



TUGAS AKHIR – RC 18-4803

**ALTERNATIF PERENCANAAN PERBAIKAN DAN
PERKUATAN TIMBUNAN PADA PROYEK TOL
GEMPOL-PASURUAN STA 22+500 S.D. STA 23+500**

DISUSUN OLEH:
MUHAMMAD KRISNA WIRA DHIKA
NRP: 03111745000031

DOSEN PEMBIMBING 1 :
Dr. YUDHI LASTIASIH, ST., MT.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Prof. Ir. NOOR ENDAH, Msc., PhD.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN
KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2019



TUGAS AKHIR – RC 18-4803

**ALTERNATIF PERENCANAAN PERBAIKAN DAN
PERKUATAN TIMBUNAN PADA PROYEK TOL
GEMPOL-PASURUAN STA 22+500 S.D. STA 23+500**

DISUSUN OLEH:
MUHAMMAD KRISNA WIRA DHIKA
NRP: 03111745000031

DOSEN PEMBIMBING I :
Dr. YUDHI LASTIASIH, ST., MT.

DOSEN PEMBIMBING II :
Prof. Ir. NOOR ENDAH, Msc., PhD.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2019



FINAL PROJECT– RC 18-4803

**ALTERNATIVE OF SOIL GROUND IMPROVEMENT
AND EMBANKMENTS REINFORCEMENT ON
GEMPOL-PASURUAN TOLL ROAD STA 22+500 UP
TO STA 23+500**

MUHAMMAD KRISNA WIRA DHIKA
NRP: 03111745000031

SUPERVISOR I
Dr. YUDHI LASTIASIH, ST., MT.

SUPERVISOR II :
Prof. Ir. NOOR ENDAH, Msc., PhD.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering, Environment and Geo Engineering
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2019

**ALTERNATIF PERENCANAAN PERBAIKAN DAN
PERKUATAN TIMBUNAN PADA PROYEK TOL
GEMPOL-PASURUAN STA 22+500 S.D. STA 23**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada

Bidang Studi Geoteknik
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

MUHAMMAD KRISNA WIRA DHIKA

NRP. 03111745000031

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.
2. Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.



SURABAYA, JULI 2019

ALTERNATIF PERENCANAAN PERBAIKAN DAN PERKUATAN TIMBUNAN PADA PROYEK TOL GEMPOL-PASURUAN STA 22+500 S.D. STA 23+500

Nama Mahasiswa : Muhammad Krisna Wira Dhika
Jurusan : Departemen Teknik Sipil
Nomor Mahasiswa : 03111745000031
Dosen Pembimbing : Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.
Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc Ph.D.

ABSTRAK

Pembangunan jalan tol merupakan upaya pemerintah untuk menyelesaikan masalah kemacetan di Indonesia. Salah satu jalan tol di Indonesia yang masih dalam tahap pembangunan adalah jalan tol ruas Gempol-Pasuruan. Adanya pembangunan jalan tol Gempol-Pasuruan termasuk salah satu solusi untuk mengatasi kemacetan di Jawa Timur khususnya daerah Gempol dan Pasuruan sebagai jalur untuk menuju ke bagian timur Jawa. Jalan tol Gempol-Pasuruan direncanakan menggunakan timbunan tanah dengan variasi tinggi yang berbeda-beda mencapai 9,21 meter. Perencanaan timbunan semula menggunakan timbunan sisi miring yang membuat kebutuhan lahan semakin besar.

Pada penulisan tugas akhir ini penulis melakukan alternatif perencanaan timbunan pada tol Gempol-Pasuruan yang semula adalah timbunan sisi miring, dirubah menjadi konstruksi timbunan sisi tegak dengan alasan kebutuhan lahan yang lebih kecil dibandingkan dengan timbunan dengan sisi miring. Berdasarkan hasil pengujian sondir dan borelog pada beberapa stationing didapatkan bahwa kondisi tanah dasar berupa tanah lunak yang kedalamannya mencapai 9,6 meter. Oleh karenanya dalam perencanaan timbunan sisi tegak ini direncanakan juga metode untuk perbaikan tanah dasarnya, sehingga mampu memikul beban yang bekerja di atas timbunan.

