



**TUGAS AKHIR (RC-091380)**

# **PERENCANAAN ABUTMENT DAN SISTEM PERKUATAN OPRIT JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK, JAWA**

**MUHAMMAD ZENDY DRIVAMA SURYA**  
NRP 3110 100 114

Dosen Pembimbing  
Ir. Suwarno , MEng.,  
Prof. Ir. Indrasurya BM, MSc., PhD.

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya



**FINAL PROJECT (RC-091380)**

**DESIGN OF DAMAS BRIDGE'S ABUTMENT AND  
APPROACH REINFORCEMENT SYSTEMS,  
TRENGGALEK, EAST JAVA**

**MUHAMMAD ZENDY DRIVAMA SURYA**  
NRP 3110 100 114

Supervisor  
Ir. Suwarno , MEng.,  
Prof. Ir. Indrasurya BM, MSc., PhD.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2014

**PERENCANAAN ABUTMENT DAN SISTEM  
PERKUATAN OPRIT JEMBATAN DAMAS,  
TRENGGALEK, JAWA TIMUR**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Bidang Studi Geoteknik  
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

**MUHAMMAD ZENDY DRIVAMA SURYA**

Nrp. 3110 100 114

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :


Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II



(Ir. Suwarno, M. Eng.)

NIP. 195909271986031003



(Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar)

NIP. 194504301974121001

**SURABAYA, Juni 2015**

# PERENCANAAN ABUTMENT DAN SISTEM PERKUATAN OPRIT JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK, JAWA TIMUR

**Nama Mahasiswa** : Muhammad Zendy Drivama Surya  
**NRP** : 3110100114  
**Jurusan** : S1 Teknik Sipil  
**Dosen Pembimbing 1** : Ir. Suwarno, M.Eng  
**Dosen Pembimbing 2** : Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar

## Abstrak

Jembatan Damas terletak di daerah Prigi, Trenggalek mempunyai peranan yang penting karena menghubungkan jalan pada Jalur Lintas Selatan ( JLS ) yang terputus oleh aliran sungai. Dalam merencanakan jembatan diperlukan adanya jalan oprit untuk menghubungkan jalan yang telah ada dengan jalan yang ingin direncanakan menuju jembatan.

Dalam tugas akhir ini, direncanakan timbunan jalan pendekat/oprit dengan tinggi 7 m. Dalam perencanaan oprit ini sendiri tidak diperlukan adanya perbaikan terhadap lapisan tanah dasar karena tanah dasar yang dominan pasir dan memiliki daya dukung yang sudah cukup baik.. Untuk oprit jembatan direncanakan dengan tiga alternatif oprit. Alternatif pertama adalah timbunan bebas tanpa adanya perkuatan dinding penahan tanah, alternatif kedua adalah direncanakannya dinding penahan tanah untuk timbunan oprit dengan menggunakan kombinasi *Geotextile – sheetpile* dan alternative terakhir adalah direncanakannya dinding penahan tanah untuk timbunan oprit dengan menggunakan kombinasi *Keystone Wall-Geogrid*. Kemudian dalam tugas akhir ini juga direncanakan abutment untuk Jembatan Damas.

Kemudian dari hasil analisa perhitungan perencanaan dinding penahan tanah didapatkan hasil bahwa perencanaan oprit

menggunakan alternatif pertama memerlukan biaya material total sebesar Rp. 4,039,154,900 untuk alternatif kedua memerlukan biaya material total sebesar Rp. 4,305,909,735.23 dan untuk alternatif ketiga memerlukan biaya material total sebesar Rp. 3,822,999,619.65

Untuk perencanaan abutment direncanakan abutment dengan tinggi 8 meter dan pilecap berukuran 6 meter x 11 meter dan ditopang oleh 18 buah pondasi tiang pancang, dimana pondasi tiang pancang yang digunakan berdiameter 60 cm sedalam 20 m.

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

# DESIGN OF DAMAS BRIDGE'S ABUTMENT AND APPROACH REINFORCEMENT SYSTEMS, TRENGGALEK, EAST JAVA

**Name : Muhammad Zandy Drivama Surya**

**NRP : 3110100114**

**Department : Civil Engineering**

**Supervisor 1 : Ir. Suwarno, M.Eng**

**Supervisor 2 : Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar**

## **Abstract**

Damas bridge located in Prigi, Trenggalek had an important role because it connects Jalan Lintas Selatan's roads (JLS) that is interrupted by the flow of river

In the planning of Damas bridge developer planned the approach for  $\pm 6$  meters so that the subgrade elevation equal to the elevation of the bridge plate. The retaining walls of the approach needed to withstand strong for the approach load and traffic load. The first alternative is using an embankment soil without any retaining wall. The second alternative that being used is a combination of sheet pile with a geotextile. The third alternative that being used is a combination of geogrid with keystone wall.

From the analysis of the planning calculations, The total cost required for the first alternative which is a planning of an embankment soil without any retaining wall is equal to Rp. 4,305,909,735.23. For the second alternative which is a combination between sheet pile and geotextile is equal to Rp. 4,305,909,735.23. For the the last alternative which is a

combination between keystone and geogrid is equal to Rp. 3,822,999,619.65

For the planning of the abutment, the abutment is planned for 8 meter high and it is supported by a 6 x 11 meter-sized pilecap and it is supported by 18 pieces of driven piles, which the driven pile used 60 cm diameter as deep as 20 m.

**Key word : Oprit, Keystone Wall, Sheet pile, Geogrid, Geotextile**

## KATA PENGANTAR

Puji Syukur kepada Allah SWT karena berkat, rahmat, dan ridho-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “Perencanaan Abutment dan Sistem Perkuatan Oprit Jembatan Damas, Trenggalek, Jawa Timur” dengan baik.

Pada kesempatan ini penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu pekerjaan laporan Tugas Akhir ini, mulai dari rencana, proses, hingga penyusunan. Terutama untuk :

1. Ayah, ibu, dan adik tercinta atas segala dukungan serta kesabaran yang diberikan kepada penulis dalam menggapai cita-cita dan atas doa yang tulus yang diberikan kepada penulis
2. Bapak Ir. Suwarno, M.Eng. dan Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar selaku dosen Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS dan dosen pembimbing yang telah menolong, mengarahkan, dan membimbing penulis dalam membuat Laporan Tugas Akhir ini.
3. Ibu Putu Tantri K.,ST.,MT selaku dosen Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS yang telah menolong, mengarahkan dan membimbing saya dalam membuat Laporan Tugas Akhir ini.
4. Seluruh dosen pengajar beserta staf karyawan di Jurusan Teknik Sipil ITS, terimakasih atas bantuan dan ilmu-ilmu yang telah diberikan kepada penulis.
5. Teman-teman Teknik Sipil ITS yang turut membantu dan memberi semangat kepada penulis.

Surabaya, Juni 2015

Penulis





## DAFTAR ISI

ABSTRAK .....	i
ABSTRACT .....	iii
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR .....	ix
DAFTAR TABEL .....	xiii
<b>BAB I PENDAHULUAN</b> .....	1
1.1.Latar Belakang .....	1
1.2.Rumusan Masalah .....	4
1.3.Tujuan .....	4
1.4.Batasan Masalah.....	4
1.5.Manfaat .....	5
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b> .....	7
2.1. Perkuatan Tanah dengan Geosintetik .....	7
2.2. Kestabilan Timbunan.....	
2.3. Tekanan Tanah Lateral .....	12
2.4. Perkuatan Tanah dengan Dinding Penahan Tanah ( <i>Retaining Wall</i> ) Tipe <i>Keystone Wall</i> .....	15
2.5. Dinding Penahan Tanah Tipe Turap ( <i>Sheetpile</i> ) .....	15
2.6. Kontrol Syarat Kestabilan Tembok Penahan Tanah .	16
2.7. Desain Abutment .....	18
2.8. Daya Dukung Tiang Pancang.....	22
<b>BAB III METODOLOGI PENELITIAN</b> .....	33
3.1. Pengumpulan Data Sekunder.....	34
3.2. Studi Literatur.....	34
3.3. Analisa Data Tanah Dasar .....	34
3.4. Analisa Kestabilan Timbunan .....	34
3.5. Perencanaan Kombinasi <i>Sheet Pile-Geotextile</i> .....	34
3.6. Perencanaan Kombinasi <i>Keystone Wall-Geogrid</i> .....	35
3.7. Perencanaan Timbunan Bebas Berbentuk Lereng .....	35

3.8. Cek Daya Dukung dan Stabilitas Dinding Penahan Tanah .....	35
3.9. Perhitungan Abutment Jembatan.....	35
3.10.Perhitungan Biaya Material yang Digunakan.....	36
3.11 Kesimpulan .....	36
<b>BAB IV ANALISA DATA .....</b>	<b>37</b>
4.1. Data Tanah .....	37
4.2. Data Gambar .....	37
4.3. Data Tanah Timbunan .....	39
4.4 Data Spesifikasi Bahan .....	39
<b>BAB V PERENCANAAN TIMBUNAN BEBAS DAN TIMBUNAN TEGAK BESERTA PERKUATANNYA. ....</b>	<b>41</b>
5.1. Timbunan bebas.....	41
5.2. Kombinasi <i>sheet pile – geotextile</i> .....	43
5.3. Kombinasi <i>keystone – geogrid</i> .....	59
5.4. Perhitungan Biaya.....	73
<b>BAB VI PERHITUNGAN ABUTMENT .....</b>	<b>75</b>
6.1. Pembebanan Abutment.....	75
6.2. Tiang Pancang Abutment .....	99
6.3. Penulangan Abutment .....	105
<b>BAB VII KESIMPULAN.....</b>	<b>113</b>
7.1. Kesimpulan.....	113
DAFTAR PUSTAKA.....	xvii
LAMPIRAN	
BIODATA PENULIS	

## DAFTAR GAMBAR

<b>BAB I</b>		<b>Halaman</b>
Gambar 1.1	Peta Lokasi Jembatan Damas .....	2
Gambar 1.2	Layout Jembatan Damas .....	2
Gambar 1.3	Potongan memanjang Jembatan Damas .....	3
Gambar 1.4	Potongan melintang Jembatan Damas .....	3
Gambar 1.5	Perencanaan awal dimensi abutment .....	3
<b>BAB II</b>		
Gambar 2.1	Dinding yang berotasi akibat tekanan aktif tanah .....	14
Gambar 2.2	Diagram Perhitungan Gaya dan Momen ...	16
Gambar 2.3	Ilustrasi Beban yang Bekerja pada Abutment .....	19
Gambar 2.4	Prosedur Desain untuk Masing-Masing Kondisi .....	27
Gambar 2.5	Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi I .....	28
Gambar 2.6	Koefisien-Koefisi untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi II .....	29
Gambar 2.7	Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi III .....	30
Gambar 2.8	Kurva untuk menentukan harga $f$ dari berbagai jenis tanah .....	31
<b>BAB III</b>		
Gambar 3.1	Diagram Alir Prosedur Pengerjaan Tugas Akhir .....	33
<b>BAB IV</b>		
Gambar 4.1	Layout Jembatan Damas yang berlokasi di Prigi, Trenggalek, Jawa Timur .....	38

Gambar 4.2	Potongan memanjang Oprit Jembatan Damas STA 0+500 – STA 0+725.....	38
------------	---	----

## **BAB V**

Gambar 5.1	Perhitungan SF untuk oprit dengan tinggi 7 m .....	41
Gambar 5.2	Perhitungan SF untuk oprit dengan tinggi 6 m. .....	42
Gambar 5.3	Perhitungan SF untuk oprit tinggi 5 m .....	42
Gambar 5.4	Perhitungan SF untuk oprit dengan tinggi 4 m. .....	42
Gambar 5.5	Perhitungan SF untuk oprit dengan tinggi 3 m .....	43
Gambar 5.6	Perhitungan SF untuk oprit dengan tinggi 2 m .....	43
Gambar 5.7	Sketsa pemasangan <i>geotextile wall</i> .....	48
Gambar 5.8	Sketsa perencanaan dinding penahan tanah alternatif kedua .....	57
Gambar 5.9	Hasil perhitungan SF untuk <i>overall stability</i> .....	59
Gambar 5.10	Sketsa pemasangan <i>geogrid</i> .....	65
Gambar 5.11	<i>keystone straight-face</i> .....	70
Gambar 5.12	Sketsa perencanaan dinding penahan tanah alternatif ketiga .....	71
Gambar 5.13	Hasil perhitungan SF untuk <i>overall stability</i> .....	72

## **BAB VI**

Gambar 6.1	Gambar struktur atas.....	75
Gambar 6.2	Gambar perencanaan awal abutment .....	76
Gambar 6.3	Gambar skema pembebanan abutment .....	77
Gambar 6.4	Skema tekanan tanah .....	78
Gambar 6.5	Beban lajur “D” .....	79
Gambar 6.6	BTR vs panjang yang dibebani .....	80

Gambar 6.7	Faktor beban dinamis (FBD) untuk beban BGT	80
Gambar 6.8	Penyebaran pembebanan pada arah melintang	81
Gambar 6.9	Pembebanan pejalan kaki	82
Gambar 6.10	Gaya akibat beban rem	83
Gambar 6.11	Skema pengaruh temperatur	85
Gambar 6.12	Skema pengaruh angin terhadap struktur jembatan	86
Gambar 6.13	Koefisien geser dasar (C)	90
Gambar 6.14	Skema tekanan tanah dinamis	94
Gambar 6.15	Grafik Daya dukung tanah	99
Gambar 6.16	Konfigurasi tiang pancang abutment	100
Gambar 6.17	Dimensi <i>back wall</i>	105
Gambar 6.18	Grafik untuk mencari tulangan <i>back wall</i>	105
Gambar 6.19	Dimensi <i>breast wall</i>	106
Gambar 6.20	Diagram interaksi P-M <i>breast wall</i> abutment	107
Gambar 6.21	Skema gaya yang bekerja pada pile cap	108



## DAFTAR TABEL

<b>BAB II</b>		Halaman
Tabel 2.1	Nilai Faktor <i>Geotextile</i> .....	8
Tabel 2.2	Harga $N_c$ , $N_\gamma$ , $N_q$ (Caquot dan Kerisel).....	17
Tabel 2.3	SPT dan korelasinya .....	31
<b>BAB IV</b>		
Tabel 4.1	Hasil Rekap Data Tanah Dasar.....	37
<b>BAB V</b>		
Tabel 5.1	Tabel perhitungan $S_v$ untuk ketinggian oprit 7 m .....	45
Tabel 5.2	Tabel perhitungan $S_v$ untuk ketinggian oprit 6 m .....	45
Tabel 5.3	Tabel perhitungan $S_v$ untuk ketinggian oprit 5 m .....	45
Tabel 5.4	Tabel perhitungan $S_v$ untuk ketinggian oprit 4 m .....	46
Tabel 5.5	Tabel perhitungan $S_v$ untuk ketinggian oprit 3 m .....	46
Tabel 5.6	Tabel perhitungan $S_v$ untuk ketinggian oprit 2 m .....	46
Tabel 5.7	Tabel perhitungan $L$ untuk ketinggian oprit 7 m .....	48
Tabel 5.8	Tabel perhitungan $L$ untuk ketinggian oprit 6 m .....	49
Tabel 5.9	Tabel perhitungan $L$ untuk ketinggian oprit 5 m .....	50
Tabel 5.10	Tabel perhitungan $L$ untuk ketinggian oprit 4 m .....	50
Tabel 5.11	Tabel perhitungan $L$ untuk ketinggian oprit 3 m .....	51
Tabel 5.12	Tabel perhitungan $L$ untuk ketinggian oprit 2 m .....	51



Tabel 5.13	Tabel perhitungan momen penahan oprit 7 .....	52
Tabel 5.14	Tabel perhitungan momen dorong untuk oprit 7 m .....	52
Tabel 5.15	Tabel perhitungan SF guling .....	53
Tabel 5.16	Tabel perhitungan SF geser .....	54
Tabel 5.17	Perhitungan kontrol daya dukung .....	56
Tabel 5.18	Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 7 m .....	60
Tabel 5.19	Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 6 m .....	61
Tabel 5.20	Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 5 m .....	61
Tabel 5.21	Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 4 m .....	61
Tabel 5.22	Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 3 m .....	62
Tabel 5.23	Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 2 m .....	62
Tabel 5.24	Tabel perhitungan L untuk ketinggian oprit 7 m .....	63
Tabel 5.25	Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 6 m .....	63
Tabel 5.26	Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 5 m .....	64
Tabel 5.27	Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 4 m .....	64
Tabel 5.28	Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 3 m .....	64
Tabel 5.29	Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 2 m .....	64
Tabel 5.30	Tabel perhitungan momen penahan oprit 7 m .....	66
Tabel 5.31	Tabel perhitungan momen dorong oprit 7 m ... ..	66

Tabel 5.32	Tabel perhitungan SF guling .....	67
Tabel 5.33	Tabel perhitungan SF guling .....	68
Tabel 5.34	Perhitungan kontrol daya dukung .....	70
Tabel 5.35	Perhitungan biaya timbunan bebas .....	73
Tabel 5.36	Perhitungan biaya kombinasi <i>sheetpile</i> – <i>geotextile</i> .....	73
Tabel 5.37	Perhitungan biaya kombinasi <i>keystone</i> – <i>geogrid</i> .....	74

## **BAB VI**

Tabel 6.1	Perhitungan berat sendiri struktur atas .....	76
Tabel 6.2	Perhitungan berat sendiri pondasi .....	77
Tabel 6.3	Perhitungan tekanan tanah .....	79
Tabel 6.4	Temperatur jembatan rata-rata nominal .....	84
Tabel 6.5	Temperatur jembatan rata-rata nominal .....	84
Tabel 6.6	Koefisien seret $C_w$ .....	86
Tabel 6.7	Kecepatan angin rencana $V_w$ .....	86
Tabel 6.8	Kondisi tanah untuk koefisien geser dasar .....	89
Tabel 6.9	Faktor kepentingan .....	91
Tabel 6.10	Distribusi beban gempa.....	91
Tabel 6.11	Kombinasi beban untuk perencanaan tegangan kerja .....	94
Tabel 6.12	Rekap beban kerja kombinasi 1 .....	95
Tabel 6.13	Rekap beban kerja kombinasi 2 .....	95
Tabel 6.14	Rekap beban kerja kombinasi 3 .....	96
Tabel 6.15	Rekap beban kerja kombinasi 4 .....	96
Tabel 6.16	Rekap beban kerja kombinasi 5 .....	97
Tabel 6.17	Rekap beban kerja kombinasi 6 .....	97
Tabel 6.18	Rekap beban kerja kombinasi final pada abutment .....	98
Tabel 6.19	Perhitungan beban max untuk 1 tiang di abutment sb.X.....	101

Tabel 6.20	Kontrol kuat tekan 1 tiang di abutment sb.X	101
Tabel 6.21	Perhitungan beban max untuk 1 tiang di abutment sb.Y	102
Tabel 6.22	Kontrol kuat tekan 1 tiang di abutment sb.Y	102
Tabel 6.23	Kontrol Momen Crack	104
Tabel 6.24	Beban ultimit brest wall abutment	107
Tabel 6.25	Perhitungan momen pada pile cap	108



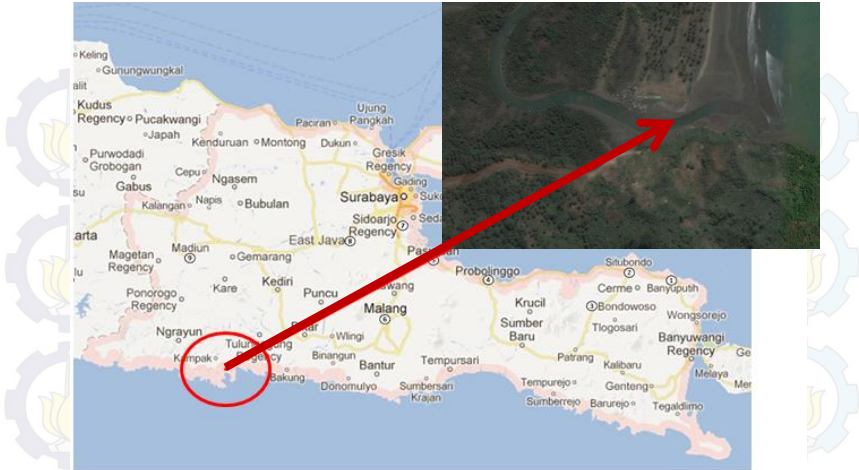
# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar belakang

Damas, Trenggalek terletak di selatan pulau Jawa, 5 km arah barat daya dari Prigi, tepatnya terletak  $\pm 53$  km arah selatan kota Trenggalek. Jembatan Damas di daerah Prigi, Trenggalek mempunyai peranan yang penting karena menghubungkan jalan pada Jalur Lintas Selatan ( JLS ) yang terputus oleh aliran sungai. Data tanah proyek jembatan ini menunjukkan bahwa terdapat lapisan *loose sand* hingga kedalaman 11 m. Jembatan ini juga memiliki oprit jembatan yang tinggi, yaitu 7 m karena berada di muara pantai laut selatan sehingga terpengaruh oleh pasang surut air laut. Oprit Jembatan Damas pada kondisi di lapangan merupakan sebuah timbunan bebas dengan tinggi 1:2 dan menggunakan kerb selebar 1 m. Kelemahan pada oprit yang didesain di lapangan yaitu memerlukan pembebasan lahan yang cukup luas sehingga perlu dibandingkan dengan oprit tegak yang hanya membutuhkan sedikit pembebasan lahan.

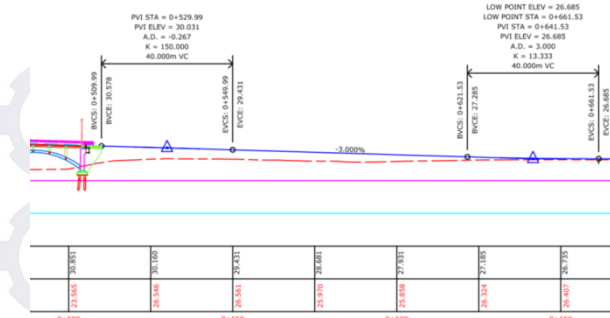
Dalam Tugas Akhir ini, akan disarankan alternatif - alternatif perencanaan oprit jembatan damas, baik merupakan timbunan lereng yang akan direncanakan menggunakan *sub-drain*, maupun timbunan tegak beserta sistem perkuatannya agar dapat dipilih alternatif yang paling efisien dari segi biaya material. Selain itu dalam Tugas Akhir ini akan direncanakan kembali perencanaan abutment pada Jembatan Damas agar didapatkan pembandingan terhadap perencanaan abutment yang sebelumnya. Abutment yang direncanakan pada Tugas Akhir ini adalah abutment pada sisi utara jembatan, dikarenakan pada sisi ini didapatkan data tanah yang paling buruk. Jembatan ini berlokasi di Damas, Prigi, Trenggalek, Jawa Timur, Indonesia. Lokasi, *layout* dan gambar potongan Jembatan Damas dapat dilihat pada **Gambar 1.1** sampai **Gambar 1.5**.



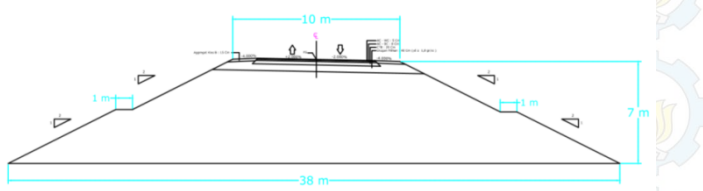
**Gambar 1.1** Peta Lokasi Jembatan Damas  
(Sumber : <http://googleearth.com>)



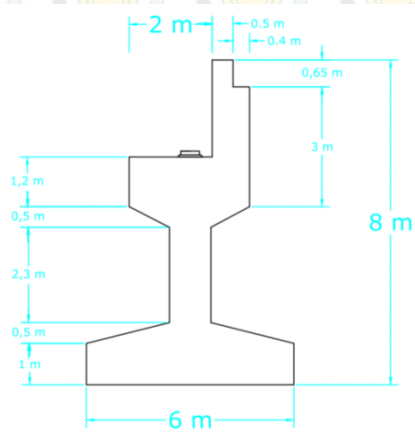
**Gambar 1.2** Layout Jembatan Damas



**Gambar 1.3** Potongan memanjang Jembatan Damas



**Gambar 1.4** Potongan melintang oprit Jembatan Damas



**Gambar 1.5** Perencanaan awal dimensi abutment Jembatan Damas

## 1.2 Rumusan masalah

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

1. Bagaimana perencanaan timbunan bebas menggunakan *sub-drain* dan Tipe dinding penahan tanah apakah yang sesuai untuk perkuatan timbunan tegak oprit jembatan ?
2. Bagaimana perencanaan abutment yang dibutuhkan untuk oprit jembatan ?

## 1.3 Tujuan

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

1. Merencanakan timbunan bebas menggunakan sub-drain dan alternatif tipe perkuatan timbunan tegak oprit jembatan yang ekonomis dan agar tidak terjadi kelongsoran.
2. Merencanakan abutment jembatan yang memenuhi syarat stabilitas.

## 1.4 Batasan masalah

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

1. Tidak membandingkan antara jembatan yang sudah ada dengan jembatan yang akan direncanakan
2. Tidak membahas metode pelaksanaan di lapangan.
3. Tidak memperhitungkan kondisi beban pada waktu pelaksanaan.
4. Hanya Membandingkan antara timbunan lereng dengan dua tipe dinding penahan tanah (kombinasi *sheet pile* dan *geotextile*, kombinasi *key stone* dan *geogrid*).

## 1.5 Manfaat

Adapun manfaat dari penulisan Tugas Akhir ini adalah :

1. Mengetahui perbandingan biaya berdasarkan kebutuhan material yang dipakai dari timbunan bebas dengan *sub-drain* dan dua tipe dinding penahan tanah sebagai perkuatan timbunan tegak oprit jembatan (kombinasi *sheet pile* dan *geotextile*, kombinasi *key stone* dan *geogrid*).
2. Mampu merencanakan abutment jembatan yang memenuhi syarat stabilitas.





*“halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Perkuatan Tanah dengan Geosintetik

Istilah Geosintetik berasal dari kata *geo*, yang berarti bumi atau dalam dunia teknik sipil diartikan sebagai tanah pada umumnya, dan kata *synthetic* yang berarti bahan buatan, dalam hal ini adalah bahan polimer. Bahan dasar geosintetik merupakan hasil polimerisasi dari industri-industri kimia/minyak bumi (Suryolelono, 1988) dengan sifat-sifat yang tahan terhadap senyawa-senyawa kimia, pelapukan, keausan, sinar ultra violet dan mikro organisme. Polimer utama yang digunakan untuk pembuatan geosintetik adalah *Polyester* (PS), *Polyamide* (PM), *Polypropylene* (PP) dan *Polyethylene* (PE). Jadi istilah geosintetik secara umum didefinisikan sebagai bahan polimer yang diaplikasikan di tanah. Berdasarkan penggunaannya, geosintetik dapat berupa *geomembrane*, *geoliner element*, *geogrid*, dan *geocomposite*.

#### 2.1.1 Penggunaan Geotextile Sebagai Dinding Penahan Tanah

##### 2.1.1.1 Mencari Kekuatan dari Geotextile

Pada perencanaan *geotextile* harus dipertimbangkan kekuatan tarik ijin dari bahan *geotextile* tersebut dalam menerima atau memikul gaya geser saat terjadinya kelongsoran. Rumus kekuatan bahan *geotextile* adalah persamaan :

$$T_{allow} = T_{ult} \times \left( \frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}} \right) \quad (2.1)$$

Dimana :

- |             |   |
|-------------|---|
| $T_{allow}$ | = kekuatan <i>geotextile</i> yang tersedia              |
| $T_{ult}$   | = kekuatan ultimate <i>geotextile</i>                   |
| $FS_{id}$   | = faktor keamanan akibat kerusakan pada saat pemasangan |
| $FS_{cr}$   | = faktor keamanan akibat rangkai                        |
| $FS_{cd}$   | = faktor keamanan akibat pengaruh bahan-bahankimia      |

$FS_{id}$  = faktor keamanan akibat pengaruh aktifitas biologi dalam tanah

$FS_{id}$ ,  $FS_{cr}$ ,  $FS_{cd}$ ,  $FS_{id}$  merupakan faktor reduksi akibat pengurangan kekuatan geotextile yang besarnya dapat dilihat pada **Tabel 2.1**

**Tabel 2.1** Nilai Faktor *Geotextile*

Penggunaan Geotextile	Faktor Pemasangan, $FS_{id}$	Faktor Rangkak, $FS_{cr}$	Faktor Kimia, $FS_{cd}$	Faktor Biologi, $FS_{id}$
Separation				
Cushioning	1,1 – 2,5	1,1 – 1,2	1,0 – 1,5	1,0 – 1,2
Unpaved Roads	1,1 – 2,0	1,2 – 1,5	1,0 – 2,0	1,0 – 1,2
Walls	1,1 – 2,0	1,5 – 2,5	1,0 – 1,5	1,0 – 1,2
Embankments	1,1 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Bearing Capacity	1,1 – 2,0	2,0 – 3,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Slope	1,1 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Stabilization	1,1 – 1,5	1,5 – 2,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Pavement	1,1 – 1,5	1,0 – 1,2	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1
Overlays	1,5 – 3,0	1,0 – 1,5	1,5 – 2,0	1,0 – 1,2
Railroads	1,1 – 1,5	1,5 – 3,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1
Flexible Form	1,1 – 1,5	1,5 – 2,5	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1
Silt Fences				

### 2.1.1.2 Perhitungan jarak pemasangan *geotextile* ( $S_v$ )

Sebelum melakukan perhitungan jarak pemasangan diperlukan perhitungan besar tegangan horizontal terlebih dahulu.

$$\begin{aligned} \sigma_h &= \sigma_{hs} + \sigma_{hq} \\ &= (z \times K_a \times \gamma t) + (q \times K_a) \end{aligned} \quad (2.2)$$

Dimana :

$\sigma_h$  = Besar tegangan horisontal total yang diterima dinding

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

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

$z$  = Kedalaman tanah dari atas permukaan tanah  
 Setelah didapatkan tegangan horizontal total, dapat dihitung jarak pemasangan *geotextile* ( $S_v$ ) dengan rumus :

$$S_v = \frac{T_{allow}}{SF \times \sigma_h} \quad (2.3)$$

Dimana :

$S_v$  = Jarak pemasangan *geotextile*

$T_{allow}$  = Kekuatan geotekstile yang tersedia

SF = Faktor keamanan (1,3)

$\sigma_h$  = Besar tegangan horisontal total yang diterima dinding

### 2.1.1.3 Menghitung panjang *geotextile*

Setelah didapatkan  $S_v$  untuk pemasangan *geotextile* maka dapat dihitung keperluan panjang *geotextile*. Cara menghitung panjang *geotextile* yang ditanam ( $L$ ) adalah :

$$L = L_r + L_e \quad (2.4)$$

Dimana :

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

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

$$L_r = (H-z) \times [\tan(45-\theta/2)] \quad (2.5)$$

$$L_e = \frac{S_v \times \sigma_h \times SF}{2[c + \sigma_v(\tan\delta)]}; \delta = 2/3 \times \theta \quad (2.6)$$

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

$$L_o = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot SF}{4[c + \sigma_v(\tan\delta)]} \quad (2.7)$$

Dimana :

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

## 2.1.2 Penggunaan *Geogrid* Sebagai Dinding Penahan Tanah

### 2.1.2.1 Mencari Kekuatan dari *Geogrid*

Pada perencanaan *geogrid* harus dipertimbangkan kekuatan tarik ijin dari bahan *geogrid* tersebut dalam menerima atau memikul gaya geser saat terjadinya kelongsoran. Rumus kekuatan bahan *geogrid* adalah persamaan :

$$T_{allow} = T_{ult} \times \left( \frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}} \right) \quad (2.8)$$

Dimana :

$T_{allow}$	= kekuatan <i>geogrid</i> yang tersedia
$T_{ult}$	= kekuatan ultimate <i>geogrid</i>
$FS_{id}$	= faktor keamanan akibat kerusakan pada saat pemasangan
$FS_{cr}$	= faktor keamanan akibat rangkai
$FS_{cd}$	= faktor keamanan akibat pengaruh bahan-bahankimia
$FS_{bd}$	= faktor keamanan akibat pengaruh aktifitas biologi dalam tanah

$FS_{id}, FS_{cr}, FS_{cd}, FS_{bd}$  merupakan faktor reduksi akibat pengurangan kekuatan geotextile yang besarnya dapat dilihat pada **Tabel 2.1**

### 2.1.2.2 Perhitungan jarak pemasangan *geogrid* ( $S_v$ )

Sebelum melakukan perhitungan jarak pemasangan diperlukan perhitungan besar tegangan horizontal terlebih dahulu.

$$\begin{aligned} \sigma_h &= \sigma_{hs} + \sigma_{hq} \\ &= (z \times K_a \times \gamma t) + (q \times K_a) \end{aligned} \quad (2.9)$$

Dimana :

$\sigma_h$	= Besar tegangan horisontal total yang diterima dinding
$\sigma_{hs}$	= Tegangan horisontal akibat tanah dibelakan dinding
$\sigma_{hq}$	= Tegangan horisontal akibat beban terbagi rata

$z$  = Kedalaman tanah dari atas permukaan tanah

Setelah didapatkan tegangan horizontal total, dapat dihitung jarak pemasangan *geogrid* ( $S_v$ ) dengan rumus :

$$S_v = \frac{T_{allow}}{SF \times \sigma_h} \quad (2.10)$$

Dimana :

$S_v$  = Jarak pemasangan *geogrid*

$T_{allow}$  = Kekuatan *geogrid* yang tersedia

SF = Faktor keamanan (1,3)

$\sigma_h$  = Besar tegangan horisontal total yang diterima dinding

### 2.1.2.3 Menghitung panjang *geogrid*

Setelah didapatkan  $S_v$  untuk pemasangan *geogrid* maka dapat dihitung keperluan panjang *geogrid*. Cara menghitung panjang *geogrid* yang ditanam ( $L$ ) adalah :

$$L = L_r + L_e \quad (2.11)$$

Dimana :

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

$L_e$  = panjang *geogrid* yang berada dalam anchorage zone, dengan panjang minimal = 1 m.

$$L_r = (H-z) \times [\tan(45-\theta/2)] \quad (2.12)$$

$$L_e = \frac{S_v \times \sigma_h \times SF}{2[c + \sigma_v(\tan\delta)]}; \delta = 2/3 \times \theta \quad (2.13)$$

### 2.1.2.4 Fungsi *Geogrid*

Secara umum Geogrid adalah bahan Geosintetik yang berfungsi sebagai Perkuatan (*reinforcement*) dan Stabilisasi (*stabilization*), dengan penjelasan detailnya sebagai berikut:

#### a. *Geogrid Uniaxial*

Berfungsi sebagai material perkuatan pada system konstruksi dinding penahan tanah (*Retaining Wall*) dan perkuatan lereng (*Slope Reinforcement*)

### 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.

## 2.2 Kestabilan Timbunan

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini perlu menganalisa kestabilan timbunan dengan menggunakan program bantu X-Stable adalah produk *Software* yang menggunakan batas kesetimbangan dalam perhitungan faktor keamanan lereng. Untuk perhitungan dengan bantuan program Geoslope dibutuhkan parameter tanah sebagai berikut:

- a.  $c' =$  Kohesi tanah ( $\text{kN/m}^2$ )
- b.  $\phi =$  Sudut geser tanah ( $^\circ$ )
- c.  $\gamma =$  Berat jenis tanah ( $\text{kN/m}^3$ )
- d.  $\theta =$  Kemiringan timbunan ( $^\circ$ )

Apabila hasil  $SF \leq 1,1$  maka timbunan tersebut tidak aman sehingga perlu menggunakan alternatif perkuatan tanah. Jika hasil  $SF \geq 1,1$  maka timbunan tidak perlu perkuatan tanah.

## 2.3 Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral adalah sebuah parameter perencanaan yang penting dalam sejumlah persoalan tentang teknik pondasi termasuk konstruksi penahan tanah. Dinding penahan tanah dan dinding turap, galian yang diperkokoh dan yang tidak (*braced* dan *unbraced excavation*), semuanya memerlukan perkiraan tekanan lateral secara kuantitatif pada

pekerjaan konstruksi, baik untuk analisa perencanaan maupun untuk analisa stabilitas.

