060	0.060	0.061	0.062	0.062
1.5	0.024	0	0.079	0.080	0.081	0.082	0.083	0.084
2	0.020	0	0.095	0.097	0.098	0.099	0.101	0.102
2.5	0.018	0	0.109	0.111	0.113	0.114	0.116	0.117
3	0.087	0	0.178	0.181	0.185	0.188	0.190	0.193
3.5	0.100	0	0.254	0.260	0.265	0.270	0.274	0.278
4	0.091	0	0.322	0.329	0.337	0.343	0.349	0.354
4.5	0.083	0	0.381	0.391	0.400	0.408	0.416	0.423
5	0.077	0	0.434	0.446	0.457	0.467	0.476	0.484
5.5	0.071	0	0.480	0.494	0.507	0.519	0.530	0.540
6	0.065	0	0.520	0.537	0.552	0.566	0.578	0.590
6.5	0.060	0	0.555	0.574	0.591	0.607	0.621	0.634
7	0.056	0	0.585	0.606	0.626	0.643	0.659	0.674
7.5	0.051	0	0.610	0.634	0.655	0.675	0.693	0.709
8	0.047	0	0.631	0.657	0.681	0.702	0.722	0.740
8.5	0.043	0	0.648	0.676	0.702	0.726	0.747	0.766
9	0.039	0	0.661	0.692	0.720	0.745	0.768	0.789
9.5	0.035	0	0.670	0.703	0.733	0.761	0.786	0.808
10	0.032	0	0.676	0.711	0.744	0.773	0.800	0.824
10.5	0.028	0	0.676	0.711	0.744	0.773	0.800	0.824
11	0.024	0	0.676	0.713	0.748	0.779	0.807	0.833
11.5	0.020	0	0.676	0.713	0.750	0.783	0.812	0.839
12	0.015	0	0.676	0.713	0.750	0.784	0.815	0.843
12.5	0.011	0	0.676	0.713	0.750	0.784	0.816	0.845
12.757	0.006	0	0.676	0.713	0.750	0.784	0.816	0.846

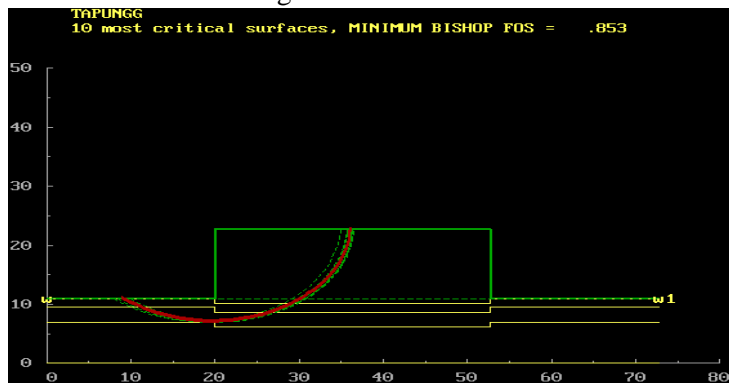
Sehingga diperoleh grafik pemampatan dengan 26 minggu pentahapan sebagai berikut :



**Gambar 5.27** Grafik pemampatan pada 26 minggu preloading (Oprit Tegak Zoning D-D)

Berdasarkan Gambar 5.27 maka diperoleh SC total untuk 26 minggu pentahapan = 0,846 m.

Lalu dikontrol dengan *software* DXSTABLE untuk diperoleh kestabilan timbunan sebagai berikut :



**Gambar 5.28** Kestabilan timbunan pada 26 minggu preloading (Oprit Tegak Zoning D-D)

Berdasarkan Gambar 5.28 didapat  $SF = 0,853 < 1,25$  maka stabilitas timbunan tidak aman, sehingga dibutuhkan perkuatan untuk kestabilan timbunan.

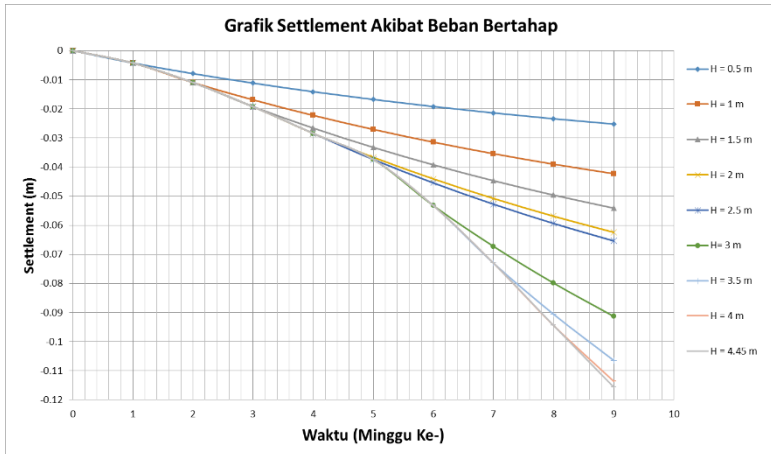
4. Dengan cara perhitungan yang sama selanjutnya direkap untuk tabel dan grafik penurunan tiap minggunya oleh Oprit bersisi Miring sebagai berikut :

➤ Zoning A : potongan 5-5, Tinggi timbunan 0 m s/d 3 m, Stasioning 0+000 s/d 0+075. H initial = 4,4569 m. 9 minggu pentahapan. hasil perhitungan *settlement* sebagai berikut :

**Tabel 5.41** pemampatan pada 9 minggu *preloading* (Oprit Miring Zoning A-A)

H timb. (m)	U tot. (%)	0.0980	0.1818	0.2572	0.3252	0.3869	0.4428	0.4935	0.5395	0.5813	
	Penurunan per-minggu (m)										
	SC Tot.	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.5	0.0434	0	0.0043	0.0079	0.0112	0.0141	0.0168	0.0192	0.0214	0.0234	0.0252
1	0.0316	0	0.0043	0.0110	0.0169	0.0222	0.0271	0.0314	0.0354	0.0390	0.0423
1.5	0.0240	0	0.0043	0.0110	0.0193	0.0266	0.0332	0.0392	0.0447	0.0496	0.0541
2	0.0188	0	0.0043	0.0110	0.0193	0.0284	0.0367	0.0441	0.0508	0.0569	0.0624
2.5	0.0077	0	0.0043	0.0110	0.0193	0.0284	0.0374	0.0455	0.0528	0.0594	0.0654
3	0.0797	0	0.0043	0.0110	0.0193	0.0284	0.0374	0.0533	0.0673	0.0799	0.0913
3.5	0.0589	0	0.0043	0.0110	0.0193	0.0284	0.0374	0.0533	0.0730	0.0906	0.1064
4	0.0394	0	0.0043	0.0110	0.0193	0.0284	0.0374	0.0533	0.0730	0.0944	0.1136
4.4569	0.0203	0	0.0043	0.0110	0.0193	0.0284	0.0374	0.0533	0.0730	0.0944	0.1156

Sehingga diperoleh grafik pemampatan dengan 9 minggu pentahapan sebagai berikut :



**Gambar 5.29** Grafik pemampatan pada 9 minggu preloading (Oprit Miring Zoning A-A)

Berdasarkan Gambar 5.29 maka diperoleh SC total untuk 9 minggu pentahapan = 0,1156 m.

Lalu dikontrol dengan *software* DXSTABLE untuk diperoleh kestabilan timbunan sebagai berikut :



**Gambar 5.30** Kestabilan timbunan pada 9 minggu preloading (Oprit Miring Zoning A-A)

Berdasarkan Gambar 5.30 didapat  $SF = 0,595 < 1,25$  maka stabilitas timbunan tidak aman, sehingga dibutuhkan perkuatan untuk kestabilan timbunan.

- Zoning B : potongan 4-4, Tinggi timbunan 3 m s/d 6 m, Stasioning 0+075 s/d 0+150. H initial = 8,3042 m. 17 minggu pentahapan. Hasil perhitungan *settlement* sebagai berikut :

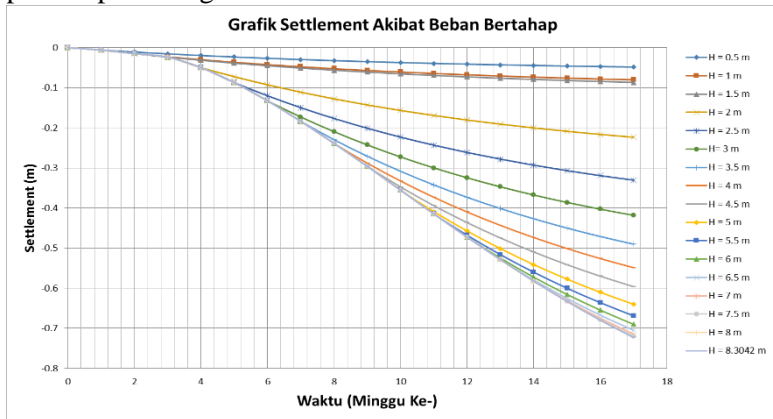
**Tabel 5.42** pemampatan pada 17 minggu *preloading* (Oprit Miring Zoning B-B)

H timb. (m)	U tot. (%)	0.0980	0.1818	0.2572	0.3252	0.3869	0.4428	0.4935	0.5395	
	Penurunan per-minggu (m)									
	SC Tot.	0	1	2	3	4	5	6	7	8
0.5	0.0600	0	0.0059	0.0109	0.0154	0.0195	0.0232	0.0266	0.0296	0.0324
1	0.0407	0	0.0059	0.0149	0.0228	0.0300	0.0365	0.0423	0.0476	0.0525
1.5	0.0083	0	0.0059	0.0149	0.0237	0.0315	0.0386	0.0450	0.0509	0.0562
2	0.1851	0	0.0059	0.0149	0.0237	0.0496	0.0723	0.0926	0.1111	0.1278
2.5	0.1501	0	0.0059	0.0149	0.0237	0.0496	0.0870	0.1199	0.1497	0.1766
3	0.1280	0	0.0059	0.0149	0.0237	0.0496	0.0870	0.1325	0.1729	0.2095
3.5	0.1100	0	0.0059	0.0149	0.0237	0.0496	0.0870	0.1325	0.1837	0.2295
4	0.0948	0	0.0059	0.0149	0.0237	0.0496	0.0870	0.1325	0.1837	0.2388
4.5	0.0814	0	0.0059	0.0149	0.0237	0.0496	0.0870	0.1325	0.1837	0.2388
5	0.0694	0	0.0059	0.0149	0.0237	0.0496	0.0870	0.1325	0.1837	0.2388
5.5	0.0584	0	0.0059	0.0149	0.0237	0.0496	0.0870	0.1325	0.1837	0.2388
6	0.0482	0	0.0059	0.0149	0.0237	0.0496	0.0870	0.1325	0.1837	0.2388
6.5	0.0385	0	0.0059	0.0149	0.0237	0.0496	0.0870	0.1325	0.1837	0.2388
7	0.0293	0	0.0059	0.0149	0.0237	0.0496	0.0870	0.1325	0.1837	0.2388
7.5	0.0208	0	0.0059	0.0149	0.0237	0.0496	0.0870	0.1325	0.1837	0.2388
8	0.0130	0	0.0059	0.0149	0.0237	0.0496	0.0870	0.1325	0.1837	0.2388
8.3042	0.0060	0	0.0059	0.0149	0.0237	0.0496	0.0870	0.1325	0.1837	0.2388

**(Lanjutan Tabel 5.42)**

H timb. (m)	U tot. (%)	0.5813	0.6193	0.6538	0.6851	0.7136	0.7396	0.7631	0.7845	0.8040	
	Penurunan per-minggu (m)										
	SC Tot.	0	9	10	11	12	13	14	15	16	17
0.5	0.0600	0	0.0349	0.0372	0.0392	0.0411	0.0428	0.0444	0.0458	0.0471	0.0482
1	0.0407	0	0.0569	0.0608	0.0645	0.0677	0.0707	0.0734	0.0759	0.0782	0.0802
1.5	0.0083	0	0.0610	0.0653	0.0693	0.0729	0.0762	0.0791	0.0819	0.0843	0.0866
2	0.1851	0	0.1429	0.1567	0.1691	0.1805	0.1908	0.2001	0.2087	0.2164	0.2234
2.5	0.1501	0	0.2010	0.2231	0.2432	0.2615	0.2781	0.2931	0.3068	0.3193	0.3306
3	0.1280	0	0.2426	0.2727	0.2999	0.3246	0.3471	0.3675	0.3861	0.4029	0.4183
3.5	0.1100	0	0.2709	0.3084	0.3425	0.3734	0.4014	0.4269	0.4500	0.4711	0.4902
4	0.0948	0	0.2881	0.3328	0.3733	0.4100	0.4434	0.4736	0.5012	0.5262	0.5489
4.5	0.0814	0	0.2961	0.3476	0.3942	0.4365	0.4749	0.5097	0.5413	0.5701	0.5962
5	0.0694	0	0.2961	0.3556	0.4090	0.4574	0.5014	0.5412	0.5774	0.6103	0.6401
5.5	0.0584	0	0.2961	0.3556	0.4148	0.4681	0.5164	0.5602	0.6000	0.6361	0.6690
6	0.0482	0	0.2961	0.3556	0.4148	0.4728	0.5251	0.5726	0.6157	0.6548	0.6903
6.5	0.0385	0	0.2961	0.3556	0.4148	0.4728	0.5289	0.5796	0.6256	0.6673	0.7052
7	0.0293	0	0.2961	0.3556	0.4148	0.4728	0.5289	0.5825	0.6309	0.6748	0.7147
7.5	0.0208	0	0.2961	0.3556	0.4148	0.4728	0.5289	0.5825	0.6329	0.6786	0.7201
8	0.0130	0	0.2961	0.3556	0.4148	0.4728	0.5289	0.5825	0.6329	0.6799	0.7224
8.3042	0.0060	0	0.2961	0.3556	0.4148	0.4728	0.5289	0.5825	0.6329	0.6799	0.7230

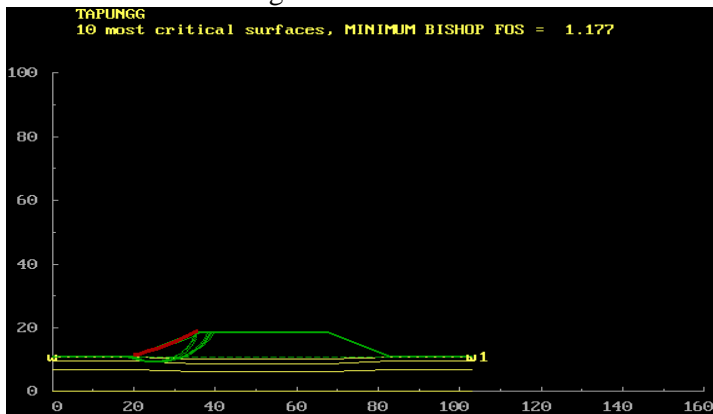
Sehingga diperoleh grafik pemampatan dengan 17 minggu pentahapan sebagai berikut :



**Gambar 5.31** Grafik pemampatan pada 17 minggu preloading (Oprit Miring Zoning B-B)

Berdasarkan Gambar 5.31 maka diperoleh SC total untuk 17 minggu pentahapan = 0,72303 m.

Lalu dikontrol dengan *software* DXSTABLE untuk diperoleh kestabilan timbunan sebagai berikut :



**Gambar 5.32** Kestabilan timbunan pada 17 minggu preloading (Oprit Miring Zoning B-B)



Berdasarkan Gambar 5.32 didapat  $SF = 1,177 < 1,25$  maka stabilitas timbunan tidak aman, sehingga dibutuhkan perkuatan untuk kestabilan timbunan.

- Zoning C : potongan 3-3, Tinggi timbunan 6 m s/d 9 m, Stasioning 0+150 s/d 0+225. H initial = 11,757 m. 24 minggu pentahapan.  
hasil perhitungan *consolidation settlement* ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.43** pemampatan pada 24 minggu *preloading* (Oprit Miring Zoning C-C)

H timb. (m)	U tot. (%) 0.09804 0.181845 0.257171 0.325237 0.386876 0.442763 0.493472 0.539505									
	Penurunan per-minggu (m)									
	SC Tot.	0	1	2	3	4	5	6	7	8
0.5	0.0671	0	0.007	0.012	0.017	0.022	0.026	0.030	0.033	0.036
1	0.0441	0	0.007	0.017	0.025	0.033	0.040	0.047	0.053	0.058
1.5	0.0864	0	0.007	0.017	0.034	0.049	0.062	0.075	0.086	0.096
2	0.1957	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.098	0.125	0.150	0.172
2.5	0.1658	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.155	0.192	0.226
3	0.1432	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.218	0.263
3.5	0.1251	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.285
4	0.1102	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296
4.5	0.0973	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296
5	0.0859	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296
5.5	0.0757	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296
6	0.0662	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296
6.5	0.0573	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296
7	0.0489	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296
7.5	0.0409	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296
8	0.0332	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296
8.5	0.0261	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296
9	0.0195	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296
9.5	0.0136	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296
10	0.0086	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296
10.5	0.0045	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296
11	0.0015	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296
11.5	0.0003	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296
11.7566	0.0009	0	0.007	0.017	0.034	0.068	0.114	0.169	0.231	0.296

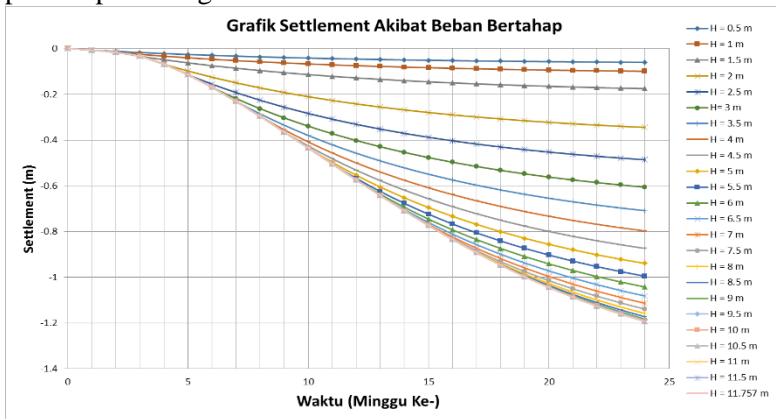
(Lanjutan Tabel 5.43)

H timb. (m)	U tot. (%)		0.581	0.619	0.654	0.685	0.714	0.740	0.763	0.785
	Penurunan per-minggu (m)									
	SC Tot.	0	9	10	11	12	13	14	15	16
0.5	0.0671	0	0.039	0.042	0.044	0.046	0.048	0.050	0.051	0.053
1	0.0441	0	0.063	0.067	0.071	0.075	0.078	0.081	0.084	0.086
1.5	0.0864	0	0.105	0.114	0.121	0.128	0.135	0.140	0.145	0.150
2	0.1957	0	0.192	0.210	0.227	0.242	0.256	0.268	0.279	0.290
2.5	0.1658	0	0.256	0.284	0.309	0.331	0.352	0.371	0.388	0.403
3	0.1432	0	0.303	0.339	0.372	0.402	0.429	0.454	0.477	0.497
3.5	0.1251	0	0.335	0.380	0.421	0.458	0.491	0.522	0.549	0.574
4	0.1102	0	0.355	0.408	0.456	0.500	0.540	0.576	0.609	0.639
4.5	0.0973	0	0.364	0.426	0.481	0.532	0.578	0.619	0.657	0.691
5	0.0859	0	0.364	0.434	0.497	0.554	0.605	0.652	0.695	0.733
5.5	0.0757	0	0.364	0.434	0.504	0.568	0.625	0.677	0.724	0.767
6	0.0662	0	0.364	0.434	0.504	0.574	0.637	0.694	0.746	0.793
6.5	0.0573	0	0.364	0.434	0.504	0.574	0.643	0.704	0.760	0.811
7	0.0489	0	0.364	0.434	0.504	0.574	0.643	0.709	0.769	0.824
7.5	0.0409	0	0.364	0.434	0.504	0.574	0.643	0.709	0.773	0.831
8	0.0332	0	0.364	0.434	0.504	0.574	0.643	0.709	0.773	0.834
8.5	0.0261	0	0.364	0.434	0.504	0.574	0.643	0.709	0.773	0.834
9	0.0195	0	0.364	0.434	0.504	0.574	0.643	0.709	0.773	0.834
9.5	0.0136	0	0.364	0.434	0.504	0.574	0.643	0.709	0.773	0.834
10	0.0086	0	0.364	0.434	0.504	0.574	0.643	0.709	0.773	0.834
10.5	0.0045	0	0.364	0.434	0.504	0.574	0.643	0.709	0.773	0.834
11	0.0015	0	0.364	0.434	0.504	0.574	0.643	0.709	0.773	0.834
11.5	0.0003	0	0.364	0.434	0.504	0.574	0.643	0.709	0.773	0.834
11.7566	0.0009	0	0.364	0.434	0.504	0.574	0.643	0.709	0.773	0.834

(Lanjutan Tabel 5.43)

H timb. (m)	U tot. (%)		0.80399	0.821694	0.837795	0.852437	0.865754	0.877866	0.888883	0.898904
	Penurunan per-minggu (m)									
	SC Tot.	0	17	18	19	20	21	22	23	24
0.5	0.0671	0	0.054	0.055	0.056	0.057	0.058	0.059	0.060	0.060
1	0.0441	0	0.088	0.091	0.092	0.094	0.096	0.097	0.098	0.099
1.5	0.0864	0	0.154	0.158	0.162	0.165	0.168	0.171	0.173	0.175
2	0.1957	0	0.299	0.308	0.315	0.322	0.329	0.335	0.340	0.345
2.5	0.1658	0	0.417	0.430	0.442	0.452	0.462	0.471	0.479	0.486
3	0.1432	0	0.516	0.532	0.548	0.562	0.574	0.586	0.596	0.606
3.5	0.1251	0	0.597	0.618	0.637	0.654	0.670	0.684	0.697	0.709
4	0.1102	0	0.666	0.690	0.713	0.733	0.751	0.768	0.783	0.797
4.5	0.0973	0	0.722	0.750	0.776	0.800	0.821	0.840	0.858	0.874
5	0.0859	0	0.769	0.800	0.829	0.856	0.880	0.901	0.921	0.939
5.5	0.0757	0	0.806	0.841	0.873	0.903	0.929	0.953	0.975	0.995
6	0.0662	0	0.835	0.874	0.909	0.941	0.970	0.997	1.021	1.042
6.5	0.0573	0	0.857	0.899	0.937	0.972	1.003	1.032	1.058	1.082
7	0.0489	0	0.873	0.918	0.959	0.996	1.030	1.060	1.088	1.114
7.5	0.0409	0	0.884	0.931	0.975	1.014	1.050	1.083	1.112	1.139
8	0.0332	0	0.890	0.940	0.986	1.027	1.065	1.099	1.130	1.158
8.5	0.0261	0	0.892	0.945	0.992	1.036	1.075	1.110	1.143	1.172
9	0.0195	0	0.892	0.947	0.996	1.041	1.081	1.118	1.152	1.182
9.5	0.0136	0	0.892	0.947	0.997	1.043	1.085	1.122	1.157	1.188
10	0.0086	0	0.892	0.947	0.997	1.044	1.086	1.125	1.160	1.191
10.5	0.0045	0	0.892	0.947	0.997	1.044	1.087	1.126	1.161	1.193
11	0.0015	0	0.892	0.947	0.997	1.044	1.087	1.126	1.161	1.193
11.5	0.0003	0	0.892	0.947	0.997	1.044	1.087	1.126	1.161	1.193
11.7566	0.0009	0	0.892	0.947	0.997	1.044	1.087	1.126	1.161	1.193

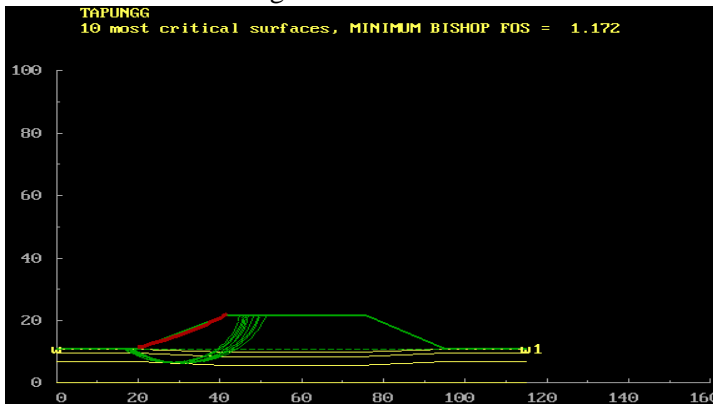
Sehingga diperoleh grafik pemampatan dengan 24 minggu pentahapan sebagai berikut :



**Gambar 5.33** Grafik pemampatan pada 24 minggu preloading (Oprit Miring Zoning C-C)

Berdasarkan Gambar 5.33 maka diperoleh SC total untuk 24 minggu pentahapan = 1,193 m.

Lalu dikontrol dengan *software* DXSTABLE untuk diperoleh kestabilan timbunan sebagai berikut :



**Gambar 5.34** Kestabilan timbunan pada 24 minggu preloading (Oprit Miring Zoning C-C)

Berdasarkan Gambar 5.34 didapat  $SF = 1,172 < 1,25$  maka stabilitas timbunan tidak aman, sehingga dibutuhkan perkuatan untuk kestabilan timbunan.

- Zoning D : potongan 1-1 (didalam *wing-wall*), Tinggi timbunan 10.459 m s/d 10.659 m, Stasioning 0+263 s/d 0+267. H initial = 12,756 m. 26 minggu pentahapan. hasil perhitungan *settlement* sebagai berikut :

**Tabel 5.44** pemampatan pada 26 minggu *preloading* (Oprit Miring Zoning D-D)

H timb. (m)	U tot. (%)		0.0980	0.1616	0.2572	0.3252	0.3869	0.4428	0.4935	0.5395
	Penurunan per-minggu (m)									
	SC Tot.	0	1	2	3	4	5	6	7	8
0.5	0.0395	0	0.0039	0.0072	0.0102	0.0128	0.0153	0.0175	0.0195	0.0213
1	0.0288	0	0.0039	0.0100	0.0154	0.0203	0.0247	0.0286	0.0323	0.0355
1.5	0.0236	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0246	0.0307	0.0363	0.0414	0.0460
2	0.0202	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0344	0.0415	0.0480	0.0538
2.5	0.0178	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0447	0.0525	0.0596
3	0.0872	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0684	0.0820
3.5	0.1002	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1002
4	0.0911	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
4.5	0.0834	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
5	0.0766	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
5.5	0.0706	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
6	0.0652	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
6.5	0.0602	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
7	0.0556	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
7.5	0.0512	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
8	0.0471	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
8.5	0.0431	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
9	0.0392	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
9.5	0.0354	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
10	0.0316	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
10.5	0.0277	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
11	0.0237	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
11.5	0.0196	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
12	0.0153	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
12.5	0.0107	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091
12.757	0.0057	0	0.0039	0.0100	0.0177	0.0265	0.0361	0.0533	0.0782	0.1091

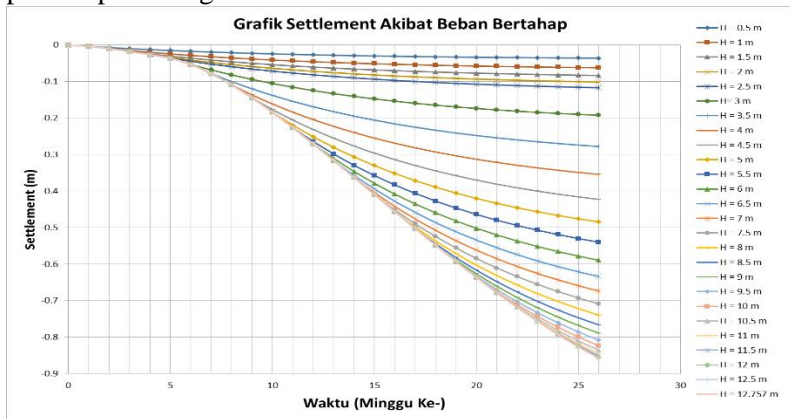
**(Lanjutan Tabel 5.44)**

H.timb. (m)	U.tot. (%)	0.5813	0.6193	0.6538	0.6851	0.7136	0.7396	0.7631	0.7845	0.8040	
		Penurunan per-minggu (m)									
SC Tot.	0	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
0.5	0.0395	0	0.0230	0.0245	0.0258	0.0271	0.0282	0.0292	0.0301	0.0310	0.0317
1	0.0288	0	0.0385	0.0412	0.0437	0.0459	0.0479	0.0498	0.0515	0.0530	0.0544
1.5	0.0236	0	0.0502	0.0540	0.0574	0.0605	0.0634	0.0660	0.0683	0.0704	0.0724
2	0.0202	0	0.0591	0.0639	0.0683	0.0723	0.0759	0.0792	0.0822	0.0849	0.0873
2.5	0.0178	0	0.0660	0.0718	0.0771	0.0819	0.0862	0.0902	0.0938	0.0970	0.1000
3	0.0872	0	0.0943	0.1055	0.1157	0.1249	0.1332	0.1408	0.1477	0.1540	0.1597
3.5	0.1002	0	0.1201	0.1381	0.1544	0.1692	0.1827	0.1949	0.2060	0.2161	0.2252
4	0.0911	0	0.1367	0.1615	0.1840	0.2045	0.2230	0.2398	0.2551	0.2690	0.2816
4.5	0.0834	0	0.1448	0.1767	0.2055	0.2316	0.2553	0.2768	0.2963	0.3140	0.3301
5	0.0766	0	0.1448	0.1842	0.2194	0.2513	0.2802	0.3064	0.3302	0.3518	0.3715
5.5	0.0706	0	0.1448	0.1842	0.2263	0.2641	0.2984	0.3294	0.3575	0.3831	0.4063
6	0.0652	0	0.1448	0.1842	0.2263	0.2705	0.3102	0.3461	0.3787	0.4083	0.4352
6.5	0.0602	0	0.1448	0.1842	0.2263	0.2705	0.3161	0.3571	0.3942	0.4279	0.4584
7	0.0556	0	0.1448	0.1842	0.2263	0.2705	0.3161	0.3625	0.4043	0.4422	0.4765
7.5	0.0512	0	0.1448	0.1842	0.2263	0.2705	0.3161	0.3625	0.4093	0.4515	0.4897
8	0.0471	0	0.1448	0.1842	0.2263	0.2705	0.3161	0.3625	0.4093	0.4561	0.4983
8.5	0.0431	0	0.1448	0.1842	0.2263	0.2705	0.3161	0.3625	0.4093	0.4561	0.5025
9	0.0392	0	0.1448	0.1842	0.2263	0.2705	0.3161	0.3625	0.4093	0.4561	0.5025
9.5	0.0354	0	0.1448	0.1842	0.2263	0.2705	0.3161	0.3625	0.4093	0.4561	0.5025
10	0.0316	0	0.1448	0.1842	0.2263	0.2705	0.3161	0.3625	0.4093	0.4561	0.5025
10.5	0.0277	0	0.1448	0.1842	0.2263	0.2705	0.3161	0.3625	0.4093	0.4561	0.5025
11	0.0237	0	0.1448	0.1842	0.2263	0.2705	0.3161	0.3625	0.4093	0.4561	0.5025
11.5	0.0196	0	0.1448	0.1842	0.2263	0.2705	0.3161	0.3625	0.4093	0.4561	0.5025
12	0.0153	0	0.1448	0.1842	0.2263	0.2705	0.3161	0.3625	0.4093	0.4561	0.5025
12.5	0.0107	0	0.1448	0.1842	0.2263	0.2705	0.3161	0.3625	0.4093	0.4561	0.5025
12.757	0.0057	0	0.1448	0.1842	0.2263	0.2705	0.3161	0.3625	0.4093	0.4561	0.5025

**(Lanjutan Tabel 5.44)**

H.timb. (m)	U.tot. (%)	0.8217	0.8378	0.8524	0.8658	0.8773	0.8889	0.8989	0.9080	0.9163	
		Penurunan per-minggu (m)									
SC Tot.	0	18	19	20	21	22	23	24	25	26	
0.5	0.0395	0	0.0324	0.0331	0.0337	0.0342	0.0347	0.0351	0.0355	0.0358	0.0362
1	0.0288	0	0.0556	0.0568	0.0578	0.0588	0.0596	0.0604	0.0611	0.0618	0.0624
1.5	0.0236	0	0.0742	0.0758	0.0772	0.0785	0.0798	0.0809	0.0819	0.0828	0.0836
2	0.0202	0	0.0896	0.0916	0.0935	0.0952	0.0967	0.0981	0.0994	0.1005	0.1016
2.5	0.0178	0	0.1027	0.1052	0.1074	0.1094	0.1113	0.1130	0.1145	0.1159	0.1172
3	0.0872	0	0.1649	0.1696	0.1739	0.1778	0.1814	0.1846	0.1875	0.1902	0.1926
3.5	0.1002	0	0.2335	0.2411	0.2480	0.2543	0.2599	0.2651	0.2698	0.2741	0.2780
4	0.0911	0	0.2931	0.3035	0.3130	0.3216	0.3295	0.3366	0.3431	0.3490	0.3543
4.5	0.0834	0	0.3448	0.3581	0.3702	0.3811	0.3911	0.4002	0.4085	0.4160	0.4229
5	0.0766	0	0.3893	0.4055	0.4202	0.4336	0.4458	0.4569	0.4670	0.4761	0.4845
5.5	0.0706	0	0.4274	0.4466	0.4640	0.4798	0.4942	0.5073	0.5192	0.5300	0.5398
6	0.0652	0	0.4596	0.4817	0.5019	0.5202	0.5368	0.5519	0.5657	0.5782	0.5896
6.5	0.0602	0	0.4862	0.5114	0.5343	0.5552	0.5741	0.5913	0.6069	0.6212	0.6341
7	0.0556	0	0.5077	0.5360	0.5618	0.5851	0.6064	0.6257	0.6433	0.6592	0.6738
7.5	0.0512	0	0.5244	0.5559	0.5844	0.6104	0.6340	0.6555	0.6750	0.6927	0.7089
8	0.0471	0	0.5365	0.5712	0.6027	0.6313	0.6573	0.6809	0.7024	0.7219	0.7397
8.5	0.0431	0	0.5443	0.5823	0.6167	0.6480	0.6764	0.7022	0.7256	0.7470	0.7664
9	0.0392	0	0.5482	0.5894	0.6268	0.6607	0.6915	0.7196	0.7450	0.7681	0.7892
9.5	0.0354	0	0.5482	0.5929	0.6332	0.6698	0.7031	0.7332	0.7607	0.7856	0.8083
10	0.0316	0	0.5482	0.5929	0.6363	0.6756	0.7112	0.7435	0.7729	0.7996	0.8238
10.5	0.0277	0	0.5482	0.5929	0.6363	0.6783	0.7162	0.7506	0.7819	0.8103	0.8361
11	0.0237	0	0.5482	0.5929	0.6363	0.6783	0.7185	0.7549	0.7880	0.8180	0.8453
11.5	0.0196	0	0.5482	0.5929	0.6363	0.6783	0.7185	0.7569	0.7916	0.8230	0.8516
12	0.0153	0	0.5482	0.5929	0.6363	0.6783	0.7185	0.7569	0.7931	0.8258	0.8556
12.5	0.0107	0	0.5482	0.5929	0.6363	0.6783	0.7185	0.7569	0.7931	0.8269	0.8575
12.757	0.0057	0	0.5482	0.5929	0.6363	0.6783	0.7185	0.7569	0.7931	0.8269	0.8581

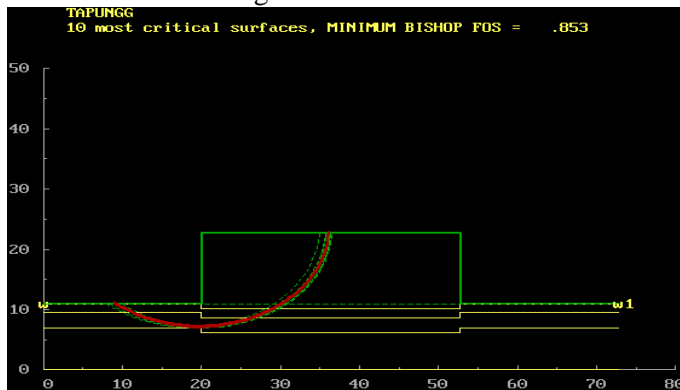
Sehingga diperoleh grafik pemampatan dengan 26 minggu pentahapan sebagai berikut :



**Gambar 5.35** Grafik pemampatan pada 26 minggu preloading (Oprit Miring Zoning D-D)

Berdasarkan Gambar 5.35 maka diperoleh SC total untuk 26 minggu pentahapan = 0,8581 m.

Lalu dikontrol dengan *software* DXSTABLE untuk diperoleh kestabilan timbunan sebagai berikut :



**Gambar 5.36** Kestabilan timbunan pada 26 minggu preloading (Oprit Miring Zoning D-D)

Berdasarkan Gambar 5.36 didapat  $SF = 0,853 < 1,25$  maka stabilitas timbunan tidak aman, sehingga dibutuhkan perkuatan untuk kestabilan timbunan.

## 5.6 Perkuatan Timbunan Bersisi Tegak

### 5.6.1 Alternatif Kombinasi *Geotextile* dan *Flat Sheet-pile*

Alternatif pertama dalam perencanaan perkuatan timbunan oprit bersisi tegak adalah kombinasi *Sheetpile* dengan *geotextile* dengan langkah perhitungan sesuai yang telah dijelaskan pada sub-bab 2.8.

#### 5.6.1.1 Perencanaan *Geotextile* untuk oprit bersisi tegak

Dalam perencanaan *geotextile wall reinforcement* untuk oprit bersisi tegak dihitung berdasarkan teori yang telah dijelaskan pada sub-bab 2.8.1 digunakan produk *geotextile* sesuai yang dijelaskan pada sub-bab 4.4 dengan brosur produk terlampir pada lampiran 4. Direncanakan menerima semua beban yang terjadi, sedangkan *sheet-pile* hanya digunakan untuk penutup *geotextile* Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

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

$$\gamma \text{ timb.} = 1,84 \text{ t/m}^3$$

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

$$\phi \text{ timb.} = 30^\circ$$

$$\phi \text{ top soil} = 1,67^\circ$$

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

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

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

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

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

2. Selanjutnya dimisalkan sebagai contoh adalah Oprit bersisi tegak Zoning A-A potongan 5-5 ; dengan H initial = 3,635 m. dengan 5 nilai minimum hasil kontrol *overall stability* sampai dengan tanah dasar kedalaman 60 m sebagai berikut :

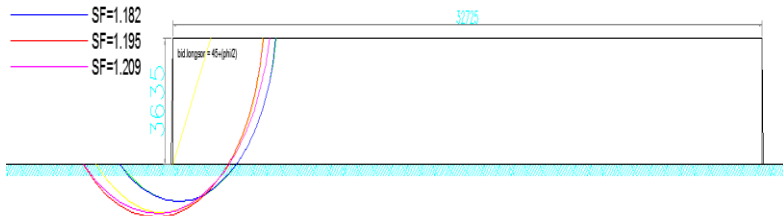
**Tabel 5.45** Hasil *output overall stability* (Oprit Tegak Zoning A-A)

No.	SF (bishop)	Moment resisting (KN-m)	circle center		radius m	initial x (m)	terminal x (m)	T Allow (kN/m)
			x (m)	y (m)				
1	1.166	906.6	19.43	64.21	5.610	15.720	24.98	30.918
2	1.18	838.1	20.32	64.38	5.470	17.030	25.71	30.918
3	1.182	842.1	20.29	64.43	5.500	17.030	25.71	30.918
4	1.195	1040	19.05	64.55	6.050	15.070	25.01	30.918
5	1.209	1139	19.09	65.04	6.450	15.070	25.38	30.918

Berdasarkan Tabel 5.45 selanjutnya digambar bidang longsor sebagai berikut :

KETERANGAN :

- SF=1.166
- SF=1.180
- SF=1.182
- SF=1.195
- SF=1.209



**Gambar 5.37** Bidang longsor (Oprit Tegak Zoning A-A)

Selanjutnya dipilih bidang longsor terpanjang yaitu SF =1,18 untuk acuan installasi Lr *geotextile* memotong bidang longsor dengan dipilih dibandingkan bidang longsor terpanjang antara bidang longsor alam ( $45^\circ + \phi/2$ ).

3. Dihitung jarak pemasangan *geotextile* (Sv) dengan rencana pemadatan per-25 cm digunakan persamaan 2.60 dan 2.61.

$$\sigma_{Htotal} = \sigma_{HS} + \sigma_{HQ} + \sigma_{HL} \quad (\text{dihitung perkedalaman layer})$$



$$S_v = \frac{T_{Allow}}{SF \times \sigma H_{totalZ}} ; \text{ dengan hasil perhitungan digunakan}$$

untuk batas atas dalam installasi dilapangan maka disyaratkan  $S_v \text{ pakai} < S_v \text{ hitung}$ . hasil perhitungan sebagai berikut :

**Tabel 5.46** Perhitungan  $S_v$  *geotextile* (Oprit Tegak Zoning A-A)

Z (m)	Ka timb	$\gamma$ ( $t/m^3$ )	$\sigma H_s$ ( $t/m^2$ )	$\sigma H_q$ ( $t/m^2$ )	$\Sigma \sigma H$ ( $t/m^2$ )	T allow (t/m)	$S_v$ (m)	$S_v$ 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	0.25
2	0.33333	1.8	1.2	0.5	1.7	3.092	1.21247	0.25
3	0.33333	1.8	1.8	0.5	2.3	3.092	0.89617	0.25
3.5	0.33333	1.8	2.1	0.5	2.6	3.092	0.79277	0.25

4. Perhitungan  $L_e$ ,  $L_r$ , dan  $L_o$  dimana masing-masing digunakan rumus persamaan pada sub-bab 2.63, 2.64, dan 2.65.

$$L_r = (H - Z) \times \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$L_e = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot SF}{2 \cdot [C + \sigma_v \cdot \tan \delta]}$$

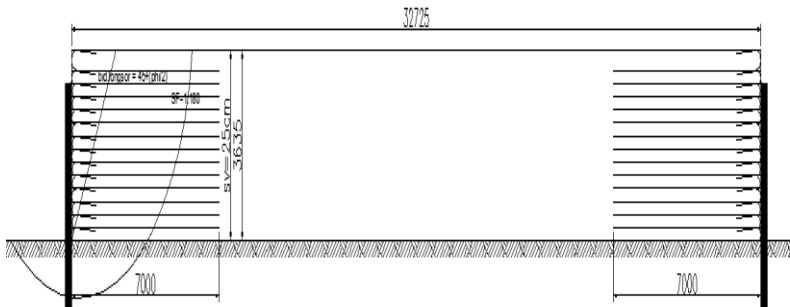
$$L_o = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot SF}{4 \cdot [C + \sigma_v \cdot \tan \delta]}$$

dimana hasil  $L_e$  dan  $L_r$  hitungan dibandingkan dengan garis bidang longsor terjauh yang paling kritis. Dengan hasil perhitungan sebagai berikut :

**Tabel 5.47** Perhitungan  $L_e$ ,  $L_r$ , dan  $L_o$  *geotextile* (Oprit Tegak Zoning A-A)

Z (m)	$\sigma_v$ ( $t/m^2$ )	Hitungan			Pakai		Keterangan
		$L_e$ (m)	$L_r$ (m)	$L_o$ (m)	$L_e$ & $L_r$ (m)	$L_o$ (m)	
0							
1	1.8	0.19846	1.52149	0.09923	7	1	tidak menerus
2	3.6	0.15336	0.94414	0.07668	7	1	tidak menerus
3	5.4	0.13832	0.36679	0.06916	7	1	tidak menerus
3.5	6.3	0.13403	0.07812	0.06701	7	1	tidak menerus

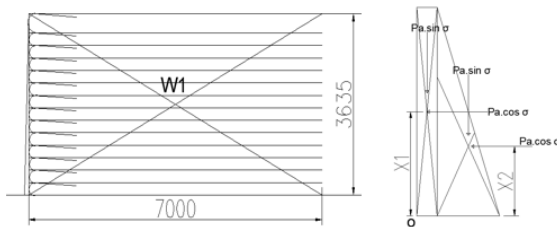
5. Sehingga dihasilkan installasi *geotextile* untuk timbunan oprit bersisi tegak zoning A-A. digambarkan sebagai berikut :



**Gambar 5.38** Installasi *Geotextile* (Oprit Tegak Zoning A-A)

Gambar selengkapnya disajikan dalam Lampiran gambar.

6. Selanjutnya diperiksa *eksternal stability* kontrol terhadap guling sesuai persamaan 2.66 pada sub-bab 2.8.1.3. dengan skema beban yang terjadi pada sisi timbunan sebagai berikut :



**Gambar 5.39** Skema beban pada *eksternal stability* oprit bersisi tegak

Digunakan persamaan kontrol  $SF = \frac{\sum W \cdot x + \sum Pa \cdot \sin \delta x}{\sum Pa \cdot \cos \delta x} > 1,5$

Dengan hasil perhitungan ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.48** Perhitungan *eksternal stability geotextile* (Oprit Tegak Zoning A-A)

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
1.75	0.794483	2.462898	0.25	2.36756	1.559261	4.83371	1.75	6.548898
3.675	1.668415		1.3		3.274449		1.166667	
L (m)	X (m)	H (m)	W (t)					
7	3.5	3.5	W1	44.1	W1X	154.35		
			Σw	44.1	Σw.x	154.35		

Sehingga didapatkan  $SF = \frac{154,35 + 2,367}{6,548} = 23,93 > 1,5$  maka

oprit bersisi tegak zoning A aman *eksternal stability*.

7. Periksa terhadap kontrol geser sesuai persamaan 2.67 pada sub-bab 2.8.1.3.  $SF = \text{Momen penahan} / \text{Momen pendorong}$ .

$$SF = \frac{C + \left( \left( \frac{\Sigma W + \Sigma Pa \cdot \sin \delta}{L} \right) \times \tan \delta \right)}{\left( \frac{\Sigma Pa \cdot \cos \delta}{L} \right)} > 3$$

$$SF = \frac{1,333 + \left( \left( \frac{44,1 + 2,462}{7} \right) \times 0,509 \right)}{\left( \frac{4,833}{7} \right)} = 6,839 > 3.$$

Maka oprit bersisi tegak zoning A aman terhadap geser.

8. Periksa terhadap kontrol *bearing capacity failure* sesuai persamaan 2.68 pada sub-bab 2.8.1.3.

$$SF = \frac{Cd \cdot Nc + q \cdot Nq + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma}{\gamma \cdot H + Q + M / W} > 1,5$$

$$SF = \frac{1,333 \cdot 30,14 + 1,5 \cdot 18,4 + 0,5 \cdot 1,8 \cdot 7 \cdot 22,4}{1,8 \cdot 3,635 + 1,5 + 0,801} = 23,61 > 1,5$$

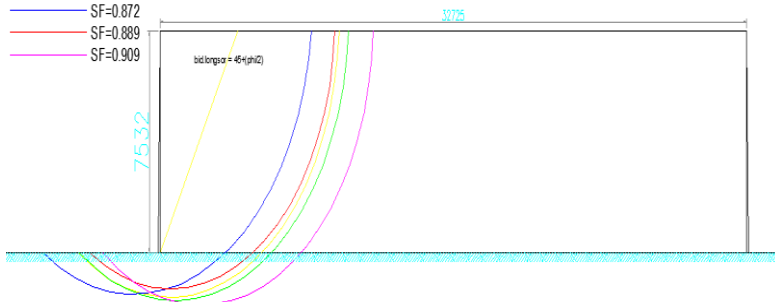
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning A-A aman terhadap stabilitas ambblas.

9. Berdasarkan perhitungan seperti pada poin 1 s/d 8 diatas selanjutnya dapat direkap perhitungan *geotextile* untuk zoning lainnya sebagai berikut :

- Zoning A : potongan 5-5, Tinggi timbunan 0 m s/d 3 m, Stasioning 0+000 s/d 0+075. H initial = 3,635 m. hasil perhitungan telah dijelaskan pada point 1 s/d 8.
- Zoning B : potongan 4-4, Tinggi timbunan 3 m s/d 6 m, Stasioning 0+075 s/d 0+150. H initial = 7,5321 m.
  - Bidang longsor dari *overall stability* sebagai berikut :

KETERANGAN :

- SF=0.835
- SF=0.858
- SF=0.872
- SF=0.889
- SF=0.909



**Gambar 5.40** Bidang longsor (Oprit Tegak Zoning B-B)

- Perhitungan Sv ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.49** Perhitungan Sv *geotextile* (Oprit Tegak Zoning B-B)

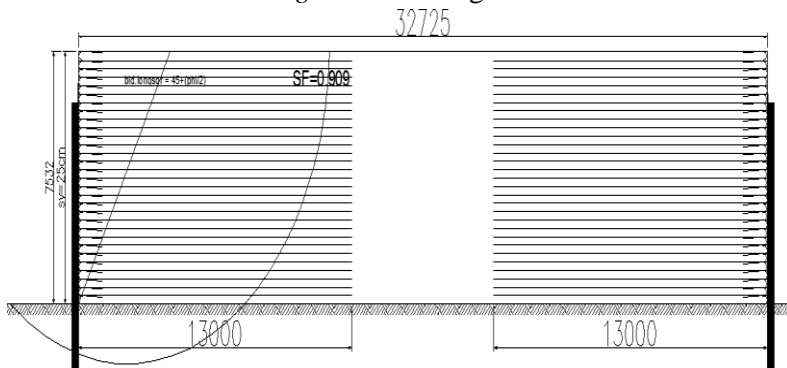
Z (m)	Ka timb	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma$ Hs (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ Hq (t/m <sup>2</sup> )	$\Sigma \sigma$ H (t/m <sup>2</sup> )	T allow (t/m)	Sv (m)	Sv pakai (m)
0	0.3333	1.8	0	0.5	0.5			
1	0.3333	1.8	0.6	0.5	1.1	3.092	1.8738	0.25
2	0.3333	1.8	1.2	0.5	1.7	3.092	1.2125	0.25
3	0.3333	1.8	1.8	0.5	2.3	3.092	0.8962	0.25
4	0.3333	1.8	2.4	0.5	2.9	3.092	0.7108	0.25
5	0.3333	1.8	3	0.5	3.5	3.092	0.5889	0.25
6	0.3333	1.8	3.6	0.5	4.1	3.092	0.5027	0.25
7	0.3333	1.8	4.2	0.5	4.7	3.092	0.4386	0.25
7.5	0.3333	1.8	4.5	0.5	5	3.092	0.4122	0.25

- Perhitungan  $L_e$ ,  $L_r$ , dan  $L_o$  ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.50** Perhitungan  $L_e$ ,  $L_r$ , dan  $L_o$  *geotextile* (Oprit Tegak Zoning B-B)

Z (m)	$\sigma_v$ (t/m <sup>2</sup> )	Hitungan			Pakai		Keterangan
		$L_e$ (m)	$L_r$ (m)	$L_o$ (m)	$L_e$ & $L_r$ (m)	$L_o$ (m)	
0							
1	1.8	0.1985	3.771	0.099	13	1	tidak menerus
2	3.6	0.1534	3.194	0.077	13	1	tidak menerus
3	5.4	0.1383	2.617	0.069	13	1	tidak menerus
4	7.2	0.1308	2.039	0.065	13	1	tidak menerus
5	9	0.1263	1.462	0.063	13	1	tidak menerus
6	10.8	0.1233	0.885	0.062	13	1	tidak menerus
7	12.6	0.1211	0.307	0.061	13	1	tidak menerus
7.5	13.5	0.1203	0.019	0.06	13	1	tidak menerus

- Gambar instalasi *geotextile* sebagai berikut :



**Gambar 5.41** Instalasi *Geotextile* (Oprit Tegak Zoning B-B)

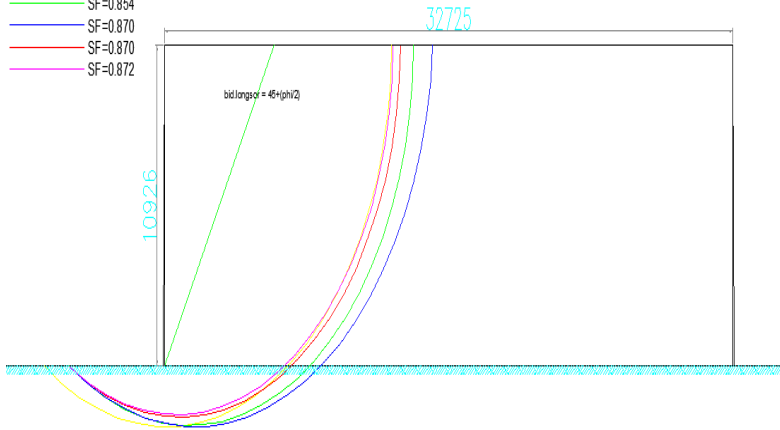
- Kontrol guling ;  $SF = 1165 \text{ t.m} / 50,55 \text{ t.m} = 23,05 > 1,5$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning B-B aman terhadap stabilitas guling.
- Kontrol geser ;  $SF = 8,609 \text{ t.m} / 1,4197 \text{ t.m} = 6,065 > 3$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning B-B aman terhadap stabilitas geser.
- Kontrol amblas ;  $SF = 329,87 \text{ t.m} / 16,852 \text{ t.m} = 19,57 > 1,5$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning B-B aman terhadap stabilitas amblas.

➤ Zoning C : potongan 3-3, Tinggi timbunan 6 m s/d 9 m, Stasioning 0+150 s/d 0+225. H initial = 10,9258 m.

- Bidang longsor dari *overall stability* sebagai berikut :

KETERANGAN :

- SF=0.853
- SF=0.854
- SF=0.870
- SF=0.870
- SF=0.872



**Gambar 5.42** Bidang longsor (Oprit Tegak Zoning C-C)

- Perhitungan Sv ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.51** Perhitungan Sv *geotextile* (Oprit Tegak Zoning C-C)

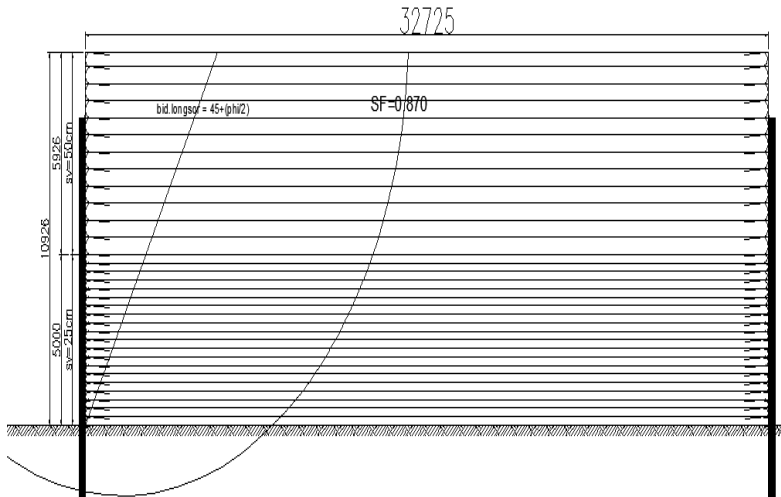
Z (m)	Ka timb	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma$ Hs (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ Hq (t/m <sup>2</sup> )	$\Sigma$ $\sigma$ H (t/m <sup>2</sup> )	T allow (t/m)	Sv (m)	Sv pakai (m)
0	0.33333	1.8	0	0.5	0.5			
1	0.33333	1.8	0.6	0.5	1.1	3.09179	1.87381	0.5
2	0.33333	1.8	1.2	0.5	1.7	3.09179	1.21247	0.5
3	0.33333	1.8	1.8	0.5	2.3	3.09179	0.89617	0.5
4	0.33333	1.8	2.4	0.5	2.9	3.09179	0.71076	0.5
5	0.33333	1.8	3	0.5	3.5	3.09179	0.58891	0.5
6	0.33333	1.8	3.6	0.5	4.1	3.09179	0.50273	0.5
7	0.33333	1.8	4.2	0.5	4.7	3.09179	0.43855	0.25
8	0.33333	1.8	4.8	0.5	5.3	3.09179	0.3889	0.25
9	0.33333	1.8	5.4	0.5	5.9	3.09179	0.34935	0.25
10	0.33333	1.8	6	0.5	6.5	3.09179	0.31711	0.25
10.9	0.33333	1.8	6.54	0.5	7.04	3.09179	0.29278	0.25

- Perhitungan Le, Lr, dan Lo ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.52** Perhitungan Le, Lr, dan Lo *geotextile* (Oprit Tegak Zoning C-C)

Z (m)	$\sigma$ v (t/m <sup>2</sup> )	Hitungan			Pakai		Keterangan
		Le (m)	Lr (m)	Lo (m)	Le & Lr (m)	Lo (m)	
0							
1	1.8	0.39693	5.73066	0.1985	17	1	menerus
2	3.6	0.30672	5.15331	0.1534	17	1	menerus
3	5.4	0.27665	4.57596	0.1383	17	1	menerus
4	7.2	0.26161	3.99861	0.1308	17	1	menerus
5	9	0.25259	3.42126	0.1263	17	1	menerus
6	10.8	0.24658	2.84391	0.1233	17	1	menerus
7	12.6	0.12114	2.26656	0.0606	17	1	menerus
8	14.4	0.11953	1.68921	0.0598	17	1	menerus
9	16.2	0.11828	1.11186	0.0591	17	1	menerus
10	18	0.11727	0.53451	0.0586	17	1	menerus
10.9	19.62	0.11653	0.0149	0.0583	17	1	menerus

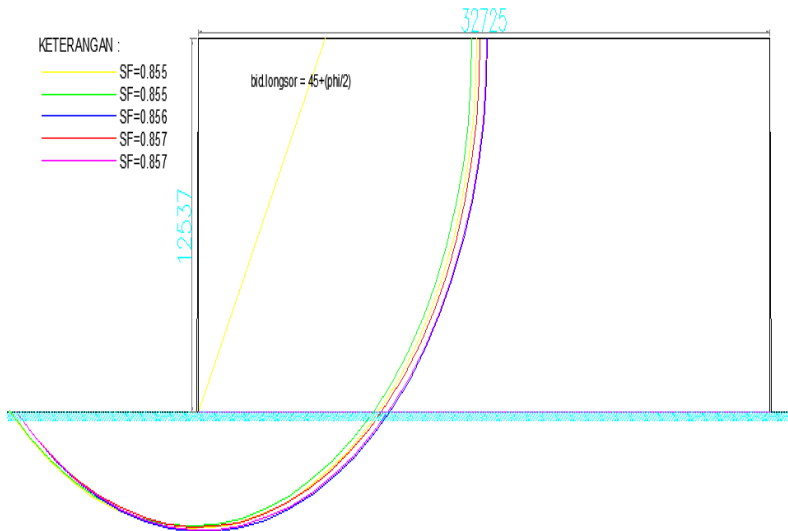
- Gambar instalasi *geotextile* sebagai berikut :



**Gambar 5.43** Instalasi *Geotextile* (Oprit Tegak Zoning C-C)

- Kontrol guling ;  $SF = 2690 \text{ t.m} / 142,5 \text{ t.m} = 18,88 > 1,5$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning C-C aman terhadap stabilitas guling.
  - Kontrol geser ;  $SF = 11,936 \text{ t.m} / 2,243 \text{ t.m} = 5,322 > 3$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning C-C aman terhadap stabilitas geser.
  - Kontrol amblas ;  $SF = 397,65 \text{ t.m} / 24,19 \text{ t.m} = 16,436 > 1,5$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning C-C aman terhadap stabilitas amblas.
- Zoning D : potongan 2-2, Tinggi timbunan 9 m s/d 10.459 m, Stasioning 0+225 s/d 0+263. H initial = 12,537 m.
- Bidang longsor dari *overall stability* sebagai berikut :





Gambar 5.44 Bidang longsor (Oprit Tegak Zoning D-D pot.2-2)

- Perhitungan Sv ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 5.53 Perhitungan Sv geotextile (Oprit Tegak Zoning D-D pot.2-2)

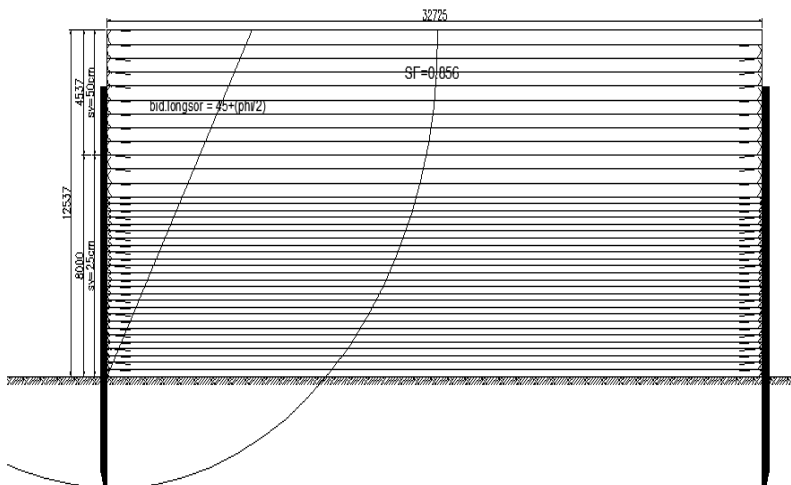
Z (m)	Ka timb	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma$ Hs (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ Hq (t/m <sup>2</sup> )	$\Sigma \sigma$ H (t/m <sup>2</sup> )	Tallow (t/m)	Sv (m)	Sv pakai (m)
0	0.3333	1.8	0	0.5	0.5			
1	0.3333	1.8	0.6	0.5	1.1	3.0918	1.8738	0.5
2	0.3333	1.8	1.2	0.5	1.7	3.0918	1.2125	0.5
3	0.3333	1.8	1.8	0.5	2.3	3.0918	0.8962	0.5
4	0.3333	1.8	2.4	0.5	2.9	3.0918	0.7108	0.5
5	0.3333	1.8	3	0.5	3.5	3.0918	0.5889	0.5
6	0.3333	1.8	3.6	0.5	4.1	3.0918	0.5027	0.5
7	0.3333	1.8	4.2	0.5	4.7	3.0918	0.4386	0.25
8	0.3333	1.8	4.8	0.5	5.3	3.0918	0.3889	0.25
9	0.3333	1.8	5.4	0.5	5.9	3.0918	0.3494	0.25
10	0.3333	1.8	6	0.5	6.5	3.0918	0.3171	0.25
11	0.3333	1.8	6.6	0.5	7.1	3.0918	0.2903	0.25
12	0.3333	1.8	7.2	0.5	7.7	3.0918	0.2677	0.25
12.5	0.3333	1.8	7.5	0.5	8	3.0918	0.2576	0.25

- Perhitungan  $Le$ ,  $Lr$ , dan  $Lo$  ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.54** Perhitungan  $Le$ ,  $Lr$ , dan  $Lo$  *geotextile* (Oprit Tegak Zoning D pot.2-2)

Z (m)	$\sigma_v$ (t/m <sup>2</sup> )	Hitungan			Pakai		Keterangan
		$Le$ (m)	$Lr$ (m)	$Lo$ (m)	$Le$ & $Lr$ (m)	$Lo$ (m)	
0							
1	1.8	0.3969	6.6611	0.1985	18	1	menerus
2	3.6	0.3067	6.0838	0.1534	18	1	menerus
3	5.4	0.2766	5.5064	0.1383	18	1	menerus
4	7.2	0.2616	4.9291	0.1308	18	1	menerus
5	9	0.2526	4.3517	0.1263	18	1	menerus
6	10.8	0.2466	3.7744	0.1233	18	1	menerus
7	12.6	0.1211	3.197	0.0606	18	1	menerus
8	14.4	0.1195	2.6197	0.0598	18	1	menerus
9	16.2	0.1183	2.0423	0.0591	18	1	menerus
10	18	0.1173	1.465	0.0586	18	1	menerus
11	19.8	0.1165	0.8876	0.0582	18	1	menerus
12	21.6	0.1158	0.3103	0.0579	18	1	menerus
12.5	22.5	0.1155	0.0216	0.0577	18	1	menerus

- Gambar instalasi *geotextile* sebagai berikut :

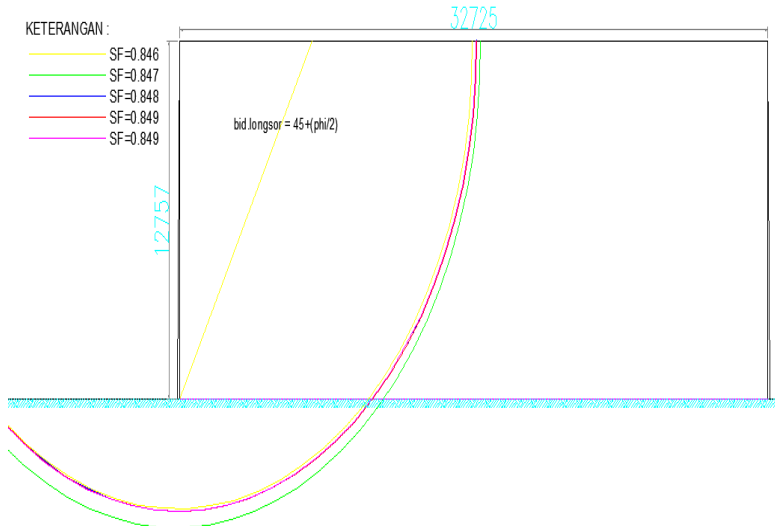


**Gambar 5.45** Instalasi *Geotextile* (Oprit Tegak Zoning D pot.2-2)

- Kontrol guling ;  $SF = 3107 \text{ t.m} / 210,1 \text{ t.m} = 14,79 > 1,5$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning D-D pot.2-2 aman terhadap stabilitas guling.
- Kontrol geser ;  $SF = 13,585 \text{ t.m} / 2,9015 \text{ t.m} = 4,682 > 3$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning D-D pot.2-2 aman terhadap stabilitas geser.
- Kontrol amblas ;  $SF = 397,65 \text{ t.m} / 28,775 \text{ t.m} = 13,81 > 1,5$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning D-D pot.2-2 aman terhadap stabilitas amblas.