Dalam perencanaan terdapat dua alternatif perkuatan timbunan sisi tegak antara lain adalah *geotextile* kombinasi dengan

turap dan micropile didapatkan hasil biaya material sebesar Rp.44.831.299.810,-. Sedangkan untuk perkuatan *freysisol* dan micropile didapatkan biaya material sebesar Rp.43.507.059.688,-. Selain itu untuk perbaikan tanah menggunakan dua metode yaitu metode preloading dengan beban tanah timbunan dengan percepatan menggunakan *pre fabricated vertical drain* dengan total biaya Rp.938.247.033,- dan metode perbaikan tanah dengan metode *replacement soil layers*. Dari segi biaya didapatkan perencanaan paling optimal adalah dengan perkuatan menggunakan *freesisol* dan micropile dengan metode percepatan *pre fabricated vertical drains*.

Kata Kunci : Timbunan sisi tegak, *Geotextile wall*, *Freesisol*, *Pre fabricated vertical drains*, *replacement soil*.

**ALTERNATIVE OF SOIL GROUND
IMPROVEMENT AND EMBANKMENTS
REINFORCEMENT ON GEMPOL-PASURUAN TOLL
ROAD STA 22+500 UP TO STA 23+500**

Name : Muhammad Krisna Wira Dhika
Department : Civil Engineering FTSLK - ITS
NRP : 03111745000031
Supervisor : Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.
Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc Ph.D.

ABSTRACT

Toll road construction is a government effort to solve traffic problem in Indonesia. One of toll roads in Indonesia that is still under construction is the Gempol-Pasuruan toll road. The construction of Gempol-Pasuruan toll road is one of the solutions to reduce traffic problem in East Java, especially for access the eastern region in Java. Gempol-Pasuruan toll road generally planned using embankment with different height variations about 9,21 meters. Formerly, the embankment are using a slope embankment that affected larger land needs.

In this final project, the author want give an alternative to change slope embankment construction become embankment without slope, because of smaller land needs as the requisite. Based on CPT analysis and bore log, it conclude the subgrade condition are very soft – soft soil with 9,6 meter in depth. Therefore, in this embankment design, the subgrade soil repairs are needed to hold the burden that works on the heap.

For the planning, there are two reinforcement embankment alternatives, geotextile with sheet pile combination also micropile with material cost estimated about Rp.44.831.299.810,-. Whereas freyssisol and micropile reinforcement are estimated about Rp.43.507.059.688,-. For soil repairment are used two methods, there are preloading (soil load) with acceleration using pre fabricated vertical drain are estimated about Rp.938.247.033,-, and

also soil repairment using replacement soil layers method. Based on estimated cost it conclude that the most optimal planning method are using freesisol and micropile using soil repairment with pre fabricated vertical drain.

Keyword : Embankment without slope, Geotextile wall, Freesisol, Pre fabricated vertical drains, replacement soil.

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa yang telah melimpahkan berkat dan rahmatNya sehingga penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan baik. Tugas Akhir ini disusun guna melengkapi dan memenuhi persyaratan kelulusan pendidikan pada Program Studi Lintas Jalur Strata I Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Lingkungan Dan Kebumihan Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Penulis menyadari sepenuhnya bahwa Tugas Akhir ini tidak akan selesai tanpa bantuan dan dorongan dari berbagai pihak. Pada kesempatan ini penulis menyampaikan terima kasih atas nasehat dan bimbingan kepada:

1. Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT. dosen selaku pembimbing pertama dalam penyelesaian Tugas Akhir.
2. Prof. Ir. Noor Endah, MSc., PhD. selaku dosen pembimbing kedua dalam penyelesaian Tugas Akhir.
3. Putu Tantri Kumala Sari, ST., MT. selaku dosen wali selama masa perkuliahan.

Penulis menyadari bahwa penulisan Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna, oleh karena itu Penulis sangat mengharapkan kritik dan saran yang membangun untuk menyempurnakan Tugas Akhir ini. Semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi para pembaca.

Surabaya, Mei 2019

Penulis

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
ABSTRACT	iii
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR GAMBAR.....	ix
DAFTAR TABEL	xi
BAB 1 PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah	5
1.3 Tujuan Penelitian.....	5
1.4 Batasan Masalah.....	6
1.5 Manfaat.....	6
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Tanah	7
2.1.1 Tanah Berbutir Kasar	8
2.1.2 Tanah Berbutir Halus.....	8
2.2 Data Lapangan.....	9
2.2.1 Korelasi Data Lapangan dan Nilai Parameter Tanah	10
2.2.2 Pengelompokkan Tanah.....	13
2.2.3 Penentuan Parameter Tanah.....	13
2.3 Stabilitas	15
2.3.1 Internal Stability	15
2.3.2 Foundation Stability.....	16
2.3.3 Overall Stability.....	17