Untuk dapat memperkirakan dan menghitung kestabilan dinding penahan, diperlukan menghitung tekanan ke arah samping (lateral). Karena massa tanah berupa butiran, maka saat menerima tegangan normal akibat beban yang diterima tanah maupun akibat berat kolom tanah di atas kedalaman atau duga tanah yang kita tinjau, akan menyebabkan tekanan tanah ke arah tegak lurus atau ke arah samping. Tekanan inilah yang disebut sebagai tekanan tanah lateral (*lateral earth pressure*). Tekanan tanah akibat kolom tanah tersebut merupakan besaran tegangan efektif yang sebanding dengan  $H$ . Pengetahuan tentang tekanan lateral ini diperlukan untuk pendekatan perancangan kestabilan.

Tekanan tanah lateral dibedakan menjadi tekanan tanah lateral aktif dan tekanan lateral pasif. Tekanan lateral aktif adalah tekanan lateral yang ditimbulkan tanah secara aktif pada struktur yang kita selenggarakan. Sedangkan tekanan lateral pasif merupakan tekanan yang timbul pada tanah saat menerima beban struktur yang kita salurkan pada secara lateral.

Besarnya tekanan tanah sangat dipengaruhi oleh fisik tanah, sudut geser, dan kemiringan tanah terhadap bentuk struktur dinding penahan tanah.

### **2.3.1 Tekanan Lateral Aktif**

Suatu dinding penahan tanah harus dalam keadaan seimbang dalam menahan tekanan tanah horizontal. Tekanan ini dapat dievaluasi dengan menggunakan koefisien tanah  $K_a$ . Telah kita ketahui bahwa tekanan vertikal yang diakibatkan oleh berat suatu tanah dengan kedalaman  $H$  adalah  $\gamma H$  dengan  $\gamma$  adalah berat volume tanah. Sedangkan untuk mendapatkan tekanan horizontal maka  $K_a$  adalah konstanta yang fungsinya mengubah tekanan vertikal tersebut menjadi tekanan horizontal.





## **2.4 Perkuatan Tanah dengan Dinding Penahan Tanah (*Retaining Wall*) Tipe *Keystone Wall***

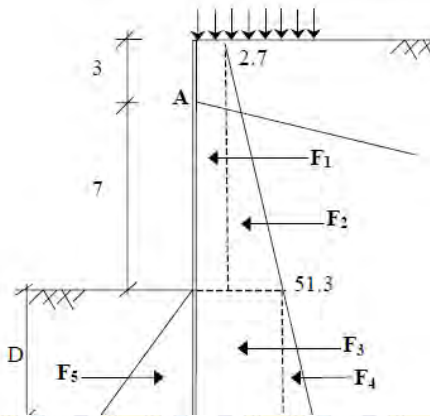
Dinding penahan tanah adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk menahan tanah lepas atau alami dan mencegah keruntuhan tanah yang miring atau lereng yang kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri. Tanah yang tertahan memberikan dorongan secara aktif pada struktur dinding sehingga 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 umumnya berupa pasangan batu atau bronjong batu (*gabion*). 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.

Dalam perencanaan *keystone wall*, digunakan metode Rankine untuk menghitung kekuatan *keystone wall*.

## **2.5 Dinding Penahan Tanah Tipe Turap (*Sheetpile*)**

*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.



**Gambar 2.2** Diagram Perhitungan Gaya dan Momen

Setelah menghitung gaya dan momen, hasil perhitungan gaya dan momen dijumlahkan berupa ( $\Sigma F$ ) dan ( $\Sigma M$ ). Kemudian menghitung momen tekuk maksimal ( $M_{max}$ ).

## 2.6 Kontrol Syarat Kestabilan Tembok Penahan Tanah

Dinding penahan tanah yang digunakan harus memenuhi beberapa syarat yang harus dikontrol yaitu:

- Dinding penahan tanah tidak tergeser
- Dinding penahan tanah tidak mengalami penurunan (kontrol daya dukung)
- Tembok penahan tanah tidak mengalami *overall stability problem*.

### 2.6.1 Kontrol Terhadap Geser

Faktor keamanan terhadap geser dapat dihitung dengan rumusan :

$$SF_{\text{geser}} = \frac{\Sigma \text{ gaya penahan}}{\Sigma \text{ gaya dorong}} \geq 3 \quad (2.18)$$

Dimana :

$$\text{Gaya penahan}_1 = 2 c'_{\text{Tanah Asli}} \times L_{\text{Geotextile}} \text{ terbawah} \quad (2.19)$$

$$\text{Gaya penahan}_2 = \text{berat tanah pada geotextile} \times \tan(\delta) \quad (2.20)$$

$$\text{Gaya penahan}_3 = \Sigma Pa \sin(\delta) \times \tan(\delta) \quad (2.21)$$

$$\text{Gaya penahan total} = GP_1 + GP_2 + GP_3 \quad (2.22)$$

$$\text{Gaya dorong} = \sum Pa \cos(\delta) \quad (2.23)$$

### 2.6.2 Kontrol Terhadap Daya Dukung Sebagai Pondasi

Perhitungan kontrol terhadap daya dukung tanah dihitung menggunakan rumus dasar :

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

Kontrol daya dukung tanah yang dikemukakan oleh Terzaghi adalah

$$q_{ultimate} = 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + C \cdot N_c + (\gamma \cdot D + q_0) N_q$$

$$q_{ultimate} = \left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) \cdot C \cdot N_c + (\gamma \cdot D + q_0) \cdot N_q$$

$$(2.24)$$

$$\sigma_{\text{ang terjadi}} = \frac{q_l}{SF} \quad (2.25)$$

Dimana :

$q_l$  : tegangan tanah maksimum

$B$  : lebar dasar pondasi

$D$  : kedalaman pondasi (terdalam)

$\gamma$  : berat volume tanah

$C$  : kohesi tanah

$N_\gamma, N_c, N_q$  : koefisien daya dukung tanah akibat  $\phi$

$SF$  : angka keamanan. Umumnya ditetapkan  $SF \geq 1,5$

**Tabel 2.2** Harga  $N_c, N_\gamma, N_q$  (Caquot dan Kerisel)

$\phi^\circ$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$
0	5,14	0	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
35	46,00	41,10	33,30

40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00

Untuk mencari tegangan yang terjadi juga dapat digunakan rumus:

$$\sigma_{max} = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{\sum Mo}{W} \quad (2.26)$$

Rumus tersebut berlaku bila  $\frac{\sum V}{A} > \frac{\sum Mo}{W}$ , bila  $\frac{\sum V}{A} < \frac{\sum Mo}{W}$ , maka dipakai rumus:

$$\sigma_{terjadi} = \frac{2 Va}{3 \left( 0.5B - \frac{Mo}{V} \right)} \quad (2.27)$$

### 2.6.3 Dinding Penahan Tanah Tidak Mengalami *Overall Stability Problem*

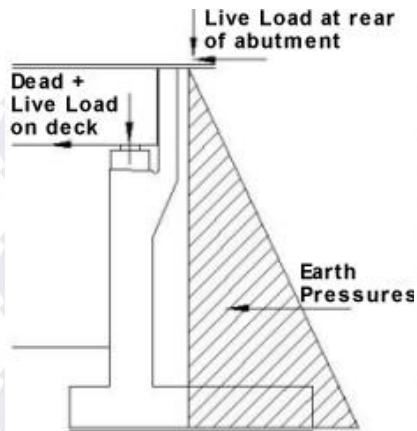
Untuk kontrol *overall stability*, digunakan program bantu komputer DX-STABLE untuk mengetahui apakah terdapat potensi kelongsoran dengan melihat FS yang dihasilkan. Selain itu dengan momen resisten dan faktor keamanan yang dihasilkan dapat diketahui berapa momen resisten tambahan yang dibutuhkan agar tercapai faktor keamanan yang diinginkan

## 2.7 Desain Abutment

Perencanaan beban yang bekerja pada struktur bangunan bawah jembatan berdasarkan pada RSNI T-02-2005 dan SNI 2833-2008. Dimana beban yang bekerja di kombinasikan untuk menghasilkan nilai beban seperti kondisi kenyataannya.

### 2.7.1 Pembebanan

Beban dari pelat lantai jembatan diteruskan kepada abutment melalui perletakan. Beban vertikal maksimum pada perletakan dipadatkan dari analisa perhitungan pelat lantai jembatan. Dari perhitungan pembebanan tersebut dapat ditentukan jenis pondasi yang cocok untuk abutment dan juga tipe perletakan yang akan digunakan.



**Gambar 2.3** Ilustrasi Beban yang Bekerja pada Abutment

Beban horizontal pada abutment diakibatkan oleh beban angin, efek temperatur, rangkai (creep), beban pengereman lalu lintas dan pemasangan tembok pelindung jembatan (parapet). Beban sentrifugal juga dapat disebabkan apabila jari-jari lengkungan jalan pada jalan kurang dari 1000 meter. Beban longitudinal yang berasal dari efek temperatur pada pelat lantai akan bergantung pada jenis perletakan yang digunakan. Perletakan elastomer pada umumnya dipasang dengan merekatkan pelat lantai dan ujung abutment sehingga elastomer tersebut dapat berubah bentuk ketika pelat lantai berdeformasi. Gaya longitudinal yang dihasilkan oleh deformasi tersebut harus sesuai dengan kekakuan geser dari perletakan dan besarnya gerakan yang terjadi.

Pada sisi lain, geser yang terjadi pada perletakan akan menghasilkan beban longitudinal yang sebanding dengan reaksi beban mati dan koefisien friksi antara geser permukaan. Koefisien friksi ( $\mu$ ) nilai  $\mu$  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
  - Beban terbagi rata (UDL)
  - Beban KEL (P)
  - Beban angin
  - Beban gesekan
  - Beban rem
  - Beban gempa

### 2.7.2 Stabilitas

Stabilitas abutment dapat ditentukan dengan menganalisa:

- a. Longsor
- b. Kegagalan dari tanah dasar
- c. Kegagalan gelincir dari tanah di sekeliling abutment

Untuk menambah faktor keamanan disarankan agar abutment diurug setinggi elevasi perletakannya. Hal tersebut akan memberikan akses yang bagus pada konstruksi pelat jembatan (Childs, 1993).

Daya dukung tanah dasar yang diijinkan didapatkan dari survey penyelidikan tanah. Besarnya tekanan yang diijinkan bergantung pada dimensi pondasi dan beban yang bekerja pada abutment jembatan.

Beberapa penyebab kegagalan gelincir antara lain:

- a. Abutment dibangun pada tanah yang rawan longsor
- b. Struktur abutment berdiri diatas tanah lempung yang berat daya dukungnya berbanding lurus dengan kedalamannya
- c. Struktur abutment berdiri pada lapisan yang kuat namun dibawah lapisan kuat tersebut terdapat lapisan yang rapuh

d. Struktur abutment didirikan pada lapisan yang memiliki tekanan tanah pori yang tinggi (dapat disebabkan keadaan alam atau sumber buatan)

Beberapa analisa untuk kontrol stabilitas abutment antara lain.

a. Kontrol geser

Kontrol geser dapat dianalisa menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$F \leq \frac{f \cdot W}{\Sigma H}; F = 1,5 \quad (2.28)$$

Dimana:

$f$  = koefisien gesek antara beton dengan tanah = 0,6

$W$  = beban vertikal yang bekerja pada dinding yaitu berat sendiri abutment, berat tanah dan beban struktur bangunan beton

$W = W_{\text{total}} + R_D$

$W_{\text{total}}$  = berat sendiri abutment dan berat tanah diatas abutment

$R_D$  = beban struktur bangunan atas yang dipikul oleh abutment (reaksi di perletakan)

$$\Sigma H = E_{a1} + E_{a2} + E_{w1} + E_{w2} \quad (2.29)$$

b. Kontrol penurunan

c. Kontrol guling

Kontrol guling tidak perlu dilakukan apabila kontrol geser dan kontrol penurunan sudah memenuhi syarat. Untuk menganalisa kontrol guling kita harus menemukan satu titik acuan. Titik acuan dapat diambil dengan melihat bagian terluar dari pangkal abutment. Titik tersebut kemudian dinamakan sebagai titik pusat guling. Langkah selanjutnya adalah menghitung momen penahan dan momen guling. Kontrol guling lalu dihitung dengan menguraikan persamaan sebagai berikut.

$$\text{Syarat} = \frac{\Sigma \text{Momen penahan}}{\Sigma \text{Momen guling}} \geq 1,5 \quad (2.30)$$



## 2.8 Daya Dukung Tiang Pancang

Menurut Tomlison (1980), fungsi dan pondasi tang pancang adalah sebagai berikut:

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.

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 tang 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.

### 2.8.1 Perumusan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang

Secara umum perumusan kapasitas daya dukung tiang pancang dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_{ult} = Q_s + Q_p \quad (2.31)$$

di mana:

$Q_{ult}$  = 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  $Q_{ult}$  dalam penuisan Tugas Akhir ini adalah berdasarkan data SPT (*Standard Penetration Test*) di lapangan.

## 2.8.2 Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan SPT 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 belau, 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:

$$a. N_1 = 15 + \frac{1}{2} (N - 15) \quad (\text{Terzaghi \& Peck, 1960}) \quad (2.32)$$

$$b. N_1 = 0,6 N \quad (\text{Bazaraa, 1967}) \quad (2.33)$$

- 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 lar pasir tersebut di atas, koreksi ini tidak diperlukan.

### 2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Hasil dari koreksi terhadap muka air tanah ( $N_1$ ) 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 berikut:

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

$$N_2 = \frac{4xN_t}{1+0,4x\sigma_o} \quad (2.34)$$

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

$$N_2 = \frac{4xN_t}{3,25+0,1x\sigma_o} \quad (2.35)$$

di mana:

$\sigma_o$  = tekanan tanah vertikal efektif pada lapisan tanah atau kedalaman yang ditinjau, dalam satuan  $\text{ton/m}^2$ .

$$= \sum \gamma_i' x h_i$$

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* dilakukan perhitungan sebagai berikut:

$$P_{ujung} = Cn_{ujung} \times A_{ujung} \text{ (ton)} \quad (2.36)$$

di mana:

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

$N$  = 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 dilakukan perhitungan sebagai berikut:

$$\sum Ps_i = Cl_i \times AS_i \quad (2.37)$$

di mana:

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

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

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

$AS_i$  = luas selimut tiang pada setiap lapisan i.

=  $O_i \times h_i$

$O_i$  = keliling tiang pancang.

Sehingga:

$$P_{ult \ 1 \ tiang} = P_{ujung} + \sum Ps_i \quad (2.38)$$

$$P_{ijin} = \frac{P_{ult \ 1 \ tiang}}{SF} \quad (2.39)$$

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

### 2.8.3 Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang Pancang

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 (Pouulus dan Davis, 1980), yaitu:

$$C = 1 - \arctg \frac{D}{S} \times \left[ \frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \right] \quad (2.40)$$

di mana:

- 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

#### 2.8.4 Ketahanan Pondasi Tiang Pancang terhadap Gaya Lateral

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 (**Gambar 2.4**). Kondisi ini disebut sebagai kondisi I.
2. Tiang pancang dengan poer kaku menempel di atas permukaan tanah (**Gambar 2.4**). Kondisi ini disebut sebagai kondisi II.
3. Tiang pancang dengan poer kaku terletak pada suatu ketinggian (**Gambar 2.4**). Kondisi ini disebut sebagai kondisi III.

Prosedur perhitungan untuk masing-masing kondisi adalah sebagai berikut:

- **Kondisi I:**

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

$$T = \left( \frac{E \times I}{f} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (2.41)$$

di mana:

- $E$  = modulus elastisitas tiang (cerucuk),  $\text{Kg/cm}^2$   
 $I$  = momen inersia tiang (cerucuk),  $\text{cm}^4$   
 $f$  = koefisien dari variasi modulus tanah,  $\text{kg/cm}^3$   
 $T$  = dalam cm

2. Menghitung defleksi, momen dan gaya geser pada kedalaman yang ditinjau dari rumus yang terdapat pada **Gambar 2.5**.

• **Kondisi II:**

1. Sama dengan langkah 1 kondisi I.
2. Menentukan koefisien defleksi ( $F_o$ ) dan koefisien ( $F_M$ ) berdasarkan Gambar 2.22.
3. Menghitung defleksi dan besarnya momen berdasarkan rumus yang terdapat pada **Gambar 2.6**.
4. Gaya geser maksimum dianggap terjadi pada ujung atas tiang pancang, yang besarnya untuk 1 tiang pancang adalah:

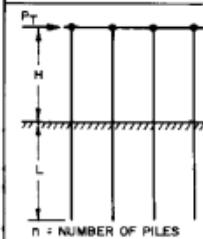

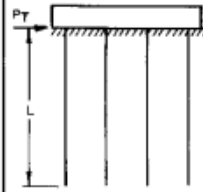

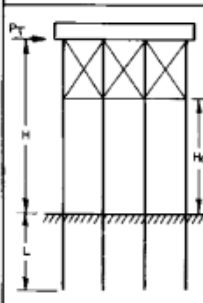

$$P = \frac{PT}{n} \quad (2.42)$$

di mana:

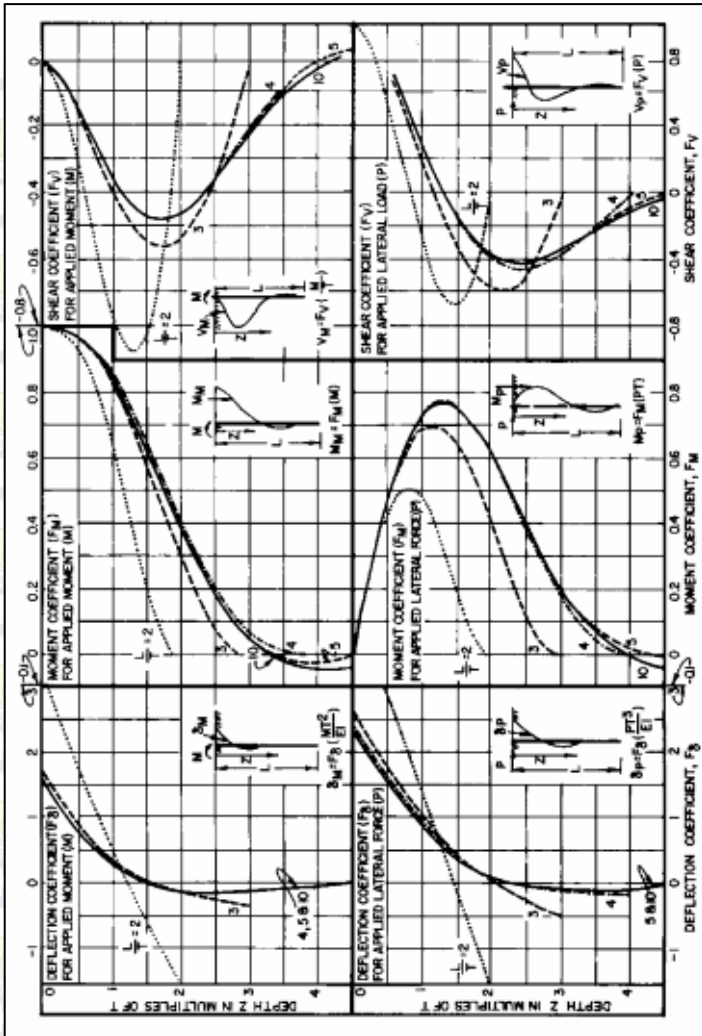
- $P$  = besar gaya geser 1 tiang pancang  
 $PT$  = besar gaya geser total yang bekerja  
 $n$  = jumlah tiang pancang

• **Kondisi III:**

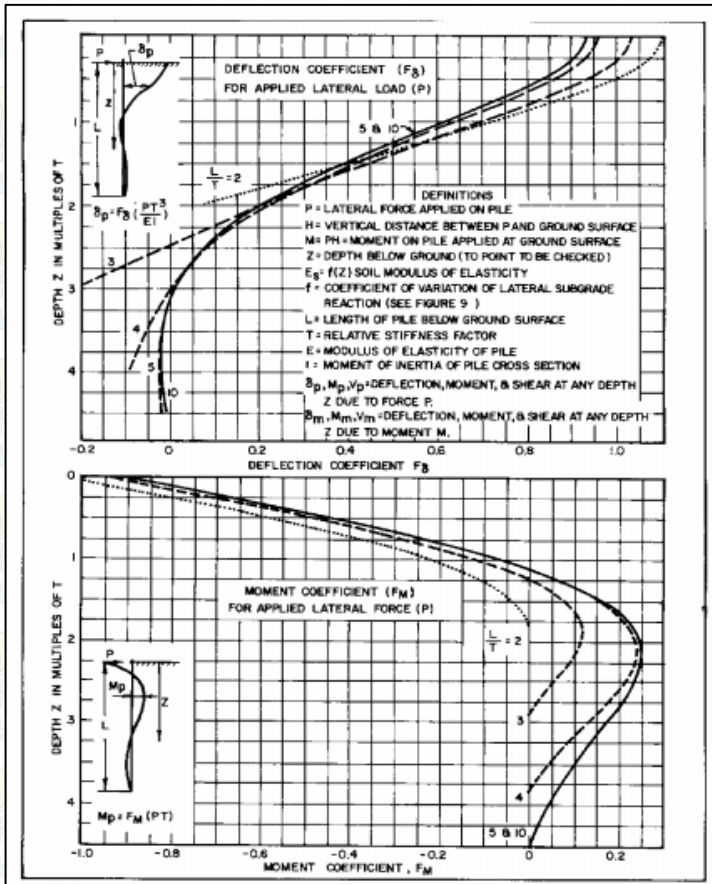
1. Menganggap pada titik A terjadi jepitan dan momen  $M_1$  seperti pada **Gambar 2.7**.
2. Menghitung sudut  $\theta_2$  di atas tanah.
3. Menghitung sudut  $\theta_1$  dari koefisien sudut ( $F_o$ ) dari rumus yang terdapat pada **Gambar 2.7**.
4. Dengan persamaan  $\theta_1 = \theta_2$ , diperoleh nilai momen.
5. Setelah mendapatkan nilai  $M$  dan  $P_1$ , menghitung besarnya defleksi, gaya geser dan momen seperti pada Kondisi I.

CASE I. FLEXIBLE CAP, ELEVATED POSITION		
CONDITION	LOAD AT GROUND LINE	DESIGN PROCEDURE
 <p><math>n = \text{NUMBER OF PILES}</math></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 display="block">T = \left( \frac{EI}{k} \right)^{1/5}</math> </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_V</math> AT DEPTHS DESIRED.</li> <li>4. COMPUTE DEFLECTION, MOMENT AND SHEAR AT DESIRED DEPTHS USING FORMULAS OF FIGURE 11.</li> </ol> <p>NOTE: "<math>T</math>" VALUES FROM FIGURE 9 AND CONVERT TO <math>\text{LB/IN}^3</math>.</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{PT^2}{EI} \right) + F_{\theta} \left( \frac{MT}{EI} \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>I/h_0^3</math>.</p>

**Gambar 2.4** Prosedur Desain untuk Masing-Masing Kondisi  
(Sumber : *Design Manual, NAVFAC DM-7, 1971*)

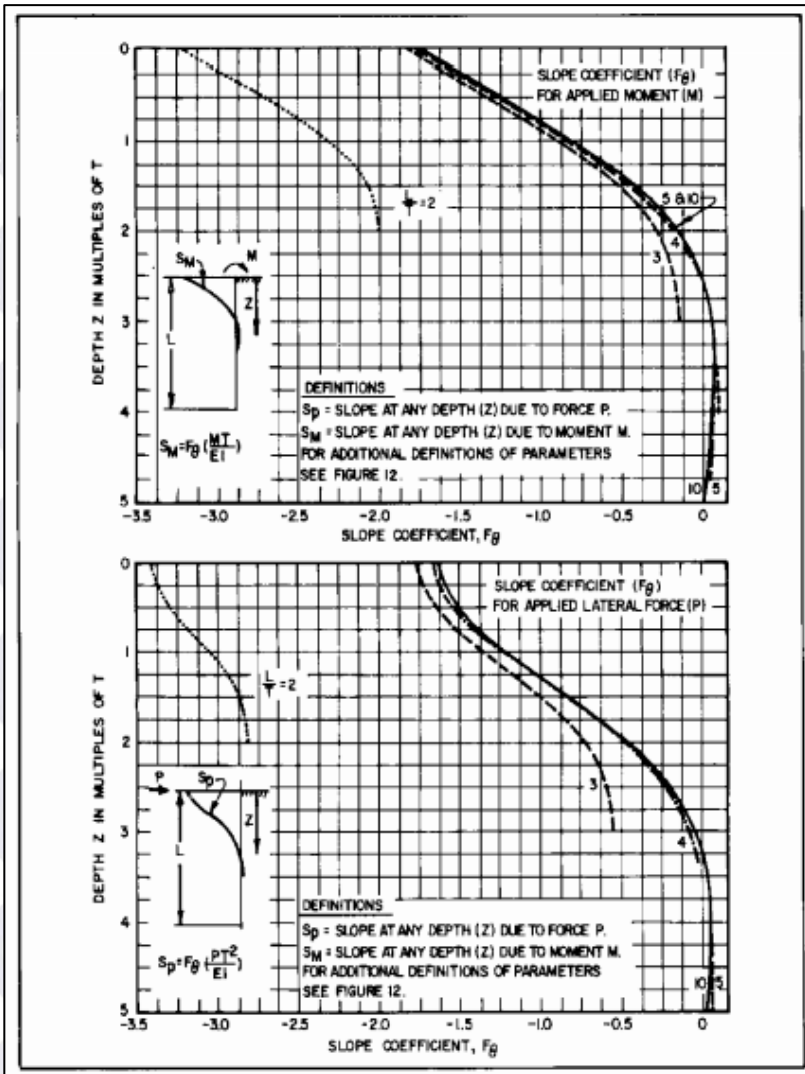


**Gambar 2.5** Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi I  
(Sumber: NAVFAC DM-7, 1971)

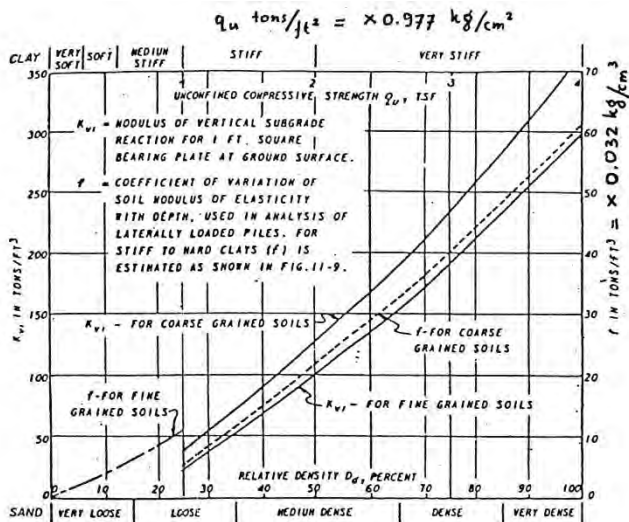


**Gambar 2.6** Koefisien-Koefisi untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi II (Sumber: NAVFAC DM-7, 1971)





**Gambar 2.7** Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi III  
 (Sumber: NAVFAC DM-7, 1971)



**Gambar 2.8** Kurva untuk menentukan harga  $f$  dari berbagai jenis tanah (NAVFAC DM-7, 1971)

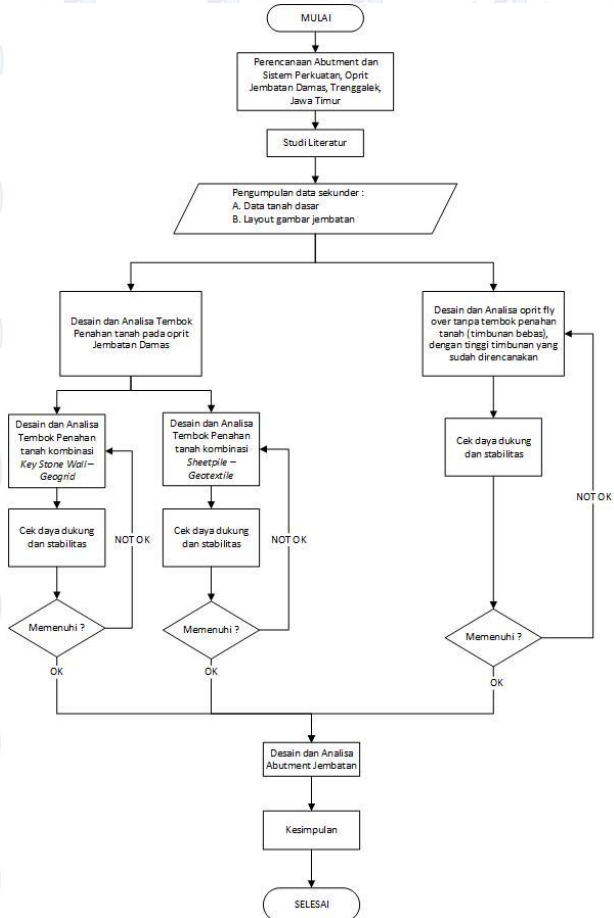
**Tabel 2.3** SPT dan korelasinya (J.E. Bowles, 1984)

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



### BAB III METODE PENELITIAN

Prosedur pengerjaan Tugas Akhir disajikan dalam bentuk flowchart pada **Gambar 3.1**.



**Gambar 3.1** Diagram Alir Prosedur Pengerjaan Tugas Akhir

### 3.1 Pengumpulan Data Sekunder

Data yang digunakan dalam pengerjaan tugas akhir adalah data sekunder yang diperoleh dari PT. Buana Archicon. Data sekunder yang digunakan dalam proses perhitungan antara lain :

- a. Data tanah dasar
- b. Gambar lay out dan potongan jembatan

### 3.2 Studi Literatur

Dalam penyusunan Tugas Akhir diperlukan studi literatur untuk menambah pengetahuan tentang merencanakan perbaikan tanah. Studi literatur dapat diperoleh dari jurnal, internet, artikel, buku-buku, dan diktat kuliah yang berhubungan dengan penyusunan Tugas Akhir.

### 3.3 Analisa Data Tanah Dasar

Pada penyusunan Tugas Akhir ini perlu menganalisa data tanah dasar proyek jembatan dengan meninjau lama pemampatan dan besar pemampatan timbunan tanah.

### 3.4 Analisa Kestabilan Timbunan

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini perlu menganalisa kestabilan timbunan dengan menggunakan program bantu. Apabila hasil  $SF \leq 1,5$  maka timbunan tersebut memerlukan perbaikan tanah dasar oprit jembatan.

### 3.5 Perencanaan Kombinasi *Sheet Pile-Geotextile*

*Sheet pile* merupakan konstruksi penahan tanah yang lentur dan merupakan salah satu konstruksi yang banyak digunakan dalam penanggulangan kelongsoran lereng atau timbunan dengan area terbatas yang membutuhkan lereng yang tegak. Dalam proses pelaksanaan, *sheet pile* akan dikombinasikan dengan *geotextile*

dan didesain hanya menerima beban sebesar 25%, sedangkan beban sebesar 75% akan dipikul oleh *geotextile*.

### **3.6 Perencanaan Kombinasi *Keystone Wall-Geogrid***

*Keystone wall* merupakan dinding penahan tanah yang mengandalkan berat bahan sebagai penahan tanah umumnya berupa pasangan batu dan pada saat pelaksanaan proyek timbunan diberi *geogrid* yang terdiri dari jaringan yang beraturan dan terhubung satu sama lainnya dengan ukuran  $\leq 6,35$  mm sehingga memungkinkan untuk saling mengunci dengan tanah, batuan ataupun struktur lain di sekitarnya serta memiliki fungsi primer sebagai perkuatan.

### **3.7 Perencanaan Timbunan Bebas Berbentuk Lereng**

Dalam Tugas Akhir ini, juga direncanakan timbunan oprit jembatan yang berupa timbunan bebas tanpa tembok penahan tanah. Perencanaan timbunan bebas ini diperkuat dengan *geotextile* apabila timbunan dengan tinggi rencana kurang kuat stabilitasnya.

### **3.8 Cek Daya Dukung dan Stabilitas Dinding Penahan Tanah**

Pada setiap tipe dinding penahan tanah, akan dicek daya dukung dan stabilitas dari perencanaan konstruksi yang dibuat. Pada tahap ini, digunakan program bantu.

### **3.9 Perhitungan Abutment Jembatan**

Abutment adalah bangunan bawah jembatan yang terletak pada kedua ujung pilar – pilar jembatan, yang memiliki fungsi sebagai pemikul seluruh beban (beban hidup dan beban mati) pada jembatan.

Perhitungan abutment dapat ditentukan dengan menganalisa stabilitas dari :

- a. Longsor
- b. Kegagalan dari tanah dasar
- c. Kegagalan gelincir dari tanah di sekeliling abutment

### **3.10 Perhitungan Biaya Material yang Digunakan**

Pada tahap ini, dilakukan perhitungan biaya material yang digunakan pada setiap tipe dinding penahan tanah.

### **3.11 Kesimpulan**

Langkah ini berisi kesimpulan dari ketiga metode alternatif perencanaan dan saran pemilihan metode perencanaan yang tepat pada pembangunan dinding penahan tanah pada oprit Jembatan Damas.

## BAB IV ANALISA DATA

### 4.1. Data Tanah

Data tanah yang dipergunakan dalam Tugas Akhir ini adalah data hasil pekerjaan penyelidikan tanah untuk proyek Jembatan Damas yang berlokasi di Prigi, Trenggalek, Jawa Timur. Semua data hasil analisa data tanah dilampirkan pada **Tabel 4.1.**

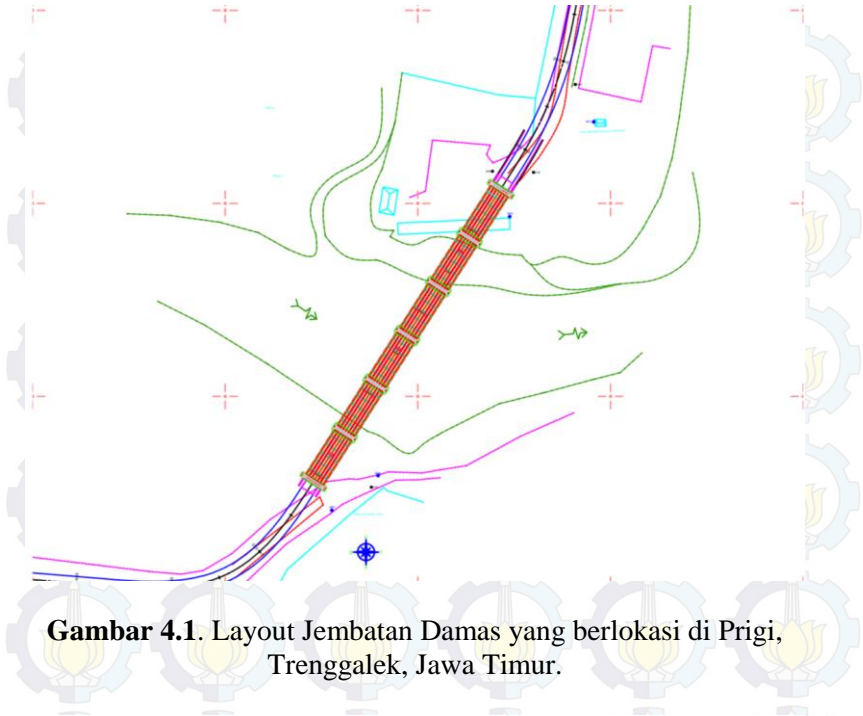
**Tabel 4.1** Hasil Rekap Data Tanah Dasar

Jenis Tanah	Depth	N SPT	$\gamma_{sat}$	$e_0$	Gs	IP	CC	CV	CU	Wc
	m		t/m <sup>3</sup>			%		cm <sup>2</sup> .det	kg/cm <sup>2</sup>	%
Pasir berlanau	0-3	5	1.73	0.90	2.66	13.68	0.15	0.00024	0.055	23.62
Pasir berlanau	3-4	3	1.79	0.79	2.68	19.12	0.14	0.00084	0.06	19.72
Pasir berlanau	4-6	11	1.79	0.79	2.68	19.12	0.14	0.00084	0.06	19.72
Pasir berlanau	6-8	4	1.79	0.79	2.68	19.12	0.14	0.00084	0.06	19.72
Pasir berlanau	8-10	7	1.79	0.79	2.68	19.12	0.14	0.00084	0.06	19.72
Pasir berlanau	10-12	8	1.98	0.68	2.65	19.12	0.09	0.00074	0.075	25.13
Pasir berlanau	12-14	18	1.56	1.25	2.63	29.73	0.31	0.00095	0.08	33.35
Pasir berlanau	14-16	21	1.56	1.25	2.63	29.73	0.31	0.00095	0.08	33.35
Pasir berlanau	16-18	33	1.56	1.25	2.63	29.73	0.31	0.00095	0.08	33.35
Pasir berlanau	18-20	46	1.56	1.25	2.63	29.73	0.31	0.00095	0.08	33.35

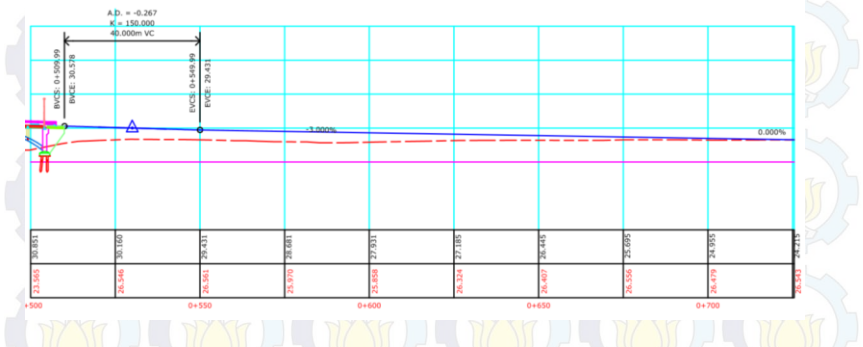
### 4.2. Data Gambar

Data gambar yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah data dari P.T. Buana Archicon Surabaya. Gambar rencana sendiri terdiri dari layout dan potongan memanjang Jembatan Damas. Perencanaan oprit dan abutment yang dilakukan dimulai dari sta 0+85 sampai 0+300.