➤ Zoning D : potongan 1-1 (didalam *wing-wall*), Tinggi timbunan 10.459 m s/d 10.659 m, Stasioning 0+263 s/d 0+267. H initial = 12,756 m.

- Bidang longsor dari *overall stability* sebagai berikut :



**Gambar 5.46** Bidang longsor (Oprit Tegak Zoning D-D pot.1-1)

- Perhitungan Sv ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.55** Perhitungan Sv *geotextile* (Oprit Tegak Zoning D-D pot.1-1)

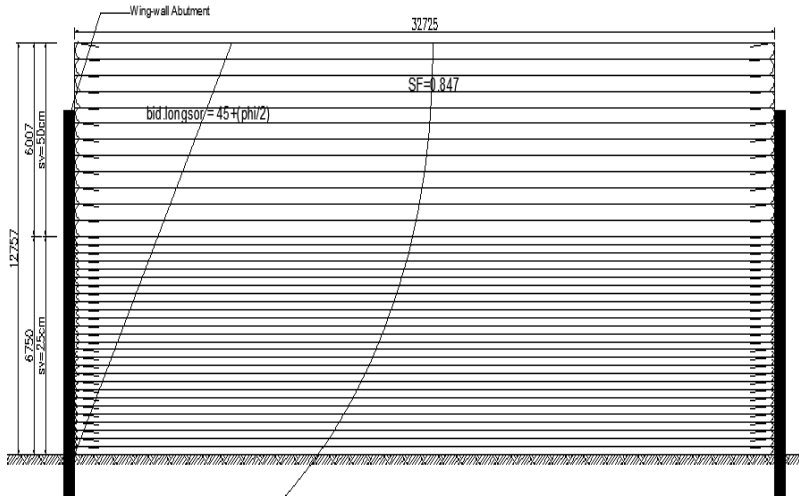
Z (m)	Ka timb	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma$ Hs (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ Hq (t/m <sup>2</sup> )	$\Sigma \sigma$ H (t/m <sup>2</sup> )	T allow (t/m)	Sv (m)	Sv pakai (m)
0	0.3333	1.8	0	0.5	0.5			
1	0.3333	1.8	0.6	0.5	1.1	3.0918	1.8738	0.5
2	0.3333	1.8	1.2	0.5	1.7	3.0918	1.2125	0.5
3	0.3333	1.8	1.8	0.5	2.3	3.0918	0.8962	0.5
4	0.3333	1.8	2.4	0.5	2.9	3.0918	0.7108	0.5
5	0.3333	1.8	3	0.5	3.5	3.0918	0.5889	0.5
6	0.3333	1.8	3.6	0.5	4.1	3.0918	0.5027	0.5
7	0.3333	1.8	4.2	0.5	4.7	3.0918	0.4386	0.25
8	0.3333	1.8	4.8	0.5	5.3	3.0918	0.3889	0.25
9	0.3333	1.8	5.4	0.5	5.9	3.0918	0.3494	0.25
10	0.3333	1.8	6	0.5	6.5	3.0918	0.3171	0.25
11	0.3333	1.8	6.6	0.5	7.1	3.0918	0.2903	0.25
12	0.3333	1.8	7.2	0.5	7.7	3.0918	0.2677	0.25
12.7	0.3333	1.8	7.62	0.5	8.12	3.0918	0.2538	0.25

- Perhitungan Le, Lr, dan Lo ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.56** Perhitungan Le, Lr, dan Lo *geotextile* (Oprit Tegak Zoning D pot.1-1)

Z (m)	$\sigma$ v (t/m <sup>2</sup> )	Hitungan			Pakai		Keterangan
		Le (m)	Lr (m)	Lo (m)	Le & Lr (m)	Lo (m)	
0							
1	1.8	0.39693	6.7878	0.1985	18	1	menerus
2	3.6	0.30672	6.2105	0.1534	18	1	menerus
3	5.4	0.27665	5.6331	0.1383	18	1	menerus
4	7.2	0.26161	5.0558	0.1308	18	1	menerus
5	9	0.25259	4.4784	0.1263	18	1	menerus
6	10.8	0.24658	3.9011	0.1233	18	1	menerus
7	12.6	0.12114	3.3237	0.0606	18	1	menerus
8	14.4	0.11953	2.7464	0.0598	18	1	menerus
9	16.2	0.11828	2.169	0.0591	18	1	menerus
10	18	0.11727	1.5917	0.0586	18	1	menerus
11	19.8	0.11645	1.0143	0.0582	18	1	menerus
12	21.6	0.11577	0.437	0.0579	18	1	menerus
12.7	22.86	0.11536	0.0328	0.0577	18	1	menerus

- Gambar installasi *geotextile* 1 sisi sebagai berikut :



**Gambar 5.47** Installasi Geotextile (Oprit Tegak Zoning D pot.1-1)

- Kontrol guling ;  $SF = 3164 \text{ t.m} / 220,4 \text{ t.m} = 14,36 > 1,5$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning D-D pot.1-1 aman terhadap stabilitas guling.
- Kontrol geser ;  $SF = 13,81 \text{ t.m} / 2,994 \text{ t.m} = 4,613 > 3$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning D-D pot.1-1 aman terhadap stabilitas geser.
- Kontrol amblas ;  $SF = 373,46 \text{ t.m} / 29,402 \text{ t.m} = 12,7 > 1,5$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning D-D pot.1-1 aman terhadap stabilitas amblas.

### 5.6.1.2 Perencanaan *Sheet-pile* untuk oprit bersisi tegak

*Sheet pile* yang direncanakan tidak menerima gaya horisontal dari timbunan tanah karena semua gaya horisontal telah diterima oleh *geotextile*. Oleh karena itu hanya dilakukan kontrol daya dukung terhadap beban yang diakibatkan oleh berat *sheet pile* sendiri. *Sheet pile* digunakan produk PT.Waskita karya Tipe

FCSP-325 A 500 yang memiliki *Cracking Moment* sebesar 6,05 ton.m. Karena *sheet pile* yang direncanakan tidak menerima beban sama sekali dan hanya berfungsi sebagai penutup sisi timbunan, maka direncanakan kedalaman tanam *sheet pile* sebesar 4 m untuk ketinggian oprit 0 m hingga 10,459 m. Direncanakan pula besi penahan berjarak setiap 2 m untuk berjaga-jaga apabila ada gaya horizontal yang tidak diinginkan. Dengan langkah-langkah perhitungan sebagai berikut :

1. H final tertinggi = 10,459 (Oprit tegak zoning D pot.2-2)

Dengan type *sheet-pile* FCSP-320 A 500 :

Width / Thickness (mm) = 500/320

Unit weight = 400 kg/m

Dalam pemancangan = 4 m

Total length = 14,459 m

2. Kontrol *bearing capacity failure* ;  $SF = \frac{Q_{ijin}}{V/A + M/W}$

Dengan Q ijin adalah dihitung berdasarkan daya dukung tiang *sheetpile* metode Mayerhoff dan Bazaraa. *Sheet-pile* diasumsi sebagai tiang diameter 32 cm dengan kedalaman 4 m, didapatkan Q ijin = Q ujung +  $\sum R_{si}$  = 37,21 ton.

Dengan V/A = total length x unit weight = 14,459 m x 0,4 ton/m = 5,7836 ton, dengan *sheetpile* diasumsi tidak menerima gaya horizontal dari tanah timbunan maka M/W = 0.

Maka didapatkan  $SF = \frac{37,21}{5,7836 + 0} = 6,433 > 3 \dots OK!$  maka aman

terhadap *bearing capacity*.

3. Periksa terhadap gaya lateral gempa, dimana *moment crack sheet-pile* harus mampu melawan momen gaya geser seismic.

$SF = \text{moment crack Sheet Pile} / \text{moment seismic} > 1,5.$

Dengan diasumsi koefisien dasar gempa ( $C_s$ ) = 8% x berat SP.

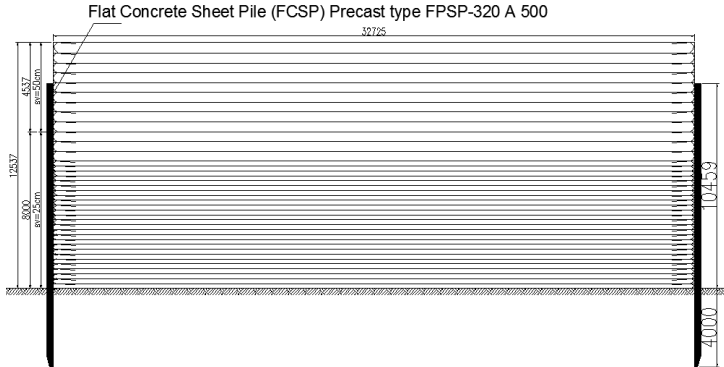
F seismic =  $C_s$  x unit weight x  $H_{SP}$  from top soil = 8% x 0,4 ton/m x 10,459 m = 0,334 ton

M seismic = F seismic x  $H_{SP}$  = 0,334 ton x 10,459 m = 3,5 ton.m

M crack sheet pile = 6,05 ton.m

$SF = 6,05 / 3,5 = 1,728 > 1,5$  maka aman dari gaya lateral gempa

4. Dengan installasi *flat concrete sheet pile* untuk H final tertinggi pada oprit bersisi tegak zoning D-D potongan 2-2 dipasang memanjang digambarkan sebagai berikut :



**Gambar 5.48** Installasi *Sheet-pile* (Oprit Tegak Zoning D pot.2-2)

Untuk gambar lengkapnya per-zoning disajikan dalam Lampiran Gambar.

## 5.6.2 Alternatif Kombinasi *Geogrids* dan *Keystone-wall*

Alternatif kedua dalam perencanaan perkuatan timbunan oprit bersisi tegak adalah kombinasi *Geogrids* dengan *Keystone-wall* dengan langkah perhitungan sesuai pada sub-bab 2.8.2.

### 5.6.2.1 Perencanaan *Geogrids* untuk oprit bersisi tegak

Dalam perencanaan *geogrids wall reinforcement* untuk oprit bersisi tegak dihitung berdasarkan teori yang telah dijelaskan pada sub-bab 2.8.2 digunakan produk *geogrids uni-axial* sesuai yang dijelaskan pada sub-bab 4.4 dengan brosur produk terlampir pada lampiran 7. *Geogrids* Direncanakan menerima semua beban yang terjadi, sedangkan *keystone* hanya digunakan untuk penutup *geogrids* Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

1. Dihitung kuat ijin *geogrids* dengan jenis dan tipe *geogrids* yang digunakan adalah produk Tenax *Uni-Axial grids* dan tipe TT 160 Samp dengan memiliki kekuatan tarik sebesar 160 kN/m.

$$\gamma \text{ timb.} = 1,84 \text{ t/m}^3$$

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

$$\phi \text{ timb.} = 30^\circ$$

$$\phi \text{ top soil} = 1,67^\circ$$

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

$$T_{allow} = T / (F_{Sid} \times F_{Scr} \times F_{Scd} \times F_{Sbd})$$

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

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

2. Selanjutnya dimisalkan sebagai contoh adalah Oprit bersisi tegak Zoning A-A potongan 5-5 ; dengan H initial = 3,635 m. dengan 5 nilai minimum hasil kontrol *overall stability* sampai dengan tanah dasar kedalaman 60 m sesuai tabel 5.45. Selanjutnya dipilih bidang longsor terpanjang yaitu SF =1,18 untuk acuan installasi Lr *geotextile* memotong bidang longsor.
3. Dihitung jarak pemasangan geotextile ( $S_v$ ) dengan rencana pemadatan per-20 cm dikarenakan digunakan *keystone* pertinggi 20 cm, dengan perhitungan digunakan persamaan 2.60 dan 2.61.

$$\sigma_{Htotal} = \sigma_{HS} + \sigma_{HQ} + \sigma_{HL} \text{ (dihitung perkedalaman layer).}$$

$$S_v = \frac{T_{Allow}}{SF \times \sigma_{HtotalZ}} ; \text{ dengan hasil perhitungan digunakan}$$

untuk batas atas dalam installasi dilapangan maka disyaratkan  $S_v \text{ pakai} < S_v \text{ hitung}$ . hasil perhitungan sebagai berikut :  
dengan hasil perhitungan sebagai berikut :



**Tabel 5.57** Perhitungan Sv *keystone* (Oprit Tegak Zoning A-A)

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	2.473	1.49905	1
2	0.33333	1.8	1.2	0.5	1.7	2.473	0.96997	0.6
3	0.33333	1.8	1.8	0.5	2.3	2.473	0.71694	0.6
3.5	0.33333	1.8	2.1	0.5	2.6	2.473	0.63421	0.4

4. Perhitungan Le, dan Lr dimana masing-masing digunakan rumus persamaan pada sub-bab 2.63 dan 2.64.

$$Le = \frac{Sv \cdot \sigma_h \cdot SF}{2 \cdot [C + \sigma_v \cdot \tan \delta]}$$

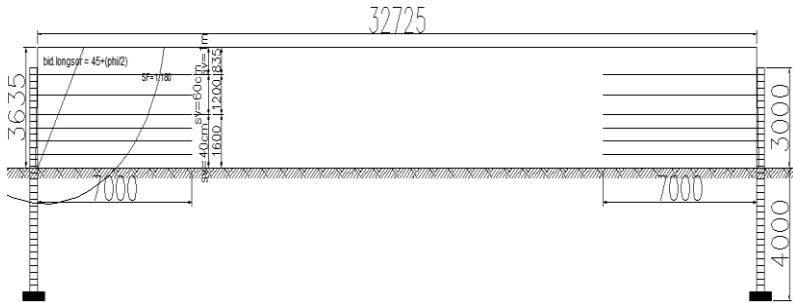
$$Lr = (H - Z) \times \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Dimana hasil Le dan Lr hitungan dibandingkan dengan garis bidang longsor terjauh yang paling kritis. dengan hasil perhitungan sebagai berikut :

**Tabel 5.58** Perhitungan Le, Lr *geogrids* (Oprit Tegak Zoning A-A)

Z (m)	$\sigma_v$ (t/m <sup>2</sup> )	Hitungan		Pakai	Keterangan
		Le (m)	Lr (m)	Le & Lr (m)	
0					
1	1.8	0.79386	1.52149	7	tidak menerus
2	3.6	0.36806	0.94414	7	tidak menerus
3	5.4	0.33198	0.36679	7	tidak menerus
3.5	6.3	0.21444	0.07812	7	tidak menerus

5. Sehingga dihasilkan installasi *geogrids* untuk timbunan oprit bersisi tegak zoning A-A. digambarkan sebagai berikut :



**Gambar 5.49** Installasi *Geogrids* (Oprit Tegak Zoning A-A)

Gambar selengkapnya disajikan dalam Lampiran gambar.

6. Selanjutnya diperiksa *eksternal stability* kontrol terhadap guling sesuai persamaan 2.66 pada sub-bab 2.8.1.3. dengan skema beban yang terjadi pada sisi timbunan sesuai Gambar 5.39. Digunakan persamaan kontrol aman *eksternal stability*

$$SF = \frac{\sum W \cdot x + \sum Pa \cdot \sin \alpha x}{\sum Pa \cdot \cos \alpha x} > 1,5. \text{ Dengan hasil perhitungan}$$

ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.59** Perhitungan *eksternal stability geogrids* (Oprit Tegak Zoning A-A)

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
1.75	0.794483	2.462898	0.25	2.36756	1.559261	4.83371	1.75	6.548898
3.675	1.668415		1.3		3.274449		1.166667	
L (m)	X (m)	H (m)	W (t)					
7	3.5	3.5	W1	44.1	W1X	154.35		
			Σw	44.1	Σw.x	154.35		

Sehingga didapatkan  $SF = \frac{154,35 + 2,367}{6,548} = 23,93 > 1,5$  maka

timbunan oprit bersisi tegak zoning A-A aman *eksternal stability*.

7. Periksa terhadap kontrol geser sesuai persamaan 2.67 pada sub-bab 2.8.1.3.  $SF = \text{Momen penahan} / \text{Momen mendorong}$ .

$$SF = \frac{C + \left( \left( \frac{\Sigma W + \Sigma Pa \cdot \sin \delta}{L} \right) \times \tan \delta \right)}{\left( \frac{\Sigma Pa \cdot \cos \delta}{L} \right)} > 3$$

$$SF = \frac{1,333 + \left( \left( \frac{44,1 + 2,462}{7} \right) \times 0,509 \right)}{\left( \frac{4,833}{7} \right)} = 6,839 > 3 \dots OK!$$

Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning A-A aman terhadap stabilitas geser.

8. Periksa terhadap kontrol *bearing capacity failure* sesuai persamaan 2.68 pada sub-bab 2.8.1.3.

$$SF = \frac{Cd \cdot Nc + q \cdot Nq + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma}{\pi \cdot H + Q + M / W} > 1,5$$

$$SF = \frac{1,333 \cdot 30,14 + 1,5 \cdot 18,4 + 0,5 \cdot 1,8 \cdot 7 \cdot 22,4}{1,8 \cdot 3,635 + 1,5 + 0,801} = 23,61 > 1,5$$

Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning A-A aman terhadap stabilitas amblas.

9. Berdasarkan perhitungan seperti pada poin 1 s/d 8 diatas selanjutnya dapat direkap perhitungan *geogrids* untuk zoning lainnya sebagai berikut :

- Zoning A : potongan 5-5, Tinggi timbunan 0 m s/d 3 m, Stasioning 0+000 s/d 0+075. H initial = 3,635 m. hasil perhitungan telah dijelaskan pada point 1 s/d 8.
- Zoning B : potongan 4-4, Tinggi timbunan 3 m s/d 6 m, Stasioning 0+075 s/d 0+150. H initial = 7,5321 m. Bidang longsor dari *overall stability* sesuai tabel 5.40.

- Perhitungan Sv ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.60** Perhitungan Sv *geogrids* (Oprit Tegak Zoning B-B)

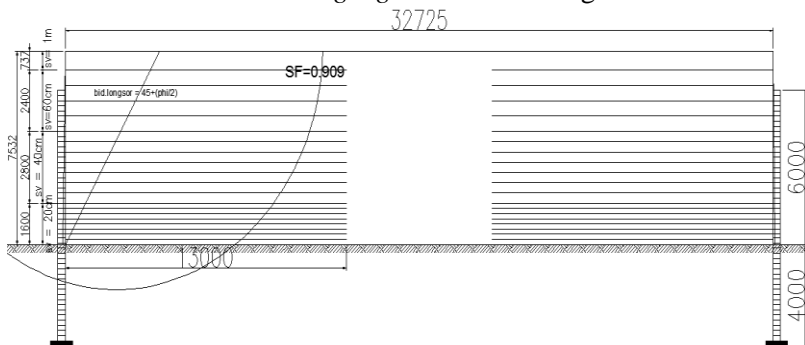
Z (m)	Ka timb	$\gamma$ ( $t/m^3$ )	$\sigma_{Hs}$ ( $t/m^2$ )	$\sigma_{Hq}$ ( $t/m^2$ )	$\Sigma \sigma_H$ ( $t/m^2$ )	T allow ( $t/m$ )	Sv (m)	Sv pakai (m)
0	0.33333	1.8	0	0.5	0.5		1.49905	
1	0.33333	1.8	0.6	0.5	1.1	2.473	1.49905	1
2	0.33333	1.8	1.2	0.5	1.7	2.473	0.96997	0.6
3	0.33333	1.8	1.8	0.5	2.3	2.473	0.71694	0.6
4	0.33333	1.8	2.4	0.5	2.9	2.473	0.5686	0.4
5	0.33333	1.8	3	0.5	3.5	2.473	0.47113	0.4
6	0.33333	1.8	3.6	0.5	4.1	2.473	0.40218	0.4
7	0.33333	1.8	4.2	0.5	4.7	2.473	0.35084	0.2
7.5	0.33333	1.8	4.5	0.5	5	2.473	0.32979	0.2

- Perhitungan Le dan Lr ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.61** Perhitungan Le dan Lr *geogrids* (Oprit Tegak Zoning B-B)

Z (m)	$\sigma_v$ ( $t/m^2$ )	Hitungan		Pakai	Keterangan
		Le (m)	Lr (m)	Le & Lr (m)	
0					
1	1.8	0.79386	3.7713	13	tidak menerus
2	3.6	0.36806	3.194	13	tidak menerus
3	5.4	0.33198	2.6166	13	tidak menerus
4	7.2	0.20929	2.0393	13	tidak menerus
5	9	0.20207	1.4619	13	tidak menerus
6	10.8	0.19726	0.8846	13	tidak menerus
7	12.6	0.09691	0.3072	13	tidak menerus
7.5	13.5	0.09623	0.0185	13	tidak menerus

- Gambar installasi *geogrids* adalah sebagai berikut :



**Gambar 5.50** Installasi *Geogrids* (Oprit Tegak Zoning B-B)

- Kontrol guling ;  $SF = 1165 \text{ t.m} / 50,55 \text{ t.m} = 23,05 > 1,5$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning B-B aman terhadap stabilitas guling.
  - Kontrol geser ;  $SF = 8,609 \text{ t.m} / 1,4197 \text{ t.m} = 6,065 > 3$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning B-B aman terhadap stabilitas geser.
  - Kontrol amblas ;  $SF = 329,87 \text{ t.m} / 16,852 \text{ t.m} = 19,57 > 1,5$ . Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning B-B aman terhadap stabilitas amblas.
- Zoning C : potongan 3-3, Tinggi timbunan 6 m s/d 9 m, Stasioning 0+150 s/d 0+225. H initial = 10,9258 m.  
Bidang longsor dari *overall stability* sesuai Gambar 5.42.
- Perhitungan Sv ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.62** Perhitungan Sv *geogrids* (Oprit Tegak Zoning C-C)

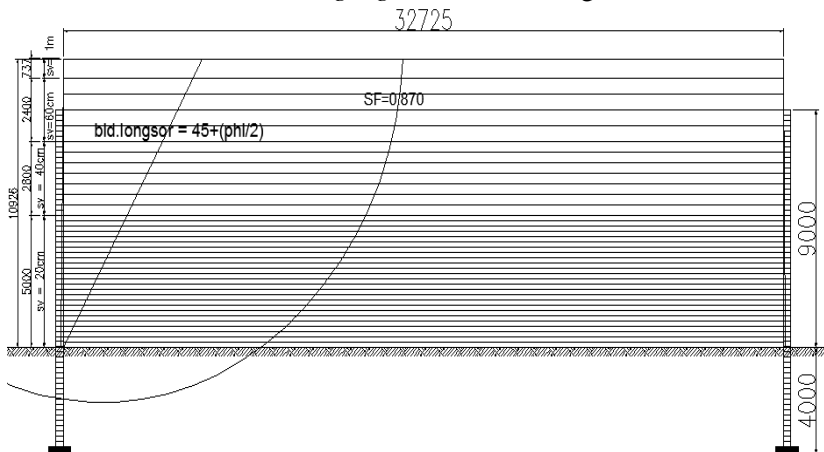
z (m)	Ka timb	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma$ Hs (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ Hq (t/m <sup>2</sup> )	$\Sigma$ $\sigma$ H (t/m <sup>2</sup> )	T allow (t/m)	Sv (m)	Sv pakai (m)
0	0.33333	1.8	0	0.5	0.5			
1	0.33333	1.8	0.6	0.5	1.1	2.47343	1.49905	1
2	0.33333	1.8	1.2	0.5	1.7	2.47343	0.96997	0.6
3	0.33333	1.8	1.8	0.5	2.3	2.47343	0.71694	0.6
4	0.33333	1.8	2.4	0.5	2.9	2.47343	0.5686	0.4
5	0.33333	1.8	3	0.5	3.5	2.47343	0.47113	0.4
6	0.33333	1.8	3.6	0.5	4.1	2.47343	0.40218	0.4
7	0.33333	1.8	4.2	0.5	4.7	2.47343	0.35084	0.2
8	0.33333	1.8	4.8	0.5	5.3	2.47343	0.31112	0.2
9	0.33333	1.8	5.4	0.5	5.9	2.47343	0.27948	0.2
10	0.33333	1.8	6	0.5	6.5	2.47343	0.25369	0.2
10.9	0.33333	1.8	6.54	0.5	7.04	2.47343	0.23423	0.2

- Perhitungan  $L_e$  dan  $L_r$  ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.63** Perhitungan  $L_e$  dan  $L_r$  *geogrids* (Oprit Tegak Zoning C-C)

Z (m)	$\sigma_v$ (t/m <sup>2</sup> )	Hitungan		Pakai Le & Lr (m)	Keterangan
		$L_e$ (m)	$L_r$ (m)		
0					
1	1.8	0.79386	5.73066	17	menerus
2	3.6	0.36806	5.15331	17	menerus
3	5.4	0.33198	4.57596	17	menerus
4	7.2	0.20929	3.99861	17	menerus
5	9	0.20207	3.42126	17	menerus
6	10.8	0.19726	2.84391	17	menerus
7	12.6	0.09691	2.26656	17	menerus
8	14.4	0.09562	1.68921	17	menerus
9	16.2	0.09462	1.11186	17	menerus
10	18	0.09382	0.53451	17	menerus
10.9	19.62	0.09322	0.0149	17	menerus

- Gambar installasi *geogrids* adalah sebagai berikut :



**Gambar 5.51** Installasi *Geogrids* (Oprit Tegak Zoning C-C)

- Kontrol guling ;  $SF = 2690 \text{ t.m} / 142,5 \text{ t.m} = 18,88 > 1,5$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning C-C aman terhadap stabilitas guling.
- Kontrol geser ;  $SF = 11,936 \text{ t.m} / 2,243 \text{ t.m} = 5,322 > 3$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning C-C aman terhadap stabilitas geser.

- Kontrol ambias ;  $SF = 397,65 \text{ t.m} / 24,36 \text{ t.m} = 16,324 > 1,5$ . Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning C-C aman terhadap stabilitas ambias.
- Zoning D : potongan 2-2, Tinggi timbunan 9 m s/d 10.459 m, Stasioning 0+225 s/d 0+263. H initial = 12,537 m. Bidang longsor dari *overall stability* sesuai Gambar 5.44.
  - Perhitungan Sv ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.64** Perhitungan Sv *geogrids* (Oprit Tegak Zoning D-D pot.2-2)

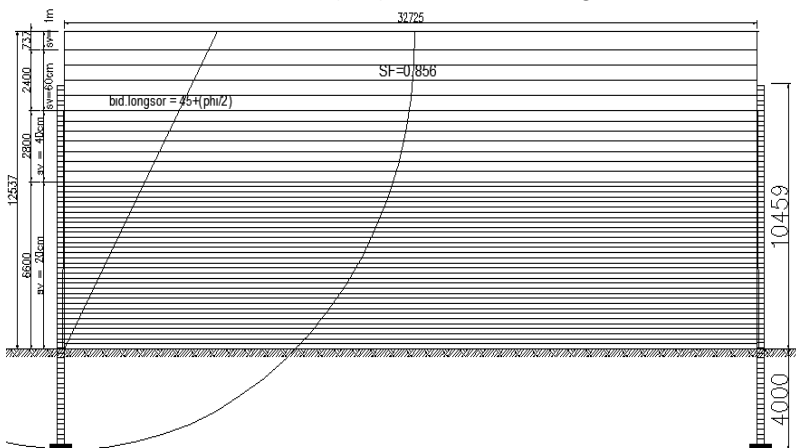
Z (m)	Ka timb	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma$ Hs (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ Hq (t/m <sup>2</sup> )	$\Sigma \sigma$ H (t/m <sup>2</sup> )	T allow (t/m)	Sv (m)	Sv pakai (m)
0	0.33333	1.8	0	0.5	0.5			
1	0.33333	1.8	0.6	0.5	1.1	2.47343	1.49905	1
2	0.33333	1.8	1.2	0.5	1.7	2.47343	0.96997	0.6
3	0.33333	1.8	1.8	0.5	2.3	2.47343	0.71694	0.6
4	0.33333	1.8	2.4	0.5	2.9	2.47343	0.5686	0.4
5	0.33333	1.8	3	0.5	3.5	2.47343	0.47113	0.4
6	0.33333	1.8	3.6	0.5	4.1	2.47343	0.40218	0.4
7	0.33333	1.8	4.2	0.5	4.7	2.47343	0.35084	0.2
8	0.33333	1.8	4.8	0.5	5.3	2.47343	0.31112	0.2
9	0.33333	1.8	5.4	0.5	5.9	2.47343	0.27948	0.2
10	0.33333	1.8	6	0.5	6.5	2.47343	0.25369	0.2
11	0.33333	1.8	6.6	0.5	7.1	2.47343	0.23225	0.2
12	0.33333	1.8	7.2	0.5	7.7	2.47343	0.21415	0.2
12.5	0.33333	1.8	7.5	0.5	8	2.47343	0.20612	0.2

- Perhitungan  $L_e$  dan  $L_r$  ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.65** Perhitungan  $L_e$  dan  $L_r$  *geogrids* (Oprit Tegak Zoning D-D pot.2-2)

Z (m)	$\sigma_v$ (t/m <sup>2</sup> )	Hitungan		Pakai Le & Lr (m)	Keterangan
		Le (m)	Lr (m)		
0					
1	1.8	0.79386	6.66111	18	menerus
2	3.6	0.36806	6.08376	18	menerus
3	5.4	0.33198	5.50641	18	menerus
4	7.2	0.20929	4.92906	18	menerus
5	9	0.20207	4.35171	18	menerus
6	10.8	0.19726	3.77436	18	menerus
7	12.6	0.09691	3.19701	18	menerus
8	14.4	0.09562	2.61965	18	menerus
9	16.2	0.09462	2.0423	18	menerus
10	18	0.09382	1.46495	18	menerus
11	19.8	0.09316	0.8876	18	menerus
12	21.6	0.09262	0.31025	18	menerus
12.5	22.5	0.09238	0.02158	18	menerus

- Gambar installasi *geogrids* adalah sebagai berikut :



**Gambar 5.52** Installasi *Geogrids* (Oprit Tegak Zoning D-D pot.2-2)



- Kontrol guling ;  $SF = 3107 \text{ t.m} / 210,1 \text{ t.m} = 14,79 > 1,5$ . Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning D-D pot.2-2 aman terhadap stabilitas guling.
- Kontrol geser ;  $SF = 13,585 \text{ t.m} / 2,9015 \text{ t.m} = 4,682 > 3$ . Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning D-D pot.2-2 aman terhadap stabilitas geser.
- Kontrol amblas ;  $SF = 397,65 \text{ t.m} / 28,775 \text{ t.m} = 13,81 > 1,5$ . Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning D-D pot.2-2 aman terhadap stabilitas amblas.

➤ Zoning D : potongan 1-1 (didalam *wing-wall*), Tinggi timbunan 10.459 m s/d 10.659 m, Stasioning 0+263 s/d 0+267. H initial = 12,756 m. Bidang longsor dari *overall stability* sesuai Gambar 5.46.

- Perhitungan Sv ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.66** Perhitungan Sv *geogrids* (Oprit Tegak Zoning D-D pot.1-1)

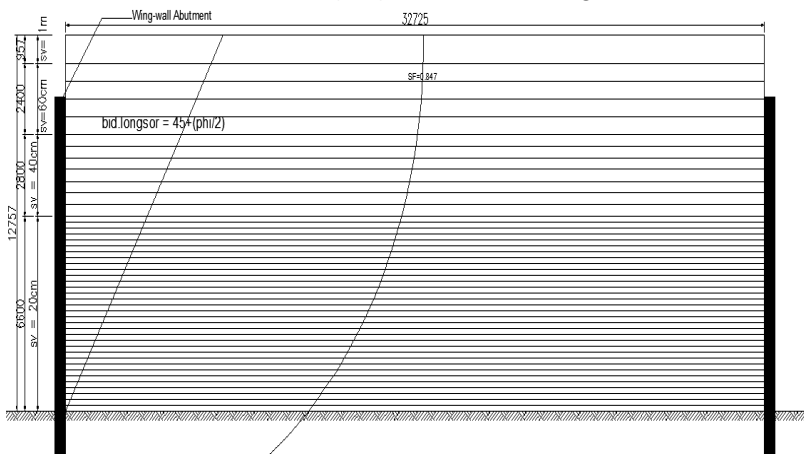
Z (m)	Ka timb	$\gamma$ ( $\text{t/m}^3$ )	$\sigma_{Hs}$ ( $\text{t/m}^2$ )	$\sigma_{Hq}$ ( $\text{t/m}^2$ )	$\Sigma \sigma_H$ ( $\text{t/m}^2$ )	T allow ( $\text{t/m}$ )	Sv (m)	Sv pakai (m)
0	0.33333	1.8	0	0.5	0.5			
1	0.33333	1.8	0.6	0.5	1.1	2.47343	1.49905	1
2	0.33333	1.8	1.2	0.5	1.7	2.47343	0.96997	0.6
3	0.33333	1.8	1.8	0.5	2.3	2.47343	0.71694	0.6
4	0.33333	1.8	2.4	0.5	2.9	2.47343	0.5686	0.4
5	0.33333	1.8	3	0.5	3.5	2.47343	0.47113	0.4
6	0.33333	1.8	3.6	0.5	4.1	2.47343	0.40218	0.4
7	0.33333	1.8	4.2	0.5	4.7	2.47343	0.35084	0.2
8	0.33333	1.8	4.8	0.5	5.3	2.47343	0.31112	0.2
9	0.33333	1.8	5.4	0.5	5.9	2.47343	0.27948	0.2
10	0.33333	1.8	6	0.5	6.5	2.47343	0.25369	0.2
11	0.33333	1.8	6.6	0.5	7.1	2.47343	0.23225	0.2
12	0.33333	1.8	7.2	0.5	7.7	2.47343	0.21415	0.2
12.7	0.33333	1.8	7.62	0.5	8.12	2.47343	0.20307	0.2

- Perhitungan  $L_e$  dan  $L_r$  ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 5.67** Perhitungan  $L_e$  dan  $L_r$  *geogrids* (Oprit Tegak Zoning D-D pot.1-1)

Z (m)	$\sigma_v$ ( $t/m^2$ )	Hitungan		Pakai	Keterangan
		$L_e$ (m)	$L_r$ (m)	Le & Lr (m)	
0					
1	1.8	0.79386	6.7878	18	menerus
2	3.6	0.36806	6.2105	19	tidak menerus
3	5.4	0.33198	5.6331	20	tidak menerus
4	7.2	0.20929	5.0558	21	tidak menerus
5	9	0.20207	4.4784	22	tidak menerus
6	10.8	0.19726	3.9011	23	tidak menerus
7	12.6	0.09691	3.3237	24	tidak menerus
8	14.4	0.09562	2.7464	25	tidak menerus
9	16.2	0.09462	2.169	26	tidak menerus
10	18	0.09382	1.5917	27	tidak menerus
11	19.8	0.09316	1.0143	28	tidak menerus
12	21.6	0.09262	0.437	29	tidak menerus
12.7	22.86	0.09229	0.0328	30	tidak menerus

- Gambar installasi *geogrids* adalah sebagai berikut :



**Gambar 5.53** Installasi *Geogrids* (Oprit Tegak Zoning D-D pot.1-1)

- Kontrol guling ;  $SF = 3164 \text{ t.m} / 220,4 \text{ t.m} = 14,36 > 1,5$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning D-D pot.1-1 aman terhadap stabilitas guling.
- Kontrol geser ;  $SF = 13,81 \text{ t.m} / 2,994 \text{ t.m} = 4,613 > 3$ .  
Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning D-D pot.1-1 aman terhadap stabilitas geser.
- Kontrol ambles ;  $SF = 373,46 \text{ t.m} / 29,402 \text{ t.m} = 12,7 > 1,5$ . Maka timbunan oprit bersisi tegak zoning D-D pot.1-1 aman terhadap stabilitas ambles.

#### 5.6.2.2 Perencanaan *Keystone-wall* untuk oprit bersisi tegak

*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 *geogrids*. 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 final tertinggi = 10,459 (Oprit tegak zoning D pot.2-2)

Dengan type *keystone-wall compact IV (Straight-face)* :

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

Unit weight = 30 kg/unit

Unit per  $\text{m}^2 = 11$  unit

Length from top soil = 10,459 m

Depth wall = 4 m

Total length = 14,459 m

Diasumsi sebagai model pondasi dangkal.

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

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

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

H tertinggi <i>keystone</i>	= 10,459 m
C tanah dasar perletakan	= 1,33 t/m <sup>2</sup>
$\Phi$ tanah dasar perletakan	= 1,67°
$Nc / Nq / N\gamma$	= 5,547 / 1,163 / 0,123
$\gamma$ t tanah dasar perletakan	= 1,51 t/m <sup>3</sup>
B poer	= 1 m
Beban merata, Q	= 0 t/m <sup>2</sup>
<i>Depth keystone</i>	= 4 m
Momen dorong	= 0 ton.m

Maka Q ijin =  $0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma + C \cdot Nc + (\gamma \cdot Df + Qo) \cdot Nq = 14,518 \text{ t/m}^2$ .

Dengan Q keystone = berat 1 buah *keystone* x *total length* x jumlah *keystone* permeter dalam lebar memanjang = 30 kg/unit x 11 unit x 14,459 m = 4,7714 t/m<sup>2</sup>.

Dengan *keystone* diasumsi tidak menerima gaya horizontal dari tanah maka  $M/W = 0$ .

Maka didapatkan  $SF = \frac{14,518}{4,771+0} = 3,042 > 3..OK!$  maka aman

terhadap *bearing capacity*.

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

Mutu Slab beton	= 25 MPa
Mutu Tulangan	= BJ 55; Teg.Leleh, $f_y = 410 \text{ MPa}$
Momen, Mu	= 0,489 ton.m
Decking, d`	= 50 mm
Tinggi efektif, d	= 450 mm
dx	= 423 mm

$$\text{Tul. Utama} = D-19 \text{ mm} ; A \text{ tul.} = 283,52 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tul. Bagi} = D-16 \text{ mm} ; A \text{ tul.} = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times \beta \times f_c' \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} = 0,026171$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \times \rho b = 0,019628$$

$$\rho \text{ min} = 1,4/f_y = 0,003415$$

$$M_n = M_u/\phi = 7,455 \text{ Kn.m}$$

$$R_n = M_n/(b \times d^2) = 0,04166 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) = 0,000102$$

Didapat  $\rho \text{ perlu} < \rho \text{ min}$  ; maka dipakai  $\rho \text{ min} = 0,003415$ .

➤ Perhitungan tulangan utama :

- Maka As tulangan perlu =  $d_x \times B_x \times \rho \text{ pakai} = 423 \times 1000 \times 0,003415 = 1444,39 \text{ mm}^2$
- Maka dipakai 6 D-19 x Luas tul. =  $6 \times 283,52 \text{ mm}^2 = 1701,17 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK !}$
- Jarak Tulangan dari As-as =  $(B_x - (2d')) / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 128,57 \text{ mm}$

➤ Perhitungan tulangan bagi :

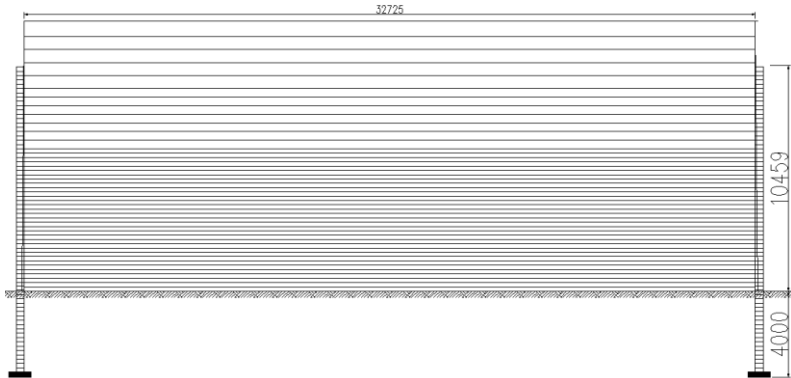
- Maka As tulangan perlu =  $(20\% \text{ As perlu tul. utama} / B_x) \times B_y = 288,878 \text{ mm}^2$
- Maka dipakai 4 D-16 x Luas tul. =  $4 \times 201,06 \text{ mm}^2 = 804,24 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK !}$
- Jarak Tulangan dari As-as =  $(B_y - 2d') / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 180 \text{ mm}$ .

Penulangan pondasi *keystone-wall* memanjang sepanjang oprit digambarkan sebagai berikut :



**Gambar 5.54** Penulangan pondasi *keystone* (Oprit Tegak Zoning D-D pot.2-2)

4. Dengan installasi *keystone* untuk H final tertinggi pada oprit bersisi tegak zoning D-D potongan 2-2 digambarkan sebagai berikut :



**Gambar 5.55** Installasi *Keystone* (Oprit Tegak Zoning D-D pot.2-2)

## 5.7 Perkuatan Timbunan Bersisi Miring

### 5.7.1 Alternatif Perencanaan *Geotextile* untuk oprit bersisi miring

Alternatif pertama dalam perencanaan perkuatan timbunan oprit bersisi miring adalah *geotextile* dengan langkah perhitungan sesuai yang telah dijelaskan pada sub-bab 2.7.

Dalam perencanaan *geotextile slope reinforcement* untuk oprit bersisi miring dihitung berdasarkan teori yang telah dijelaskan pada sub-bab 2.7.1 digunakan produk *geotextile* sesuai yang dijelaskan pada sub-bab 4.4 dengan brosur produk terlampir pada lampiran 4. Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

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

$$\gamma \text{ timb.} = 1,84 \text{ t/m}^3$$

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

$$C \text{ timbunana} = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$C \text{ top soil} = 13,33 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi \text{ timb.} = 30^\circ$$

$$\phi \text{ top soil} = 1,67^\circ$$

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

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

$$T_{\text{allow}} = T / (F_{S_{id}} \times F_{S_{cr}} \times F_{S_{cd}} \times F_{S_{bd}})$$

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

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

$$\text{Efisiensi} = 0,8$$

2. Selanjutnya dimisalkan sebagai contoh adalah Oprit bersisi miring Zoning C-C potongan 3-3 ; dengan H initial = 11,756 m. Dimana :

$$\text{Momen dorong} = \text{Momen resisting} / SF \text{ eksisting}$$

$$\text{Momen rencana} = \text{Momen dorong} \times SF \text{ rencana}$$

$$\Delta MR = \text{Momen rencana} - \text{momen dorong}$$

Dengan 5 nilai minimum hasil kontrol *overall stability* sampai dengan tanah dasar kedalaman 60 m sebagai berikut :

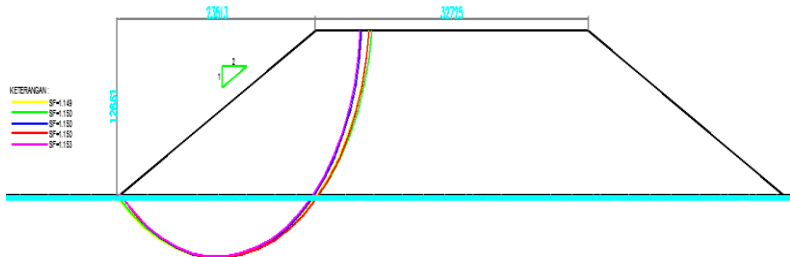
**Tabel 5.68** Hasil *output overall stability* (Oprit Miring Zoning C-C)

No.	SF (bishop)	Moment resisting (KN-m)	circle center		radius	initial	terminal
			x (m)	y (m)	m	x (m)	x (m)
1	1.149	24070	29.26	74.01	18.50	17.17	47.44
2	1.15	24300	29.48	74.1	18.58	17.37	47.73
3	1.15	21470	29.4	72.78	17.27	17.78	46.53
4	1.15	23120	29.66	73.56	18.03	17.78	47.43
5	1.153	21120	29.3	72.69	17.14	17.78	46.3

(Lanjutan Tabel 5.68)

No.	SF (bishop)	Moment resisting (KN-m)	SF Rencana	Momen Dorong (KN-m)	Momen Rencana (KN-m)	$\Delta$ MR (KN-m)	T Allow (kN/m)
1	1.149	24070	1.5	20948.65	31422.98	7352.98	30.918
2	1.15	24300	1.5	21130.43	31695.65	7395.65	30.918
3	1.15	21470	1.5	18669.57	28004.35	6534.35	30.918
4	1.15	23120	1.5	20104.35	30156.52	7036.52	30.918
5	1.153	21120	1.5	18317.43	27476.15	6356.15	30.918

Berdasarkan Tabel 5.68 selanjutnya digambar bidang longsor sebagai berikut :



**Gambar 5.56** Bidang longsor (Oprit miring zoning C-C)

- Selanjutnya dihitung berapa kebutuhan layer *geotextile* dengan tebal per-layer ( $S_v$ ) = 25 cm per-SF eksisting dimana momen resisting kumulatif harus telah memenuhi  $\Delta$ MR dari SF rencananya. Misal untuk SF 1,149 perhitungannya adalah sebagai berikut :



**Tabel 5.69** Perhitungan kebutuhan layer (Oprit miring zoning C-C)

SF = 1,149							
Lap. geotextile	Kuat tarik allow geotextile (KNm')	Lengan momen (Ti)	Sisa timb.	M resisting	$\Delta$ MR (KN-m)	Mres kumulatif	Ket
1 (bawah)	30.9179	14.01	11.5066	433.159	7352.98	433.159	Belum
2	30.9179	13.76	11.2566	425.430		858.589	Belum
3	30.9179	13.51	11.0066	417.700		1276.290	Belum
4	30.9179	13.26	10.7566	409.971		1686.261	Belum
5	30.9179	13.01	10.5066	402.242		2088.502	Belum
6	30.9179	12.76	10.2566	394.512		2483.014	Belum
7	30.9179	12.51	10.0066	386.783		2869.797	Belum
8	30.9179	12.26	9.7566	379.053		3248.850	Belum
9	30.9179	12.01	9.5066	371.324		3620.174	Belum
10	30.9179	11.76	9.2566	363.594		3983.768	Belum
11	30.9179	11.51	9.0066	355.865		4339.633	Belum
12	30.9179	11.26	8.7566	348.135		4687.768	Belum
13	30.9179	11.01	8.5066	340.406		5028.174	Belum
14	30.9179	10.76	8.2566	332.676		5360.850	Belum
15	30.9179	10.51	8.0066	324.947		5685.797	Belum
16	30.9179	10.26	7.7566	317.217		6003.014	Belum
17	30.9179	10.01	7.5066	309.488		6312.502	Belum
18	30.9179	9.76	7.2566	301.758		6614.261	Belum
19	30.9179	9.51	7.0066	294.029		6908.290	Belum
20	30.9179	9.26	6.7566	286.300		7194.589	Belum
21	30.9179	9.01	6.5066	278.570		7473.159	Memenuhi

(Lanjutan Tabel 5.69)

SF = 1,150							
Lap. geotextile	Kuat tarik allow geotextile (KNm')	Lengan momen (Ti)	Sisa timb.	M resisting	$\Delta$ MR (KN-m)	Mres kumulatif	Ket
1 (bawah)	30.9179	14.1	11.5066	435.942	7395.65	435.942	Belum
2	30.9179	13.85	11.2566	428.213		864.155	Belum
3	30.9179	13.6	11.0066	420.483		1284.638	Belum
4	30.9179	13.35	10.7566	412.754		1697.391	Belum
5	30.9179	13.1	10.5066	405.024		2102.415	Belum
6	30.9179	12.85	10.2566	397.295		2499.710	Belum
7	30.9179	12.6	10.0066	389.565		2889.275	Belum
8	30.9179	12.35	9.7566	381.836		3271.111	Belum
9	30.9179	12.1	9.5066	374.106		3645.217	Belum
10	30.9179	11.85	9.2566	366.377		4011.594	Belum
11	30.9179	11.6	9.0066	358.647		4370.242	Belum
12	30.9179	11.35	8.7566	350.918		4721.159	Belum
13	30.9179	11.1	8.5066	343.188		5064.348	Belum
14	30.9179	10.85	8.2566	335.459		5399.807	Belum
15	30.9179	10.6	8.0066	327.729		5727.536	Belum
16	30.9179	10.35	7.7566	320.000		6047.536	Belum
17	30.9179	10.1	7.5066	312.271		6359.807	Belum
18	30.9179	9.85	7.2566	304.541		6664.348	Belum
19	30.9179	9.6	7.0066	296.812		6961.159	Belum
20	30.9179	9.35	6.7566	289.082		7250.242	Belum
21	30.9179	9.1	6.5066	281.353		7531.594	Memenuhi

(Lanjutan Tabel 5.69)

SF = 1,150							
Lap. geotextile	Kuat tarik allow geotextile (KNm')	Lengan momen (Ti)	Sisa timb.	M resisting	$\Delta$ MR (KN-m)	Mres kumulatif	Ket
1 (bawah)	30.9179	12.78	11.5066	395.130	6534.35	395.130	Belum
2	30.9179	12.53	11.2566	387.401		782.531	Belum
3	30.9179	12.28	11.0066	379.671		1162.203	Belum
4	30.9179	12.03	10.7566	371.942		1534.145	Belum
5	30.9179	11.78	10.5066	364.213		1898.357	Belum
6	30.9179	11.53	10.2566	356.483		2254.841	Belum
7	30.9179	11.28	10.0066	348.754		2603.594	Belum
8	30.9179	11.03	9.7566	341.024		2944.618	Belum
9	30.9179	10.78	9.5066	333.295		3277.913	Belum
10	30.9179	10.53	9.2566	325.565		3603.478	Belum
11	30.9179	10.28	9.0066	317.836		3921.314	Belum
12	30.9179	10.03	8.7566	310.106		4231.420	Belum
13	30.9179	9.78	8.5066	302.377		4533.797	Belum
14	30.9179	9.53	8.2566	294.647		4828.444	Belum
15	30.9179	9.28	8.0066	286.918		5115.362	Belum
16	30.9179	9.03	7.7566	279.188		5394.551	Belum
17	30.9179	8.78	7.5066	271.459		5666.010	Belum
18	30.9179	8.53	7.2566	263.729		5929.739	Belum
19	30.9179	8.28	7.0066	256.000		6185.739	Belum
20	30.9179	8.03	6.7566	248.271		6434.010	Belum
21	30.9179	7.78	6.5066	240.541		6674.551	Memenuhi

(Lanjutan Tabel 5.69)

SF = 1,150							
Lap. geotextile	Kuat tarik allow geotextile (KNm')	Lengan momen (Ti)	Sisa timb.	M resisting	$\Delta$ MR (KN-m)	Mres kumulatif	Ket
1 (bawah)	30.9179	13.56	11.5066	419.246	7036.522	419.246	Belum
2	30.9179	13.31	11.2566	411.517		830.763	Belum
3	30.9179	13.06	11.0066	403.787		1234.551	Belum
4	30.9179	12.81	10.7566	396.058		1630.609	Belum
5	30.9179	12.56	10.5066	388.329		2018.937	Belum
6	30.9179	12.31	10.2566	380.599		2399.536	Belum
7	30.9179	12.06	10.0066	372.870		2772.406	Belum
8	30.9179	11.81	9.7566	365.140		3137.546	Belum
9	30.9179	11.56	9.5066	357.411		3494.957	Belum
10	30.9179	11.31	9.2566	349.681		3844.638	Belum
11	30.9179	11.06	9.0066	341.952		4186.589	Belum
12	30.9179	10.81	8.7566	334.222		4520.812	Belum
13	30.9179	10.56	8.5066	326.493		4847.304	Belum
14	30.9179	10.31	8.2566	318.763		5166.068	Belum
15	30.9179	10.06	8.0066	311.034		5477.101	Belum
16	30.9179	9.81	7.7566	303.304		5780.406	Belum
17	30.9179	9.56	7.5066	295.575		6075.981	Belum
18	30.9179	9.31	7.2566	287.845		6363.826	Belum
19	30.9179	9.06	7.0066	280.116		6643.942	Belum
20	30.9179	8.81	6.7566	272.386		6916.329	Belum
21	30.9179	8.56	6.5066	264.657		7180.986	Memenuhi

(Lanjutan Tabel 5.69)

SF = 1,153							
Lap. geotextile	Kuat tarik allow geotextile (KNm')	Lengan momen (Ti)	Sisa timb.	M resisting	ΔMR (KN-m)	Mres kumulatif	Ket
1 (bawah)	30.9179	12.69	11.5066	392.348	6356.149	392.348	Belum
2	30.9179	12.44	11.2566	384.618		776.966	Belum
3	30.9179	12.19	11.0066	376.889		1153.855	Belum
4	30.9179	11.94	10.7566	369.159		1523.014	Belum
5	30.9179	11.69	10.5066	361.430		1884.444	Belum
6	30.9179	11.44	10.2566	353.700		2238.145	Belum
7	30.9179	11.19	10.0066	345.971		2584.116	Belum
8	30.9179	10.94	9.7566	338.242		2922.357	Belum
9	30.9179	10.69	9.5066	330.512		3252.870	Belum
10	30.9179	10.44	9.2566	322.783		3575.652	Belum
11	30.9179	10.19	9.0066	315.053		3890.705	Belum
12	30.9179	9.94	8.7566	307.324		4198.029	Belum
13	30.9179	9.69	8.5066	299.594		4497.623	Belum
14	30.9179	9.44	8.2566	291.865		4789.488	Belum
15	30.9179	9.19	8.0066	284.135		5073.623	Belum
16	30.9179	8.94	7.7566	276.406		5350.029	Belum
17	30.9179	8.69	7.5066	268.676		5618.705	Belum
18	30.9179	8.44	7.2566	260.947		5879.652	Belum
19	30.9179	8.19	7.0066	253.217		6132.870	Belum
20	30.9179	7.94	6.7566	245.488		6378.357	Memenuhi

(Rekap Tabel 5.69)

No.	SF (bishop)	ΔMR (KN-m)	Jumlah layer	M res Kumulatif (KN-m)
1	1.149	7352.98	21	7473.16
2	1.15	7395.65	21	7531.59
3	1.15	6534.35	21	6674.55
4	1.15	7036.52	21	7180.99
5	1.153	6356.15	20	6378.36

4. Selanjutnya dihitung  $L_e$ ,  $L_d$ , dan  $L_o$  dengan persamaan 2.46. perhitungannya adalah sebagai berikut :

**Tabel 5.70** Perhitungan Le, Ld, dan Lo per-SF (Oprit miring zoning C)

SF = 1,149										
Lap. geotextile	H (Ti)	$\sigma_v$ (Kn/m <sup>2</sup> )	$\tau$ atas	$\tau$ bawah	Le belakang bidang (meter)	Le pakai (meter)	Ld dalam bidang (meter)	Lo (meter)	L Total (meter)	Ket.
1 (bawah)	11.7566	211.62	122.178	19.505	0.409	1.00	27.803	0.500	29.3	Menerus
2	11.5066	207.12	119.580	119.580	0.242	1.00	27.303	0.500	28.8	tidak menerus
3	11.2566	202.62	116.982	116.982	0.248	1.00	26.803	0.500	28.3	tidak menerus
4	11.0066	198.12	114.384	114.384	0.253	1.00	26.303	0.500	27.8	tidak menerus
5	10.7566	193.62	111.786	111.786	0.259	1.00	25.803	0.500	27.3	tidak menerus
6	10.5066	189.12	109.188	109.188	0.265	1.00	25.303	0.500	26.8	tidak menerus
7	10.2566	184.62	106.590	106.590	0.272	1.00	24.803	0.500	26.3	tidak menerus
8	10.0066	180.12	103.992	103.992	0.279	1.00	24.303	0.500	25.8	tidak menerus
9	9.7566	175.62	101.394	101.394	0.286	1.00	23.803	0.500	25.3	tidak menerus
10	9.5066	171.12	98.795	98.795	0.293	1.00	23.303	0.500	24.8	tidak menerus
11	9.2566	166.62	96.197	96.197	0.301	1.00	22.803	0.500	24.3	tidak menerus
12	9.0066	162.12	93.599	93.599	0.310	1.00	22.303	0.500	23.8	tidak menerus
13	8.7566	157.62	91.001	91.001	0.319	1.00	21.803	0.500	23.3	tidak menerus
14	8.5066	153.12	88.403	88.403	0.328	1.00	21.303	0.500	22.8	tidak menerus
15	8.2566	148.62	85.805	85.805	0.338	1.00	20.803	0.500	22.3	tidak menerus
16	8.0066	144.12	83.207	83.207	0.348	1.00	20.303	0.500	21.8	tidak menerus
17	7.7566	139.62	80.609	80.609	0.360	1.00	19.803	0.500	21.3	tidak menerus
18	7.5066	135.12	78.011	78.011	0.372	1.00	19.303	0.500	20.8	tidak menerus
19	7.2566	130.62	75.413	75.413	0.384	1.00	18.803	0.500	20.3	tidak menerus
20	7.0066	126.12	72.815	72.815	0.398	1.00	18.303	0.500	19.8	tidak menerus
21	6.7566	121.62	70.217	70.217	0.413	1.00	17.803	0.500	19.3	tidak menerus

**(Lanjutan Tabel 5.70)**

SF = 1,150										
Lap. geotextile	H (Ti)	$\sigma_v$ (Kn/m <sup>2</sup> )	$\tau$ atas	$\tau$ bawah	Le belakang bidang (meter)	Le pakai (meter)	Ld dalam bidang (meter)	Lo (meter)	L Total (meter)	Ket.
1 (bawah)	11.7566	211.619	122.178	19.505	0.409	1.00	28.064	0.500	29.6	Menerus
2	11.5066	207.119	119.580	119.580	0.242	1.00	27.564	0.500	29.1	tidak menerus
3	11.2566	202.619	116.982	116.982	0.248	1.00	27.064	0.500	28.6	tidak menerus
4	11.0066	198.119	114.384	114.384	0.253	1.00	26.564	0.500	28.1	tidak menerus
5	10.7566	193.619	111.786	111.786	0.259	1.00	26.064	0.500	27.6	tidak menerus
6	10.5066	189.119	109.188	109.188	0.265	1.00	25.564	0.500	27.1	tidak menerus
7	10.2566	184.619	106.590	106.590	0.272	1.00	25.064	0.500	26.6	tidak menerus
8	10.0066	180.119	103.992	103.992	0.279	1.00	24.564	0.500	26.1	tidak menerus
9	9.7566	175.619	101.394	101.394	0.286	1.00	24.064	0.500	25.6	tidak menerus
10	9.5066	171.119	98.795	98.795	0.293	1.00	23.564	0.500	25.1	tidak menerus
11	9.2566	166.619	96.197	96.197	0.301	1.00	23.064	0.500	24.6	tidak menerus
12	9.0066	162.119	93.599	93.599	0.310	1.00	22.564	0.500	24.1	tidak menerus
13	8.7566	157.619	91.001	91.001	0.319	1.00	22.064	0.500	23.6	tidak menerus
14	8.5066	153.119	88.403	88.403	0.328	1.00	21.564	0.500	23.1	tidak menerus
15	8.2566	148.619	85.805	85.805	0.338	1.00	21.064	0.500	22.6	tidak menerus
16	8.0066	144.119	83.207	83.207	0.348	1.00	20.564	0.500	22.1	tidak menerus
17	7.7566	139.619	80.609	80.609	0.360	1.00	20.064	0.500	21.6	tidak menerus
18	7.5066	135.119	78.011	78.011	0.372	1.00	19.564	0.500	21.1	tidak menerus
19	7.2566	130.619	75.413	75.413	0.384	1.00	19.064	0.500	20.6	tidak menerus
20	7.0066	126.119	72.815	72.815	0.398	1.00	18.564	0.500	20.1	tidak menerus
21	6.7566	121.619	70.217	70.217	0.413	1.00	18.064	0.500	19.6	tidak menerus