2.3.4	Analisis Kestabilan Timbunan.....	18
2.4	Pemampatan	19
2.4.1	Pemampatan Segera.....	19
2.4.2	Pemampatan Konsolidasi Primer.....	19
2.5	Metode Perbaikan Tanah Dasar dengan Sistem Preloading	25
2.5.1	Menentukan Tinggi Timbunan Awal (H initial)	26
2.5.2	Percepatan Menggunakan <i>Pre-Fabricated Vertical Drain</i> (PVD).....	27
2.6	Metode Perbaikan Tanah Dasar dengan <i>Replacement Soil Layers</i>	37
2.7	Perkuatan Timbunan Sisi Tegak.....	37
2.7.1	Perkuatan Geotextile wall.....	37
2.7.2	Perkuatan Freyssisol	43
2.7.3	Perkuatan dengan Micropile	48
BAB 3	METODOLOGI	53
3.1	Diagram Alir.....	53
3.2	Rincian Tahapan Perencanaan.....	54
BAB 4	ANALISA DATA PERENCANAAN.....	57
4.1	Data umum Perencanaan	57
4.2	Zoning perencanaan	57
4.3	Data Tanah	58
4.4	Data Tanah Timbunan	64
4.5	Data Spesifikasi Bahan.....	64
BAB 5	PERENCANAAN TIMBUNAN.....	67
5.1	Perhitungan Penurunan.....	67

5.2	Perhitungan <i>H-initial</i> & <i>H-final</i> timbunan	72
5.3	Perhitungan Waktu Pemampatan.....	75
5.3.1	Waktu Konsolidasi Alami.....	75
5.4	Perhitungan Perencanaan PVD.....	78
5.4.1	Perhitungan Biaya PVD.....	85
5.4.2	Perhitungan Biaya PHD.....	86
5.5	Perbaikan dengan <i>Replacement Soil</i>	87
5.6	Penimbunan Bertahap.....	92
5.6.1	Tinggi Timbunan kritis	93
BAB 6	PERENCANAAN PERKUATAN TIMBUNAN....	99
6.1	Perkuatan <i>Geotextile Wall</i>	99
6.2	Perkuatan Freyssisol	108
6.3	Perkuatan Micropile	118
6.4	Perhitungan Biaya Perkuatan.....	125
BAB 7	KESIMPULAN DAN SARAN	129
7.1	Kesimpulan.....	129
7.2	Saran.....	130
	DAFTAR PUSTAKA.....	131
	BIOGRAFI PENULIS	133
	LAMPIRAN	134

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Kota Pasuruan.....	1
Gambar 1.2 Trase ruas tol Gempol - Pasuruan.....	2
Gambar 1.3 Potongan memanjang ruas tol Gempol - Pasuruan....	3
Gambar 1.4 Potongan melintang STA 22+500 desain awal timbunan.....	4
Gambar 2.1 Klasisfikasi butiran tanah berdasarkan <i>Unified Soil Classification System</i> , ASTM, MIT, dan <i>Internatinal Nomenclature</i>	7
Gambar 2.2 Uji Saringan.....	8
Gambar 2.3 Grafik untuk menentukan besarnya σ_{HL}	16
Gambar 2.4 Gaya yang terjadi pada <i>foundation stability</i>	16
Gambar 2.5 Gaya yang bekerja pada <i>overall stability</i>	18
Gambar 2.6 Kurva I untuk beban timbunan bersisi miring	22
Gambar 2.7 Kurva I untuk beban timbunan tegak atau beban merata perkerasan.....	22
Gambar 2.8 Macam tipe arah aliran pori dengan Uv tetap.....	23
Gambar 2.9 Kurva hubungan antara tebal timbunan dengan intensitas beban yang bersesuaian dengan beban <i>traffic</i>	26
Gambar 2. 10 Kedudukan timbunan saat mengalami pemampatan	27
Gambar 2.11 Pola Penyusunan Bujursangkar PVD	28
Gambar 2.12 Pola Penyusunan Segitiga PVD.....	29
Gambar 2.13 Equivalen diameter untuk PVD.....	29
Gambar 2.14 Pembagian zona peningkatan nilai Cu.....	34
Gambar 2.15 Sketsa diagram penambahan tegangan akibat beban bertahap	36
Gambar 2.16 Grafik untuk menentukan besarnya σ_{HL}	38
Gambar 2.17 <i>Eksternal stability geotextile wall</i> terhadap : a.guling, b.geser, c.ambles.	41
Gambar 2.18 Ilustrasi Perkuatan Dinding Segmental	43
Gambar 2.19 Spesifikasi Ukuran Panel Beton	44
Gambar 2.20 Grafik untuk menentukan besarnya σ_{HL}	45