**Gambar 4.1.** Layout Jembatan Damas yang berlokasi di Prigi, Trenggalek, Jawa Timur.



**Gambar 4.2.** Potongan memanjang Oprit Jembatan Damas STA 0+500 – STA 0+725 (Sumber: PT. Buana Archicon Surabaya)

### 4.3. Data Tanah Timbunan

Data timbunan tanah terdiri dari fisik material timbunan serta dimensi timbunan per titik stationing. Sifat fisik material timbunan yaitu:

$$\gamma_t : 1,84 \text{ t/m}^3$$

$$\phi : 36,05^\circ$$

$$C_u : 0$$

Timbunan oprit direncanakan memiliki tinggi rencana 7 m. lebar timbunan oprit direncanakan 10 m.

### 4.4. Data Spesifikasi Bahan

#### 1. *Geotextille*

*Geotextille* yang digunakan dalam perencanaan adalah tipe *Polypropylene Woven Geotextille* tipe UW-250 yang memiliki tagangan ultimate sebesar 52 kN/m dari produk Teknindo Geosistem Unggul.

#### 2. *Geogrid*

*Geogrid* yang digunakan dalam perencanaan adalah tipe TENAX TT 200 SAMP yang memiliki tegangan ultimate sebesar 200 kN/m dari produk PT. Teknindo Geosistem Unggul.

#### 3. *Keystone Wall*

*Keystone Wall* yang digunakan dalam perencanaan adalah keystone compac dan memiliki berat sebesar 34 kg.

#### 4. Pondasi tiang pancang

Pondasi tiang pancang pada abutment direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang silinder dengan diameter 60 cm dari PT. WASKITA KARYA.



## BAB V

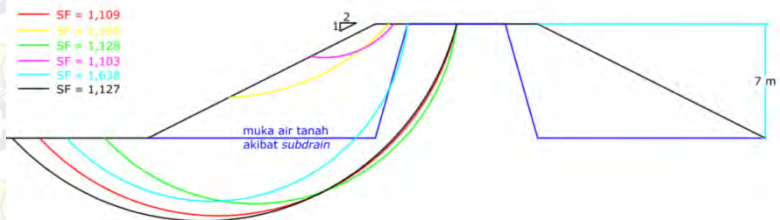
### PERENCANAAN TIMBUNAN BEBAS DAN TIMBUNAN TEGAK BESERTA PERKUATANNYA

#### 5.1 Timbunan bebas

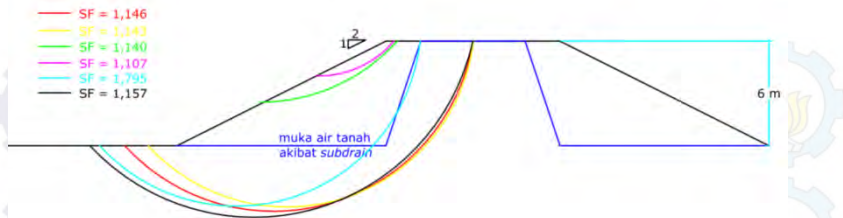
Dalam penyusunan tugas akhir ini, untuk perencanaan dinding penahan tanah alternatif pertama direncanakan menggunakan timbunan bebas tanpa perkuatan, yang dimensinya direncanakan sedemikian rupa hingga kuat untuk berdiri sendiri. Pada perencanaan tugas akhir ini direncanakan timbunan bebas dengan perbandingan 2:1. Direncanakan pula sistem *sub-drain* menggunakan kerikil pada timbunan untuk menurunkan muka air tanah sehingga didapatkan SF yang lebih tinggi.

##### 5.1.1 Kontrol *overall* dan *internal stability*

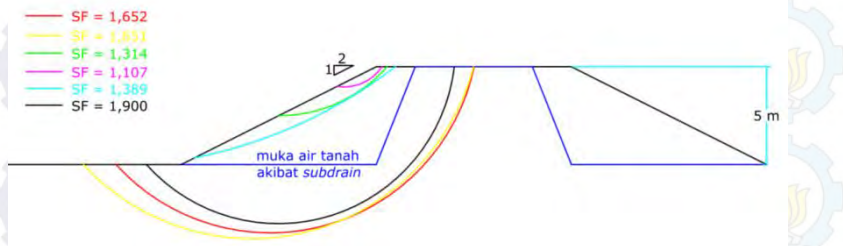
Perhitungan SF pada kontrol *overall* dan *internal stability* pada tugas akhir kali ini dihitung menggunakan program bantu *X-Stable*. Dilakukan perhitungan SF sebanyak enam kali untuk setiap perbedaan ketinggian oprit dan muka air tanah yang digunakan saat perhitungan SF adalah muka air tanah setelah diturunkan menggunakan *sub-drain* kerikil. Perhitungan *X-Stable* untuk tiap perbedaan ketinggian oprit disajikan pada gambar dibawah ini.



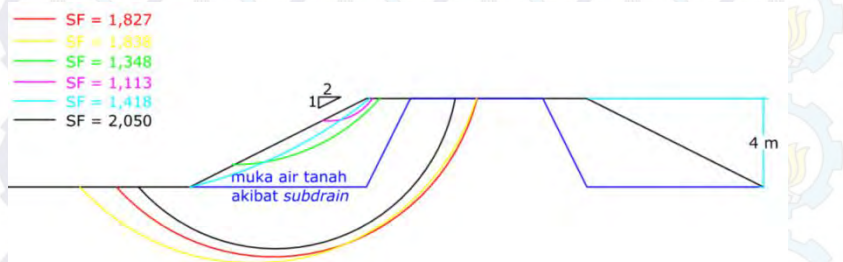
**Gambar 5.1** Perhitungan SF untuk oprit dengan tinggi 7 m



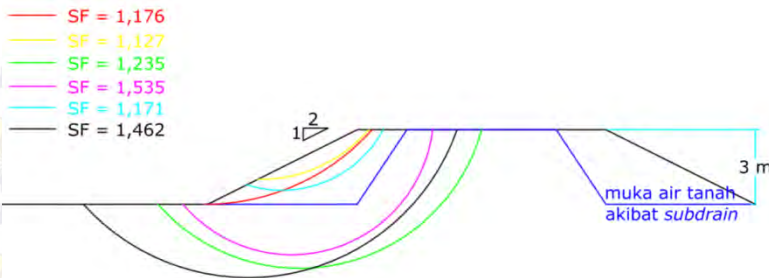
**Gambar 5.2** Perhitungan SF untuk oprit dengan tinggi 6 m



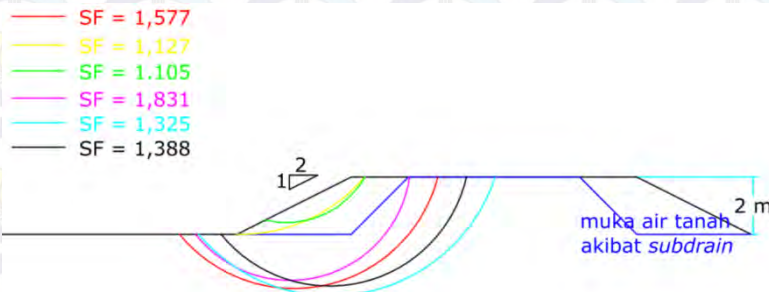
**Gambar 5.3** Perhitungan SF untuk oprit dengan tinggi 5 m



**Gambar 5.4** Perhitungan SF untuk oprit dengan tinggi 4 m



**Gambar 5.5** Perhitungan SF untuk oprit dengan tinggi 3 m



**Gambar 5.6** Perhitungan SF untuk oprit dengan tinggi 2 m

Dari perhitungan SF diatas didapatkan bahwa timbunan bebas dengan kemiringan 2:1 yang muka air tanahnya diturunkan menggunakan *sub-drain* kerikil dapat digunakan. Untuk gambar kerja timbunan bebas dengan kemiringan 2:1 yang muka air tanahnya diturunkan menggunakan *sub-drain* kerikil dapat terdapat pada lampiran.

## 5.2 Kombinasi *sheet pile* – *geotextile*

Dalam penyusunan tugas akhir ini, untuk perencanaan dinding penahan tanah alternatif kedua direncanakan menggunakan *sheet pile* yang dikombinasikan dengan *geotextile* untuk memperkuat oprit timbunan jembatan.

### 5.2.1 Perencanaan *geotextile*

Dalam penyusunan tugas akhir ini, perencanaan *geotextile* direncanakan menerima semua beban yang terjadi, sedangkan *sheet pile* hanya digunakan untuk penutup *geotextile*. Untuk jenis dan tipe *geotextile* yang digunakan adalah jenis *polypropylene woven geotextiles* dan tipe UW-250 dengan memiliki kekuatan tarik sebesar 52 kN.

$$\gamma_t = 1,84 \text{ t/m}^3$$

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

$$\Theta = 36,05$$

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

$$K_a = \tan^2(45-36.05/2) = 0,259$$

$$Tallow = \frac{T}{FSib \times FScr \times FScd \times FSbd}$$

$$Tallow = \frac{52}{1,3 \times 3 \times 1,25 \times 1,1} = 9,696 \text{ kN/m}^2$$

#### 5.2.1.1 Perhitungan jarak pemasangan *geotextile* (Sv)

Pada perencanaan tugas akhir ini digunakan mesin pemadat kelipatan 25 cm sehingga digunakan Sv kelipatan 0,25 m. Contoh perhitungan Sv untuk oprit setinggi 7 m :

$$\begin{aligned} \sigma_h &= \sigma_h s + \sigma_h q \\ &= (z \times K_a \times \gamma_t) + (q \times K_a) \\ &= (7 \times 0,259 \times 1,84) + (1,5 \times 0,259) \\ &= 3,725 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Digunakan dua lapis *geotextile* sehingga besar Tallow menjadi dua kali lipat.

$$Sv = \frac{Tallow}{SF \times \sigma_h} = \frac{2 \times 0,9696}{1,3 \times 3,725} = 0,40 \text{ m}$$

Perhitungan selengkapnya menurut ketinggian oprit yang berbeda beda disajikan dalam tabel dibawah ini.

**Tabel 5.1** Tabel perhitungan Sv untuk ketinggian oprit 7 m

No	z	$\sigma_{hs}$	$\sigma_{hq}$	$\sigma_h$ total	Jumlah lembar	Sv	Sv pakai
	(m)	( $t/m^2$ )	( $t/m^2$ )	( $t/m^2$ )		(m)	(m)
1	7	3.34	0.39	3.73	2	0.40	0.25
2	6	2.86	0.39	3.25	2	0.46	0.25
3	5	2.38	0.39	2.77	1	0.27	0.25
4	4	1.91	0.39	2.30	1	0.32	0.25
5	3	1.43	0.39	1.82	1	0.41	0.25
6	2	0.95	0.39	1.34	1	0.56	0.5
7	1	0.48	0.39	0.87	1	0.86	0.5

**Tabel 5.2** Tabel perhitungan Sv untuk ketinggian oprit 6 m

No	z	$\sigma_{hs}$	$\sigma_{hq}$	$\sigma_h$ total	Jumlah lembar	Sv	Sv pakai
	(m)	( $t/m^2$ )	( $t/m^2$ )	( $t/m^2$ )		(m)	(m)
1	6	2.86	0.39	3.25	2	0.46	0.25
2	5	2.38	0.39	2.77	1	0.27	0.25
3	4	1.91	0.39	2.30	1	0.32	0.25
4	3	1.43	0.39	1.82	1	0.41	0.25
5	2	0.95	0.39	1.34	1	0.56	0.5
6	1	0.48	0.39	0.87	1	0.86	0.5

**Tabel 5.3** Tabel perhitungan Sv untuk ketinggian oprit 5 m

No	z	$\sigma_{hs}$	$\sigma_{hq}$	$\sigma_h$ total	Jumlah lembar	Sv	Sv pakai
	(m)	( $t/m^2$ )	( $t/m^2$ )	( $t/m^2$ )		(m)	(m)
1	5	2.38	0.39	2.77	1	0.27	0.25
2	4	1.91	0.39	2.30	1	0.32	0.25
3	3	1.43	0.39	1.82	1	0.41	0.25
4	2	0.95	0.39	1.34	1	0.56	0.5
5	1	0.48	0.39	0.87	1	0.86	0.5



**Tabel 5.4** Tabel perhitungan Sv untuk ketinggian oprit 4 m

No	z	$\sigma_{hs}$	$\sigma_{hq}$	$\sigma_h$ total	Jumlah lembar	Sv	Sv pakai
	(m)	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )		(m)	(m)
1	4	1.91	0.39	2.30	1	0.32	0.25
2	3	1.43	0.39	1.82	1	0.41	0.25
3	2	0.95	0.39	1.34	1	0.56	0.5
4	1	0.48	0.39	0.87	1	0.86	0.5

**Tabel 5.5** Tabel perhitungan Sv untuk ketinggian oprit 3 m

No	z	$\sigma_{hs}$	$\sigma_{hq}$	$\sigma_h$ total	Jumlah lembar	Sv	Sv pakai
	(m)	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )		(m)	(m)
1	3	1.43	0.39	1.82	1	0.41	0.25
2	2	0.95	0.39	1.34	1	0.56	0.5
3	1	0.48	0.39	0.87	1	0.86	0.5

**Tabel 5.6** Tabel perhitungan Sv untuk ketinggian oprit 2 m

No	z	$\sigma_{hs}$	$\sigma_{hq}$	$\sigma_h$ total	Jumlah lembar	Sv	Sv pakai
	(m)	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )		(m)	(m)
1	2	0.95	0.39	1.34	1	0.56	0.5
2	1	0.48	0.39	0.87	1	0.86	0.5

### 5.2.1.2 Perhitungan panjang geotextile

Setelah didapatkan Sv untuk pemasangan *geotextile* maka dapat dihitung keperluan panjang *geotextile*. Cara menghitung panjang *geotextile* yang ditanam (L) adalah :

$$L = L_r + L_e$$

Dimana :

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

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

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

Contoh perhitungan panjang *geotextile* untuk perencanaan oprit setinggi 7 m:

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

$$L_r = (7-7) \times [\tan(45-36,05/2)] = 0 \text{ m}$$

$$L_e = \frac{S_v \times \sigma_h \times SF}{2[c + \sigma_v(\tan\delta)]}; \delta = 2/3 \times \theta = 2/3 \times 36,05^\circ = 24,03^\circ$$

$$= \frac{0,25 \times 3,73 \times 1,3}{2[0,55 + (1,84 \times 7)(0,446)]} = 0,096 \text{ m} \leq 1 \text{ m},$$

maka  $L_e$  digunakan 1 m

$$\text{maka } L = L_r + L_e = 0 \text{ m} + 1 \text{ m} = 1 \text{ m}.$$

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

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

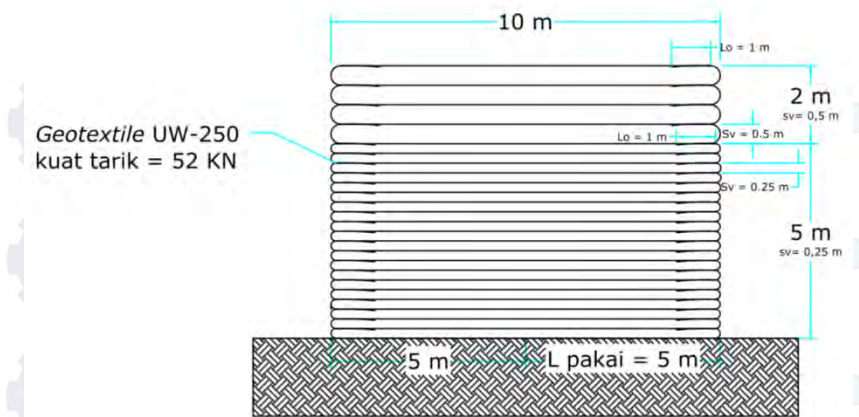
$$L_o = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot SF}{4[c + \sigma_v(\tan\delta)]}$$

$$= \frac{0,25 \times 3,73 \times 1,3}{4[0,55 + (1,84 \times 7)(0,446)]} = 0,025 \leq 1 \text{ m},$$

maka  $L_o$  digunakan 1m.

$$L \text{ total} = S_v + L_o + L \text{ pakai} = 0,25 + 1 + 5 = 6,25 \text{ m}$$

Untuk lebih jelasnya akan ditunjukkan pada **Gambar 5.7** tentang penggunaan hasil perhitungan  $S_v$ ,  $L_o$  dan  $L$  pakai pada *geotextile wall*.



**Gambar 5.7** Sketsa pemasangan *geotextile wall*.

Perhitungan selengkapnya menurut ketinggian oprit yang berbeda - beda disajikan pada tabel dibawah ini.

**Tabel 5.7** Tabel perhitungan L untuk ketinggian oprit 7 m

Sv	z	$\sigma_{Htot}$	Lr	Le	Lo	L	L pakai	L total
(m)	(m)	( $t/m^2$ )	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.25	7	3.73	0.0	1.00	1.00	1.0	5	6.25
0.25	6.75	3.61	0.1	1.00	1.00	1.1	5	6.25
0.25	6.5	3.49	0.3	1.00	1.00	1.3	5	6.25
0.25	6.25	3.37	0.4	1.00	1.00	1.4	5	6.25
0.25	6	3.25	0.5	1.00	1.00	1.5	5	6.25
0.25	5.75	3.13	0.6	1.00	1.00	1.6	5	6.25
0.25	5.5	3.01	0.8	1.00	1.00	1.8	5	6.25
0.25	5.25	2.89	0.9	1.00	1.00	1.9	5	6.25
0.25	5	2.77	1.0	1.00	1.00	2.0	5	6.25
0.25	4.75	2.65	1.1	1.00	1.00	2.1	5	6.25
0.25	4.5	2.53	1.3	1.00	1.00	2.3	5	6.25

0.25	4.25	2.42	1.4	1.00	1.00	2.4	5	6.25
0.25	4	2.30	1.5	1.00	1.00	2.5	5	6.25
0.25	3.75	2.18	1.7	1.00	1.00	2.7	5	6.25
0.25	3.5	2.06	1.8	1.00	1.00	2.8	5	6.25
0.25	3.25	1.94	1.9	1.00	1.00	2.9	5	6.25
0.25	3	1.82	2.0	1.00	1.00	3.0	5	6.25
0.25	2.75	1.70	2.2	1.00	1.00	3.2	5	6.25
0.25	2.5	1.58	2.3	1.00	1.00	3.3	5	6.25
0.25	2.25	1.46	2.4	1.00	1.00	3.4	5	6.25
0.5	2	1.34	2.5	1.00	1.00	3.5	5	6.50
0.5	1.5	1.10	2.8	1.00	1.00	3.8	5	6.50
0.5	1	0.87	3.1	1.00	1.00	4.1	5	6.50
0.5	0.5	0.63	3.3	1.00	1.00	4.3	5	6.50

**Tabel 5.8** Tabel perhitungan L untuk ketinggian oprit 6 m

Sv (m)	z (m)	$\sigma$ Htot (t/m <sup>2</sup> )	Lr (m)	Le (m)	Lo (m)	L (m)	L pakai (m)	L total (m)
0.25	6	3.25	0.0	1.00	1.00	1.0	4	5.25
0.25	5.75	3.13	0.1	1.00	1.00	1.1	4	5.25
0.25	5.5	3.01	0.3	1.00	1.00	1.3	4	5.25
0.25	5.25	2.89	0.4	1.00	1.00	1.4	4	5.25
0.25	5	2.77	0.5	1.00	1.00	1.5	4	5.25
0.25	4.75	2.65	0.6	1.00	1.00	1.6	4	5.25
0.25	4.5	2.53	0.8	1.00	1.00	1.8	4	5.25
0.25	4.25	2.42	0.9	1.00	1.00	1.9	4	5.25
0.25	4	2.30	1.0	1.00	1.00	2.0	4	5.25
0.25	3.75	2.18	1.1	1.00	1.00	2.1	4	5.25
0.25	3.5	2.06	1.3	1.00	1.00	2.3	4	5.25
0.25	3.25	1.94	1.4	1.00	1.00	2.4	4	5.25
0.25	3	1.82	1.5	1.00	1.00	2.5	4	5.25
0.25	2.75	1.70	1.7	1.00	1.00	2.7	4	5.25

0.25	2.5	1.58	1.8	1.00	1.00	2.8	4	5.25
0.25	2.25	1.46	1.9	1.00	1.00	2.9	4	5.25
0.50	2	1.34	2.0	1.00	1.00	3.0	4	5.50
0.50	1.5	1.10	2.3	1.00	1.00	3.3	4	5.50
0.50	1	0.87	2.5	1.00	1.00	3.5	4	5.50
0.50	0.5	0.63	2.8	1.00	1.00	3.8	4	5.50

**Tabel 5.9** Tabel perhitungan L untuk ketinggian oprit 5 m

Sv	z	$\sigma$ Htot	Lr	Le	Lo	L	L pakai	L total
(m)	(m)	(t/m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.25	5	2.77	0.0	1.00	1.00	1.0	3.5	4.75
0.25	4.75	2.65	0.1	1.00	1.00	1.1	3.5	4.75
0.25	4.5	2.53	0.3	1.00	1.00	1.3	3.5	4.75
0.25	4.25	2.41	0.4	1.00	1.00	1.4	3.5	4.75
0.25	4	2.30	0.5	1.00	1.00	1.5	3.5	4.75
0.25	3.75	2.18	0.6	1.00	1.00	1.6	3.5	4.75
0.25	3.5	2.06	0.8	1.00	1.00	1.8	3.5	4.75
0.25	3.25	1.94	0.9	1.00	1.00	1.9	3.5	4.75
0.25	3	1.82	1.0	1.00	1.00	2.0	3.5	4.75
0.25	2.75	1.70	1.1	1.00	1.00	2.1	3.5	4.75
0.25	2.5	1.58	1.3	1.00	1.00	2.3	3.5	4.75
0.25	2.25	1.46	1.4	1.00	1.00	2.4	3.5	4.75
0.50	2	1.34	1.5	1.00	1.00	2.5	3.5	5.00
0.50	1.5	1.10	1.8	1.00	1.00	2.8	3.5	5.00
0.50	1	0.87	2.0	1.00	1.00	3.0	3.5	5.00
0.50	0.5	0.63	2.3	1.00	1.00	3.3	3.5	5.00

**Tabel 5.10** Tabel perhitungan L untuk ketinggian oprit 4 m

Sv	z	$\sigma$ Htot	Lr	Le	Lo	L	L pakai	L total
(m)	(m)	(t/m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.25	4	2.30	0.0	1.00	1.00	1.0	3	4.25

0.25	3.75	2.18	0.1	1.00	1.00	1.1	3	4.25
0.25	3.5	2.06	0.3	1.00	1.00	1.3	3	4.25
0.25	3.25	1.94	0.4	1.00	1.00	1.4	3	4.25
0.25	3	1.82	0.5	1.00	1.00	1.5	3	4.25
0.25	2.75	1.70	0.6	1.00	1.00	1.6	3	4.25
0.25	2.5	1.58	0.8	1.00	1.00	1.8	3	4.25
0.25	2.25	1.46	0.9	1.00	1.00	1.9	3	4.25
0.50	2	1.34	1.0	1.00	1.00	2.0	3	4.50
0.50	1.5	1.10	1.3	1.00	1.00	2.3	3	4.50
0.50	1	0.87	1.5	1.00	1.00	2.5	3	4.50
0.50	0.5	0.63	1.8	1.00	1.00	2.8	3	4.50

**Tabel 5.11** Tabel perhitungan L untuk ketinggian oprit 3 m

Sv	z	$\sigma$ Htot	Lr	Le	Lo	L	L pakai	L total
(m)	(m)	(t/m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.25	3	1.82	0.0	1.00	1.00	1.0	2.5	3.75
0.25	2.75	1.70	0.1	1.00	1.00	1.1	2.5	3.75
0.25	2.5	1.58	0.3	1.00	1.00	1.3	2.5	3.75
0.25	2.25	1.46	0.4	1.00	1.00	1.4	2.5	3.75
0.50	2	1.34	0.5	1.00	1.00	1.5	2.5	4.00
0.50	1.5	1.10	0.8	1.00	1.00	1.8	2.5	4.00
0.50	1	0.87	1.0	1.00	1.00	2.0	2.5	4.00
0.50	0.5	0.63	1.3	1.00	1.00	2.3	2.5	4.00

**Tabel 5.12** Tabel perhitungan L untuk ketinggian oprit 2 m

Sv	z	$\sigma$ Htot	Lr	Le	Lo	L	L pakai	L total
(m)	(m)	(t/m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.50	2	1.34	0.0	1.00	1.00	1.0	2	3.5
0.50	1.5	1.10	0.3	1.00	1.00	1.3	2	3.5
0.50	1	0.87	0.5	1.00	1.00	1.5	2	3.5
0.50	0.5	0.63	0.8	1.00	1.00	1.8	2	3.5

### 5.2.1.3 Kontrol stabilitas eksternal

Pada perencanaan *geotextile wall* diperlukan kontrol stabilitas eksternal terhadap guling, geser, dan keruntuhan terhadap timbunan.

#### 5.2.1.3.1 Kontrol terhadap guling

Perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geotextile wall* terhadap guling dihitung menggunakan rumus dasar :

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

Dimana:

$$M_{\text{penahan}} = \gamma_t \times \text{Luas Tanah di geotextile} \times \text{Jarak Ke Titik O} \\ = 161 \text{ tm}$$

$$M_{\text{dorong}} = \sum (\text{Pa} \cos(\delta) \times \text{Jarak Titik Berat Ke Titik O}) \\ = 26,12 \text{ tm}$$

Untuk perhitungan lebih jelas tentang momen penahan dan momen pendorong yang bekerja dijelaskan pada **Tabel 5.15** dan **Tabel 5.16** dibawah ini.

**Tabel 5.13** Tabel perhitungan momen penahan oprit 7 m

nama	Tinggi	Panjang	Berat	Lengan	momen
	(m)	(m)	(t)	(m)	(t.m)
1	7	5	64.4	2.5	161

**Tabel 5.14** Tabel perhitungan momen dorong untuk oprit 7 m

Nama	Beban	lengan	Momen
	(t)	(m)	(t.m)
Pa1 cos	10.6659	2.3333333	24.88702
Pa2 cos	0.3549	3.5	1.242143
	Momen dorong =		26.12916

Sehingga didapat,

$$SF = \frac{M \text{ penahan}}{M \text{ dorong}} = \frac{161}{26.12} = 6,16 \text{ (OK!)}$$

Perlu dilakukan perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geotextile wall* terhadap guling untuk setiap perbedaan ketinggian oprit. Rekapitan perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geotextile wall* terhadap guling untuk setiap perbedaan ketinggian oprit disajikan pada **Tabel 5.15** dibawah ini.

**Tabel 5.15** Tabel perhitungan SF guling

tinggi oprit (m)	M dorong (t.m)	M penahan (t.m)	SF	Ket.
7	26.1292	161	6.16	OK!
6	14.8164	88.32	5.96	OK!
5	8.8143	56.35	6.39	OK!
4	4.7391	33.12	6.99	OK!
3	2.2055	17.25	7.82	OK!
2	0.8280	7.36	8.89	OK!

#### 5.2.1.3.2 Kontrol terhadap geser

Perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geotextile wall* terhadap geser dihitung menggunakan rumus dasar :

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

Dibawah ini adalah contoh perhitungan gaya penahan untuk oprit 7m :

$$\begin{aligned} \text{Gaya penahan}_1 &= 0,85 c'_{\text{Tanah Asli}} \times L_{\text{Geotextile terbawah}} \\ &= 2,3375 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya penahan}_2 &= \text{berat tanah pada geotextile} \times \tan(\delta) \\ &= 28,72 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya penahan}_3 &= \sum Pa \sin(\delta) \times \tan(\delta) \\ &= 2,19 \text{ ton} \end{aligned}$$



$$\text{Gaya penahan total} = GP_1 + GP_2 + GP_3 = 33,246t$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya dorong} &= \sum Pa \cos(\delta) \\ &= 11,02 \text{ ton} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan,

$$SF_{\text{geser}} = \frac{33,246}{11,02} = 3,02$$

Perlu dilakukan perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geotextile wall* terhadap geser untuk setiap perbedaan ketinggian oprit. Rekapitan perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geotextile wall* terhadap geser untuk setiap perbedaan ketinggian oprit disajikan pada **Tabel 5.18** dibawah ini.

**Tabel 5.16** Tabel perhitungan SF geser

tinggi oprit (m)	M penahan (t)	M dorong (t)	SF	Ket.
7	33.2466	11.02076	3.02	OK!
6	23.9156	7.251096	3.30	OK!
5	17.6606	5.13148	3.44	OK!
4	12.3512	3.397249	3.64	OK!
3	7.9874	2.048403	3.90	OK!
2	4.5692	1.084942	4.21	OK!

### 5.2.1.3.3 Kontrol terhadap daya dukung tanah

Perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geotextile wall* terhadap daya dukung tanah dihitung menggunakan rumus dasar :

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

Dimana untuk menghitung  $q_{\text{ultimate}}$  diasumsikan bahwa dasar timbunan yang diperkuat dengan *geogrid* sebagai dinding

penahan tanah merupakan sebuah pondasi dangkal dengan B (lebar pondasi) = 10 m dan D (kedalaman pondasi) = 0 m. sementara itu,  $q_{actual}$  adalah beban yang terjadi akibat berat sendiri timbunan dan beban lalu lintas di atasnya ditambahkan dengan momen yang terjadi dibagi dengan W. Di bawah ini adalah contoh perhitungan  $q_{ultimate}$  dan  $q_{actual}$  oprit setinggi 7 m :

$$\Theta = 26,167^\circ$$

$$N_c = 22,9$$

$$N_y = 10,43$$

$$N_q = 12,497$$

$$C = 0,55 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_t = 1,73 \text{ t/m}^3$$

$$B = 10 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned} q_{ultimate} &= (C \times N_c) + (q \times N_q) + (0,5 \times \gamma_{\text{tanahdasar}} \times B \times N_y) \\ &= (0,55 \times 22,9) + (1,5 \times 12,497) + (0,5 \times 1,73 \times 10 \times 10,43) \\ &= 127,28 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

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

dimana:

$$\begin{aligned} V/A &= (\gamma_{\text{timb}} \times H) + q \\ &= (1,83 \times 7) + 1,5 \text{ t/m}^2 \\ &= 14,38 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$M/W = \frac{M_{\text{dorong}}}{\frac{1}{6} \times B \times B} = \frac{26,1292}{\frac{1}{6} \times 10 \times 10} = 1,567 \text{ t/m}^2$$

$$q_{actual} = 14,38 \text{ t/m}^2 + 1,567 \text{ t/m}^2 = 15,95 \text{ t/m}^2$$

Sehingga didapatkan,

$$SF = \frac{q_{ultimate}}{q_{\text{terjadi}}} = \frac{127,28}{15,95} = 7,98 \dots \text{OK}$$

Perlu dilakukan perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geotextile wall* terhadap daya dukung tanah untuk setiap perbedaan ketinggian oprit. Rekapitan perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geotextile wall* terhadap daya dukung tanah untuk setiap perbedaan ketinggian oprit disajikan pada **Tabel 5.19** dibawah ini.

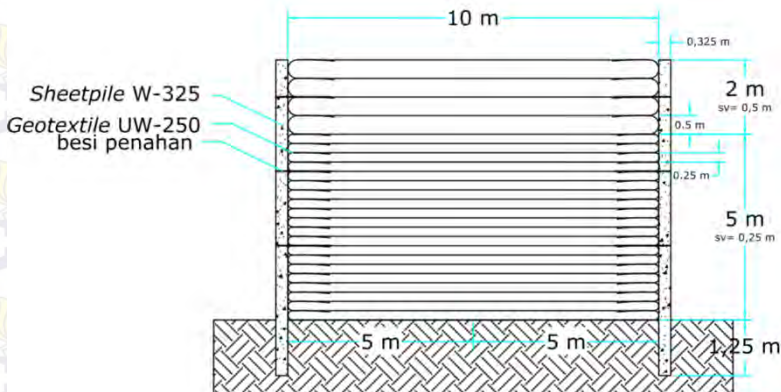
**Tabel 5.17** Perhitungan kontrol daya dukung

No	Tinggi	q ult	V/A	M/W	q act	SF
	oprit	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	
1	7 m	127.28	14.38	1.567749	15.95	7.981063
2	6 m	127.28	12.54	0.888982	13.43	9.478008
3	5 m	127.28	10.70	0.528857	11.23	11.33508
4	4 m	127.28	8.86	0.284347	9.14	13.91898
5	3 m	127.28	7.02	0.132329	7.15	17.7956
6	2 m	127.28	5.18	0.049681	5.23	24.338

### 5.2.2 Perencanaan *sheet pile*

*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* Beton PT. WASKITA KARYA Tipe W-325 A 1000 yang memiliki Cracking Moment sebesar 11,4 tm. Karena *sheet pile* yang direncanakan tidak menerima beban sama sekali dan hanya berfungsi sebagai pemanis, maka direncanakan kedalaman tanam *sheet pile* sebesar 1,25 m untuk ketinggian oprit 4 m hingga 7 m dan direncanakan kedalaman tanam sebesar 1 m untuk ketinggian oprit 2 m hingga 4 m. direncanakan pula besi penahan berjarak setiap 2 m untuk berjaga-jaga apabila ada gaya horisontal yang tidak diinginkan.

Dibawah ini adalah sketsa perencanaan dinding penahan tanah alternatif kedua menggunakan *sheet pile* yang dikombinasikan dengan *geotextile* untuk memperkuat oprit timbunan jembatan. Untuk gambar kerja dinding penahan tanah alternatif kedua lebih detail terdapat pada lampiran.