(Lanjutan Tabel 5.70)

SF = 1,150										
Lap. geotextile	H (Ti)	$\sigma^v$ (Kn/m <sup>2</sup> )	$\tau$ atas	$\tau$ bawah	Le belakang bidang (meter)	Le pakai (meter)	Ld dalam bidang (meter)	Lo (meter)	L Total (meter)	Ket.
1 (bawah)	11.7566	211.619	122.178	19.505	0.409	1.00	27.204	0.500	28.7	Menerus
2	11.5066	207.119	119.580	119.580	0.242	1.00	26.704	0.500	28.2	tidak menerus
3	11.2566	202.619	116.982	116.982	0.248	1.00	26.204	0.500	27.7	tidak menerus
4	11.0066	198.119	114.384	114.384	0.253	1.00	25.704	0.500	27.2	tidak menerus
5	10.7566	193.619	111.786	111.786	0.259	1.00	25.204	0.500	26.7	tidak menerus
6	10.5066	189.119	109.188	109.188	0.265	1.00	24.704	0.500	26.2	tidak menerus
7	10.2566	184.619	106.590	106.590	0.272	1.00	24.204	0.500	25.7	tidak menerus
8	10.0066	180.119	103.992	103.992	0.279	1.00	23.704	0.500	25.2	tidak menerus
9	9.7566	175.619	101.394	101.394	0.286	1.00	23.204	0.500	24.7	tidak menerus
10	9.5066	171.119	98.795	98.795	0.293	1.00	22.704	0.500	24.2	tidak menerus
11	9.2566	166.619	96.197	96.197	0.301	1.00	22.204	0.500	23.7	tidak menerus
12	9.0066	162.119	93.599	93.599	0.310	1.00	21.704	0.500	23.2	tidak menerus
13	8.7566	157.619	91.001	91.001	0.319	1.00	21.204	0.500	22.7	tidak menerus
14	8.5066	153.119	88.403	88.403	0.328	1.00	20.704	0.500	22.2	tidak menerus
15	8.2566	148.619	85.805	85.805	0.338	1.00	20.204	0.500	21.7	tidak menerus
16	8.0066	144.119	83.207	83.207	0.348	1.00	19.704	0.500	21.2	tidak menerus
17	7.7566	139.619	80.609	80.609	0.360	1.00	19.204	0.500	20.7	tidak menerus
18	7.5066	135.119	78.011	78.011	0.372	1.00	18.704	0.500	20.2	tidak menerus
19	7.2566	130.619	75.413	75.413	0.384	1.00	18.204	0.500	19.7	tidak menerus
20	7.0066	126.119	72.815	72.815	0.398	1.00	17.704	0.500	19.2	tidak menerus
21	6.7566	121.619	70.217	70.217	0.413	1.00	17.204	0.500	18.7	tidak menerus

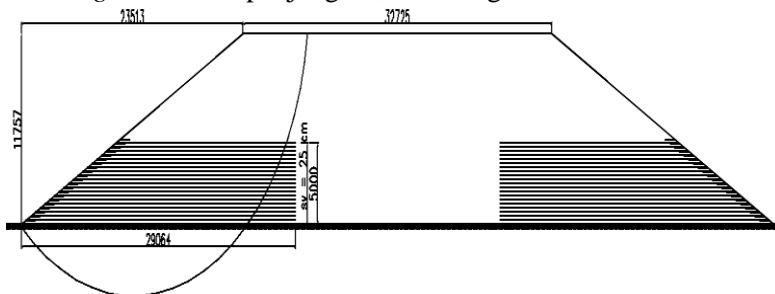
(Lanjutan Tabel 5.70)

SF = 1,150										
Lap. geotextile	H (Ti)	$\sigma^v$ (Kn/m <sup>2</sup> )	$\tau$ atas	$\tau$ bawah	Le belakang bidang (meter)	Le pakai (meter)	Ld dalam bidang (meter)	Lo (meter)	L Total (meter)	Ket.
1 (bawah)	11.7566	211.619	122.178	19.505	0.409	1.00	27.914	0.500	29.4	Menerus
2	11.5066	207.119	119.580	119.580	0.242	1.00	27.414	0.500	28.9	tidak menerus
3	11.2566	202.619	116.982	116.982	0.248	1.00	26.914	0.500	28.4	tidak menerus
4	11.0066	198.119	114.384	114.384	0.253	1.00	26.414	0.500	27.9	tidak menerus
5	10.7566	193.619	111.786	111.786	0.259	1.00	25.914	0.500	27.4	tidak menerus
6	10.5066	189.119	109.188	109.188	0.265	1.00	25.414	0.500	26.9	tidak menerus
7	10.2566	184.619	106.590	106.590	0.272	1.00	24.914	0.500	26.4	tidak menerus
8	10.0066	180.119	103.992	103.992	0.279	1.00	24.414	0.500	25.9	tidak menerus
9	9.7566	175.619	101.394	101.394	0.286	1.00	23.914	0.500	25.4	tidak menerus
10	9.5066	171.119	98.795	98.795	0.293	1.00	23.414	0.500	24.9	tidak menerus
11	9.2566	166.619	96.197	96.197	0.301	1.00	22.914	0.500	24.4	tidak menerus
12	9.0066	162.119	93.599	93.599	0.310	1.00	22.414	0.500	23.9	tidak menerus
13	8.7566	157.619	91.001	91.001	0.319	1.00	21.914	0.500	23.4	tidak menerus
14	8.5066	153.119	88.403	88.403	0.328	1.00	21.414	0.500	22.9	tidak menerus
15	8.2566	148.619	85.805	85.805	0.338	1.00	20.914	0.500	22.4	tidak menerus
16	8.0066	144.119	83.207	83.207	0.348	1.00	20.414	0.500	21.9	tidak menerus
17	7.7566	139.619	80.609	80.609	0.360	1.00	19.914	0.500	21.4	tidak menerus
18	7.5066	135.119	78.011	78.011	0.372	1.00	19.414	0.500	20.9	tidak menerus
19	7.2566	130.619	75.413	75.413	0.384	1.00	18.914	0.500	20.4	tidak menerus
20	7.0066	126.119	72.815	72.815	0.398	1.00	18.414	0.500	19.9	tidak menerus
21	6.7566	121.619	70.217	70.217	0.413	1.00	17.914	0.500	19.4	tidak menerus

(Lanjutan Tabel 5.70)

SF = 1,153										
Lap. geotextile	H (Ti)	$\sigma'_v$ (Knm/m <sup>2</sup> )	$\tau$ atas	$\tau$ bawah	Le belakang bidang (meter)	Le pakai (meter)	Ld dalam bidang (meter)	Lo (meter)	L Total (meter)	Ket.
1 (bawah)	11.7566	211.619	122.178	19.505	0.409	1.00	26.875	0.500	28.4	Menerus
2	11.5066	207.119	119.580	119.580	0.242	1.00	26.375	0.500	27.9	tidak menerus
3	11.2566	202.619	116.982	116.982	0.248	1.00	25.875	0.500	27.4	tidak menerus
4	11.0066	198.119	114.384	114.384	0.253	1.00	25.375	0.500	26.9	tidak menerus
5	10.7566	193.619	111.786	111.786	0.259	1.00	24.875	0.500	26.4	tidak menerus
6	10.5066	189.119	109.188	109.188	0.265	1.00	24.375	0.500	25.9	tidak menerus
7	10.2566	184.619	106.590	106.590	0.272	1.00	23.875	0.500	25.4	tidak menerus
8	10.0066	180.119	103.992	103.992	0.279	1.00	23.375	0.500	24.9	tidak menerus
9	9.7566	175.619	101.394	101.394	0.286	1.00	22.875	0.500	24.4	tidak menerus
10	9.5066	171.119	98.795	98.795	0.293	1.00	22.375	0.500	23.9	tidak menerus
11	9.2566	166.619	96.197	96.197	0.301	1.00	21.875	0.500	23.4	tidak menerus
12	9.0066	162.119	93.599	93.599	0.310	1.00	21.375	0.500	22.9	tidak menerus
13	8.7566	157.619	91.001	91.001	0.319	1.00	20.875	0.500	22.4	tidak menerus
14	8.5066	153.119	88.403	88.403	0.328	1.00	20.375	0.500	21.9	tidak menerus
15	8.2566	148.619	85.805	85.805	0.338	1.00	19.875	0.500	21.4	tidak menerus
16	8.0066	144.119	83.207	83.207	0.348	1.00	19.375	0.500	20.9	tidak menerus
17	7.7566	139.619	80.609	80.609	0.360	1.00	18.875	0.500	20.4	tidak menerus
18	7.5066	135.119	78.011	78.011	0.372	1.00	18.375	0.500	19.9	tidak menerus
19	7.2566	130.619	75.413	75.413	0.384	1.00	17.875	0.500	19.4	tidak menerus
20	7.0066	126.119	72.815	72.815	0.398	1.00	17.375	0.500	18.9	tidak menerus

5. Selanjutnya dapat dipilih SF kritis yang paling menentukan dimana membutuhkan banyak layer dalam perkuatan dan bidang longsor terpanjang. Dengan *geotextile* terinstall 21 layer dan *geotextile* terpanjang 29,6 m sebagai berikut :



Gambar 5.57 Sketsa installasi *geotextile* (Oprit miring zoning C-C)

Dengan rincian installasi *geotextile* terpakai sebagai berikut :

**Tabel 5.71** Perhitungan install *geotextile* (Oprit miring zoning C-C)

SF = 1,150										
Lap. geotextile	H (Ti)	$\sigma_v$ (Kn/m <sup>2</sup> )	$\tau$ atas	$\tau$ bawah	Le belakang bidang (meter)	Le pakai (meter)	Ld dalam bidang (meter)	Lo (meter)	L Total (meter)	Ket.
1 (bawah)	11.7566	211.619	122.178	19.505	0.409	1.00	28.064	0.500	29.6	Menerus
2	11.5066	207.119	119.580	119.580	0.242	1.00	27.564	0.500	29.1	tidak menerus
3	11.2566	202.619	116.982	116.982	0.248	1.00	27.064	0.500	28.6	tidak menerus
4	11.0066	198.119	114.384	114.384	0.253	1.00	26.564	0.500	28.1	tidak menerus
5	10.7566	193.619	111.786	111.786	0.259	1.00	26.064	0.500	27.6	tidak menerus
6	10.5066	189.119	109.188	109.188	0.265	1.00	25.564	0.500	27.1	tidak menerus
7	10.2566	184.619	106.590	106.590	0.272	1.00	25.064	0.500	26.6	tidak menerus
8	10.0066	180.119	103.992	103.992	0.279	1.00	24.564	0.500	26.1	tidak menerus
9	9.7566	175.619	101.394	101.394	0.286	1.00	24.064	0.500	25.6	tidak menerus
10	9.5066	171.119	98.795	98.795	0.293	1.00	23.564	0.500	25.1	tidak menerus
11	9.2566	166.619	96.197	96.197	0.301	1.00	23.064	0.500	24.6	tidak menerus
12	9.0066	162.119	93.599	93.599	0.310	1.00	22.564	0.500	24.1	tidak menerus
13	8.7566	157.619	91.001	91.001	0.319	1.00	22.064	0.500	23.6	tidak menerus
14	8.5066	153.119	88.403	88.403	0.328	1.00	21.564	0.500	23.1	tidak menerus
15	8.2566	148.619	85.805	85.805	0.338	1.00	21.064	0.500	22.6	tidak menerus
16	8.0066	144.119	83.207	83.207	0.348	1.00	20.564	0.500	22.1	tidak menerus
17	7.7566	139.619	80.609	80.609	0.360	1.00	20.064	0.500	21.6	tidak menerus
18	7.5066	135.119	78.011	78.011	0.372	1.00	19.564	0.500	21.1	tidak menerus
19	7.2566	130.619	75.413	75.413	0.384	1.00	19.064	0.500	20.6	tidak menerus
20	7.0066	126.119	72.815	72.815	0.398	1.00	18.564	0.500	20.1	tidak menerus
21	6.7566	121.619	70.217	70.217	0.413	1.00	18.064	0.500	19.6	tidak menerus

6. Selanjutnya dikontrol stabilitas timbunan oprit miring zoning C-C potongan 3-3 untuk *internal stability* dengan penjelasan di Sub-bab 2.7.1.1 dan skema beban tanah yang terjadi sesuai Gambar 2.16. perhitungan sebagai berikut :

Data tanah :

H final = 9 m

$\emptyset = 30^\circ$  ;  $K_a = 0,333$

Q lalu lintas = 15 kN/m<sup>2</sup>

$\gamma$  timbunan = 18 kN/m<sup>3</sup>

SF jalan tetap = 1,5

➤ Stabilitas natural tanpa adanya *geotextile* :

$$P_{al} \leq \frac{((\text{Berat efektif } ABC \times \tan \delta))}{SF}$$

$$\left( (0,5 \times H_{imb}^2 \times \gamma_{imb} \times K_a) + (q \times K_a \times H_{imb}) \right) \leq \frac{((\text{Berat efektif } ABC \times \tan \delta))}{SF}$$

$$288 \leq \frac{(729 \times 0,577)}{1,5}$$

288 > 280,592 Tidak aman *internal stability* tanpa *geotextile*

➤ Stabilitas setelah adanya *geotextile* :

$$Pa1 \leq T.Allow \times jumlah$$

$$288 \leq 30,918 \times 21$$

288 < 649,275 Aman *internal stability* dengan *geotextile*

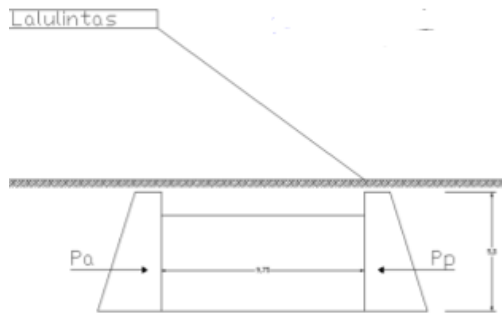
7. Selanjutnya dikontrol stabilitas timbunan oprit miring zoning C-C potongan 3-3 untuk *overall stability* dengan penjelasan di sub-bab 2.7.1.2 perhitungan sebagai berikut :

$$SF = \frac{M.penahan}{M.pendorong} = \frac{MR.eksisting + \Delta MR.rencana}{M.Pendorong} > 1,5$$

$$SF = \frac{24300 + 7531,594}{21130,43} > 1,5$$

$SF = 1,508 > 1,5$  Aman *overall stability* dengan *geotextile*.

8. Selanjutnya dikontrol stabilitas timbunan oprit miring zoning C-C potongan 3-3 untuk *foundation stability* dengan penjelasan di Sub-bab 2.7.1.4 dan skema beban pada gambar berikut :



**Gambar 5.58** Skema beban *foundation stability*

Data tanah :



H final = 9 m ; L = 2 x H final = 18 m

Q lalu lintas = 15 kN/m<sup>2</sup>

$\gamma$  top soil layer 1 = 15,1 kN/m<sup>3</sup>

$\gamma$  top soil layer 2 = 16 kN/m<sup>3</sup>

$\emptyset$  top soil layer 1 = 1,67° ; Ka 1 = 0,943 ; Kp 1 = 1,060

$\emptyset$  top soil layer 2 = 1,67° ; Ka 2 = 0,943 ; Kp 2 = 1,060

H top soil layer 1 = 1,5 m

H top soil layer 2 = 2,5 m

Cu top soil layer 1 = 13,33 kN/m<sup>2</sup>

Cu top soil layer 2 = 30 kN/m<sup>2</sup>

SF jalan tetap = 1,5

Perhitungan tekanan tanah sebagai berikut :

**Tabel 5.72** Perhitungan tekanan tanah dasar (Oprit miring zoning C-C)

aktif		pasif	
Q (kn/m <sup>2</sup> )	177	Q (kn/m <sup>2</sup> )	0
$\sigma_v 1$ (kn/m <sup>2</sup> ) =	177	$\sigma_v 1$ (kn/m <sup>2</sup> ) =	0
$\sigma_v 2$ (kn/m <sup>2</sup> ) =	199.65	$\sigma_v 2$ (kn/m <sup>2</sup> ) =	22.65
$\sigma_v 3$ (kn/m <sup>2</sup> ) =	239.65	$\sigma_v 3$ (kn/m <sup>2</sup> ) =	62.65
$\sigma_{h1}$ (kn/m <sup>2</sup> ) =	141.0727	$\sigma_{h1}$ (kn/m <sup>2</sup> ) =	27.45568
$\sigma_{h2a}$ (kn/m <sup>2</sup> ) =	162.4396	$\sigma_{h2a}$ (kn/m <sup>2</sup> ) =	51.46585
$\sigma_{h2b}$ (kn/m <sup>2</sup> ) =	130.0642	$\sigma_{h2b}$ (kn/m <sup>2</sup> ) =	85.78545
$\sigma_{h3}$ (kn/m <sup>2</sup> ) =	167.7982	$\sigma_{h3}$ (kn/m <sup>2</sup> ) =	128.1875
Pa1 (kN/m) =	211.609	Pa1 (kN/m) =	41.18352
Pa2 (kN/m) =	16.02516	Pa2 (kN/m) =	18.00763
Pa3 (kN/m) =	325.1604	Pa3 (kN/m) =	214.4636
Pa4 (kN/m) =	47.16752	Pa4 (kN/m) =	53.00258
Pa total =	599.9621	Pp total =	326.6573

➤ Stabilitas natural tanpa adanya *geotextile* :

$$Pa \leq \frac{PP + (2 \times (2/3 \times Cu) \times L)}{SF}$$

$$599,96 \leq \frac{326,657 + (2 \times (2/3 \times 13,33) \times 18)}{1,5}$$

599,96 > 431,04 Tidak aman *foundation stability* tanpa adanya *geotextile*

➤ Stabilitas setelah adanya *geotextile* :

$$Pa \leq \frac{PP + (2 \times (2/3 \times Cu) \times L)}{SF} + T.Allow$$

$$599,96 \leq \frac{326,657 + (2 \times (2/3 \times 13,33) \times 21) + (30,918 \times 29,6)}{1,5}$$

599 < 667,27 Aman *foundation stability* setelah adanya *geotextile*.

9. Berdasarkan perhitungan seperti pada poin 1 s/d 8 diatas selanjutnya dapat direkap perhitungan *geotextile* untuk zoning lainnya sebagai berikut :

➤ Zoning A : potongan 5-5, Tinggi timbunan 0 m s/d 3 m, Stasioning 0+000 s/d 0+075. H initial = 4,457 m.

- Output analisis dan bidang longsor dari *overall stability* sebagai berikut :

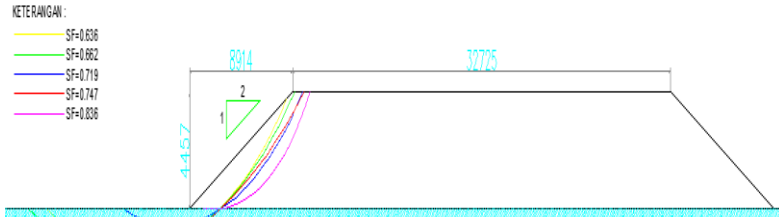
**Tabel 5.73** Hasil output *overall stability* (Oprit miring zoning A-A)

No.	SF (bishop)	Moment resisting (KN-m)	circle center		radius	initial	terminal
			x (m)	y (m)	m	x (m)	x (m)
1	0.636	1293	12.49	76.32	17.96	20	28.75
2	0.662	2163	11.69	78.93	20.67	20	29.65
3	0.719	2270	15.81	74.65	15.24	20	29.83
4	0.747	4414	9.89	84.6	26.60	20	31.21
5	0.836	2046	19.44	69.98	9.99	20	29.34

**(Lanjutan Tabel 5.73)**

No.	SF (bishop)	Moment resisting (KN-m)	SF Rencana	Momen Dorong (KN-m)	Momen Rencana (KN-m)	ΔMR (KN-m)	T Allow (kN/m)
1	0.636	1293	1.5	2033.02	3049.53	1756.53	30.918
2	0.662	2163	1.5	3267.37	4901.06	2738.06	30.918
3	0.719	2270	1.5	3157.16	4735.74	2465.74	30.918
4	0.747	4414	1.5	5908.97	8863.45	4449.45	30.918
5	0.836	2046	1.5	2447.37	3671.05	1625.05	30.918

Berdasarkan Tabel 5.73 selanjutnya digambar bidang longsor sebagai berikut :



**Gambar 5.59** Bidang longsor (Oprit miring zoning A-A)

- Rekap kebutuhan layer *geotextile* dengan tebal per-layer ( $S_v$ ) = 25 cm per-SF eksisting sebagai berikut :

**Tabel 5.74** Rekap kebutuhan layer (Oprit miring zoning A-A)

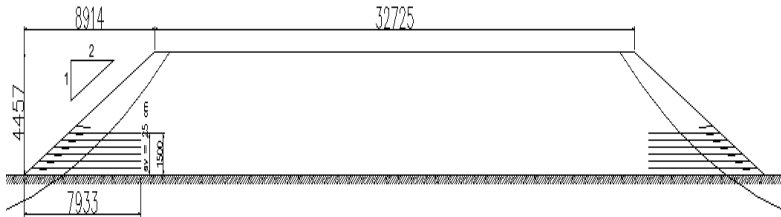
No.	SF (bishop)	$\Delta MR$ (KN-m)	Jumlah Layer	M res Kumulatif (KN-m)
1	0.636	1756.528	4	1971.942
2	0.662	2738.057	5	2849.082
3	0.719	2465.744	6	2601.739
4	0.747	4449.454	7	5161.739
5	0.836	1625.053	6	1735.420

- Berdasarkan Tabel 5.74 lalu dihitung  $L_e$ ,  $L_d$ , dan  $L_o$  per-SF masing-masing. Dengan didapatkan perhitungan paling menentukan sebagai berikut :

**Tabel 5.75** Perhitungan install *geotextile* (Oprit miring zoning A-A)

SF = 0,747										
Lap. geotextile	H timbunan (Ti)	$\sigma'v$ (Kn/m <sup>2</sup> )	$\tau$ atas	$\tau$ bawah	Le belakang bidang (meter)	Le pakai (meter)	Ld dalam bidang (meter)	Lo (meter)	L Total (meter)	Ket.
1 (bawah)	4.4569	80.224	46.317	15.673	0.935	1.00	7.933	0.500	9.4	Menerus
2	4.2069	75.724	43.719	43.719	0.663	1.00	7.433	0.500	8.9	tidak menerus
3	3.9569	71.224	41.121	41.121	0.705	1.00	6.933	0.500	8.4	tidak menerus
4	3.7069	66.724	38.523	38.523	0.752	1.00	6.433	0.500	7.9	tidak menerus
5	3.4569	62.224	35.925	35.925	0.807	1.00	5.933	0.500	7.4	tidak menerus
6	3.2069	57.724	33.327	33.327	0.870	1.00	5.433	0.500	6.9	tidak menerus
7	2.9569	53.224	30.729	30.729	0.943	1.00	4.933	0.500	6.4	tidak menerus

- Berdasarkan Tabel 5.75 didapatkan gambar *geotextile* terinstall sebagai berikut :



**Gambar 5.60** Sketsa installasi *geotextile* (Oprit miring zoning A-A)

- Kontrol *internal stability* oprit bersisi miring zoning A-A potongan 5-5 sebagai berikut :  
Stabilitas natural :  $42 > 31,1769$  Tidak aman  
Stabilitas setelah adanya *geotextile* :  $42 < 216,425$  Aman
- Kontrol *overall stability* dengan *geotextile* terinstall :  
SF =  $1,6205 > 1,5$  Aman
- Kontrol *foundation stability* oprit bersisi miring zoning A-A potongan 5-5 sebagai berikut :  
Stabilitas natural :  $104,06 < 217,76$  Aman  
Stabilitas adanya *geotextile* :  $104,06 < 412,195$  Aman

- Zoning B : potongan 4-4, Tinggi timbunan 3 m s/d 6 m, Stasioning 0+075 s/d 0+150. H initial = 8,3042 m.
- Output analisis dan bidang longsor dari *overall stability* sebagai berikut :

**Tabel 5.76** Hasil output *overall stability* (Oprit miring zoning B-B)

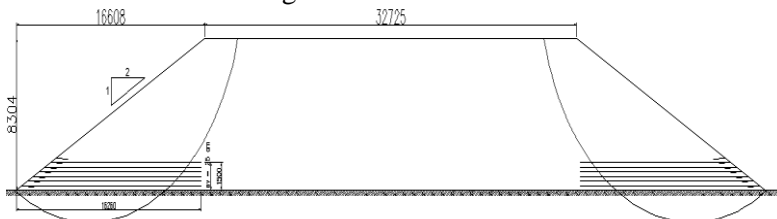
No.	SF (bishop)	Moment resisting (KN-m)	circle center		radius m	initial x (m)	terminal x (m)
			x (m)	y (m)			
1	1.148	5852	25.82	70.18	11.93	19.60	37.46
2	1.16	6335	25.5	70.91	12.60	19.19	37.66
5	1.18	5673	25.31	70.41	11.97	19.39	36.94
3	1.172	7501	26.47	71.68	13.45	19.80	39.28
4	1.174	5148	25.57	69.66	11.25	19.80	36.62



**Tabel 5.78** Perhitungan install *geotextile* (Oprit miring zoning B-B)

SF = 1,172										
Lap. <i>geotextile</i>	H timbunan (Ti)	$\sigma'v$ (Kn/m <sup>2</sup> )	$\tau$ atas	$\tau$ bawah	Le belakang bidang (meter)	Le pakai (meter)	Ld dalam bidang (meter)	Lo (meter)	L Total (meter)	Ket.
1 (bawah)	8.3042	149.48	86.300	17.692	0.557	1.00	16.26	0.500	17.8	Menerus
2	8.0542	144.98	83.702	83.702	0.346	1.00	15.76	0.500	17.3	tidak menerus
3	7.8042	140.48	81.104	81.104	0.357	1.00	15.26	0.500	16.8	tidak menerus
4	7.5542	135.98	78.506	78.506	0.369	1.00	14.76	0.500	16.3	tidak menerus
5	7.3042	131.48	75.907	75.907	0.382	1.00	14.26	0.500	15.8	tidak menerus
6	7.0542	126.98	73.309	73.309	0.395	1.00	13.76	0.500	15.3	tidak menerus
7	6.8042	122.48	70.711	70.711	0.410	1.00	13.26	0.500	14.8	tidak menerus

- Berdasarkan Tabel 5.78 didapatkan gambar *geotextile* terinstall sebagai berikut :

**Gambar 5.62** Sketsa installasi *geotextile* (Oprit miring zoning B-B)

- Kontrol *internal stability* oprit bersisi miring zoning B-B potongan 4-4 sebagai berikut :  
Stabilitas natural :  $138 > 124,708$  Tidak aman  
Stabilitas setelah adanya *geotextile* :  $138 < 216,42$  Aman
  - Kontrol *overall stability* dengan *geotextile* terinstall :  
SF =  $1,541 > 1,5$  Aman
  - Kontrol *foundation stability* oprit bersisi miring zoning B-B potongan 5-5 sebagai berikut :  
Stabilitas natural :  $387,02 < 400,09$  Aman  
Stabilitas adanya *geotextile* :  $387,02 < 766,16$  Aman.
- Zoning C : potongan 3-3, Tinggi timbunan 6 m s/d 9 m, Stasioning 0+150 s/d 0+225. H initial = 11,757 m. Perhitungan telah dijelaskan pada point 1 s/d 8.

- Zoning D : potongan 2-2, Tinggi timbunan 9 m s/d 10.459 m, Stasioning 0+225 s/d 0+263. H initial = 13,39 m.
  - Output analisis dan bidang longsor dari *overall stability* sebagai berikut :

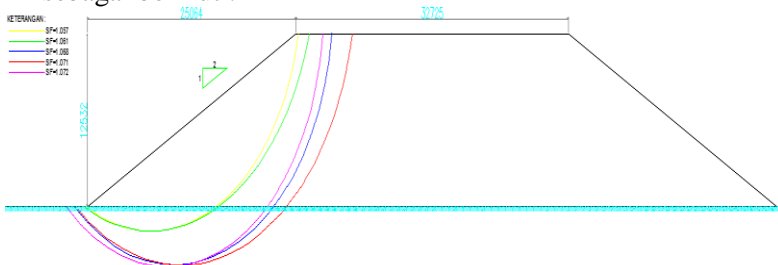
**Tabel 5.79** Hasil output *overall stability* (Oprit miring zoning D-D)

No.	SF (bishop)	Moment resisting (KN-m)	circle center		radius m	initial	terminal
			x (m)	y (m)		x (m)	x (m)
1	1.057	16230	27.73	76.35	18.08	20.00	45.4
2	1.061	19340	27.7	77.96	19.70	19.60	46.62
3	1.068	26790	30.45	74.86	19.14	18.38	49.44
4	1.071	31910	31.26	76.77	21.02	18.59	51.84
5	1.072	25490	29.56	74.46	18.78	17.58	48.23

**(Lanjutan Tabel 5.79)**

No.	SF (bishop)	Moment resisting (KN-m)	SF Rencana	Momen Dorong (KN-m)	Momen Rencana (KN-m)	ΔMR (KN-m)	T Allow (kN/m)
1	1.057	16230	1.5	15354.78	23032.17	6802.2	30.918
2	1.061	19340	1.5	18228.09	27342.13	8002.1	30.918
3	1.068	26790	1.5	25084.27	37626.40	10836.4	30.918
4	1.071	31910	1.5	29794.58	44691.88	12782	30.918
5	1.072	25490	1.5	23777.99	35666.98	10177.0	30.918

Berdasarkan Tabel 5.79 selanjutnya digambar bidang longsor sebagai berikut :



**Gambar 5.63** Bidang longsor (Oprit miring zoning D-D)

- Rekap kebutuhan layer *geotextile* dengan tebal per-layer (Sv) = 25 cm per-SF eksisting sebagai berikut :

**Tabel 5.80** Rekap kebutuhan layer (Oprit miring zoning D-D)

No.	SF (bishop)	$\Delta MR$ (KN-m)	Jumlah layer	M res kumulatif
1	1.057	6802.2	16	7160.58
2	1.061	8002.1	17	8388.64
3	1.068	10836.4	32	10868.25
4	1.071	12781.9	33	13029.10
5	1.072	10177.0	31	10265.04

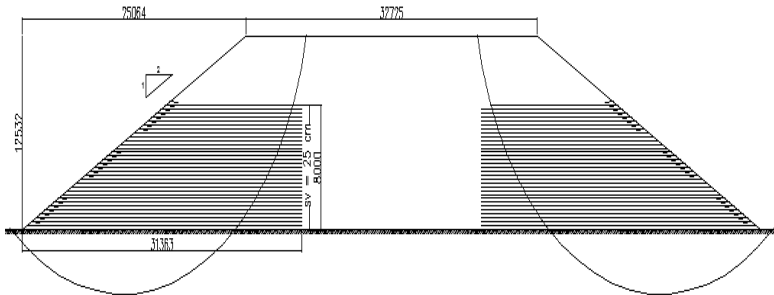
- Berdasarkan Tabel 5.80 lalu dihitung  $L_e$ ,  $L_d$ , dan  $L_o$  per-SF masing-masing. Dengan didapatkan perhitungan paling menentumkan sebagai berikut :

**Tabel 5.81** Perhitungan install *geotextile* (Oprit miring zoning D-D)

SF = 1,071										
Lap. geotextile	H (timbunan (Ti))	$\sigma'_v$ ( $\text{K} \cdot \text{m}^{-2}$ )	$\tau$ atas	$\tau$ bawah	Le belangsang bidang (meter)	Lepalasi (meter)	Ld dalam bidang (meter)	Lo (meter)	L Total (meter)	K a.
1 (bawah)	13.39014	241.023	139.154	20.362	0.363	1.00	30.363	0.500	31.9	Menerus
2	13.14014	236.523	136.556	136.556	0.212	1.00	29.863	0.500	31.4	tidak menerus
3	12.89014	232.023	133.958	133.958	0.216	1.00	29.363	0.500	30.9	tidak menerus
4	12.64014	227.523	131.360	131.360	0.221	1.00	28.863	0.500	30.4	tidak menerus
5	12.39014	223.023	128.762	128.762	0.225	1.00	28.363	0.500	29.9	tidak menerus
6	12.14014	218.523	126.164	126.164	0.230	1.00	27.863	0.500	29.4	tidak menerus
7	11.89014	214.023	123.566	123.566	0.235	1.00	27.363	0.500	28.9	tidak menerus
8	11.64014	209.523	120.968	120.968	0.240	1.00	26.863	0.500	28.4	tidak menerus
9	11.39014	205.023	118.370	118.370	0.245	1.00	26.363	0.500	27.9	tidak menerus
10	11.14014	200.523	115.772	115.772	0.250	1.00	25.863	0.500	27.4	tidak menerus
11	10.89014	196.023	113.174	113.174	0.256	1.00	25.363	0.500	26.9	tidak menerus
12	10.64014	191.523	110.576	110.576	0.262	1.00	24.863	0.500	26.4	tidak menerus
13	10.39014	187.023	107.978	107.978	0.268	1.00	24.363	0.500	25.9	tidak menerus
14	10.14014	182.523	105.379	105.379	0.275	1.00	23.863	0.500	25.4	tidak menerus
15	9.890144	178.023	102.781	102.781	0.282	1.00	23.363	0.500	24.9	tidak menerus
16	9.640144	173.523	100.183	100.183	0.289	1.00	22.863	0.500	24.4	tidak menerus
17	9.390144	169.023	97.585	97.585	0.297	1.00	22.363	0.500	23.9	tidak menerus
18	9.140144	164.523	94.987	94.987	0.305	1.00	21.863	0.500	23.4	tidak menerus
19	8.890144	160.023	92.389	92.389	0.314	1.00	21.363	0.500	22.9	tidak menerus
20	8.640144	155.523	89.791	89.791	0.323	1.00	20.863	0.500	22.4	tidak menerus
21	8.390144	151.023	87.193	87.193	0.332	1.00	20.363	0.500	21.9	tidak menerus
22	8.140144	146.523	84.595	84.595	0.343	1.00	19.863	0.500	21.4	tidak menerus
23	7.890144	142.023	81.997	81.997	0.353	1.00	19.363	0.500	20.9	tidak menerus
24	7.640144	137.523	79.399	79.399	0.365	1.00	18.863	0.500	20.4	tidak menerus
25	7.390144	133.023	76.801	76.801	0.377	1.00	18.363	0.500	19.9	tidak menerus
26	7.140144	128.523	74.203	74.203	0.391	1.00	17.863	0.500	19.4	tidak menerus
27	6.890144	124.023	71.604	71.604	0.405	1.00	17.363	0.500	18.9	tidak menerus
28	6.640144	119.523	69.006	69.006	0.420	1.00	16.863	0.500	18.4	tidak menerus
29	6.390144	115.023	66.408	66.408	0.436	1.00	16.363	0.500	17.9	tidak menerus
30	6.140144	110.523	63.810	63.810	0.454	1.00	15.863	0.500	17.4	tidak menerus
31	5.890144	106.023	61.212	61.212	0.474	1.00	15.363	0.500	16.9	tidak menerus
32	5.640144	101.523	58.614	58.614	0.495	1.00	14.863	0.500	16.4	tidak menerus
33	5.390144	97.023	56.016	56.016	0.517	1.00	14.363	0.500	15.9	tidak menerus



- Berdasarkan Tabel 5.81 didapatkan gambar *geotextile* terinstall sebagai berikut :



**Gambar 5.64** Sketsa installasi *geotextile* (Oprit miring zoning D-D)

- Kontrol *internal stability* oprit bersisi miring zoning D-D potongan 2-2 sebagai berikut :  
 Stabilitas natural :  $380,467 > 378,94$  Tidak aman  
 Stabilitas setelah ada *geotextile* :  $380,46 < 1020,3$  Aman
- Kontrol *overall stability* dengan *geotextile* terinstall :  
 $SF = 1,508 > 1,5$  Aman
- Kontrol *foundation stability* oprit bersisi miring zoning D-D potongan 2-2 sebagai berikut :  
 Stabilitas natural :  $699,059 > 465,688$  Aman  
 Stabilitas adanya *geotextile* :  $699,059 < 1122,45$  Aman

### 5.7.2 Alternatif Perencanaan *Micropile* untuk oprit bersisi miring

Alternatif kedua dalam perencanaan perkuatan timbunan oprit bersisi miring adalah *micropile* dengan langkah perhitungan sesuai yang telah dijelaskan pada sub-bab 2.7.

Dalam perencanaan *micropile* untuk oprit bersisi miring dihitung berdasarkan teori yang telah dijelaskan pada sub-bab 2.7.2 digunakan produk *micropile* sesuai yang dijelaskan pada sub-bab 4.4 dengan brosur produk terlampir pada lampiran 6. Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut :  $\text{mm}^2$

1. Direncanakan *micropile* dengan spesifikasi sebagai berikut :

Dimensi penampang = 30 cm x 30 cm

Tegangan leleh tulangan ( $f_y$ ) = 400 MPa

Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 MPa

Tulangan utama = 4D16

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

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

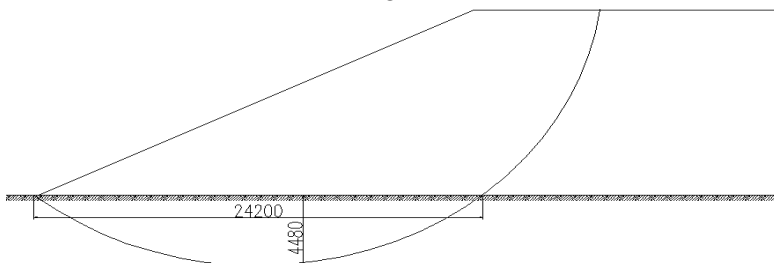
Tulangan sengkang = P8-200

Decking ( $d'$ ) = 40 mm

Ht efektif ( $d$ ) =  $h - d' - \frac{1}{2} \text{ tul. utama} - \text{tul. sengkang} = 244 \text{ mm}$

2. Selanjutnya dimisalkan sebagai contoh perhitungan adalah oprit bersisi miring zoning C-C potongan 3-3, dengan 5 nilai minimum hasil kontrol *overall stability* sesuai tabel 5.68.

Berdasarkan gambar 5.56 diperoleh bidang longsor kritis terpanjang dan terdalam pada tanah dasar. Diperoleh bidang longsor terpanjang pada tanah dasar ( $L_h$ ) 24,2 meter dengan kedalaman bidang longsor ( $L_b$ ) 4,5 meter dengan faktor aman 1,5 m diambil  $L_b = 6 \text{ m}$  sebagai berikut :



**Gambar 5.65** Bidang longsor terpanjang (oprit miring zoning C-C)

3. Perhitungan momen *ultimate* penampang micropile sebagai berikut :

- Dengan tarik = tekan ;  $a = \frac{A_{s.tarik} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times ht} = 21,026 \text{ mm}$
- $C = 0,85 \times a \times ht \times f_c' = 160849,54 \text{ N}$
- Momen nominal ( $M_n$ ) =

$$\left( c \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) + (A_s \cdot \sigma_s \times f_y \times (d - d')) = 70369577,63 \text{ Nmm}$$

- Momen *Ultimate* ( $M_u$ ) =  $\phi M_n = 0,8 \times M_n = 5,63 \text{ Ton.m}$
4. Perhitungan gaya horizontal yang mampu dipikul 1 buah *micropile* sebagai berikut :

- Faktor modulus tanah ( $f$ )

$$C_u = 13,33 \text{ kN/mm}^2 = 0,1333 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_u = 2 \times C_u = 0,266 \text{ kg/cm}^2$$

dibaca grafik pada gambar 2.20 diperoleh nilai  $f = 6 \text{ tons/ft}^3$ .

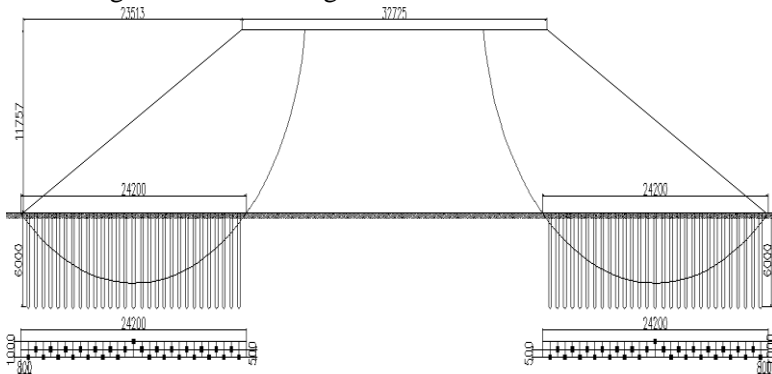
$$f = 6 \times 0,032 = 0,192 \text{ kg/cm}^2$$

- Momen inersia penampang =  $1/12 bh^3 = 675000000 \text{ mm}^4$
- Momen tahanan ( $W$ ) =  $I / 0,5 ht = 4500 \text{ cm}^3$
- Modulus elastisitas ( $E$ ) =  $4700 \sqrt{f_c} = 234529,53 \text{ kg/cm}^2$
- Faktor kekakuan relatif ( $T$ ) =  $(EI/f)^{1/5} = 152,49 \text{ cm}$
- Koefisien momen akibat gaya lateral =  $Lb / T = 3,935$   
;  $z = 0$  (paling kritis) . Berdasarkan grafik pada gambar 2.21 diperoleh nilai koefisien momen,  $f_m = 0,94$
- Gaya aksial terukur =  $M_u / f_m \cdot T = 39,274 \text{ kN}$
- Faktor reduksi gaya aksial =

$$F_{kg} = 2,643 \left[ \frac{0,89 + 0,12 \cdot \left( \frac{L}{D} \right)}{2,69} \right] \left[ \frac{0,855 \cdot C_u^{-0,392}}{2,865} \right] = 0,350$$

- Gaya aksial maksimum yang mampu dipikul *micropile*  
 $P_{\max} = P \times f_{kg} = 13,726 \text{ kN}$ .
5. Perhitungan jumlah *micropile* dibutuhkan :
- $H$  inisial =  $11,7566 \text{ m}$
  - $SF$  minimum ;  $MR$  minimum =  $1,149$  ;  $24070 \text{ kNm}$
  - Radius (jari-jari) =  $18,5 \text{ m}$
  - $SF$  rencana =  $1,5$  (beban tetap)
  - Momen dorong ( $MD$ ) =  $MR \text{ min} / SF \text{ min} = 20948,651 \text{ kNm}$
  - $\Delta MR = (SF \cdot MD) - (MR \text{ min}) = 7352,977 \text{ kNm}$

- Jumlah *micropile* dibutuhkan (n) =  $\Delta MR / P \times R = 28,9$  buah  $\approx 29$  buah / meter tegak lurus gambar.
  - Jarak antar *micropile* (S) =  $Lh / (n+1) = 0,807$  m  $\approx 80$  cm
6. Untuk lebih aman dan memudahkan installasi *micropile*, maka diambil jarak antar *micropile* yang lebih memudahkan dan aman sehingga bisa saja membutuhkan jumlah *micropile* lebih banyak. Untuk sketsa *micropile* terinstall pada oprit miring zoning C-C adalah sebagai berikut :

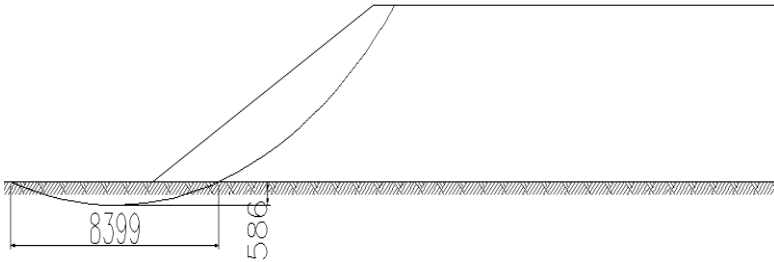


**Gambar 5.66** Sketsa *micropile* terinstall (oprit miring zoning C-C)

Berdasarkan gambar 5.66 diatas, oprit bersisi miring zoning C-C panjang memanjang = 75 meter, membutuhkan *micropile* untuk 2 sisi =  $2 \times 2176 = 4352$  buah dan untuk 2 oprit =  $2 \times 4352$  buah , kedalaman 6 meter.

7. Berdasarkan perhitungan seperti pada poin 1 s/d 6 diatas selanjutnya dapat direkap perhitungan *micropile* untuk zoning lainnya sebagai berikut :
- Zoning A-A : potongan 5-5, Tinggi timbunan 0 m s/d 3 m, Stasioning 0+000 s/d 0+075. H initial = 4,457 m. Berdasarkan gambar 5.59 diperoleh bidang longsor kritis terpanjang dan terdalam pada tanah dasar. Diperoleh bidang longsor terpanjang pada tanah dasar (Lh) 8,5 meter dengan

kedalaman bidang longsor ( $L_b$ ) 0,586 meter dengan faktor aman diambil  $L_b = 3$  m sebagai berikut :



**Gambar 5.67** Bidang longsor terpanjang (oprit miring zoning A-A)

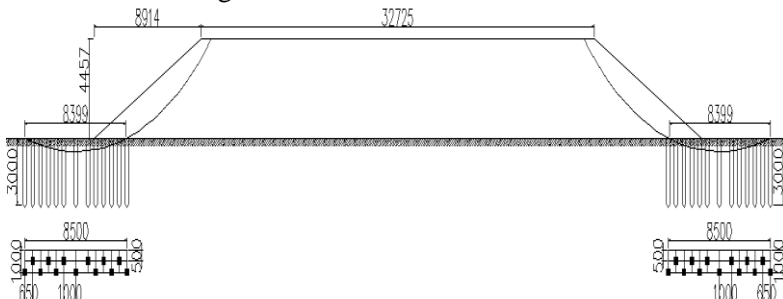
- Digunakan spesifikasi *micropile* dan cara perhitungan yang telah dijelaskan pada point-point diatas, didapatkan data sebagai berikut :

- Momen *Ultimate* ( $M_u$ ) =  $\phi M_n = 0,8 \times M_n = 5,63$  Ton.m
- Koefisien momen akibat gaya lateral =  $L_b / T = 1,967$   
;  $z = 0$  (paling kritis) . Berdasarkan grafik pada gambar 2.21 diperoleh nilai koefisien momen,  $f_m = 1$ .
- Gaya aksial terukur =  $M_u / F_m.T = 36,918$  kN
- Faktor reduksi gaya aksial =

$$F_{kg} = 2,643 \left[ \frac{0,89 + 0,12 \left( \frac{L}{D} \right)}{2,69} \right] \left[ \frac{0,855.C_u^{-0,392}}{2,865} \right] = 0,222$$

- Gaya aksial maksimum yang mampu dipikul *micropile*
- $P_{max} = P \times f_{kg} = 8,196$  kN
- Perhitungan jumlah *micropile* dibutuhkan :
  - H inisial = 4,4569 m
  - SF minimum ; MR minimum = 0,636 ; 1293 kNm
  - Radius (jari-jari) = 17,96 m
  - SF rencana = 1,5 (beban tetap)
  - Momen dorong (MD) =  $MR_{min} / SF_{min} = 2033,02$  kNm
  - $\Delta MR = (SF.MD) - (MR_{min}) = 1756,528$  kNm

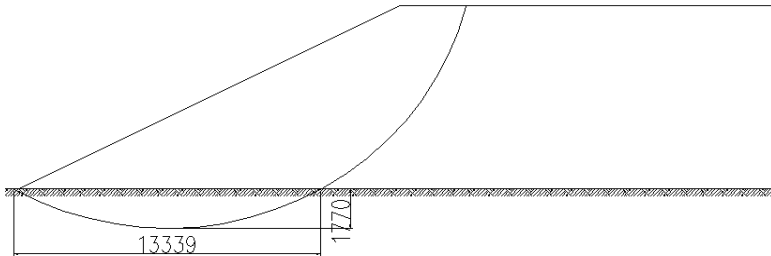
- Jumlah *micropile* dibutuhkan ( $n$ ) =  $\Delta MR / P \times R = 11,9$  buah  $\approx 12$  buah / meter tegak lurus gambar.
- Jarak antar *micropile* ( $S$ ) =  $Lh / (n+1) = 0,654$  m  $\approx 65$  cm
- sketsa *micropile* terinstall pada oprit miring zoning A-A adalah sebagai berikut :



**Gambar 5.68** Sketsa *micropile* terinstall (oprit miring zoning A-A)

Berdasarkan gambar 5.68 diatas, oprit bersisi miring zoning A-A panjang memanjang = 75 meter, membutuhkan *micropile* untuk 2 sisi =  $2 \times 975 = 1950$  buah dan untuk 2 oprit =  $2 \times 1950$  buah, kedalaman 3 meter.

- Zoning B-B : potongan 4-4, Tinggi timbunan 3 m s/d 6 m, Stasioning 0+075 s/d 0+150. H initial = 8,3042 m. Berdasarkan gambar 5.61 diperoleh bidang longsor kritis terpanjang dan terdalam pada tanah dasar. Diperoleh bidang longsor terpanjang pada tanah dasar ( $Lh$ ) 8,5 meter dengan kedalaman bidang longsor ( $Lb$ ) 0,586 meter dengan faktor aman diambil  $Lb = 3$  m sebagai berikut :



**Gambar 5.69** Bidang longsor terpanjang (oprit miring zoning B-B)

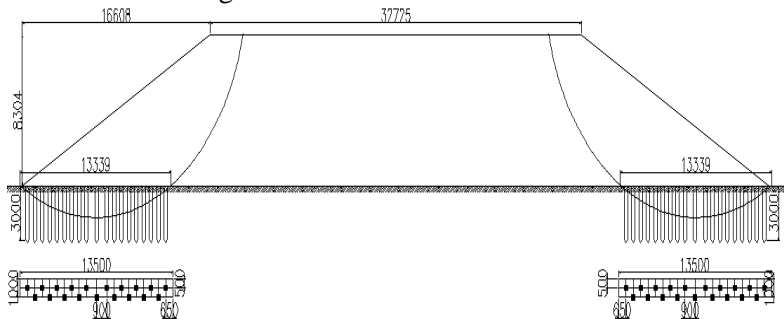
- Digunakan spesifikasi *micropile* dan cara perhitungan yang telah dijelaskan pada point-point diatas, didapatkan data sebagai berikut :

- Momen *Ultimate* ( $M_u$ ) =  $\phi M_n = 0,8 \times M_n = 5,63 \text{ Ton.m}$
- Koefisien momen akibat gaya lateral =  $L_b / T = 1,967$   
;  $z = 0$  (paling kritis) . Berdasarkan grafik pada gambar 2.21 diperoleh nilai koefisien momen,  $f_m = 1$ .
- Gaya aksial terukur =  $M_u / F_m.T = 36,918 \text{ kN}$
- Faktor reduksi gaya aksial =

$$F_{kg} = 2,643 \left[ \frac{0,89 + 0,12 \left( \frac{L}{D} \right)}{2,69} \right] \left[ \frac{0,855.Cu^{-0,392}}{2,865} \right] = 0,222$$

- Gaya aksial maksimum yang mampu dipikul *micropile*
- $P_{max} = P \times f_{kg} = 8,196 \text{ kN}$
- Perhitungan jumlah *micropile* dibutuhkan :
  - H inisial = 8,3042 m
  - SF minimum ; MR minimum = 1,148 ; 5852 kNm
  - Radius (jari-jari) = 11,93 m
  - SF rencana = 1,5 (beban tetap)
  - Momen dorong (MD) =  $MR_{min} / SF_{min} = 5097,56 \text{ kNm}$
  - $\Delta MR = (SF.MD) - (MR_{min}) = 1794,341 \text{ kNm}$
  - Jumlah *micropile* dibutuhkan ( $n$ ) =  $\Delta MR / P \times R = 18,35$  buah  $\approx 19$  buah / meter tegak lurus gambar.
  - Jarak antar *micropile* ( $S$ ) =  $L_h / (n+1) = 0,675 \text{ m} \approx 65 \text{ cm}$

- sketsa *micropile* terinstall pada oprit miring zoning B-B adalah sebagai berikut :

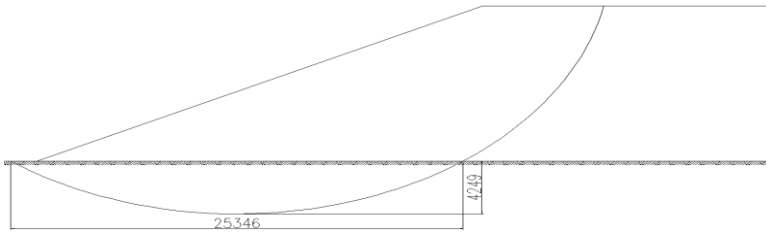


**Gambar 5.70** Sketsa *micropile* terinstall (oprit miring zoning B-B)

Berdasarkan gambar 5.70 diatas, oprit bersisi miring zoning B-B panjang memanjang = 75 meter, membutuhkan *micropile* untuk 2 sisi =  $2 \times 1425 = 2850$  buah dan untuk 2 oprit =  $2 \times 2850$  buah, kedalaman 3 meter.

- Zoning C-C : potongan 3-3, Tinggi timbunan 6 m s/d 9 m, Stasioning 0+150 s/d 0+225. H initial = 11,757 m. Perhitungan telah dijelaskan diatas pada point 1 s/d 6.
- Zoning D-D : potongan 2-2, Tinggi timbunan 9 m s/d 10.459 m, Stasioning 0+225 s/d 0+263. H initial = 13,39 m. Berdasarkan gambar 5.63 diperoleh bidang longsor kritis terpanjang dan terdalam pada tanah dasar. Diperoleh bidang longsor terpanjang pada tanah dasar (Lh) 8,5 meter dengan kedalaman bidang longsor (Lb) 0,586 meter dengan faktor aman diambil Lb = 3 m sebagai berikut :





**Gambar 5.71** Bidang longsor terpanjang (oprit miring zoning D-D)

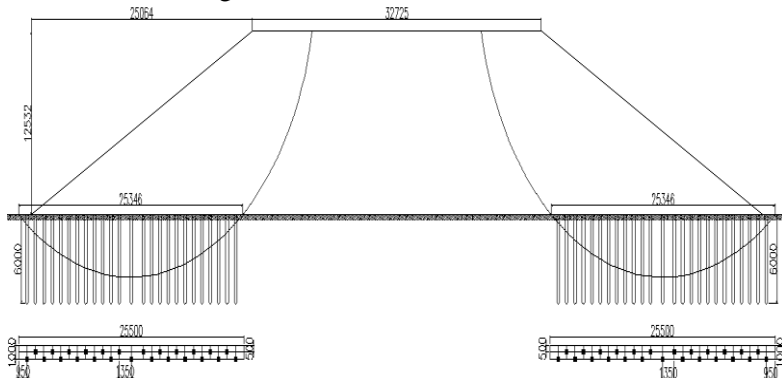
- Digunakan spesifikasi *micropile* dan cara perhitungan yang telah dijelaskan pada point-point diatas, didapatkan data sebagai berikut :

- Momen *Ultimate* ( $M_u$ ) =  $\phi M_n = 0,8 \times M_n = 5,63 \text{ Ton.m}$
- Koefisien momen akibat gaya lateral =  $L_b / T = 4,168$   
;  $z = 0$  (paling kritis) . Berdasarkan grafik pada gambar 2.21 diperoleh nilai koefisien momen,  $f_m = 0,9$ .
- Gaya aksial terukur =  $M_u / F_m.T = 43,449 \text{ kN}$
- Faktor reduksi gaya aksial =

$$F_{kg} = 2,643 \left[ \frac{0,89 + 0,12 \left( \frac{L}{D} \right)}{2,69} \right] \left[ \frac{0,855 \cdot C_u^{-0,392}}{2,865} \right] = 0,349$$

- Gaya aksial maksimum yang mampu dipikul *micropile*
- $P_{\max} = P \times f_{kg} = 15,184 \text{ kN}$
- Perhitungan jumlah *micropile* dibutuhkan :
  - H inisial = 13,390 m
  - SF minimum ; MR minimum = 1,057 ; 16230 kNm
  - Radius (jari-jari) = 18,08 m
  - SF rencana = 1,5 (beban tetap)
  - Momen dorong (MD) =  $MR_{\min} / SF_{\min} = 15354,77 \text{ kNm}$
  - $\Delta MR = (SF.MD) - (MR_{\min}) = 6802,167 \text{ kNm}$
  - Jumlah *micropile* dibutuhkan ( $n$ ) =  $\Delta MR / P \times R = 24,778$   
buah  $\approx 25$  buah / meter tegak lurus gambar.
  - Jarak antar *micropile* ( $S$ ) =  $L_h / (n+1) = 0,981 \text{ m} \approx 95 \text{ cm}$

- sketsa *micropile* terinstall pada oprit miring zoning D-D adalah sebagai berikut :



**Gambar 5.72** Sketsa *micropile* terinstall (oprit miring zoning D-D)

Berdasarkan gambar 5.72 diatas, oprit bersisi miring zoning D-D panjang memanjang = 42 meter, membutuhkan *micropile* untuk 2 sisi =  $2 \times 1050 = 2100$  buah dan untuk 2 oprit =  $2 \times 2100$  buah, kedalaman 6 meter.

## 5.8 Perhitungan Biaya Material Timbunan

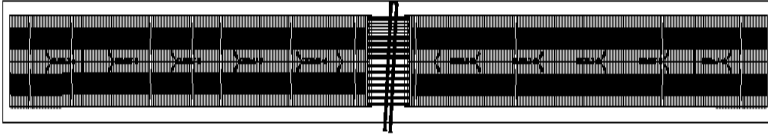
Dalam perencanaan timbunan oprit telah didapatkan hasil dari masing-masing alternatif timbunan yang direncanakan maka dengan itu selanjutnya dalam pengambilan keputusan untuk dapat menjadi pertimbangan dalam pembangunan konstruksi adalah dengan membandingkan total biaya dari hasil perencanaan.

Dalam tugas akhir ini penulis menggunakan metode perhitungan biaya variabel yaitu hanya memperhitungkan biaya dari volume material yang direncana serta hasil perhitungan biaya ini masih dalam bentuk pendekatan kasar sehingga hanya bisa digunakan sebagai pertimbangan awal untuk mengetahui perbandingan biaya perencanaan.

### 5.8.1 Perhitungan Biaya Alternatif Timbunan Bersisi Tegak

- Perhitungan harga luas lahan dibutuhkan alternatif timbunan bersisi tegak.

Dengan sketsa luas lahan dibutuhkan sebagai berikut :



**Gambar 5.73** Sketsa luas lahan timbunan oprit bersisi tegak

Berdasarkan gambar 5.73 luas lahan =  $24806,05 \text{ m}^2 \approx 24810 \text{ m}^2$  maka dihitung total biaya luas lahan sebagai berikut :

**Tabel 5.82** Harga lahan oprit bersisi tegak

Lokasi	Luas lahan ( $\text{m}^2$ )	Harga lahan (per- $\text{m}^2$ )	Total Harga	Total Harga (+ PPN 10%)
Kandangan	24810	Rp 1,500,000.00	Rp 37,215,000,000.00	Rp 40,936,500,000.00

- Perhitungan biaya tanah timbunan bersisi tegak (H-initial).  
Gambar timbunan H-initial oprit bersisi tegak telah disajikan dalam lampiran gambar. Dalam perhitungan volume timbunan tanah dihitung berdasarkan volume gembur dengan persentase dari volume pada 17% (Andi T.T) dengan dihitung total biaya sebagai berikut :

**Tabel 5.83** Harga timbunan oprit bersisi tegak

Jenis	Volume Padat ( $\text{m}^3$ )	Volume Gembur ( $\text{m}^3$ )	Harga (per- $\text{m}^3$ )	Total Harga	Total Harga (+ PPN 10%)
Sirtu Urug	113740.319	133076.1732	Rp 93,750.00	Rp 12,475,891,240.31	Rp 13,723,480,364.34

- Perhitungan biaya PVD & PHD.  
Gambar instalasi PVD & PHD pada oprit bersisi tegak telah disajikan dalam lampiran gambar. Dengan dihitung total biaya sebagai berikut :

**Tabel 5.84** Harga bahan dan instalasi PVD & PHD oprit bersisi tegak

Item Pekerjaan	Volume (m)	Harga Satuan	Total Harga	Total Harga (+ PPN 10%)
Mobilisasi & Demobilisasi alat pancang	Ls	Rp 80,000,000.00	Rp 80,000,000.00	Rp 80,000,000.00
Pengadaan PVD	323312	Rp 3,300.00	Rp 1,066,929,600.00	Rp 1,173,622,560.00
Pemasangan PVD	323312	Rp 3,150.00	Rp 1,018,432,800.00	Rp 1,120,276,080.00
Pengadaan PHD	24047	Rp 27,000.00	Rp 649,269,000.00	Rp 714,195,900.00
Pemasangan PHD	24047	Rp 2,500.00	Rp 60,117,500.00	Rp 66,129,250.00

- Perhitungan biaya alternatif perkuatan timbunan kombinasi *Geotextile & Sheet-pile*.

Gambar instalasi alternatif *geotextile* kombinasi *sheet-pile* pada oprit bersisi tegak telah disajikan dalam lampiran gambar.

Dengan dihitung total biaya sebagai berikut :

**Tabel 5.85** Harga perkuatan *geotextile & sheet-pile* untuk oprit bersisi tegak

Item Pekerjaan	Satuan	Volume	Harga Satuan	Total Harga	Total Harga (+ PPN 10%)
Pengadaan geotextile woven	m <sup>2</sup>	444808	Rp 18,000.00	Rp 8,006,544,000.00	Rp 8,807,198,400.00
Pemasangan geotextile woven	m <sup>2</sup>	444808	Rp 3,400.00	Rp 1,512,347,200.00	Rp 1,663,581,920.00
Mobilisasi & Demobilisasi alat pancang flat sheet-pile	Ls	1	Rp 65,000,000.00	Rp 65,000,000.00	Rp 71,500,000.00
Pengadaan flat sheet-pile	m	22760	Rp 618,700.00	Rp 14,081,612,000.00	Rp 15,489,773,200.00
Pemancangan flat sheet-pile	m	22760	Rp 100,000.00	Rp 2,276,000,000.00	Rp 2,503,600,000.00

- Perhitungan biaya alternatif perkuatan timbunan kombinasi *Geogrids & Keystone-wall*.