Gambar 2.21 <i>Eksternal stability geotextile wall</i> terhadap :	
a.guling, b.geser, c.ambles.....	47
Gambar 2.22 Asumsi gaya yang diterima oleh cerucuk	49
Gambar 2.23 Harga f dari berbagai jenis tanah	50
Gambar 2.24 Grafik untuk menentukan nilai F_m	51
Gambar 5.1 Hubungan H -initial dan H -final STA 22+500.....	74
Gambar 5.2 Hubungan <i>settlement</i> dan H -final STA 22+500	74
Gambar 5.3 Kontrol Tebal Lapisan <i>Replacment</i>	88
Gambar 5.4 Hubungan S_c dan H -final	91
Gambar 5.5 Analisa timbunan dengan tinggi 4 m	96
Gambar 5.6 Hubungan <i>Settlement</i> akibat timbunan bertahap dengan H -final 9,21 m.....	97
Gambar 6.1 Permodelan beban truk	100
Gambar 6.2 Hubungan σ_{HL} dengan Kedalaman	101
Gambar 6.3 Pembagian Pembebanan Akibat Tanah	105
Gambar 6.4 Panel Beton Untuk <i>Freyssisol</i>	109
Gambar 6.5 Permodelan beban truk	109
Gambar 6.6 Hubungan σ_{HL} dengan Kedalaman	111
Gambar 6.7 Diagram Tegangan Total	112
Gambar 6.8 Pembagian Pembebanan Akibat Tanah	115
Gambar 6.9 Nilai SF Bidang Longsor Tinggi Timbunan 9,53 m	118
Gambar 6.10 <i>Grafik NAVFAC, DM-7, 1971 untuk menentukan f</i>	120
Gambar 6.11 <i>Grafik NAVFAC, DM-7, 1971 untuk menentukan f_m</i>	121
Gambar 6.12 Hasil Analisa Menggunakan Geo5	122
Gambar 6.13 Gambar perencanaan <i>Geotextile Wall</i> kombinasi dengan <i>Micropile</i>	122
Gambar 6.14 Gambar perencanaan <i>Freyssisol</i> kombinasi dengan <i>Micropile</i>	123
Gambar 6.15 Hasil permodelan untuk L_e dipanjangkan 2 m	124
Gambar 6.16 Hasil permodelan setelah ditambahkan <i>micropile</i>	124

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Tes Sondir	10
Tabel 2.2 Korelasi N-SPT dan Konsistensi Tanah	11
Tabel 2.3 Korelasi Berdasarkan N-SPT	12
Tabel 2.4 Korelasi Berdasarkan Konsistensi Tanah.....	12
Tabel 2.5 Nilai Probabilitas (tdb)	14
Tabel 4.1 Zona perencanaan.....	57
Tabel 4.2 Pengelompokkan Jenis Tanah Tiap Kedalaman STA 22+576 s/d STA 23+143	59
Tabel 4.3 Pendekatan Klasifikasi Tanah	60
Tabel 4.4 Rekapitulasi Nilai Gs	60
Tabel 4.5 Rekapitulasi Hasil analisa Gs.....	61
Tabel 4.6 Rekapitulasi Parameter Tanah untuk STA 22+500 s/d STA 23+150.....	62
Tabel 4.7 Rekapitulasi Parameter Tanah untuk STA 23+150 s/d STA 23+500.....	63
Tabel 5.1 Rekap Data Tanah <i>Very Soft Soil – Medium Soil</i>	67
Tabel 5.2 Perhitungan <i>Overburden Pressure</i> dan Tegangan Pra- konsolidasi.....	68
Tabel 5.3 Perhitungan <i>Settlement</i> oleh Timbunan Bersisi Tegak	70
Tabel 5.4 Perhitungan <i>Settlement</i> akibat <i>Pavement</i>	72
Tabel 5.5 Perhitungan <i>H-initial</i> dan <i>H-final</i> untuk Timbunan 4 m	73
Tabel 5.6 Rekap Perhitungan H Final Rencana 9.21 m.....	73
Tabel 5.7 Rekapitulasi H-initial, H-final, dan <i>Settlement</i> pada Setiap Stationing	75
Tabel 5.8 Perhitungan Cv Gabungan untuk Kedalaman Tanah Dasar 5.8 meter	76
Tabel 5.9 Perhitungan Sc Selama Umur Rencana 15 Tahun.....	77
Tabel 5.10 Perhitungan Faktor Hambatan PVD Pola Segi-tiga ..	78
Tabel 5.11 Perhitungan Faktor Hambatan PVD Pola Segi-empat	79
Tabel 5.12 Perhitungan Derajat Konsolidasi Horisontal (%) Pola Segi-tiga	80