**Gambar 5.8** Sketsa perencanaan dinding penahan tanah alternatif kedua.

### 5.2.3 Kontrol daya dukung tanah

Perhitungan kontrol beban sendiri *sheet pile* terhadap daya dukung tanah dihitung menggunakan rumus dasar :

$$SF_{ambles} = \frac{q_{ultimate}}{q_{actual}}$$

Dimana untuk menghitung  $q_{ultimate}$  diasumsikan bahwa dasar *sheet pile* merupakan sebuah pondasi dangkal dengan B (lebar pondasi) = 0,325 m dan D (kedalaman pondasi) = 1,25 m. sementara itu,  $q_{actual}$  adalah berat sendiri *sheet pile*. Dibawah ini adalah contoh perhitungan  $q_{ultimate}$  dan  $q_{actual}$  oprit setinggi 7 m :

$$\Theta = 26,167^\circ$$

$$N_c = 22,9$$

$$\begin{aligned}
 N_y &= 10,43 \\
 N_q &= 12,497 \\
 C &= 0,55 \text{ t/m}^2 \\
 \gamma_t &= 1,73 \text{ t/m}^3 \\
 B_{\text{sheetpile}} &= 0,325 \text{ m} \\
 q &= 0 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan sheetpile dengan  $b = 0,325 \text{ m}$  dan  $d = 1,25 \text{ m}$ .

$$\begin{aligned}
 q_{\text{ultimate}} &= (C \times N_c) + ((\gamma \times D + q) \times N_q) + (0,5 \times \gamma_{\text{tanahdasar}} \times B \times N_y) \\
 &= (0,55 \times 22,9) + (1,73 \times 1,25 + 0) \times 12,497 + (0,5 \times 1,73 \times 0,325 \times 10,43) \\
 &= 42,55 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

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

dimana:

$$\begin{aligned}
 V/A &= (\gamma_{\text{beton}} \times H_{\text{sheetpile}}) \\
 &= (2,4 \times 8,5) \\
 &= 20,4 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$M/W = \frac{M_{\text{dorong}}}{\frac{1}{6} \times B \times B} = \frac{0}{\frac{1}{6} \times 10 \times 10} = 0 \text{ t/m}^2$$

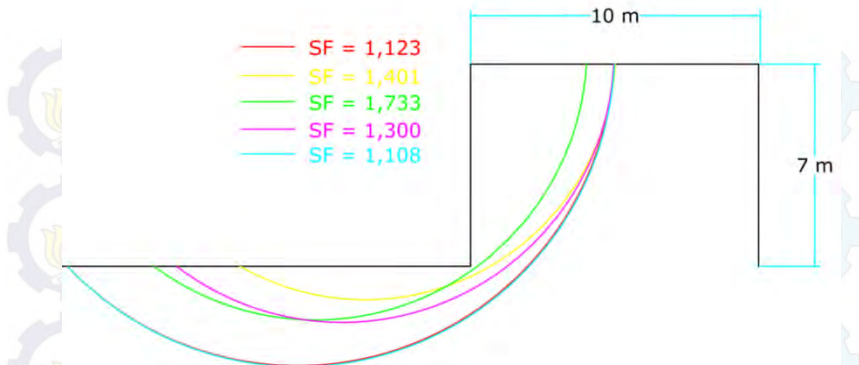
$$Q_{\text{terjadi}} = V/A + M/W = 20,4 \text{ t/m}^2$$

Sehingga didapatkan,

$$SF = \frac{q_{\text{ultimate}}}{q_{\text{terjadi}}} = \frac{42,55}{20,4} = 2,085 \text{ (OK!)}$$

### 5.2.4 Kontrol terhadap overall stability

Untuk kontrol terhadap overall stability digunakan program bantu X-Stable, dan diasumsikan bahwa air memenuhi oprit jembatan. Dari perhitungan X-Stable didapatkan SF seperti pada **Gambar 5.9** dibawah ini.



**Gambar 5.9** Hasil perhitungan SF untuk *overall stability*

### 5.3 Kombinasi *keystone* – *geogrid*

Dalam penyusunan tugas akhir ini, untuk perencanaan dinding penahan tanah alternatif ketiga direncanakan menggunakan *keystone* yang dikombinasikan dengan *geogrid* untuk memperkuat oprit timbunan jembatan.

#### 5.3.1 Perencanaan *geogrid*

Dalam penyusunan tugas akhir ini, perencanaan *geogrid* direncanakan menerima semua beban yang terjadi, sedangkan *keystone* hanya digunakan untuk penutup *geogrid*. Untuk jenis dan tipe *geogrid* yang digunakan adalah jenis Geogrid TENAX dan memiliki kekuatan tarik sebesar 200 kN/m<sup>2</sup>.

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

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

$$\Theta = 36.05$$

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

$$K_a = \tan^2(45-36.05/2) = 0,259$$

$$T_{\text{allow}} = \frac{T}{F_{Sib} \times F_{Scr} \times F_{Scd} \times F_{Sbd}}$$

$$T_{allow} = \frac{200}{1,3 \times 3 \times 1,25 \times 1,1} = 37,29 \text{ kN/m}^2$$

### 5.3.1.1 Perhitungan jarak pemasangan *geogrid*

Pada perencanaan tugas akhir ini digunakan keystone setebal 0,2 m sehingga  $S_v$  harus merupakan kelipatan 0,2 m. berikut adalah contoh perhitungan jarak pemasangan *geogrid* ( $S_v$ ) untuk oprit setinggi 7 m :

$$\begin{aligned} \sigma_h &= \sigma_{hs} + \sigma_{hq} \\ &= (z \times K_a \times \gamma t) + (q \times K_a) \\ &= (7 \times 0,259 \times 1,84) + (1,5 \times 0,259) \\ &= 3,725 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$S_v = \frac{T_{allow}}{SF \times \sigma_h} = \frac{37,29}{1,3 \times 3,725} = 0,77 \text{ m, jadi digunakan } S_v = 0,6 \text{ m.}$$

Perhitungan selengkapnya menurut ketinggian oprit yang berbeda beda disajikan dalam tabel dibawah ini.

**Tabel 5.18** Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 7 m

No	z	$\sigma_{Hs}$	$\sigma_{Hq}$	$\sigma_{Htotal}$	$S_v$	$S_v$ pakai
	(m)	( $t/m^2$ )	( $t/m^2$ )	( $t/m^2$ )	(m)	(m)
1	7	3.34	0.39	3.73	0.77	0.6
2	6	2.86	0.39	3.25	0.88	0.6
3	5	2.38	0.39	2.77	1.04	0.6
4	4	1.91	0.39	2.30	1.25	1
5	3	1.43	0.39	1.82	1.58	1
6	2	0.95	0.39	1.34	2.14	1
7	1	0.48	0.39	0.87	3.32	1

**Tabel 5.19** Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 6 m

No	z	$\sigma H_s$	$\sigma H_q$	$\sigma H_{total}$	Sv	Sv pakai
	(m)	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	m	(m)
1	6	2.86	0.39	3.25	0.88	0.8
2	5	2.38	0.39	2.77	1.04	0.8
3	4	1.91	0.39	2.30	1.25	0.8
4	3	1.43	0.39	1.82	1.58	0.8
5	2	0.95	0.39	1.34	2.14	0.8
6	1	0.48	0.39	0.87	3.32	1

**Tabel 5.20** Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 5 m

No	z	$\sigma H_s$	$\sigma H_q$	$\sigma H_{total}$	Sv	Sv pakai
	(m)	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(m)	(m)
1	5	2.38	0.39	2.77	1.04	1
2	4	1.91	0.39	2.30	1.25	1
3	3	1.43	0.39	1.82	1.58	1
4	2	0.95	0.39	1.34	2.14	1
5	1	0.48	0.39	0.87	3.32	1

**Tabel 5.21** Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 4 m

No	z	$\sigma H_s$	$\sigma H_q$	$\sigma H_{total}$	Sv	Sv pakai
	(m)	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(m)	(m)
1	4	1.91	0.39	2.30	1.25	1
2	3	1.43	0.39	1.82	1.58	1
3	2	0.95	0.39	1.34	2.14	1
4	1	0.48	0.39	0.87	3.32	1



**Tabel 5.22** Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 3 m

No	z (m)	$\sigma$ Hs (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ Hq (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ Htotal (t/m <sup>2</sup> )	Sv (m)	Sv pakai (m)
1	3	1.43	0.39	1.82	1.58	1
2	2	0.95	0.39	1.34	2.14	1
3	1	0.48	0.39	0.87	3.32	1

**Tabel 5.23** Tabel perhitungan sv untuk ketinggian oprit 2 m

No	z (m)	$\sigma$ Hs (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ Hq (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ Htotal (t/m <sup>2</sup> )	Sv (m)	Sv pakai (m)
1	2	0.95	0.39	1.34	2.14	1
2	1	0.48	0.39	0.87	3.32	1

### 5.3.1.2 Perhitungan panjang geogrid

Setelah didapatkan Sv untuk pemasangan *geogrid* maka dapat dihitung keperluan panjang *geogrid*. Cara menghitung panjang *geogrid* yang ditanam (L) adalah :

$$L = L_r + L_e$$

Dimana :

$L_r$  = panjang *geogrid* didepan bidang longsor

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

Contoh perhitungan panjang *geogrid* untuk perencanaan oprit setinggi 7 m:

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

$$L_r = (7-7) \times [\tan(45-36,05/2)] = 0 \text{ m}$$

$$L_e = \frac{S_v \times \sigma_h \times SF}{2[c + \sigma_v(\tan\delta)]}; \delta = 2/3 \times \theta = 2/3 \times 36,05^\circ = 24,03^\circ$$

$$= \frac{0,25 \times 3,73 \times 1,3}{2[0,55 + (1,84 \times 7)(0,446)]} = 0,096 \text{ m} \leq 1, \text{ maka } L_e \text{ digunakan } 1 \text{ m.}$$

$$L = L_r + L_e = 0 \text{ m} + 1 \text{ m} = 1 \text{ m}$$

L pakai didapatkan dari pembulatan L paling panjang, fungsinya adalah untuk memudahkan pekerjaan di lapangan.

Perhitungan selengkapnya untuk menghitung panjang *geogrid* menurut ketinggian oprit yang berbeda beda disajikan pada tabel dibawah ini.

**Tabel 5.24** Tabel perhitungan L untuk ketinggian oprit 7 m

Sv	z	$\sigma$ Htot	Lr	Le	L	L pakai
(m)	(m)	(t/m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)
0.6	7	3.73	0.0	1.00	1.0	5
0.6	6.4	3.44	0.3	1.00	1.4	5
0.6	5.8	3.15	0.6	1.00	1.7	5
0.6	5.2	2.87	0.9	1.00	2.0	5
0.6	4.6	2.58	1.2	1.00	2.3	5
1	4	2.30	1.5	1.00	2.6	5
1	3	1.82	2.0	1.00	3.1	5
1	2	1.34	2.5	1.00	3.6	5
1	1	0.87	3.1	1.00	4.1	5

**Tabel 5.25** Tabel perhitungan L untuk ketinggian oprit 6 m

Sv	z	$\sigma$ Htot	Lr	Le	L	L pakai
(m)	(m)	(t/m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)
0.8	6	3.25	0.0	1.00	1.0	4
0.8	5.2	2.87	0.4	1.00	1.5	4
0.8	4.4	2.49	0.8	1.00	1.9	4
0.8	3.6	2.11	1.2	1.00	2.3	4
0.8	2.8	1.72	1.6	1.00	2.7	4
1	2	1.34	2.0	1.00	3.1	4
1	1	0.87	2.5	1.00	3.6	4

**Tabel 5.26** Tabel perhitungan L untuk ketinggian oprit 5 m

Sv	z	$\sigma$ Htot	Lr	Le	L	L pakai
(m)	(m)	(t/m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)
1	5	2.77	0.0	1.00	1.0	3.5
1	4	2.30	0.5	1.00	1.6	3.5
1	3	1.82	1.0	1.00	2.1	3.5
1	2	1.34	1.5	1.00	2.6	3.5
1	1	0.87	2.0	1.00	3.1	3.5

**Tabel 5.27** Tabel perhitungan L untuk ketinggian oprit 4 m

Sv	z	$\sigma$ Htot	Lr	Le	L	L pakai
(m)	(m)	(t/m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)
1	4	2.30	0.0	1.00	1.0	3
1	3	1.82	0.5	1.00	1.6	3
1	2	1.34	1.0	1.00	2.1	3
1	1	0.87	1.5	1.00	2.6	3

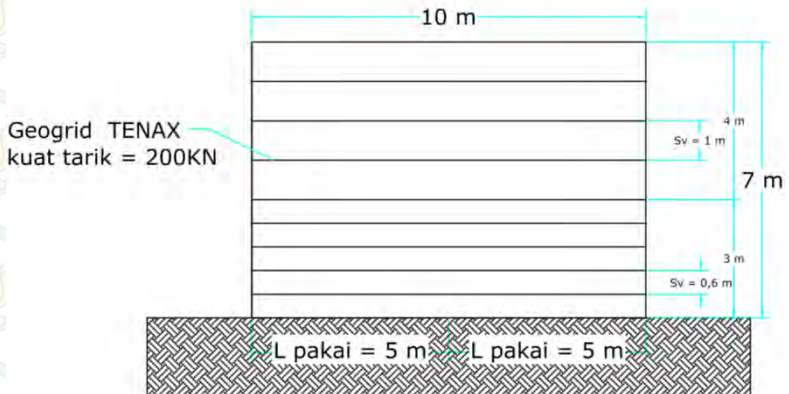
**Tabel 5.28** Tabel perhitungan L untuk ketinggian oprit 3 m

Sv	z	$\sigma$ Htot	Lr	Le	L	L pakai
(m)	(m)	(t/m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)
1	3	1.82	0.0	1.00	1.0	2.5
1	2	1.34	0.5	1.00	1.5	2.5
1	1	0.87	1.0	1.37	2.4	2.5

**Tabel 5.29** Tabel perhitungan L untuk ketinggian oprit 2 m

Sv	z	$\sigma$ Htot	Lr	Le	L	L pakai
(m)	(m)	(t/m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)
1	2	1.34	0.0	1.00	1.0	1.5
1	1	0.87	0.5	1.00	1.5	1.5

Untuk lebih jelasnya penggunaan hasil perhitungan  $S_v$  dan  $L$  pakai akan dijelaskan pada gambar sketsa pemasangan geogrid pada **Gambar 5.8** dibawah ini.



**Gambar 5.10** Sketsa pemasangan *geogrid*.

### 5.3.1.3 Kontrol stabilitas eksternal

Pada perencanaan *geogrid* sebagai dinding penahan tanah diperlukan kontrol stabilitas eksternal terhadap guling, geser, dan keruntuhan terhadap timbunan.

#### 5.3.1.3.1 Kontrol terhadap guling

Perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geogrid* sebagai dinding penahan tanah terhadap guling dihitung menggunakan rumus dasar :

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

Dimana:

$$M_{\text{penahan}} = \gamma_t \times \text{Luas Tanah di } \textit{geogrid} \times \text{Jarak Ke Titik O} \\ = 161 \text{ tm}$$

$$M_{\text{dorong}} = \sum (P_a \cos(\delta)) \times \text{Jarak Titik Berat Ke Titik O} \\ = 26,12 \text{ tm}$$

Untuk perhitungan lebih jelas tentang momen penahan dan momen pendorong yang bekerja dijelaskan pada **Tabel 5.32** dan **Tabel 5.33** dibawah ini.

**Tabel 5.30** Tabel perhitungan momen penahan oprit 7 m

No	Tinggi (m)	Panjang (m)	Berat (t)	Lengan (m)	M penahan (t.m)
1	7	5	64.4	2.5	161

**Tabel 5.31** Tabel perhitungan momen dorong oprit 7 m

Nama	Beban (t)	Lengan (m)	M dorong (t.m)
Pa1 cos	10.6659	2.3333333	24.88702
Pa2 cos	0.3549	3.5	1.242143
Momen dorong =			26.12916

Sehingga didapatkan,

$$SF = \frac{M \text{ penahan}}{M \text{ dorong}} = \frac{161}{26,129} = 6,16 \dots \text{OK}$$

Perlu dilakukan perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geogrid* sebagai dinding penahan tanah terhadap guling untuk setiap perbedaan ketinggian oprit. Rekapitan perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geogrid* sebagai dinding penahan tanah terhadap guling untuk setiap perbedaan ketinggian oprit disajikan pada **Tabel 5.34** dibawah ini.

**Tabel 5.32** Tabel perhitungan SF guling

Tinggi oprit (m)	M dorong (t.m)	M penahan (t.m)	SF	Ket.
7	26.1292	161	6.16	OK!
6	14.8164	88.32	5.96	OK!
5	8.8143	56.35	6.39	OK!
4	4.7391	33.12	6.99	OK!
3	2.2055	17.25	7.82	OK!
2	0.8280	7.36	8.89	OK!

### 5.3.1.3.2 Kontrol terhadap geser

Perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geogrid* sebagai dinding penahan tanah terhadap geser dihitung menggunakan rumus dasar :

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

Dibawah ini adalah contoh perhitungan gaya penahan untuk oprit 7m :

$$\begin{aligned} \text{Gaya penahan}_1 &= 0,85 c'_{\text{Tanah Asli}} \times L_{\text{Geotextile terbawah}} \\ &= 2,3375 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya penahan}_2 &= \text{berat tanah pada geotextile} \times \tan(\delta) \\ &= 28,72 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya penahan}_3 &= \sum Pa \sin(\delta) \times \tan(\delta) \\ &= 2,19 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya penahan total} = GP_1 + GP_2 + GP_3 = 33,246$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya dorong} &= \sum Pa \cos(\delta) \\ &= 11,02 \text{ ton} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan,

$$SF_{\text{geser}} = \frac{33,246}{11,02} = 3,02$$

Perlu dilakukan perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geogrid* sebagai dinding penahan tanah terhadap geser untuk setiap perbedaan ketinggian oprit. Rekapitan perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geogrid* sebagai dinding penahan tanah terhadap geser untuk setiap perbedaan ketinggian oprit disajikan pada **Tabel 5.35** dibawah ini.

**Tabel 5.33** Tabel perhitungan SF geser

Tinggi oprit (m)	Gaya penahan (t.m)	Gaya dorong (t.m)	SF	Ket.
7	33.2466	11.02076	3.02	OK!
6	23.9156	7.251096	3.30	OK!
5	17.6606	5.13148	3.44	OK!
4	12.3512	3.397249	3.64	OK!
3	7.9874	2.048403	3.90	OK!
2	3.5149	1.084942	3.24	OK!

#### 5.3.1.3.3 Kontrol terhadap daya dukung tanah

Perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geogrid* sebagai dinding penahan tanah terhadap daya dukung tanah dihitung menggunakan rumus dasar :

$$SF_{ambles} = \frac{q_{ultimate}}{q_{actual}}$$

Dimana untuk menghitung  $q_{ultimate}$  diasumsikan bahwa dasar timbunan yang diperkuat dengan *geogrid* sebagai dinding penahan tanah merupakan sebuah pondasi dangkal dengan B (lebar pondasi) = 10 m dan D (kedalaman pondasi) = 0 m. sementara itu,  $q_{actual}$  adalah beban yang terjadi akibat berat sendiri timbunan dan beban lalu lintas di atasnya ditambahkan dengan momen yang terjadi dibagi dengan W. Dibawah ini adalah contoh perhitungan  $q_{ultimate}$  dan  $q_{actual}$  oprit setinggi 7 m :

$$\Theta = 26,167^\circ$$

$$N_c = 22,9$$

$$N_y = 10,43$$

$$N_q = 12,497$$

$$C = 0,55 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_t = 1,73 \text{ t/m}^3$$

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

$$\begin{aligned} q_{ultimate} &= (C \times N_c) + (q \times N_q) + (0,5 \times \gamma_{tanahdasar} \times B \times N_y) \\ &= (0,55 \times 22,9) + (1,5 \times 12,497) + (0,5 \times 1,73 \times 1 \times 10,43) \\ &= 127,28 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

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

dimana:

$$\begin{aligned} V/A &= (\gamma_{timb} \times H) + q \\ &= (1,83 \times 7) + 1,5 \text{ t/m}^2 \\ &= 14,38 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$M/W = \frac{M \text{ dorong}}{\frac{1}{6} \times B \times B} = \frac{26,1292}{\frac{1}{6} \times 10 \times 10} = 1,567 \text{ t/m}^2$$

$$q_{actual} = 14,38 \text{ t/m}^2 + 1,567 \text{ t/m}^2 = 15,95 \text{ t/m}^2$$

Sehingga didapatkan,

$$SF_{ambles} = \frac{q_{ultimate}}{q_{terjadi}} = \frac{127,28}{15,95} = 7,98 \text{ (OK!)}$$

Perlu dilakukan perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geogrid* sebagai dinding penahan tanah terhadap daya dukung tanah untuk setiap perbedaan ketinggian oprit. Rekapitan perhitungan kontrol stabilitas eksternal *geogrid* sebagai dinding penahan tanah terhadap daya dukung tanah untuk setiap perbedaan ketinggian oprit disajikan pada **Tabel 5.36** dibawah ini.



**Tabel 5.34** Perhitungan kontrol daya dukung

No	Tinggi	q ult	V/A	M/W	q act	SF
	Oprit	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>2</sup> )	
1	7 m	127.28	14.38	1.567749	15.95	7.981063
2	6 m	127.28	12.54	0.888982	13.43	9.478008
3	5 m	127.28	10.70	0.528857	11.23	11.33508
4	4 m	127.28	8.86	0.284347	9.14	13.91898
5	3 m	127.28	7.02	0.132329	7.15	17.7956
6	2 m	127.28	5.18	0.049681	5.23	24.338

### 5.3.2 Perencanaan keystone

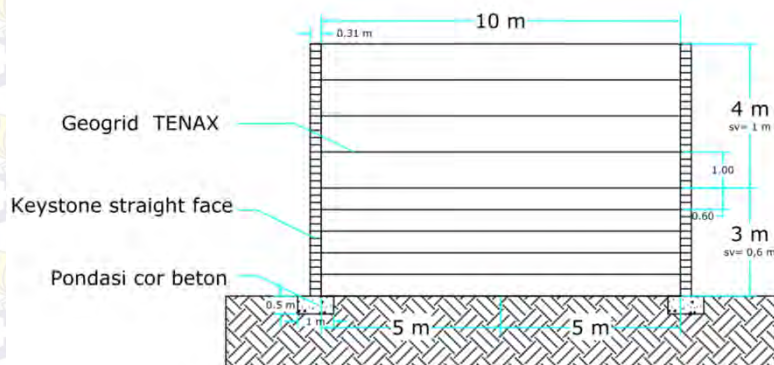
*Keystone wall* yang digunakan sebagai dinding penahan tanah segmental adalah *Keystone wall* dengan tipe *Keystone Compac IV (Straight – Face)*. *Keystone wall* yang direncanakan tidak menerima gaya horisontal dari tumbunan tanah karena semua gaya horisontal telah diterima oleh *geogrid*. Oleh karena itu hanya dilakukan kontrol daya dukung terhadap beban yang diakibatkan oleh berat *keystone* sendiri.



**Gambar 5.11** *keystone straight-face*.

Dibawah ini adalah sketsa perencanaan dinding penahan tanah alternatif ketiga menggunakan *keystone* yang

dikombinasikan dengan *geogrid* untuk memperkuat oprit timbunan jembatan. Untuk gambar kerja dinding penahan tanah alternatif ketiga lebih detail terdapat pada lampiran.



**Gambar 5.12** Sketsa perencanaan dinding penahan tanah alternatif ketiga.

### 5.3.3 Kontrol stabilitas

#### 5.3.3.1 Kontrol daya dukung

Dalam perhitungan kontrol daya dukung, perlu merencanakan lebar dan dalam pondasi *keystone wall* agar pondasi dapat memberikan daya dukung terhadap beban *keystone wall*. Untuk perencanaan *keystone wall*, bahan yang digunakan adalah tipe *Keystone Compac IV (Straight – Face)* dan memiliki berat sebesar 34 kg.

Perhitungan beban akibat berat sendiri *keystone*

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

$$= 34 \text{ kg} \times 35/\text{m} \times 1/0,455 /\text{m} = 2615,38 \text{ kg}/\text{m}^2$$

$$= 2,615 \text{ t}/\text{m}^2$$

Direncanakan keystone berdiri diatas pondasi dengan  $b = 1 \text{ m}$  dan  $d = 0,5 \text{ m}$ .

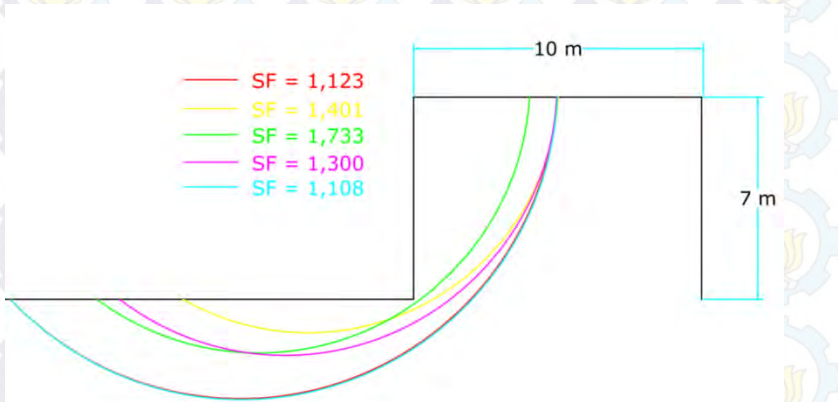
$$\begin{aligned}
 q_{ultimate} &= (C \times N_c) + ((\gamma \times D + q) \times N_q) + (0,5 \times \gamma_{tanahdasar} \times B \times N_\gamma) \\
 &= (0,55 \times 22,9) + (1,73 \times 0,51,5) \times 12,497 + (0,5 \times 1,73 \times 1 \times 10,43) \\
 &= 51,729 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan,

$$SF = \frac{q_{ultimate}}{Q_{keystone}} = \frac{51,729}{2,615} = 19,78 \text{ (OK!)}$$

#### 5.3.4 Kontrol terhadap *overall stability*

Untuk kontrol terhadap *overall stability* digunakan program bantu X-Stable, dan diasumsikan bahwa air memenuhi oprit jembatan. Dari perhitungan X-Stable didapatkan SF seperti pada **Gambar 5.13** dibawah ini.



**Gambar 5.13** Hasil perhitungan SF untuk *overall stability*

## 5.4 Perhitungan biaya

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

### 5.4.1 Analisa biaya timbunan bebas

Analisa biaya timbunan bebas ditampilkan pada **Tabel 5.37** dibawah ini.

**Tabel 5.35** Perhitungan biaya timbunan bebas

No	Pekerjaan	volume	Harga	Sub total	PPN 10%	Total
		m <sup>3</sup>	Rp	Rp	Rp	Rp
1	Timbunan	19547.7	140,000.00	2,736,678,000.00	273,667,800.00	3,010,345,800.00
2	Sub-drain kerikil	4544.3	170,000.00	772,531,000.00	77,253,100.00	849,784,100.00
3	Geotextile penutup	11625	14,000.00	162,750,000.00	16,275,000.00	179,025,000.00
					total :	4,039,154,900.00

### 5.4.2 Analisa biaya kombinasi *sheet pile – geotextile*

Analisa biaya perkuatan dinding penahan tanah kombinasi *sheet pile – geotextile* ditampilkan pada **Tabel 5.38** dibawah ini.

**Tabel 5.36** Perhitungan biaya kombinasi *sheeppile - geotextile*

No	Pekerjaan	volume	Harga	Sub total	PPn 10%	Total
		m <sup>3</sup>	Rp	Rp	Rp	Rp
1	Timbunan	10500	140,000.00	1,470,000,000.00	147,000,000.00	1,617,000,000.00
2	geotextile	36945.32	14,000.00	517,234,480.00	51,723,448.00	568,957,928.00
3	sheet pile	2072.289	930,000.00	1,927,228,915.66	192,722,891.57	2,119,951,807.23
					total :	4,305,909,735.23

### 5.4.3 Analisa biaya kombinasi *keystone* – *geogrid*

Analisa biaya perkuatan dinding penahan tanah kombinasi *keystone* - *geogrid* ditampilkan pada **Tabel 5.39** dibawah ini.

**Tabel 5.37** Perhitungan biaya kombinasi *keystone* - *geogrid*

No	Pekerjaan	volume	Harga	Sub total	PPn 10%	Total
		m <sup>3</sup>	Rp	Rp	Rp	Rp
1	Timbunan	10500	140,000.00	1,470,000,000.00	147,000,000.00	1,617,000,000.00
2	geogrid	9718	50,000.00	485,900,000.00	48,590,000.00	534,490,000.00
3	Keystone	2064	736,218.12	1,519,554,199.68	151,955,419.97	1,671,509,619.65
					total :	3,822,999,619.65

## BAB VI PERHITUNGAN ABUTMENT

### 6.1 Pembebanan Abutment

Perencanaan beban yang bekerja pada struktur bangunan bawah jembatan berdasarkan pada RSNI T-02-2005 dan SNI 2833-2008. Dimana beban yang bekerja di kombinasikan untuk menghasilkan nilai beban seperti kondisi kenyataannya.

#### 6.1.1 Data perencanaan

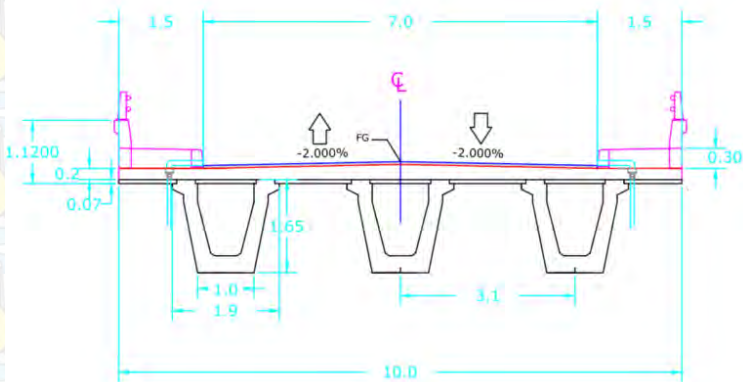
Panjang girder (L)	= 30 m
Lebar jalan (b)	= 7 m
Tebal plat lantai jembatan ( $t_s$ )	= 0.2 m
Tebal lapisan aspal + overlay ( $t_a$ )	= 0.1 m
Lebar abutment (B)	= 10 m
Tinggi abutment ( $h_a$ )	= 8 m

#### 6.1.2 Aksi tetap

##### 6.1.2.1 Berat sendiri (MS)

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

##### 6.1.2.1.1 Berat struktur atas



Gambar 6.1 Gambar struktur atas

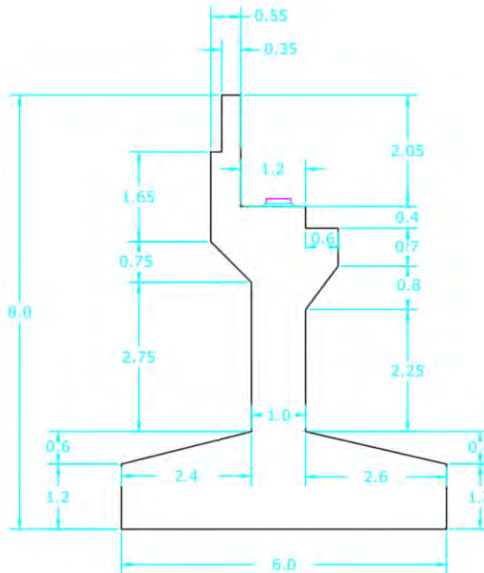
**Tabel 6.1** Perhitungan berat sendiri struktur atas

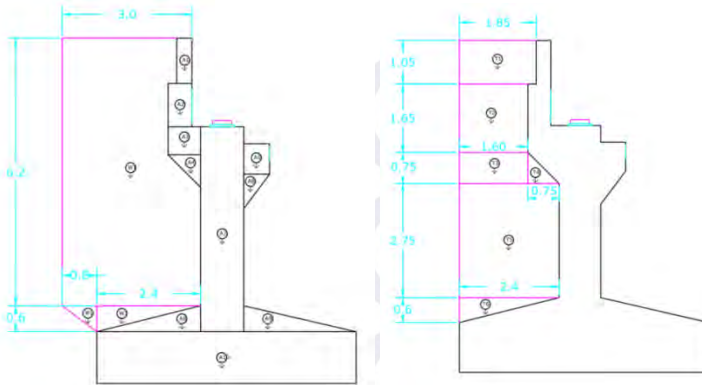
No	Jenis beban	Panjang	Lebar	tebal	Luas	volume	Berat jenis	Berat total
		(m)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )	t/m <sup>3</sup>	(t)
1	Slab	30	10	0.2	300	60	2.5	150
2	Deck	30	7.06	0.08	211.8	16.944	2.5	42.36
3	Trotoar	30	3	0.3	90	27	2.5	67.5
4	U girder	30			3.5634	106.902	2.5	267.255
total :								527.115

$$V_{MS} \text{ struktur atas} = 527.115/2 = 263.5575 \text{ t}$$

#### 6.1.2.1.2 Berat struktur bawah

Abutment yang akan direncanakan memiliki ukuran tinggi total 8 m dan lebar total sebesar 6 m. untuk gambar lebih detail silahkan lihat **Gambar 6.2**.

**Gambar 6.2** Gambar perencanaan awal abutment



**Gambar 6.3** Gambar skema pembebanan abutment

Tebal dinding wing wall ( $t_w$ ) = 0.5 m

**Tabel 6.2** Perhitungan berat sendiri struktur bawah

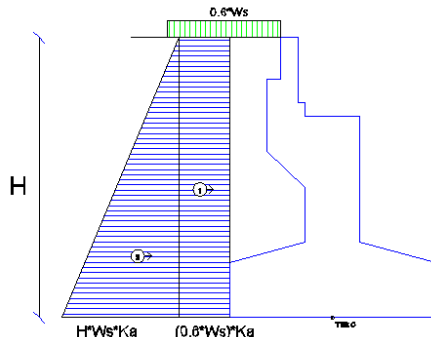
Nama	b	h	bentuk	Luas	Volume	berat	lengan	arah	Mom
	m	m		m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>				t
Berat Struktur bawah									
A1	0.35	1.05	1	0.3675	3.675	9.187	0.975	-1	-8.95
A2	0.55	1	1	0.55	5.5	13.75	1.075	-1	-14.7
A3	0.75	0.65	1	0.4875	4.875	12.18	0.975	-1	-11.8
A4	0.75	0.75	0.5	0.2812	2.8125	7.031	0.85	-1	-5.97
A5	0.6	0.7	1	0.42	4.2	10.5	0.7	1	7.35
A6	0.6	0.8	0.5	0.24	2.4	6	0.6	1	3.6
A7	1	4.75	1	4.75	47.5	118.75	0.1	-1	-11.8
A8	0.6	2.4	0.5	0.72	7.2	18	1.4	-1	-25.2
A9	0.6	2.6	0.5	0.78	7.8	19.5	1.27	1	24.76
A10	6	1.2	1	7.2	72	180	0.1	-1	-18
B1	2.65	1.05	1	2.7825	2.7825	6.956	2.475	-1	-17.2
B2	2.45	1.65	1	4.0425	4.0425	10.106	2.575	-1	-26.0
B3	2.45	0.75	1	1.8375	1.8375	4.593	2.575	-1	-11.8
B4	0.75	0.75	0.5	0.2812	0.2812	0.7031	1	-1	-0.7
B5	3.2	2.75	1	8.8	8.8	22	2.1	-1	-46.2
B6	0.8	0.6	0.5	0.24	0.24	0.6	3.27	-1	-1.96
B7	2.4	0.6	0.5	0.72	0.72	1.8	2.2	-1	-3.96



T1	1.85	1.05	1	1.9425	19.425	35.742	2.075	-1	-74.1
T2	1.6	1.65	1	2.64	26.4	48.576	2.15	-1	-104.
T3	1.6	0.75	1	1.2	12	22.08	2.15	-1	-47.4
T4	0.75	0.75	0.5	0.2812	2.8125	5.175	1.1	-1	-5.6
T5	2.4	2.75	1	6.6	66	121.44	1.8	-1	-218.
T6	2.4	0.6	0.5	0.72	7.2	13.248	2.2	-1	-29.1
					Total :	687.9			-648

### 6.1.3 Tekanan tanah (TA)

RSNI T-02 Ps.5.4.2 menyebutkan bahwa tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalulintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara dengan tanah setebal 0.6 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalulintas tersebut.