Gambar instalasi alternatif *geotextile* kombinasi *sheet-pile* pada oprit bersisi tegak telah disajikan dalam lampiran gambar.

Dengan dihitung total biaya sebagai berikut :

**Tabel 5.86** Harga perkuatan *geogrids & keystone-wall* untuk oprit bersisi tegak

Item Pekerjaan	Satuan	Volume	Harga Satuan	Total Harga	Total Harga (+ PPN 10%)
Pengadaan geogrids uniaxial	m <sup>2</sup>	436265	Rp 13,000.00	Rp 5,671,447,925.00	Rp 6,238,592,717.50
Pemasangan geogrids uniaxial	m <sup>2</sup>	436265	Rp 8,000.00	Rp 3,490,121,800.00	Rp 3,839,133,980.00
Pengadaan keystone-wall	m <sup>2</sup>	9529	Rp 550,000.00	Rp 5,240,950,000.00	Rp 5,765,045,000.00
Pemasangan keystone-wall	m <sup>2</sup>	9529	Rp 20,000.00	Rp 190,580,000.00	Rp 209,638,000.00

✚ Rekapitulasi perhitungan biaya untuk alternatif timbunan bersisi tegak

Untuk timbunan oprit bersisi tegak dapat dibandingkan biaya antara alternatif *geotextile* kombinasi *flat sheet-pile* dan alternatif *geogrids* kombinasi *keystone-wall* dengan perbandingan biaya sebagai berikut :

❖ Rekap total biaya timbunan oprit bersisi tegak dengan perkuatan alternatif *geotextile* kombinasi *sheet-pile*.

**Tabel 5.87** Rekap biaya oprit bersisi tegak perkuatan *geotextile & sheet-pile*

Item	Satuan	Volume	Harga Satuan	Total Harga	Total Harga (+ PPN 10%)
Lahan	m <sup>2</sup>	24810	Rp 1,500,000.00	Rp37,215,000,000.00	Rp 40,936,500,000.00
Urugan Sirtu (Volume loose)	m <sup>3</sup>	133076.2	Rp 93,750.00	Rp12,475,891,240.31	Rp 13,723,480,364.34
Mobilisasi & Demobilisasi alat pancang PVD	Ls	1	Rp 10,000,000.00	Rp 10,000,000.00	Rp 11,000,000.00
Pengadaan PVD	m	323312	Rp 3,300.00	Rp 1,066,929,600.00	Rp 1,173,622,560.00
Pemasangan PVD	m	323312	Rp 3,150.00	Rp 1,018,432,800.00	Rp 1,120,276,080.00
Pengadaan PHD	m	24047	Rp 27,000.00	Rp 649,269,000.00	Rp 714,195,900.00
Pemasangan PHD	m	24047	Rp 2,500.00	Rp 60,117,500.00	Rp 66,129,250.00
Pengadaan geotextile woven	m <sup>2</sup>	444808	Rp 18,000.00	Rp 8,006,544,000.00	Rp 8,807,198,400.00
Pemasangan geotextile woven	m <sup>2</sup>	444808	Rp 3,400.00	Rp 1,512,347,200.00	Rp 1,663,581,920.00
Mobilisasi & Demobilisasi alat pancang flat sheet-pile	Ls	1	Rp 65,000,000.00	Rp 65,000,000.00	Rp 71,500,000.00
Pengadaan flat sheet-pile	m	22760	Rp 618,700.00	Rp14,081,612,000.00	Rp 15,489,773,200.00
Pemancangan flat sheet-pile	m	22760	Rp 100,000.00	Rp 2,276,000,000.00	Rp 2,503,600,000.00
Jumlah Harga (+ PPN 10%)					Rp 86,280,857,674.34

❖ Rekap total biaya timbunan oprit bersisi tegak dengan perkuatan alternatif *geogrids* kombinasi *keystone-wall*.

**Tabel 5.88** Rekap biaya oprit bersisi tegak perkuatan *geogrids & keystone-wall*

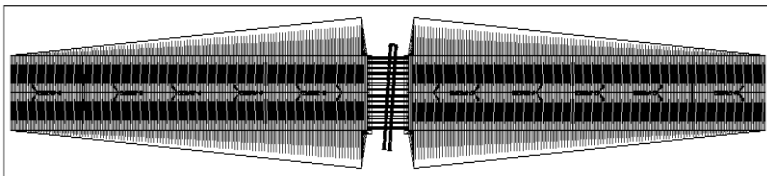
Item	Satuan	Volume	Harga Satuan	Total Harga	Total Harga (+ PPN 10%)
Lahan	m <sup>2</sup>	24810	Rp 1,500,000.00	Rp 37,215,000,000.00	Rp 40,936,500,000.00
Urugan Sirtu (Volume loose)	m <sup>3</sup>	133076.2	Rp 93,750.00	Rp 12,475,891,240.31	Rp 13,723,480,364.34
Mobilisasi & Demobilisasi alat pancang PVD	Ls	1	Rp 10,000,000.00	Rp 10,000,000.00	Rp 11,000,000.00
Pengadaan PVD	m	323312	Rp 3,300.00	Rp 1,066,929,600.00	Rp 1,173,622,560.00
Pemasangan PVD	m	323312	Rp 3,150.00	Rp 1,018,432,800.00	Rp 1,120,276,080.00
Pengadaan PHD	m	24047	Rp 27,000.00	Rp 649,269,000.00	Rp 714,195,900.00
Pemasangan PHD	m	24047	Rp 2,500.00	Rp 60,117,500.00	Rp 66,129,250.00
Pengadaan geogrids uniaxial	m <sup>2</sup>	436265	Rp 13,000.00	Rp 5,671,447,925.00	Rp 6,238,592,717.50
Pemasangan geogrids uniaxial	m <sup>2</sup>	436265	Rp 8,000.00	Rp 3,490,121,800.00	Rp 3,839,133,980.00
Pengadaan keystone-wall	m <sup>2</sup>	9529	Rp 550,000.00	Rp 5,240,950,000.00	Rp 5,765,045,000.00
Pemasangan keystone-wall	m <sup>2</sup>	9529	Rp 20,000.00	Rp 190,580,000.00	Rp 209,638,000.00
Jumlah Harga (+ PPN 10%)					Rp 73,797,613,851.84

- ✓ Berdasarkan rekap biaya pada tabel 5.87 dan 5.88 diatas maka dapat disimpulkan untuk timbunan oprit bersisi tegak dengan alternatif perkuatan *geogrids* kombinasi *keystone-wall* lebih murah daripada alternatif perkuatan *geotextile* kombinasi *sheet-pile*. Dengan total biaya termasuk pajak 10% adalah Rp. 73.797.613.851,84.

### 5.8.2 Perhitungan Biaya Alternatif Timbunan Bersisi Miring

- Perhitungan harga luas lahan dibutuhkan alternatif timbunan bersisi miring.

Dengan sketsa luas lahan dibutuhkan sebagai berikut :



**Gambar 5.89** Sketsa luas lahan timbunan oprit bersisi miring

Berdasarkan gambar 5.89 luas lahan =  $43380,02 \text{ m}^2 \approx 43385 \text{ m}^2$  maka dihitung total biaya luas lahan sebagai berikut :

**Tabel 5.90** Harga lahan oprit bersisi miring

Lokasi	Luas lahan ( $\text{m}^2$ )	Harga lahan (per- $\text{m}^2$ )	Total Harga	Total Harga (+ PPN 10%)
Kandangan	43385	Rp 1,500,000.00	Rp 65,077,500,000.00	Rp 71,585,250,000.00

- Perhitungan biaya tanah timbunan bersisi miring (H-initial)  
Gambar timbunan H-initial oprit bersisi miring telah disajikan dalam lampiran gambar. Dalam perhitungan volume timbunan tanah dihitung berdasarkan volume gembur dengan persentase dari volume pada 17% (Andi T.T) dengan dihitung total biaya sebagai berikut :

**Tabel 5.91** Harga timbunan oprit bersisi miring

Jenis	Volume Padat ( $\text{m}^3$ )	Volume Gembur ( $\text{m}^3$ )	Harga (per- $\text{m}^3$ )	Total Harga	Total Harga (+ PPN 10%)
Sirtu Urug	155043.2898	181400.6491	Rp 93,750.00	Rp 17,006,310,849.94	Rp 18,706,941,934.93

- Perhitungan biaya PVD & PHD  
Gambar instalasi PVD & PHD pada oprit bersisi tegak telah disajikan dalam lampiran gambar. Dengan dihitung total biaya sebagai berikut :

**Tabel 5.92** Harga bahan dan instalasi PVD & PHD oprit bersisi miring

Item Pekerjaan	Volume (m)	Harga Satuan	Total Harga	Total Harga (+ PPN 10%)
Mobilisasi & Demobilisasi alat pancang	Ls	Rp 10,000,000.00	Rp 10,000,000.00	Rp 11,000,000.00
Pengadaan PVD	484968	Rp 3,300.00	Rp 1,600,394,400.00	Rp 1,760,433,840.00
Pemasangan PVD	484968	Rp 3,150.00	Rp 1,527,649,200.00	Rp 1,680,414,120.00
Pengadaan PHD	34990	Rp 27,000.00	Rp 944,730,000.00	Rp 1,039,203,000.00
Pemasangan PHD	34990	Rp 2,500.00	Rp 87,475,000.00	Rp 96,222,500.00

- Perhitungan biaya alternatif perkuatan timbunan dengan *Geotextile*.  
Gambar instalasi alternatif *geotextile* pada oprit bersisi miring telah disajikan dalam lampiran gambar. Dengan dihitung total biaya sebagai berikut :

**Tabel 5.93** Harga perkuatan *geotextile* untuk oprit bersisi miring

Item Pekerjaan	Satuan	Volume	Harga Satuan	Total Harga	Total Harga (+ PPN 10%)
Pengadaan <i>geotextile</i> woven	m <sup>2</sup>	352757	Rp 18,000.00	Rp 6,349,626,000.00	Rp 6,984,588,600.00
Pemasangan <i>geotextile</i> woven	m <sup>2</sup>	352757	Rp 3,400.00	Rp 1,199,373,800.00	Rp 1,319,311,180.00

➤ Perhitungan biaya alternatif perkuatan timbunan dengan *micropile*.

Gambar installasi alternatif *micropile* pada oprit bersisi miring telah disajikan dalam lampiran gambar. Dengan dihitung total biaya sebagai berikut :

**Tabel 5.94** Harga perkuatan *micropile* untuk oprit bersisi miring

Item Pekerjaan	Satuan	Volume	Harga Satuan	Total Harga	Total Harga (+ PPN 10%)
Mobilisasi & Demobilisasi alat pancang <i>micropile</i>	Ls	1	Rp 200,000,000.00	Rp 200,000,000.00	Rp 220,000,000.00
Pengadaan <i>micropile</i>	m	106224	Rp 200,000.00	Rp 21,244,800,000.00	Rp 23,369,280,000.00
Pemancangan <i>micropile</i>	m	106224	Rp 135,000.00	Rp 14,340,240,000.00	Rp 15,774,264,000.00

✚ Rekapitulasi perhitungan biaya untuk alternatif timbunan bersisi miring

Untuk timbunan oprit bersisi miring dapat dibandingkan biaya antara alternatif *geotextile* dan alternatif *micropile* dengan perbandingan biaya sebagai berikut :

❖ Rekap total biaya timbunan oprit bersisi miring dengan perkuatan alternatif *geotextile*.

**Tabel 5.95** Rekap biaya oprit bersisi miring perkuatan *geotextile*.

Item	Satuan	Volume	Harga Satuan	Total Harga	Total Harga (+ PPN 10%)
Lahan	m <sup>2</sup>	43385	Rp 1,500,000.00	Rp65,077,500,000.00	Rp 71,585,250,000.00
Urugan Sirtu (Volume loose)	m <sup>3</sup>	181400.6	Rp 93,750.00	Rp17,006,310,849.94	Rp 18,706,941,934.93
Mobilisasi & Demobilisasi alat pancang PVD	Ls	1	Rp 10,000,000.00	Rp 10,000,000.00	Rp 11,000,000.00
Pengadaan PVD	m	484968	Rp 3,300.00	Rp 1,600,394,400.00	Rp 1,760,433,840.00
Pemasangan PVD	m	484968	Rp 3,150.00	Rp 1,527,649,200.00	Rp 1,680,414,120.00
Pengadaan PHD	m	34990	Rp 27,000.00	Rp 944,730,000.00	Rp 1,039,203,000.00
Pemasangan PHD	m	34990	Rp 2,500.00	Rp 87,475,000.00	Rp 96,222,500.00
Pengadaan <i>geotextile</i> woven	m <sup>2</sup>	352757	Rp 18,000.00	Rp 6,349,626,000.00	Rp 6,984,588,600.00
Pemasangan <i>geotextile</i> woven	m <sup>2</sup>	352757	Rp 3,400.00	Rp 1,199,373,800.00	Rp 1,319,311,180.00
Jumlah Harga (+ PPN 10%)					Rp 103,183,365,174.93



❖ Rekap total biaya timbunan oprit bersisi miring dengan perkuatan alternatif *micropile*.

**Tabel 5.96** Rekap biaya oprit bersisi miring perkuatan *micropile*

Item	Satuan	Volume	Harga Satuan	Total Harga	Total Harga (+ PPN 10%)
Lahan	m <sup>2</sup>	43385	Rp 1,500,000.00	Rp 65,077,500,000.00	Rp 71,585,250,000.00
Urugan Sirtu (Volume loose)	m <sup>3</sup>	181400.6	Rp 93,750.00	Rp 17,006,310,849.94	Rp 18,706,941,934.93
Mobilisasi & Demobilisasi alat pancang PVD	Ls	1	Rp 10,000,000.00	Rp 10,000,000.00	Rp 11,000,000.00
Pengadaan PVD	m	484968	Rp 3,300.00	Rp 1,600,394,400.00	Rp 1,760,433,840.00
Pemasangan PVD	m	484968	Rp 3,150.00	Rp 1,527,649,200.00	Rp 1,680,414,120.00
Pengadaan PHD	m	34990	Rp 27,000.00	Rp 944,730,000.00	Rp 1,039,203,000.00
Pemasangan PHD	m	34990	Rp 2,500.00	Rp 87,475,000.00	Rp 96,222,500.00
Mobilisasi & Demobilisasi alat pancang micropile	Ls	1	Rp 200,000,000.00	Rp 200,000,000.00	Rp 220,000,000.00
Pengadaan micropile	m	106224	Rp 200,000.00	Rp 21,244,800,000.00	Rp 23,369,280,000.00
Pemancangan micropile	m	106224	Rp 135,000.00	Rp 14,340,240,000.00	Rp 15,774,264,000.00
Jumlah Harga (+ PPN 10%)					Rp 134,243,009,394.93

✓ Berdasarkan rekap biaya pada tabel 5.95 dan 5.96 diatas maka dapat disimpulkan untuk timbunan oprit bersisi miring dengan alternatif perkuatan *geotextile* lebih murah daripada alternatif perkuatan *micropile*. Dengan total biaya termasuk pajak 10% adalah Rp. 103.183.365.174,93.

## BAB VI PERENCANAAN ABUTMENT

### 6.1 Pendahuluan

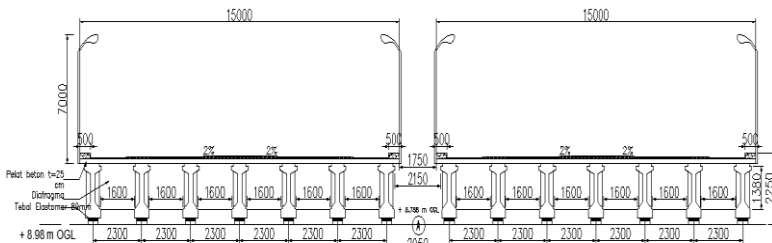
Dalam perencanaan *abutment fly over* Kandang di antaranya dengan dianalisa dengan perencanaan beban yang bekerja pada struktur bangunan bawah jembatan berdasarkan pada SNI 1725-2016 Pembebanan untuk jembatan, RSNI T-02-2005 Standar pembebanan untuk jembatan dan RSNI 2833-2013 Perancangan jembatan terhadap beban gempa. Dimana beban yang bekerja di kombinasikan untuk menghasilkan nilai beban seperti kondisi kenyataannya.

### 6.2 Data Awal Perencanaan

Data jembatan adalah sebagai berikut :

Panjang girder (L)	= 30 m
Lebar jalan (b)	= 2 x 14 m
Lebar Trotoar	= 4 x 0.5 m
Tebal Trotoar	= 0.5 m
Tebal plat lantai jembatan ( $t_s$ )	= 0.25 m
Tebal lapisan aspal + overlay ( $t_a$ )	= 0.1 m
Lebar abutment (B)	= 32.725 m
Tinggi abutment ( $h_a$ )	= 12.529 m

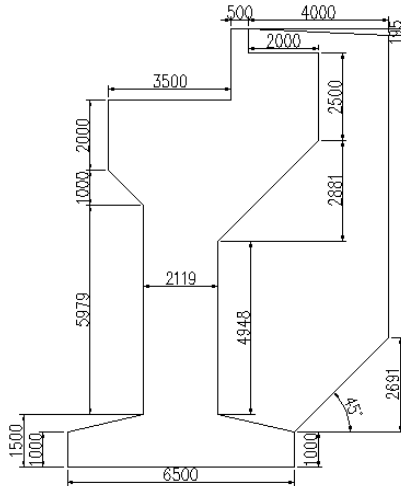
Berikut sketsa potongan melintang jembatan pada Gambar 6.1 :



**Gambar 6.1** Sketsa Potongan Melintang *Fly Over* Kandang

### 6.3 Preliminary Design Abutment

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



Gambar 6.2 Sketsa Desain awal *abutment* jembatan

## 6.4 Perhitungan Pembebanan

### 6.4.1 Perhitungan Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri yang bekerja pada abutment ada dua macam yaitu, berat sendiri struktur atas dan berat sendiri struktur bawah.

#### 6.4.1.1 Berat Struktur Atas

Perhitungan berat Struktur atas dihitung dengan komponen jembatan sebagai berikut :

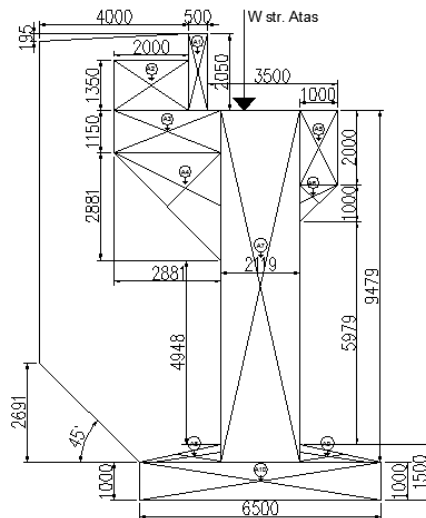
- PC I Girder H = 1.7 m, B = 0.7 m, Area = 0.6695 m<sup>2</sup>, Span = 30 m, n = 14 buah.
- Diafragma H = 1.38 m, B = 1.6 m, n melintang = 12 buah, n memanjang = 5 rangkai.
- Komponen *pavement* = Aspal, Slab beton, Trotoar.
- Berat mati tambahan = Railing & PJU, Instalasi ME, hujan Rekap perhitungan ditabelkan pada Tabel 6.1 sebagai berikut :

**Tabel 6.1** Rekap Data Perhitungan Berat Struktur Atas Jembatan

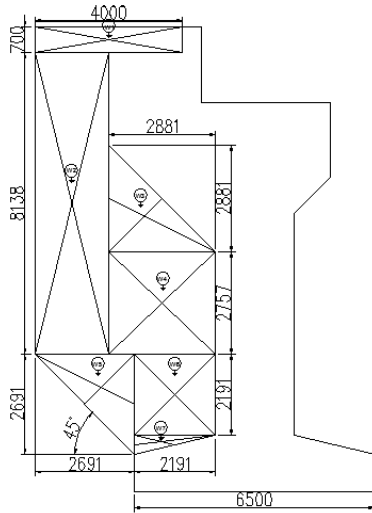
No.	Jenis beban	Panjang	Lebar	Tebal	Luas	Volume	Berat jenis	W total
		(m)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(t/m <sup>3</sup> )	(t)
1	I girder	30			9.373	281.19	2.5	702.975
2	Aspal	30	28	0.1	840	84	2.2	184.8
3	Slab	30	30	0.25	900	225	2.5	562.5
4	Trotoar	30	2	0.2	60	12	2.5	30
5	Diafragma							66.24
6	Railing & PJU	30				2	0.05	3
7	Instalasi ME	30				2	0.002	0.12
8	Air hujan	30	30	0.01	900	9	0.98	8.82
Total W struktur atas (ton) =								1558.455
Reaksi tumpuan abutment (ton) =								779.2275

### 6.4.1.2 Berat Struktur Bawah

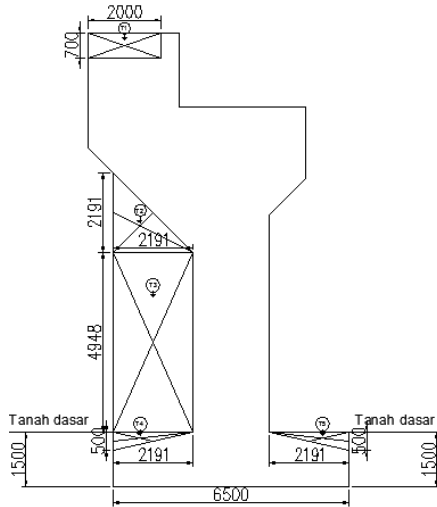
Perhitungan berat Struktur bawah terdiri dari tiga macam beban yaitu berat abutment, berat wingwall, dan berat tanah. Sketsa gambar beban seperti Gambar 6.3, 6.4, dan 6.5 sebagai berikut :



**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** Rekap Data Perhitungan Berat Struktur Bawah

Nama	b	h	bentuk	Luas	Volume	berat	lengan	arah	Momen
	m	m		m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>		m		
Berat Abutment									
A1	0.5	2.05	1	1.025	33.543	83.858	1.691	-1	-141.804
A2	2	1.35	1	2.700	88.358	220.894	2.941	-1	-649.649
A3	2.881	1.15	1	3.313	108.423	271.057	2.5	-1	-677.643
A4	2.881	2.881	0.5	4.150	135.811	339.528	2.02	-1	-685.847
A5	1	2	1	2.000	65.450	163.625	1.559	1	255.091
A6	1	1	0.5	0.500	16.363	40.906	1.393	1	56.982
A7	2.119	9.479	1	20.086	657.314	1643.286	0	0	0.000
A8	2.191	0.5	0.5	0.548	17.925	44.813	1.792	-1	-80.305
A9	2.191	0.5	0.5	0.548	17.925	44.813	1.792	1	80.305
A10	6.5	1	1	6.500	212.713	531.781	0	0	0.000
				Total :	1353.824	3384.561			-1842.869
Berat Wingwall									
W1	4	0.7	1	2.8	2.8	7	3.953	-1	-27.671
W2	2	8.138	1	16.276	16.276	40.690	4.941	-1	-201.049
W3	2.881	2.881	0.5	4.150	4.150	10.375	2.98	-1	-30.918
W4	2.881	2.757	1	7.943	7.943	19.857	2.5	-1	-49.643
W5	2.691	2.691	0.5	3.621	3.621	9.052	4.147	-1	-37.538
W6	2.191	2.191	1	4.800	4.800	12.001	2.155	-1	-25.863
W7	2.191	0.5	0.5	0.548	0.548	1.369	2.52	-1	-3.451
				Total :	40.138	100.345			-376.133
Berat Tanah									
T1	2	0.7	1	1.400	44.415	79.947	2.941	-1	-235.124
T2	2.191	2.191	0.5	2.400	76.148	137.066	2.52	-1	-345.406
T3	2.191	4.948	1	10.841	343.933	619.079	2.155	-1	-1334.116
T4	2.191	0.5	0.5	0.548	17.377	31.279	2.52	-1	-78.824
T5	2.191	0.5	0.5	0.548	17.377	26.240	2.52	1	66.124
				Total :	499.250	893.611			-1927.345
Total Overall Bangunan bawah :					1893.213	4378.517			-4146.346

Maka total gaya vertikal yang terjadi selama masa konstruksi adalah  $\sum V = 4378.5$  ton, dengan total momen  $\sum M = 4146.35$  ton.m

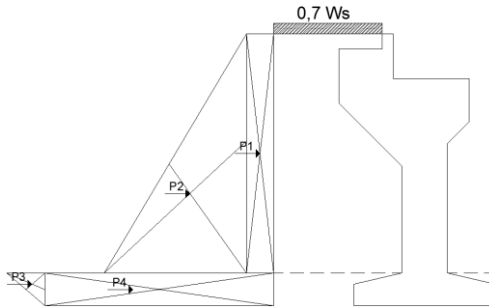
Serta akibat beban struktur atas dan bawah (PMS) terhadap titik pusat O poer direkap pada Tabel 6.3 sebagai berikut :

**Tabel 6.3** Rekap Data Gaya terhadap titik pusat O poer

No	Jenis beban	P <sub>MS</sub>	Lengan	M <sub>MS</sub>
		(t)	(m)	(t.m)
P <sub>MS</sub> (Abutment)				
1	S. Atas	779.228	-0.441	-343.639
2	S. Bawah	4378.517		-4146.346
		total :		-4489.986

### 6.4.2 Perhitungan Beban Akibat Tekanan Tanah (TA)

Beban akibat tekanan tanah yang dihitung adalah tekanan tanah yang bekerja pada abutment yang menyebabkan gaya horizontal dan momen terhadap lengannya. Serta menurut SNI 1725-2016 pasal 7.4 menyebutkan Tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara dengan tanah setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut. Berikut sketsa beban yang terjadi akibat tekanan tanah :



**Gambar 6.6** Sketsa beban akibat tekanan tanah

Dihitung dengan data timbunan sebagai berikut :

Tinggi abutment, (H)	= 12.529 m
Lebar abutment, (B)	= 32.725 m
Berat volume timbunan, ( $W_s$ )	= $1.8 \text{ t/m}^3$
Nilai kohesi timbunan, (C)	= $0 \text{ t/m}^2$
Sudut gesek ( $\phi$ )	= $30^\circ$
Koefisien tanah aktif, ( $K_a$ )	= $\tan^2 (45^\circ - \phi/2)$ = $\tan^2 (45^\circ - 30/2) = 0.33$
Berat volume timbunan, ( $W_s$ )	= $1.51 \text{ t/m}^3$
Nilai kohesi timbunan, (C)	= $2 \text{ t/m}^2$
Sudut geser ( $\phi$ )	= $9^\circ$
Koefisien tanah aktif, ( $K_a$ )	= $\tan^2 (45^\circ - \phi/2)$ = $\tan^2 (45^\circ - 9/2) = 0.73$

Beban lalulintas ekivalen,  $0.7 \times W_s = 1.26 \text{ t/m}^3$

Untuk perhitungan selanjutnya ditabelkan pada Tabel sebagai berikut :

**Tabel 6.4** Perhitungan Beban Akibat Tekanan Tanah

No.	PTA (t/m)	B (m)	Tta (t)	Lengan	Arah	MTA (t.m)
1	13.897	32.725	454.764	7.015	1	3190.171
2	36.492	32.725	1194.189	5.176	1	6181.124
3	1.323	32.725	43.298	1	1	43.298
4	15.841	32.725	518.405	0.75	1	388.804
Total :			2210.656			9803.397

Sehingga dari data tersebut diketahui gaya horizontal yang terjadi selama masa konstruksi,  $\Sigma H = TTA = 2210.656 \text{ ton}$ .

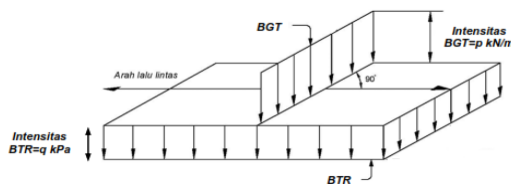
### 6.4.3 Perhitungan Aksi Lalu Lintas

#### 6.4.3.1 Beban Lajur "D" (TD)

Beban kendaraan yg berupa beban lajur "D" terdiri dari 2 macam beban yaitu beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Menurut SNI 1725-2016 pasal 8.3.1 BTR mempunyai intensitas  $q$  (kPa) yang besarnya  $q$  tergantung pada panjang total jembatan ( $L$ ) yang dibebani lalu lintas dengan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

- $q = 9.0 \text{ kPa}$ , untuk  $L \leq 30 \text{ m}$
- $q = 9.0 \times (0.5 + 15 / L) \text{ kPa}$ , untuk  $L > 30 \text{ m}$

Sketsa beban lajur dijelaskan pada gambar berikut :

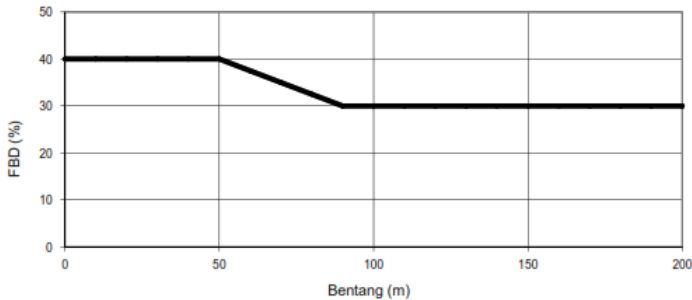


**Gambar 6.7** Sketsa beban lajur "D"  
(sumber : SNI 1725:2016 ps.8.3.1)

Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas  $p \text{ kN/m}$  harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas  $p$  adalah  $49,0 \text{ kN/m}$ . BGT memiliki faktor



beban dinamis (FBD) yang bergantung pada bentang jembatan. Faktor beban dinamis untuk BGT diambil sebagai berikut :



**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.

Dihitung beban lajur “D” dengan data sebagai berikut :

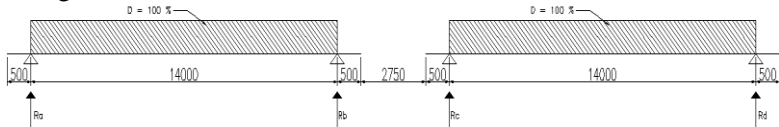
Bentang Jembatan, (L)	= 30 m
Lebar Jembatan	= 2 x 15 m
Lebar Trotoar	= 4 x 0.5 m
Lebar Pavement Terdistribusi	= 2 x 14 m
Beban Terbagi Rata (BTR)	= 9 kN/m <sup>2</sup> untuk $L \leq 30$ m
Beban Garis Terpusat, (BGT)	= 49 KN/m
FBD BGT untuk $L \leq 30$ m	= 40 %
Jumlah lajur	= 8 lajur
Lebar lajur	= 3.5 m

Maka selanjutnya dapat dihitung :

$$q \text{ BTR} = q \cdot \lambda = 30 \times 9 = 270 \text{ KN/m}$$

$$q \text{ BGT} = p \cdot (1 + \text{FBD}) = 49 \times 1.4 = 68.6 \text{ KN/m}$$

$P_{BTR} = q_{BTR} \times \text{Jumlah lajur} \times \text{lebar lajur} = 756 \text{ ton}$   
 $P_{BGT} = q_{BGT} \times \text{Jumlah lajur} \times \text{lebar lajur} = 192.08 \text{ ton}$   
 $VTD \text{ pada 1 abutment} = (P_{BTR} + P_{BGT}) / 2 = 474.04 \text{ ton}$   
 Eksentrisitas perletakan terhadap titik pusat O poer = - 0.441 m  
 Sketsa reaksi beban lajur "D" tampak melintang jembatan adalah sebagai berikut :

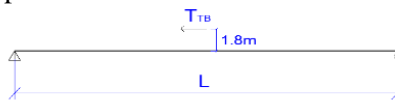


**Gambar 6.9** Sketsa reaksi beban lajur "D" tampak melintang jembatan

Sehingga reaksi pada 1 tumpuan =  $VTD / 4 = 118.51 \text{ ton}$   
 Momen pada fondasi akibat beban "D" =  $VTD \times e = - 209.05 \text{ ton.m}$

#### 6.4.3.2 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 diatas 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 berikut :



**Gambar 6.10** Skema gaya rem yang terjadi

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

$$= 0.05 \times ((50+225+225) \times 4) + 756 = 40.3 \text{ ton}$$

Sehingga dipakai gaya rem (TB) maximum = 50 ton

lengan terhadap titik putar pondasi (ya) = 14.429 m

Momen akibat gaya rem (MTb) = TB x ya = 721.45 ton.m

## 6.4.4 Perhitungan Aksi Lingkungan

### 6.4.4.1 Pengaruh Temperatur (ET)

Menurut SNI 1725-2016 pasal 9.3.1 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 sebagai berikut :

**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 (1) Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m diatas permukaan laut.

Sifat oleh masing-masing komponen bahan jembatan sangat berbeda-beda menerima beban temperature seperti dijelaskan menurut SNI 1725-2016 pasal 9.3.11 ditabelkan berikut :

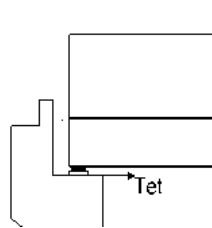
**Tabel 6.6** Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur  
(sumber : SNI 1725:2016 ps.9.3.1.1)

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√fc'
Kuat tekan >30 MPa	$11 \times 10^{-6}$ per °C	4700√fc'

Maka dapat dihitung beban akibat temperatur adalah sebagai berikut :

Temperatur rata-rata min, ( $T_{\min}$ )	= 15 °C
Temperatur rata-rata max, ( $T_{\max}$ )	= 40 °C
Perbedaan temperatur, ( $\Delta T$ )	= $(T_{\max} - T_{\min})/2$ = $(40 - 15)/2$ = 12.5 °C
Koefisien muai FRP, ( $\beta$ )	= $11 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
Jumlah elastomer dalam 1 pondasi, (n)	= 14 buah
Panjang Girder	= 30 m
Kekakuan geser untuk elastomer, (k)	= 1500 kN/m
Lengan terhadap pondasi, ( $Y_{ET}$ )	= 10.479 m

Berikut adalah sketsa beban yang terjadi :



**Gambar 6.11** Sketsa gaya akibat temperatur yang terjadi

$$\begin{aligned} \text{TET abutment} &= \beta \times \Delta T \times k \times (L/2) \times n \\ &= 43.3125 \text{ kN} = 4.33125 \text{ t} \\ \text{MET abutment} &= \text{TET} \times Y_{ET} \\ &= 45.387 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

#### 6.4.4.2 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.

##### 6.4.4.2.1 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 :

$$V_{DZ} = 2,5.V_o \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_o} \right)$$

Dengan nilai-nilai sebagai berikut :

**Tabel 6.7** Nilai  $V_o$  dan  $Z_o$  untuk berbagai variasi kondisi permukaan  
(sumber : SNI 1725:2016 ps.9.6.1)

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
$V_o$ (km/jam)	13,2	17,6	19,3
$Z_o$ (mm)	70	1000	2500

Maka  $V_o$  (lahan terbuka) = 13,2 km/jam ,  $Z_o = 70$  mm.

$Z$  = adalah elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ( $Z > 10000$  mm).

$V_B$  = adalah kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm.

$V_{10}$  = adalah 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 :

$$V_{DZ} = 2,5 \times 13,2 \times \left( \frac{126}{126} \right) \ln \left( \frac{10000}{70} \right) = 163.74 \text{ km/jam}$$

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 sebagai berikut :

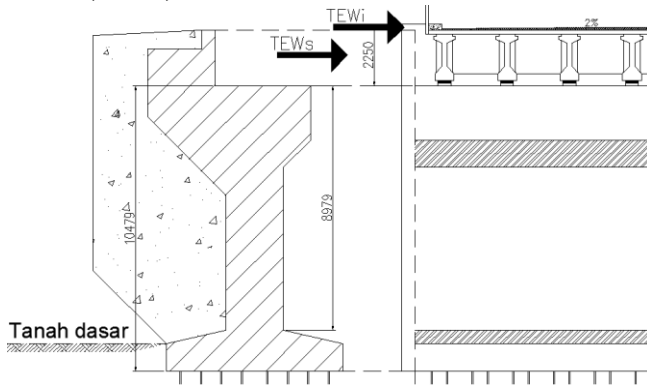
**Tabel 6.8** Tekanan angin dasar  
(sumber : SNI 1725:2016 ps.9.6.1.1)

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 :

$$P_D = 0,0019 \times \left( \frac{163,74}{126} \right)^2 = 0,00320 \text{ MPa} = 3,2086 \text{ KN/m}^2$$



**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 masif 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 s/d muka trotoar ( $y$ ) = 2,25 m

Luas bidang sisi jembatan ( $A_b$ ) = 30% x  $y$  x  $L$  = 20,25 m<sup>2</sup>

Sehingga dapat dihitung :

- $TEW_s = P_D \times A_b = 0,32086 \times 20,25 = 6,4975 \text{ ton}$

- Lengan (Y) terhadap titik O pusat poer = muka perletakan ke titik O +  $y/2 = 10,479 + 2,25/2 = 11,604$  m
- MEWs 1 = TEWs x Y = 75,397 ton.m
- Lengan (Y<sup>^</sup>) terhadap *breast-wall* = muka perletakan ke tanah dasar +  $y/2 = 8,979 + 2,25/2 = 10,104$  m
- MEWs 2 = TEWs x Y<sup>^</sup> = 65,651 ton.m

#### 6.4.4.2.2 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 :

- TEWi = 1,46 N/mm x Lebar lajur x L jembatan =  $1,46 \times 10^{-4} \times 3,5 \times 30 = 0,01533$  ton
- Lengan (Y) terhadap titik O pusat poer = Tinggi abutment + Aspal + 1,8 m =  $12,529 + 0.1 + 1,8 = 14,429$  m
- MEWi 1 = TEWi x Y = 0,2211 ton.m
- Lengan (Y<sup>^</sup>) terhadap *breast-wall* = muka perletakan ke tanah dasar + y + 1,8 m =  $8,979 + 2,25 + 1,8 = 13,029$  m
- MEWi 2 = TEWi x Y<sup>^</sup> = 0,1997 ton.m

#### 6.4.4.2.3 Beban Angin Total Pada Abutment

Rekapan nilai beban-beban yang bekerja pada abutmen akibat gaya angin adalah sebagai berikut:

Total beban angin pada Abutment:

$$TEW = TEWs + TEWi = 6,4975 + 0,01533 = 6,5129 \text{ ton}$$

Total momen pada Fondasi :

$$MEW = MEWs 1 + MEWi 1 = 75,397 + 0,2211 = 75,619 \text{ ton.m}$$

Total momen pada *Breast-wall* :

$$MEW' = MEW_s 2 + MEW_i 2 = 65,651 + 0,1997 = 65,851 \text{ ton.m}$$

Dari kedua momen tersebut maka dipilih momen yang paling menentukan adalah total momen yang bekerja pada fondasi,  $MEW = 75,619 \text{ ton.m}$

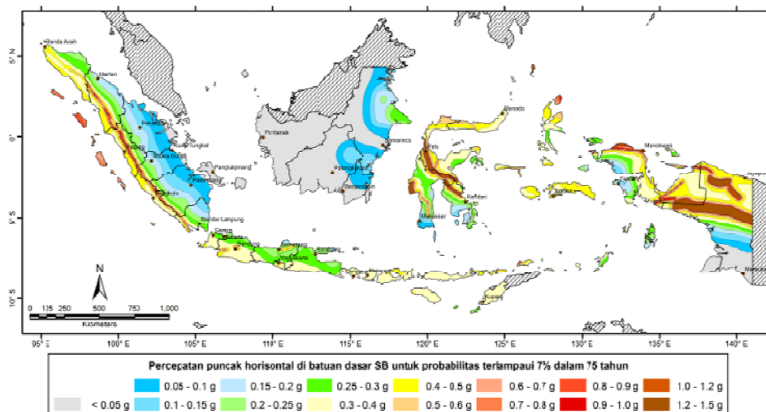
## 6.4.5 Perhitungan Beban Gempa (EQ)

### 6.4.5.1 Perhitungan Koefisien Gempa Horizontal

Berikut adalah prosedur dalam perhitungan koefisien gempa menurut RSNI 2833-2013.

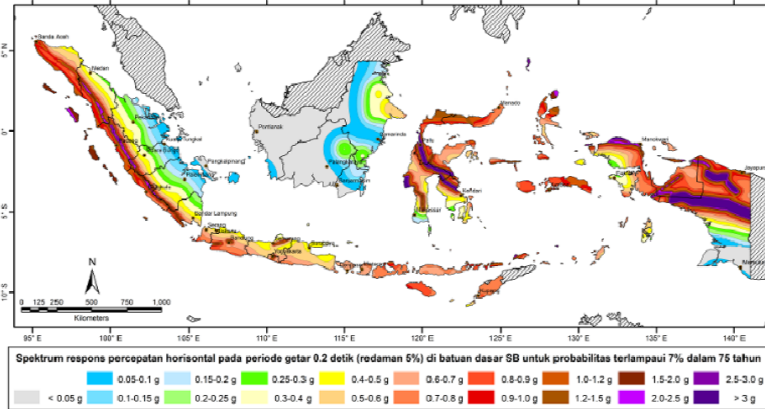
1. Mencari nilai zonasi pada peta gempa.

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 :

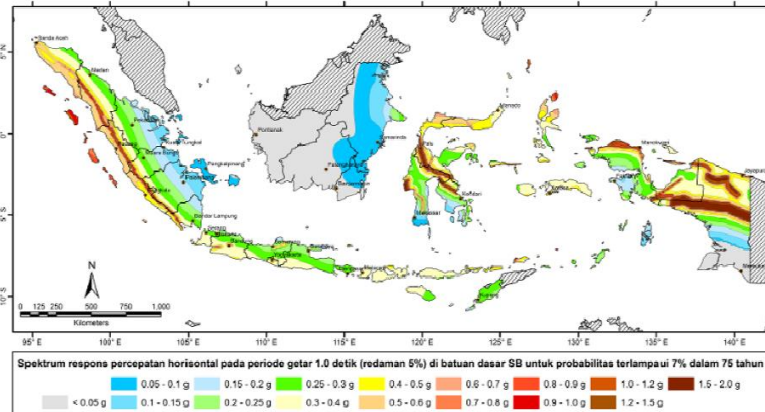


**Gambar 6.13** Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (sumber : RSNI 2833-2013 pasal 5.2.1)





**Gambar 6.14** Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (sumber : RSNi 2833-2013 pasal 5.2.1)



**Gambar 6.15** Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (sumber : RSNi 2833-2013 pasal 5.2.1)

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> (Respons 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 sebagai berikut :

**Tabel 6.9** Data N-SPT tanah untuk Kelas Situs

Tebal (t)	Jenis tanah	N-SPT	t/N
1.50	Clay & Silt	2	0.750
2.50	Clay & Silt	5	0.500
7.00	Clay & Silt	14	0.500
10.50	Clay & Silt	20	0.525
8.50	Clay & Silt	26	0.327
30.00			2.602

Maka dari Tabel 6.9 didapatkan N rata-rata = 2,602 < 15 maka menurut RSNI 2833-2013 pasal 5.3.1 adalah “tanah lunak” ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.10** Kelas Situs  
(sumber : RSNI 2833:2013 ps.5.3.1)

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 :			
<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Indeks plastisitas, PI &gt; 20,</li> <li>2. Kadar air (w) <math>\geq</math> 40%, dan</li> <li>3. Kuat geser tak terdrainase <math>\bar{S}_u &lt; 25</math> kPa</li> </ol>			

### 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 ( $F_{PGA}$ ), faktor amplifikasi periode pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik ( $F_v$ ). Tabel 6.11 dan Tabel 6.12 memberikan nilai-nilai  $F_{PGA}$ ,  $F_a$ , dan  $F_v$  untuk berbagai klasifikasi jenis tanah berikut :

**Tabel 6.11** Faktor amplifikasi untuk periode 0 & 0,2 detik ( $F_{PGA}/F_a$ )  
(sumber : RSNI 2833:2013 ps.5.3.2)

Kelas situs	PGA ≤ 0,1 $S_s \leq 0,25$	PGA = 0,2 $S_s = 0,5$	PGA = 0,3 $S_s = 0,75$	PGA = 0,4 $S_s = 1,0$	PGA > 0,5 $S_s \geq 1,25$
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** Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik ( $F_v$ )  
(sumber : RSNI 2833:2013 ps.5.3.2)

Kelas situs	$S_T \leq 0,1$	$S_T = 0,2$	$S_T = 0,3$	$S_T = 0,4$	$S_T \geq 0,5$
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

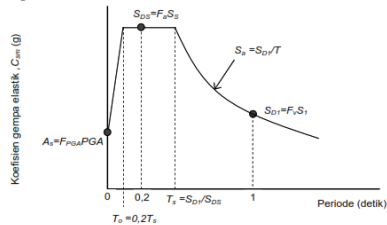
Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Sehingga untuk nilai  $PGA = 0,2$  dan  $S_s = 0,5$  dari tabel didapatkan  $F_{PGA}/F_a = 1,7$ . Sedangkan untuk  $S_1 = 0,3$  didapatkan  $F_v = 2,8$ .

### 4. Menentukan Respons Spektrum Rencana

Berdasarkan RSNI 2833-2013 pasal 5.4.1 Respons 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 berikut :



**Gambar 6.16** Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah  
(sumber : RSNI 2833-2013 pasal 5.4.1)

Respons spektra di permukaan tanah ditentukan dari 3 (tiga) nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa Indonesia 2010 (PGA,  $S_s$  dan  $S_1$ ), serta nilai factor amplifikasi  $F_{PGA}$ ,  $F_a$ , dan  $F_v$ . Perumusan respons spektra adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A_S &= F_{PGA} \times PGA &= 1,7 \times 0,2 &= 0,34 \\
 S_{DS} &= F_a \times S_s &= 1,7 \times 0,5 &= 0,85 \\
 S_{D1} &= F_v \times S_1 &= 2,8 \times 0,3 &= 0,84
 \end{aligned}$$

##### 5. Menentukan Faktor modifikasi respon (R)

Berdasarkan RSNI 2833-2013 pasal 5.7 Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen 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 bawah  
(sumber : RSNI 2833:2013 ps.5.7.1)

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

Berdasarkan Tabel 6.13 dipilih bangunan bawah “pilar tipe dinding” dengan kategori kepentingan “penting” maka  $R = 1,5$ .

6. Menentukan Koefisien respons gempa elastic ( $C_{sm}$ )

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  $C_{sm}$  dari  $T$  adalah berhubungan  $T_0 = 0,2 T_s$  dan  $T_s = S_{D1} / S_{DS}$  dengan beberapa persyaratan untuk menentukan nilai  $C_{sm}$  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 *Bride Management System* 2.4.7.1 (2.10) -on page 2-46 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,  $H_{bw}$  = 8.979 m
- Ukuran penampang *breast wall*,  $B_{bw}$  = 32.725 m
- Tebal *breast wall* = 2.119 m
- Inersia penampang breast wall,  $I_c$  =  $1/12 \times b \times h^3$   
 $= 1/12 \times 32.725 \times 2.119^3 = 25.947 \text{ m}^4$
- Mutu beton,  $K-600 \text{ fc}' = 0.83 \times K/10$  = 49.8 MPa
- Modulus elastis beton,  $E_c = 4700 \times \sqrt{\text{fc}'}$  = 33167.484 MPa
- $E_c$  = 33167484 kPa
- Nilai Kekakuan struktur,  $K_p = 3 \times E_c \times I_c / H_{bw}^3$  =  
 $3566491.130 \text{ kN/m}$
- Percepatan grafitasi,  $g$  = 9.81 m/det<sup>2</sup>
- Berat sendiri struktur atas (PMS) = 15584.55 kN

- Beban sendiri struktur bawah (PMS) = 8936.11 kN
- Berat Total (WTP = PMS atas + 0.5 PMS bawah) = 20052.605 kN
- $T$  (arah X) =  $2 \times \pi \times \sqrt{[WTP / (g \times K_p)]} = 0.15042$  detik

➤ Arah melintang jembatan (Y)

- Tinggi breast wall, Hbw = 8.979 m
- Ukuran penampang breast wall, Bbw = 32.725 m
- Tebal breast wall = 2.119 m
- Inersia penampang breast wall, Ic =  $1/12 \times b \times h^3$   
=  $1/12 \times 2.119 \times 32.725^3 = 6188.546 \text{ m}^4$
- Mutu beton, K-600  $fc' = 0.83 \times K/10 = 49.8 \text{ MPa}$
- Modulus elastis beton,  $Ec = 4700 \times \sqrt{fc'} = 33167.484 \text{ MPa}$
- $Ec = 33167484 \text{ kPa}$
- Nilai Kekakuan struktur,  $K_p = 3 \times Ec \times Ic / Hbw^3 = 850625789.604 \text{ kN/m}$
- Percepatan grafitasi,  $g = 9.81 \text{ m/det}^2$
- Berat sendiri struktur atas (PMS) = 15584.55 kN
- Beban sendiri struktur bawah (PMS) = 8936.11 kN
- Berat Total (WTP = PMS atas + 0.5 PMS bawah) = 20052.605 kN
- $T$  (arah Y) =  $2 \times \pi \times \sqrt{[WTP / (g \times K_p)]} = 0.00974$  detik

Sehingga dapat dihitung masing-masing koefisien respons gempa elastik ( $C_{sm}$ ) dari kedua arah sebagai berikut :

➤ Arah memanjang jembatan (X)

- $T_0 = 0,2 T_s = 0.1976$  detik
- $T_s = S_{D1} / S_{DS} = 0.9882$  detik
- $T$  (arah X) = 0.15042 detik

Maka masuk pada syarat 1 dimana  $T < T_0$ , Didapat

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \times \frac{T}{T_0} + A_s = 0.7281 \text{ detik}$$

➤ Arah melintang jembatan (Y)

- $T_0 = 0,2 T_s = 0.1976$  detik
- $T_s = S_{D1} / S_{DS} = 0.9882$  detik
- $T$  (arah Y) = 0.00974 detik

Maka masuk pada syarat 1 dimana  $T < T_0$ , Didapat

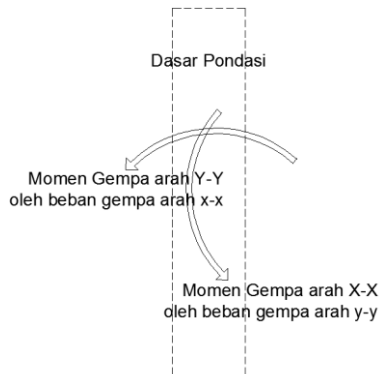
$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \times \frac{T}{T_0} + A_s = 0.3651 \text{ detik}$$

#### 6.4.5.2 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 :



**Gambar 6.17** Skema beban gempa yang terjadi

### 6.4.5.2.1 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 = 0.7281 detik, dan untuk nilai  $C_{sm}$  melintang (y-y) jembatan = 0.3651 detik.

Selanjutnya akan dihitung distribusi beban gempa pada struktur atas jembatan arah memanjang (X-X) yang menyebabkan momen arah (Y-Y) pada tabel berikut :

**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 =	1558.455	756.51711	10.479	1	7927.543

Sedangkan distribusi beban gempa pada struktur atas jembatan arah melintang (Y-Y) yang menyebabkan momen arah (X-X) pada tabel berikut :

**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 =	1558.455	379.3620515	10.479	1	3975.334937

### 6.4.5.2.2 Beban Gempa Struktur Bawah Jembatan

Sudah dihitung pada poin-poin sub-bab 6.4.5.1 sebelumnya didapatkan nilai  $R = 1.5$ , nilai  $C_{sm}$  memanjang (x-x) jembatan = 0.7281 detik, dan untuk nilai  $C_{sm}$  melintang (y-y) jembatan = 0.3651 detik.

Selanjutnya akan dihitung distribusi beban gempa pada struktur bawah jembatan arah memanjang (X-X) yang menyebabkan momen arah (Y-Y) pada tabel berikut :



**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	83.858	40.707	11.504	1	468.292
A2	220.894	107.228	11.154	1	1196.020
A3	271.057	131.579	9.904	1	1303.154
A4	339.528	164.816	8.369	1	1379.349
A5	163.625	79.428	9.479	1	752.899
A6	40.906	19.857	8.146	1	161.755
A7	1643.286	797.696	5.74	1	4578.777
A8	44.813	21.753	1.167	1	25.386
A9	44.813	21.753	1.167	1	25.386
A10	531.781	258.141	0.5	1	129.071
Wingwall					
W1	7.000	3.398	12.175	1	41.371
W2	40.690	19.752	7.76	1	153.276
W3	10.375	5.036	7.408	1	37.310
W4	19.857	9.639	5.069	1	48.862
W5	9.052	4.394	2.794	1	12.277
W6	12.001	5.826	2.595	1	15.118
W7	1.369	0.665	1.333	1	0.886
Tanah					
T1	79.947	38.808	12.179	1	472.649
T2	137.066	66.535	7.178	1	477.592
T3	619.079	300.518	3.974	1	1194.259
T4	31.279	15.184	1.333	1	20.240
T5	26.240	12.738	1.333	1	16.979
Total :	Teq :	2125.453		Meq :	12510.91

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  $Teq = 2125,453$  ton dan  $Meq = 12510,91$  ton.m.

Sedangkan distribusi beban gempa pada struktur bawah jembatan arah melintang (Y-Y) yang menyebabkan momen arah (X-X) pada tabel berikut :

**Tabel 6.17** Distribusi beban gempa pada struktur bawah (melintang)

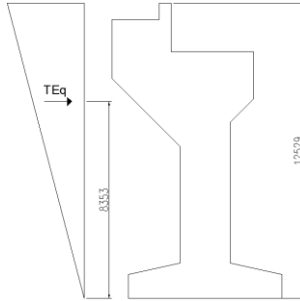
Distribusi beban gempa pada Abutmen (Melintang)					
Bidang	Berat	Teq	y	Arah	Meq (x-x)
	Wt (t)	(t)	(m)		(tm)
Abutment					
A1	83.858	20.413	11.504	1	234.829
A2	220.894	53.770	11.154	1	599.755
A3	271.057	65.981	9.904	1	653.478
A4	339.528	82.649	8.369	1	691.687
A5	163.625	39.830	9.479	1	377.548
A6	40.906	9.957	8.146	1	81.114
A7	1643.286	400.012	5.74	1	2296.068
A8	44.813	10.908	1.167	1	12.730
A9	44.813	10.908	1.167	1	12.730
A10	531.781	129.447	0.5	1	64.724
Wingwall					
W1	7.000	1.704	12.175	1	20.746
W2	40.690	9.905	7.76	1	76.862
W3	10.375	2.526	7.408	1	18.709
W4	19.857	4.834	5.069	1	24.502
W5	9.052	2.203	2.794	1	6.156
W6	12.001	2.921	2.595	1	7.581
W7	1.369	0.333	1.333	1	0.444
Tanah					
T1	79.947	19.461	12.179	1	237.014
T2	137.066	33.365	7.178	1	239.493
T3	619.079	150.697	3.974	1	598.872
T4	31.279	7.614	1.333	1	10.150
T5	26.240	6.387	1.333	1	8.514
Total :	Teq :	1065.827		Meq :	6273.702919

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  $Teq = 1065,827$  ton dan  $Meq = 6273,703$  ton.m.

#### 6.4.5.2.3 Tekanan Tanah Dinamis Akibat Beban Gempa

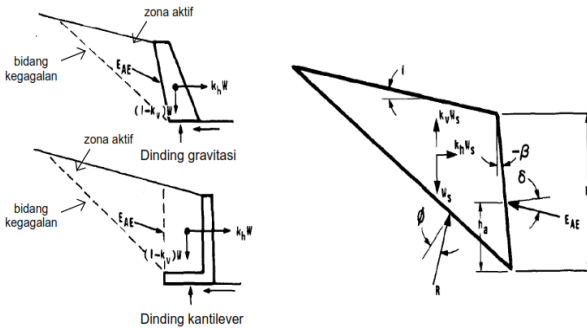
Menurut RSNI 2833-2013 pasal 9.6 Tekanan tanah lateral akibat pengaruh gempa dapat dihitung dengan menggunakan

pendekatan pseudostatik yang dikembangkan oleh Mononobe dan Okabe. Berikut adalah skema beban yang terjadi :



**Gambar 6.18** Skema Tekanan Tanah Dinamis

Kondisi kesetimbangan gaya dibelakang kepala jembatan dapat dilihat pada Gambar sebagai berikut :



**Gambar 6.19** Diagram keseimbangan gaya pada dinding penahan tanah/kepala jembatan

(sumber : RSNI 2833-2013 pasal 9.6)

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 ( $\text{KN/m}^3$ )
- Ht = tinggi tanah (m)
- $\emptyset$  = sudut geser internal tanah ( $^\circ$ )
- $\theta$  = arc tan( $K_h/(1-K_v)$ ) ( $^\circ$ )
- $\delta$  = sudut geser antara tanah dan kepala jembatan ( $^\circ$ )
- $K_h$  = koefisien percepatan horizontal,  $K_h = 0,5 \times A_s$
- $A_s$  = percepatan puncak di permukaan yang diperoleh dengan menggunakan percepatan puncak batuan dasar/PGA yang dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi ( $F_{PGA}$ ).
- $K_v$  = koefisien percepatan vertikal (umumnya diambil  $0^\circ$ )
- I = sudut kemiringan timbunan ( $^\circ$ )
- $\beta$  = kemiringan dinding kepala jembatan ke bid.vertikal ( $^\circ$ )

Dari data perencanaan didapatkan data sebagai berikut :

- $\gamma$  = 18  $\text{KN/m}^3$
- Ht = 12,529 m
- Ba = 32,725 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  $E_{AE} = 47,333 \text{ ton/m}$ .  
 Gaya gempa Lateral Tanah dinamis,  $Teq = E_{AE} \times Ba = 1548,97 \text{ ton}$ .  
 Lengan terhadap titik pusat pondasi,  $Yeq = 2/3 \text{ Ht} = 8,352 \text{ m}$ .  
 Momen yang terjadi,  $Meq = Teq \times Yeq = 12938,07 \text{ ton.m}$ .