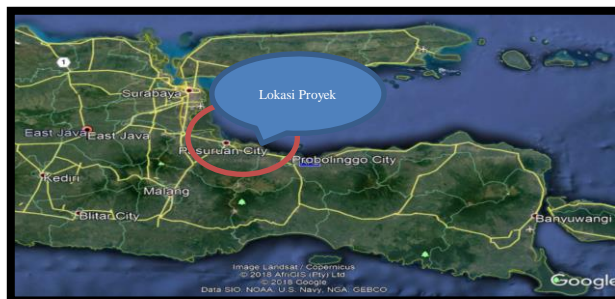
Tabel 5.13 Perhitungan Derajat Konsolidasi Horisontal (%) Pola Segi-empat.....	81
Tabel 5.14 Perhitungan Derajat Konsolidasi Vertikal (%).....	82
Tabel 5.15 Perhitungan Derajat Konsolidasi Gabungan (%) Pola Segi-tiga dengan Jarak 0,8 m.....	83
Tabel 5.16 Perhitungan Derajat Konsolidasi Gabungan (%) Pola Segi-tiga dengan Jarak 1 m.....	84
Tabel 5.17 Perhitungan Nilai <i>Rate of Settlement</i>	85
Tabel 5.18 Perhitungan Biaya PVD.....	86
Tabel 5.19 Perhitungan Biaya PHD.....	87
Tabel 5. 20 Perhitungan <i>Settlement</i> akibat <i>Replacement</i>	90
Tabel 5.21 Perhitungan <i>Rate of Settlement</i>	92
Tabel 5. 22 Kontrol <i>Rate of Settlement</i>	92
Tabel 5.23 Perhitungan Perubahan Tegangan $U < 100\%$	94
Tabel 5.24 Perhitungan Cu baru pada H kritis minggu 8.....	95
Tabel 6.1 Perhitungan σ_{HL} roda 1 dan roda 3.....	101
Tabel 6.2 Perhitungan S_v	102
Tabel 6.3 Perhitungan Kebutuhan <i>Geotextile</i>	103
Tabel 6.4 Koefisien Daya Dukung Terzaghi.....	107
Tabel 6.5 Perhitungan σ_{HL} roda 1 dan roda 3.....	110
Tabel 6.6 Perhitungan Kebutuhan <i>paraweb straps</i>	112
Tabel 6.7 Perhitungan Cek Kuat Tarik <i>paraweb straps</i>	113
Tabel 6.8 Koefisien Daya Dukung Terzaghi.....	117
Tabel 6.9 Perhitungan Panjang L_e dipanjangkan = 2 m.....	123
Tabel 6.10 Perhitungan Biaya <i>Geotextile wall</i> Sebelum Dipanjangkan.....	125
Tabel 6.11 Perhitungan Biaya <i>Geotextile wall</i> Sesudah Dipanjangkan.....	126
Tabel 6.12 Perhitungan Biaya <i>Freesisol</i>	126
Tabel 6.13 Perhitungan Biaya <i>Micropile</i> Sebelum <i>Geotextile</i> Dipanjangkan.....	127
Tabel 6.14 Perhitungan Biaya <i>Micropile</i> Sesudah <i>Geotextile</i> Dipanjangkan.....	127
Tabel 6.15 Perhitungan Biaya masing-masing Alternatif.....	127