**Gambar 6.4** Skema tekanan tanah

Diketahui data timbunan sebagai berikut :

Tinggi abutment, (H) = 8.0 m

Lebar abutment, (B) = 10 m

Berat volume timbunan, ( $W_s$ ) = 1.84 t/m<sup>3</sup>

Sudut gesek ( $\varphi$ ) = 36.05°

Koefisien tanah aktif, ( $K_a$ )

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

$$= \tan^2 (45^\circ - 36.05/2)$$

$$= 0.259$$

Beban lalulintas ekuivalen,  $0.6 \times W_s = 1.104 \text{ t/m}^3$

**Tabel 6.3** Perhitungan tekanan tanah

No	Jenis beban	$V_{TA}$	Lengan	$M_{TA}$
		(t)	(m)	(t.m)
1	$T_{\text{lalu. eki.}}$	22.875	4	91.5
2	$T_{\text{timb}}$	152.5	2.67	407.17
	total :	175.37	total :	498.67

$V_{TA}$  abutment = 175.37 t

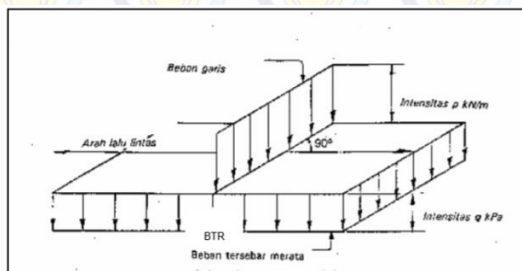
$M_{TA}$  abutment = 498.67 t.m

## 6.1.4 Aksi lalulintas

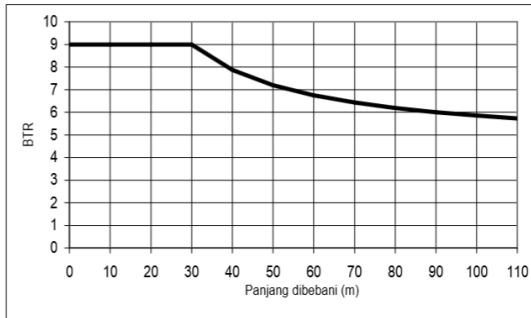
### 6.1.4.1 Beban lajur 'D' (TD)

Beban kendaraan yg berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis (BGT) seperti pada **Gambar 6.5**. BTR mempunyai intensitas  $q$  (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total  $L$  yang dibebani lalulintas seperti **Gambar 6.6** atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

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



**Gambar 6.5** Beban lajur "D"  
(sumber: RSNI T-02-2005)

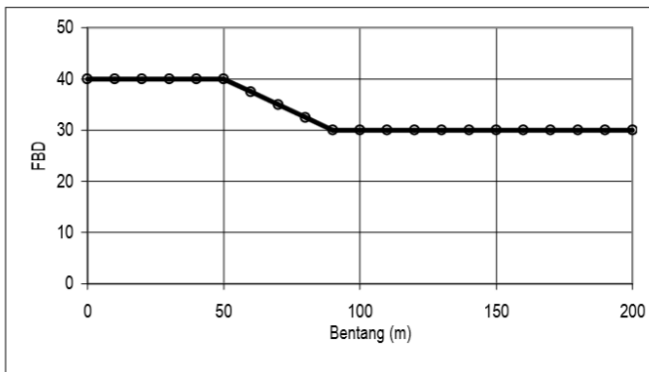


**Gambar 6.6** BTR vs panjang yang dibebani  
(sumber: RSNI T-02-2005)

Untuk panjang bentang 30 m, menurut **Gambar 6.6** memiliki nilai  $q$  BTR ( $Q_{TD}$ ) sebesar 9 kPa

BGT mempunyai intensitas  $p = 49$  kN/m dan memiliki faktor beban dinamis (FBD) yang bergantung pada bentang jembatan. Faktor beban dinamis untuk BGT diambil sebagai berikut :

- FBD = 0.4, untuk  $L \leq 50$  m
- FBD =  $0.4 - 0.0025*(L - 50)$ , untuk  $50 < L < 90$  m
- FBD = 0.3, untuk  $L \geq 90$  m

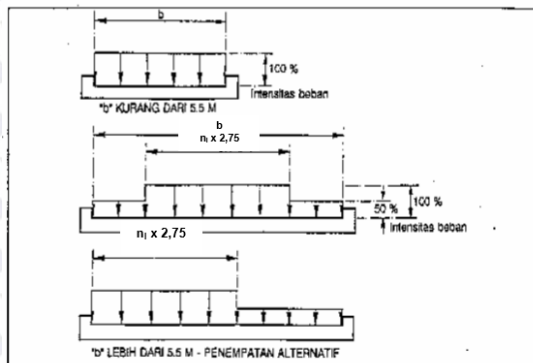


**Gambar 6.7** Faktor beban dinamis (FBD) untuk beban BGT  
(sumber: RSNI T-02-2005)

Untuk panjang bentang 30 m, menurut **Gambar 6.7** memiliki nilai FBD sebesar 40%.

$$\begin{aligned} P_{TD} &= (1+DLA) \times P_{KEL} \\ &= (1+0.4) \times 49 \\ &= 68.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Menurut RSNI T-02-2005, bila lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban "D" harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100 % seperti tercantum dalam Pasal 6.3.1. dan **Gambar 6.8**.



**Gambar 6.8** Penyebaran pembebanan pada arah melintang (sumber: RSNI T-02-2005)

Besar beban lajur "D" :

$$W_{TD} = q \times L \times b = 945 \text{ kN} = 94.5 \text{ t}$$

$$W_{TD}' = P_{TD} \times b = 240.1 \text{ kN} = 24.01 \text{ t}$$

Jumlah jalur lalu lintas (jalan),  $n = 2$

Beban pada abutment akibat beban lajur "D",

$$V_{TD} = n \times ((\frac{1}{2} \times W_{TD}) + W_{TD}') = 142.52 \text{ t}$$

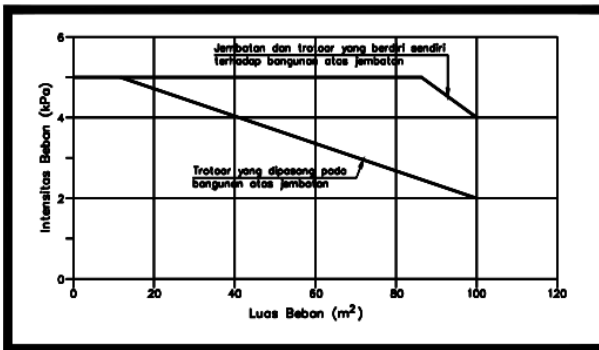
Eksentrisitas beban thd. Fondasi,  $e = -0.10 \text{ m}$ . Momen pada fondasi akibat beban lajur "D",

$$M_{TD} = P_{TD} \times e = -14.252 \text{ tm}$$

### 6.1.4.2 Beban pejalan kaki (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya.  $A$  = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki ( $m^2$ ). Besarnya beban hidup merata  $q$  untuk beban pejalan kaki adalah sebagai berikut:

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



**Gambar 6.9** Pembebanan pejalan kaki  
(sumber: RSNI T-02-2005)

Dengan data jembatan:

Lebar trotoar, ( $b_1$ ) = 1.5 m

L jembatan, ( $L$ ) = 30 m

Luas trotoar yang di bebani pejalan kaki = 45  $m^2$

Sehingga di dapat,

Beban vertikal merata, ( $q$ ) = 5  $kN/m^2$

Jumlah trotoar, ( $n$ ) = 2 buah

Beban akibat pejalan kaki, ( $T_{TP}$ )

$$T_{TP} = b_1 \times q \times n \times L$$

$$= 1.5 \times 5 \times 2 \times 30$$

$$= 450 \text{ kN} = 45 \text{ t}$$

$$P_{TP} \text{ abutment} = 0.5 \times 45 = 22.5 \text{ t}$$

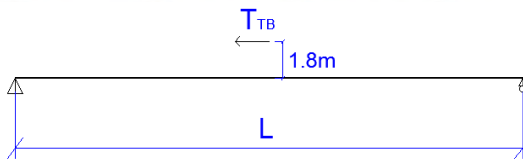
Eksentrisitas beban terhadap pondasi,  $e = -0.10 \text{ m}$

Momen pada fondasi akibat beban pedestrian,

$$M_{TP} = P_{TP} \times e = -2.25 \text{ tm}$$

### 6.1.4.3 Gaya rem (TB)

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. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan diperhitungkan senilai dengan 5% dari beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu-lintas tanpa dikalikan dengan DLA dalam satu jurusan. Beban lajur D disini tidak direduksi bila panjang bentangmelebihi 30 m, digunakan rumus 1:  $q = 9 \text{ kPa}$ .



**Gambar 6.10** Gaya akibat beban rem

Panjang girder, (L) = 30 m

Beban merata pada girder, ( $Q_{TD}$ ) = 9 kN/m

Beban terpusat pada girder, ( $P_{TD}$ ) = 68.6 kN

Gaya rem satu girder, ( $T_{TB}$ )

$$T_{TB} = 5\% \times (Q_{TD} \times L + P_{TD})$$

$$= 5\% \times (9 \times 30 + 68.6)$$

$$= 16.93 \text{ kN} = 1.693 \text{ t}$$

lengan terhadap titik putar pondasi, ( $y_a$ ) = 9.8 m

Momen akibat gaya rem, ( $M_{TB}$ ) =  $T_{TB} \times y_a = 16.59 \text{ t}$

## 6.1.5 Aksi lingkungan

### 6.1.5.1 Pengaruh temperatur (ET)

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.

**Tabel 6.4** Temperatur jembatan rata-rata nominal  
(sumber: RSNI-T02-2005)

Tipe Bangunan Atas	Temperatur Jembatan Rata-rata Minimum (1)	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.

**Tabel 6.5** Temperatur jembatan rata-rata nominal  
(sumber: RSNI-T02-2005)

Bahan	Koefisien Perpanjangan Akibat Suhu	Modulus Elastisitas MPa
Baja	$12 \times 10^{-6}$ per °C	200.000
Beton:		
Kuat tekan <30 MPa	$10 \times 10^{-6}$ per °C	25.000
Kuat tekan >30 MPa	$11 \times 10^{-6}$ per °C	34.000
Aluminium	$24 \times 10^{-6}$ per °C	70.000

Temperatur rata-rata min, ( $T_{\min}$ ) = 15°C

Temperatur rata-rata max, ( $T_{\max}$ ) = 40°C

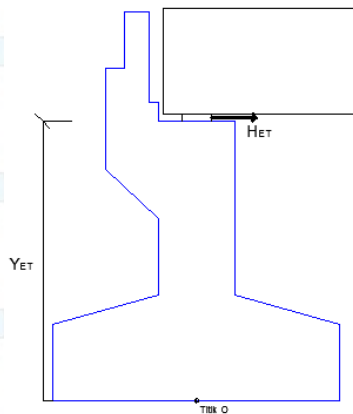
Perbedaan temperatur, ( $\Delta T$ )

$$\begin{aligned}\Delta T &= (T_{\max} - T_{\min})/2 \\ &= (40 - 15)/2 \\ &= 12.5 \text{ } ^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Koefisien muai FRP, ( $\beta$ ) =  $11 \times 10^{-6}$

Jumlah elastomer dalam 1 pondasi, (n) = 4 buah

Kekakuan geser untuk elastomer, (k) = 1500 kN/m  
 Lengan terhadap pondasi, ( $Y_{ET}$ ) = 5.95 m



**Gambar 6.11** Skema pengaruh temperatur

$$\begin{aligned}
 H_{ET} \text{ abutment} &= \beta \times \Delta T \times k \times L \times n \times 1/2 \\
 &= 0.000011 \times 12.5 \times 1500 \times 30 \times 4 \times 1/2 \\
 &= 12.375 \text{ kN} = 1.2375 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ET} \text{ abutment} &= H_{ET} \times Y_{ET} \\
 &= 1.2375 \times 5.95 \\
 &= 7.36 \text{ t.m}
 \end{aligned}$$

### 6.1.5.2 Beban angin (EW)

#### 6.1.5.2.1 Angin yang meniup badan samping jembatan

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

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

dengan,

$$C_w = \text{koefisien seret} = 1.25$$

$$V_w = \text{Kecepatan angin rencana (m/det)} = 35 \text{ m/s}$$

$$A_b = \text{luas bidang samping jembatan (m}^2\text{)}$$

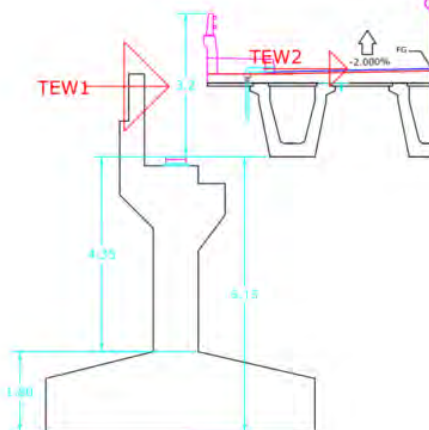


**Tabel 6.6** Koefisien seret  $C_w$   
(sumber: RSNI-T02-2005)

Tipe Jembatan	$C_w$
Bangunan atas masif: (1), (2) $b/d = 1.0$ $b/d = 2.0$ $b/d \geq 6.0$	2.1 (3) 1.5 (3) 1.25 (3)
Bangunan atas rangka	1.2
CATATAN (1) $b$ = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran $d$ = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif	
CATATAN (2) Untuk harga antara dari $b/d$ bisa diinterpolasi linier	
CATATAN (3) Apabila bangunan atas mempunyai superelevasi, $C_w$ harus dinaikkan sebesar 3 % untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5 %	

**Tabel 6.7** Kecepatan angin rencana  $V_w$   
(sumber: RSNI-T02-2005)

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



**Gambar 6.12** Skema pengaruh angin terhadap struktur jembatan

Luas samping bangunan atas, ( $Ab_1$ )

$$\begin{aligned} Ab_1 &= y_1 \times L \\ &= 3.2 \times 30 \\ &= 96 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{EW1} &= 0.0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times Ab_1 \\ &= 0.0006 \times 1.25 \times (35)^2 \times 96 \\ &= 88.2 \text{ kN} = 8.82 \text{ t} \end{aligned}$$

Lengan terhadap titik O, (Y) =  $6.15 + 3.2/2 = 7.75 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{EW1} &= T_{EW1} \times Y \\ &= 8.82 \times 7.75 \\ &= 68.355 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap breast wall =  $4.35 + 3.2/2 = 5.95 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M'_{EW1} &= T_{EW1} \times Y' \\ &= 8.82 \times 5.95 \\ &= 52.479 \text{ t.m} \end{aligned}$$

#### 6.1.5.2.2 Angin yang meniup kendaraan

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

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= 0.0012 \times C_w \times (V_w)^2 \times L / 2 \text{ kN} \\ \text{dengan, } C_w &= 1.2 \\ &= 0.0012 \times 1.2 \times 35^2 \times 30/2 = 26.46 \text{ kN} = 2.65 \text{ t} \end{aligned}$$

Lengan terhadap titik O, (Y) = t abutment + t aspal  
=  $8 \text{ m} + 0.1 \text{ m} = 8.1 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{EW2} &= T_{EW2} \times Y \\ &= 2.65 \times 8.1 \\ &= 21.465 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap breast wall = t abutment + t aspal - 1.8 m  
=  $8 \text{ m} + 0.1 \text{ m} - 1.8 \text{ m} = 6.3 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M'_{EW2} &= T_{EW2} \times Y' \\ &= 2.65 \times 6.3 \\ &= 16.695 \text{ t.m} \end{aligned}$$

### 6.1.5.2.3 Beban angin total pada abutment

Rekapan nilai beban yang bekerja pada abutmen akibat gaya angina adalah sebagai berikut:

Total beban angin pada Abutment:

$$T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2} = 11.47 \text{ t}$$

Total momen pd Fondasi:

$$M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2} = 89.92 \text{ t}$$

Total momen pd Breast wall:

$$M'_{EW} = M'_{EW1} + M'_{EW2} = 69.714 \text{ t}$$

### 6.1.6 Beban gempa (EW)

Beban gempa rencana dihitung dengan rumus :

$$TEQ = Kh \times I \times Wt$$

dimana,  $Kh = C \times S$

Dengan pengertian:

TEQ = Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN)

Kh = Koefisien beban gempa horisontal

I = Faktor kepentingan

Wt = Berat total jembatan yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan = PMS + PMA kN

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

S = Faktor tipe bangunan

Waktu getar struktur dihitung dengan rumus :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{[ WTP / ( g \times KP ) ]}$$

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

KP = kekakuan gabungan sebagai gaya horisontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan pada bagian atas pilar (kN/m)

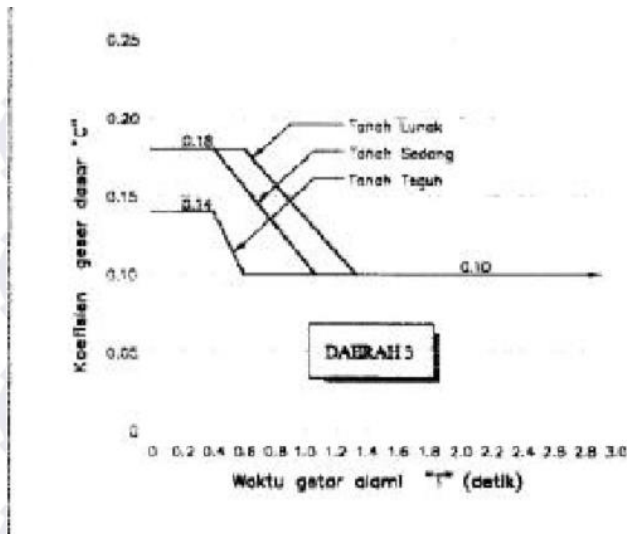
WTP = berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berat dari abutment (bila perlu dipertimbangkan) (kN) = PMS (str atas) + 1/2 x PMS (str bawah)

### 6.1.6.1 Beban gempa arah memanjang jembatan (arah x)

Tinggi breast wall,  $L_b = 4.15 \text{ m}$   
 Ukuran penampang breast wall,  $b = B_y = 10.0 \text{ m}$   
 $h = b_7 = 1.00 \text{ m}$   
 Inersia penampang breast wall,  $I_c = 1/12 \times b \times h^3 = 0.8333 \text{ m}^4$   
 Mutu beton,  $K - 600 \text{ fc}' = 0.83 \times K / 10 = 49.8 \text{ MPa}$   
 Modulus elastis beton,  $E_c = 4700 \times \sqrt{\text{fc}'} = 33167.48 \text{ MPa}$   
 $E_c = 33167480 \text{ kPa}$   
 Nilai kekakuan,  $K_p = 3 \times E_c \times I_c / L_b^3 = 1160134.248 \text{ kN/m}$   
 Percepatan grafitasi,  $g = 9.8 \text{ m/det}^2$   
 Berat sendiri struktur atas  $= 2635.575 \text{ kN}$   
 Beban sendiri struktur bawah  $= 9514.8 \text{ kN}$   
 Berat sendiri tanah  $= 2462.6 \text{ kN}$   
 $T = 2 \times \pi \times \sqrt{ [ WTP / ( g \times KP ) ] } = 0.16 \text{ detik}$

**Tabel 6.8** Kondisi tanah untuk koefisien geser dasar  
(sumber: RSNI-T02-2005)

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



**Gambar 6.13** Koefisien geser dasar (C)  
(sumber: RSNI-T02-2005)

Kondisi tanah dasar termasuk sedang (medium). Lokasi di wilayah gempa 3. Koefisien geser dasar,  $C = 0.18$

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton bertulang, faktor jenis struktur dihitung dengan rumus :

$$S = 1 \times F$$

dengan,  $F = 1.25 - 0.025 \times n$  dan  $F$  harus diambil  $\geq 1$   $F =$  faktor perangkaan,  $n =$  jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral.

Untuk,  $n = 1$  maka :

$$F = 1.25 - 0.025 \times n = 1.225$$

$$S = 1 \times F = 1.225$$

Koefisien beban gempa horisontal,

$$K_h = C \times S = 0.2205$$

**Tabel 6.9** Faktor kepentingan  
(sumber: RSNI-T02-2005)

1. Jembatan memuat lebih dari 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan dimana tidak ada rute alternatif.	1,2
2. Seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi.	1,0
3. Jembatan sementara (misal: <i>Bailey</i> ) dan jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi sesuai dengan pasal 6.5.	0,8

Untuk jembatan yang memuat > 2000 kendaraan / hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri, dan jembatan dimana terdapat route alternatif, maka diambil faktor kepentingan,  $I = 1.2$

Gaya gempa,  $TEQ = Kh \times I \times Wt = 0.2646 \times Wt$

**Tabel 6.10** Distribusi beban gempa

No	Berat (Wt)	TEQ	lengan	MEQ
	t	tm	m	tm
<b>STRUKTUR ATAS</b>				
PMS	263.5575	69.7373145	8	557.898516
PMA	55.08	14.574168	8	116.593344
	total :	84.3114825		674.49186
<b>STRUKTUR BAWAH</b>				
A1	9.1875	2.4310125	7.475	18.17181844
A2	13.75	3.63825	6.45	23.4667125
A3	12.1875	3.2248125	5.625	18.13957031
A4	7.03125	1.86046875	5.05	9.395367188
A5	10.5	2.7783	5.2	14.44716
A6	6	1.5876	4.45	7.06482
A7	118.75	31.42125	3.575	112.3309688

A8	18	4.7628	1.4	6.66792
A9	19.5	5.1597	1.4	7.22358
A10	180	47.628	0.6	28.5768
B1	6.95625	1.84062375	7.475	13.75866253
B2	10.10625	2.67411375	6.125	16.37894672
B3	4.59375	1.21550625	4.925	5.986368281
B4	0.703125	0.18604688	5.05	0.939536719
B5	22	5.8212	3.175	18.48231
B6	0.6	0.15876	1.6	0.254016
B7	1.8	0.47628	1.6	0.762048
	total :	116.864724		302.0466054
<b>TANAH</b>				
T1	35.742	9.4573332	7.475	70.69356567
T2	48.576	12.8532096	6.125	78.7259088
T3	22.08	5.842368	4.925	28.7736624
T4	5.175	1.369305	5.05	6.91499025
T5	121.44	32.133024	3.175	102.0223512
T6	13.248	3.5054208	1.6	5.60867328
	total :	65.1606606		292.7391516

Letak titik tangkap gaya horisontal gempa,  $y_{EQ}$  :  
 $y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} = 4.766 \text{ m}$

### 6.1.6.2 Beban gempa arah melintang jembatan (arah y)

Inersia penampang breast wall,  $I_c = 1/12 \times h \times h \times b^3$   
 $= 83.33 \text{ m}^4$

Nilai kekakuan,  $K_p$   
 $= 3 \times E_c \times I_c / L_b^3$   
 $= 82030598.39 \text{ kN/m}$

Waktu getar alami struktur,  $T$   
 $= 2 \times \pi \times \sqrt{[WTP / (g \times KP)]}$   
 $= 0.0201726 \text{ detik}$

Koefisien geser dasar,  $C$   
 $= 0.18$

Faktor tipe struktur,  $S$   
 $= 1 \times F$

$$\begin{aligned}
 &= 1.225 \\
 \text{Koefisien beban gempa horisontal, } K_h &= C \times S \\
 &= 0.2205 \\
 \text{Faktor kepentingan, } I &= 1.2 \\
 \text{Gaya gempa, } T_{EQ} &= K_h \times I \times W_t \\
 &= 0.2646 \times W_t
 \end{aligned}$$

### 6.1.6.3 Tekanan tanah dinamis (EQ)

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

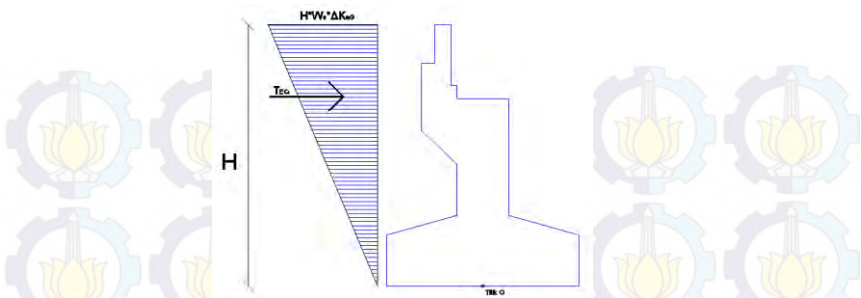
$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1}(K_h) \\
 K_{aG} &= \cos^2(\varphi - \theta) / [\cos^2 \theta \{1 + V(\sin \varphi \sin(\varphi - \theta)) / \cos \theta\}] \\
 \Delta K_{aG} &= K_{aG} - K_a
 \end{aligned}$$

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi abutment, (H)} &= 8 \text{ m} \\
 \text{Lebar abutment, (B)} &= 10 \text{ m} \\
 \text{Koefisien gempa lateral, (k}_h\text{)} &= 0.2646 \\
 \text{Sudut geser tanah timbunan, (}\varphi\text{)} &= 36.05^\circ \\
 \text{Koefisien tanah aktif timbunan, (k}_a\text{)} &= 0.259 \\
 \text{Berat volume timbunan, (W}_s\text{)} &= 1.83 \text{ t/m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1}(k_h) \\
 &= 14.82^\circ \\
 \cos^2(\varphi - \theta) &= 0.868 \\
 \cos^2 \theta &= 0.9345 \\
 \{1 + V(\sin \varphi \sin(\varphi - \theta)) / \cos \theta\} &= 1.469 \\
 K_{aG} &= 0.868 / (0.9345 \times 1.469) \\
 &= 0.6323 \\
 \Delta K_{aG} &= K_{aG} - K_a \\
 &= 0.3733
 \end{aligned}$$





**Gambar 6.14** Skema tekanan tanah dinamis

$$T_{EQ} = 1/2 \times H^2 \times W_s \times \Delta K_{aG} \times B$$

$$= 218.6 \text{ t}$$

$$y_{EQ} = 2/3 \times H$$

$$= 5.33 \text{ m}$$

$$M_{EQ} = T_{EQ} \times y_{EQ}$$

$$= 1165.16 \text{ t.m}$$

### 6.1.7 Kombinasi beban kerja

Perhitungan kombinasi pembebanan pada abutment merupakan lanjutan perhitungan dari pembebanan abutment, berikut adalah rekapan hasil gaya-gaya yang bekerja dari perhitungan sebelumnya.

**Tabel 6.11** Kombinasi beban untuk perencanaan tegangan kerja  
(sumber: RSNI-T02-2005)

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%

Untuk kombinasi 6 dan 7 tidak diperhitungkan karena beban tumbukan dan beban pelaksanaan diabaikan. Perhitungan kombinasi pembebanan pada abutment disajikan pada lampiran 1, berikut adalah hasil gaya-gaya yang bekerja dari perhitungan kombinasi.

**Tabel 6.12** Rekap beban kerja kombinasi 1

jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
<b>Aksi Tetap</b>					
Beban Struktur Atas	0.00	0	264	0.000	-26.3558
Beban Struktur Bawah	0	0	687.9266	0	-648.363
Beban Oprit	175.3741	0	0.00	0	498.6724
<b>Beban Hidup</b>					
Beban Struktur Atas	1.69	0	165	0.000	2.338
Beban Struktur Bawah	0	0	0	0	0
Beban Oprit	0	0	0.00	0	0
TOTAL	177.07	0	1116.50	0	-173.71

**Tabel 6.13** Rekap beban kerja kombinasi 2

jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
<b>Aksi Tetap</b>					
Beban Struktur Atas	0	0	263.56	0	-26.36
Beban Struktur Bawah	0	0	687.93	0	-648.36
Beban Oprit	175.37	0	0	0	498.67
<b>Beban Hidup</b>					
Beban Struktur Atas	1.69	0	165.02	0	2.34
Beban Struktur Bawah	0	0	0	0	0
Beban Oprit	0	0	0	0	0
<b>Temperatur</b>					
Beban Struktur Atas	1.24	0	0	0	7.36

Beban Struktur Bawah	0	0	0	0	0
Beban Oprit	0	0	0	0	0
TOTAL	178.30	0	1116.50	0	-166.35

**Tabel 6.14** Rekap beban kerja kombinasi 3

jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
<b>Aksi Tetap</b>					
Beban Struktur Atas	0	0	263.56	0	-26.36
Beban Struktur Bawah	0	0	687.93	0	-648.36
Beban Oprit	175.37	0	0.00	0	498.67
<b>Beban Hidup</b>					
Beban Struktur Atas	1.69	0	165.02	0	2.34
Beban Struktur Bawah	0	0	0	0	0.0
Beban Oprit	0	0	0	0	0.0
<b>Angin</b>					
Beban Struktur Atas	11.47	0	0	0	89.92
Beban Struktur Bawah	0	0	0	0	0
Beban Oprit	0	0	0.00	0	0
TOTAL	188.54	0	1116.50	0	-83.79

**Tabel 6.15** Rekap beban kerja kombinasi 4

jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
<b>Aksi Tetap</b>					
Beban Struktur Atas	0.00	0.00	263.56	0.00	-26.36
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	687.93	0.00	-648.36
Beban Oprit	175.37	0.00	0.00	0.00	498.67
<b>Beban Hidup</b>					
Beban Struktur Atas	1.69	0.00	165.02	0.00	2.34
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatur					
Beban Struktur Atas	1.24	0.00	0.00	0.00	7.36
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Angin					
Beban Struktur Atas	0.00	11.47	0.00	89.92	0.00
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Oprit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL	178.30	11.47	1116.50	89.92	-166.35

**Tabel 6.16** Rekap beban kerja kombinasi 5

jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0	0	263.56	0	-26.36
Beban Struktur Bawah	0	0	687.93	0	-648.36
Beban Oprit	175.37	0	0	0	498.67
Beban Gempa (x)					
Beban Struktur Atas	84.31	84.31	0	674	674.492
Beban Struktur Bawah	116.86	116.86	0	302	302.047
Beban Oprit	65.16	65.16	0	293	292.74
TOTAL	441.71	266	951.48	1269	1093.23

**Tabel 6.17** Rekap beban kerja kombinasi 6

jenis beban (aksi)	Gaya (kN)			momen-x	momen-y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0	0	263.56	0	-26.36
Beban Struktur Bawah	0	0	687.93	0	-648.36
Beban Oprit	175.37	0	0	0	498.67

Beban Gempa (y)					
Beban Struktur Atas	0	84.31	0	674.492	0
Beban Struktur Bawah	0	116.86	0	302.047	0
Beban Oprit	0	65.16	0	292.74	0
TOTAL	175.37	266.34	951.48	1269.28	-176.05

**Tabel 6.18** Rekap beban kerja kombinasi final pada abutment

No	Kombinasi Beban	Tegangan berlebihan	V	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
			t	t	t	tm	tm
1	Kombinasi-1	0%	1116.50	177.07	0	0	-173.71
2	kombinasi-2	25%	1116.50	178.30	0	0	-166.35
3	Kombinasi-3	25%	1116.50	188.54	0	0	-83.79
4	Kombinasi-4	40%	1116.50	178.30	11.47	89.92	-166.35
5	Kombinasi-5	50%	951.48	441.71	266	1269	1093.23
6	Kombinasi-6	50%	951.48	175.37	266.34	1269.28	-176.05

## 6.2 Tiang pancang abutment

### 6.2.1 Daya dukung tanah

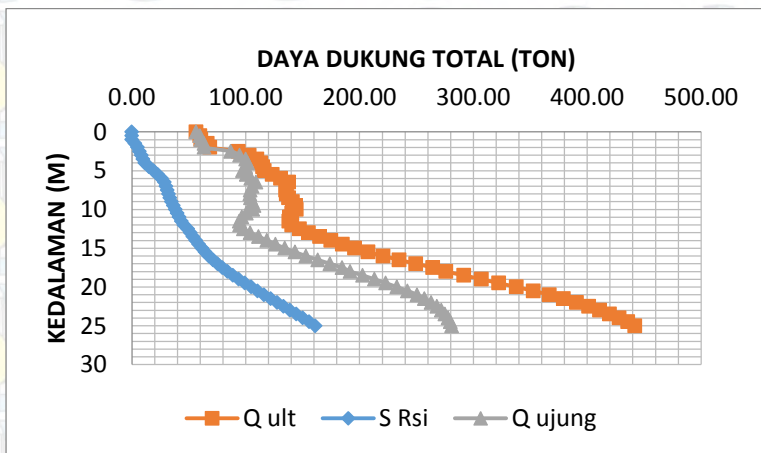
Diketahui:

$$D_{\text{tiang}} (B) = 0.6 \text{ m}$$

$$4 \times B = 2.4 \text{ m}$$

$$\text{Luas dasar tiang, } (A_p) = 1/4\pi D^2 = 0.2827\text{m}^2$$

Untuk perhitungan daya dukung tanah yang lebih detail terdapat pada lampiran. Grafik daya dukung tanah ditunjukkan pada **Gambar 6.21** dibawah ini.



**Gambar 6.15** Grafik Daya dukung tanah

### 6.2.2 Kontrol kekuatan tiang pancang

Dalam perencanaan ini menggunakan tiang PC spun pile (Waskita) Grade C, dengan spesifikasi sebagai berikut :

$$f_c' = 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Outside } D = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Wall tickness} = 10 \text{ cm}$$

$$A_p = 1571 \text{ cm}^2$$

$$\text{Allowable axial} = 229.5 \text{ ton}$$

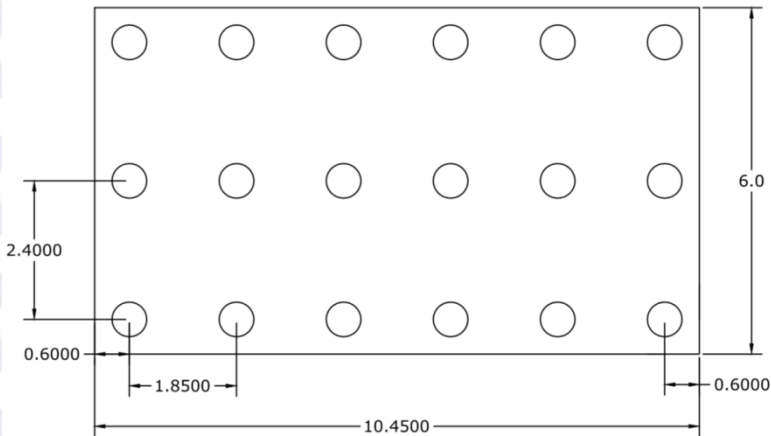
$$\text{Bending momen (crack)} = 29 \text{ t.m}$$

Bending momen (ultimate) = 58 t.m

Kedalaman tanam tiang rencana, ( $L_d$ ) = 20 m

Untuk spesifikasi lebih detail tentang PC spun pile (Waskita) terdapat pada lampiran.

### 6.2.2.1 Kontrol grup tiang pancang



**Gambar 6.16** Konfigurasi tiang pancang abutment

$$L_x = 10.45 \text{ m}$$

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

$$\text{Jumlah tiang (n)} = 18 \text{ buah}$$

Efisiensi tiang dalam group ( $\mu$ )

$$\mu = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{L_y}{S}\right)}{90^\circ} * \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$$= 1 - \frac{\arctan\left(\frac{0.5}{2}\right)}{90^\circ} * \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{6}\right)$$

$$= 0.766$$

$$P_{\text{ijin}} = Q_u / SF$$

$$= 337.81 / 3$$

$$= 112.6 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{ijin}} \text{ dalam 1 group} &= P_{\text{ijin}} \times \mu \\ &= 112.6 \times 0.766 \\ &= 85.99 \text{ t} \end{aligned}$$

Tinjauan terhadap beban arah X

$$P_{\text{max}} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x X_{\text{max}}}{\sum n x_i^2}$$

$$P_{\text{min}} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_x X_{\text{max}}}{\sum n x_i^2}$$

**Tabel 6.19** Perhitungan beban max untuk 1 tiang di abutment sb.X

Komb.	P (t)	My (tm)	P/n (t)	My*Ymax/SnYi <sup>2</sup> (t)	Pmax (t)	Pmin (t)
1	1116.50	-173.71	62.028	-4.471	66.499	57.557
2	1116.50	-166.35	62.028	-4.282	66.310	57.746
3	1116.50	-83.79	62.028	-2.157	64.185	59.871
4	1116.50	-166.35	62.028	-4.282	66.310	57.746
5	951.48	1093.23	52.860	28.140	81.000	24.720
6	951.48	-176.05	52.860	-4.531	57.392	48.329

**Tabel 6.20** Kontrol kuat tekan 1 tiang di abutment sb.X

No	% Pijin	Pijin (t)	Pbeban (t)	Pijin x % (t)	Keterangan
1	100.00%	85.99	66.50	85.99	OK !!
2	125.00%	85.99	66.31	107.49	OK !!
3	125.00%	85.99	64.18	107.49	OK !!
4	140.00%	85.99	66.31	120.39	OK !!
5	150.00%	85.99	81.00	128.99	OK !!
6	150.00%	85.99	57.39	128.99	OK !!