### 6.4.6 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 sebagai berikut :

**Tabel 6.18** Kombinasi beban untuk perencanaan tegangan kerja  
(sumber : RSNI T-02-2005 ps 10.4 tabel 41)

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

#### 1. Kombinasi 1 = Aksi Tetap + Beban Hidup

Ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.19** Rekap Kombinasi beban 1

jenis beban (aksi)	Gaya (ton)			momen-x (t-m)	momen-y (t-m)
	Hx	Hy	V		
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.00	0.00	779.23	0.00	-343.64
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	4378.52	0.00	-4146.35
Beban Tanah	2210.66	0.00	0.00	0.00	9803.40
Beban Hidup					
Beban Lalu lintas	0.00	0.00	474.04	0.00	-209.05
Gaya rem	50.00	0.00	0.00	0.00	721.45
TOTAL	2260.66	0.00	5631.78	0.00	5825.81

2. Kombinasi 2 = Aksi Tetap + Beban Hidup + Temperatur  
Ditabelkan sebagai berikut :

**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	779.23	0.00	-343.64
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	4378.52	0.00	-4146.35
Beban Tanah	2210.66	0.00	0.00	0.00	9803.40
Beban Hidup					
Beban Lalu lintas	0.00	0.00	474.04	0.00	-209.05
Gaya rem	50.00	0.00	0.00	0.00	721.45
Temperatur					
Temperatur perletakan	4.33	0.00	0.00	0.00	45.39
TOTAL	2264.99	0.00	5631.78	0.00	5871.20

3. Kombinasi 3 = Aksi Tetap + Beban Hidup + Angin  
Ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.21** Rekap Kombinasi beban 3

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	779.23	0.00	-343.64
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	4378.52	0.00	-4146.35
Beban Tanah	2210.66	0.00	0.00	0.00	9803.40
Beban Hidup					
Beban Lalu lintas	0.00	0.00	474.04	0.00	-209.05
Gaya rem	50.00	0.00	0.00	0.00	721.45
Angin					
Angin dari str. Atas	0.00	6.51	0.00	75.62	0.00
TOTAL	2260.66	6.51	5631.78	75.62	5825.81

4. Kombinasi 4 = Aksi Tetap + Beban Hidup + Temperatur + Angin.  
Ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.22** Rekap Kombinasi beban 4

jenis beban (aksi)	Gaya (ton)			momen-x (t-m)	momen-y (t-m)
	Hx	Hy	V		
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.00	0.00	779.23	0.00	-343.64
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	4378.52	0.00	-4146.35
Beban Tanah	2210.66	0.00	0.00	0.00	9803.40
Beban Hidup					
Beban Lalu lintas	0.00	0.00	474.04	0.00	-209.05
Gaya rem	50.00	0.00	0.00	0.00	721.45
Temperatur					
Temperatur perletakan	4.33	0.00	0.00	0.00	45.39
Angin					
Angin dari str. Atas	0.00	6.51	0.00	75.62	0.00
TOTAL	2264.99	6.51	5631.78	75.62	5871.20

5. Kombinasi 5 (arah x-x) = Aksi Tetap + Beban Gempa (x) + 30% Beban Gempa (y)  
Ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.23** Rekap Kombinasi beban 5 (arah x-x)

jenis beban (aksi)	Gaya (ton)			momen-x (t-m)	momen-y (t-m)
	Hx	Hy	V		
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.00	0.00	779.23	0.00	-343.64
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	4378.52	0.00	-4146.35
Beban Tanah	2210.66	0.00	0.00	0.00	9803.40
Beban Gempa (x) + 30% Gempa (y)					
Beban Struktur Atas	756.52	113.81	0.00	1192.60	7927.54
Beban Struktur Bawah	2125.45	319.75	0.00	1882.11	12510.91
Beban Tanah	1548.98	0.00	0.00	0.00	12938.07
TOTAL	6641.60	433.56	5157.74	3074.71	38689.94

6. Kombinasi 5 (arah y-y) = Aksi Tetap + Beban Gempa (y) + 30% Beban Gempa (x)  
Ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.24** Rekap Kombinasi beban 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	779.23	0.00	-343.64
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	4378.52	0.00	-4146.35
Beban Tanah	2210.66	0.00	0.00	0.00	9803.40
Beban Gempa (y) + 30% Gempa (x)					
Beban Struktur Atas	226.96	379.36	0.00	3975.33	2378.26
Beban Struktur Bawah	637.64	1065.83	0.00	6273.70	3753.27
Beban Tanah	464.69	0.00	0.00	0.00	3881.42
TOTAL	3539.94	1445.19	5157.74	10249.04	15326.37

Dari 6 Kombinasi pembebanan tersebut direkap total pembebanan pada tabel sebagai berikut :

**Tabel 6.25** Rekap Total Kombinasi Pembebanan

Kombinasi Pembebanan	Gaya (ton)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Kombinasi 1	2260.66	0.00	5631.78	0.00	5825.81
Kombinasi 2	2264.99	0.00	5631.78	0.00	5871.20
Kombinasi 3	2260.66	6.51	5631.78	75.62	5825.81
Kombinasi 4	2264.99	6.51	5631.78	75.62	5871.20
Kombinasi 5 X	6641.60	433.56	5157.74	3074.71	38689.94
Kombinasi 5 Y	3539.94	1445.19	5157.74	10249.04	15326.37

### 6.4.7 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.

#### 6.4.7.1 Kontrol Stabilitas Keadaan Layan

Menurut RSNI T-02-2005 pasal 11.1 Stabilitas jembatan terhadap guling dan geser berikut komponen-komponennya harus



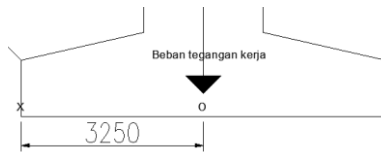
diperhitungkan. Stabilitas bisa memenuhi apabila hubungan berikut dipenuhi untuk perencanaan tegangan kerja :

$S_R \geq 2,2 S_N$ , Dimana :

$S_R$  = pengaruh total dari seluruh aksi nominal yang menahan guling atau geseran

$S_N$  = pengaruh total dari seluruh aksi nominal yang menyebabkan guling atau geseran

Skema beban yang menyebabkan guling saat tegangan kerja dengan lengan titik O ke titik X = 3,25 m adalah sebagai berikut :



**Gambar 6.19** Skema Beban Guling

Perhitungan stabilitas guling saat tegangan kerja dihitung dengan :

$SF = Mpy / \text{Momen arah } y-y$

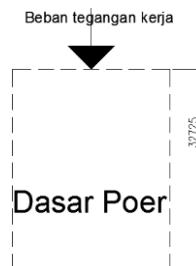
$Mpy = K \times V \times \text{Lengan O ke titik X}$

Rekap perhitungan ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.26** Stabilitas Guling saat Tegangan Kerja

Kombinasi Pembebanan	K	V (ton)	Momen-y	Mpy	SF	Kontrol
			(t-m)	(t-m)		
Kombinasi 1	100%	5631.78	5825.81	18303.30	3.142	>2.2 OK
Kombinasi 2	125%	5631.78	5871.20	22879.12	3.897	>2.2 OK
Kombinasi 3	125%	5631.78	5825.81	22879.12	3.927	>2.2 OK
Kombinasi 4	140%	5631.78	5871.20	25624.62	4.364	>2.2 OK
Kombinasi 5X	150%	5157.74	38689.94	25144.00	0.650	<2.2 Not OK
Kombinasi 5Y	150%	5157.74	15326.37	25144.00	1.641	<2.2 Not OK

Skema beban yang menyebabkan geser saat tegangan kerja dengan bentang melintang *abutment* = 32,725 m adalah sebagai berikut :



**Gambar 6.20** Skema Beban Geser

Perhitungan stabilitas geser saat tegangan kerja dihitung dengan :

$$SF = M_{px} / \text{Momen arah } x-x$$

$$M_{px} = K \times V \times \text{bentang melintang } \textit{abutment}$$

Rekap perhitungan ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.27** Stabilitas Geser saat Tegangan Kerja

Kombinasi Pembebanan	K	V (ton)	Momen-x	M <sub>px</sub>	SF	Kontrol
			(t-m)	(t-m)		
Kombinasi 1	100%	5631.78	0.00	184300.15	#DIV/0!	#DIV/0!
Kombinasi 2	125%	5631.78	0.00	230375.19	#DIV/0!	#DIV/0!
Kombinasi 3	125%	5631.78	75.62	230375.19	3046.519	>2.2 OK
Kombinasi 4	140%	5631.78	75.62	258020.21	3412.102	>2.2 OK
Kombinasi 5 X	150%	5157.74	3074.71	253180.79	82.34294	>2.2 OK
Kombinasi 5 Y	150%	5157.74	10249.04	253180.79	24.70288	>2.2 OK

Berdasarkan kontrol pada kondisi beban layan *abutment* tanpa pondasi dalam dinyatakan tidak aman terhadap potensi guling dan geser sehingga diputuskan untuk membutuhkan pondasi dalam pada *abutment*.

#### 6.4.7.2 Kontrol Stabilitas Saat Konstruksi

Kontrol stabilitas *abutment* pada saat konstruksi telah dijelaskan pada sub-bab 2.9.1 dengan digunakan persamaan 2.74, 2.75, dan 2.76 maka dihitung kontrol stabilitas sebagai berikut :

##### a. Persyaratan Tidak Geser

$$\text{Dengan syarat ; } \tau_{\max} / \sum H > SF \ 1,5$$

$$\begin{aligned}
\text{Cu dasar poer} &= 4,5 \text{ ton/m}^2 \\
\text{A poer} &= 6,5 \times 32,725 = 212,7125 \text{ m}^2 \\
\text{Ø dasar poer} &= 9^\circ \\
\sum V &= \sum P \text{ vertical } \textit{abutment} \text{ masa konstruksi} \\
&= 4378,52 \text{ ton} \\
\sum H &= \sum P \text{ horizontal tanah masa konstruksi} \\
&= 2210,65 \text{ ton} \\
\text{SF} &= 1,5 \\
\tau \text{ max} &= (\text{Cu dasar poer} \times \text{A}) + \sum V \cdot \tan \delta = 1650,69 \text{ ton} \\
\text{Maka dapat dihitung } \tau \text{ max} / \sum H &= 0,747 < \text{SF } 1,5 \\
&\text{sehingga } \textit{abutment} \text{ tidak aman terhadap bahaya geser.}
\end{aligned}$$

b. Persyaratan Tidak Guling (*Overall Stability*)

Dengan syarat ;  $\text{SF } 3 \leq \sum M \text{ Penahan} / \sum M \text{ pengguling}$

- $\sum M \text{ Penahan}$  = pias-pias pada struktur bawah (*abutment*, tanah, dan *wingwall*) yang menyebabkan momen minus (menstabilkan *abutment*) = - 4538,72 ton.m
- $\sum M \text{ pengguling}$  = pias-pias pada struktur bawah (*abutment*, tanah, dan *wingwall*) menyebabkan momen plus (menggulingkan *abutment*) = 10195,78 ton.m

Maka  $\sum M \text{ Penahan} / \sum M \text{ pengguling} = 0,445 < \text{SF } 3$  sehingga *abutment* tidak aman terhadap bahaya guling.

c. Persyaratan Stabilitas Daya Dukung (bahaya amblas)

Dengan syarat ;  $Q \text{ ult} / \sigma \text{ max} \geq 3$

$$\begin{aligned}
\sigma \text{ max} &= \sum V/A + \sum M/W \\
\sum V &= \sum P \text{ vertical } \textit{abutment} \text{ pada masa konstruksi} \\
&= 4378,517 \text{ ton} \\
\sum M &= \sum \text{momen } \textit{abutment} \text{ pada masa konstruksi} \\
&= - 4146,346 \text{ ton.m} \\
\text{A poer} &= 6,5 \times 32,725 = 212,7125 \text{ m}^2 \\
\text{W} &= 1/6 \times b \times h^2 = 1/6 \times 32,725 \times 6,5^2 = 230,44 \text{ m}^3 \\
\text{Cu dasar poer} &= 4,5 \text{ ton/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{\textcircled{O}} \text{ dasar poer} &= 9^\circ \\ N_c &= 7,92 \\ N_q &= 2,25 \\ N_\gamma &= 1,03 \\ D_f &= 1,5 \text{ m} \\ \gamma' &= 0,529 \text{ t/m}^3 \\ B &= 6,5 \text{ m} \\ Q_{ult} &= C.N_c + \gamma'.D_f.N_q + 0,5.B. \gamma'.N_\gamma = 39,196 \text{ t/m}^2 \\ \text{Maka } Q_{ult} / \sigma_{max} &= 1,016 < SF \ 3 \text{ sehingga } \textit{abutment} \text{ tidak} \\ &\text{aman terhadap bahaya amblas.} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan kontrol stabilitas pada sub-bab 6.4.71 dan 6.4.7.2 disimpulkan bahwa *abutment* tidak aman terhadap bahaya guling, geser, dan amblas. Sehingga untuk memenuhi kestabilan *abutment* dibutuhkan pondasi dalam.

## 6.5 Perencanaan Pondasi dalam

### 6.5.1 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Berdasarkan data *bore-hole* N-SPT yang tersedia yaitu DB-01 dan DB-02 pada Lampiran 1 dan 2 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 60 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 linear dari data N-SPT untuk mendapat N-SPT perkedalaman tinjau.
2. Koreksi terhadap muka air tanah.  
Jika tanah berupa pasir dan jika N-SPT > 15 maka dikoreksi :

- $N_1 = 15 + 0,5 (N - 15)$  (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 dan bila  $N\text{-SPT} \leq 15$  maka tidak ada koreksi jadi  $N_1 = N$ .

3. Koreksi terhadap *Overbudden Pressure* (Bazaraa, 1967)

Hasil dari koreksi 1 ( $N_1$ ) dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertical efektif pada lapisan tanah dimana harga  $N$  tersebut didapatkan (tekanan vertical efektif = *Overbudden 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  $f_{si}$  (hambatan geser selimut tiang per-segmen  $i$ ) yaitu  $N$  pakai / 2 (ton/  $\text{m}^2$ ) untuk tanah lempung / lanau, dan  $N$  pakai / 5 (ton/  $\text{m}^2$ ) untuk tanah pasir.

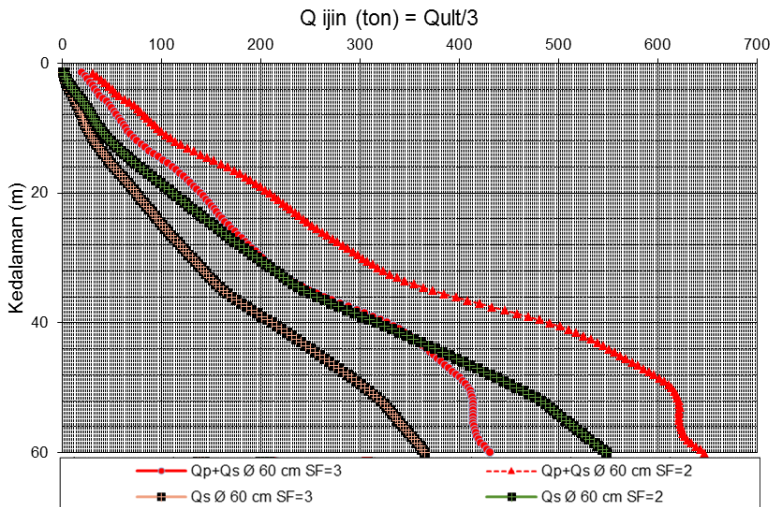
8. Mencari  $\sum R_{si} = f_{si} \times \text{luas selimut tiang per-segmen } i$ .

9. Didapatkan daya dukung ultimit tanah terhadap beban tekan terjadi,  $Q_{ult} = Q \text{ ujung} + \sum R_{si}$ . 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,  $\sum R_{si}$ . Sebagai daya dukung ijin tanah untuk beban tetap yaitu  $Q_{ijin} = \sum R_{si} / SF 3$ , dan Sebagai daya dukung tanah untuk beban sementara yaitu  $Q_{ijin} = \sum R_{si} / SF 2$ .

*Output* dari perhitungan daya dukung tanah adalah mengetahui daya dukung ketahanan tanah terhadap gaya tekan dan gaya 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 DB-01 dan DB-02 serta grafik daya dukungnya untuk tiang pancang diameter 60 cm disajikan pada Lampiran 12, 13, 14, dan 15. Dari perhitungan disimpulkan bahwa daya dukung tiang diameter 60 cm untuk data tanah DB-01 dan DB-02, data DB-02 adalah yang paling kritis (menentukan) untuk perencanaan dengan Gambar grafik sebagai berikut :



**Gambar 6.21** Grafik daya dukung tanah tiang D60 data DB-02

### 6.5.2 Kontrol Grup Tiang Pancang

Dalam perencanaan ini digunakan tiang pancang PC spun pile (Waskita *precast*) Grade B, dengan spesifikasi sebagai berikut :

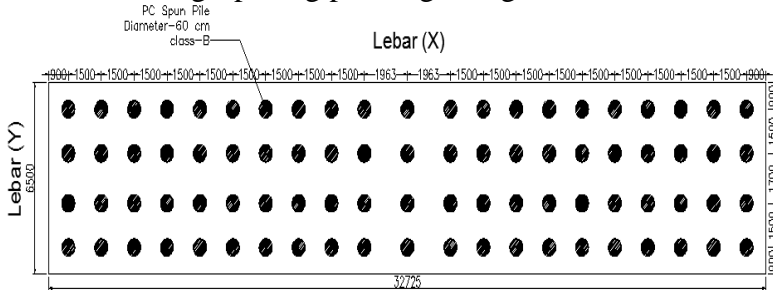
Mutu beton, $f_c'$	= 60 MPa
<i>Outside Diameter</i>	= 600 mm
<i>Wall thickness</i>	= 100 mm
<i>Class</i>	= B
$A_p$	= 1571 cm <sup>2</sup>

*Allowable axial* = 238,30 ton  
*Bending moment (crack)* = 25 t.m  
*Bending moment (ultimate)* = 45 t.m

Kedalaman tanam tiang rencana, ( $L_d$ ) = 42 m

Untuk spesifikasi lebih detail tentang PC spun pile (Waskita) terdapat pada lampiran 9.

Direncanakan grup tiang pancang sebagai berikut :



**Gambar 6.22** Konfigurasi Tiang Pancang *Abutment*

- Kontrol efisiensi tiang,  $C_e$  (Converse-Labbarre, AASHTO)

$$C_e = 1 - \frac{\text{arc. tan.} \left( \frac{D}{S} \right)}{90^\circ} \times \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

$D$  = diameter tiang = 0,6 m.

$S$  = jarak maksimum antar tiang = 1,963 m.

$m$  = jumlah tiang dalam grup arah X = 21 buah.

$n$  = jumlah tiang dalam grup arah Y = 4 buah.

Sehingga didapatkan  $C_e = 0,6785$ .

- Perhitungan beban max dan beban minimum terjadi dari arah x-x dan y-y pada tiang.

$$P = \frac{\Sigma V_0}{n} \pm \frac{M_x \cdot Y}{\Sigma Y^2} \pm \frac{M_y \cdot X}{\Sigma X^2}$$

$P$  = beban max. / min. diterima 1 tiang

$n$  = jumlah total tiang pancang = 84 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 = 1,963 m  
 $y$  = jarak ordinat tiang terjauh = 15.4625 m  
 $\sum x^2$  = jumlah kuadrat absis = 262,29 m<sup>2</sup>  
 $\sum y^2$  = jumlah kuadrat ordinat = 7558.30 m<sup>2</sup>  
 Perhitungan kuadrat absis dan ordinat ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.28** Perhitungan kuadrat absis dan ordinat tiang

		X <sup>2</sup> dua sisi	Y <sup>2</sup> dua sisi
X1 =	2.35	231.945	
X2 =	0.85	30.345	
	$\sum X^2$	262.29	
Y1 =	15.463		1912.835
Y2 =	13.963		1559.723
Y3 =	12.463		1242.611
Y4 =	10.963		961.499
Y5 =	9.463		716.387
Y6 =	7.963		507.275
Y7 =	6.463		334.163
Y8 =	4.963		197.051
Y9 =	3.463		95.939
Y10 =	1.963		30.827
Y11 =	0		0.000
		$\sum Y^2$	7558.310

Perhitungan P max / min didasarkan pada rekap pembebanan pada Tabel 6.25 dengan factor reduksi tegangan kerja sesuai RSNI T-02-2005 pasal 10.4, perhitungan ditabelkan berikut :

**Tabel 6.29** Perhitungan P max dan P min pada tiang

Jenis Kombinasi	V (ton)	Momen (ton.m)		n tiang	$\sum V_0/n$	$M_y.X / \sum X^2$	$M_x.Y / \sum Y^2$
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>				
Kombinasi 1	5631.78	0.00	5825.81	84	67.04505	43.601	0.000
Kombinasi 2	5631.78	0.00	5871.20	84	67.04505	43.941	0.000
Kombinasi 3	5631.78	75.62	5825.81	84	67.04505	43.601	0.155
Kombinasi 4	5631.78	75.62	5871.20	84	67.04505	43.941	0.155
Kombinasi 5 (X)	5157.74	3074.71	38689.94	84	61.40172	289.559	6.290
Kombinasi 5 (Y)	5157.74	10249.04	15326.37	84	61.40172	114.704	20.967



(Lanjutan) Tabel 6.29

P max (ton)	Faktor Reduksi	P red. (ton)	P min (ton)	SF pakai untuk DDT
110.646	100%	110.646	23.444	3
110.986	125%	88.788	23.105	2
110.801	125%	88.640	23.290	2
111.140	140%	79.386	22.950	2
357.251	150%	238.167	-234.447	2
197.073	150%	131.382	-74.269	2

- Kontrol 1 Tiang terhadap gaya aksial max  
*PC Spun Pile Class* = B  
*Allowable Axial Load* = 238,30 ton  
*Maximum Axial Load* = 238,167 ton  
Maka *Max axial load* < *Allowable axial load*, Tiang aman terhadap gaya aksial yang terjadi.

### 6.5.3 Kontrol Terhadap Gaya Vertikal Tiang

Berdasarkan perhitungan pada Tabel 6.29 didapatkan data sebagai berikut :

- Data tanah digunakan (paling kritis) : DB-2
- Kedalaman pancang pada N-SPT > 40 : 42 m
- P izin Tekan Tanah (SF 3) : 350,45 ton
- P izin Tekan Tanah (SF 2) : 525,68 ton
- P izin Tekan Tanah x efisiensi (SF 3) : 237,78 ton
- P izin Tekan Tanah x efisiensi (SF 2) : 356,67 ton
- P izin Tarik Tanah (SF 3) : 231,38 ton
- P izin Tarik Tanah (SF 2) : 347,07 ton
- P izin Tarik Tanah x efisiensi (SF 3) : 157 ton
- P izin Tarik Tanah x efisiensi (SF 2) : 235,49 ton

Perhitungan kontrol tegangan vertikal tiang pancang ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.30** Kontrol Tegangan Vertikal tiang

P Tekan	SF	P izin tekan	Cek Tekan	P cabut	SF	P izin cabut	Cek cabut
110.646	3	237.79	OK	23.444	3	157.00	OK
88.788	2	356.68	OK	23.105	2	235.49	OK
88.640	2	356.68	OK	23.290	2	235.49	OK
79.386	2	356.68	OK	22.950	2	235.49	OK
238.167	2	356.68	OK	234.447	2	235.49	OK
131.382	2	356.68	OK	74.269	2	235.49	OK

### 6.5.4 Kontrol Terhadap Gaya Lateral Tiang

Dalam perencanaan ini digunakan tiang pancang PC spun pile (Waskita) Grade B, dengan spesifikasi sebagai berikut :

Mutu PC *Spun Pile*,  $f_c' = 60$  MPa

Panjang Pile = 40,5 m

Nilai  $C_u$  tanah ujung tiang = 1,9 kg/cm<sup>2</sup>

Modulus Elastis beton =  $4700\sqrt{f_c'}$  = 36406,04 MPa

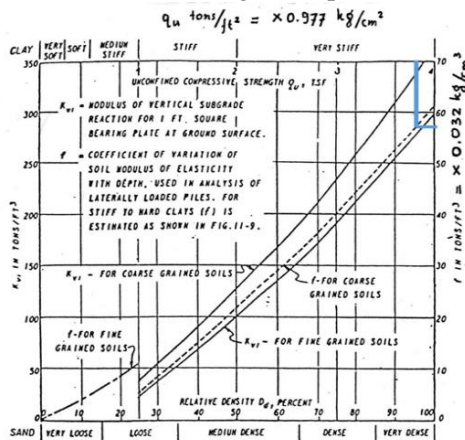
= 3640604,35 ton/m<sup>2</sup>

= 364060,435 kg/cm<sup>2</sup>

$I_{xx} = I_{yy} = 0,25\pi^4 = 636172,512$  cm<sup>4</sup> = 0,00636173 m<sup>4</sup>

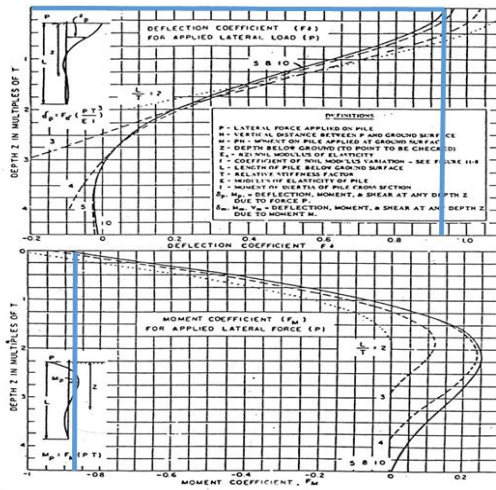
Dengan langkah-langkah sebagai berikut :

- Mencari nilai  $f$  dari grafik NAVFAC DM-7,1971 pada Gambar 2.20; nilai  $C_u = 1,9$  kg/cm<sup>2</sup>,  $q = 2C_u = 3,8$  kg/cm<sup>2</sup>



Didapat dari grafik harga  $f = 58 \times 0,032 = 1,856$  kg/cm<sup>3</sup>.

- Mencari nilai factor kekakuan relative, T  
 $T = (E.I/f)^{0.2} = ((364060,435 \text{ kg/cm}^2 \times 636172,512 \text{ cm}^4) / 1,856 \text{ kg/cm}^3)^{0.2} = 165,666 \text{ cm} = 1,656 \text{ m}$
- Mencari koefisien momen akibat gaya lateral  
 Berdasarkan yang telah dijelaskan pada sub-bab 2.10.1, gaya lateral yang bekerja pada pondasi tiang pancang ditentukan bekerja pada kondisi 2, sehingga koefisien momen akibat gaya lateral digunakan grafik Gambar 2.29 NAVFAC DM-7,1971 didapat hasil sebagai berikut :  
 $Z = 0$  (gaya lateral paling kritis bekerja dipermukaan)  
 $Ld / T = 40,5 \text{ m} / 1,656 \text{ m} = 24,446$



Didapat dari baca grafik ;  $F\delta = 0,93$  ,  $Fm = 0,87$ .

- Kontrol defleksi tiang pancang (Tomlinson, 1977)  
 $\delta_p = F\delta \times [P.T^3 / E.I]$   
 $P = \sqrt{(H_x \max^2 + H_y \max^2)} / n = 80,916 \text{ ton} = 80916,9 \text{ kg}$   
 $\delta_p = 0,93 \times [80,916 \times 1,656^3 / 364060,435 \times 0,00636173]$   
 $= 0,0147 \text{ m}$   
 $= 1,477 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm}$  Aman terhadap defleksi.
- Kontrol *moment crack* tiang pancang  
 Nilai momen lateral menyebabkan *crack* dengan persamaan :

$$M_p = F_m \cdot (P \cdot T)$$

$$P = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} / n$$

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 sebagai berikut :

**Tabel 6.31** Kontrol *Moment Crack* tiang

Kombinasi beban	Faktor teg. Berlebihan	M crack	Hx	Hy	P max	MP	Cek
		ton.m	ton	ton	ton	ton.m	
Komb. 1	100%	45	2260.66	0.00	26.91	38.789	OK
Komb. 2	125%	56.25	2264.99	0.00	21.57	31.09065	OK
Komb. 3	125%	56.25	2260.66	6.51	21.53	31.03133	OK
Komb. 4	140%	63	2264.99	6.51	19.26	27.75963	OK
Komb. 5x	150%	67.5	6641.60	433.56	52.82	62.34718	OK
Komb. 5y	150%	67.5	3539.94	1445.19	30.35	43.73737	OK

### 6.5.5 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,  $Z_f = \text{point of virtual fixity}$

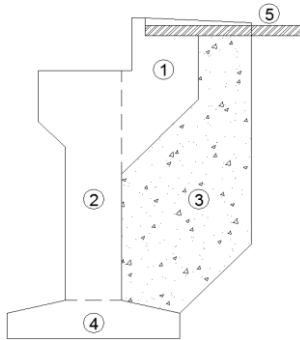
Dengan perhitungan ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.32** Kontrol Gaya Horizontal Maksimum

Komb.	Faktor teg. Berlebihan	Hx	Hy	Hu tiang	Hu Red.	Hu max	SF	Cek
		ton	ton	ton	ton	ton		
Komb. 1	100%	2260.66	0.00	26.91257	26.91	105.9359	3.936	OK
Komb. 2	125%	2264.99	0.00	26.96414	21.57	105.9359	4.911	OK
Komb. 3	125%	2260.66	6.51	26.91269	21.53	105.9359	4.920	OK
Komb. 4	140%	2264.99	6.51	26.96425	19.26	105.9359	5.500	OK
Komb. 5x	150%	6641.60	433.56	79.23497	52.82	105.9359	2.005	OK
Komb. 5y	150%	3539.94	1445.19	45.51878	30.35	105.9359	3.491	OK

## 6.6 Penulangan *Abutment*

Penulangan *abutment* dihitung menurut bagian-bagian *abutment* sesuai beban yang bekerja. Berikut adalah gambar pembagian perencanaan penulangan *abutment* :



**Gambar 6.23** Bagian-bagian penulangan pada *Abutment*

Dari gambar 6.23 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

### 6.6.1 Perhitungan Penulangan *Back-wall*

Diketahui data-data sebagai berikut :

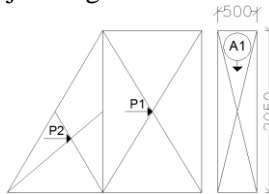
Tinggi timbunan pada *back-wall* ( $H_t$ ) = 2,05 m

Lebar melintang <i>back-wall</i> (Ba)	= 32,725 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, ( $K_a$ )	= $\tan^2 (45^\circ - \phi/2) = 0.333$

Diperhitungkan beban-beban sebagai berikut :

1. Beban tanah

Tekanan tanah terjadi digambarkan sebagai berikut :



**Gambar 6.24** Tekanan tanah pada *Back-wall*

Dengan dihitung :

$$P1 = H \times Ba \times Q \text{ lalu lintas} = 84,528 \text{ ton}$$

$$P2 = (0,5 \times ((Q + (\gamma t \times H \times K_a)) - Q) \times H) \times Ba = 41,258 \text{ ton}$$

**Tabel 6.33** Beban tanah pada *Back-wall*

Beban	Tta (ton)	Lengan (m)	Mta (t.m)
T1	84.529	1.025	86.642
T2	41.258	0.683	28.193
Hta=	125.787		114.835

2. Beban gempa

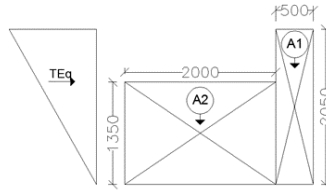
Koefisien beban gempa,  $K_h = C_{sm} / R$  (arah memanjang x-x)  
 = 0,7281 / 1,5 = 0,4854, maka  $Teq = \text{berat sendiri} \times K_h$

**Tabel 6.34** Beban Gempa pada *Back-wall*

Kode	Berat (ton)	Teq (ton)	Lengan(m)	M(t.m)
A1	83.858	40.707	1.025	41.725
	Peq=	40.707	Meq=	41.725

3. Tekanan tanah dinamis

Beban terjadi digambarkan sebagai berikut :



**Gambar 6.25** Beban tanah dinamis pada *Back-wall*

Dari data perencanaan didapatkan data sebagai berikut :

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$H_t = 2,05 \text{ m}$$

$$B_a = 32,725 \text{ m}$$

$$A_s = 0,34$$

$$K_h = 0,17$$

$$K_v = 0^\circ$$

$$\emptyset = 30^\circ$$

$$\theta = 0,1683^\circ$$

$$\delta, I, \beta = 0^\circ$$

Sehingga Didapatkan  $K_{AE} = 0,335$ , Maka  $E_{AE} = 1,267 \text{ ton/m}$ .

Gaya Tekanan Tanah dinamis,  $Teq = E_{AE} \times B_a = 41,468 \text{ ton}$ .

Lengan terhadap titik pusat pondasi,  $Ye_q = 2/3 H_t = 1,3667 \text{ m}$ .

Momen yang terjadi,  $Meq = Teq \times Ye_q = 56,673 \text{ ton.m}$ .

Dari perhitungan beban-beban direkap sebagai berikut :

**Tabel 6.35** Rekap Beban pada *Back-wall*

Beban	H (ton)	M (t.m)
Tek. Tanah	125.787	114.835
Beban Gempa	40.707	41.725
Tek. Dinamis	41.469	56.674
Total	207.962	213.233

Sehingga dipakai *moment ultimate* untuk perencanaan penulangan  $M_{ult} = 213,233 \text{ ton.m}$ .

Perencanaan penulangan *Back-wall* sebagai berikut :

Mutu Slab beton = 50 MPa

Mutu Tulangan	= BJ 55; Teg. Leleh, $f_y = 410$ MPa
Momen, Mu	= 213,233 ton.m
Decking, $d'$	= 50 mm
Tinggi efektif, d	= 450 mm
dx	= 418,5 mm
Tul. Utama	= D-22 mm ; A tul. = 380.132 mm <sup>2</sup>
Tul. Bagi	= D-19 mm ; A tul. = 283,52 mm <sup>2</sup>

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta \times f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,052342$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_b = 0,039257$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,003415$$

$$M_n = Mu/\phi = 2665,413 \text{ Kn.m}$$

$$R_n = M_n/(b \times d^2) = 0,4650 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \cdot f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c'}} \right) = 0,00114$$

Didapat  $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$  ; maka dipakai  $\rho_{\min} = 0,0034146$ .

➤ Perhitungan tulangan utama :

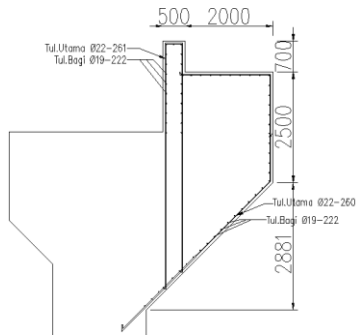
- maka As tulangan perlu = dx x Ba x  $\rho$  pakai = 418,5 x 32,725 x 0,0034146 = 46764,82 mm<sup>2</sup>
- Maka dipakai 124 D-22 x Luas tul. = 129 x 283,52 mm<sup>2</sup> = 47136,45 mm<sup>2</sup> > As Perlu....OK !
- Jarak Tulangan dari As-as = (Ba - (2d')) / (Jumlah tul. + 1) = 261 mm

➤ Perhitungan tulangan bagi :

- maka As tulangan perlu = (20% As perlu tul.utama / Ba) x keliling sisi *back-wall* = 2123,81 mm<sup>2</sup>
- Maka dipakai 8 D-19 x Luas tul. = 8 x 283,52 mm<sup>2</sup> = 2268,22 mm<sup>2</sup> > As Perlu....OK !
- Jarak Tulangan dari As-as = (Ht - d') / (Jumlah tul. + 1) = 222,22 mm.

Penulangan *back-wall* digambarkan sebagai berikut :





**Gambar 6.26** Penulangan *Back-wall* Abutment

**6.6.2 Perhitungan Penulangan *Breast-wall***

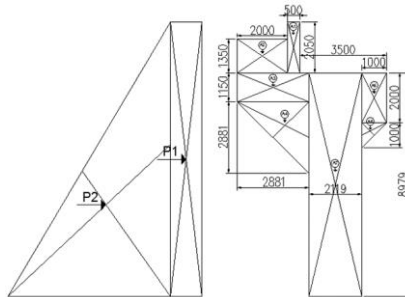
Diketahui data-data sebagai berikut :

- Tinggi timbunan pada *breast-wall* ( $H_t$ ) = 2,05 m
- Lebar melintang *breast-wall* ( $B_a$ ) = 32,725 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, ( $K_a$ ) =  $\tan^2 (45^\circ - \phi/2) = 0.333$

Diperhitungkan beban-beban sebagai berikut :

1. Beban tanah

Tekanan tanah terjadi digambarkan sebagai berikut :



**Gambar 6.27** Tekanan tanah pada *Breast-wall*

Dengan dihitung :

$$P1 = H \times Ba \times Q \text{ lalu lintas} = 370,23 \text{ ton}$$

$$P2 = (0,5 \times ((Q + (\gamma \times H \times K_a)) - Q) \times H) \times Ba = 791,5 \text{ ton}$$

**Tabel 6.36** Beban tanah pada *Breast-wall*

Beban	Tta (ton)	Lengan (m)	Mta (t.m)
T1	370.236	5.515	2041.849
T2	791.511	3.676	2909.594
Hta=	1161.746	Mta=	4951.443

## 2. Beban gempa

Koefisien beban gempa,  $K_h = C_{sm} / R$  (arah memanjang x-x)  
 $= 0,7281 / 1,5 = 0,4854$ , maka  $Teq = \text{berat sendiri} \times K_h$ .

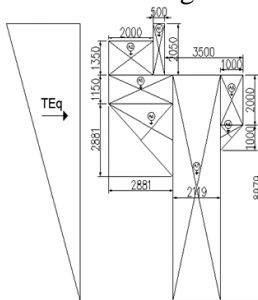
Perhitungan ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.37** Beban Gempa pada *Breast-wall*

Kode	Berat (ton)	Teq (ton)	Lengan(m)	M (t.m)
A1	83.858	40.707	10.004	407.232
A2	220.894	107.228	9.654	1035.178
A3	271.057	131.579	8.404	1105.787
A4	339.528	164.816	6.869	1132.070
A5	163.625	79.428	7.979	633.757
A6	40.906	19.857	6.646	131.963
A7	1556.606	755.619	4.490	3392.353
W Atas	779.228	378.259	8.979	3396.384
Peq=		1677.493	Meq=	11234.723

## 3. Tekanan tanah dinamis

Beban terjadi digambarkan sebagai berikut :



**Gambar 6.28** Beban tanah dinamis pada *Breast-wall*

Dari data perencanaan didapatkan data sebagai berikut :

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$H_t = 8,979 \text{ m}$$

$$B_a = 32,725 \text{ m}$$

$$A_s = 0,34$$

$$K_h = 0,17$$

$$K_v = 0^\circ$$

$$\emptyset = 30^\circ$$

$$\theta = 0,1683^\circ$$

$$\delta, I, \beta = 0^\circ$$

Sehingga Didapatkan  $K_{AE} = 0,335$ , Maka  $E_{AE} = 24,310 \text{ ton/m}$ .

Gaya Tekanan Tanah dinamis,  $T_{eq} = E_{AE} \times B_a = 795,55 \text{ ton}$ .

Lengan terhadap titik pusat pondasi,  $Y_{eq} = 2/3 H_t = 5,986 \text{ m}$ .

Momen yang terjadi,  $M_{eq} = T_{eq} \times Y_{eq} = 4762,16 \text{ ton.m}$ .

Dari perhitungan beban-beban direkap sebagai berikut :

**Tabel 6.38** Rekap Beban pada *Breast-wall*

Beban	H (ton)	M (t.m)
Tek. Tanah	1161.746	4951.443
Beban Gempa	1677.493	11234.723
Tek. Dinamis	795.550	4762.164
Total :	3634.790	20948.330

Sehingga dipakai *moment ultimate* untuk perencanaan penulangan  $M_{ult} = 20948,33 \text{ ton.m}$ .

Perencanaan penulangan *Breast-wall* sebagai berikut :

$$\text{Mutu Slab beton} = 50 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu Tulangan} = \text{BJ 55; Teg. Leleh, } f_y = 410 \text{ MPa}$$

$$\text{Momen, } M_u = 20948,33 \text{ ton.m}$$

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

$$\text{Tinggi efektif, } d = 2069 \text{ mm}$$

$$dx = 2026 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Utama} = \text{D-32 mm ; A tul.} = 804,247 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tul. Bagi} = \text{D-22 mm ; A tul.} = 380,132 \text{ mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta \times f_c' \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} = 0,052342$$

$$\rho \text{ max} = 0.75 \times \rho_b = 0,039257$$

$$\rho \text{ min} = 1,4/f_y = 0.003415$$

$$M_n = M_u/\phi = 261854,122 \text{ Kn.m}$$

$$R_n = M_n/(b \times y \times d^2) = 1,949 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \cdot f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c'}} \right) = 0,00487$$

Didapat  $\rho \text{ perlu} > \rho \text{ min}$  ; maka dipakai  $\rho \text{ perlu} = 0,00487$ .

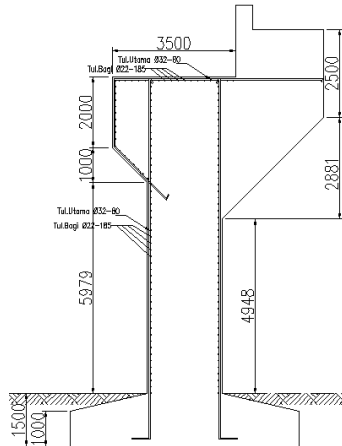
➤ Perhitungan tulangan utama :

- maka As tulangan perlu =  $d_x \times B_a \times \rho \text{ pakai} = 2026 \times 32,725 \times 0.00487 = 322817,824 \text{ mm}^2$
- Maka dipakai 402 D-32 x Luas tul. =  $402 \times 804,247 \text{ mm}^2 = 323307,58 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK} !$
- Jarak Tulangan dari As-as =  $(B_a - (2d')) / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 80,955 \text{ mm}$

➤ Perhitungan tulangan bagi :

- maka As tulangan perlu =  $(20\% \text{ As perlu tul.utama} / B_a) \times H_t = 17714,78 \text{ mm}^2$
- Maka dipakai 48 D-22 x Luas tul. =  $48 \times 380,132 \text{ mm}^2 = 18246,37 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK} !$
- Jarak Tulangan dari As-as =  $(H_t - d') / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 184,97 \text{ mm}$ .

Penulangan *breast-wall* digambarkan sebagai berikut :



**Gambar 6.29** Penulangan *Breast-wall* Abutment

### 6.6.3 Perhitungan Penulangan *Wing-wall*

Diketahui data-data sebagai berikut :

Tinggi timbunan pada *wing-wall* ( $H_t$ ) = 11,529 m

Lebar melintang *wing-wall* ( $B_x$ ) = 4 m

$\gamma$  timbunan = 1,8 t/m<sup>3</sup>

Q lalu lintas = 1,26 t/m<sup>2</sup>

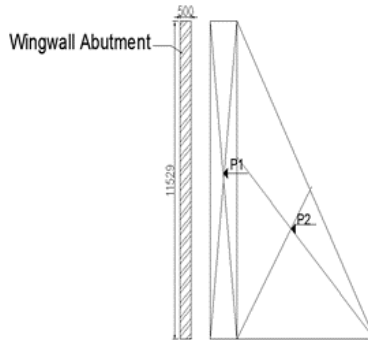
Sudut gesek timbunan ( $\varphi$ ) = 30°

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 sebagai berikut :



**Gambar 6.30** Tekanan tanah pada *Wing-wall*

Dengan dihitung :

$$P1 = H \times Bx \times Q \text{ lalu lintas} = 58,106 \text{ ton}$$

$$P2 = (0,5 \times ((Q + (\gamma \times H \times K_a)) - Q) \times H) \times Bx = 159,5 \text{ ton}$$

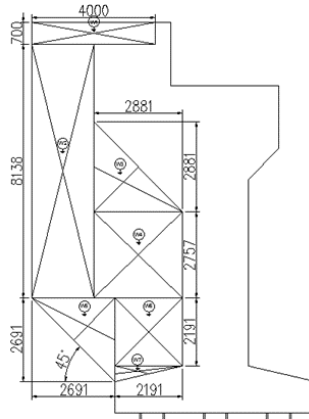
**Tabel 6.39** Beban tanah pada *Wing-wall*

Beban	Tta (ton)	Lengan (m)	Mta (t.m)
T1	58.106	5.765	334.953
T2	159.501	3.843	612.964
Hta=	217.608	Mta=	947.917

## 2. Beban gempa

Koefisien beban gempa,  $K_h = C_{sm} / R$  (arah memanjang y-y)  
 $= 0,3651 / 1,5 = 0,2434$ , maka  $Teq = \text{berat sendiri} \times K_h$ .

Dengan pembagian pias sebagai berikut :



**Gambar 6.31** Pembagian pias pada *Wing-wall*

Perhitungan ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.40** Beban Gempa pada *Wing-wall*

Kode	Berat (ton)	Teq (ton)	Lengan(m)	M (t.m)
W1	3.500	1.699	11.179	18.993
W2	20.345	9.876	6.760	66.762
W3	5.188	2.518	6.408	16.137
W4	9.929	4.820	4.070	19.614
W5	4.526	2.197	0.897	1.971
W6	6.001	2.913	1.596	4.647
W7	0.685	0.332	0.167	0.055
Peq=		24.355	Meq=	128.180

Dari perhitungan beban-beban direkap sebagai berikut :

**Tabel 6.41** Rekap Beban pada *Wing-wall*

Beban	H (ton)	M (t.m)
Tek. Tanah	217.608	947.917
Beban Gempa	24.355	128.180
Total	241.963	1076.096

Sehingga dipakai *moment ultimate* untuk perencanaan penulangan  $M_{ult} = 1076,096$  ton.m.

Perencanaan penulangan *Wing-wall* sebagai berikut :

Mutu Slab beton	= 50 MPa
Mutu Tulangan	= BJ 55; Teg. Leleh, $f_y = 410$ MPa
Momen, Mu	= 1076,096 ton.m
Decking, d'	= 50 mm
Tinggi efektif, d	= 450 mm
dx	= 414 mm
Tul. Utama	= D-25 mm ; A tul. = 490,87 mm <sup>2</sup>
Tul. Bagi	= D-22 mm ; A tul. = 380,132 mm <sup>2</sup>

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta \times f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,052342$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,039257$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,003415$$

$$M_n = M_u/\phi = 13451,206 \text{ Kn.m}$$

$$R_n = M_n/(b \times d^2) = 6,807 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) = 0,0182008$$

Didapat  $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$  ; maka dipakai  $\rho_{\text{perlu}} = 0,0182008$ .

➤ Perhitungan tulangan utama :

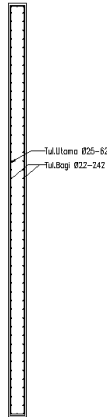
- maka As tulangan perlu = dx x Bx x  $\rho$  pakai = 414 x 4 x 0,0182 = 30140,58 mm<sup>2</sup>
- Maka dipakai 62 D-25 x Luas tul. = 62 x 490,87 mm<sup>2</sup> = 30434,18 mm<sup>2</sup> > As Perlu....OK !
- Jarak Tulangan dari As-as = (Bx - (2d')) / (Jumlah tul. + 1) = 61,90 mm

➤ Perhitungan tulangan bagi :

- maka As tulangan perlu = (20% As perlu tul.utama / Bx) x Ht = 17374,53 mm<sup>2</sup>
- Maka dipakai 46 D-22 x Luas tul. = 46 x 380,132 mm<sup>2</sup> = 17486,105 mm<sup>2</sup> > As Perlu....OK !
- Jarak Tulangan dari As-as = (Ht - d') / (Jumlah tul. + 1) = 243 mm.



Penulangan *wing-wall* digambarkan sebagai berikut :



**Gambar 6.32** Penulangan *Wing-wall*

#### 6.6.4 Perhitungan Penulangan pilecap

Berdasarkan sub-bab 6.4 perhitungan pembebanan, selanjutnya beban-beban yang bekerja pada pondasi dikombinasikan sebagai berikut :

1. Kombinasi 1 : 1,3 MS + 2 TD + 2 TB + 1,2 TE<sub>w</sub> + 1,25 TA

Rekap ditabelkan sebagai berikut :

**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	1012.996				-446.731
2	Str. Bawah	1.3	5692.072				-5390.250
3	Tekanan tanah	1.25		2763.320			12254.246
4	Beban Lajur	2	948.08				-418.103
5	Beban Rem	2		100			1442.900
6	Beban Angin	1.2			7.815	90.743	
Total			7653.148	2863.320	7.815	90.743	7442.061

2. Kombinasi 2 : 1,3 MS + 30% EQ<sub>x</sub> + EQ<sub>y</sub> + PEQ

Rekap ditabelkan sebagai berikut :

**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	1012.996				-446.731
2	Str. Bawah	1.3	5692.072				-5390.250
3	Beban Gempa	1		1329.284	1445.189	10249.038	10012.957
Total			6705.068	1329.284	1445.189	10249.038	4175.976

3. Kombinasi 3 : 1,3 MS + 30% EQy + EQx + PEQ

Rekap ditabelkan sebagai berikut :

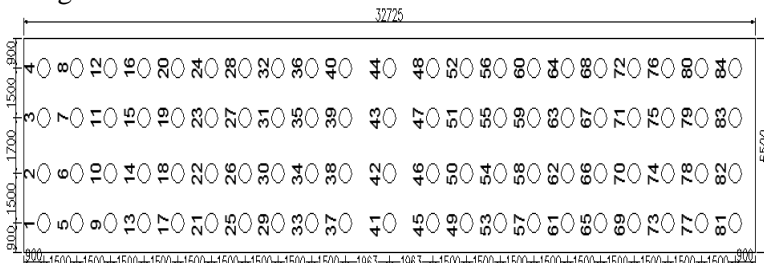
**Tabel 6.44** Rekap kombinasi 3 beban pada pilecap

No.	Beban	Faktor	Vu (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	Mx (t.m)	My (t.m)
1	Str. Atas	1.3	1012.996				-446.731
2	Str. Bawah	1.3	5692.072				-5390.250
3	Beban Gempa	1		4430.946	433.557	3074.711	33376.525
Total			6705.068	4430.946	433.557	3074.711	27539.543

Selanjutnya dihitung kemampuan gaya aksial per-tiang terhadap kombinasi beban dengan digunakan persamaan

$$P = \frac{\sum V_o}{n} \pm \frac{M_x.Y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y.X}{\sum x^2} ; \text{ dengan konfigurasi denah tiang}$$

sebagai berikut :



**Gambar 6.33** Denah titik tiang pancang

Perhitungan gaya aksial per-tiang perkombinasi ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.45** Gaya aksial per-tiang per-kombinasi beban

No. Tiang	x (m)	y (m)	$x^2$ (m)	$y^2$ (m)	P kom.1 (t)	P kom.2 (t)	P kom.3 (t)
1	2.35	15.463	5.52	239.10	157.972	138.205	332.854
2	0.85	15.463	0.72	239.10	115.412	114.323	175.360
3	-0.85	15.463	0.72	239.10	67.177	87.257	-3.134
4	-2.35	15.463	5.52	239.10	24.617	63.375	-160.629
5	2.35	13.963	5.52	194.97	157.954	136.171	332.244
6	0.85	13.963	0.72	194.97	115.394	112.289	174.749
7	-0.85	13.963	0.72	194.97	67.159	85.223	-3.745
8	-2.35	13.963	5.52	194.97	24.599	61.341	-161.240
9	2.35	12.463	5.52	155.33	157.936	134.137	331.634
10	0.85	12.463	0.72	155.33	115.376	110.255	174.139
11	-0.85	12.463	0.72	155.33	67.141	83.189	-4.355
12	-2.35	12.463	5.52	155.33	24.581	59.307	-161.850
13	2.35	10.963	5.52	120.19	157.918	132.103	331.024
14	0.85	10.963	0.72	120.19	115.358	108.221	173.529
15	-0.85	10.963	0.72	120.19	67.123	81.155	-4.965
16	-2.35	10.963	5.52	120.19	24.563	57.273	-162.460
17	2.35	9.463	5.52	89.55	157.900	130.069	330.414
18	0.85	9.463	0.72	89.55	115.340	106.187	172.919
19	-0.85	9.463	0.72	89.55	67.105	79.121	-5.575
20	-2.35	9.463	5.52	89.55	24.545	55.239	-163.070
21	2.35	7.963	5.52	63.41	157.882	128.035	329.803
22	0.85	7.963	0.72	63.41	115.322	104.153	172.309
23	-0.85	7.963	0.72	63.41	67.087	77.087	-6.185
24	-2.35	7.963	5.52	63.41	24.527	53.205	-163.680
25	2.35	6.463	5.52	41.77	157.864	126.001	329.193
26	0.85	6.463	0.72	41.77	115.304	102.119	171.698
27	-0.85	6.463	0.72	41.77	67.069	75.053	-6.796
28	-2.35	6.463	5.52	41.77	24.509	51.171	-164.290
29	2.35	4.963	5.52	24.63	157.846	123.967	328.583
30	0.85	4.963	0.72	24.63	115.286	100.085	171.088
31	-0.85	4.963	0.72	24.63	67.051	73.019	-7.406
32	-2.35	4.963	5.52	24.63	24.491	49.137	-164.901
33	2.35	3.463	5.52	11.99	157.828	121.933	327.973
34	0.85	3.463	0.72	11.99	115.268	98.051	170.478
35	-0.85	3.463	0.72	11.99	67.033	70.985	-8.016
36	-2.35	3.463	5.52	11.99	24.473	47.103	-165.511
37	2.35	1.963	5.52	3.85	157.810	119.899	327.363
38	0.85	1.963	0.72	3.85	115.250	96.017	169.868
39	-0.85	1.963	0.72	3.85	67.015	68.951	-8.626
40	-2.35	1.963	5.52	3.85	24.455	45.069	-166.121
41	2.35	0	5.52	0.00	157.786	117.237	326.564
42	0.85	0	0.72	0.00	115.226	93.355	169.069
43	-0.85	0	0.72	0.00	66.992	66.289	-9.425
44	-2.35	0	5.52	0.00	24.431	42.407	-166.920
45	2.35	-1.963	5.52	3.85	157.763	114.575	325.766
46	0.85	-1.963	0.72	3.85	115.203	90.693	168.271
47	-0.85	-1.963	0.72	3.85	66.968	63.627	-10.223
48	-2.35	-1.963	5.52	3.85	24.408	39.746	-167.718
49	2.35	-3.463	5.52	11.99	157.745	112.541	325.155
50	0.85	-3.463	0.72	11.99	115.185	88.659	167.661

(Lanjutan) Tabel 6.45

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)
51	-0.85	-3.463	0.72	11.99	66.950	61.593	-10.834
52	-2.35	-3.463	5.52	11.99	24.390	37.712	-168.328
53	2.35	-4.963	5.52	24.63	157.727	110.507	324.545
54	0.85	-4.963	0.72	24.63	115.167	86.625	167.050
55	-0.85	-4.963	0.72	24.63	66.932	59.559	-11.444
56	-2.35	-4.963	5.52	24.63	24.372	35.678	-168.939
57	2.35	-6.463	5.52	41.77	157.709	108.473	323.935
58	0.85	-6.463	0.72	41.77	115.149	84.591	166.440
59	-0.85	-6.463	0.72	41.77	66.914	57.525	-12.054
60	-2.35	-6.463	5.52	41.77	24.354	33.644	-169.549
61	2.35	-7.963	5.52	63.41	157.691	106.439	323.325
62	0.85	-7.963	0.72	63.41	115.131	82.557	165.830
63	-0.85	-7.963	0.72	63.41	66.896	55.491	-12.664
64	-2.35	-7.963	5.52	63.41	24.336	31.610	-170.159
65	2.35	-9.463	5.52	89.55	157.673	104.405	322.715
66	0.85	-9.463	0.72	89.55	115.113	80.523	165.220
67	-0.85	-9.463	0.72	89.55	66.878	53.457	-13.274
68	-2.35	-9.463	5.52	89.55	24.318	29.576	-170.769
69	2.35	-10.963	5.52	120.19	157.655	102.371	322.104
70	0.85	-10.963	0.72	120.19	115.095	78.489	164.610
71	-0.85	-10.963	0.72	120.19	66.860	51.423	-13.885
72	-2.35	-10.963	5.52	120.19	24.300	27.542	-171.379
73	2.35	-12.463	5.52	155.33	157.637	100.337	321.494
74	0.85	-12.463	0.72	155.33	115.077	76.455	163.999
75	-0.85	-12.463	0.72	155.33	66.842	49.389	-14.495
76	-2.35	-12.463	5.52	155.33	24.282	25.508	-171.990
77	2.35	-13.963	5.52	194.97	157.619	98.303	320.884
78	0.85	-13.963	0.72	194.97	115.059	74.421	163.389
79	-0.85	-13.963	0.72	194.97	66.824	47.355	-15.105
80	-2.35	-13.963	5.52	194.97	24.264	23.474	-172.600
81	2.35	-15.463	5.52	239.10	157.601	96.269	320.274
82	0.85	-15.463	0.72	239.10	115.041	72.388	162.779
83	-0.85	-15.463	0.72	239.10	66.806	45.321	-15.715
84	-2.35	-15.463	5.52	239.10	24.246	21.440	-173.210
			262.29	7558.31			

Dengan rekap penjumlahan total gaya aksial sebagai berikut :

**Tabel 6.46** Rekap Total Gaya Aksial Tiang

Tiang	Kom.1 (t)	Kom.2 (t)	Kom.3 (t)
∑P kiri =	3313.515	2461.979	6857.846
∑P kiri 2 =	2419.752	1960.461	3550.455
∑P kanan 2 =	1406.822	1392.073	-197.921
∑P kanan =	513.059	890.555	-3505.312

Selanjutnya dihitung momen ultimit tiang sebagai berikut :

**Tabel 6.47** Rekap Total Momen Ultimit Tiang

Reaksi	Lengan (m)	Momen (t.m)		
		Kom.1 (t)	Kom.2 (t)	Kom.3 (t)
$\sum P_{kiri} =$	2.35	7786.760	5785.651	16115.939
$\sum P_{kiri\ 2} =$	0.85	2056.789	1666.392	3017.887
$\sum P_{kanan\ 2} =$	0.85	1195.798	1183.262	-168.233
$\sum P_{kanan} =$	2.35	1205.689	2092.804	-8237.48

Sehingga didapatkan *momen ultimate* terbesar tiang untuk perencanaan penulangan pilecap adalah 16115,939 ton.m.

Perencanaan penulangan Pilecap sebagai berikut :

- Mutu Slab beton = 50 MPa
- Mutu Tulangan = BJ 55; Teg.Leleh,  $f_y = 410$  MPa
- Momen, Mu = 16115,939 ton.m
- Decking, d` = 50 mm
- Lebar poer (By) = 6,5 m
- Lebar memanjang (Bx) = 32,725 m
- Tebal poer (Ht) = 1,5 m
- Tinggi efektif, d = 1450 mm
- dx = 1408,5 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>

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta \times f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,052342$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0,039257$$

$$\rho_{min} = 1,4/f_y = 0.003415$$

$$M_n = Mu/\phi = 201449,238 \text{ Kn.m}$$

$$R_n = Mn/(by.d^2) = 3,105 \text{ MPa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0.85.f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.R_n}{0.85.f_c'}} \right) = 0,00787$$

Didapat  $\rho_{perlu} > \rho_{min}$  ; maka dipakai  $\rho_{perlu} = 0,007866$ .

➤ Perhitungan tulangan utama :

- maka As tulangan perlu =  $dx \times Ba \times \rho \text{ pakai} = 1408,5 \times 32,725 \times 0,007866 = 362597,64 \text{ mm}^2$
- Maka dipakai 452 D-32 x Luas tul. =  $452 \times 804,247 \text{ mm}^2 = 363519,97 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK} !$
- Jarak Tulangan dari As-as =  $(Bx - (2d')) / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 72,02 \text{ mm}$

➤ Perhitungan tulangan bagi :

- maka As tulangan perlu =  $(20\% \text{ As perlu tul.utama} / Bx) \times By = 14404,18 \text{ mm}^2$
- Maka dipakai 52 D-19 x Luas tul. =  $52 \times 283,52 \text{ mm}^2 = 14743,50 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK} !$
- Jarak Tulangan dari As-as =  $(By - 2d') / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 120,75 \text{ mm.}$

➤ Kontrol Geser Pons :

Digunakan rumus :

$$V_c = \frac{1}{6} \times f_c' \times b \times d$$

$$V_u = \frac{P \text{ max}}{\phi}$$

Dimana :

b = keliling 1 tiang + tebal poer = 3384,95 mm

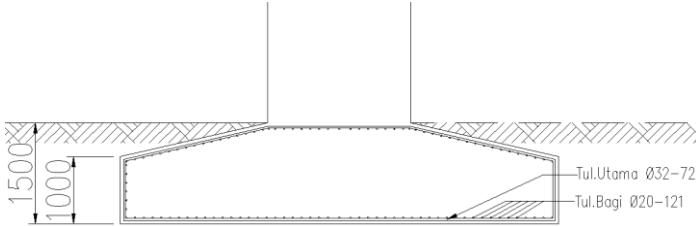
d = tebal efektif poer = 1450 mm

$f_c' = 50 \text{ MPa}$

P max = gaya aksial tiang maksimal = 3328544.435 N

- $V_c = 1/6 \times 50 \text{ MPa} \times 3384,95 \text{ mm} \times 1450 \text{ mm} = 40901546.738 \text{ N}$
- $V_u = 3328544.435 \text{ N} / 0,7 = 4755063.479 \text{ N}$
- Kontrol geser pons  $V_c > V_u \dots \dots \dots \text{OK!}$  Maka tidak membutuhkan tulangan geser.

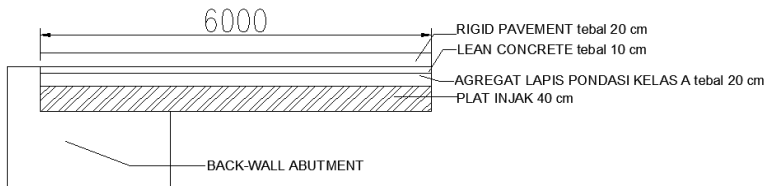
Penulangan pilecap digambarkan sebagai berikut :



**Gambar 6.34** Penulangan pilecap Abutment

### 6.6.5 Perhitungan Penulangan Pelat Injak

Direncanakan sketsa pelat injak *abutment* seperti gambar berikut :



**Gambar 6.35** Rencana plat injak

Diperhitungkan beban-beban sebagai berikut :

#### 1. Beban Mati

Perhitungan ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.48** Beban mati pada plat injak

beban	b (m)	h (m)	BJ (t/m <sup>3</sup> )	bentuk	Berat (t)
plat	6	0.4	2.4	1	182.736
Rigid pv	6	0.2	2.4	1	91.368
L. Conc	6	0.1	2.2	1	41.877
Agg. Kls A	6	0.2	1.8	1	68.526
Total Pms					<b>384.507</b>

#### 2. Beban Lajur (BTR)

$$\text{BTR} = 9 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Lebar melintang plat injak (Bx)} = 31,725 \text{ m}$$

$$\text{Lebar memanjang plat injak (By)} = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas Beban} &= 190,35 \text{ m}^2 \\ \text{P BTR} &= 171,315 \text{ ton} \\ \text{Total P} = \text{PMS} + \text{BTR} &= 384,507 + 171,315 = 555,822 \text{ ton} \\ \text{Reaksi perletakan, P/2} &= 555,822 \text{ ton} / 2 = 277,91 \text{ ton} \\ \text{Tengah bentang} &= 6 \text{ m} / 2 = 3 \text{ m} \\ \text{Momen ultimate} &= 833,733 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan *momen ultimate* terbesar tiang untuk perencanaan penulangan pelat injak adalah 833,733 ton.m. Perencanaan penulangan pelat injak sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Mutu Slab beton} &= 50 \text{ MPa} \\ \text{Mutu Tulangan} &= \text{BJ 55; Teg. Leleh, } f_y = 410 \text{ MPa} \\ \text{Momen, Mu} &= 833,733 \text{ ton.m} \\ \text{Decking, d} &= 50 \text{ mm} \\ \text{Tinggi efektif, d} &= 350 \text{ mm} \\ dx &= 318,5 \text{ mm} \\ \text{Tul. Utama} &= \text{D-22 mm ; A tul.} = 380,132 \text{ mm}^2 \\ \text{Tul. Bagi} &= \text{D-19 mm ; A tul.} = 283,52 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta \times f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,052342$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_b = 0,039257$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4/f_y = 0,003415$$

$$M_n = M_u / \phi = 10421,66 \text{ Kn.m}$$

$$R_n = M_n / (b \times d^2) = 3,2382 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) = 0,008225$$

Didapat  $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$  ; maka dipakai  $\rho_{\text{perlu}} = 0,008225$ .

➤ Perhitungan tulangan utama :

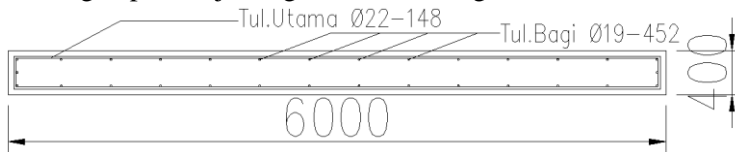
- maka As tulangan perlu =  $dx \times Bx \times \rho_{\text{pakai}} = 318,5 \times 31,725 \times 0,008225 = 83104,369 \text{ mm}^2$
- Maka dipakai 220 D-22 x Luas tul. =  $220 \times 380,132 \text{ mm}^2 = 83629,196 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK !}$
- Jarak Tulangan dari As-as =  $(Bx - (2d')) / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 147,624 \text{ mm}$



➤ Perhitungan tulangan bagi :

- maka As tulangan perlu =  $(20\% \text{ As perlu tul.utama} / Bx) \times By = 3143,42 \text{ mm}^2$
- Maka dipakai 12 D-19 x Luas tul. =  $12 \times 283,52 \text{ mm}^2 = 3402,34 \text{ mm}^2 > \text{As Perlu} \dots \text{OK} !$
- Jarak Tulangan dari As-as =  $(By - 2d') / (\text{Jumlah tul.} + 1) = 453 \text{ mm}$ .