BAB 1

PENDAHULUAN

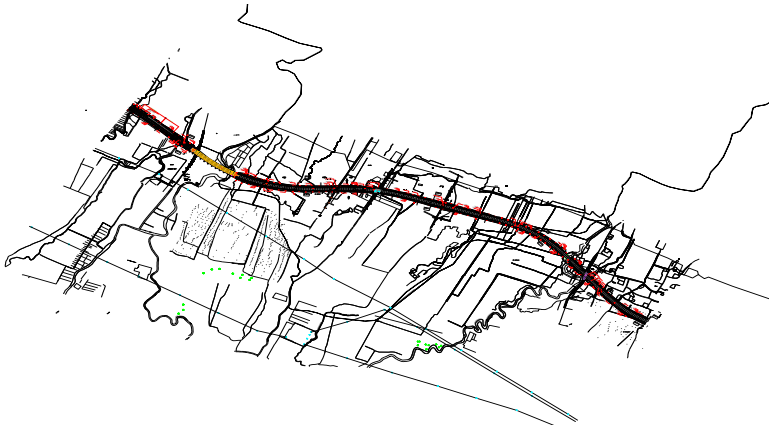
1.1 Latar Belakang

Proyek jalan tol di Jawa (trans jawa) merupakan proyek yang menghubungkan jalan tol dari Anyer sampai Banyuwangi. Adapun tujuan dibangunnya jalan tol trans jawa yang paling utama adalah mempercepat pertumbuhan ekonomi dan pelayanan publik terutama di pulau Jawa. Pembangunan jalan tol trans jawa direncanakan akan melewati 4 provinsi dengan jumlah 19 ruas tol. Salah satu ruas jalan tol yang menjadi bagian dari proyek jalan tol trans jawa adalah jalan tol ruas Gempol – Pasuruan. Jalan tol Gempol – Pasuruan memiliki panjang yaitu 34,15 kilometer yang menghubungkan daerah gempol dan Kota Pasuruan, dengan kebutuhan total lahan yang mencapai 142,90 hektar (Rudi Purwanto, 2016). Jalan tol ini merupakan bagian dari jalan tol yang menghubungkan antar kota utama di jawa timur, yaitu Surabaya dan Banyuwangi. Jalan tol ruas Gempol – Pasuruan banyak berada di atas tanah timbunan dengan sisi miring. Lokasi proyek ruas jalan tol Gempol – Pasuruan dapat dilihat pada Gambar 1.1.

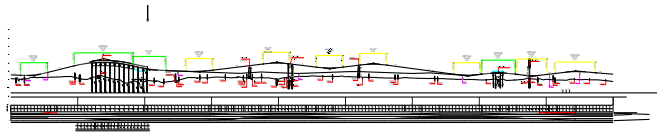


Gambar 1.1 Peta Kota Pasuruan
(Sumber : <http://googleearth.com>)

Proyek jalan tol Gempol-Pasuruan direncanakan dibangun di atas tanah timbunan sisi miring dengan kemiringan yaitu 1:1,5 dan 1:2. Tinggi timbunan bervariasi dari ketinggian 3 - 9 meter. Kondisi tanah dasar pada ruas jalan tol gempol pasuruan berupa tanah lunak dengan kedalaman yang berbeda-beda antara 5,8 – 9,6 meter seperti terlihat pada Lampiran 1, dengan kondisi tanah timbunan yang tingginya bervariasi dan kedalaman tanah lunak yang dalam, mengakibatkan ruas jalan tol Gempol – Pasuruan memiliki masalah-masalah yang mungkin terjadi di lapangan seperti kelongsoran. Gambar 1.2 dan Gambar 1.3 menunjukkan trase jalan dan potongan memanjang untuk ruas tol Gempol-Pasuruan, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Lampiran 1.



Gambar 1.2 Trase ruas tol Gempol - Pasuruan
(Sumber : PT. Wijaya Karya)

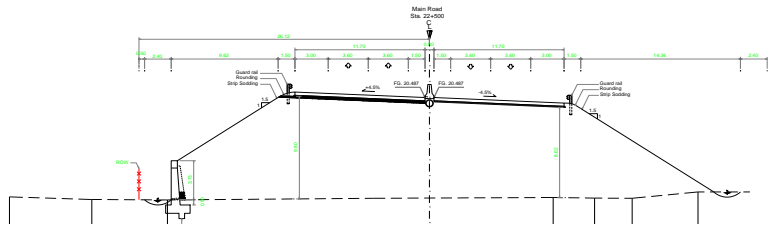


Gambar 1.3 Potongan memanjang ruas tol Gempol - Pasuruan
(Sumber : PT. Wijaya Karya)

Permasalahan yang biasanya muncul terjadi pada pembangunan ruas jalan tol Gempol – Pasuruan adalah proses pembebasan lahan yang membutuhkan waktu yang lama dikarenakan timbunan dengan sisi miring yang membutuhkan luas area yang besar. Selain itu beberapa masalah lain seperti longsor juga sering terjadi pada pembangunan ruas jalan tol yang disebabkan oleh timbunan yang relatif tinggi dan keadaan tanah dasar lunak yang dalam serta curah hujan yang tinggi.