Tinjauan terhadap beban arah Y

$$P_{\max} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y Y_{\max}}{\sum n y_i^2}$$

$$P_{\min} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y Y_{\max}}{\sum n y_i^2}$$

**Tabel 6.21** Perhitungan beban max untuk 1 tiang di abutment sb.Y

Komb.	P (t)	Mx (tm)	P/n (t)	Mx*Xmax/SnXi <sup>2</sup> (t)	Pmax (t)	Pmin (t)
1	1116.50	0.000	62.028	0.000	62.028	62.028
2	1116.50	0.000	62.028	0.000	62.028	62.028
3	1116.50	0.000	62.028	0.000	62.028	62.028
4	1116.50	89.920	62.028	2.882	64.910	59.146
5	951.48	1269.278	52.860	40.682	93.542	12.178
6	951.48	1269.278	52.860	40.682	93.542	12.178

**Tabel 6.22** Kontrol kuat tekan 1 tiang di abutment sb.Y

No	% Pijin	Pijin (t)	Pbeban (t)	Pijin x % (t)	Keterangan
1	100.00%	85.99	62.03	85.99	OK !!
2	125.00%	85.99	62.03	107.49	OK !!
3	125.00%	85.99	62.03	107.49	OK !!
4	140.00%	85.99	64.91	120.39	OK !!
5	150.00%	85.99	93.54	128.99	OK !!
6	150.00%	85.99	93.54	128.99	OK !!

### 6.2.2.2 Kontrol terhadap gaya aksial

Allowable axial = 229.5 ton

$$P_{\text{beban max}} < P_{\text{allow}}$$

$$112.146 \text{ ton} < 229.5 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

Q cabut = 35 ton

$$P_{\min} < Q_{\text{cabut}}$$

0,306 ton < 35 ton (OK)

### 6.2.2.3 Kontrol defleksi dan pengaruh gaya lateral

Defleksi yang terjadi pada tiang dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$p = F \left[ \frac{P \times T^3}{E \times I} \right]$$

Dengan:

Diameter = 60 cm

Tebal = 10 cm

Kelas = C

$E = 4700 (fc')^{0.5}$

$= 364060 \text{ kg/cm}^2$

$I = 1/64 \times \pi \times (60^4 - 50^4)$

$= 329276,35 \text{ cm}^4$

N koreksi = 12

Dr = 37 % (J.E. Bowles, 1984)

f = 16 ton/ft<sup>3</sup>

$= 0,512 \text{ kg/cm}^3$  (NAVFAC DM-7, 1971)

$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$

$= 187.89 \text{ cm}$

L/T = 10.64

Z = 0 (paling kritis)

F = 0,9 (NAVFAC DM-7, 1971)

P =  $H_{\max} / n = 24.92 \text{ t}$

$p = F \left[ \frac{P \times T^3}{E \times I} \right]$

$= 0,3 \left[ \frac{24942.8 \times 187.89^3}{364060 \times 329276,35} \right]$

$= 1.241 \text{ cm} < 2 \text{ cm OK!!}$

### 6.2.2.4 Kontrol momen crack

L/T = 20 / 1.87

$= 10.64$

$$\begin{aligned}
 Z &= 0 \text{ meter} \\
 F_M &= 0.9 \\
 P &= T_x/n \\
 M_p &= F_M (P_{\max} \cdot T) \\
 &= 0.9(24.69 \times 1.87) \\
 &= 41.56 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

**Tabel 6.23** Kontrol Momen Crack

No	% Mijin	Mcrack	P	Mp	Keterangan
		(kgm)	kg	(kgm)	
1	100.00%	29.0	9.83706	16.63516	OK!!
2	125.00%	36.3	9.90581	16.75142	OK!!
3	125.00%	36.3	10.47428	17.71275	OK!!
4	140.00%	40.6	9.90581	16.75142	OK!!
5	150.00%	43.5	22.5395	38.11588	OK!!
6	150.00%	43.5	7.743004	13.09397	OK!!

### 6.2.2.5 Kontrol tiang pancang sebagai cerucuk

Didapatkan dari perhitungan X-Stable:

$$SF \text{ min} = 0.52$$

$$MR_{\min} = 790.9 \text{ KN}$$

$$R_{\text{jari-jari}} = 11.01 \text{ m}$$

$$M_{\text{dorong}} = MR_{\min} / SF = 1520.962 \text{ KN}$$

$$\Delta MR = 1.85 \times (M_{\text{dorong}} - MR_{\min}) \times SF$$

$$= 1.85 \times 730.1 \text{ KN.m} \times 1.2$$

$$= 1620.822 \text{ KN}$$

$$\text{Bending momen (crack)} = 29 \text{ t.m}$$

$$N = \Delta MR / \text{Bending momen}$$

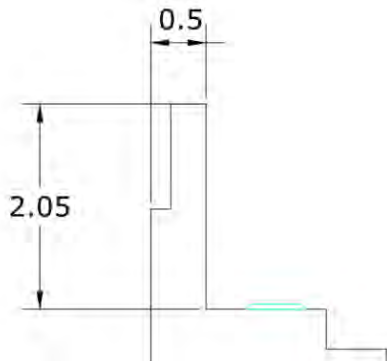
$$= 1620.822 / 580$$

$$= 2.7 \text{ buah} = 3 \text{ buah}$$

Karena jumlah tiang pancang yang direncanakan sebelumnya mencukupi maka tidak diperlukan perkuatan geotextile longitudinal.

## 6.3 Penulangan abutment

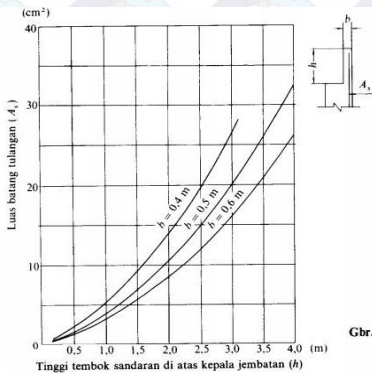
### 6.3.1 Penulangan back wall



**Gambar 6.17** Dimensi back wall

Tinggi back wall, (h) = 2.05 m

Tebal back wall, (b) = 0.5 m



**Gbr. 15.25** Luas tulangan yang dibutuhkan oleh tembok sandaran di atas kepala jembatan ( $A_s$ ).

**Gambar 6.18** Grafik untuk mencari tulangan back wall

Didapatkan  $A_s = 11 \text{ cm}^2$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 11 / (100 \times 46.5) = 0.00236$$

Rasio tulangan minimum, ( $\rho_{\min}$ )

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 1.4/f_y \\ &= 1.4/390 \\ &= 0.0036 \end{aligned}$$

Maka digunakan  $\rho$  min.

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0036 \times 1000 \times 457 \\ &= 1645.2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter tulangan D 16 mm

Jarak tulangan yang diperlukan, (s)

$$\begin{aligned} s &= \pi/4 \times D^2 \times b/A_s \\ &= \pi/4 \times 16^2 \times 1000/1645.2 \\ &= 122.21 \text{ mm} \end{aligned}$$

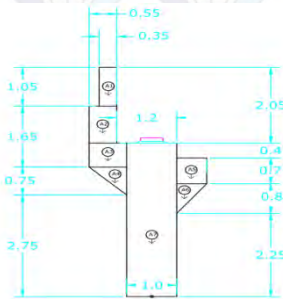
Digunakan tulangan D 16 – 100 mm

$$\begin{aligned} A_s' &= \pi/4 \times D^2 \times b/s \\ &= \pi/4 \times 16^2 \times 1000/100 \\ &= 2010.62 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_s' > A_s$  (OK)

Untuk tulangan bagi digunakan tulangan D 13 – 200 mm

### 6.3.2 Penulangan brest wall



**Gambar 6.19** Dimensi brest wall

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

$$B_y = 10.45 \text{ m}$$

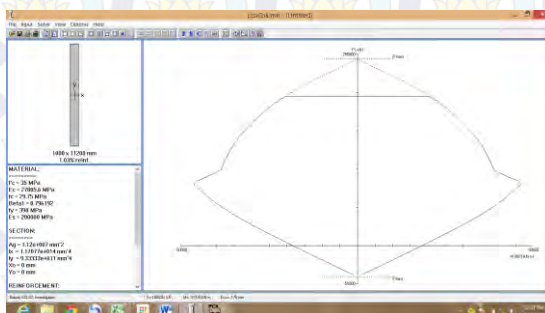
$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

**Tabel 6.24** Beban ultimit brest wall abutment

No	Kombinasi	Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
		T	t	t	tm	tm
1	Kombinasi-1	902.8229	153.1383	13.764	341.5396	107.904
2	kombinasi-2	945.9329	153.1383	0	337.2286	0
3	Kombinasi-3	902.8229	153.1383	13.764	341.5396	107.904
4	Kombinasi-4	902.8229	148.28	13.764	320.4055	107.904
5	Kombinasi-5	663.9129	426.8614	145.8273	1577.252	731.612402

Perhitungan tulangan pokok pada brest wall diperoleh dengan menggunakan bantuan program spColumn 4.2. Dimana brest wall pada abutment dan pier di anggap sebagai kolom yang menerima beban aksial tekan dan momen. Berikut disajikan pada gambar 6.25 diagram interaksi P-M pada abutment.



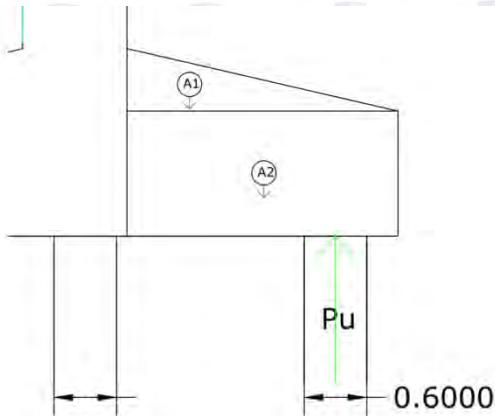
**Gambar 6.20** Diagram interaksi P-M brest wall abutment

Dari diagram ineraksi didapat  $\rho = 1.03 \%$

Dipakai tulangan D 25 – 100 mm

Untuk tulangan bagi digunakan D 16 – 200 mm

### 6.3.3 Penulangan pile cap



**Gambar 6.21** Skema gaya yang bekerja pada pile cap

**Tabel 6.25** Perhitungan momen pada pile cap

No	Code	lebar (b)	tinggi (h)	Shape	Berat	Lengan	Momen	
		(m)	(m)		(t)	(m)	(t.m)	
Abutment								
1	A1	2.6	0.6	0.5	1.95	0.87	1.6965	
2	A2	2.6	1.2	1	7.8	2.6	20.28	
					$V_{US} =$	9.75	$M_{US} =$	21.9765

Faktor beban ultimit, (K) = 1.3

$$M_{US} = K \times M_S$$

$$= 28.569 \text{ t.m}$$

$$V_{US} = K \times V_S$$

$$= 12.675 \text{ t}$$

$$B = 1.525 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 X_p &= 2 \text{ m} \\
 P_{\max} &= 112.146 \text{ t} \\
 M_p &= P_{\max} \times X_p \\
 &= 224.292 \text{ t.m} \\
 V_p &= P_{\max} \\
 &= 112.146 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Momen ultimit rencana pile cap abutment, ( $M_{ur}$ )

$$\begin{aligned}
 M_{ur} &= M_p - M_{US} \\
 &= 195.723 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Momen rencana per 1 meter, ( $M_u$ )

$$\begin{aligned}
 M_u &= M_{ur}/B \\
 &= 128.34 \text{ t.m}
 \end{aligned}$$

Geser ultimit rencana pile cap abutment, ( $V_{ur}$ )

$$\begin{aligned}
 V_{ur} &= V_p - V_{US} \\
 &= 99.471 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Geser rencana per 1 meter, ( $V_u$ )

$$\begin{aligned}
 V_u &= V_{ur}/B \\
 &= 65.23 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Kuat tekan beton, ( $f_c'$ ) = 35 MPa

Tegangan leleh baja, ( $f_y$ ) = 390 Mpa

Tebal pilecap, (h) = 1200 mm

Tebal cover beton, ( $d'$ ) = 50 mm

Modulus elastisitas baja, ( $E_s$ ) =  $2.10^5$  MPa

Faktor distribusi tegangan beton, ( $\beta_1$ ) = 0.85

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \beta_1 * 0.85 * \frac{f_c' * 600}{f_y * (600 + f_y)} \\
 &= 0.85 * 0.85 * \frac{35 * 600}{390 * (600 + 390)} \\
 &= 0.039297
 \end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, ( $\phi$ ) = 0.8

Tebal efektif pile cap, (d)

$$\begin{aligned}
 d &= h - d' \\
 &= 1200 - 50 \\
 &= 1150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Lebar tinauan, (b) = 1000 mm

Momen nominal rencana, ( $M_n$ )

$$\begin{aligned} M_n &= M_u / \phi \\ &= (128.34 / 0.8) \times 10^7 \\ &= 1604250000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Faktor tahanan momen, ( $R_n$ )

$$\begin{aligned} R_n &= M_n / (b \times d^2) \\ &= 1604250000 / (1000 \times 1150^2) \\ &= 1.182 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= 0.85 \frac{f_y}{f_c'} \\ &= 0.85 \frac{390}{35} \\ &= 19.66 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan, ( $\rho$ )

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{19.66} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 19.66 \cdot 1.182}{390}} \right] \\ &= 0.003127 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum, ( $\rho_{\min}$ )

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 1.4 / f_y \\ &= 1.4 / 390 \\ &= 0.0036 \end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum, ( $\rho_{\max}$ )

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \cdot \rho_b \\ &= 0.75 \cdot 0.039297 \\ &= 0.0295 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang digunakan, ( $\rho$ ) =  $\rho_{\min} = 0.0036$

Luas tulangan yang digunakan, ( $A_s$ )

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0036 \times 1000 \times 1265 \\ &= 4182.051 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter tulangan D 25 mm

Jarak tulangan yang di perlukan, (s)

$$\begin{aligned} s &= \pi/4 \times D^2 \times b/A_s \\ &= \pi/4 \times 16^2 \times 1000/4182.051 \\ &= 117.376 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D 25 – 100 mm

$$\begin{aligned} A_s' &= \pi/4 \times D^2 \times b/s \\ &= \pi/4 \times 25^2 \times 1000/100 \\ &= 4908.74 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_s' > A_s$  (OK)

Untuk tulangan bagi digunakan D 16 – 200 mm



## BAB VII KESIMPULAN

Dalam perencanaan tugas akhir ini diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Dinding penahan tanah untuk oprit direncanakan dengan membandingkan antara timbunan bebas, kombinasi *geotextile - sheetpile* dan kombinasi *geogrid - keystone*. Pada perencanaan timbunan bebas didapatkan total biaya material sebesar Rp 4,043,510,900,00 , sedangkan pada perencanaan kombinasi *geotextile wall - sheetpile* didapatkan total biaya material yang diperlukan adalah Rp 4,305,909,735,23 , dan pada perencanaan kombinasi *geogrid - keystone wall* didapatkan total biaya material yang diperlukan sebesar Rp 3,822,999,619,65. Didapatkan kesimpulan bahwa perencanaan menggunakan kombinasi *geogrid - keystone* merupakan perencanaan dinding penahan tanah termurah.
2. Abutment direncanakan setinggi 8 meter dan ditopang oleh pilecap berukuran 6 meter x 11 meter dan ditopang oleh 18 buah pondasi tiang pancang, dimana pondasi tiang pancang yang digunakan berdiameter 60 cm sedalam 20 m.



*“halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR PUSTAKA

Das, B.M., *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)*, jilid 1, Surabaya, 1988.

Das, B.M., *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)*, jilid 2, Surabaya, 1993.

Das, B.M., *Principles of Foundation Engineering*, sixth edition, America.

Mochtar, I.B., *Teknologi Perbaikan Tanah Dan Alternatif Perencanaan Pada Tanah Bermasalah (Problematic Soils)*, Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan ITS, Surabaya, 2000.

NAVFAC DM-7, 1971, *Design Manual, Soil Mechanis, Foundation dan Earth Structures*, Dept. Of the Navy Naval Facilities Engineering Command, Virginia, USA.

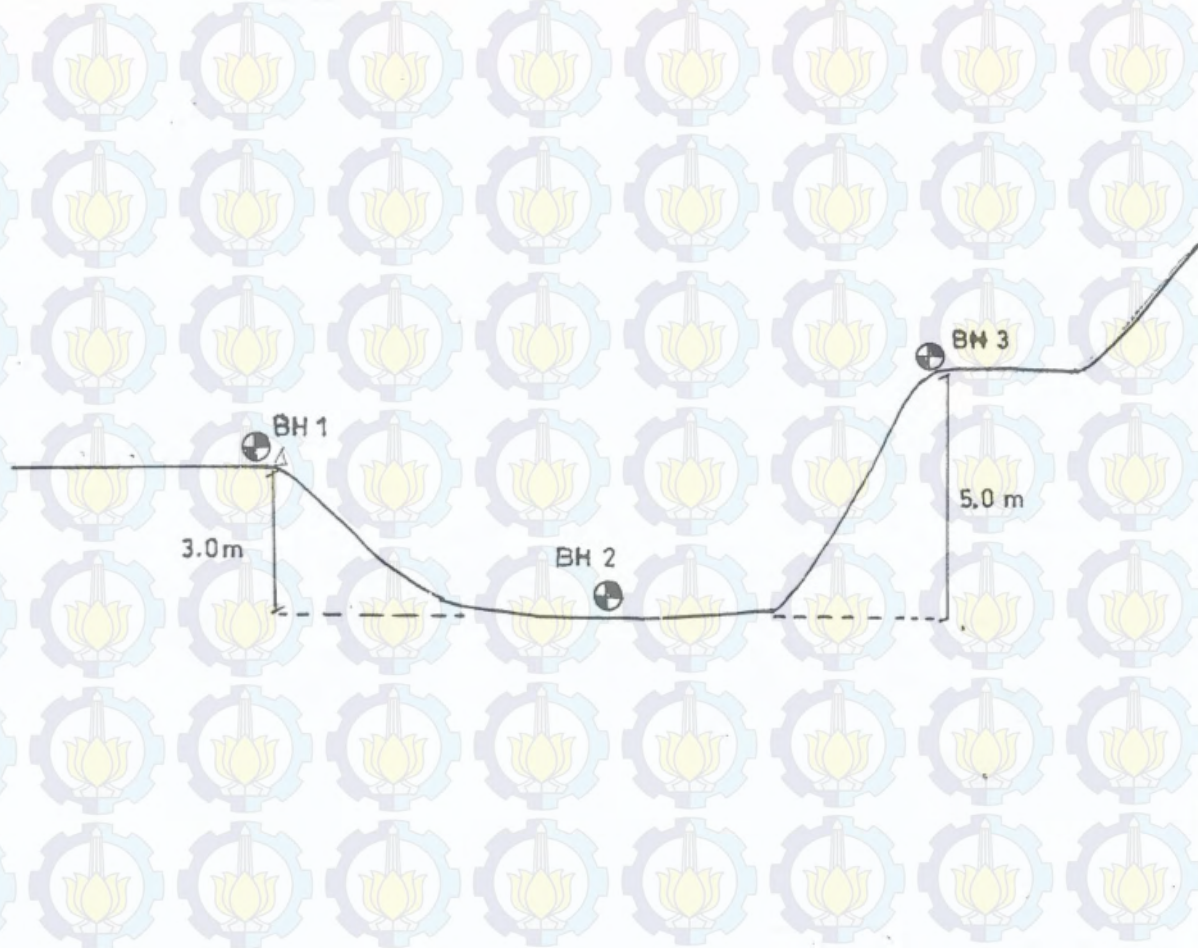
Terzaghi, Karl dan B. Peck, Ralph, 1993, *Mekanika Tanah Dalam Praktek Rekayasa*, Erlangga, Jakarta.

Wahyudi, Herman. 1999. *Daya Dukung Pondasi Dangkal*. Surabaya









**PROJECT :**  
**JEMBATAN DAMAS**

**CLIENT :**  
**PT. BUANA ARCHICON  
 SURABAYA**

**LEGEND :**  
 ● , BORING DALAM

**TITLE :**  
 Denah lokasi titik-titik  
 penyelidikan tanah

DRAWN BY	DRAWING NO.
DY	2

**PT. ASIA HARDA**  
**Jl. Darmo Baru Barat VIII No. 14**  
**Surabaya**

Soil Description	S.P.T.							Strength Test				C <sub>oc</sub>	c <sub>v</sub>	C <sub>c</sub>					
	10	20	30	40	50	60	70	Type	c	φ	q <sub>u</sub>								
Dark Grey Occ. Brownish Silty/ Clayey Sand Occ. With Some Gravel	6							NP	1.73	2.66	0.90	69.73	DS	0.055	5.5	-	0.01	2.4 × 10 <sup>-4</sup>	0.15
	3							NP	1.79	2.68	0.79	66.76	DS	0.06	7	-	0.015	4.4 × 10 <sup>-4</sup>	0.14
	11																		
Brownish Light Grey (Bluish) Occ. Reddish Clayey Silt Cemented Occ With Some Gravel	4																		
	7																		
	8							NP	1.99	2.65	0.68	98.66	DS	0.075	4	-	0.015	7.4 × 10 <sup>-4</sup>	0.09
	18							NP	1.56	2.63	1.25	70.72	UU	Q08	2.5	-	0.12	9.5 × 10 <sup>-4</sup>	0.31
Reddish Brown Silty/Clayey Sand Cemented Occ With Some Gravel	21																		
	33																		
	46																		
	75.4																		
	75.0																		
	75.0																		
ing Termination																			

Standard Penetration Test (blows/ft)  
Plastic Limit (%)  
Natural Water Content (%)  
Liquid Limit (%)  
Bulk Unit Weight (t/m<sup>3</sup>)  
Specific Gravity  
Void Ratio

S = Degree of Saturation (%)  
UU = Unconsolidated Undrained Test  
UC = Unconfined Compression Test  
DS = Direct Shear Test  
c = Cohesion (Kg/cm<sup>2</sup>)  
φ = Angle of Internal Friction

q<sub>u</sub> = Unconfined Compressive Strength (Kg/cm<sup>2</sup>)  
C<sub>oc</sub> = Slope of Rebound Curve  
c<sub>v</sub> = Coef. of Consolidation (cm<sup>2</sup>/sec)  
C<sub>c</sub> = Compression Index

Boring no

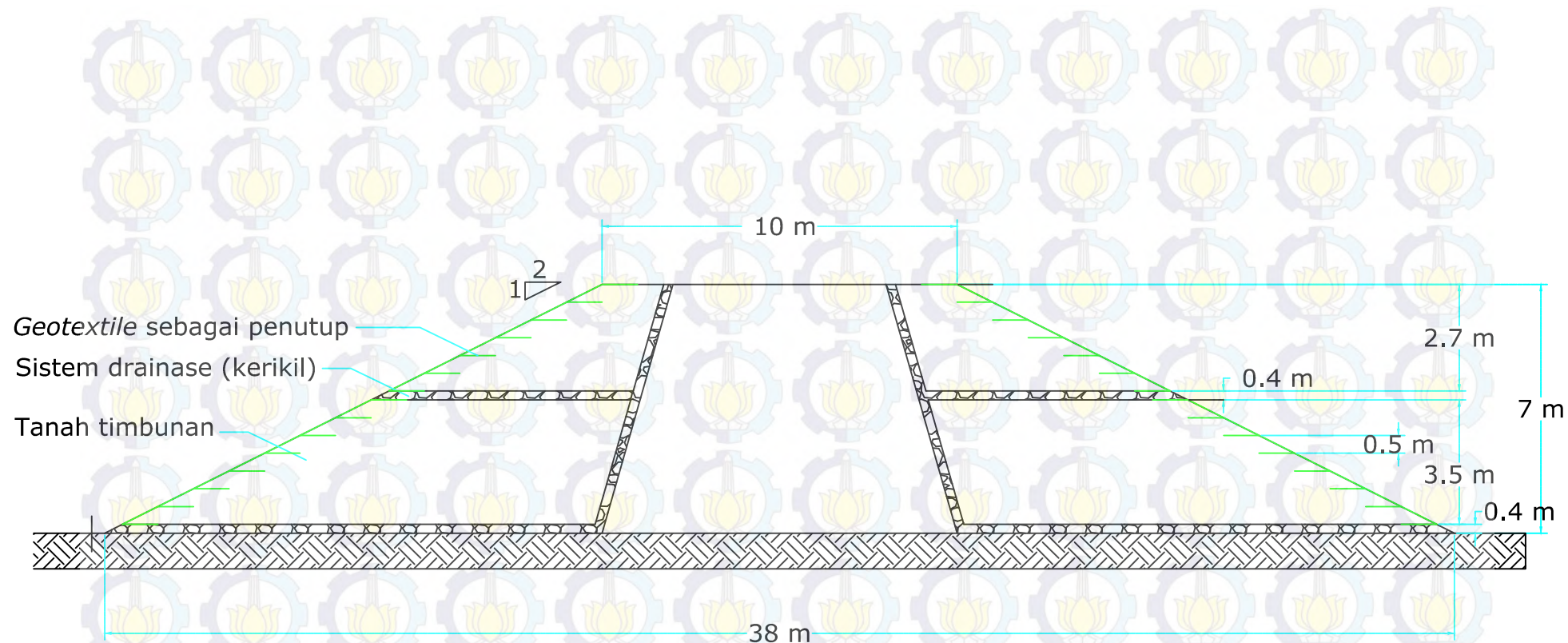
BH 1



S.P.T.



Coring



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBRAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

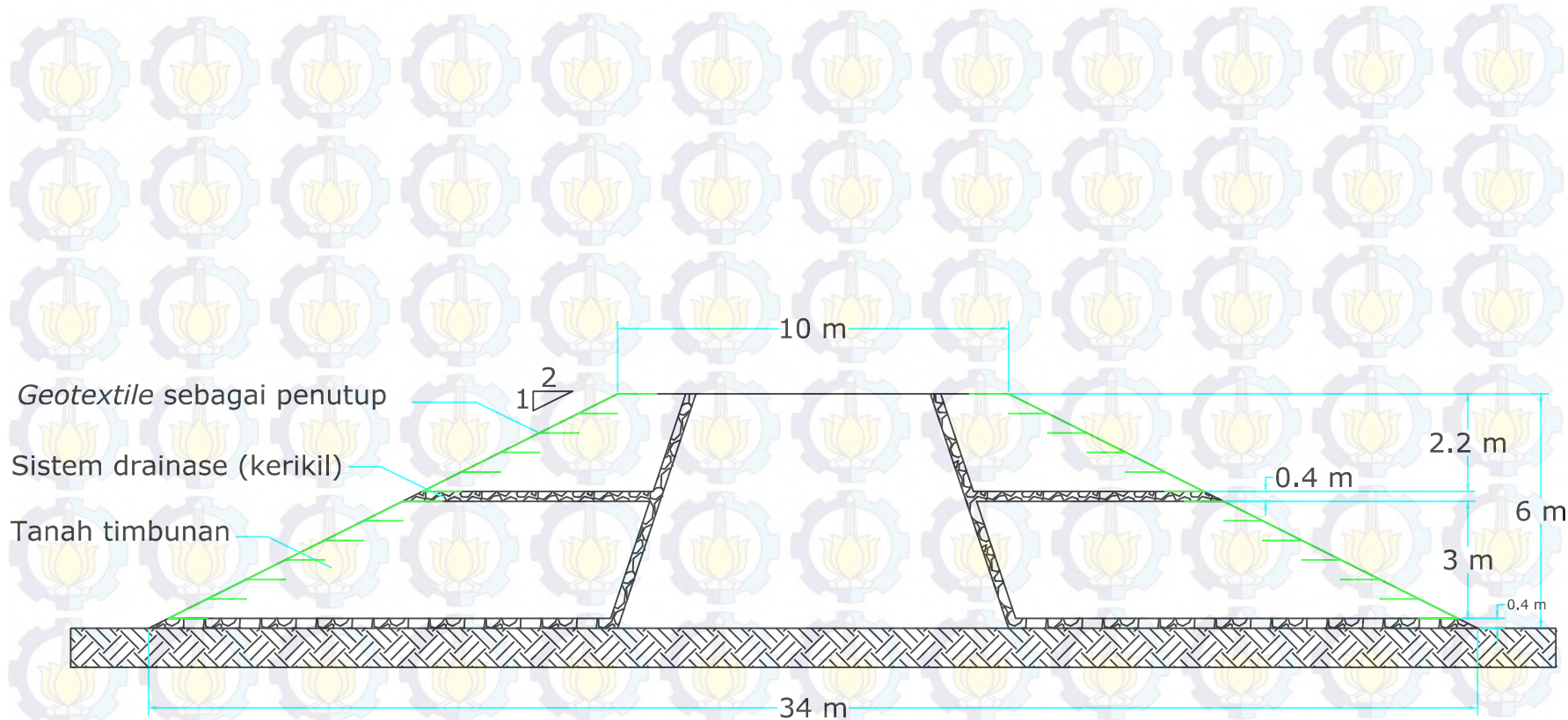
NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

Potongan melintang timbunan bebas 2:1 tanpa  
dinding penahan tanah

NO. GAMBAR : 1

JUMLAH GAMBAR : 25



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

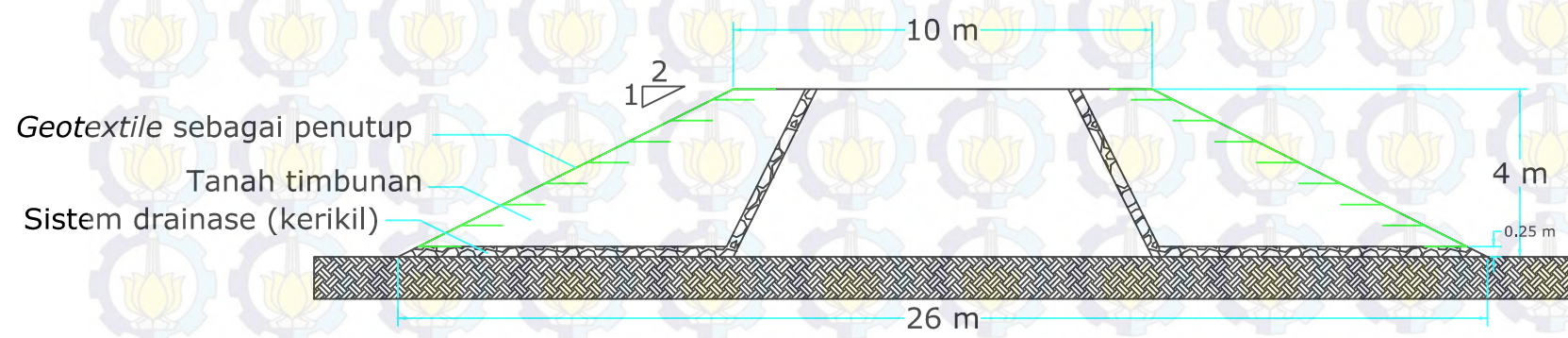
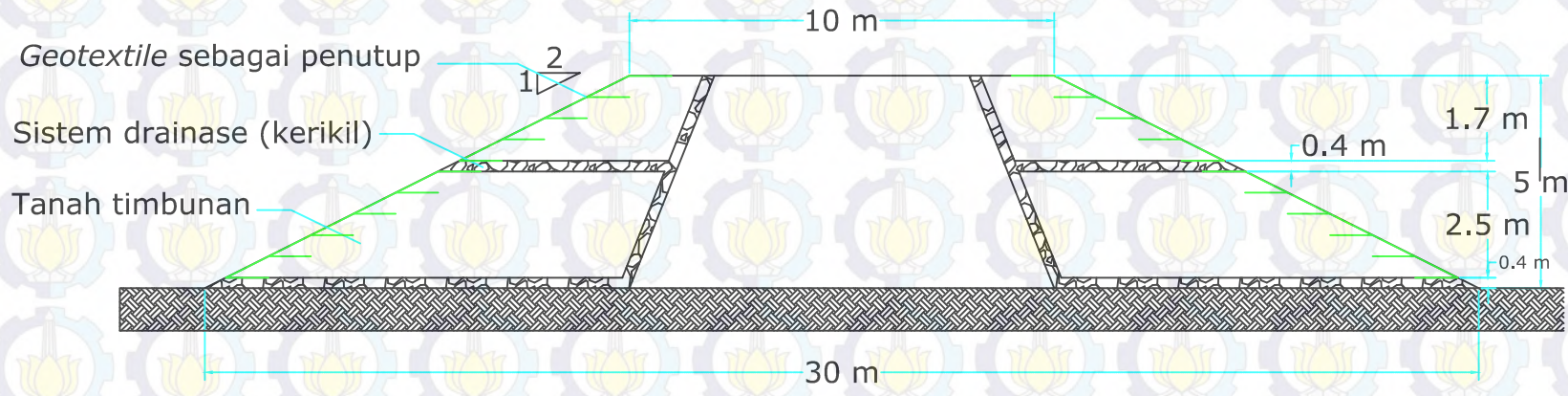
NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

Potongan melintang timbunan bebas 2:1 tanpa  
dinding penahan tanah

NO. GAMBAR : 2

JUMLAH GAMBAR : 25



**ITS**

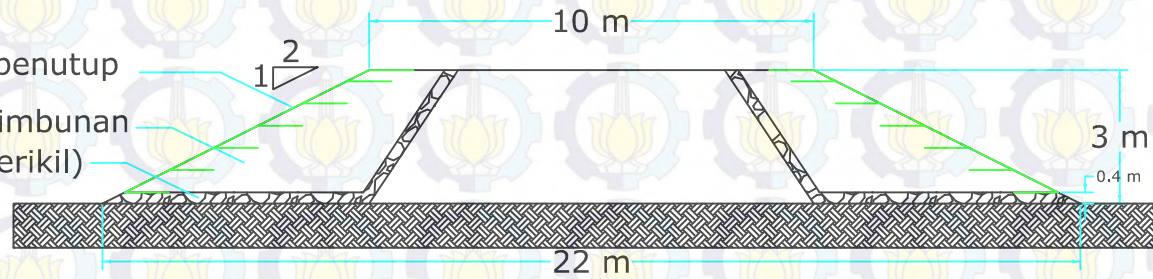
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR
PERENCANAAN ABUTMENT DAN SISTEM PERKUATAN OPRIT JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK JAWA TIMUR	Muhammad Zandy D. S.	Potongan melintang timbunan bebas 2:1 tanpa dinding penahan tanah
	NRP : 3110 100 114	NO. GAMBAR : 3
		JUMLAH GAMBAR : 25

Geotextile sebagai penutup

Tanah timbunan

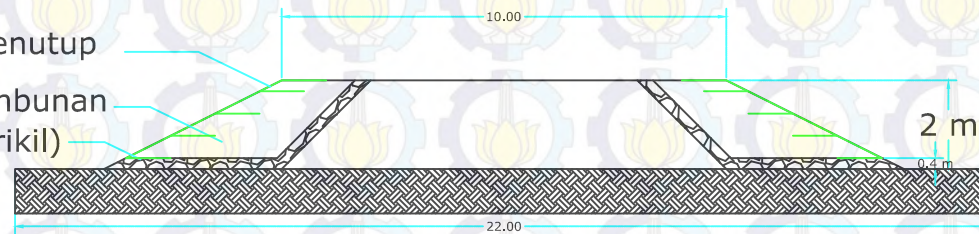
Sistem drainase (kerikil)



Geotextile sebagai penutup

Tanah timbunan

Sistem drainase (kerikil)