Penulangan pelat injak digambarkan sebagai berikut :



**Gambar 6.35** Penulangan pelat injak

## 6.7 Rekap Hasil Perhitungan Abutment

- Bentuk dan dimensi *abutment* terlampir pada Gambar.
- Dibutuhkan 84 tiang pancang type PC Spun pile diameter 60 cm Class B product Waskita Precast. Denah konfigurasi tiang pancang terlampir pada Gambar.
- Rekap penulangan abutment ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 6.49** Rekap penulangan abutment

Penulangan	Jumlah-Diameter-jarak							
	Tul. Utama			Tul. Bagi				
Plat injak	220	D	22	148	12	D	19	453
Back Wall	124	D	22	261	8	D	19	222
Wing wall	62	D	25	62	46	D	22	243
Breast Wall	402	D	32	81	48	D	22	185
Pile Cap	452	D	32	72	52	D	19	121

## BAB VII KESIMPULAN DAN SARAN

### 7.1 Kesimpulan

Dalam perencanaan tugas akhir ini telah diperoleh kesimpulan sebagai berikut :

1. Berdasarkan alternatif perencanaan timbunan oprit *fly over* Kandangan dimana direncanakan antara oprit bersisi tegak dan oprit bersisi miring. Diperoleh perencanaan tinggi timbunan awal (H initial) yang dibutuhkan untuk mencapai tinggi timbunan akhir (H final) yang direncanakan serta besar *consolidation settlement* yang akan terjadi. Untuk alternatif oprit bersisi tegak adalah sebagai berikut :

**Tabel 7.1** Rekap perencanaan tinggi timbunan oprit bersisi tegak

Zoning oprit	Oprit Bersisi Tegak		
	H Final (m)	H Initial (m)	$\Delta H$ (m)
Zona A (pot. 5-5)	3	3.6353	0.635
Zona B (pot. 4-4)	6	7.5321	1.532
Zona C (pot. 3-3)	9	10.9258	1.926
Zona D (pot. 2-2)	10.459	12.5374	2.078
Zona D (pot. 1-1) didalam <i>wing-wall</i>	10.659	12.7568	2.098

Untuk alternatif oprit bersisi miring adalah sebagai berikut :

**Tabel 7.2** Rekap perencanaan tinggi timbunan oprit bersisi miring

Zoning oprit	Oprit Bersisi Miring		
	H Final (m)	H Initial (m)	$\Delta H$ (m)
Zona A (pot. 5-5)	3	4.4569	1.457
Zona B (pot. 4-4)	6	8.3042	2.304
Zona C (pot. 3-3)	9	11.7566	2.757
Zona D (pot. 2-2)	10.459	13.3901	2.931
Zona D (pot. 1-1) didalam <i>wing-wall</i>	10.659	12.7568	2.098

2. Perhitungan waktu konsolidasi dengan diharapkan derajat konsolidasi  $U_v = 90\%$ , didapatkan waktu konsolidasi alami tanpa ada metode percepatan pemampatan adalah 222 tahun. Perhitungan pemampatan konsolidasi alami disimpulkan bahwa waktu yang dibutuhkan untuk menghilangkan *consolidation settlement* sangat lama yaitu 222 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 pemasangan PVD serta PHD untuk pengalir air pori dari PVD.

3. Derajat konsolidasi total yang paling menentukan untuk mencapai derajat konsolidasi rencana ( $U_v = 90\%$ ). Diperoleh hasil bahwa pola pemasangan PVD segi empat dengan spasi antar PVD 0,8 m adalah yang paling efektif dengan waktu konsolidasi yang di iijinkan 24 Minggu (masa efektif PVD). Dengan kebutuhan instalasi PVD untuk masing-masing alternatif perencanaan oprit adalah sebagai berikut :

- Alternatif timbunan bersisi tegak  
Pola pemasangan PVD : segi empat  
Kadalaman pancang : 11 m (*very soft to medium stiff soil*)  
Jumlah titik PVD : 2 x 13360 titik (untuk 2 oprit)  
Jumlah baris PHD : 2 x 334 baris melintang (untuk 2 oprit)
- Alternatif timbunan bersisi miring  
Pola pemasangan PVD : segi empat  
Kadalaman pancang : 11 m (*very soft to medium stiff soil*)  
Jumlah titik PVD : 2 x 20040 titik (untuk 2 oprit)  
Jumlah baris PHD : 2 x 334 baris melintang (untuk 2 oprit)

4. Berdasarkan analisa kestabilan lereng oleh karena peningkatan daya dukung tanah dasar setelah selesai masa penimbunan H-initial untuk masing-masing alternatif timbunan oprit. Untuk kestabilan timbunan oprit bersisi tegak diperoleh hasil sebagai berikut :

**Tabel 7.3** Rekap kestabilan timbunan oprit bersisi tegak

Zoning oprit	Oprit Bersisi Tegak			
	SF eksisting min.	Cek	SF rencana	Keterangan
Zona A (pot. 5-5)	1.167	<	1.25	Butuh Perkuatan
Zona B (pot. 4-4)	0.884	<	1.25	Butuh Perkuatan
Zona C (pot. 3-3)	0.856	<	1.25	Butuh Perkuatan
Zona D (pot. 2-2)	0.853	<	1.25	Butuh Perkuatan
Zona D (pot. 1-1) didalam <i>wing-wall</i>	0.83	<	1.25	Butuh Perkuatan

Untuk kestabilan timbunan oprit bersisi miring diperoleh hasil sebagai berikut :

**Tabel 7.4** Rekap kestabilan timbunan oprit bersisi miring

Zoning oprit	Oprit Bersisi Miring			Keterangan
	SF eksisting min.	Cek	SF rencana	
Zona A (pot. 5-5)	0.595	<	1.25	Butuh Perkuatan
Zona B (pot. 4-4)	1.177	<	1.25	Butuh Perkuatan
Zona C (pot. 3-3)	1.172	<	1.25	Butuh Perkuatan
Zona D (pot. 2-2)	0.853	<	1.25	Butuh Perkuatan
Zona D (pot. 1-1) didalam wing-wall	1.124	<	1.25	Butuh Perkuatan

5. Perencanaan perkuatan timbunan pada oprit bersisi tegak direncanakan dengan 2 alternatif. Dengan diperoleh kesimpulan total biaya variabel secara pendekatan (+ PPN 10%) untuk alternatif perkuatan *geotextile* kombinasi *flat sheet-pile* adalah Rp. 86.280.857.674,34 dan untuk alternatif perkuatan *geogrids* kombinasi *keystone-wall* adalah Rp. 73.797.613.851,84. Sehingga disimpulkan untuk oprit bersisi tegak dengan perkuatan *geogrids* kombinasi *keystone-wall* yang lebih murah.
6. Perencanaan perkuatan timbunan pada oprit bersisi miring direncanakan dengan 2 alternatif. Dengan diperoleh kesimpulan total biaya variabel secara pendekatan (+ PPN 10%) untuk alternatif perkuatan *geotextile* adalah Rp. 103.183.365.174,93 dan untuk alternatif perkuatan *micropile* adalah Rp. 134.243.009.394,93 Sehingga disimpulkan bahwa untuk oprit bersisi miring dengan perkuatan *geotextile* yang lebih murah.
7. Berdasarkan perhitungan total biaya yang dibutuhkan oleh alternatif perencanaan timbunan oprit, maka dipilih alternatif timbunan dan perkuatan yang paling efektif dari segi biaya, pelaksanaan, dan hemat ruang sehingga oprit bersisi tegak dengan perkuatan *geogrids* kombinasi *keystone-wall* adalah yang paling sesuai. Dengan total biaya Rp. 73.797.613.851,84.
8. *Abutment* direncanakan dengan lebar melintang 32,725 m dan tinggi total 12,530 m dengan -1.50 m dari OGL. Dimensi *pilecap* 32,725 m x 6,5 m.

9. Pondasi dalam dipakai tiang pancang PC Spun Pile produk PT.Waskita Precast diameter 60 cm berjumlah 84 buah dengan dipancang kedalaman 42 m dari OGL.

## 7.2 Saran

1. Diperlukan inisiatif alternatif lain dalam perencanaan timbunan untuk bersisi tegak dan bersisi miring yang mungkin lebih efektif dari segi pelaksanaan dan keekonomisan biaya daripada yang telah direncanakan pada tuga akhir ini.
2. Diperlukan perhitungan biaya yang lebih cermat, teliti dan tepat sesuai harga dipasaran.
3. Diperlukan alternatif lain dalam perencanaan dimensi abutment dan pondasi dalam.
4. Setelah dilaksanakan sidang seminar tugas akhir, diputuskan desain modifikasi jembatannya tidak memenuhi syarat *clearance* peraturan, sehingga direvisi desain modifikasi pada lampiran gambar selanjutnya seharusnya perencanaan modifikasi digunakan desain yang baru tersebut.
5. Setelah dilaksanakan sidang seminar tugas akhir, diputuskan desain *abutment* yang telah direncanakan tidak proporsional dimensinya, sehingga direvisi desain *abutment* pada lampiran gambar selanjutnya seharusnya perencanaan *abutment* digunakan desain yang baru tersebut.

## 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.

## BIOGRAFI PENULIS



Penulis atas nama Pungky Aditya Rindy Saputra, Lahir di kota Pati, Jawa tengah pada tanggal 16 Nopember 1996, merupakan anak pertama dari dua bersaudara atas pasangan Junaedi, SE dan Rini Mulyani, SE.

Penulis telah menempuh pendidikan formal antara lain dari TK/RA (2000-2001), SD/MI (2001-2006), sampai dengan SMP/MTS (2006-2009) di Yayasan Perguruan Islam Raudlatul Ulum, Guyangan, Trangkil, Pati. Selanjutnya penulis menempuh pendidikan SMA di SMA Negeri 2 Pati dengan lulus jurusan IPA di tahun 2013. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan gelar vokasi Diploma-3 di Departemen Teknik Sipil, Sekolah Vokasi, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta dan lulus di tahun 2016. Dan setelah lulus D-3, penulis melanjutkan kuliah pendidikan sarjana S-1 di Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.

Pada masa pendidikan kuliah, penulis selain aktif dalam pendidikan akademik juga aktif diluar non-akademik diantaranya kegiatan ekstrakurikuler olahraga dan musik serta pengalaman kerja di lapangan. Di jurusan Teknik Sipil FTSLK-ITS, penulis memilih konsentrasi bidang studi Geoteknik.

Besar harapan dari penulis kepada pembaca buku tugas akhir ini dapat memberikan masukan jika terdapat kesalahan dalam penulisan tuga akhir ini. *No Body's Perfect* ☺. Salam sukses dari penulis. ☺

*Contact person :*

E-mail / Social media : [pungky2526@gmail.com](mailto:pungky2526@gmail.com)

Phone / WA : 085727377356

# LAMPIRAN

## Lampiran 1. Data tanah Bore Hole 1 (DB-01)

TESTANA ENGINEERING, Inc.		A.1.1. BORING LOG			BOREHOLE #: DB - 1										
PROJECT: Jembatan Flyover Kandangan		DATE OF BORING: 16 - 21 Nov. 2011			GROUND WATER LEVEL: -1.50 m										
LOCATION: Jl. Kandangan, Surabaya		DEPTH: 30.0 m			GROUND SURFACE LEVEL: ± 0.00 m										
DEPTH (m)	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST				STRENGTH TEST			ATTERBERG LIMITS						
		0	10	20	30	TYPE	c	φ	W	L	Pl	Ip	Uc	Uc	
0	Concrete wall, gravely sand, brown.														
0.5	Fill materials consist of limestone having grain gradation of silty sand, and gravel, trace clay, loose														
1.5	Clay and silt, brown, inorganic, trace sand, medium	5				LIU	0.30	3	35	70	90	1.57	2.63	1.85	100
3.5		5				LIU	0.45	9	35	65	103	1.60	2.62	1.70	100
5.5	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, medium to stiff	5				LIU	0.54	5	27	60	98	1.63	2.63	1.58	100
7.5		7				LIU	1.08	12	35	50	88	1.71	2.64	1.32	100
10.5	Clay and silt, brownish grey, inorganic, trace sand, very stiff	12				LIU	1.15	4	22	48	95	1.72	2.63	1.28	100
12.5		12				LIU	1.25	5	31	47	80	1.73	2.63	1.23	100
15.5	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand to some sand, hard	19				LIU	1.25	7	31	44	84	1.75	2.62	1.18	100
17.5		19				LIU	1.47	7	29	43	85	1.76	2.62	1.13	100
20.5		21				QT	1.30	19	26	34	68	1.86	2.64	0.90	100
22.5		21													
25.5		22													
28.5		31													
30.0		36													

<ul style="list-style-type: none"> <li>○ = Undisturbed sample</li> <li>● = SPT</li> <li>□ = Core sample</li> <li>△ = Cohesion intercept, kg/cm<sup>2</sup></li> <li>⊕ = Internal friction angle, deg</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>SPT = Standard penetration test (blows / ft)</li> <li>LIU = Triaxial, Unconsolidated undrained</li> <li>CU = Triaxial, Consolidated undrained</li> <li>W<sub>u</sub> = Vane shear test</li> <li>LCU = Unconfined compression strength, kg/cm<sup>2</sup></li> <li>QU = Direct shear, quick test</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>W = Moisture content, %</li> <li>Pl = Plastic limit, %</li> <li>L = Liquid limit, %</li> <li>Ip = Plasticity index, %</li> <li>Uc = Specific gravity</li> <li>Uc = Unit weight</li> <li>Uc = Saturation, %</li> </ul>
---	---	--



(Lanjutan) Lampiran 1. Data tanah Bore Hole 1 (DB-01)

TESTANA ENGINEERING, Inc.		A.1.2 BORING LOG		BOREHOLE #: DB - 1														
PROJECT: Jembatan Flyover Kandangan		DATE OF BORING: 16 - 21 Nov. 2011		GROUND WATER LEVEL: +1.90 m														
LOCATION: Kandangan.		DEPTH: 80.0 m		GROUND SURFACE LEVEL: +4.00 m														
DEPTH (m)	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST				STRENGTH TEST				ATTERBERG LIMITS				γ	G <sub>s</sub>	w <sub>c</sub>	S <sub>p</sub>	
		10	30	50	70	Type	C	q	φ	w <sub>L</sub>	w <sub>P</sub>	w <sub>U</sub>	LL					PL
20	Clay and silt, grey, inorganic, trace to some sand, hard				20	QT	1.35	22							1.87	2.63	0.87	100
24					41													
26	Silt and sand, grey, little clay				44	QT	0.65	27							1.88	2.64	0.87	100
30					46													
32	Silt and clay, grey, inorganic, trace to little sand, hard				+50	QT	0.70	32							1.90	2.61	0.79	100
34					+50													
36	Silt and clay, grey, inorganic, trace to little sand, hard				+50	QT	2.00	16							1.90	2.61	0.79	100
38					+50													
40	Silt and clay, grey, inorganic, trace to little sand, hard				+50	QT	2.00	18							1.91	2.62	0.78	100
42					+50													
44	Silt and clay, grey, inorganic, trace to little sand, hard				+50	UCT	1.83	-							1.92	2.61	0.75	100
46					+50													
48	Silt and clay, grey, inorganic, trace to little sand, hard				+50	UCT	1.48	-							1.80	2.62	1.02	100
50					+50													
52	Clay and silt, grey, inorganic, trace to little sand, very stiff to hard				24	UCT	1.48	-							1.79	2.63	1.06	100
54					27													
56	Clay and silt, grey, inorganic, trace to little sand, very stiff to hard				28	UCT	1.72	-							1.82	2.62	0.97	100
58					31													
60	Clay and silt, grey, inorganic, trace to little sand, very stiff to hard				31	UCT	1.78	-							1.83	2.61	0.94	100
62					31													
64	Clay and silt, grey, inorganic, trace to little sand, very stiff to hard				31	UCT	1.90	-							1.85	2.64	0.93	100
66					34													
68	Clay and silt, grey, inorganic, trace to little sand, very stiff to hard				34	UCT	1.90	-							1.85	2.64	0.93	100
70					34													
72	Clay and silt, grey, inorganic, trace to little sand, very stiff to hard				34	UCT	1.90	-							1.85	2.64	0.93	100
74					34													
76	Clay and silt, grey, inorganic, trace to little sand, very stiff to hard				34	UCT	1.90	-							1.85	2.64	0.93	100
78					34													
80	End of boring				34	UCT	1.90	-							1.85	2.64	0.93	100

0 to 10 % = Trace  
 10 to 20 % = Little  
 20 to 50 % = Some  
 50 to 100 % = And

= Undisturbed sample  
 = SPT  
 = Core sample  
 = Cohesion intercept, kN/m<sup>2</sup>  
 = Internal friction angle, deg

SPT = Standard penetration test (blows/ft)  
 LU = Tested, Unconsolidated undisturbed  
 LU = Tested, Consolidated undisturbed  
 UU = Vane shear test  
 UCT = Unconfined compression strength, kN/m<sup>2</sup>  
 σ = Direct shear, kN/m<sup>2</sup>

= Moisture content, %  
 = Plastic limit, %  
 = Liquid limit, %  
 = Shrinkage, mm-1  
 = Specific gravity  
 w<sub>c</sub> = Void ratio  
 S<sub>p</sub> = Settlement, %

## Lampiran 2. Data tanah Bore Hole 2 (DB-02)

TESTANA ENGINEERING, Inc.		A.1.3. BORING LOG				BOREHOLE #: DB-2										
PROJECT : Jembatan Flyover Kandangan		DATE OF BORING : 22 - 2 Nov. 2011				GROUND WATER LEVEL : - 0.88 m										
LOCATION : J. Kandangan, Surabaya.		DEPTH : 86.0 m				GROUND SURFACE LEVEL : ± 0.00 m										
DEPTH m	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST				STRENGTH TEST			ATTERBERG LIMITS							
		15	30	45	60	TYPE	c	φ	20	40	60	7	Ge	wo	Sr	
0																
1	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, soft	2				UU	0.20	9	30	78		1.51	2.50	1.95	100	
2																
4	Clay and silt, brown, inorganic, trace sand, medium	5				UU	0.75	10	29	54	98	1.61	2.63	1.68	100	
5																
6	Clay and silt, brown, inorganic, trace sand, medium	6				UU	0.75	13	22	54	95	1.61	2.62	1.67	100	
7																
10	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, stiff	7				UU	1.45	9	32	51	72	1.70	2.65	1.35	100	
11																
12	Clay and silt, brown, inorganic, trace sand, very stiff	14				UU	1.60	9	35	49	82	1.72	2.65	1.30	100	
13																
14	Clay and silt, brown, inorganic, trace sand, very stiff	15				UU	1.70	6	30	47	78	1.73	2.64	1.24	100	
15																
16	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, very stiff	18				UU	1.85	4	33	45	81	1.75	2.66	1.20	100	
17																
18	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, very stiff	20				UU	1.90	2	31	44	84	1.76	2.63	1.15	100	
19																
20	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, very stiff	20				UU	2.00	3	22	43	98	1.76	2.61	1.12	100	
21																
22	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, very stiff	21				UU	2.00	3	22	43	98	1.76	2.61	1.12	100	
23																
24	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, very stiff	23				UU	2.00	3	22	43	98	1.76	2.61	1.12	100	
25																
26	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, very stiff	25				UU	2.00	3	22	43	98	1.76	2.61	1.12	100	
27																
28	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, very stiff	25				UU	2.00	3	22	43	98	1.76	2.61	1.12	100	
29																
30	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, very stiff	28				UCT	2.14	-	24	42	80	1.77	2.62	1.10	100	
31																

0 to 10 % = Trace  
 10 to 25 % = Little  
 25 to 50 % = Some  
 50 to 80 % = And

[Symbol] = Undisturbed sample  
 [Symbol] = SPT  
 [Symbol] = Core sample  
 c = Cohesion intercept, kg/cm<sup>2</sup>  
 φ = Internal friction angle, deg

SPT = Standard penetration test (blows / ft)  
 UU = Unconsolidated undisturbed  
 CU = Consolidated undisturbed  
 UUUC = Unconfined compression strength, kg/cm<sup>2</sup>  
 UCT = Unconfined compression strength, kg/cm<sup>2</sup>  
 QT = Direct shear, quick test

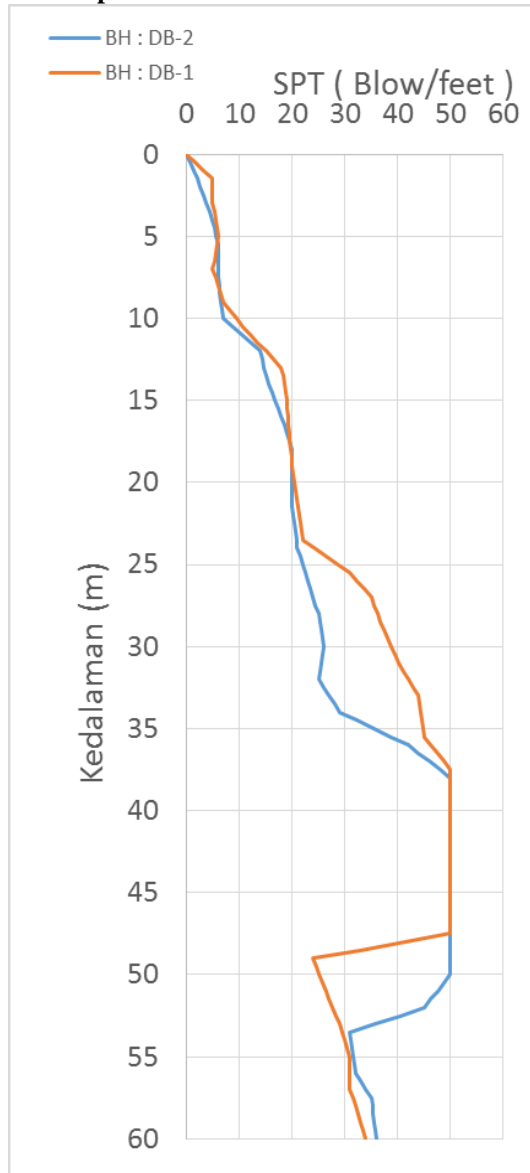
W = Moisture content, %  
 Wp = Plastic limit, %  
 L = Liquid limit, %  
 γ = Bulk density, kg/m<sup>3</sup>  
 Ge = Specific gravity  
 w<sub>L</sub> = Liquid ratio  
 Sr = Saturation, %

## (Lanjutan) Lampiran 2. Data tanah Bore Hole 2 (DB-02)

TESTANA ENGINEERING, INC.		A.1.4. BORING LOG			BOREHOLE #: DB-2										
PROJECT : Jembatan Flyover Kandangari		DATE OF BORING : 22 - 2 Nov. 2011			GROUND WATER LEVEL : -0.90 m										
LOCATION : Jl. Kandangari, Surabaya.		DEPTH : 80.0 m			GROUND SURFACE LEVEL : +0.00 m										
DEPTH (m)	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST			STRENGTH TEST			ATTERBERG LIMITS							
		qc	fs	qc	qc	c	φ	w	L	P	Ip				
10	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, very stiff			31	UCT	2.24	-	27	31	64	1.77	2.60	1.07	100	
12				30				28	32	47					
14	Sand and silt, grey, little clay, dense			42	QT	0.20	34				1.80	2.64	0.84	100	
16				40				28	30	40					
18	Silt and clay, grey, inorganic, trace sand, hard			40	QT	1.80	22				1.90	2.61	0.79	100	
20				40				27	30	41		1.90	2.60	0.78	100
22				40				27	30	43		1.92	2.62	0.78	100
24				40				28	28	40		1.94	2.63	0.74	100
26				40				28	28	38		1.94	2.64	0.74	100
28				40				34	37	102		1.82	2.61	0.96	100
30	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, hard			31	UCT	1.73	-								
32				30				27	30	95		1.85	2.63	0.92	100
34				30	QT	1.50	21		25	30	115		1.86	2.65	0.92
36	End of Boring			30	QT	1.60	18								
38				30											

Notes:


- 0 to 10 % = Trace
- 10 to 20 % = Little
- 20 to 35 % = Some
- 35 to 50 % = Much
- UC = Undisturbed sample
- SPT = SPT
- CU = Cone test
- UC = Compression strength, unconfined
- φ = Internal friction angle, deg
- SPT = Standard penetration test (blows/ft)
- CU = Triaxial, Unconsolidated, undrained
- UC = Triaxial, Consolidated, undrained
- UC = Vane shear test
- UC = Unconfined compression strength, unconfined
- UC = Direct shear, quick test
- w = Moisture content, %
- L = Plasticity limit, %
- P = Liquid limit, %
- Ip = Plasticity index, %
- γ = Bulk density, kN/m<sup>3</sup>
- G<sub>s</sub> = Specific gravity
- w<sub>c</sub> = Moisture content at liquid limit
- SI = Settlement, %

**Lampiran 3.** Grafik N-SPT DB-1 & DB-2



### Lampiran 6. Brosur Produk *Micropile*

## PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILE



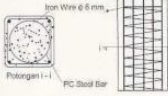
### SPECIFICATION STANDARD

PILE SIZE	CROSS SECTION AREA	UNIT WEIGHT	AXIAL LOAD	NUMBER OF PC BAR					
				Pile Length	Cracking Moment	Pile Length	Cracking Moment	Pile Length	Cracking Moment
mm	mm <sup>2</sup>	kg/m	ton	Up to 12 m	1m	13-15m	1m	16-18 m	1m
300 x 300	90.000	216	117	4.7.5 x 8	3.0	9.7.0 x 10	3.5		
350 x 350	122.500	294	160	4.7.5 x 10	5.0	9.7.0 x 12	5.5	4.7.0 x 14	6.0
400 x 400	160.000	394	208	4.7.5 x 12	7.0	9.7.0 x 14	7.5	4.7.0 x 16	8.0
450 x 450	202.500	486	267	4.9.0 x 14	10.0	9.7.0 x 16	10.5	4.7.0 x 18	11.6
500 x 500	250.000	600	318	4.9.0 x 18	13.5	9.9.0 x 16	14.0	4.9.0 x 18	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

Plate Thickness	a	i
12 mm	8 mm	4 mm
16 mm	10 mm	6 mm

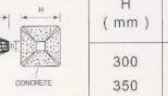
**DETAIL A**



**DETAIL B**

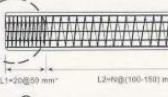


**DETAIL C**

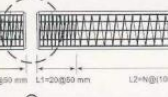


H (mm)	h (mm)
300	50
350	50
400	50
450	50
500	50


**A**



**B**



**C**



### 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*

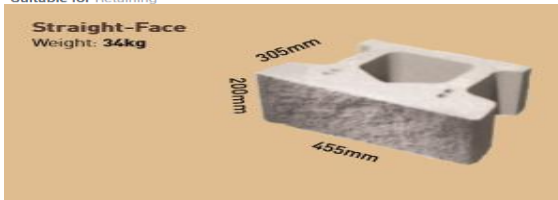
# Keystone Compac® IV

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.

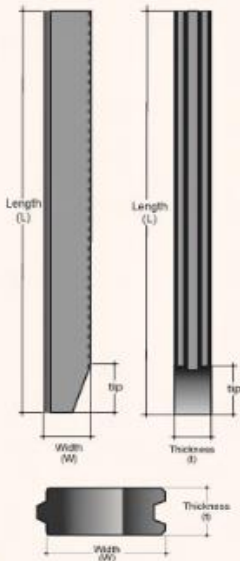
- Near vertical or two battered setback options
- Larger units with split face finish
- 2 x stabilising pin positions per unit provides accurate alignment of each row/unit
- Bevelled/Tri-Face or straight face units

Suitable for Retaining



## Lampiran 9. Brosur Produk *Sheet-pile*

### Flat Concrete Sheet Pile (FCSP) Prestressed




#### Specification

Type	Width W (mm)	Thickness t (mm)	Unit Weight (kg/m)	Bending Moment		Length L (mm)
				Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	
FPSP-220 A 500	500	220	280	3.32	5.39	6 - 14
B				3.70	6.74	
C				4.05	8.09	
D				4.39	9.44	
E				4.71	10.79	
F				5.22	10.96	
G				5.97	13.70	
FPSP-320 A 500	500	320	400	6.05	7.85	6 - 14
B				6.65	9.81	
C				7.24	11.77	
D				7.81	13.73	
E				8.37	15.59	
F				8.91	17.65	
G				9.43	19.61	
H				9.94	21.57	
I				10.43	23.54	
J				10.91	25.52	
K				11.37	27.46	
L				11.81	29.42	
M				12.24	31.38	
N				13.38	31.88	

## Lampiran 10. Brosur Produk PC Spun Pile

PC SPUN PILE CONCRETE PRODUCT



**WASKITA**  
PT. WASKITA KARYA (Persero) Tbk  
DIVISI PRECAST

**Description**

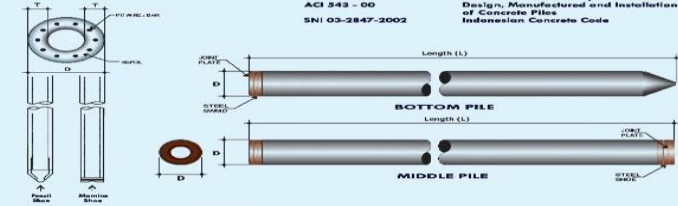
- Type of pile : Prestressed Concrete Spun Pile
- Splice system : Welded at steel joint plate
- Type of shoe : Pencil (Standard Product)
- Method of Driving : Mantle (Special Design)
- : Diesel or Hydraulic Hammer

**Design and Manufacturing References**

JIS A 3335 - 1987  
ACI 308 - 00  
SNI 03-2847-2002

Prestressed Concrete Spun Pile  
Design, Manufacture and Installation  
of Concrete Piles  
Indonesian Concrete Code

**Shape and Dimension**



**Classification**

Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Gross Section (cm <sup>2</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Length L (m)	Bending Moment		Allowable Axial Load (ton)
						Crack	Ultimate	
300	60	A2	452	113	6 - 13	3,50	3,75	72,40
		A3				3,00	4,50	70,75
		B				3,50	6,30	67,50
		C				4,00	8,00	65,40
		A1				3,50	5,25	93,10
350	65	A2	582	145	6 - 15	4,20	6,30	89,50
		B				5,00	9,00	86,40
		C				6,00	12,00	85,00
		A2				5,50	8,25	121,10
400	75	A3	766	191	6 - 16	6,50	9,75	117,60
		B				7,50	13,50	114,40
		C				9,00	18,00	111,50
		A1				7,50	11,25	149,50
450	80	A2	930	232	6 - 16	8,50	12,75	145,80
		A3				10,00	15,00	143,80
		B				11,00	19,80	139,10
		C				12,50	25,00	134,90
		A1				10,50	15,75	185,30
500	90	A2	1,159	290	6 - 16	12,50	18,75	181,70
		A3				14,00	21,00	178,20
		B				15,00	27,00	174,90
		C				17,00	34,00	169,00
		A1				17,00	25,50	252,70
600	100	A2	1,571	393	6 - 16	19,00	28,50	249,00
		A3				22,00	33,00	243,20
		B				25,00	45,00	238,30
		C				29,00	58,00	229,50
800	120	A1	2,564	641	6 - 24	40,00	60,00	412,00
		A2				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
1000	140	A1	3,782	946	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
		C				120,00	216,00	555,70
1200	150	A1	4,948	1,237	6 - 24	120,00	180,00	759,10
		A2				134,00	201,00	791,10
		A3				156,00	234,00	768,00
		B				170,00	306,00	736,70
		C				200,00	360,00	718,20



## Lampiran 11. Brosur Produk PVD & PHD

GI-Drain

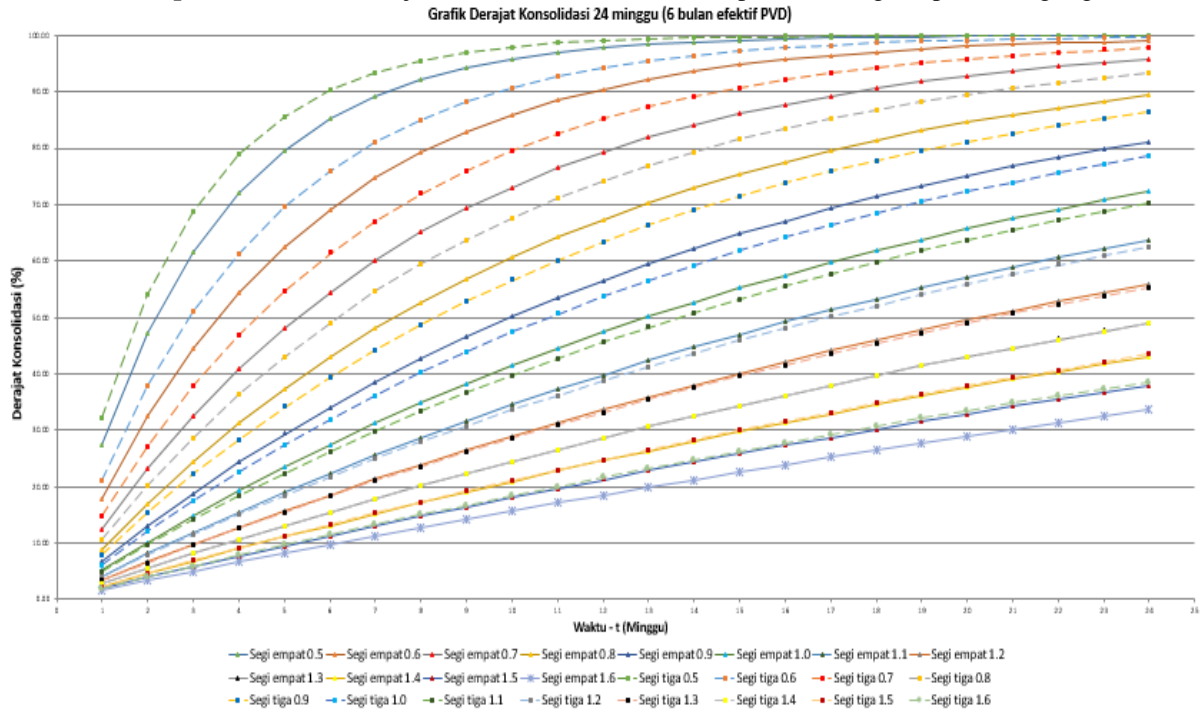
Prefabricated Vertical Drain

**GEOFORCE INDONESIA**  
geosynthetic engineering

### MATERIAL DATA SHEET

Physical Properties	Standard	Unit	GD-70	GD-80	GD-90
Filter material			PET	PET	PET
Core material			PP/PE	PP/PE	PP/PE
Weight (core + filter)	ASTM D 1777	gr/m	80 ± 3	93 ± 3	103 ± 3
Width		mm	100 ± 3	100 ± 3	100 ± 3
Thickness	ASTM D 5199	mm	3.0 + 0.2	3.5 + 0.2	4.2 + 0.2
<b>FILTER</b>					
Grab tensile strength	ASTM D 4632	N	> 250	> 350	> 350
Elongation	ASTM D 4632	%	30-90	30-90	30-90
Poresize opening (O95)	ASTM D 4751	µm	< 75	< 75	< 75
Tear strength	ASTM D 4533	N	> 60	> 100	> 100
Permittivity	ASTM D 4491	s <sup>-1</sup>	> 1.3	> 0.7	> 0.7
Permeability	ASTM D 4491	10 <sup>-3</sup> m/s	> 20	> 5	> 5
<b>ASSEMBLED DRAIN</b>					
Tensile strength	ASTM D 4595	kN	> 2.8	> 3.0	> 3.2
Tensile strength at 5% strain	ASTM D 4595	kN	> 2.0	> 2.2	> 2.4
Tensile strength at 10% strain	ASTM D 4595	kN	> 2.6	> 2.8	> 3.0
Elongation	ASTM D 4595	%	30-70	30-70	30-70
Discharge capacity at 10 kPa	ASTM D 4716	10 <sup>-6</sup> m <sup>3</sup> /s	> 110	> 120	> 130
Discharge capacity at 300 kPa	ASTM D 4716	10 <sup>-6</sup> m <sup>3</sup> /s	> 70	> 80	> 90

## Lampiran 12. Grafik derajat konsolidasi horizontal (U<sub>h</sub>) pola PVD segi empat dan segi tiga



**Lampiran 13. Tabel Perhitungan daya dukung Pile D60 data DB-1**

Bor No. : **DB-1**

Project : Fly Over Kandangan

Location : Kandangan, Surabaya, Jawa timur

Pile Dim. : Ø 60 cm

Depth. Increment : 0.5 m

Centre-of-Depth Layer : 0.25 m

8D : 480 cm

4D : 240 cm

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N >15sand 15+.	N >15sand 0.6 N	N minimum	γsat (t/m3)	γ' (t/m3)	po (ton/m2)	N Corr	2N	N Corr pakai	N rata2 ujung	Q ujung (ton)	f <sub>si</sub> (ton/m2)	R <sub>si</sub> (ton)	Σ R <sub>si</sub> (ton)	Q <sub>ult</sub> = Q <sub>ujung</sub> + Σ R <sub>si</sub>	Q <sub>ijin</sub> = Q <sub>ult</sub> /SF SF=3 ; (ton)	Q <sub>ijin</sub> = Q <sub>ult</sub> /SF SF=2 ; (ton)	Q <sub>ijin tarik</sub> = 1/3 R <sub>si</sub> /SF SF=3 ; (ton)	Q <sub>ijin tarik</sub> = 1/3 R <sub>si</sub> /SF SF=2 ; (ton)
0.0	0.00	L	0.00	0.00	0.00	1.57	0.57	0.00	0.00	0	0.00	6.67	75.40	0.00	0.00	0.00	75.40				
0.5	1.67	L	1.67	1.67	1.67	1.57	0.57	0.14	6.31	3.33	3.33	7.14	80.78	1.67	1.57	1.57	82.35				
1.0	3.33	L	3.33	3.33	3.33	1.57	0.57	0.43	11.39	6.67	6.67	7.56	85.53	3.33	3.14	4.71	90.24				
1.5	5.00	L	5.00	5.00	5.00	1.57	0.57	0.71	15.56	10	10.00	7.94	89.85	5.00	4.71	9.42	99.27	33.09	49.64	3.14	4.71
2.0	5.00	L	5.00	5.00	5.00	1.57	0.57	1.00	14.30	10	10.00	8.30	93.87	5.00	4.71	14.14	108.01	36.00	54.00	4.71	7.07
2.5	5.00	L	5.00	5.00	5.00	1.57	0.57	1.28	13.22	10	10.00	8.58	97.07	5.00	4.71	18.85	115.91	38.64	57.96	6.28	9.42
3.0	5.00	L	5.00	5.00	5.00	1.57	0.57	1.57	12.29	10	10.00	8.73	98.71	5.00	4.71	23.56	122.27	40.76	61.14	7.85	11.78
3.5	5.25	L	5.25	5.25	5.25	1.60	0.60	1.86	12.04	10.5	10.50	8.78	99.25	5.25	4.95	28.51	127.76	42.59	63.88	9.50	14.25
4.0	5.50	L	5.50	5.50	5.50	1.60	0.60	2.16	11.80	11	11.00	8.75	99.01	5.50	5.18	33.69	132.70	44.23	66.35	11.23	16.85
4.5	5.75	L	5.75	5.75	5.75	1.60	0.60	2.46	11.59	11.5	11.50	8.68	98.19	5.75	5.42	39.11	137.31	45.77	68.65	13.04	19.56
5.0	6.00	L	6.00	6.00	6.00	1.60	0.60	2.76	11.41	12	12.00	8.64	97.75	5.70	5.38	44.49	142.24	47.41	71.12	14.83	22.24
5.5	5.75	L	5.75	5.75	5.75	1.63	0.63	3.07	10.33	11.5	10.33	9.17	103.60	5.16	4.87	49.36	153.04	51.01	76.52	16.45	24.68
6.0	5.50	L	5.50	5.50	5.50	1.63	0.63	3.38	9.35	11	9.35	9.50	107.49	4.67	4.41	53.76	161.25	53.75	80.63	17.92	26.88
6.5	5.25	L	5.25	5.25	5.25	1.63	0.63	3.70	8.47	10.5	8.47	9.65	109.15	4.24	3.99	57.75	166.90	55.63	83.45	19.25	28.88
7.0	5.00	L	5.00	5.00	5.00	1.63	0.63	4.01	7.68	10	7.68	9.66	109.27	3.84	3.62	61.37	170.64	56.88	85.32	20.46	30.69
7.5	5.50	L	5.50	5.50	5.50	1.63	0.63	4.33	8.06	11	8.06	9.74	110.14	4.03	3.80	65.17	175.30	58.43	87.65	21.72	32.58
8.0	6.00	L	6.00	6.00	6.00	1.63	0.63	4.64	8.40	12	8.40	9.88	111.60	4.20	3.96	69.13	180.81	60.27	90.41	23.04	34.56
8.5	6.50	L	6.50	6.50	6.50	1.63	0.63	4.96	8.72	13	8.72	10.07	113.87	4.36	4.11	73.23	187.10	62.37	93.55	24.41	36.62
9.0	7.00	L	7.00	7.00	7.00	1.63	0.63	5.27	9.01	14	9.01	10.30	116.46	4.50	4.24	77.48	193.94	64.65	96.97	25.83	38.74
9.5	8.25	L	8.25	8.25	8.25	1.71	0.71	5.61	10.18	16.5	10.18	10.56	119.41	5.09	4.80	82.27	201.69	67.23	100.84	27.42	41.14
10.0	9.50	L	9.50	9.50	9.50	1.71	0.71	5.96	11.23	19	11.23	10.86	122.88	5.61	5.29	87.56	210.44	70.15	105.22	29.19	43.78
10.5	10.75	L	10.75	10.75	10.75	1.71	0.71	6.32	12.19	21.5	12.19	11.26	127.35	6.10	5.75	93.31	220.66	73.55	110.33	31.10	46.65
11.0	12.00	L	12.00	12.00	12.00	1.71	0.71	6.67	13.08	24	13.08	11.73	132.65	6.54	6.17	99.47	232.12	77.37	116.06	33.16	49.74
11.5	13.50	L	13.50	13.50	13.50	1.71	0.71	7.03	14.17	27	14.17	12.26	138.70	7.08	6.68	106.15	244.85	81.62	122.42	35.38	53.07
12.0	15.00	L	15.00	15.00	15.00	1.71	0.71	7.38	15.18	30	15.18	12.86	145.43	7.59	7.15	113.30	258.73	86.24	129.37	37.77	56.65

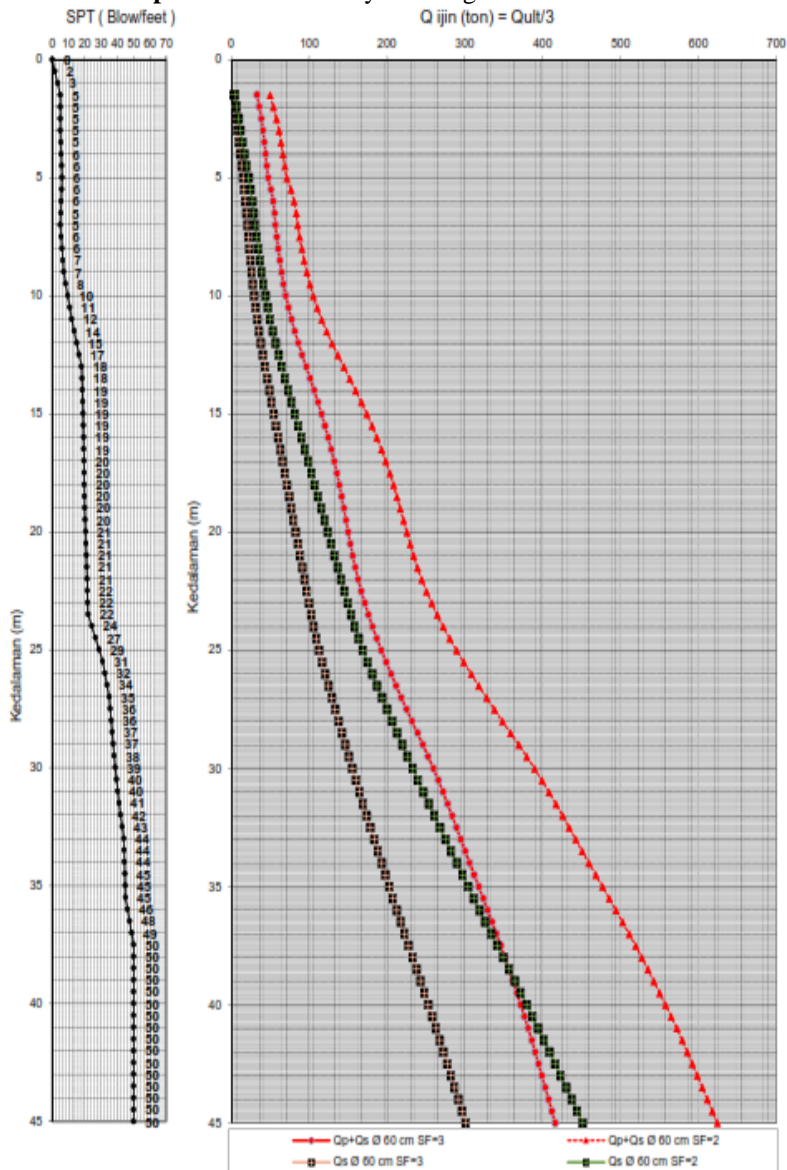
(Lanjutan) Lampiran 13. Tabel Perhitungan daya dukung Pile D60 data DB-1

Depth (m)	N (blow/m)	L/P	N > 15sand 15+	N > 15sand 0,6 N	N minimum	ysat (t/m3)	γ' (t/m3)	po (ton/m2)	N Corr	2N	N Corr pakai	N rata2 ujung	Q ujung (ton)	f <sub>si</sub> (ton/m2)	Rsi (ton)	∑ Rsi (ton)	Qult = Qujung + ∑ Rsi	Qijin = Qult/SF SF=3 ; (ton)	Qijin = Qult/SF SF=2 ; (ton)	Qijin tarik = ∑ Rsi/SF SF=3 ; (ton)	Qijin tarik = ∑ Rsi/SF SF=2 ; (ton)
12.5	16.50	L	16.50	16.50	16.50	1.72	0.72	7.74	16.40	33	16.40	13.51	152.78	8.20	7.73	121.03	273.81	91.27	136.91	40.34	60.52
13.0	18.00	L	18.00	18.00	18.00	1.72	0.72	8.10	17.73	36	17.73	14.13	159.84	8.87	8.36	129.39	289.23	96.41	144.61	43.13	64.69
13.5	18.25	L	18.25	18.25	18.25	1.72	0.72	8.46	17.82	36.5	17.82	14.73	166.63	8.91	8.40	137.79	304.42	101.47	152.21	45.93	68.89
14.0	18.50	L	18.50	18.50	18.50	1.72	0.72	8.82	17.91	37	17.91	15.31	173.17	8.95	8.44	146.23	319.39	106.46	159.70	48.74	73.11
14.5	18.75	L	18.75	18.75	18.75	1.72	0.72	9.18	17.99	37.5	17.99	15.87	179.48	9.00	8.48	154.71	334.18	111.39	167.09	51.57	77.35
15.0	19.00	L	19.00	19.00	19.00	1.72	0.72	9.54	18.08	38	18.08	16.35	184.94	9.04	8.52	163.23	348.16	116.05	174.08	54.41	81.61
15.5	19.13	L	19.13	19.13	19.13	1.73	0.73	9.90	18.04	38.3	18.04	16.77	180.63	9.02	8.50	171.73	361.35	120.45	180.68	57.24	85.86
16.0	19.25	L	19.25	19.25	19.25	1.73	0.73	10.27	18.00	38.5	18.00	17.12	193.61	9.00	8.48	180.21	373.82	124.61	186.91	60.07	90.11
16.5	19.38	L	19.38	19.38	19.38	1.73	0.73	10.63	17.97	38.8	17.97	17.41	196.94	8.98	8.47	188.68	385.61	128.54	192.81	62.89	94.34
17.0	19.50	L	19.50	19.50	19.50	1.73	0.73	11.00	17.93	39	17.93	17.64	199.55	8.97	8.45	197.13	396.67	132.22	198.34	65.71	98.56
17.5	19.63	L	19.63	19.63	19.63	1.73	0.73	11.36	17.90	39.3	17.90	17.82	201.49	8.95	8.43	205.56	407.06	135.69	203.53	68.52	102.78
18.0	19.75	L	19.75	19.75	19.75	1.73	0.73	11.73	17.86	39.5	17.86	17.92	202.63	8.93	8.42	213.98	416.61	138.87	208.30	71.33	106.99
18.5	19.88	L	19.88	19.88	19.88	1.75	0.75	12.10	17.83	39.8	17.83	17.94	202.87	8.91	8.40	222.38	425.25	141.75	212.62	74.13	111.19
19.0	20.00	L	20.00	20.00	20.00	1.75	0.75	12.47	17.79	40	17.79	17.95	203.06	8.89	8.38	230.76	433.83	144.61	216.91	76.92	115.38
19.5	20.25	L	20.25	20.25	20.25	1.75	0.75	12.85	17.86	40.5	17.86	17.97	203.22	8.83	8.42	239.18	442.40	147.47	221.20	79.73	119.59
20.0	20.50	L	20.50	20.50	20.50	1.75	0.75	13.22	17.93	41	17.93	17.98	203.33	8.97	8.45	247.63	450.96	150.32	225.48	82.54	123.82
20.5	20.75	L	20.75	20.75	20.75	1.75	0.75	13.60	18.01	41.5	18.01	17.98	203.39	9.00	8.48	256.12	459.51	153.17	229.75	85.37	128.06
21.0	21.00	L	21.00	21.00	21.00	1.75	0.75	13.97	18.08	42	18.08	17.99	203.50	9.04	8.52	264.63	468.13	156.04	234.07	88.21	132.32
21.5	21.20	L	21.20	21.20	21.20	1.76	0.76	14.35	18.10	42.4	18.10	18.11	204.84	9.05	8.53	273.16	478.00	159.33	239.00	91.05	136.58
22.0	21.40	L	21.40	21.40	21.40	1.76	0.76	14.73	18.12	42.8	18.12	18.34	207.37	9.06	8.54	281.70	489.07	163.02	244.54	93.90	140.85
22.5	21.60	L	21.60	21.60	21.60	1.76	0.76	15.11	18.15	43.2	18.15	18.66	211.06	9.07	8.55	290.26	501.32	167.11	250.66	96.75	145.13
23.0	21.80	L	21.80	21.80	21.80	1.76	0.76	15.49	18.17	43.6	18.17	19.09	215.89	9.09	8.56	298.82	514.71	171.57	257.36	99.61	149.41
23.5	22.00	L	22.00	22.00	22.00	1.76	0.76	15.87	18.19	44	18.19	19.57	221.33	9.10	8.57	307.39	528.72	176.24	264.36	102.46	153.70
24.0	24.25	L	24.25	24.25	24.25	1.76	0.76	16.25	19.90	48.5	19.90	20.10	227.36	9.95	9.38	316.77	544.12	181.37	272.06	105.59	158.38
24.5	26.50	L	26.50	26.50	26.50	1.96	0.96	16.68	21.55	53	21.55	20.69	233.97	10.78	10.16	326.93	560.89	186.96	280.45	108.98	163.46
25.0	28.75	L	28.75	28.75	28.75	1.96	0.96	17.16	23.16	57.5	23.16	21.28	240.69	11.58	10.91	337.84	578.52	192.84	289.26	112.61	168.92
25.5	31.00	L	31.00	31.00	31.00	1.96	0.96	17.64	24.73	62	24.73	21.89	247.51	12.37	11.65	349.49	597.01	199.00	298.50	116.61	174.75
26.0	32.33	L	32.33	32.33	32.33	1.96	0.96	18.12	25.55	64.7	25.55	22.50	254.45	12.77	12.04	361.53	615.99	205.33	307.99	120.51	180.77
26.5	33.67	L	33.67	33.67	33.67	1.96	0.96	18.60	26.35	67.3	26.35	23.12	261.50	13.18	12.42	373.95	635.45	211.82	317.73	124.65	186.98
27.0	35.00	L	35.00	35.00	35.00	1.96	0.96	19.08	27.14	70	27.14	23.76	268.60	13.57	12.79	386.74	655.43	218.48	327.71	128.91	193.37
27.5	35.60	L	35.60	35.60	35.60	1.87	0.87	19.54	27.36	71.2	27.36	24.41	276.08	13.68	12.90	399.64	675.72	225.24	337.86	133.21	199.82
28.0	36.20	L	36.20	36.20	36.20	1.87	0.87	19.97	27.60	72.4	27.60	25.08	283.69	13.80	13.00	412.64	696.33	232.11	348.17	137.55	206.32
28.5	36.80	L	36.80	36.80	36.80	1.87	0.87	20.41	27.82	73.6	27.82	25.77	291.51	13.91	13.11	425.75	717.26	239.09	358.63	141.92	212.88
29.0	37.40	L	37.40	37.40	37.40	1.87	0.87	20.84	28.05	74.8	28.05	26.48	299.52	14.02	13.22	438.97	738.49	246.16	369.25	146.32	219.48
29.5	38.00	L	38.00	38.00	38.00	1.87	0.87	21.28	28.26	76	28.26	27.12	306.68	14.13	13.32	452.29	758.96	252.99	379.48	150.76	226.14
30.0	38.75	L	38.75	38.75	38.75	1.87	0.87	21.71	28.59	77.5	28.59	27.67	312.90	14.30	13.47	465.76	778.75	259.58	389.38	155.25	232.88

(Lanjutan) Lampiran 13. Tabel Perhitungan daya dukung Pile D60 data DB-1

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N > 15sand 15+	N > 15sand 0.6 N	N minimum	ysat (t/m3)	γ' (t/m3)	po (ton/m2)	N Corr	2N	N Corr pakai	N rata2 ujung	Q ujung (ton)	fai (ton/m2)	Rsi (ton)	Σ Rsi (ton)	Qult = Qujung + Σ Rsi	Qijin = Qult/SF SF=3 ; (ton)	Qijin = Qult/SF SF=2 ; (ton)	Qijin tarik = Σ Rsi/SF SF=3 ; (ton)	Qijin tarik = Σ Rsi/SF SF=2 ; (ton)
30.5	39.50	L	39.50	39.50	39.50	1.88	0.88	22.15	28.91	79	28.91	28.16	318.51	14.46	13.82	479.38	797.89	265.96	398.95	159.79	239.69
31.0	40.25	L	40.25	40.25	40.25	1.88	0.88	22.59	29.22	80.5	29.22	28.55	322.84	14.61	13.77	493.16	815.99	272.00	408.00	164.39	246.58
31.5	41.00	L	41.00	41.00	41.00	1.88	0.88	23.03	29.53	82	29.53	28.87	326.52	14.77	13.92	507.07	833.59	277.86	416.80	169.02	253.54
32.0	42.00	L	42.00	42.00	42.00	1.88	0.88	23.47	30.02	84	30.02	29.14	329.56	15.01	14.14	521.22	850.78	283.59	425.39	173.74	260.61
32.5	43.00	L	43.00	43.00	43.00	1.88	0.88	23.91	30.49	86	30.49	29.35	331.97	15.25	14.37	535.59	867.56	289.19	433.78	178.53	267.79
33.0	44.00	L	44.00	44.00	44.00	1.88	0.88	24.35	30.96	88	30.96	29.55	334.16	15.48	14.59	550.18	884.94	294.78	442.17	183.39	275.09
33.5	44.20	L	44.20	44.20	44.20	1.90	0.90	24.80	30.86	88.4	30.86	29.76	336.62	15.43	14.54	564.72	901.33	300.44	450.67	188.24	282.36
34.0	44.40	L	44.40	44.40	44.40	1.90	0.90	25.25	30.76	88.8	30.76	30.00	339.33	15.38	14.49	579.21	918.55	306.18	459.27	193.07	289.61
34.5	44.60	L	44.60	44.60	44.60	1.90	0.90	25.70	30.66	89.2	30.66	30.27	342.31	15.33	14.45	593.66	935.97	311.99	467.99	197.89	296.83
35.0	44.80	L	44.80	44.80	44.80	1.90	0.90	26.15	30.56	89.6	30.56	30.55	345.55	15.28	14.40	608.06	953.61	317.87	476.80	202.69	304.03
35.5	45.00	L	45.00	45.00	45.00	1.90	0.90	26.60	30.46	90	30.46	30.80	348.39	15.23	14.35	622.41	970.80	323.60	485.40	207.47	311.21
36.0	46.25	L	46.25	46.25	46.25	1.90	0.90	27.05	31.07	92.5	31.07	31.02	350.83	15.53	14.64	637.05	987.88	329.29	493.94	212.35	318.53
36.5	47.50	L	47.50	47.50	47.50	1.90	0.90	27.50	31.67	95	31.67	31.20	352.88	15.83	14.92	651.97	1004.86	334.95	502.43	217.32	325.99
37.0	48.75	L	48.75	48.75	48.75	1.90	0.90	27.95	32.26	97.5	32.26	31.35	354.56	16.13	15.20	667.18	1021.73	340.58	510.87	222.39	333.59
37.5	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.90	28.40	32.84	100	32.84	31.45	355.73	16.42	15.48	682.65	1038.38	346.13	519.19	227.55	341.33
38.0	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.90	28.85	32.60	100	32.60	31.51	356.40	16.30	15.36	698.02	1054.42	351.47	527.21	232.67	349.01
38.5	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.90	29.30	32.37	100	32.37	31.53	356.59	16.18	15.25	713.27	1069.86	356.62	534.93	237.76	356.63
39.0	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.90	29.75	32.13	100	32.13	31.54	356.70	16.07	15.14	728.41	1085.11	361.70	542.56	242.80	364.21
39.5	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.90	30.20	31.90	100	31.90	31.54	356.73	15.95	15.03	743.44	1100.17	366.72	550.09	247.81	371.72
40.0	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.90	30.65	31.67	100	31.67	31.54	356.68	15.84	14.93	758.37	1115.05	371.68	557.52	252.79	379.18
40.5	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.90	31.10	31.45	100	31.45	31.53	356.54	15.72	14.82	773.19	1129.73	376.58	564.87	257.73	386.59
41.0	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.90	31.55	31.23	100	31.23	31.51	356.33	15.61	14.72	787.91	1144.23	381.41	572.12	262.64	393.95
41.5	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.90	32.00	31.01	100	31.01	31.44	355.54	15.51	14.61	802.52	1158.06	386.02	579.03	267.51	401.26
42.0	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.90	32.45	30.80	100	30.80	31.32	354.18	15.40	14.51	817.03	1171.21	390.40	585.60	272.34	408.52
42.5	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.92	0.92	32.90	30.58	100	30.58	31.15	352.25	15.29	14.41	831.44	1183.70	394.57	591.85	277.15	415.72
43.0	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.92	0.92	33.36	30.37	100	30.37	31.03	350.98	15.18	14.31	845.75	1196.73	398.91	598.36	281.92	422.88
43.5	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.92	0.92	33.82	30.16	100	30.16	30.92	349.71	15.08	14.21	859.96	1209.67	403.22	604.84	286.65	429.98
44.0	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.92	0.92	34.28	29.95	100	29.95	30.81	348.45	14.97	14.11	874.08	1222.53	407.51	611.26	291.36	437.04
44.5	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.92	0.92	34.74	29.74	100	29.74	30.70	347.21	14.87	14.02	888.09	1235.30	411.77	617.65	296.03	444.05
45.0	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.92	0.92	35.20	29.54	100	29.54	30.59	345.97	14.77	13.92	902.01	1247.99	416.00	623.99	300.67	451.01