Berdasarkan permasalahan yang terjadi di lapangan, maka perlu dilakukan perencanaan ulang yang mampu menyelesaikan permasalahan seperti kebutuhan lahan yang tidak terlalu luas untuk pembangunan jalan tol dan kelongsoran pada timbunan. Ruas tol Gempol - Pasuruan yang akan direncanakan ulang terdapat pada STA 22+500 sampai dengan STA 23+500 dengan pertimbangan pada stasioning tersebut timbunan masih menggunakan timbunan sisi miring dengan perkuatan *geotextile* dan perbaikan tanah dasar *pre-fabricated vertical drain* (PVD), dimana perkuatan tersebut sudah direncanakan pada tugas akhir saudara Ivan Dwi Ramadhan. Selain itu Timbunan paling tinggi berada pada STA 22+500 dengan ketinggian adalah 9,21 meter. Pada STA 23+350 sampai dengan STA 23+400 kondisi tanah dasar berupa tanah lunak yang kedalamanannya mencapai 9,6 meter. Berikut adalah potongan melintang timbunan pada STA 22+500 ruas tol Gempol Pasuruan yang dapat dilihat pada

Gambar 1.4 untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Lampiran 2.



Gambar 1.4 Potongan melintang STA 22+500 desain awal timbunan
(Sumber : PT. Wijaya Karya)

Desain awal perencanaan timbunan pada proyek jalan tol Gempol-Pasuruan menggunakan tipe timbunan sisi miring dengan kemiringan mencapai 1:1,5 dan 1:2, sehingga membutuhkan lahan yang luas dan memperbanyak proses pembebasan lahan. Maka untuk timbunan sisi miring perlu perencanaan ulang dengan menggunakan tipe timbunan sisi tegak yang memiliki keadaan stabil dan aman terhadap penurunan dan longsor yang sesuai syarat. Timbunan sisi tegak direncanakan dengan tujuan lebih hemat lahan dan mengurangi proses pembebasan lahan. Sebelum melakukan penimbunan perlu dilakukan langkah untuk menghitung waktu pemampatan tanah dasar dengan tujuan agar timbunan tidak mengalami penurunan saat atau setelah masa penimbunan. Selanjutnya ketika diketahui waktu pemampatan terlalu lama, maka akan direncanakan dengan melakukan perbaikan tanah dasar menggunakan metode preloading dengan percepatan menggunakan *prefabricated vertical drains* (PVD) dengan variasi kedalaman antara lain <Hdr dan Hdr agar diperoleh kedalaman yang efektif atau dengan metode perbaikan dengan mengganti tanah dasarnya hingga kedalaman antara 1,5 – 2 meter . Perencanaan ulang timbunan sisi tegak menggunakan beberapa alternatif perkuatan antara lain adalah *geotextile wall*

kombinasi dengan *micropile* dan *freyssisol* kombinasi dengan *micropile*.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, permasalahan yang harus diselesaikan adalah merencanakan timbunan tipe sisi tegak yang memiliki stabilitas dan aman terhadap longsor. Adapun rumusan masalah dari penulisan tugas akhir ini, antara lain :

1. Bagaimana kondisi tanah ?
2. Berapa besar pemampatan akibat beban timbunan dan pavement ?
3. Berapa tinggi beban preloading (H_{intial}) ?
4. Berapa jarak pemasangan *prefabricated vertical drains* (PVD) dengan variasi kedalaman $< H_{dr}$ dan H_{dr} ?
5. Berapa tebal lapisan optimum untuk dilakukan *replacement* ?
6. Berapa nilai *rate of settlement* setelah tanah dilakukan metode *replacement soil layers* ?
7. Barapa kebutuhan material perkuatan tanah timbunan sisi tegak dengan *geotextile wall* kombinasi dengan *micropile* dan *freyssisol* kombinasi dengan *micropile* ?
8. Berapa biaya material yang dibutuhkan untuk masing-masing alternatif ?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan penelitian pada penulisan tugas akhir ini adalah merencanakan alternatif untuk perbaikan tanah dasar dan perkuatan dengan tipe timbunan sisi tegak yang memiliki nilai keamanan sehingga tidak terjadi penurunan dan longsor.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah pada penulisan tugas akhir ini bertujuan untuk membatasi lingkup penelitian, adapun batasan masalah antara lain :

1. Struktur jalan tol Gempol - Pasuruan yang dianalisa hanya pada bagian tanah dasar dan timbunan.
2. Membandingkan harga material masing-masing metode.
3. Tidak memperhitungkan rencana anggaran biaya.
4. Penulisan tugas akhir ini tidak membahas metode pelaksanaan di lapangan, geometri jalan, struktur jembatan, dan drainase timbunan.