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

NRP : 3110 100 114

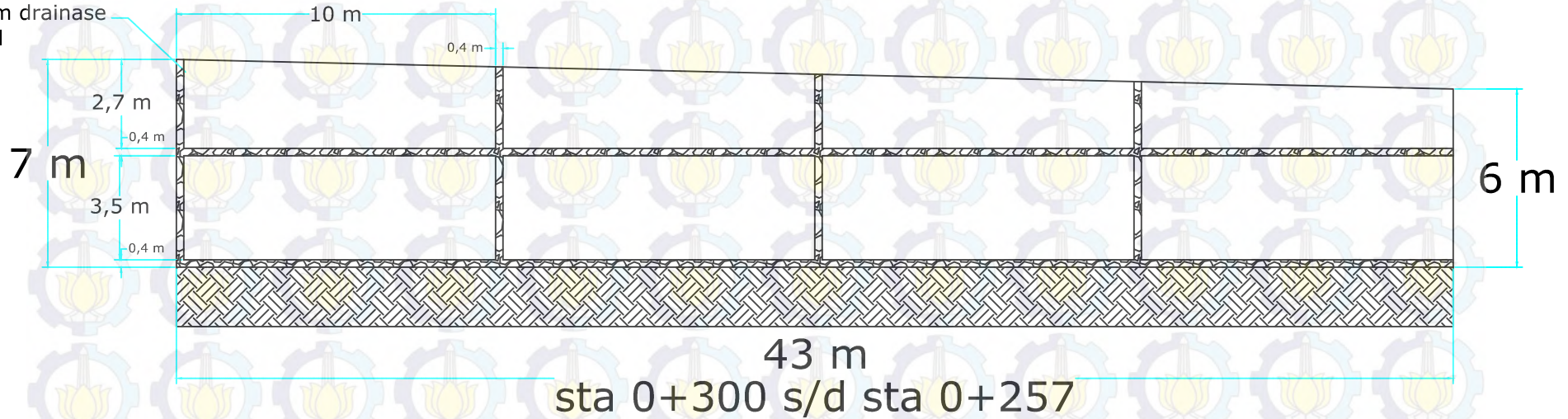
NAMA GAMBAR

Potongan melintang timbunan bebas 2:1 tanpa  
dinding penahan tanah

NO. GAMBAR : 4

JUMLAH GAMBAR : 25

Sistem drainase kerikil



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

NRP : 3110 100 114

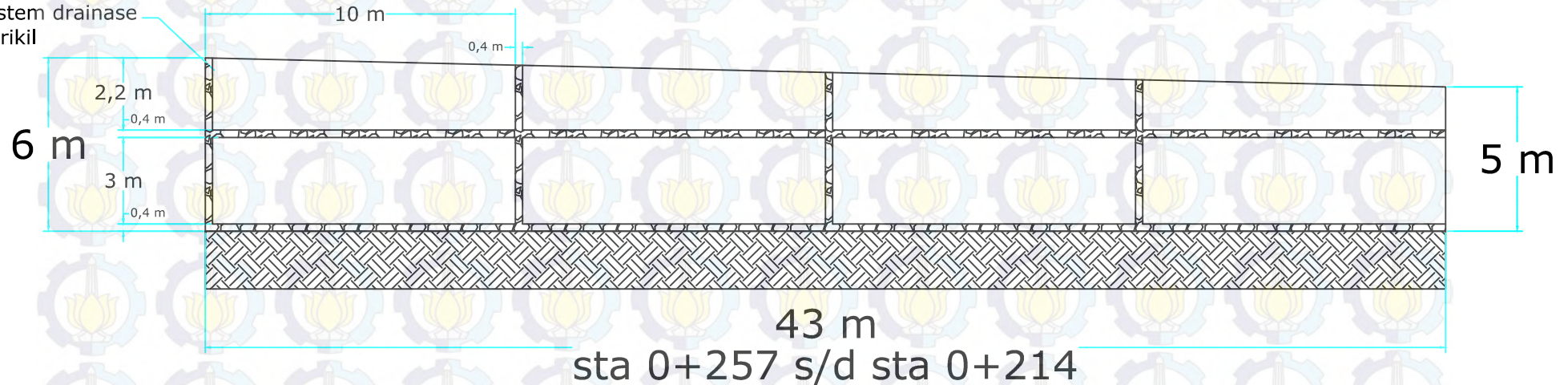
NAMA GAMBAR

Potongan memanjang timbunan bebas 2:1 tanpa  
dinding perkuatan tanah

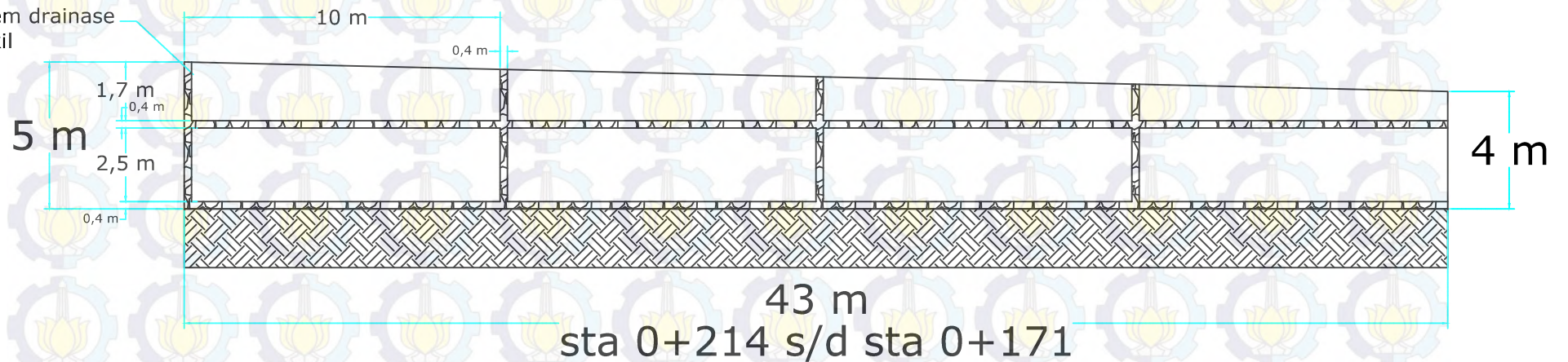
NO. GAMBAR : 5

JUMLAH GAMBAR : 25

Sistem drainase kerikil



Sistem drainase kerikil



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

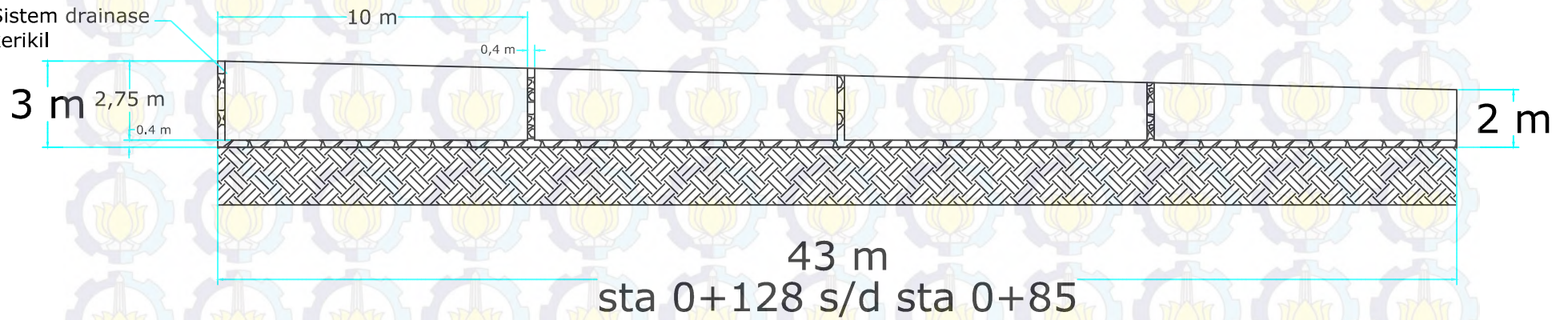
Potongan memanjang timbunan bebas 2:1 tanpa  
dinding penahan tanah

NO. GAMBAR : 6

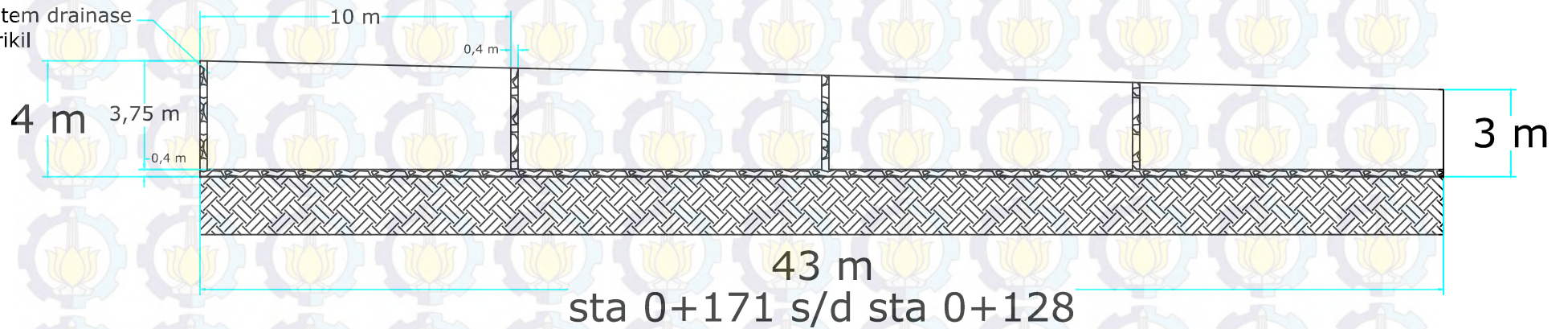
JUMLAH GAMBAR : 25



Sistem drainase kerikil



Sistem drainase kerikil



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBRAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

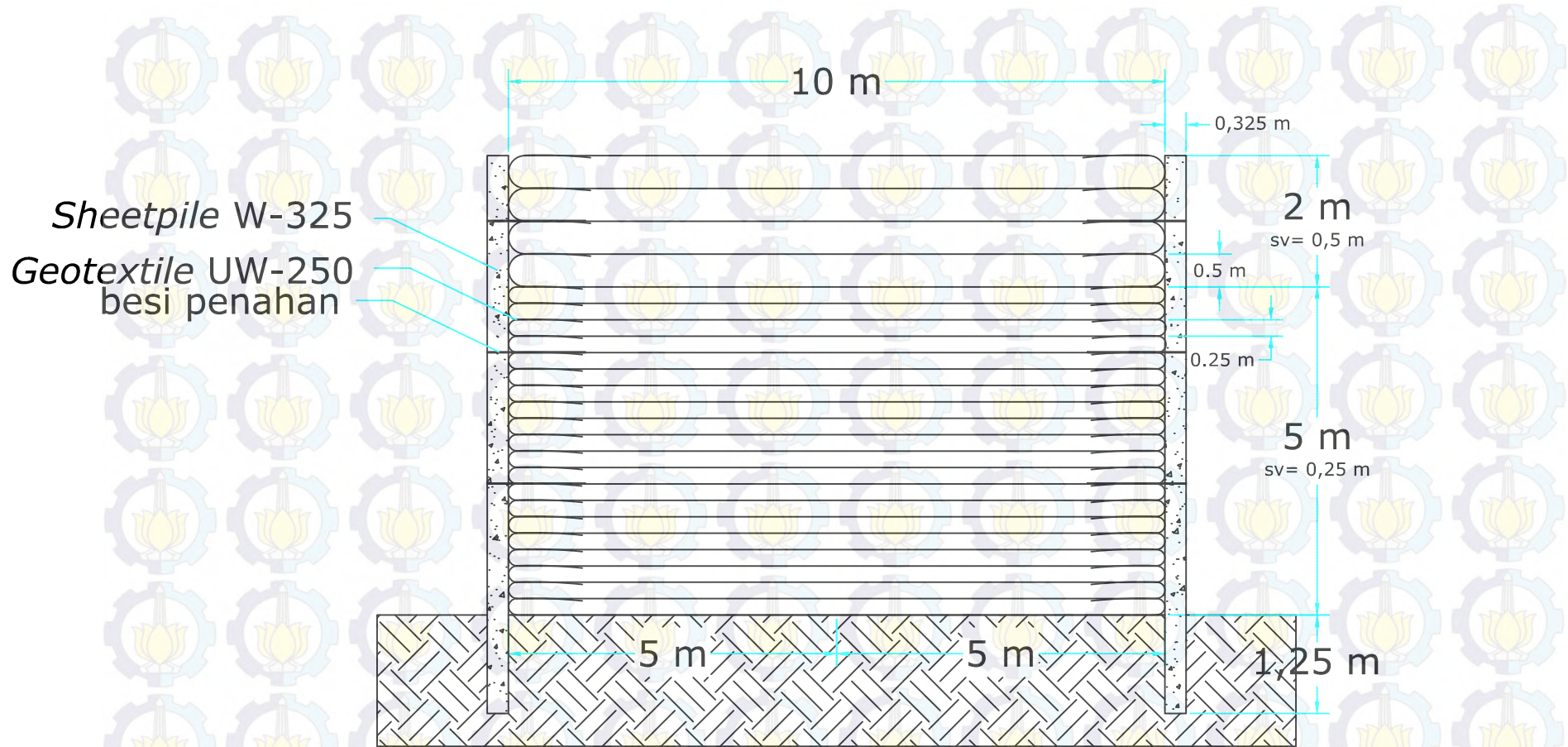
NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

Potongan memanjang timbunan bebas 2:1 tanpa  
dinding penahan tanah

NO. GAMBAR : 7

JUMLAH GAMBAR : 25



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

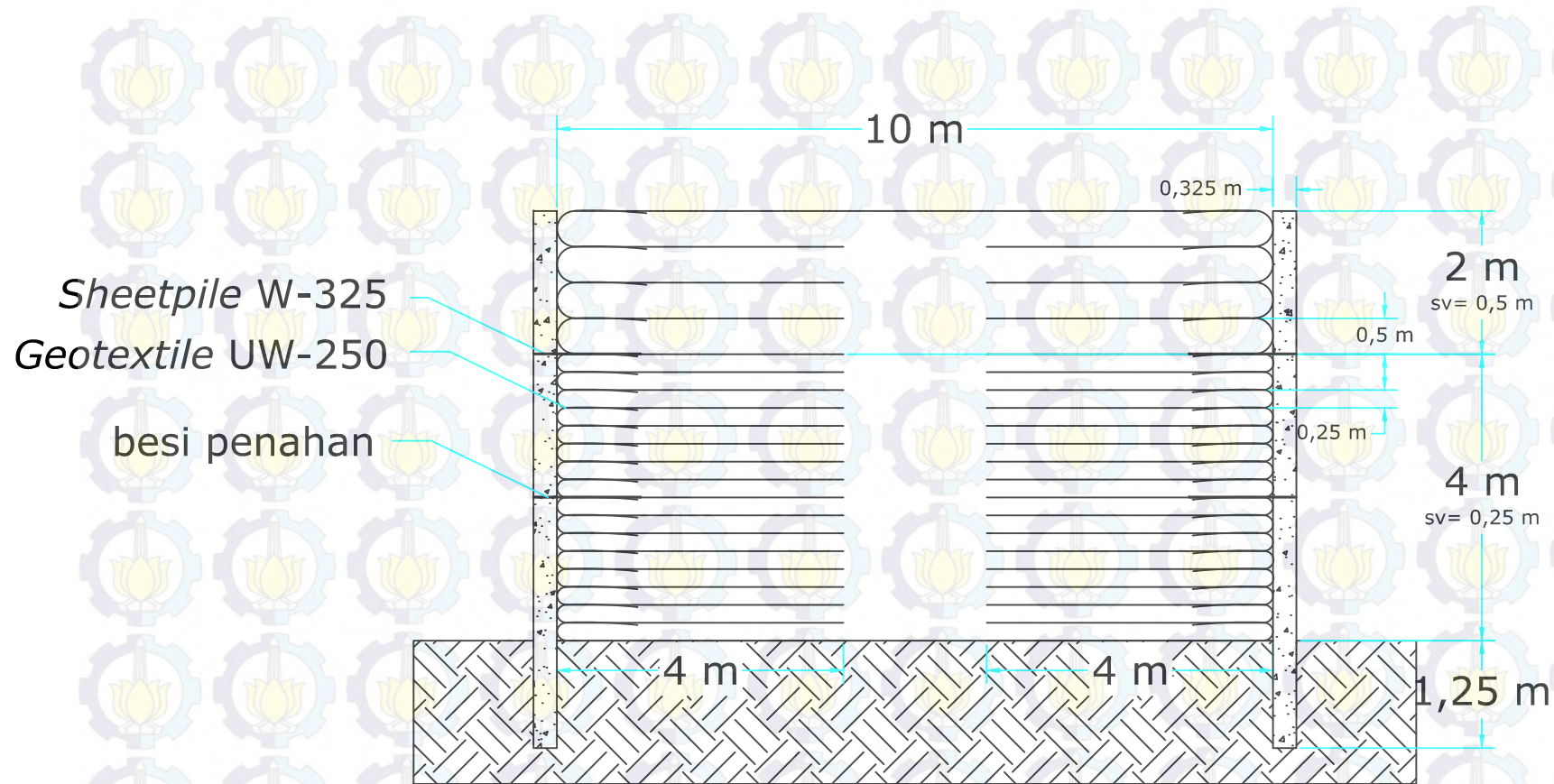
NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

Potongan melintang dinding penahan tanah  
kombinasi *sheetpile* - *geotextile*

NO. GAMBAR : 8

JUMLAH GAMBAR : 25



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

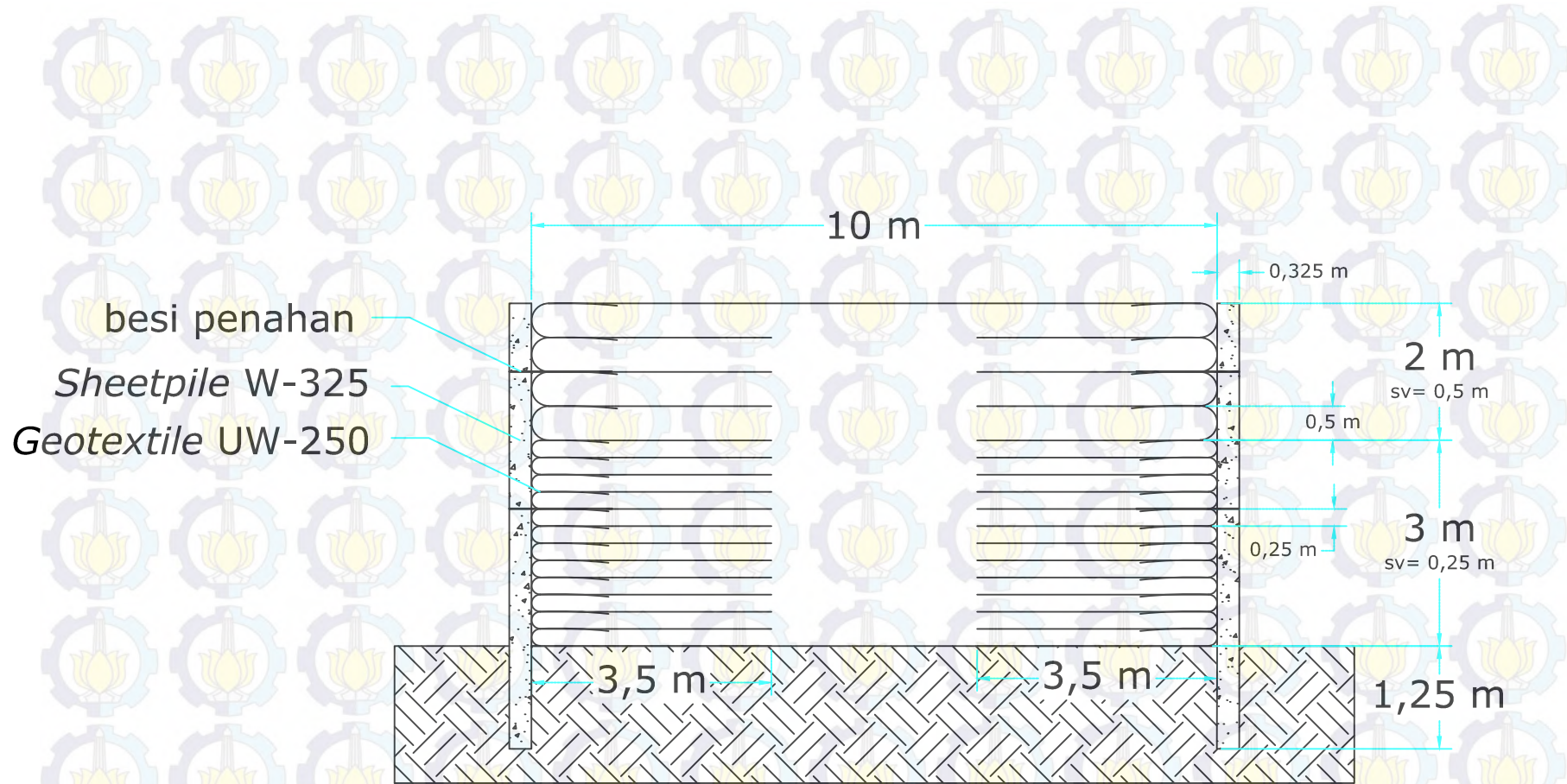
NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

Potongan melintang dinding penahan tanah  
kombinasi *sheetpile* - *geotextile*

NO. GAMBAR : 9

JUMLAH GAMBAR : 25



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

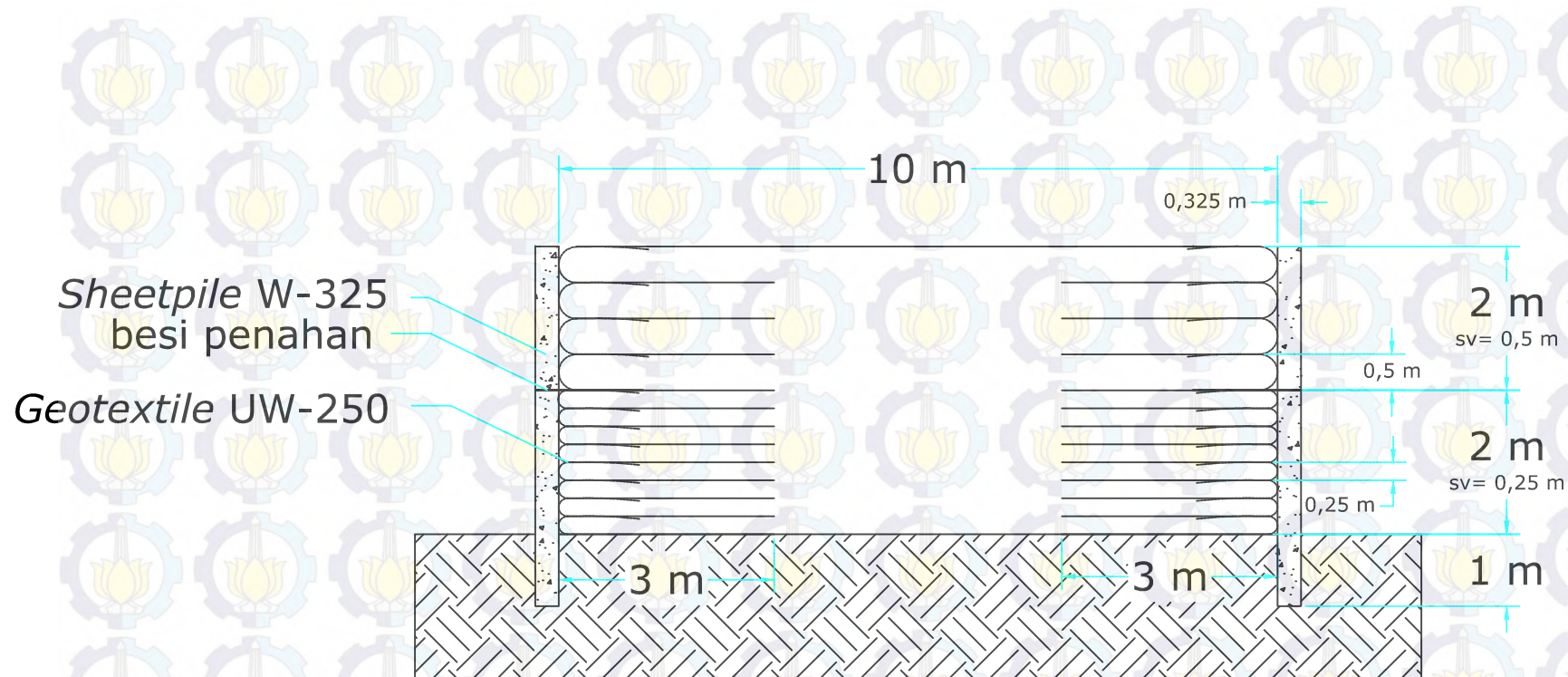
NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

Potongan melintang dinding penahan tanah  
kombinasi *sheetpile* - *geotextile*

NO. GAMBAR : 10

JUMLAH GAMBAR : 25



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

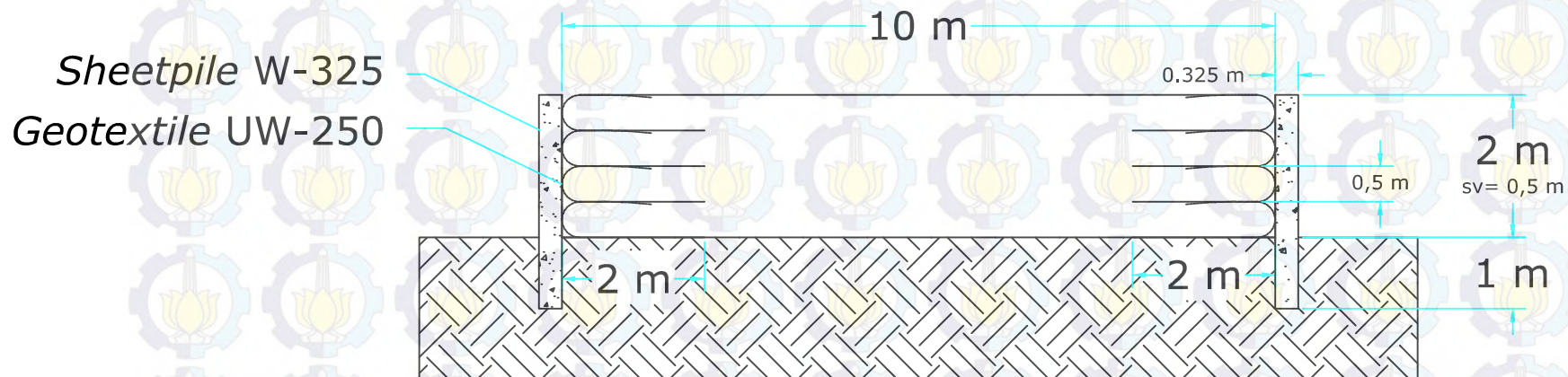
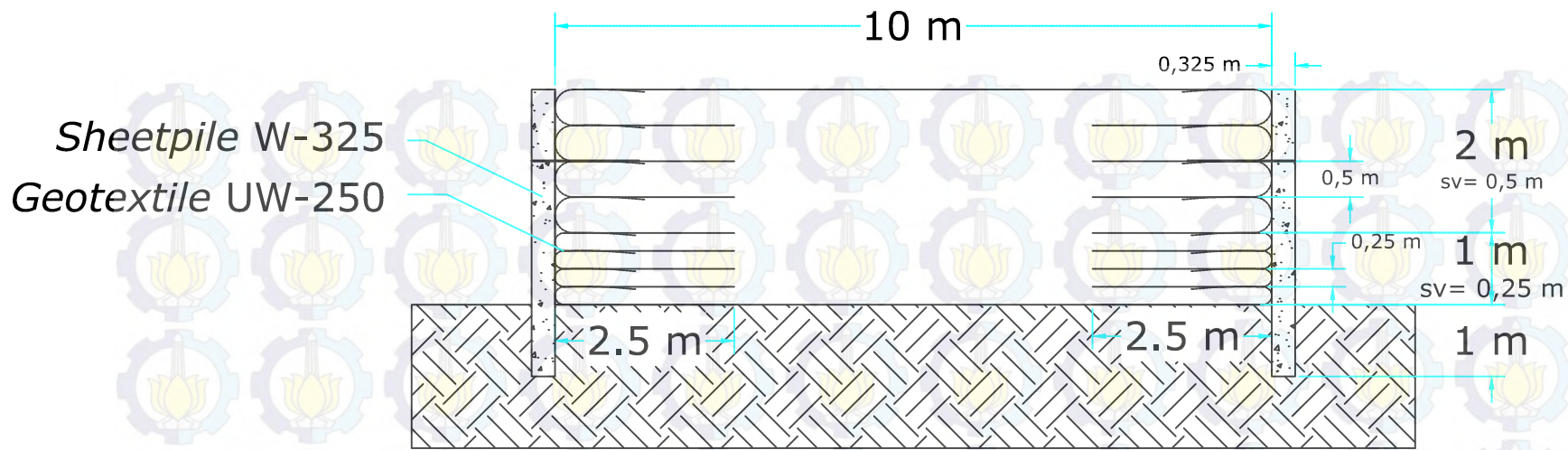
NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

Potongan melintang dinding penahan tanah  
kombinasi *sheetpile* - *geotextile*

NO. GAMBAR : 11

JUMLAH GAMBAR : 25



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

Potongan melintang dinding penahan tanah  
kombinasi *sheetpile* - *geotextile*

NO. GAMBAR : 12

JUMLAH GAMBAR : 25

Sheet pile

8,25 m

7,25 m

43 m

sta 0+300 s/d sta 0+257



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

NRP : 3110 100 114

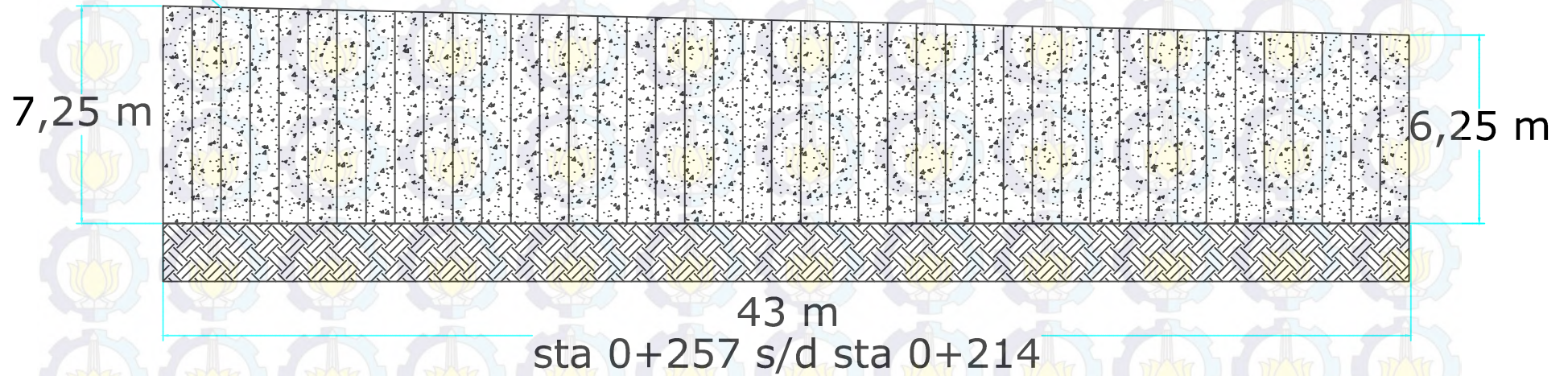
NAMA GAMBAR

Potongan memanjang dinding penahan tanah  
kombinasi *sheetpile* - *geotextile*

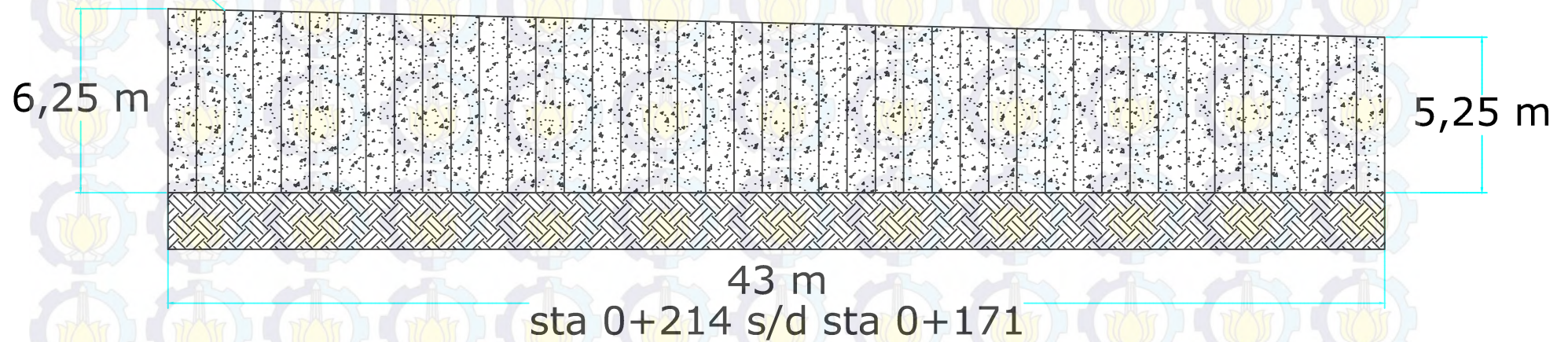
NO. GAMBAR : 13

JUMLAH GAMBAR : 25

Sheet pile



Sheet pile



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

Potongan memanjang dinding penahan tanah  
kombinasi *sheetpile* - *geotextile*

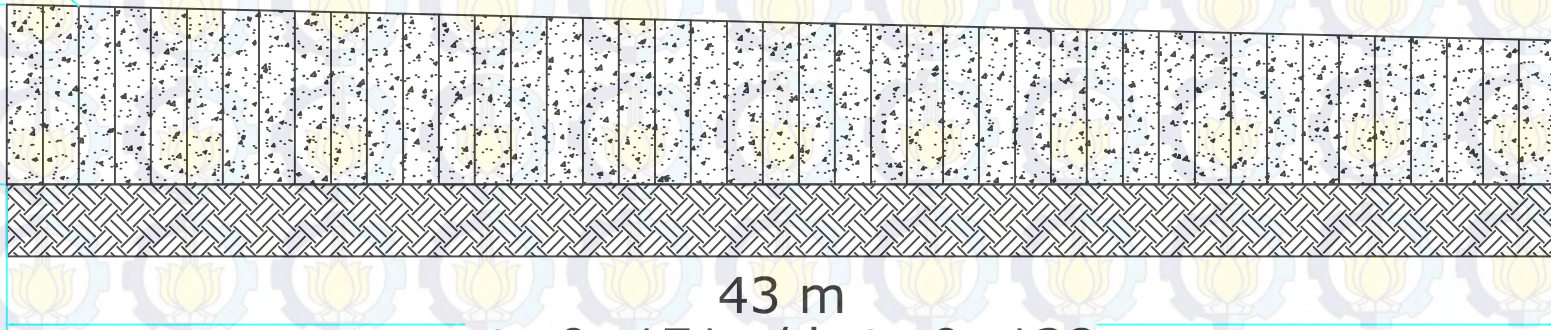
NO. GAMBAR : 14

JUMLAH GAMBAR : 25



Sheet pile

5 m

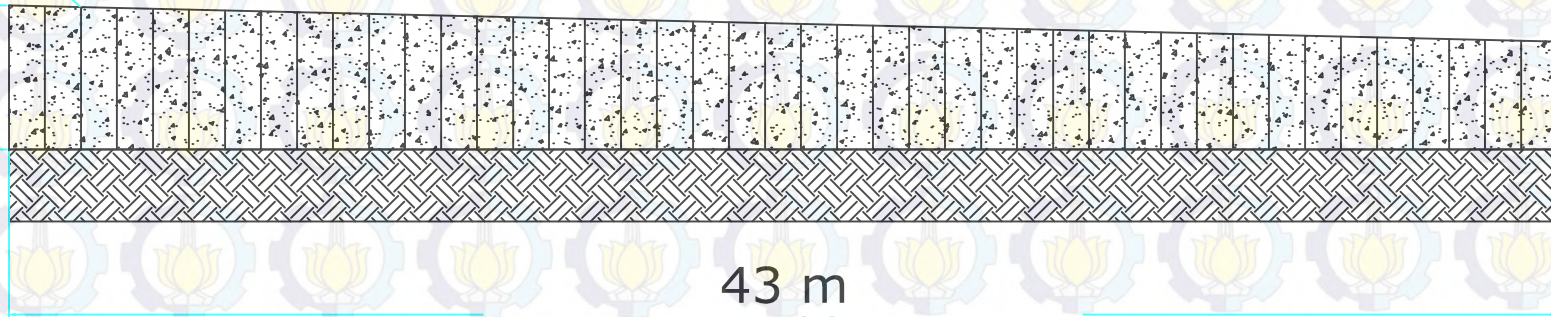


4 m

43 m  
sta 0+171 s/d sta 0+128

Sheet pile

4 m



3 m

43 m  
sta 0+128 s/d sta 0+85



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

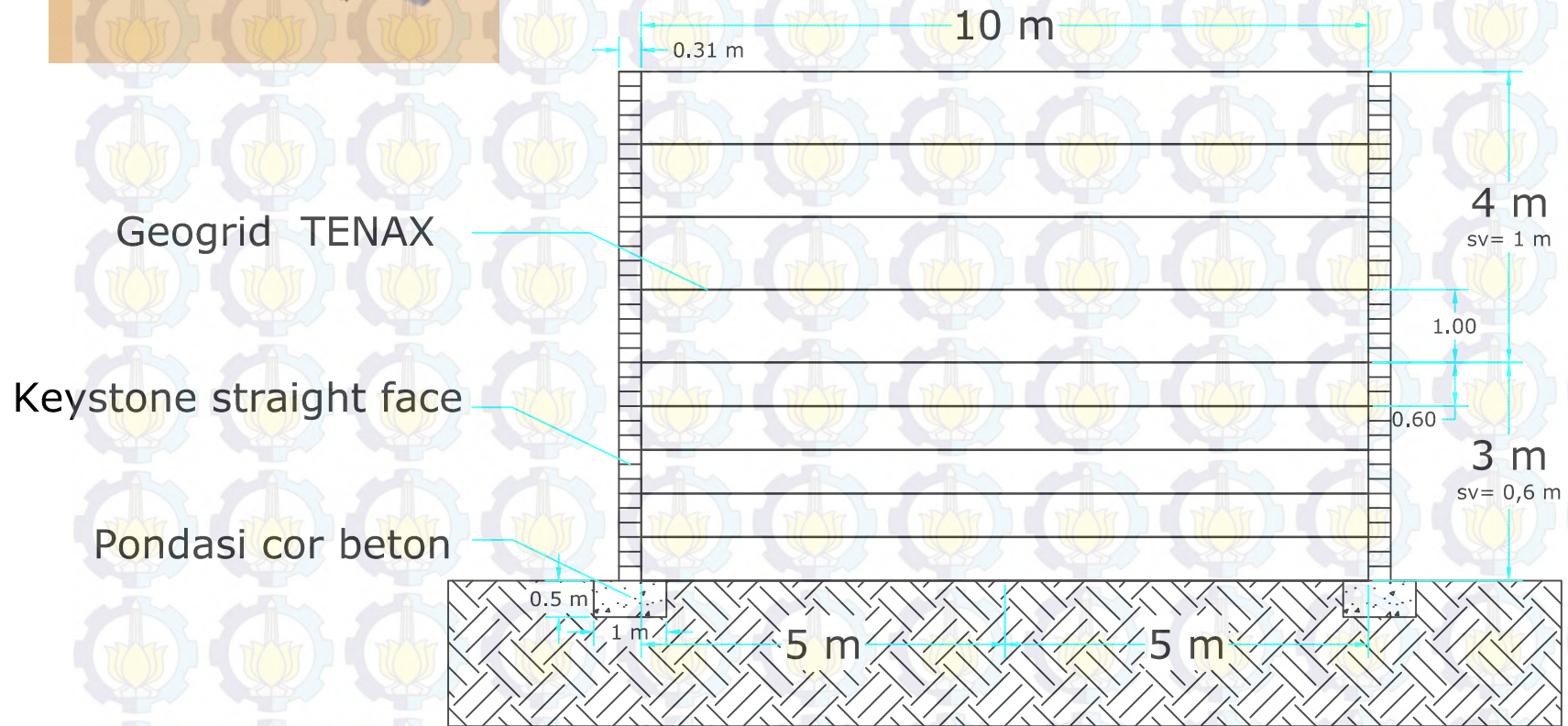
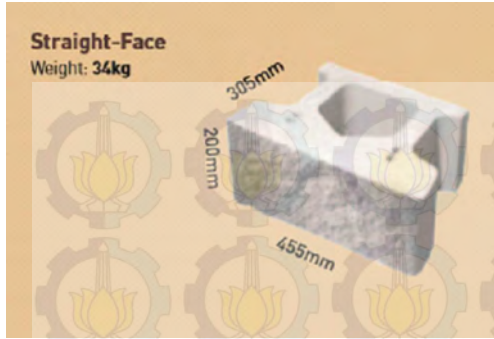
NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