### Lampiran 14. Grafik daya dukung Pile D60 data DB-1



### Lampiran 15. Tabel Perhitungan daya dukung Pile D60 data DB-2

Bor No. : **DB-2**

Depth. Increment : 0.5 m

Project : Fly Over Kandangan

Centre-of-Depth Layer : 0.25 m

Location : Kandangan, Surabaya, Jawa timur

8D : 480 cm

Pile Dim. : Ø 60 cm

4D : 240 cm

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N >15sand 15+..	N >15sand 0.6 N	N minimum	ysat (t/m3)	γ' (t/m3)	po (ton/m2)	N Corr 2N	2N pakai	N Corr pakai	N rata2 ujung	Q ujung (ton)	fsl (ton/m2)	Rsl (ton)	∑ Rsl (ton)	Qult = Qujung + ∑ Rsl	Qijin = Qult/SF SF=3 ; (ton)	Qijin = Qult/SF SF=2 ; (ton)	Qijin tarik = ∑ Rsl/SF SF=3 ; (ton)	Qijin tarik = ∑ Rsl/SF SF=2 ; (ton)
0.0	0.00	L	0.00	0.00	0.00	1.51	0.53	0.00	0.00	0	0.00	3.27	36.95	0.00	0.00	0.00	36.95				
0.5	0.67	L	0.67	0.67	0.67	1.51	0.53	0.13	2.53	1.33	1.33	3.89	43.95	0.67	0.63	0.63	44.57				
1.0	1.33	L	1.33	1.33	1.33	1.51	0.53	0.40	4.60	2.67	2.67	4.50	50.89	1.33	1.26	1.88	52.78				
1.5	2.00	L	2.00	2.00	2.00	1.51	0.53	0.66	6.33	4	4.00	5.11	57.81	2.00	1.88	3.77	61.58	20.53	30.79	1.26	1.88
2.0	2.60	L	2.60	2.60	2.60	1.51	0.53	0.93	7.99	5.2	5.20	5.67	64.09	2.60	2.45	6.22	70.31	23.44	35.15	2.07	3.11
2.5	3.20	L	3.20	3.20	3.20	1.51	0.53	1.19	8.67	6.4	6.40	6.14	69.49	3.20	3.02	9.24	78.73	26.24	39.36	3.08	4.62
3.0	3.80	L	3.80	3.80	3.80	1.51	0.53	1.45	9.61	7.6	7.60	6.54	73.98	3.80	3.58	12.82	86.80	28.93	43.40	4.27	6.41
3.5	4.40	L	4.40	4.40	4.40	1.61	0.63	1.74	10.37	8.8	8.80	6.83	77.26	4.40	4.15	16.96	94.23	31.41	47.11	5.65	8.48
4.0	5.00	L	5.00	5.00	5.00	1.61	0.63	2.06	10.97	10	10.00	7.04	79.65	5.00	4.71	21.68	101.33	33.78	50.66	7.23	10.84
4.5	5.33	L	5.33	5.33	5.33	1.61	0.63	2.37	10.94	10.7	10.67	7.19	81.36	5.33	5.03	26.70	108.06	36.02	54.03	8.90	13.35
5.0	5.67	L	5.67	5.67	5.67	1.61	0.63	2.69	10.92	11.3	10.92	7.30	82.55	5.46	5.15	31.85	114.40	38.13	57.20	10.62	15.93
5.5	6.00	L	6.00	6.00	6.00	1.61	0.63	3.00	10.90	12	10.90	7.85	88.74	5.45	5.14	36.99	125.73	41.91	62.87	12.33	18.49
6.0	6.00	L	6.00	6.00	6.00	1.61	0.63	3.32	10.32	12	10.32	8.30	93.92	5.16	4.86	41.85	135.77	45.26	67.89	13.95	20.93
6.5	6.00	L	6.00	6.00	6.00	1.61	0.63	3.63	9.79	12	9.79	8.67	98.09	4.89	4.61	46.46	144.55	48.18	72.28	15.49	23.23
7.0	6.00	L	6.00	6.00	6.00	1.61	0.63	3.95	9.31	12	9.31	8.95	101.26	4.65	4.39	50.85	152.11	50.70	76.05	16.95	25.42
7.5	6.00	L	6.00	6.00	6.00	1.61	0.63	4.26	8.88	12	8.88	9.15	103.52	4.44	4.18	55.03	158.55	52.85	79.28	18.34	27.52
8.0	6.20	L	6.20	6.20	6.20	1.61	0.63	4.57	8.76	12.4	8.76	9.38	106.13	4.38	4.13	59.16	165.29	55.10	82.65	19.72	29.58
8.5	6.40	L	6.40	6.40	6.40	1.61	0.63	4.89	8.66	12.8	8.66	9.64	108.98	4.33	4.08	63.24	172.22	57.41	86.11	21.08	31.62
9.0	6.60	L	6.60	6.60	6.60	1.61	0.63	5.20	8.57	13.2	8.57	9.90	111.98	4.28	4.04	67.28	179.26	59.75	89.63	22.43	33.64
9.5	6.80	L	6.80	6.80	6.80	1.61	0.63	5.52	8.48	13.6	8.48	10.17	115.06	4.24	4.00	71.28	186.34	62.11	93.17	23.76	35.64
10.0	7.00	L	7.00	7.00	7.00	1.61	0.63	5.83	8.40	14	8.40	10.40	117.63	4.20	3.96	75.23	192.86	64.29	96.43	25.08	37.62
10.5	8.75	L	8.75	8.75	8.75	1.70	0.72	6.17	10.09	17.5	10.09	10.62	120.15	5.05	4.76	79.99	200.14	66.71	100.07	26.66	40.00
11.0	10.50	L	10.50	10.50	10.50	1.70	0.72	6.53	11.63	21	11.63	10.86	122.82	5.81	5.48	85.47	208.29	69.43	104.15	28.49	42.74
11.5	12.25	L	12.25	12.25	12.25	1.70	0.72	6.89	13.05	24.5	13.05	11.16	126.23	6.52	6.15	91.62	217.85	72.62	108.93	30.54	45.81
12.0	14.00	L	14.00	14.00	14.00	1.70	0.72	7.25	14.36	28	14.36	11.52	130.33	7.18	6.77	98.39	228.72	76.24	114.36	32.80	49.19

(Lanjutan) Lampiran 15. Tabel Perhitungan daya dukung Pile D60 data DB-2

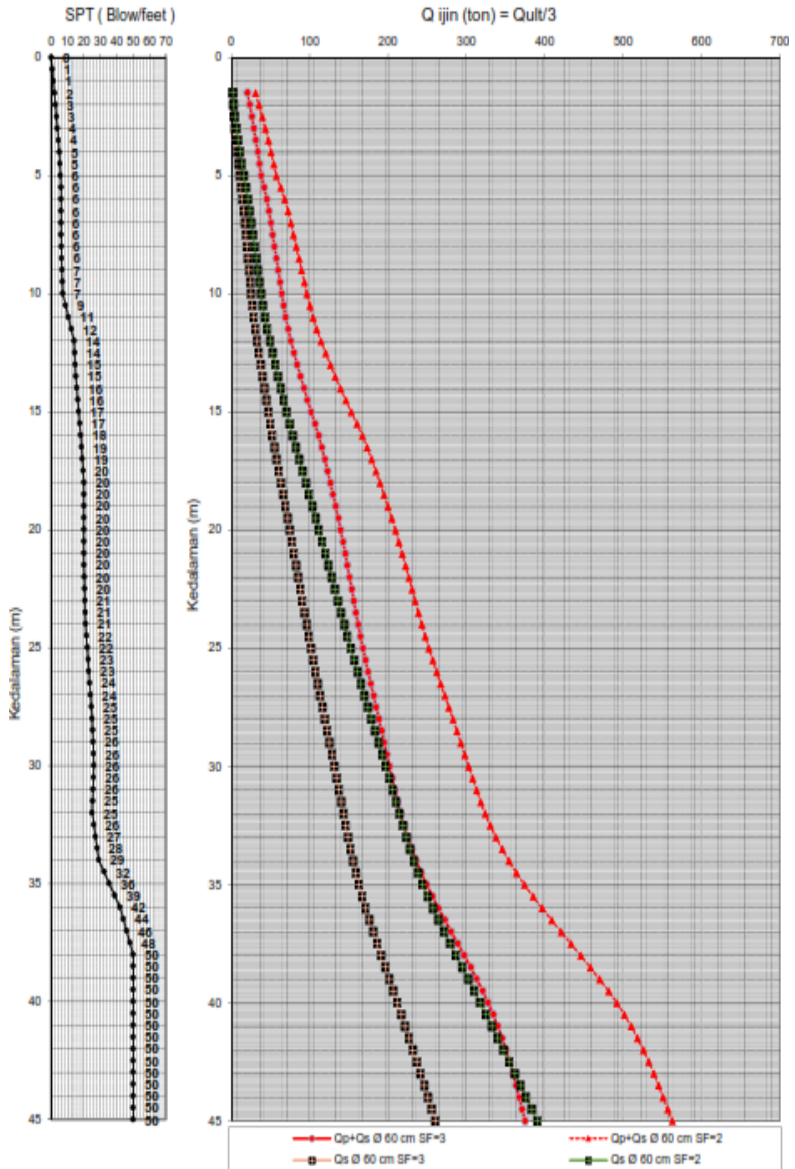
Depth (m)	N (Blow/m)	L/P	N > 15sand 15+	N > 15sand 0,6 N	N minimum	ysat (t/m3)	$\gamma'$ (t/m3)	po (ton/m2)	N Corr 2N	N Corr pakal	N rata2 ujung	Q ujung (ton)	f <sub>s</sub> (ton/m2)	Rsl (ton)	± Rsl (ton)	Qult = Qujung + ± Rsl	Qijin = Qult/SF SF=3 ; (ton)	Qijin = Qult/SF SF=2 ; (ton)	Qijin tarik = ± Rsl/SF SF=3 ; (ton)	Qijin tarik = ± Rsl/SF SF=2 ; (ton)	
12.5	14.33	L	14.33	14.33	14.33	1.72	0.74	7.61	14.29	28.7	14.29	11.94	135.07	7.15	0.74	105.12	240.19	80.06	120.10	35.04	52.56
13.0	14.67	L	14.67	14.67	14.67	1.72	0.74	7.98	14.49	29.3	14.49	12.42	140.42	7.25	0.83	111.95	252.37	84.12	126.18	37.32	55.98
13.5	15.00	L	15.00	15.00	15.00	1.72	0.74	8.35	14.69	30	14.69	12.92	146.14	7.34	0.92	118.87	265.02	88.34	132.51	39.42	59.44
14.0	15.60	L	15.60	15.60	15.60	1.72	0.74	8.72	15.14	31.2	15.14	13.45	152.17	7.57	1.13	126.01	278.17	92.72	139.09	42.00	63.00
14.5	16.20	L	16.20	16.20	16.20	1.72	0.74	9.09	15.58	32.4	15.58	14.01	158.47	7.79	1.34	133.35	291.62	97.27	145.91	44.45	66.67
15.0	16.80	L	16.80	16.80	16.80	1.72	0.74	9.46	16.02	33.6	16.02	14.59	165.06	8.01	1.55	140.90	305.96	101.99	152.98	46.97	70.45
15.5	17.40	L	17.40	17.40	17.40	1.72	0.74	9.83	16.44	34.8	16.44	15.20	171.91	8.22	1.75	148.64	320.56	106.85	160.28	49.55	74.32
16.0	18.00	L	18.00	18.00	18.00	1.72	0.74	10.20	16.86	36	16.86	15.69	177.46	8.43	1.95	156.59	334.05	111.35	167.62	52.20	78.29
16.5	18.60	L	18.60	18.60	18.60	1.73	0.75	10.57	17.18	37	17.18	16.08	181.81	8.59	2.10	164.69	348.50	115.50	173.25	54.90	82.34
17.0	19.00	L	19.00	19.00	19.00	1.73	0.75	10.95	17.49	38	17.49	16.36	185.05	8.75	2.24	172.93	357.95	119.33	178.99	57.64	86.46
17.5	19.50	L	19.50	19.50	19.50	1.73	0.77	11.33	17.80	39	17.80	16.56	187.26	8.80	2.39	181.32	366.58	122.86	184.29	60.44	90.66
18.0	20.00	L	20.00	20.00	20.00	1.75	0.77	11.71	18.10	40	18.10	16.75	189.41	9.05	2.53	189.64	379.26	126.42	189.63	63.28	94.92
18.5	20.00	L	20.00	20.00	20.00	1.75	0.77	12.09	18.44	40	18.44	16.92	191.32	0.97	0.45	196.30	399.62	129.87	194.81	66.10	99.15
19.0	20.00	L	20.00	20.00	20.00	1.75	0.77	12.48	18.79	40	18.79	17.06	192.99	0.89	0.36	206.08	399.67	133.22	199.84	68.89	103.34
19.5	20.00	L	20.00	20.00	20.00	1.76	0.76	12.87	19.03	40	19.03	17.19	194.36	0.82	0.31	214.99	409.35	136.45	204.68	71.66	107.39
20.0	20.00	L	20.00	20.00	20.00	1.76	0.76	13.28	19.48	40	19.48	17.28	195.44	0.74	0.24	223.23	418.67	139.56	209.33	74.41	111.61
20.5	20.00	L	20.00	20.00	20.00	1.76	0.76	13.64	19.34	40	19.34	17.35	196.23	0.67	0.17	231.40	427.63	142.54	213.81	77.13	115.70
21.0	20.00	L	20.00	20.00	20.00	1.76	0.76	14.03	19.19	40	19.19	17.40	196.74	0.60	0.10	239.50	436.24	145.41	218.12	79.83	119.75
21.5	20.00	L	20.00	20.00	20.00	1.76	0.76	14.42	17.00	40	17.00	17.42	196.97	0.52	0.03	247.33	444.50	148.17	222.25	82.51	123.77
22.0	20.20	L	20.20	20.20	20.20	1.76	0.76	14.81	17.00	40.4	17.00	17.43	197.17	0.54	0.05	255.50	452.75	150.92	226.37	85.19	127.79
22.5	20.40	L	20.40	20.40	20.40	1.76	0.76	15.20	17.11	40.8	17.11	17.45	197.33	0.55	0.06	263.64	460.97	153.66	230.49	87.88	131.82
23.0	20.60	L	20.60	20.60	20.60	1.76	0.76	15.59	17.13	41.2	17.13	17.46	197.46	0.57	0.07	271.72	469.18	156.39	234.59	90.57	135.86
23.5	20.80	L	20.80	20.80	20.80	1.76	0.76	15.98	17.16	41.6	17.16	17.47	197.57	0.58	0.09	279.80	477.37	159.12	238.68	93.27	139.90
24.0	21.00	L	21.00	21.00	21.00	1.76	0.76	16.37	17.19	42	17.19	17.50	197.96	0.59	0.10	287.90	485.56	161.95	242.93	95.97	143.95
24.5	21.50	L	21.50	21.50	21.50	1.76	0.76	16.76	17.46	43	17.46	17.56	198.64	0.73	0.23	296.13	494.77	164.92	247.38	98.71	148.06
25.0	22.00	L	22.00	22.00	22.00	1.76	0.76	17.15	17.72	44	17.72	17.65	199.60	0.86	0.35	304.48	504.06	168.03	252.04	101.49	152.24
25.5	22.50	L	22.50	22.50	22.50	1.76	0.76	17.54	17.99	45	17.99	17.76	200.84	0.99	0.48	312.96	513.79	171.26	256.90	104.32	156.48
26.0	23.00	L	23.00	23.00	23.00	1.76	0.76	17.93	18.24	46	18.24	17.88	202.21	9.12	0.60	321.55	523.76	174.59	261.88	107.18	160.78
26.5	23.50	L	23.50	23.50	23.50	1.76	0.76	18.32	18.50	47	18.50	18.01	203.72	9.25	0.72	330.27	533.99	178.00	266.99	110.09	165.14
27.0	24.00	L	24.00	24.00	24.00	1.76	0.76	18.71	18.75	48	18.75	18.16	205.36	9.37	0.83	339.11	544.46	181.49	272.23	113.04	169.35
27.5	24.50	L	24.50	24.50	24.50	1.77	0.79	19.10	18.99	49	18.99	18.30	207.01	9.50	0.95	348.06	555.06	185.02	277.53	116.02	174.03
28.0	25.00	L	25.00	25.00	25.00	1.77	0.79	19.48	19.23	50	19.23	18.43	208.41	9.62	1.06	357.12	565.52	188.51	282.76	119.04	178.56
28.5	25.25	L	25.25	25.25	25.25	1.77	0.79	19.89	19.26	50.5	19.26	18.53	209.56	9.64	1.06	366.20	575.76	191.92	287.88	122.07	183.10
29.0	25.50	L	25.50	25.50	25.50	1.77	0.79	20.28	19.32	51	19.32	18.61	210.46	9.66	1.11	375.31	585.77	195.26	292.89	125.07	187.65
29.5	25.75	L	25.75	25.75	25.75	1.77	0.79	20.68	19.37	51.5	19.37	18.67	211.13	9.68	1.13	384.44	595.07	198.52	297.78	128.15	192.22
30.0	26.00	L	26.00	26.00	26.00	1.77	0.79	21.07	19.41	52	19.41	18.75	212.03	9.71	1.15	393.59	605.01	201.87	302.81	131.20	196.79

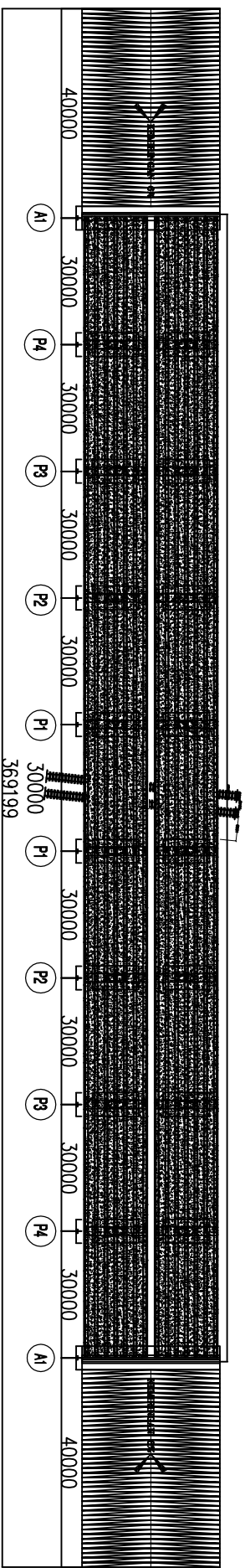


(Lanjutan) Lampiran 15. Tabel Perhitungan daya dukung Pile D60 data DB-2

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N >15sand 15+.	N >15sand 0,6 N	N minimum	γsat (t/m3)	γ' (t/m3)	po (ton/m2)	N Corr	2N	N Corr pakai	N rata2 ujung	Q ujung (ton)	fai (ton/m2)	Rsi (ton)	± Rsi (ton)	Qult = Qujung + ± Rsi	Ojijn = Qult/SF SF=3 ; (ton)	Ojijn = Qult/SF SF=2 ; (ton)	Ojijn tarik = ± Rsi/SF SF=3 ; (ton)	Ojijn tarik = ± Rsi/SF SF=2 ; (ton)
30.5	25.75	L	25.75	25.75	25.75	1.77	0.79	21.47	19.09	51.5	19.09	18.85	213.15	9.54	8.99	402.58	615.72	205.24	307.86	134.19	201.29
31.0	25.50	L	25.50	25.50	25.50	1.77	0.79	21.86	18.76	51	18.76	18.96	214.49	9.38	8.84	411.42	625.91	208.64	312.95	137.14	205.71
31.5	25.25	L	25.25	25.25	25.25	1.77	0.79	22.26	18.45	50.5	18.45	19.10	216.04	9.22	8.69	420.11	636.16	212.05	318.08	140.04	210.06
32.0	25.00	L	25.00	25.00	25.00	1.77	0.79	22.65	18.13	50	18.13	19.36	218.92	9.07	8.54	428.66	647.58	215.86	323.79	142.89	214.33
32.5	26.00	L	26.00	26.00	26.00	1.77	0.79	23.05	18.72	52	18.72	19.73	223.10	9.36	8.82	437.48	660.58	220.19	330.29	145.83	218.74
33.0	27.00	L	27.00	27.00	27.00	1.77	0.79	23.44	19.31	54	19.31	20.21	228.54	9.65	9.10	446.58	675.12	225.04	337.56	148.86	223.29
33.5	28.00	L	28.00	28.00	28.00	1.77	0.79	23.83	19.88	56	19.88	20.80	235.24	9.94	9.37	455.95	691.19	230.40	345.59	151.98	227.97
34.0	29.00	L	29.00	29.00	29.00	1.77	0.79	24.23	20.45	58	20.45	21.46	242.71	10.22	9.64	465.58	708.29	236.10	354.15	155.19	232.79
34.5	32.25	L	32.25	32.25	32.25	1.89	0.91	24.65	22.57	64.5	22.57	22.19	250.93	11.29	10.64	476.22	727.15	242.38	363.58	158.74	238.11
35.0	35.50	L	35.50	35.50	35.50	1.89	0.91	25.11	24.65	71	24.65	22.98	259.90	12.32	11.62	487.84	747.74	249.25	373.87	162.61	243.92
35.5	38.75	L	38.75	38.75	38.75	1.89	0.91	25.56	26.70	77.5	26.70	23.84	269.60	13.35	12.58	500.42	770.02	256.67	385.01	166.81	250.21
36.0	42.00	L	42.00	42.00	42.00	1.89	0.91	26.02	28.71	84	28.71	24.70	279.36	14.35	13.53	513.94	793.30	264.43	396.65	171.31	256.97
36.5	44.00	L	44.00	44.00	44.00	1.90	0.92	26.47	29.84	88	29.84	25.57	289.17	14.92	14.06	528.01	817.18	272.39	408.59	176.00	264.00
37.0	46.00	L	46.00	46.00	46.00	1.90	0.92	26.93	30.96	92	30.96	26.44	299.03	15.48	14.59	542.60	841.63	280.54	420.82	180.87	271.30
37.5	48.00	L	48.00	48.00	48.00	1.90	0.92	27.39	32.06	96	32.06	27.32	308.95	16.03	15.11	557.70	866.65	288.88	433.33	185.90	278.85
38.0	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.92	27.85	33.14	100	33.14	28.14	318.28	16.57	15.62	573.32	891.60	297.20	445.80	191.11	286.66
38.5	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.92	28.31	32.89	100	32.89	28.92	327.03	16.44	15.50	588.82	915.85	305.28	457.93	196.27	294.41
39.0	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.92	28.77	32.64	100	32.64	29.64	335.22	16.32	15.38	604.20	939.42	313.14	469.71	201.40	302.10
39.5	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.92	29.23	32.40	100	32.40	30.31	342.84	16.20	15.27	619.47	962.31	320.77	481.15	206.49	309.73
40.0	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.92	29.69	32.16	100	32.16	30.84	348.80	16.08	15.15	634.62	983.42	327.81	491.71	211.54	317.31
40.5	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.92	30.15	31.92	100	31.92	31.22	353.13	15.96	15.04	649.67	1002.80	334.27	501.40	216.56	324.83
41.0	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.90	0.92	30.61	31.69	100	31.69	31.46	355.86	15.85	14.93	664.60	1020.46	340.15	510.23	221.53	332.30
41.5	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.92	0.94	31.07	31.46	100	31.46	31.57	357.01	15.73	14.82	679.43	1036.44	345.48	518.22	226.48	339.71
42.0	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.92	0.94	31.54	31.23	100	31.23	31.58	357.21	15.61	14.72	694.14	1051.35	350.45	525.68	231.38	347.07
42.5	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.92	0.94	32.01	31.00	100	31.00	31.52	356.47	15.50	14.61	708.75	1065.22	355.07	532.61	236.25	354.38
43.0	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.92	0.94	32.48	30.78	100	30.78	31.48	356.06	15.39	14.50	723.25	1079.32	359.77	539.66	241.08	361.63
43.5	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.92	0.94	32.95	30.56	100	30.56	31.36	354.73	15.28	14.40	737.65	1092.38	364.13	546.19	245.88	368.83
44.0	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.92	0.94	33.42	30.34	100	30.34	31.25	353.40	15.17	14.30	751.95	1105.35	368.45	552.68	250.65	375.98
44.5	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.92	0.94	33.89	30.12	100	30.12	31.13	352.09	15.06	14.20	766.15	1118.23	372.74	559.12	255.38	383.07
45.0	50.00	L	50.00	50.00	50.00	1.9	0.9	34.4	29.9	100	29.9	31.0	350.78	15.0	14.10	780.2	1131.0	377.0	565.51	260.1	390.12

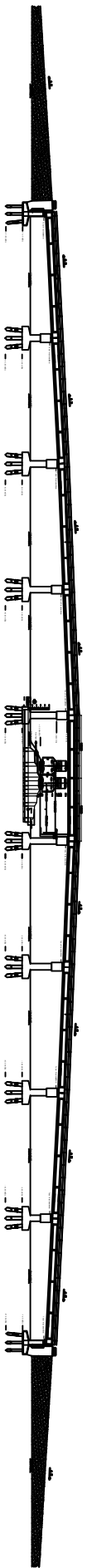
### Lampiran 16. Grafik daya dukung Pile D60 data DB-2





**LAYOUT DESAIN AWAL STRUKTUR FLYOVER KANDANGAN**

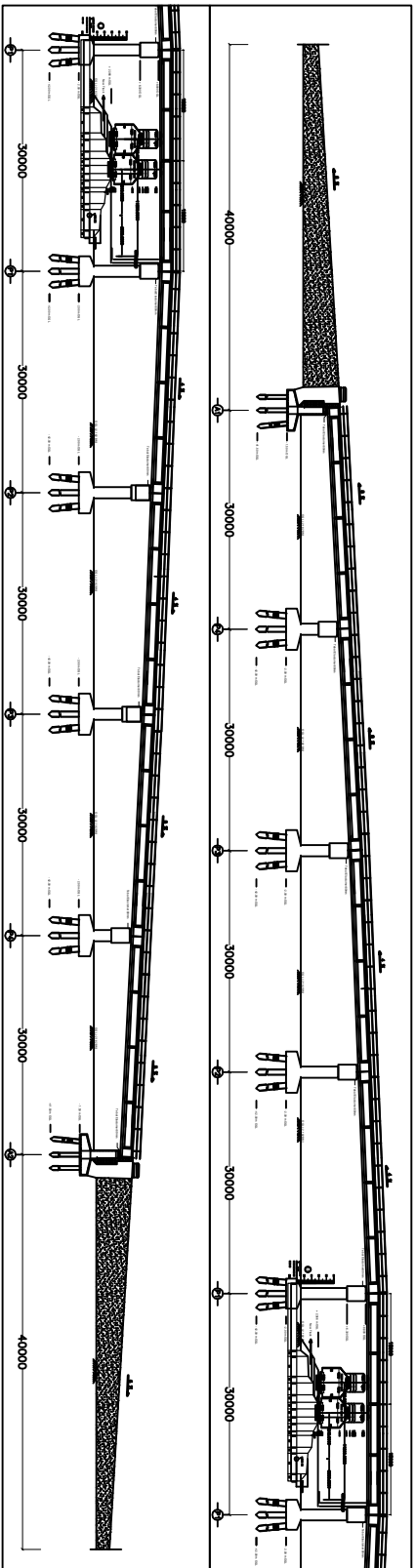
Skala 1 : 15000




**LONG SECTION DESAIN AWAL STRUKTUR FLYOVER KANDANGAN**

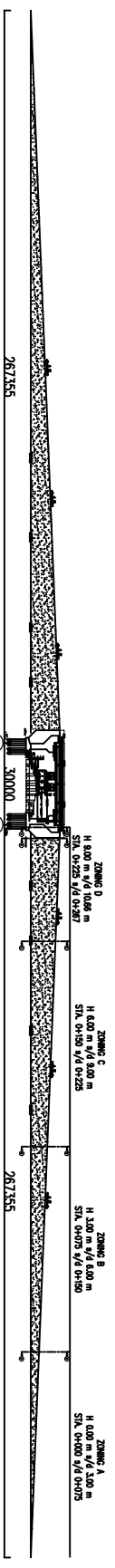
Skala 1 : 15000

		JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
		ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIIT FLY OVER KANDANGAN, SUPABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANWIDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGGY ADITYA 03111645000029	1. LAYOUT DESAIN AWAL STRUKTUR FLY OVER KANDANGAN 2. LONG SECTION DESAIN AWAL STRUKTUR FLY OVER KANDANGAN	1 : 15000 1 : 15000

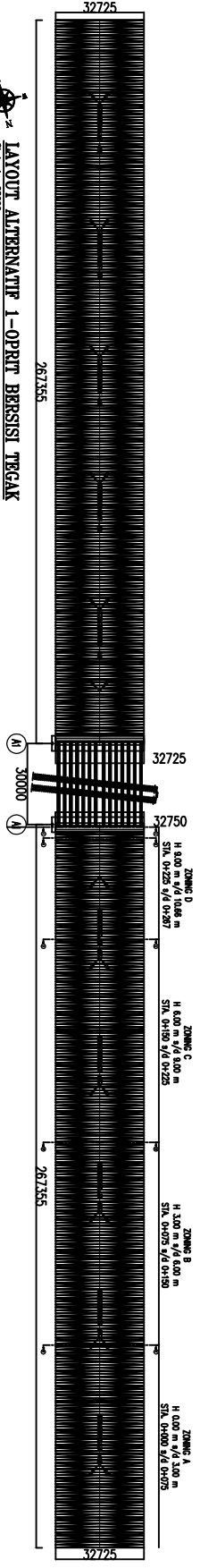


**DETAIL LONG SECTION DESAIN AWAL FLYOVER KANDANGAN**  
 Skala 1 : 10000

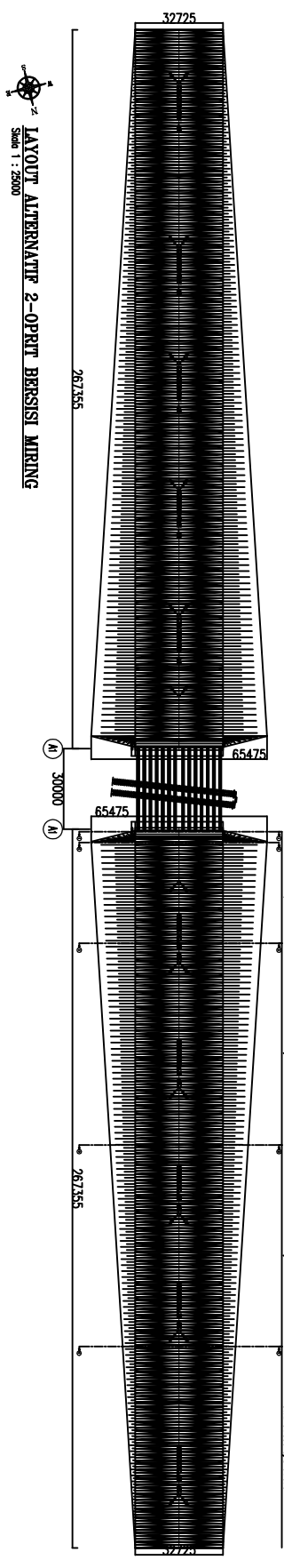
 <p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER          SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIIT FLY OVER KANDANGAN, SUPRABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANWIDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGKY ADITYA 03111645000029	DETAIL LONG SECTION DESAIN AWAL STRUKTUR FLY OVER KANDANGAN	1 : 10000



**LONG SECTION MODIFIKASI FLY OVER KANDANGAN**  
 Skala 1 : 25000

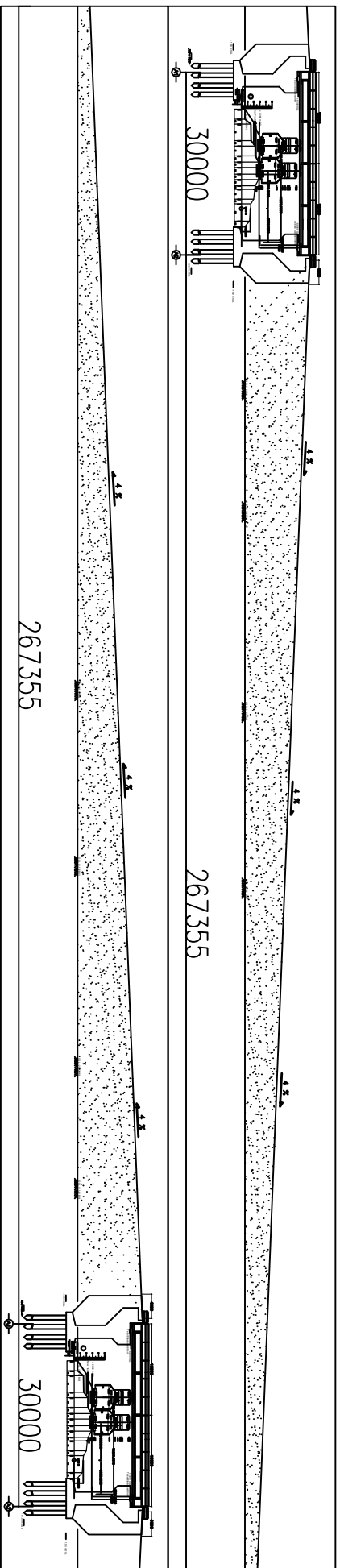


**LAYOUT ALTERNATIF 1-OPRIT BERSISI TEGAK**  
 Skala 1 : 25000




**LAYOUT ALTERNATIF 2-OPRIT BERSISI MIRING**  
 Skala 1 : 25000

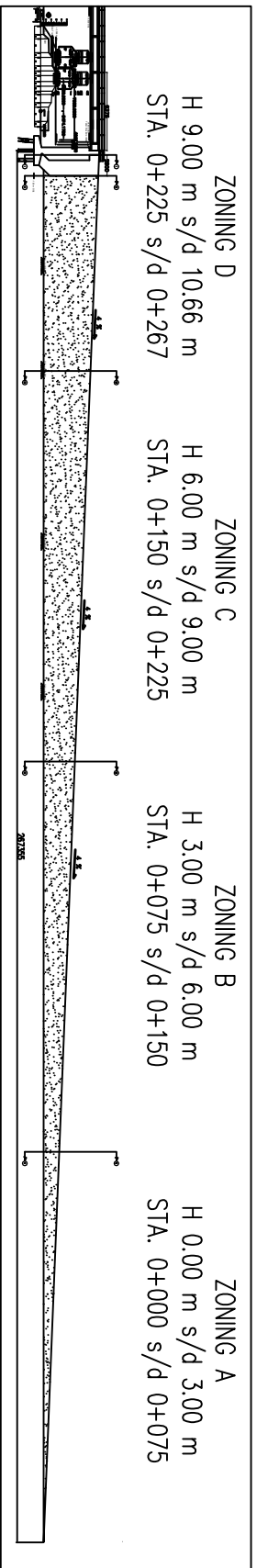
<p>FAKULTAS TEKNIK SIPIL &amp; KEBUMAHAN          INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER          SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	1. LONG SECTION MODIFIKASI FLY OVER KANDANGAN 2. LAYOUT ALTERNATIF - 1 OPRIT BERSISI TEGAK 3. LAYOUT ALTERNATIF - 2 OPRIT BERSISI MIRING	SKALA GAMBAR 1 : 25000 1 : 25000 1 : 25000
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANYUDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGKY ADITYA 03111645000029		



**DETAIL LONG SECTION MODIFIKASI DESAIN FLYOVER KANDANGAN**

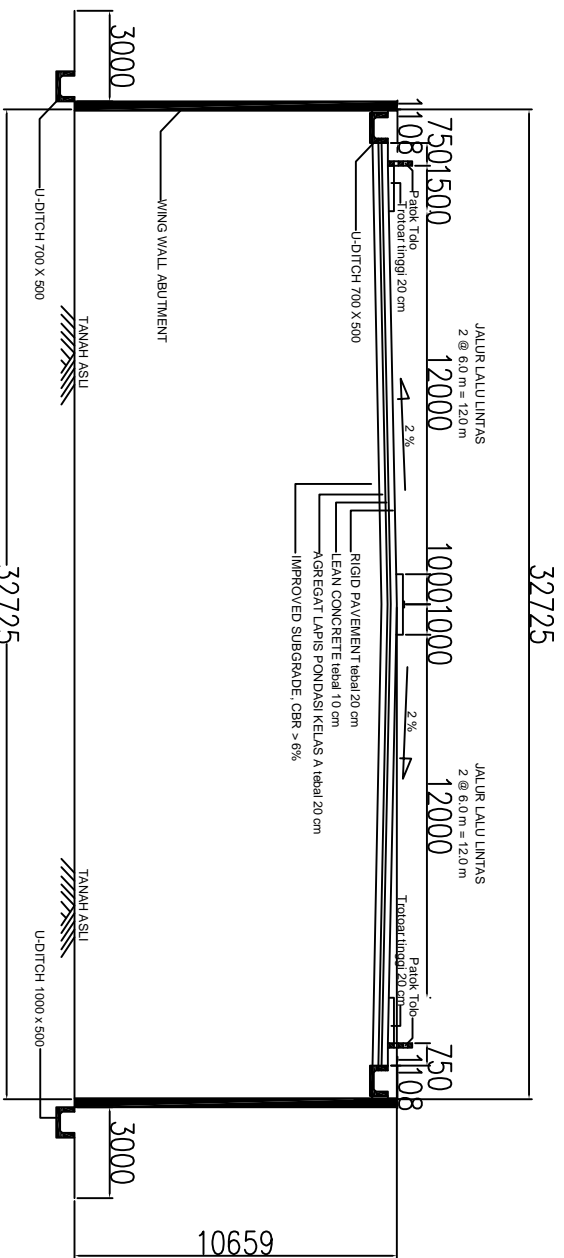
Skala 1 : 10000

 <p> <b>INSTRUMEN TEKNIK SIPIL &amp; KEBUMAHAN</b>  <b>FAKULTAS TEKNIK SIPIL &amp; KEBUMAHAN</b>  <b>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER</b>  <b>SURABAYA</b> </p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANWIDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGKY ADITYA 0311164500029	DETAIL LONG SECTION MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR FLY OVER KANDANGAN	1 : 10000



### KEY PLAN ALTERNATIF-1 OPRIT BERSISI TEGAK

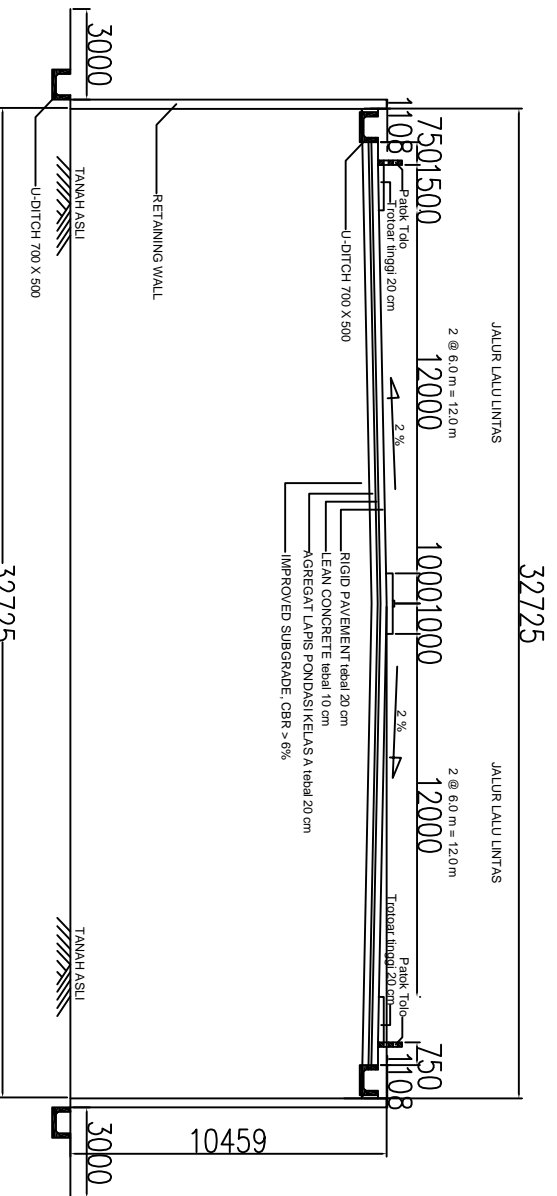
Skala 1 : ~



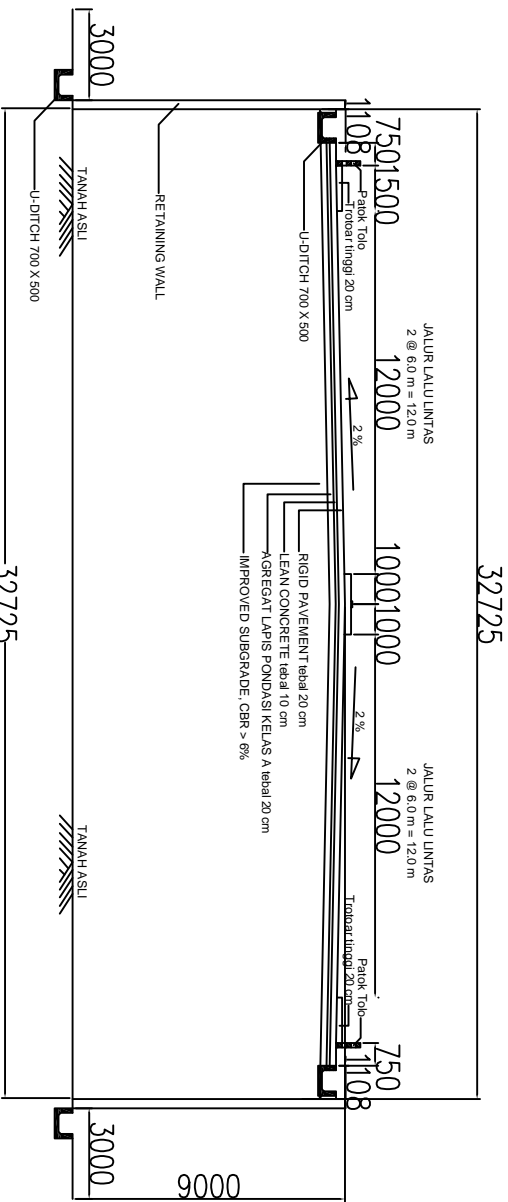
### POTONGAN 1-1

Skala 1 : 2500

<p>INSTITUT TEKNIK SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANVINDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGGY ADITYA 03111645000029	1. KEY PLAN LONG SECTION TIMBUNAN 2. DETAIL POTONGAN 1-1 ZONING D	1 : - 1 : 2500



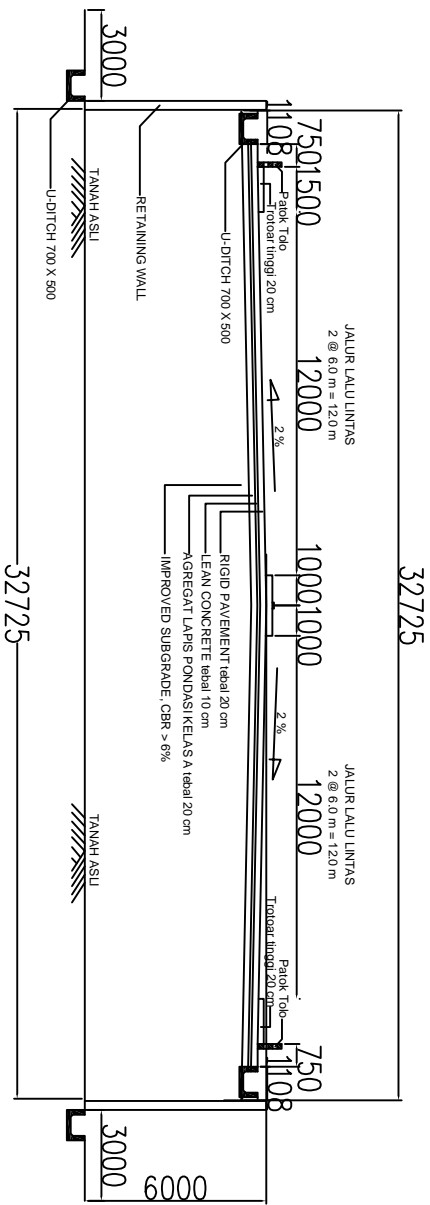
**POTONGAN 2-2**  
Skala 1 : 2500



**POTONGAN 3-3**  
Skala 1 : 2500

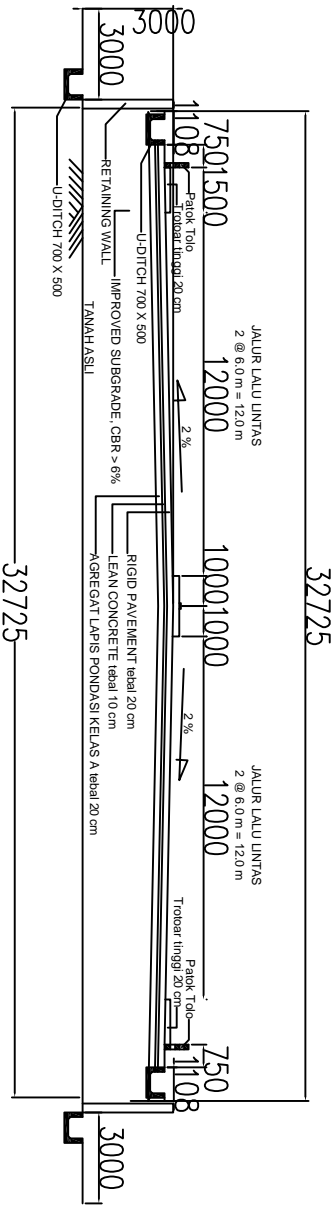
<p>INSTITUT TEKNIK SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANWIDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGGY ADITYA 0311164500029	1. DETAIL POTONGAN 2-2 ZONING D 2. DETAIL POTONGAN 3-3 ZONING C	1 : 2500 1 : 2500





**POTONGAN 4-4**

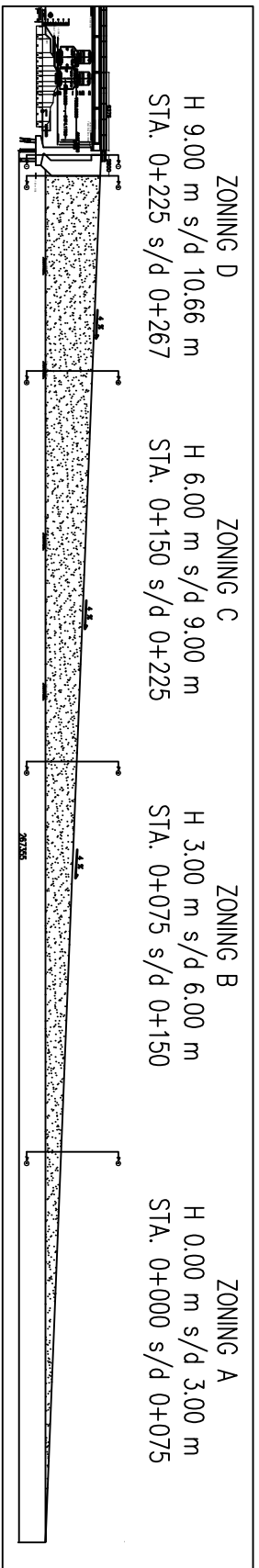
Skala 1 : 2500



**POTONGAN 5-5**

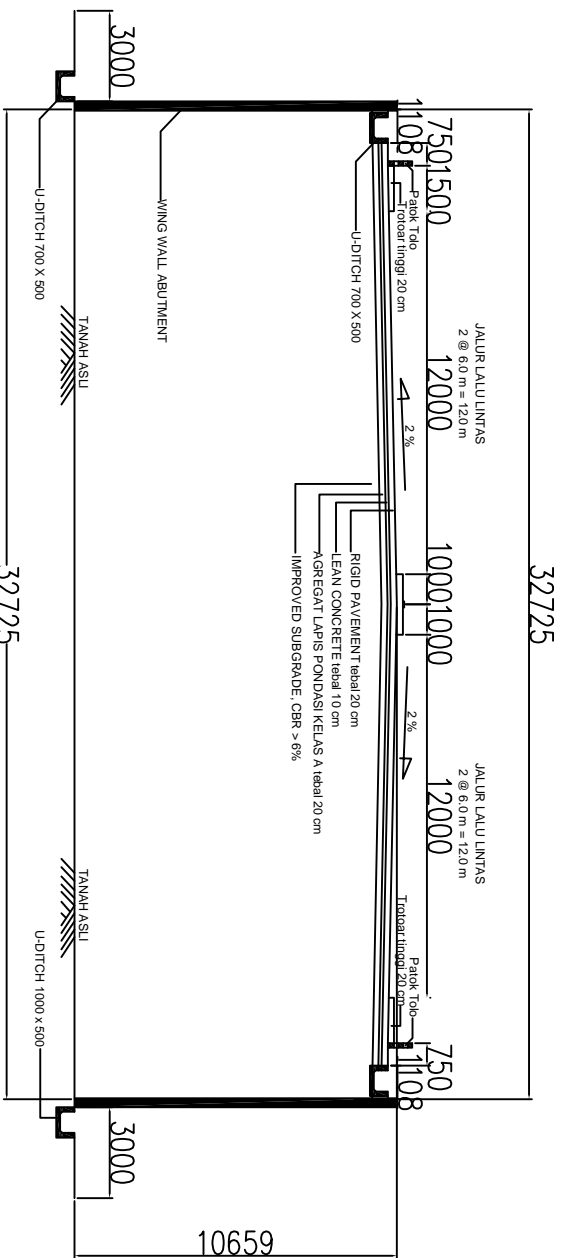
Skala 1 : 2500

<p>INSTITUT TEKNIK SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIIT FLY OVER KANDAWANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANWIDJO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGGY ADITYA 0311164500029	1. DETAIL POTONGAN 1-1 ZONING D 2. DETAIL POTONGAN 2-2 ZONING D	1 : 2500 1 : 2500



## KEY PLAN ALTERNATIF-1 OPRIIT BERSISI MIRING

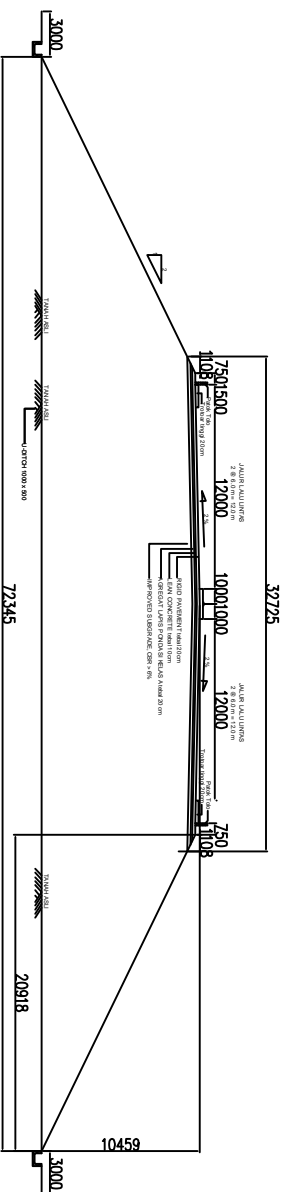
Skala 1 : ~



## POTONGAN 1-1

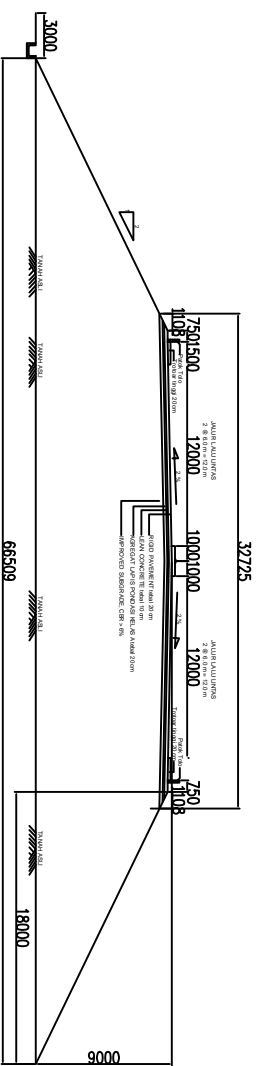
Skala 1 : 2500

<p>INSTITUT TEKNIK SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANVINDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGGY ADITYA 0311164500029	1. KEY PLAN LONG SECTION TIMBUNAN 2. DETAIL POTONGAN 1-1 ZONING D	1 : - 1 : 2500



## POTONGAN 2-2

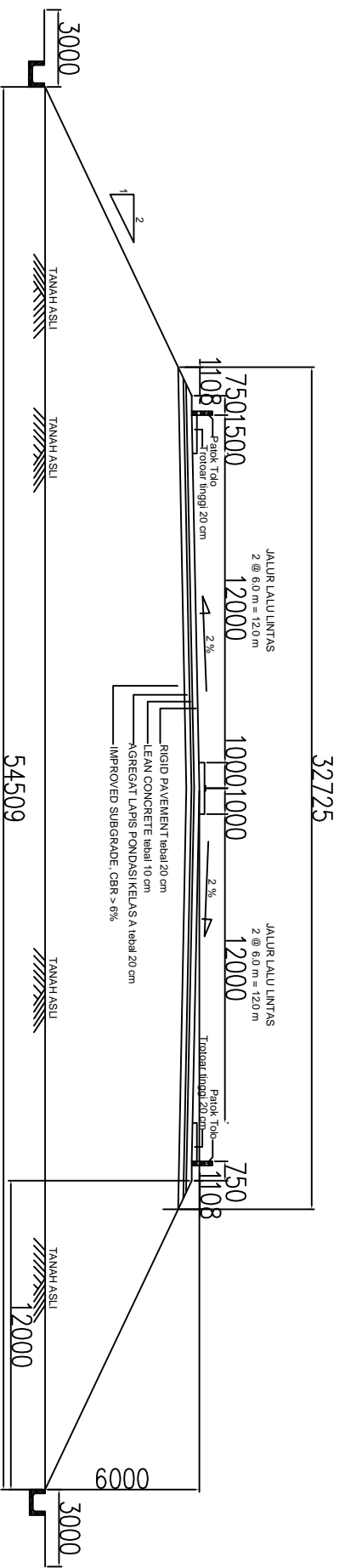
Skala 1 : 5000



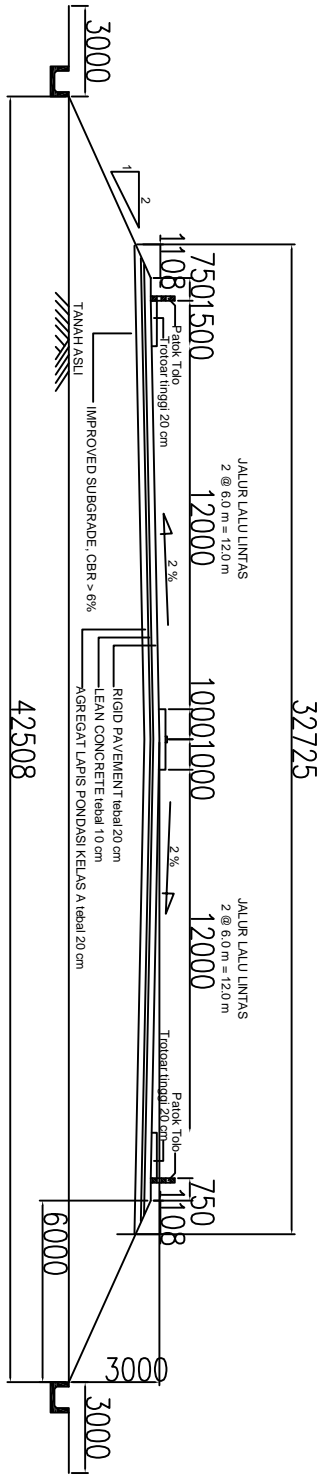
## POTONGAN 3-3

Skala 1 : 5000

<p>UNIVERSITAS TEKNIK SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL &amp; KEBUMAHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRTIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANWIDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGKY ADITYA 03111645000029	1. DETAIL POTONGAN 2-2 ZONING D 2. DETAIL POTONGAN 3-3 ZONING C	1 : 5000 1 : 5000

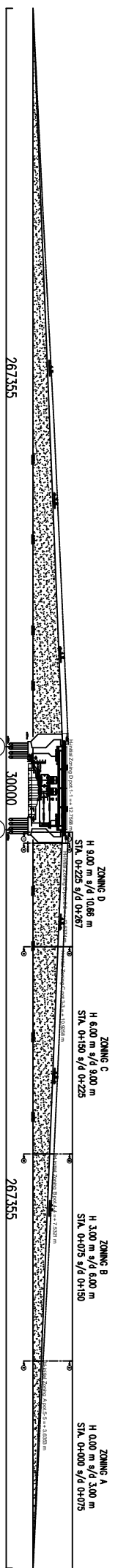


**POTONGAN 4-4**  
Skala 1 : 2500



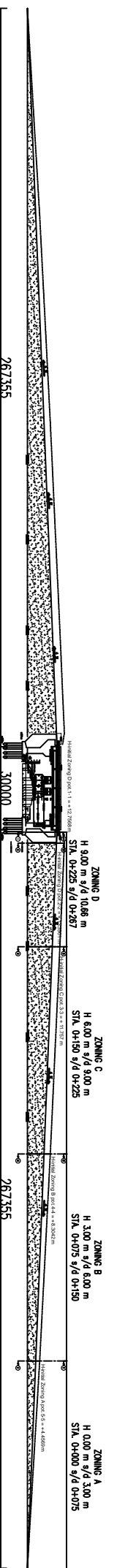
**POTONGAN 5-5**  
Skala 1 : 2500

<p>INSTITUT TEKNIK SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRTIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANWIDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGGY ADITYA 03111645000029	1. DETAIL POTONGAN 1-1 ZONING D 2. DETAIL POTONGAN 2-2 ZONING D	1 : 2500 1 : 2500



**HASIL PERHITUNGAN H-INITIAL TIMBUNAN BERSISI TEGAK**  
 Skala 1 : 20000

KETERANGAN		
ZONING	H-final	H-Initial
A 5-5	3 m	3,635 m
B 4-4	6 m	7,532 m
C 3-3	9 m	10,925 m
D 2-2	10,459 m	12,537 m
D 1-1	10,659 m	12,756 m



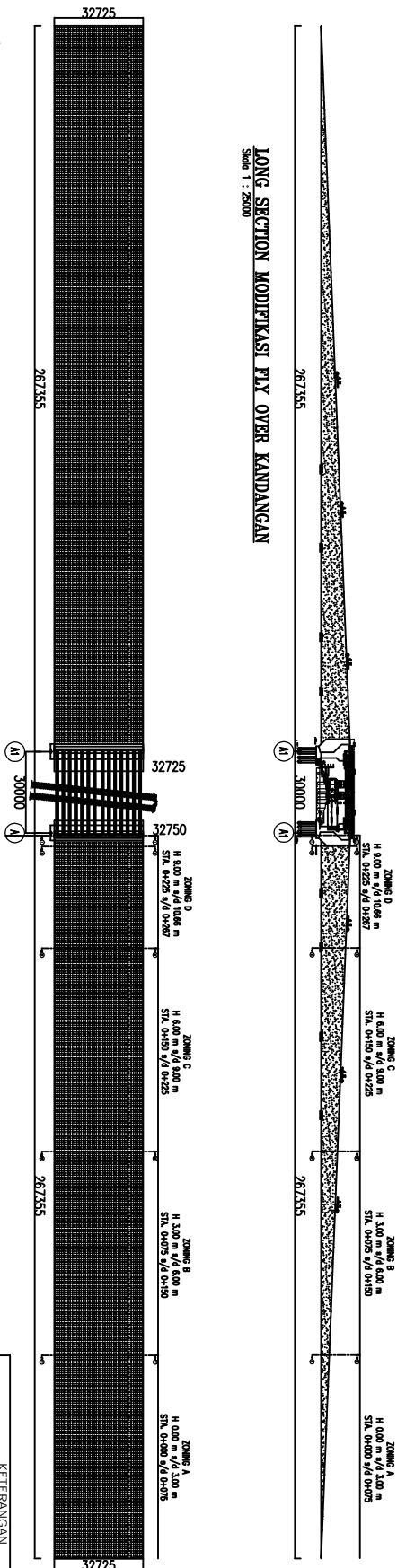
**HASIL PERHITUNGAN H-INITIAL TIMBUNAN BERSISI Miring**  
 Skala 1 : 20000

KETERANGAN		
ZONING	H-final	H-Initial
A 5-5	3 m	4,4569 m
B 4-4	6 m	8,3042 m
C 3-3	9 m	11,756 m
D 2-2	10,459 m	13,390 m
D 1-1	10,659 m	12,756 m

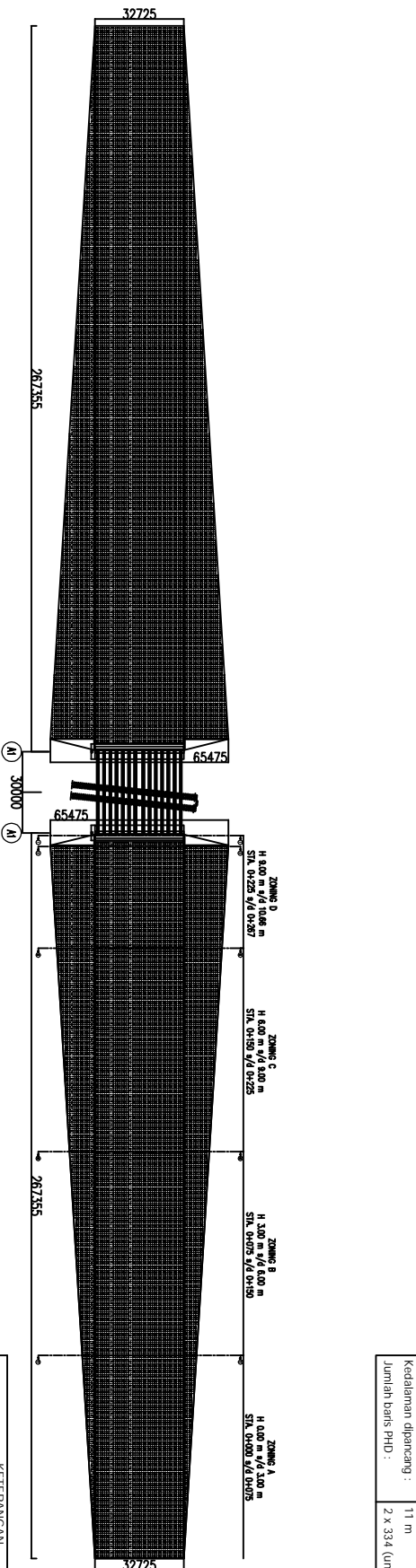
JURUSAN TEKNIK SIPIL & KEBUMAHAN  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
 SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGKY ADITYA 03111645000029	HASIL PERHITUNGAN H-Initial TIMBUNAN BERSISI Miring DAN TEGAK	1 : 20000

**LONG SECTION MODIFIKASI FLY OVER KANDANGAN**  
Skala 1 : 25000



**DENAH INSTALASI PHD & PVD SPASI 0,8 m POLA INSTALASI SEGI EMPAT-OPRIT BERSISI TEGAK**  
Skala 1 : 25000



**DENAH INSTALASI PHD & PVD SPASI 0,8 m POLA INSTALASI SEGI EMPAT-OPRIT BERSISI Miring**  
Skala 1 : 25000

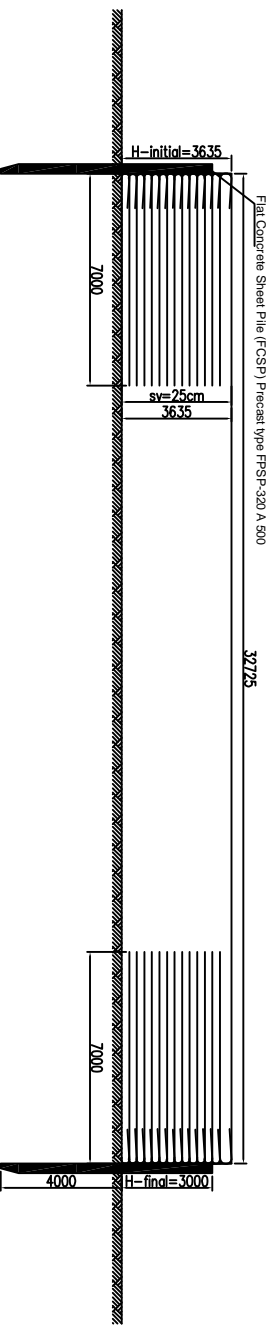
KETERANGAN	
Produk PVD & PHD :	Geoforce Drain GD-90
Pola instalasi :	Segi empat
Spasi antar PVD :	0,8 m
Jumlah titik PVD :	2 x 20040 (untuk 2 sisi)
Kedalaman dipancang :	11 m
Jumlah baris PHD :	2 x 334 (untuk 2 sisi)

KETERANGAN	
Produk PVD & PHD :	Geoforce Drain GD-90
Pola instalasi :	Segi empat
Spasi antar PVD :	0,8 m
Jumlah titik PVD :	2 x 13360 (untuk 2 sisi)
Kedalaman dipancang :	11 m
Jumlah baris PHD :	2 x 334 (untuk 2 sisi)