Potongan memanjang dinding penahan tanah  
kombinasi *sheetpile* - *geotextile*

NO. GAMBAR : 15

JUMLAH GAMBAR : 25



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

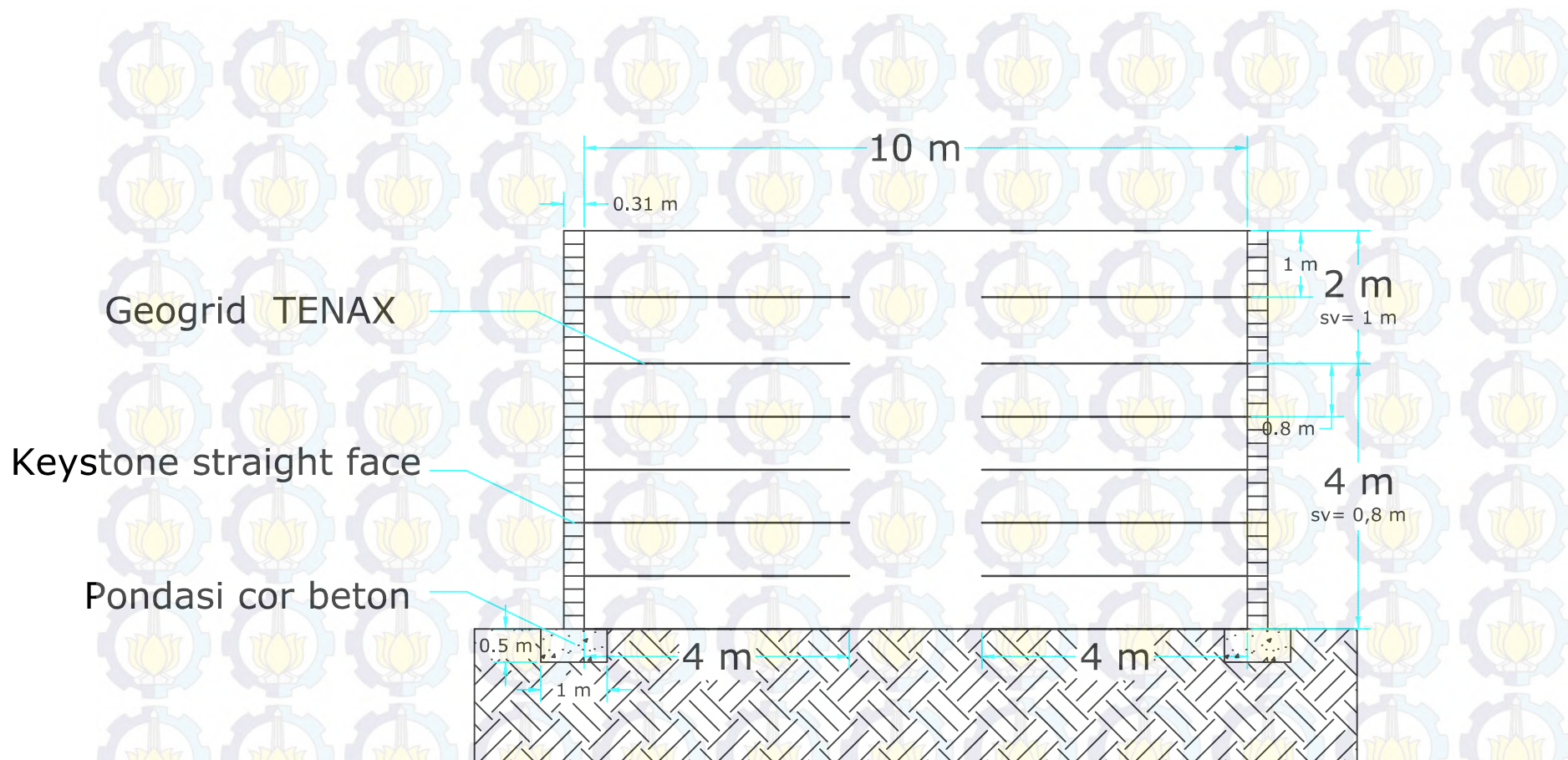
NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

Potongan melintang dinding penahan tanah  
kombinasi *keystone - geogrid*

NO. GAMBAR : 16

JUMLAH GAMBAR : 25



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

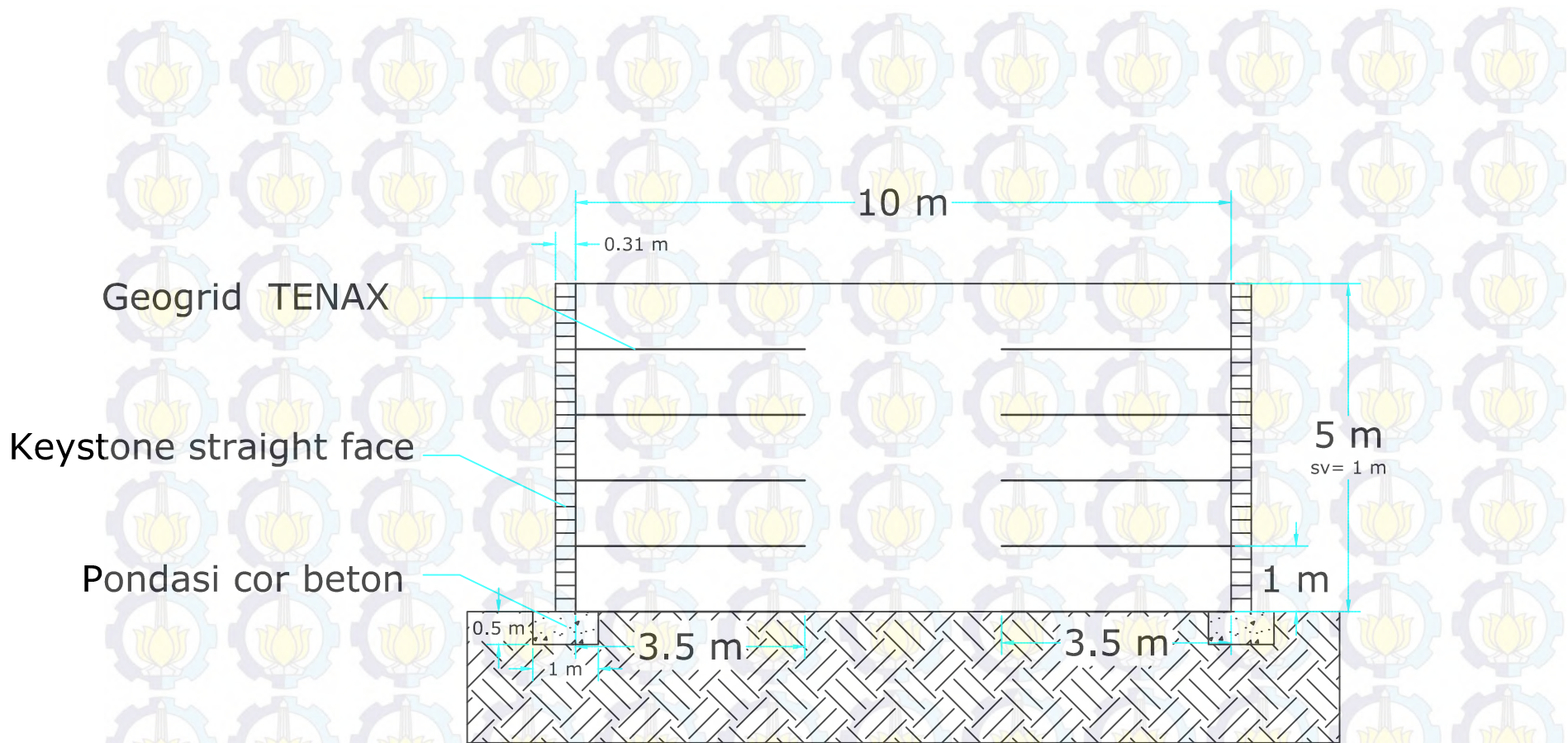
NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

Potongan melintang dinding penahan tanah  
kombinasi *keystone - geogrid*

NO. GAMBAR : 17

JUMLAH GAMBAR : 25



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

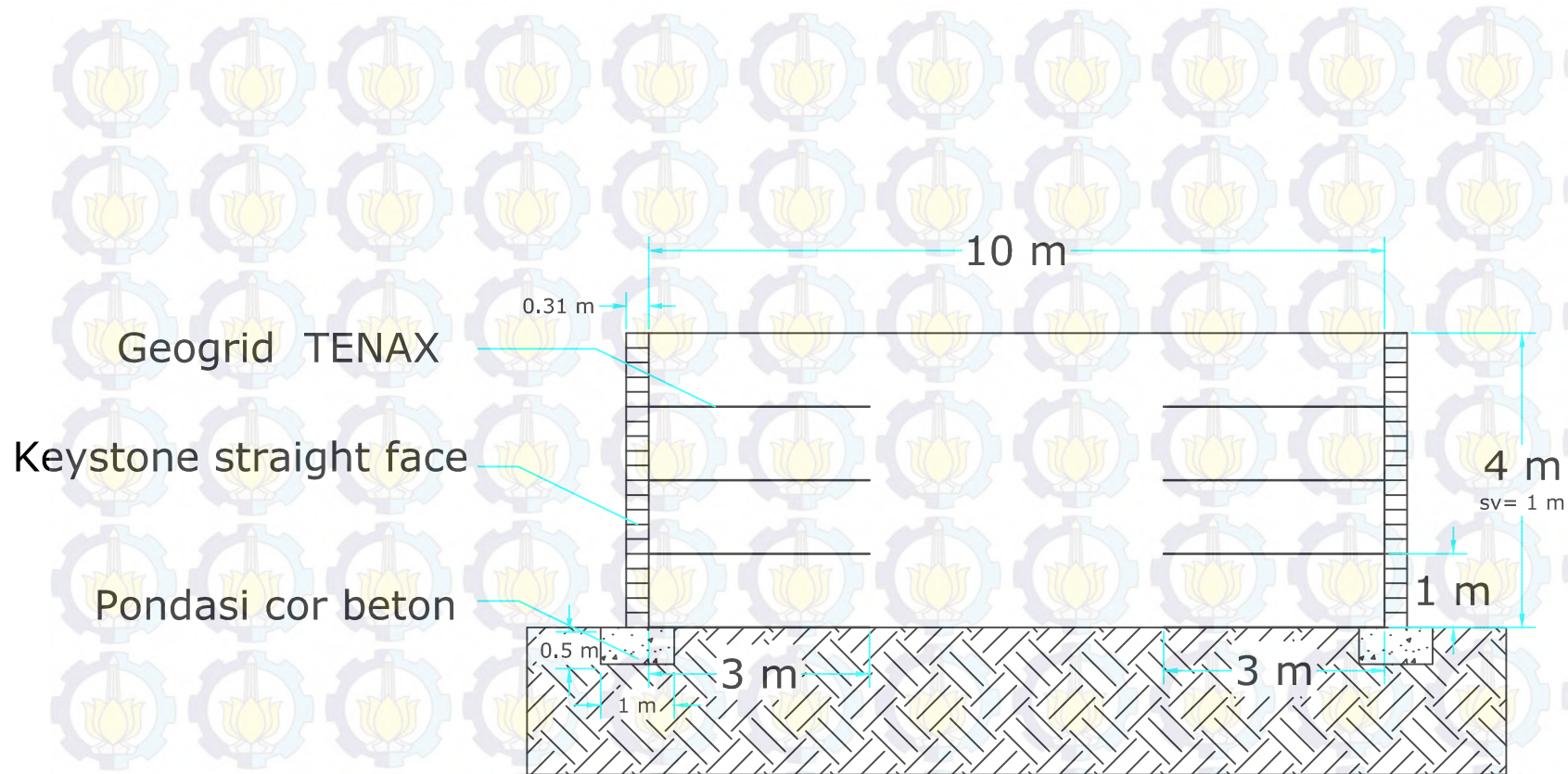
NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

Potongan melintang dinding penahan tanah  
kombinasi *keystone - geogrid*

NO. GAMBAR : 18

JUMLAH GAMBAR : 25



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

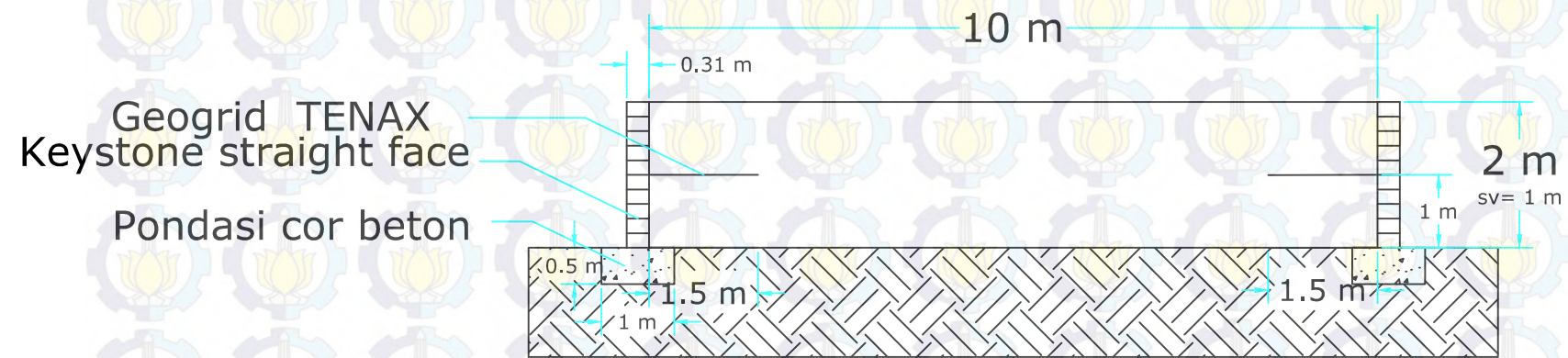
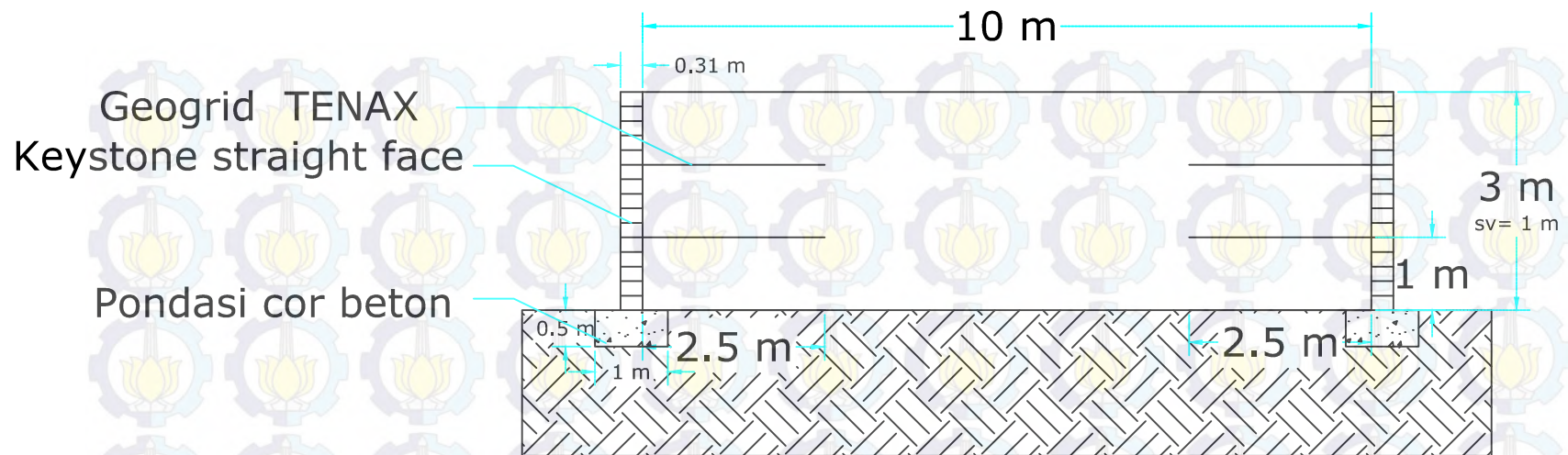
NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

Potongan melintang dinding penahan tanah  
kombinasi *keystone - geogrid*

NO. GAMBAR : 19

JUMLAH GAMBAR : 25



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA MAHASISWA	NAMA GAMBAR
PERENCANAAN ABUTMENT DAN SISTEM PERKUATAN OPRIT JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK JAWA TIMUR	Muhammad Zandy D. S.	Potongan melintang dinding penahan tanah kombinasi <i>keystone - geogrid</i>
	NRP : 3110 100 114	
		NO. GAMBAR : 20
		JUMLAH GAMBAR : 25

keystone

7 m

pondasi cor  
beton

6 m

0,5 m

43 m

sta 0+300 s/d sta 0+257



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

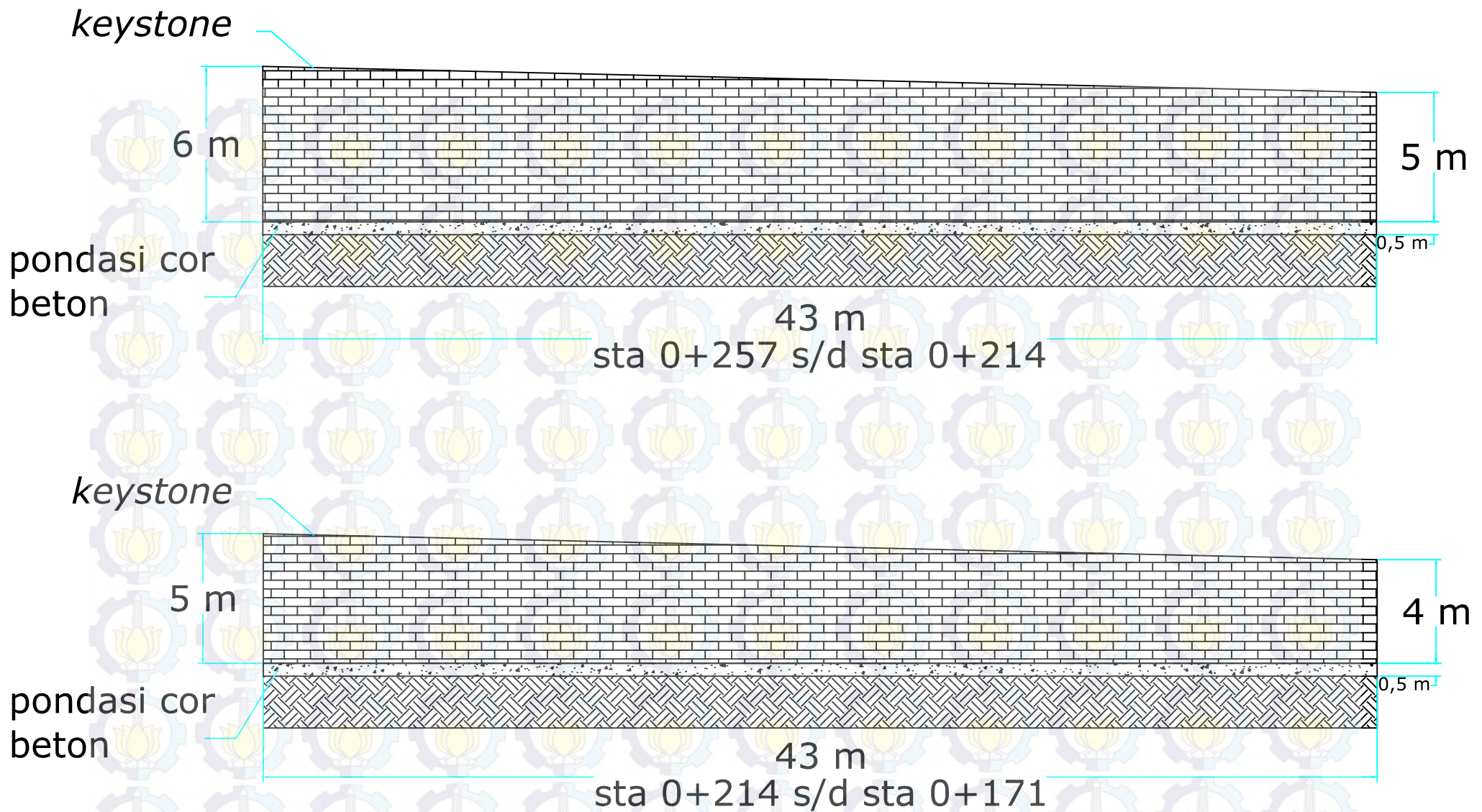
NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

Potongan memanjang dinding penahan tanah  
kombinasi *keystone* - *geogrid*

NO. GAMBAR : 21

JUMLAH GAMBAR : 25



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

NRP : 3110 100 114

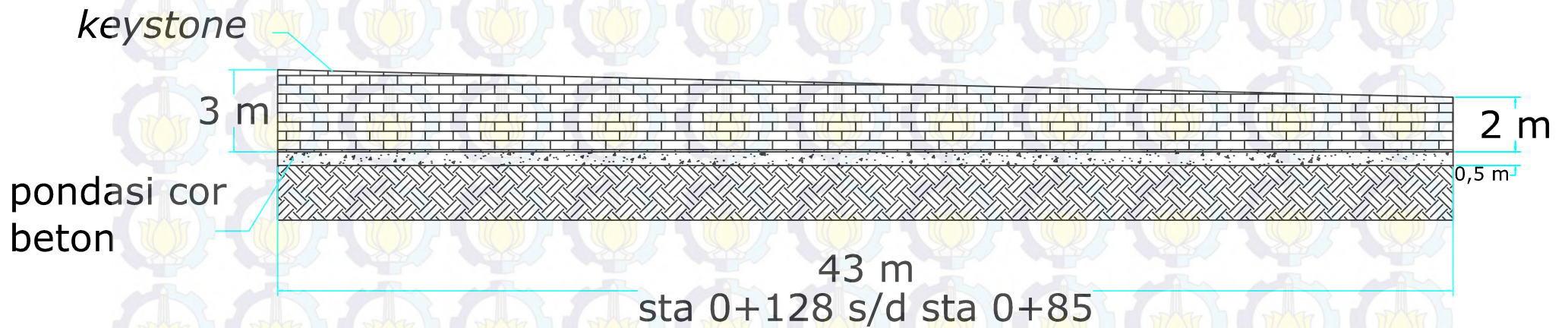
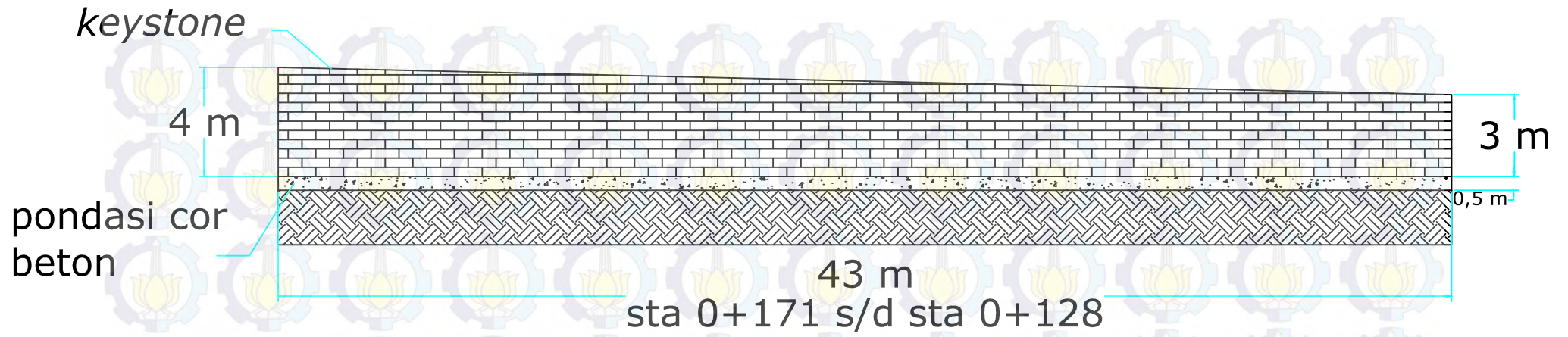
NAMA GAMBAR

Potongan memanjang dinding penahan tanah  
kombinasi *keystone* - *geogrid*

NO. GAMBAR : 22

JUMLAH GAMBAR : 25





**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBATAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

NRP : 3110 100 114

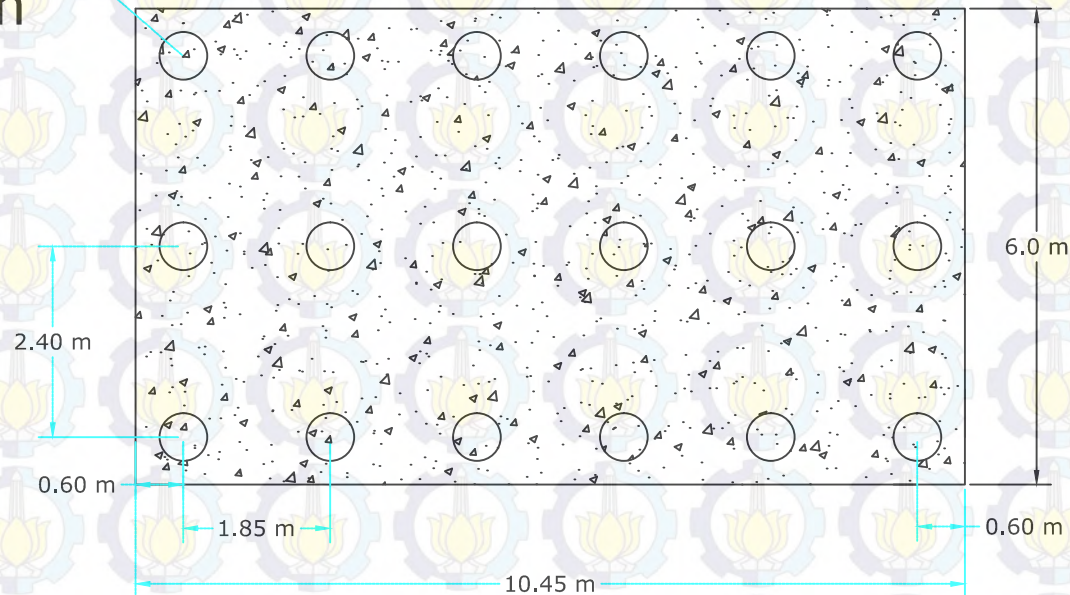
NAMA GAMBAR

Potongan memanjang dinding penahan tanah  
kombinasi *keystone* - *geogrid*

NO. GAMBAR : 23

JUMLAH GAMBAR : 25

Tiang pancang  
diameter 60 cm



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBRAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA

Muhammad Zandy D. S.

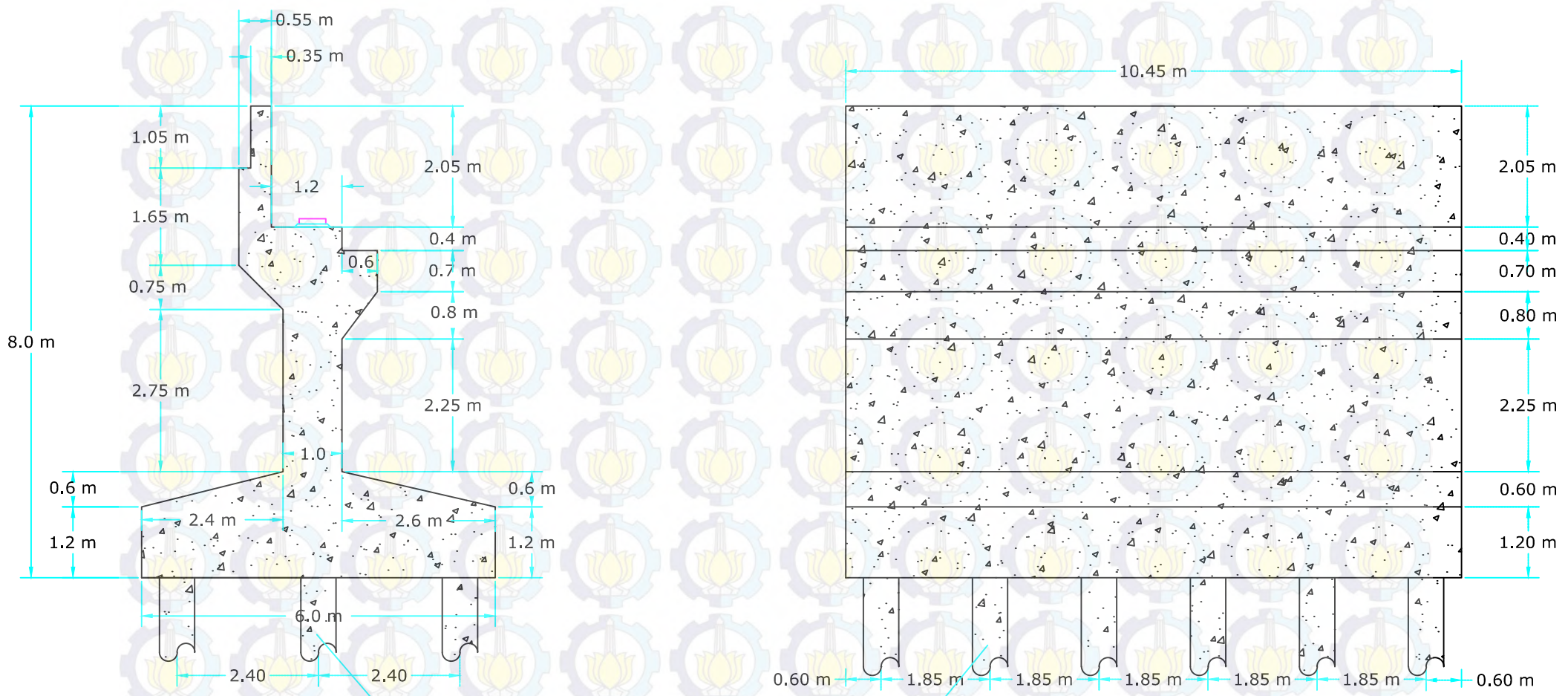
NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR

Denah tiang pancang pada pilecap abutment

NO. GAMBAR : 24

JUMLAH GAMBAR : 25



Tiang pancang diameter 60 cm



**ITS**

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL  
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR  
PERENCANAAN ABUTMENT DAN  
SISTEM PERKUATAN OPRIT  
JEMBRAN DAMAS, TRENGGALEK  
JAWA TIMUR

NAMA MAHASISWA  
Muhammad Zandy D. S.  
NRP : 3110 100 114

NAMA GAMBAR  
Potongan memanjang dan melintang  
abutment jembatan  
NO. GAMBAR : 25  
JUMLAH GAMBAR : 25

## BIODATA PENULIS



Penulis bernama Muhammad Zendy Drivama Surya, dilahirkan di kota Surakarta pada tanggal 07 Februari 1993, merupakan anak pertama dari tiga bersaudara dari pasangan dr. M. Surya Darmawan dan Umi syamsiah, SH.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Yaditra Putra Tarakan dan lulus pada tahun 1998, SDN 15 Surakarta dan lulus pada tahun 2004, SMPN 1 Surakarta dan lulus pada tahun 2007, serta SMAN 3 Surakarta dan lulus pada tahun 2010. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjana jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya terdaftar dengan NRP 3110100114.

Di jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang studi geoteknik.

*Contact Person:*

Email : [zendyds@gmail.com](mailto:zendyds@gmail.com)

Twitter : [@zendyds](https://twitter.com/zendyds)

No. Hp : 085725260642