JURUSAN TEKNIK SIPIL & KEBUMIHAN  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL & KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANWIDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGKY ADITYA 0311164500029	1. LONG SECTION MODIFIKASI FLY OVER KANDANGAN 2. DENAH INSTALASI PVD OPRIT BERSISI TEGAK 3. DENAH INSTALASI PVD OPRIT BERSISI Miring	1 : 25000 1 : 25000 1 : 25000

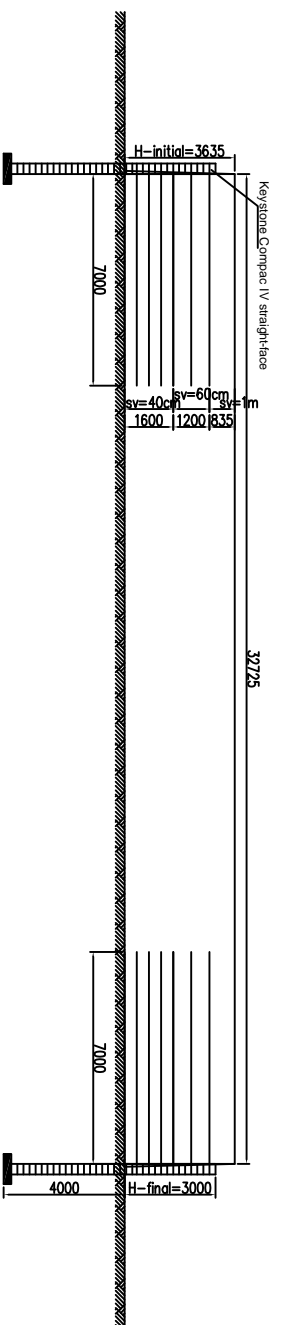


KETERANGAN	
H-initial	3.635 m
H-final	3.000 m
Reinforcement	Geotextile woven 200/45
Total reinforcement	1.4 layer
Type retaining wall	FCSP-320 A 500
Length retaining wall	7.000 m

## ALTERNATIF GEOTEXTILE-SHEET PILE

Skala 1 : 2500

KETERANGAN	
H-initial	3.635 m
H-final	3.000 m
Reinforcement	Geogrids Uniaxial TT-160
Total reinforcement	7 layer
Type retaining wall	Keystone corr. IV
Length retaining wall	7.000 m



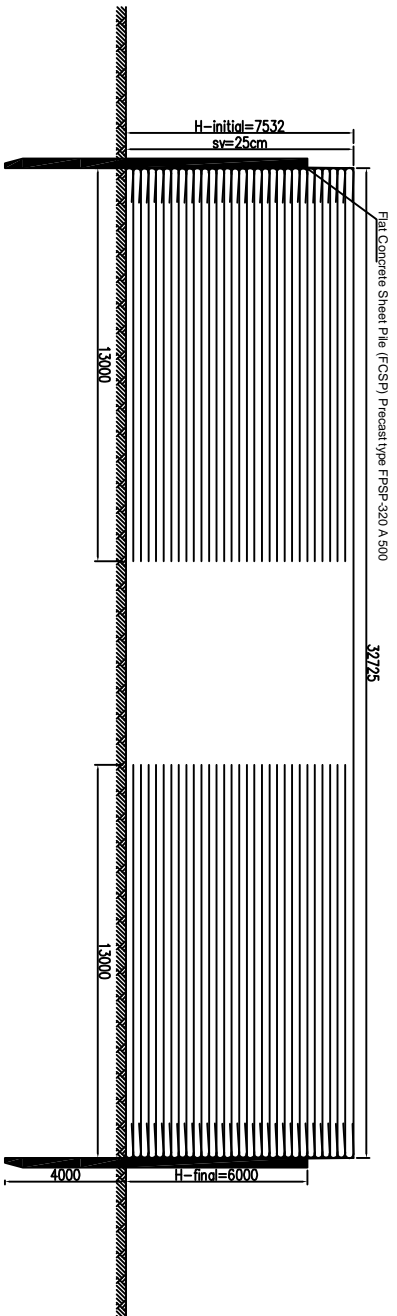
## ALTERNATIF GEOGRIDS-KEYSTONE WALL

Skala 1 : 2500

# ZONING A POTONGAN 5-5 (alternatif perkuatan oprit bersisi tegak)

Skala 1 : -

<p>JURUSAN TEKNIK SIPIL &amp; KEBUMAHAN FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANWIDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGKY ADITYA 0311164500029	1. ZONING A POT. 5-5 (alternatif perkuatan oprit bersisi tegak)	1 : 2500

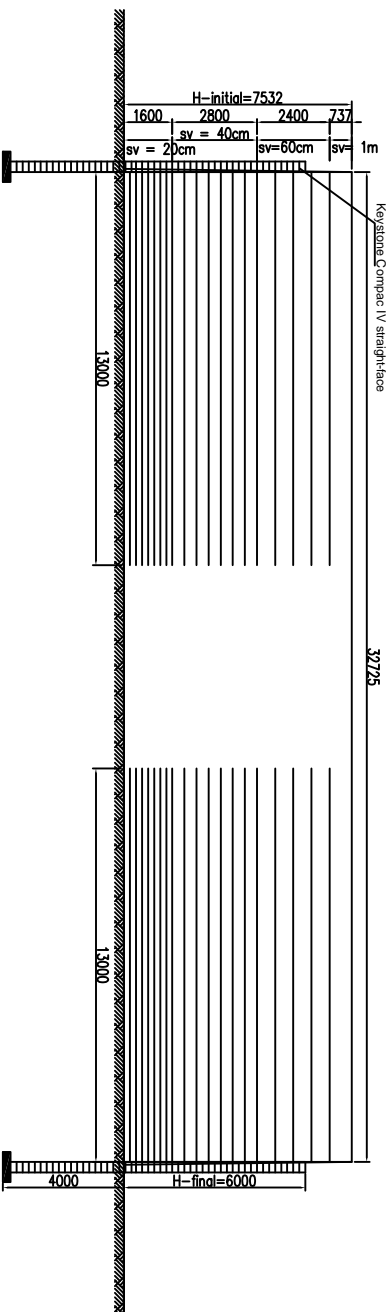


KETERANGAN	
H-initial	7.532 m
H-final	6.000 m
Reinforcement	Geotextile woven 200/45
Total reinforcement	30 layer
Type retaining-wall	FCSP-320 A 500
Length retaining-wall	10.000 m

## ALTERNATIF GEOTEXTILE-SHEET PILE

Skala 1 : 2500

KETERANGAN	
H-initial	7.532 m
H-final	6.000 m
Reinforcement	Geogrids Uni-axial TT-160
Total reinforcement	20 layer
Type retaining-wall	Keystone com. IV
Length retaining-wall	10.000 m



## ALTERNATIF GEOGRIDS-KEYSTONE WALL

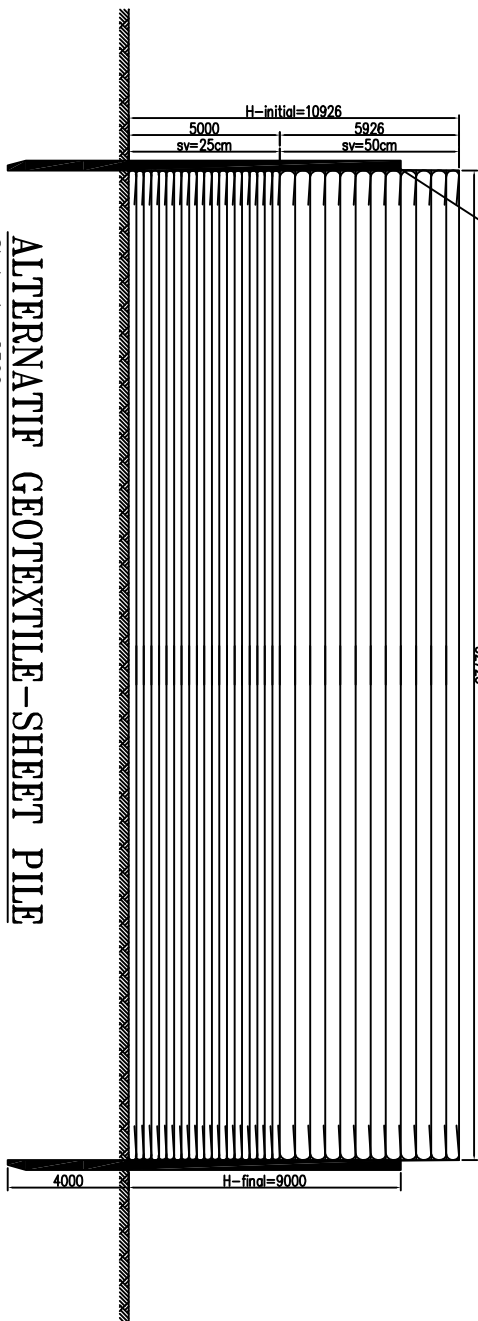
Skala 1 : 2500

# ZONING B POTONGAN 4-4 (alternatif perkuatan oprit bersisi tegak)

Skala 1 : -

<p>JURUSAN TEKNIK SIPIL &amp; KEBUMAHAN FAKULTAS TEKNIK SIPIL &amp; KEBUMAHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIIT FLY OVER KANDANGANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANVINDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGGY ADITYA 03111645000029	1. ZONING B POT. 4-4 (alternatif perkuatan oprit bersisi tegak)	1 : 2500



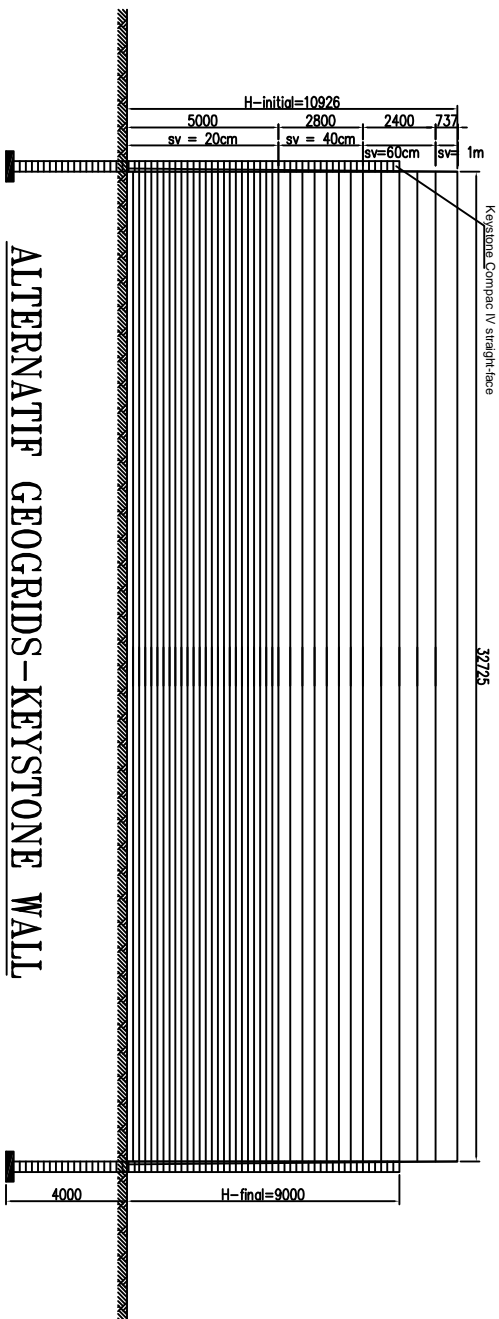


KETERANGAN	
H-initial	10.926 m
H-final	9.000 m
Reinforcement	Geotekstil woven 200/45
Total reinforcement	32 layer
Type retaining-wall	FCSP-320 A 500
Length retaining-wall	13.000 m

### ALTERNATIF GEOTEXTILE-SHEET PILE

Skala 1 : 2500

KETERANGAN	
H-initial	10.926 m
H-final	9.000 m
Reinforcement	Geogrids Uni-axial TT-160
Total reinforcement	37 layer
Type retaining-wall	Keystone com. IV
Length retaining-wall	7.000 m



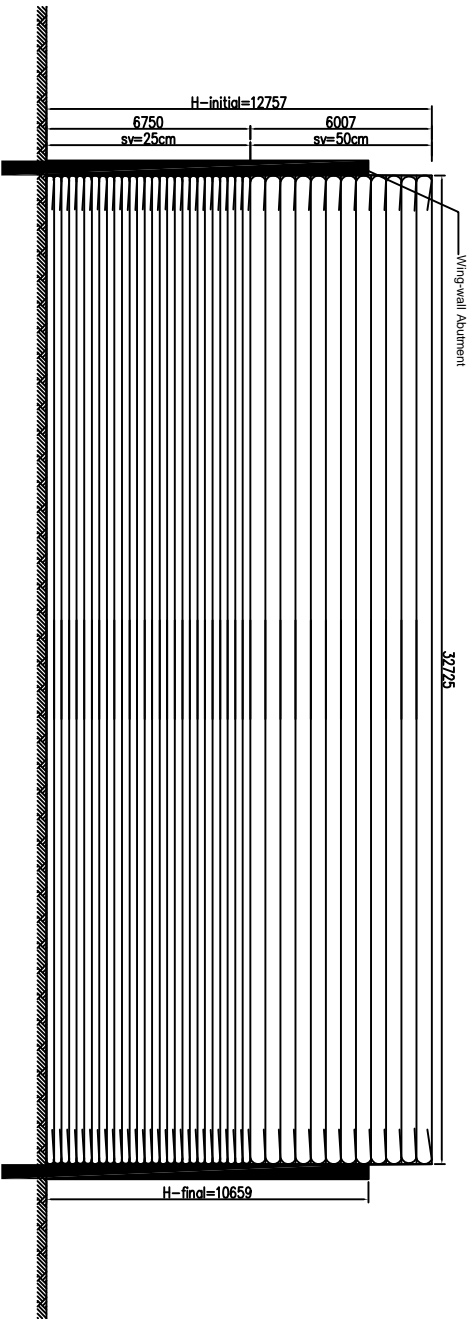
### ALTERNATIF GEOGRIDS-KEYSTONE WALL

Skala 1 : 2500

## ZONING C POTONGAN 3-3 (alternatif perkuatan oprit bersisi tegak)

Skala 1 : -

<p>JURUSAN TEKNIK SIPIL &amp; KEBUMAHAN FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANVINDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGGY ADITYA 0311164500029	1. ZONING C POT. 3-3 (alternatif perkuatan oprit bersisi tegak)	1 : 2500

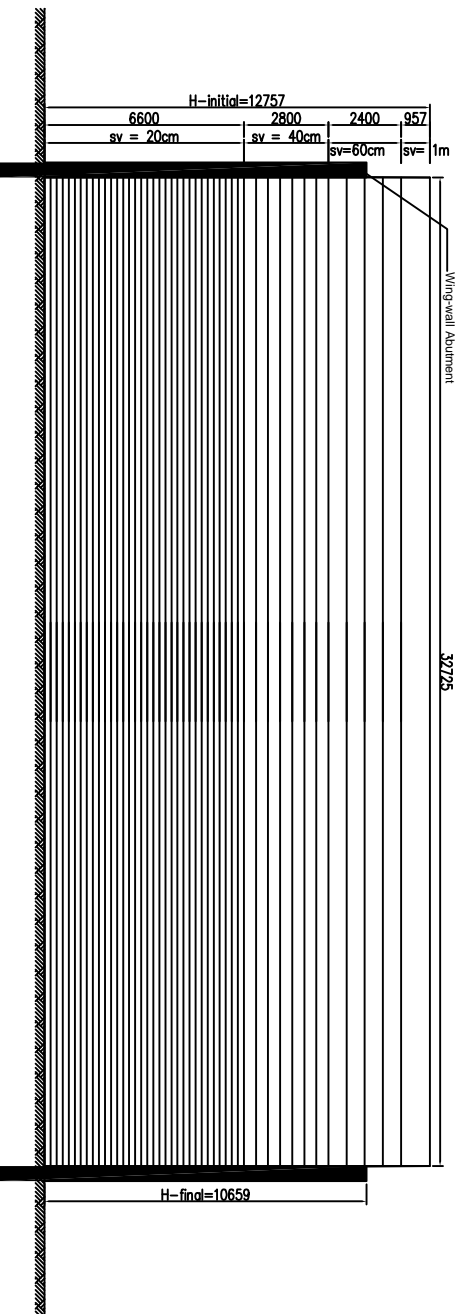


### ALTERNATIF GEOTEXTILE – WINGWALL

Skala 1 : 2500

KETERANGAN	
H-initial	12.757 m
H-final	10.659 m
Reinforcement	Geotextile woven 200/45
Total reinforcement	39 layer
Type retaining-wall	Wing-wall Abt.

KETERANGAN	
H-initial	12.757 m
H-final	10.659 m
Reinforcement	Geogrids Uni-axial TT-160
Total reinforcement	45 layer
Type retaining-wall	Wing-wall Abt.



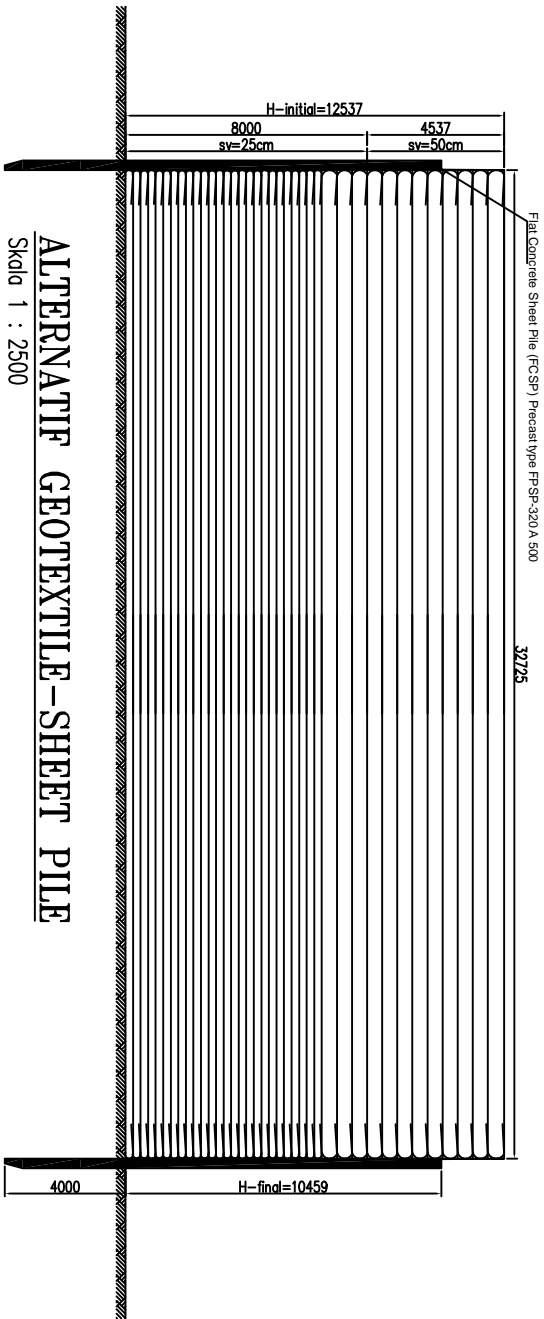
### ALTERNATIF GEOGRIDS – WINGWALL

Skala 1 : 2500

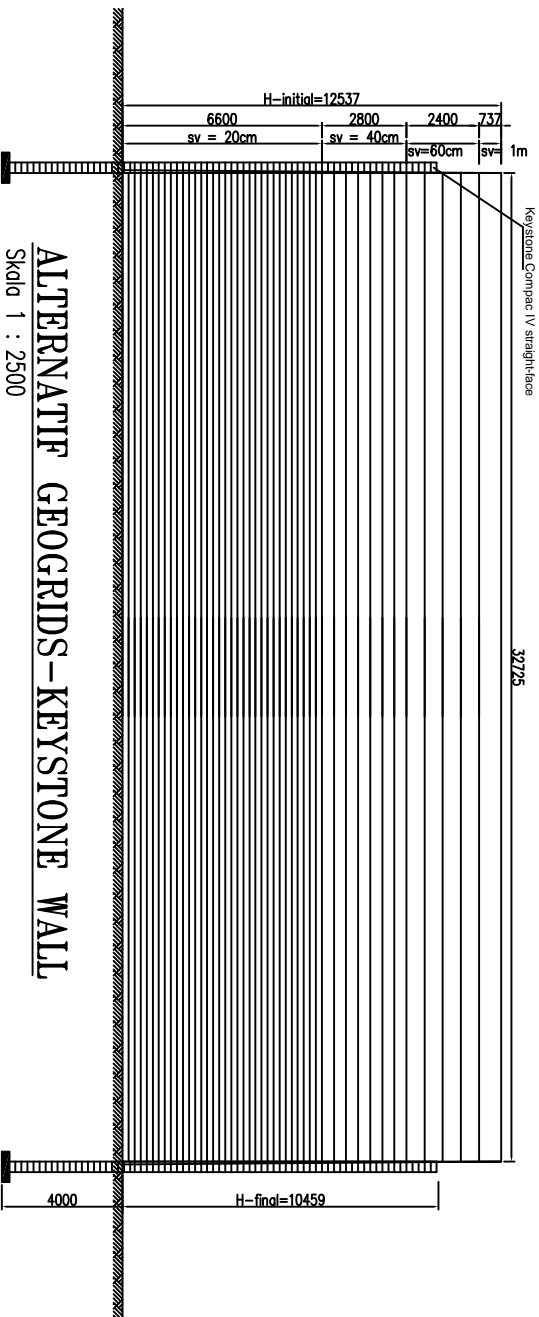
## ZONING D POTONGAN 1-1 (alternatif perkuatan oprit bersisi tegak)

Skala 1 : -

<p>JURUSAN TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN &amp; KEBUMAHKAMAHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIT FLY OVER KANDANGAN, SUPRABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANYUDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGKAV ADITYA 03111645000029	1. ZONING D POT. 1-1 (alternatif perkuatan oprit bersisi tegak)	1 : 2500



KETERANGAN	
H-initial	12.537 m
H-final	10.459 m
Reinforcement	Geotextile woven 200/45
Total reinforcement	38 layer
Type retaining-wall	F CSP-320 A 500
Length retaining-wall	14.459 m

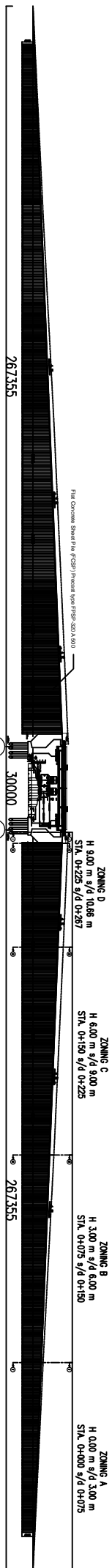


KETERANGAN	
H-initial	12.537 m
H-final	10.459 m
Reinforcement	Geogrids Uni-axial TT-160
Total reinforcement	45 layer
Type retaining-wall	Keystone com IV
Length retaining-wall	14.459 m

## ZONING D POTONGAN 2-2 (alternatif perkuatan oprit bersisi tegak)

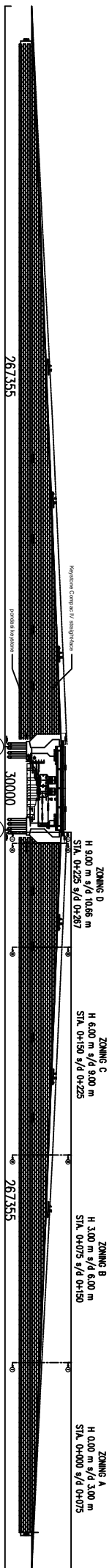
Skala 1 : -

<p>JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN &amp; KEBUMAHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANYINDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGKAV ADITYA 03111645000029	1. ZONING D POT. 2-2 (alternatif perkuatan oprit bersisi tegak)	1 : 2500



**INSTALLASI ALTERNATIF FLAT-SHEETPILE PADA TIMBUNAN BERSISI TEGAK**  
Skala 1 : 20000

KETERANGAN INSTALASI SHEETPILE (2 opti)			
ZONING	H-Initial	H-Final	Jumlah sheetpile
A 5-5	3,635 m	3 m	2 x 244 buah
B 4-4	7,532 m	6 m	2 x 300 buah
C 3-3	10,925 m	9 m	2 x 300 buah
D 2-2	12,537 m	10,459 m	2 x 152 buah
D 1-1	12,756 m	10,659 m	wing-wall

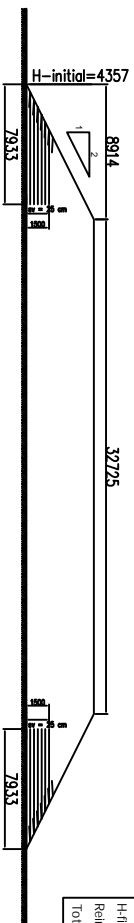


**INSTALLASI ALTERNATIF KEYSTONE-WALL PADA TIMBUNAN BERSISI TEGAK**  
Skala 1 : 20000

KETERANGAN INSTALASI KEYSTONE (2 opti)			
ZONING	H-Initial	H-Final	Jumlah keystone
A 5-5	3,635 m	3 m	2 x 7782 buah
B 4-4	7,532 m	6 m	2 x 14025 buah
C 3-3	10,925 m	9 m	2 x 18970 buah
D 2-2	12,537 m	10,459 m	2 x 11632 buah
D 1-1	12,756 m	10,659 m	wing-wall

JURUSAN TEKNIK SIPIL & KEBUMAHAN  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRT FLY OVER KANDANGGANI, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANNYDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGKY ADITYA 03111645000029	TAMPAK MEMANJANG INSTALASI UNTUK TIMBUNAN BERSISI TEGAK TAMPAK MEMANJANG INSTALASI KEYSTONE-WALL UNTUK TIMBUNAN BERSISI TEGAK	1 : 20000 1 : 20000

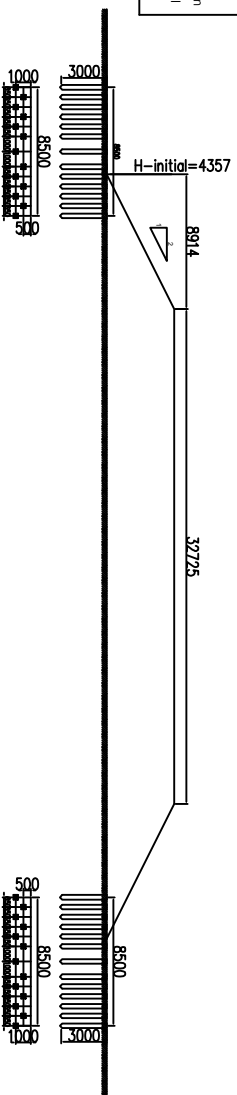


KETERANGAN	
H-initial	4,357 m
H-final	3,000 m
Reinforcement	Geotextile woven 200/45
Total reinforcement	7 layer

## ALTERNATIF GEOTEXTILE

Skala 1 : 5000

KETERANGAN	
H-initial	4,357 m
H-final	3,000 m
Reinforcement	Micropile uk. 30 cm x 30 cm
Total reinforcement	2 x 13 pcs / m longitudinal
Depth	3,000 m



## ALTERNATIF MICROPILE

Skala 1 : 5000

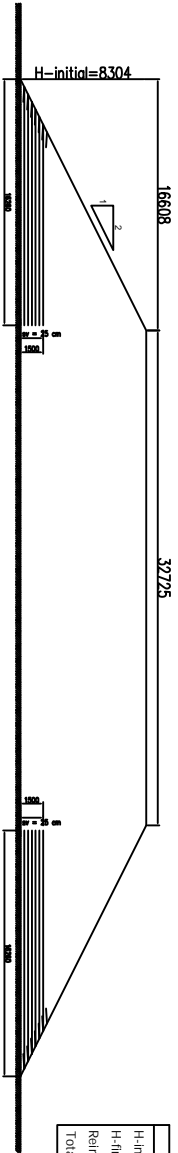
# ZONING A POTONGAN 5-5 (alternatif perkuatan oprit bersisi miring)

Skala 1 : -

JUDUL TUGAS AKHIR		DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRTI FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.		Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANWIDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGKY ADITYA 0311164500029	1. ZONING A POT. 5-5 (alternatif perkuatan oprit bersisi miring)	1 : 5000



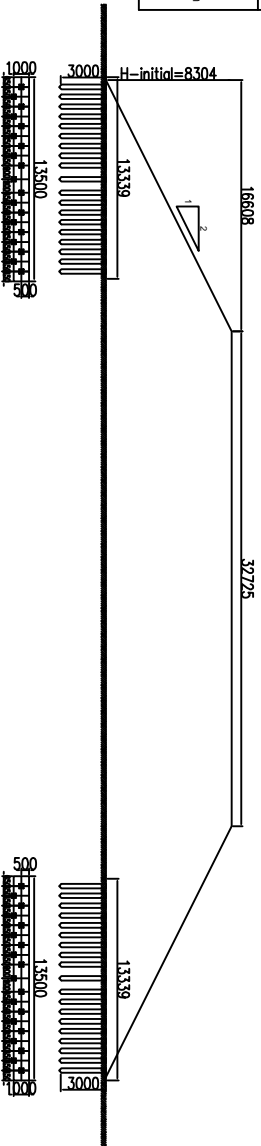
JURUSAN TEKNIK SIPIL & KEBUMAHAN  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL & KEBUMAHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA



## ALTERNATIF GEOTEXTILE

Skala 1 : 5000

KETERANGAN	
H-initial	8.304 m
H-final	6.000 m
Reinforcement	Micropile uk. 30 cm x 30 cm
Total reinforcement	2 x 19 pcs / m longitudinal 3.000 m



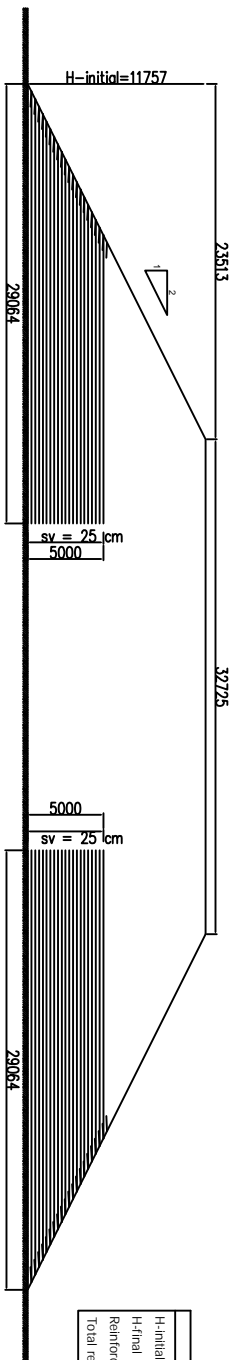
## ALTERNATIF MICROPILE

Skala 1 : 5000

# ZONING B POTONGAN 4-4 (alternatif perkuatan oprit bersisi miring)

Skala 1 : -

<p> <b>INSTITUT TEKNIK SEPULUH NOPEMBER</b>  <b>FAKULTAS TEKNIK SIPIL &amp; KEBUMAHAN</b>  <b>INSITRUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER</b>  <b>SURABAYA</b> </p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRTIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANVINDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGGY ADITYA 0311164500029	1. ZONING B POT. 4-4 (alternatif perkuatan oprit bersisi miring)	1 : 5000

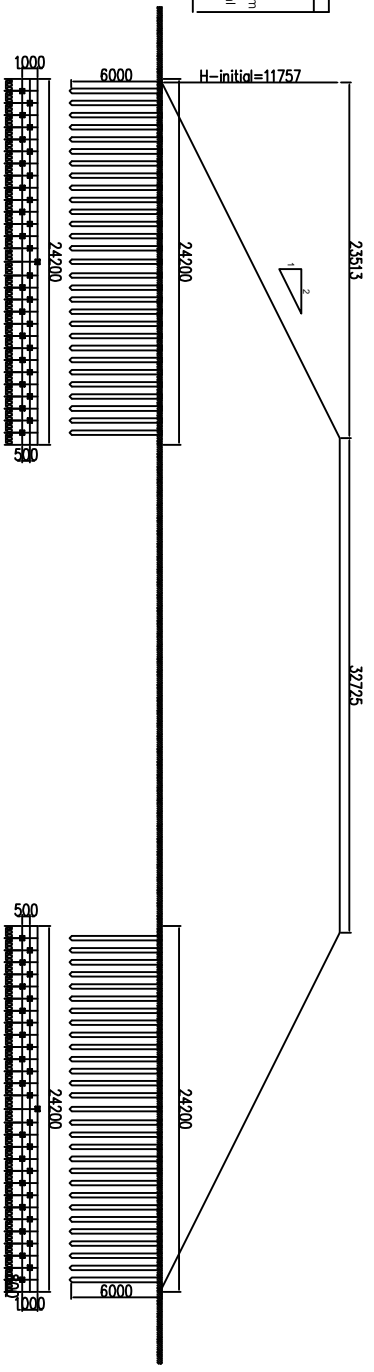


KETERANGAN	
H-initial	11.757 m
H-final	9.000 m
Reinforcement	Geotextile woven 200/45
Total reinforcement	21 layer

## ALTERNATIF GEOTEXTILE

Skala 1 : 5000

KETERANGAN	
H-initial	11.757 m
H-final	9.000 m
Reinforcement	Micropile uk. 30 cm x 30 cm
Total reinforcement	2 x 29 pcs / m longitudinal
Depth	6.000 m



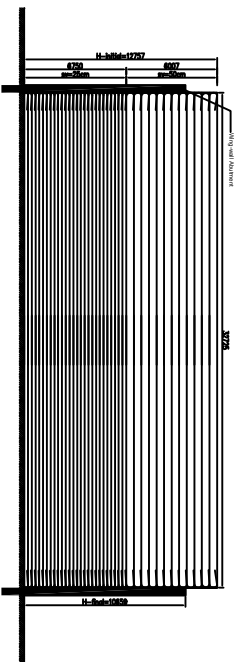
## ALTERNATIF MICROPILE

Skala 1 : 5000

# ZONING C POTONGAN 3-3 (alternatif perkuatan oprit bersisi miring)

Skala 1 : -

<p>INSTITUT TEKNIK SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRTI FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANVINDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGGY ADITYA 03111645000029	1. ZONING C POT. 3-3 (alternatif perkuatan oprit bersisi miring)	1 : 5000

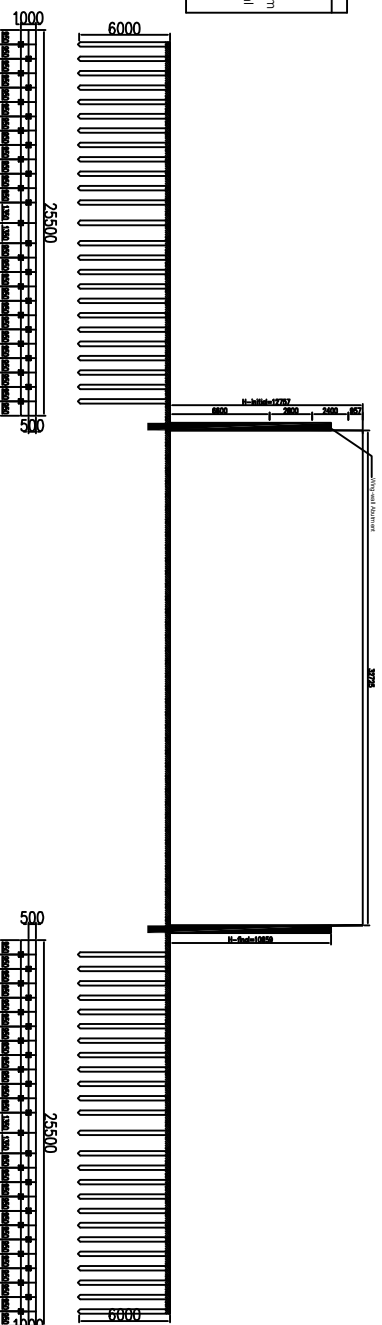


KETERANGAN	
H-initial	12,757 m
H-final	10,659 m
Reinforcement	Geotextile woven 2000/45
Total reinforcement	39 layer
Type retaining-wall	Wing-wall Abt.

## ALTERNATIF GEOTEXTILE – WINGWALL

Skala 1 : 5000

KETERANGAN	
H-initial	12,757 m
H-final	10,659 m
Reinforcement	Micropile uk 30 cm x 30 cm
Total reinforcement	2 x 25 pcs / m longitudinal
Depth	6,000 m
Type retaining-wall	Wing-wall Abt.



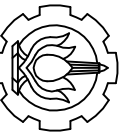
## ALTERNATIF MICROPILE

Skala 1 : 5000

## ZONING D POTONGAN 1-1 (alternatif perkuatan oprit bersisi miring)

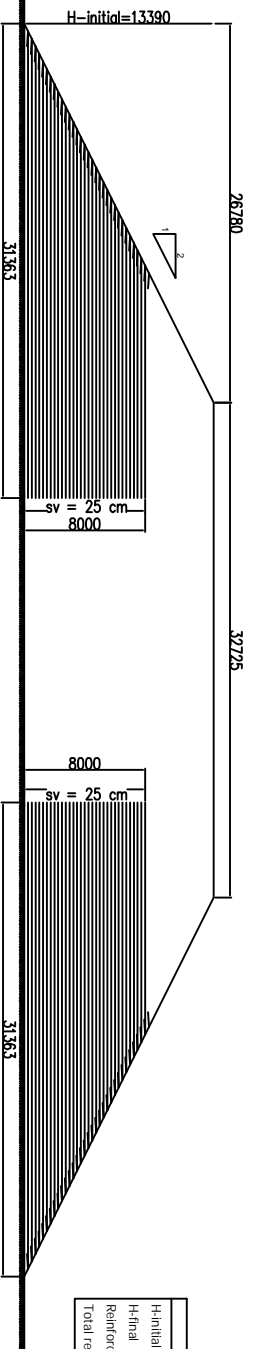
Skala 1 : -

JUDUL TUGAS AKHIR		DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.		Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANWIDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGGY ADITYA 0311164500029	1. ZONING D POT. 1-1 (alternatif perkuatan oprit bersisi miring)	1 : 5000



INSTITUT TEKNIK SEPULUH NOPEMBER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL & KEBUMAHAN  
INSTRUMEN TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA



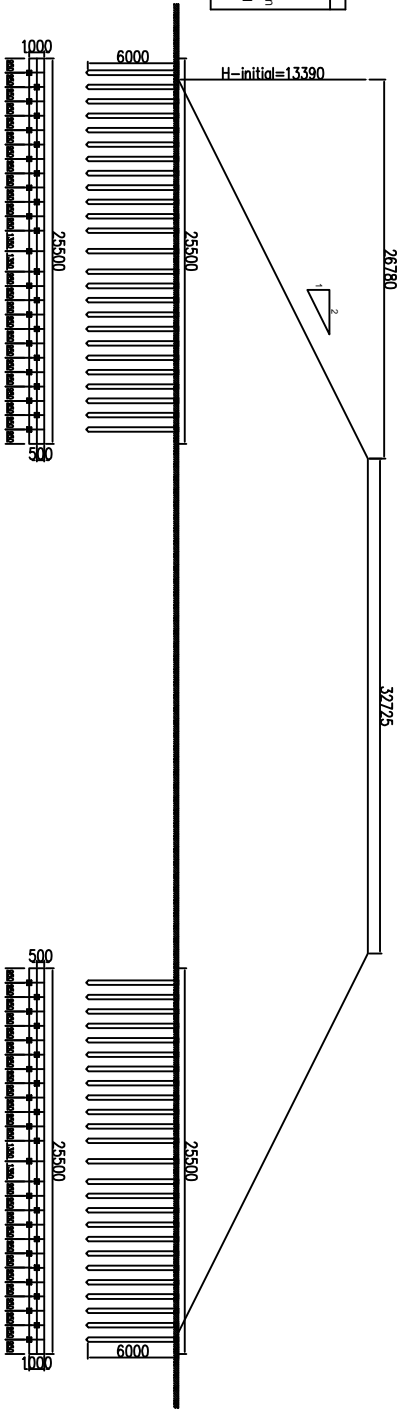


KETERANGAN	
H-Initial	13.390 m
H-Final	10.459 m
Reinforcement	Geotextile woven 200/45
Total reinforcement	33 layer

## ALTERNATIF GEOTEXTILE

Skala 1 : 5000

KETERANGAN	
H-Initial	13.390 m
H-Final	10.459 m
Reinforcement	Micropile uk. 30 cm x 30 cm
Total reinforcement	2 x 25 pcs / m longitudinal
Depth	6.000 m



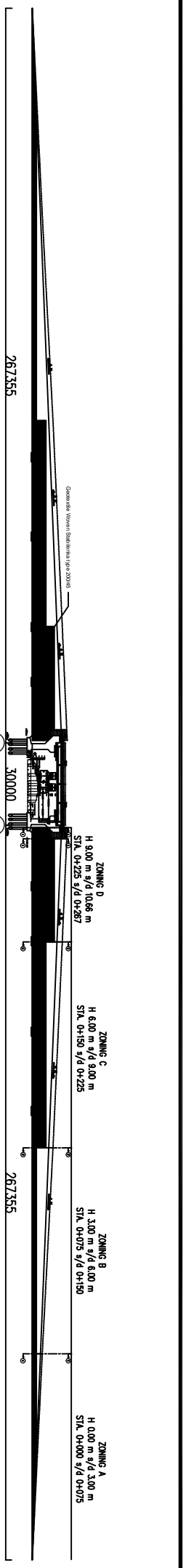
## ALTERNATIF MICROPILE

Skala 1 : 5000

# ZONING D POTONGAN 2-2 (alternatif perkuatan oprit bersisi miring)

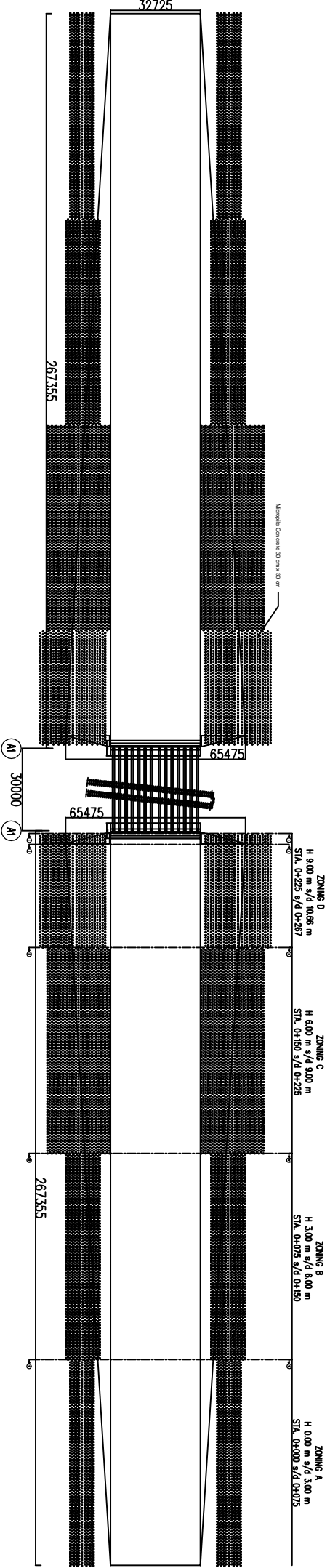
Skala 1 : -

<p>UNIVERSITAS TEKNIK SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL &amp; KEBUMAHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRTIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANWIDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGGY ADITYA 0311164500029	1. ZONING D POT. 2-2 (alternatif perkuatan oprit bersisi miring)	1 : 5000



**LONG SECTION ALTERNATIF GEOTEXTILE PADA TIMBUNAN BERSISI MIRING**  
 Skala 1 : 20000

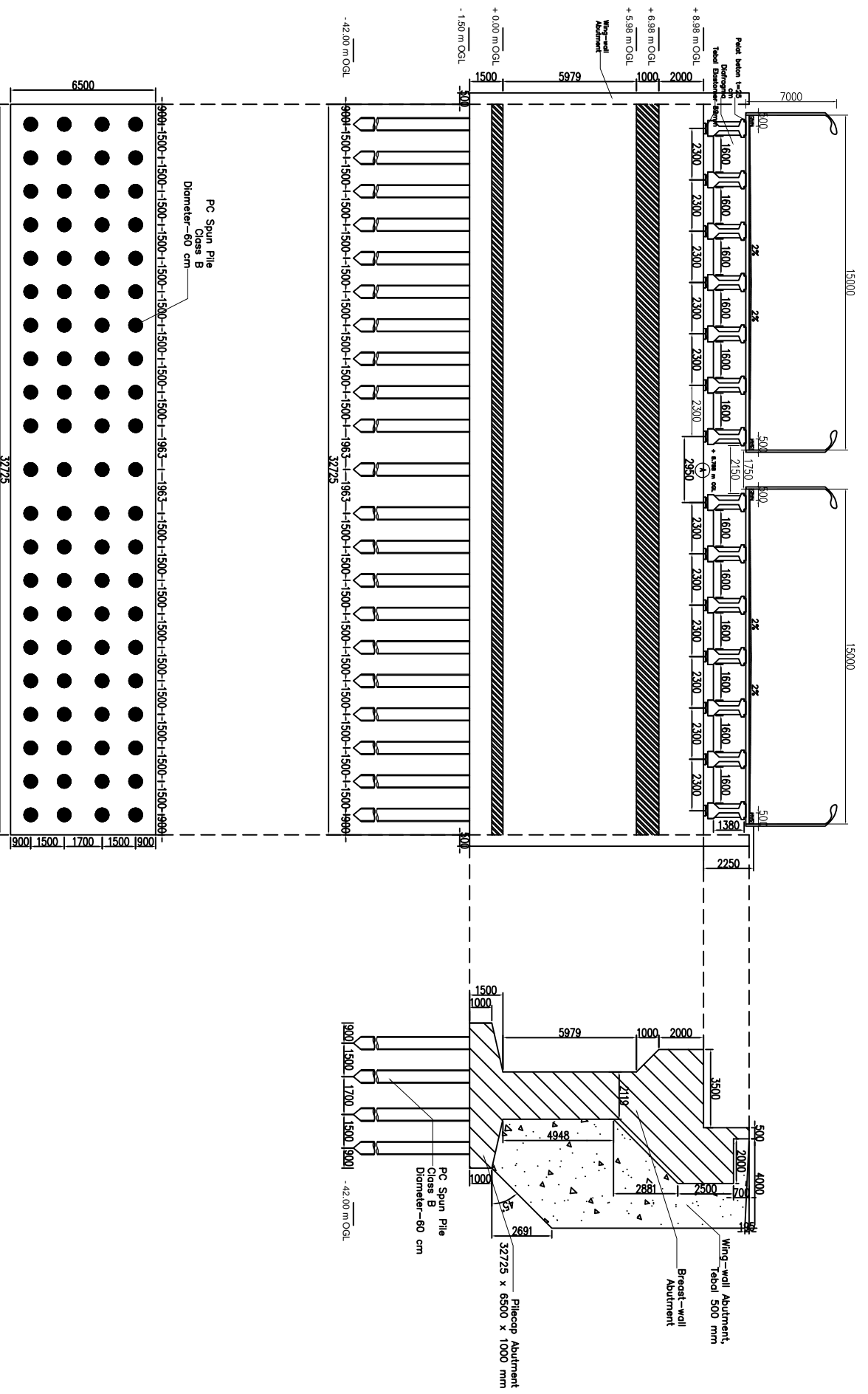
KETERANGAN INSTALASI GEOTEXTILE (2 opti)			
ZONING	H-Initial	H-Final	Jumlah layer
A 5-5	4,457 m	3 m	2 x 7 layer
B 4-4	8,304 m	6 m	2 x 7 layer
C 3-3	11,757 m	9 m	2 x 21 layer
D 2-2	13,390 m	10,459 m	2 x 33 layer
D 1-1	12,757 m	10,659 m	2 x 39 layer



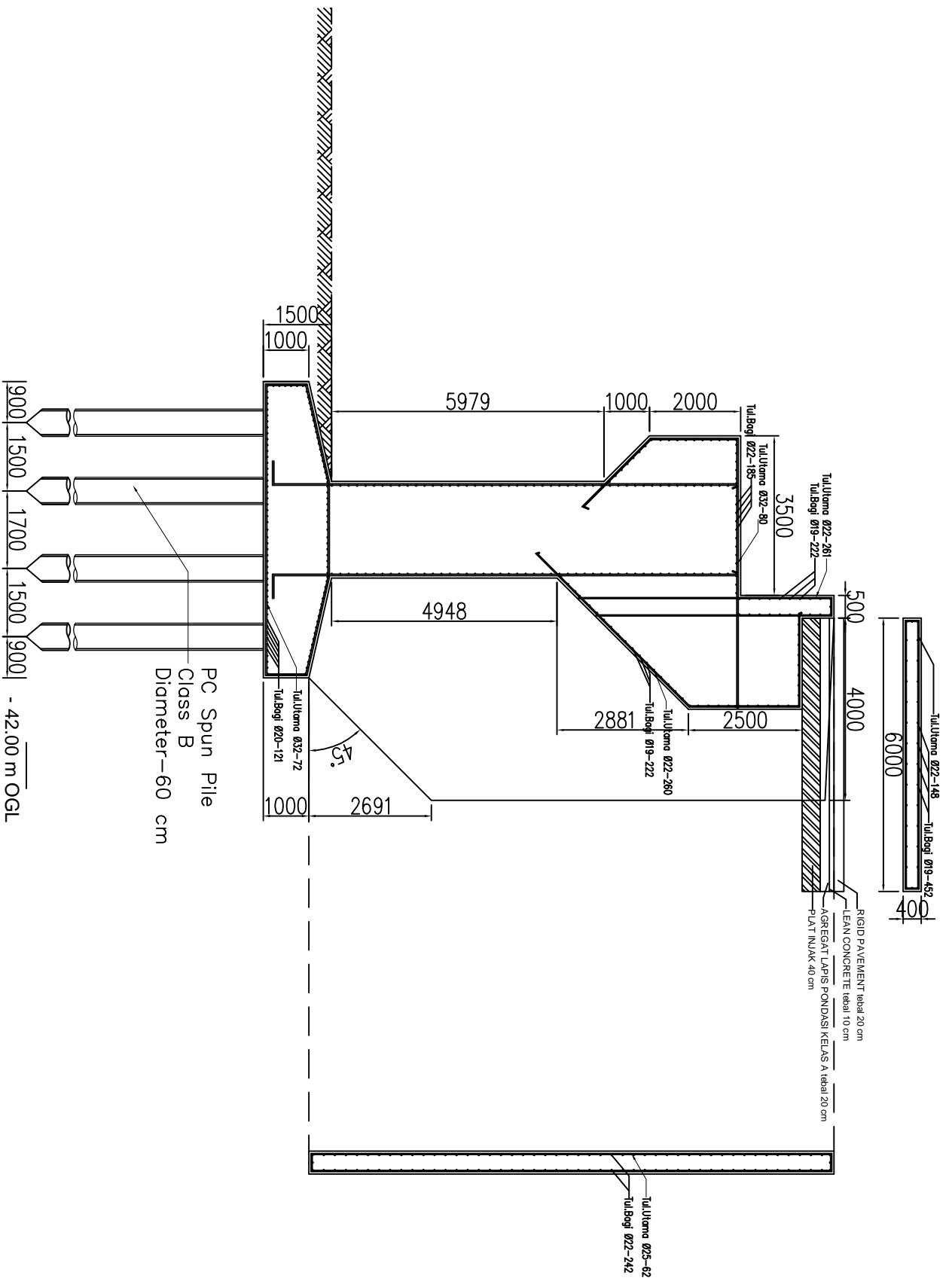
**DENAH ALTERNATIF MICROPILE PADA TIMBUNAN BERSISI MIRING**  
 Skala 1 : 20000

KETERANGAN INSTALASI MICROPILE (2 opti)			
ZONING	H-Initial	H-Final	Jumlah micropile
A 5-5	4,457 m	3 m	2 x 1950 buah
B 4-4	8,304 m	6 m	2 x 2850 buah
C 3-3	11,757 m	9 m	2 x 4352 buah
D 2-2	13,390 m	10,459 m	2 x 2100 buah

<p>JURUSAN TEKNIK SIPIL &amp; KEBUMAHMUKAAN          FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN          INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER          SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRT FLY OVER KANDANGGANI, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANNYDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGGY ADITYA 031 11645000029	LONG SECTION ALTERNATIF GEOTEXTILE PADA TIMBUNAN BERSISI MIRING DENAH ALTERNATIF MICROPILE PADA TIMBUNAN BERSISI MIRING	1 : 20000 1 : 20000



JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANVINDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGKY ADITYA 0311164500029	1. DETAIL POTONGAN MELINTANG JEMBATAN 2. DETAIL ABUTMENT 3. DENAH SPUN PILE PADA PONDASI	1 : 2500 1 : 2500 1 : 2500



JUDUL TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

PERENCANA

JUDUL GAMBAR

SKALA GAMBAR

ALTERNATIF PERENCANAAN  
ABUTMENT DAN OPRIIT FLY  
OVER KANDANGAN,  
SURABAYA, JAWA TIMUR.

Ir. SUWARNO, M.Eng  
TRIHANVINDIO RENDY  
SATRYA, ST., MT

PUNGGY ADITYA  
03111645000029

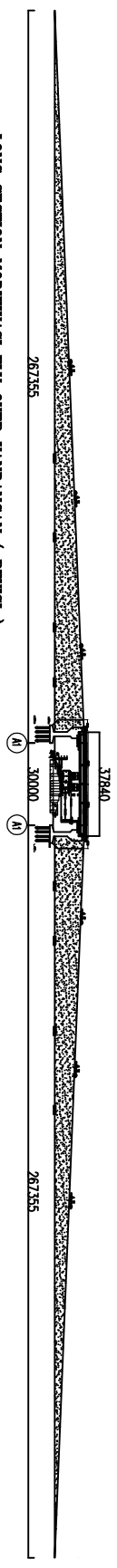
1. DETAIL PENULANGAN ABUTMENT
2. DETAIL PENULANGAN WING-WALL
3. DETAIL PENULANGAN PELAT INJAK

1 : 1250  
1 : 1250  
1 : 1250

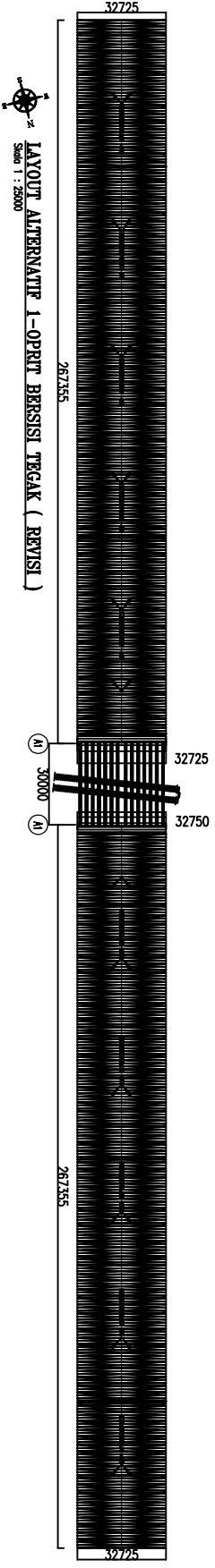


JURUSAN TEKNIK SIPIL & KEBUMAHAN  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL & KEBUMAHAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
 SURABAYA

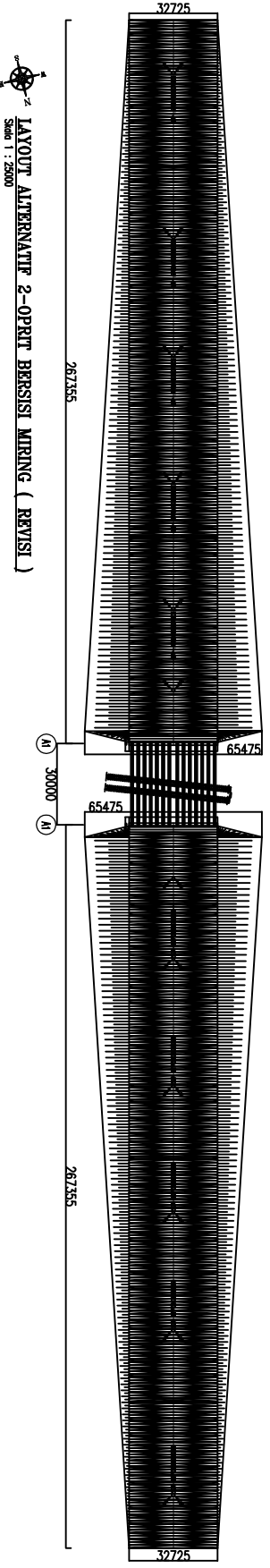
LONG SECTION MODIFIKASI FLY OVER KANDANGAN ( REVISI )  
Skala 1 : 25000



LAYOUT ALTERNATIF 1-OPRIT BERSISI TEGAK ( REVISI )  
Skala 1 : 25000



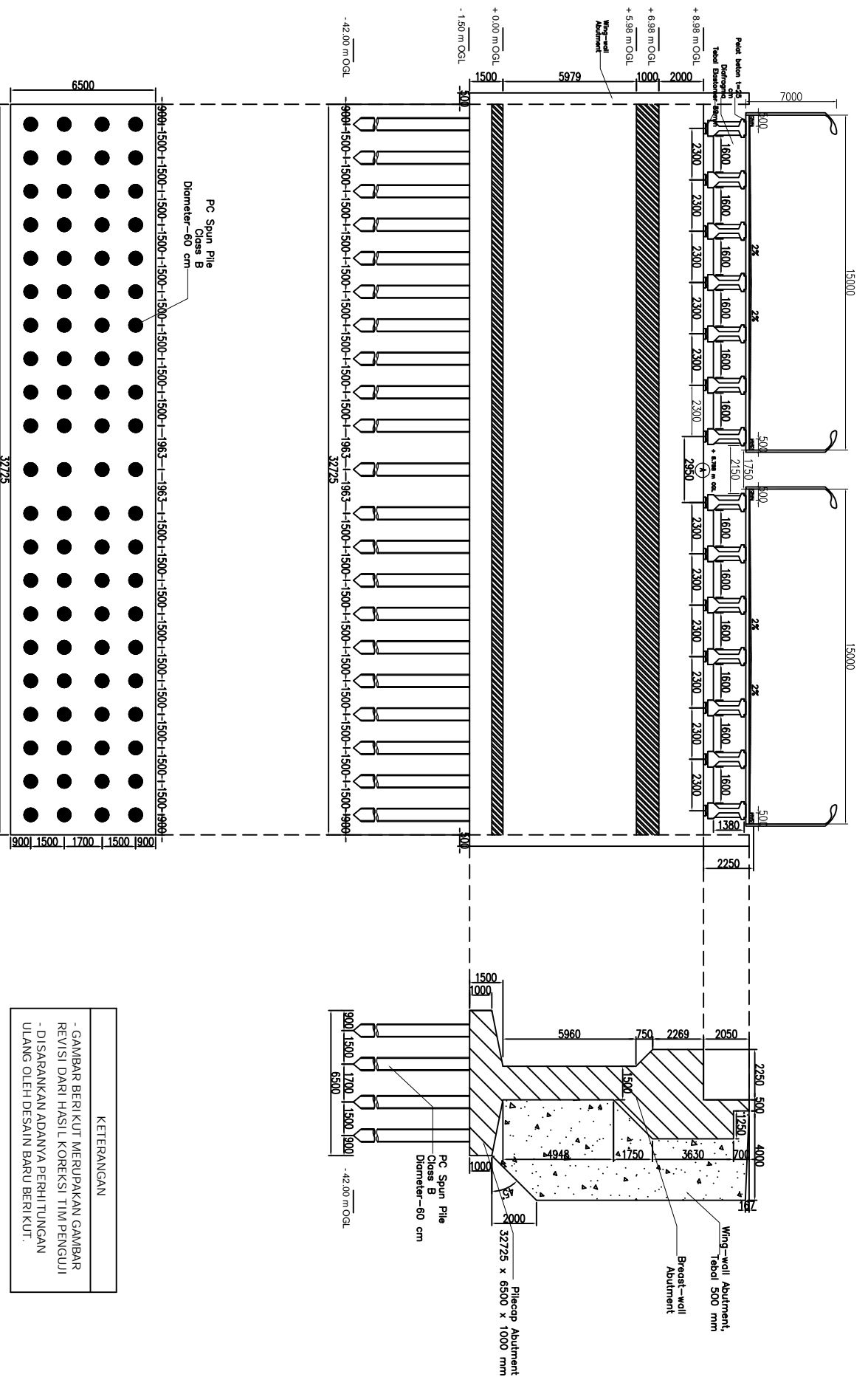
LAYOUT ALTERNATIF 2-OPRIT BERSISI Miring ( REVISI )  
Skala 1 : 25000



KETERANGAN

- GAMBAR BERIKUT MERUPAKAN GAMBAR REVISI DARI HASIL KOREKSI TIM PENGUJI
- DIREVISI UNTUK SYARAT RUANG BEBAS PADA KERETA API DAN DESAIN ABUTMENT
- DI SARANKAN ADANYA PERHITUNGAN ULANG OLEH DESAIN BARU BERIKUT.

<p>JURUSAN TEKNIK SIPIL &amp; KEBUMAHAN FAKULTAS TEKNIK SIPIL &amp; KEBUMAHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
	ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANWIDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGKY ADITYA 0311164500029	1. LONG SECTION MODIFIKASI FLY OVER KANDANGAN 2. LAYOUT ALTERNATIF - 1 OPRIT BERSISI TEGAK 3. LAYOUT ALTERNATIF - 2 OPRIT BERSISI MIRING	1 : 25000 1 : 25000 1 : 25000



KETERANGAN	
-	GAMBAR BERIKUT MERUPAKAN GAMBAR REVISI DARI HASIL KOREKSI TIM PENGUJI
-	DISARANKAN ADANYA PERHATUNGAN ULANG OLEH DESAIN BARU BERIKUT.

INSTITUT TEKNIK SEPULUH NOPEMBER  
 SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN KONSULTASI	PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
ALTERNATIF PERENCANAAN ABUTMENT DAN OPRIIT FLY OVER KANDANGAN, SURABAYA, JAWA TIMUR.	Ir. SUWARNO, M.Eng TRIHANVINDIO RENDY SATRYA, ST., MT	PUNGGY ADITYA 0311164500029	1. DETAIL POTONGAN MELINTANG JEMBATAN 2. DETAIL ABUTMENT 3. DENAH SPUN PILE PADA PONDASI	1 : 2500 1 : 2500 1 : 2500