1.5 Manfaat

Adapun manfaat pada penulisan tugas akhir ini antara lain :

1. Menambah wawasan mengenai perencanaan timbunan sisi tegak.
2. Mengurangi penggunaan lahan pada area jalan tol Gempol - Pasuruan.
3. Menjadikan alternatif untuk perencanaan timbunan pada proyek jalan tol yang sedang dilaksanakan.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tanah

Sifat-sifat tanah sangat bergantung pada ukuran butirannya. Besarnya butiran dijadikan dasar untuk pemberian nama dan klasifikasi tanah. Oleh karena itu, analisis butiran ini merupakan pengujian yang sering dilakukan. Analisis ukuran butiran tanah adalah penentuan presentase berat butiran pada satu unit saringan, dengan ukuran diameter lubang tertentu (Hary Christiady, 2012).

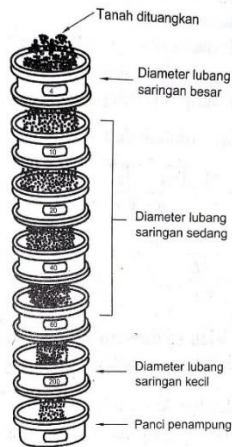
Istilah pasir, lempung, lanau atau lumpur digunakan untuk menggambarkan ukuran partikel pada batas ukuran butiran yang telah ditentukan. Akan tetapi, istilah yang sama juga digunakan untuk menggambarkan sifat tanah yang khusus. Sebagai contoh, lempung adalah jenis tanah yang bersifat kohesif dan plastis, sedang pasir digambarkan sebagai tanah yang tidak kohesif dan tidak plastis. Ukuran partikel tanah dapat bervariasi terlihat seperti pada Gambar 2.1 (Hary Christiady, 2012).

	1,7 mm	0,38	0,075								
<i>Unified Class System</i>	kasar	sedang	halus	butiran halus (lanau dan lempung)							
	2,0 mm	0,420	0,075	0,005	0,001						
<i>ASTM</i>	pasir	pasir halus	lanau	lempung	lempung koloidal						
	sedang										
	2,0 mm										
<i>MIT nomenclature</i>	kasar	sedang	halus	kasar	sedang	halus	kasar	sedang	halus		
	2,0 mm	1,0	0,5	0,2	0,1	0,05	0,02	0,006	0,002	0,0006	0,0002 mm
<i>International nomenclature</i>	sangat kasar	kasar	sedang	halus	kasar	halus	kasar	halus	kasar	halus	sangat halus
	pasir			Mo		lanau		lempung			

Gambar 2.1 Klasifikasi butiran tanah berdasarkan *Unified Soil Classification System*, *ASTM*, *MIT*, dan *International Nomenclature*.
(Sumber : Hary Christiady, 2012)

2.1.1 Tanah Berbutir Kasar

Distribusi ukuran butir untuk tanah berbutir kasar dapat ditentukan dengan cara menyaring. Caranya, tanah benda uji disaring lewat satu unit saringan standart. Berat tanah yang tinggal pada masing-masing saringan ditimbang, lalu presentase terhadap berat kumulatif tanah dihitung. Contoh susunan saringan saat pengujian ditunjukkan dalam Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Uji Saringan
(Sumber : Hary Christiady, 2012)

2.1.2 Tanah Berbutir Halus

Distribusi ukuran butir tanah halus atau bagian berbutir halus dari tanah berbutir kasar, dapat ditentukan dengan cara sedimentasi. Metode ini didasarkan pada hukum Stokes, yang berkenanan dengan kecepatan mengendap butiran pada larutan suspensi. Hukum Stokes tidak cocok untuk butiran yang lebih kecil dari 0,0002 mm, karena gerak turunnya butiran akan dipengaruhi oleh gerak Brownian. Ukuran butiran dianggap sebagai diameter

bola yang akan mengendap pada kecepatan yang sama, pada besar butiran yang sama (Hary Christiady, 2012).

Tanah berbutir halus biasanya diklasifikasikan sebagai tanah jenis lempung. Tanah lempung dan mineral lempung adalah tanah yang memiliki partikel-partikel mineral tertentu yang “menghasilkan sifat-sifat plastis pada tanah bila dicampur dengan air” (Grim, 1953). Lempung Sebagian besar terdiri dari partikel mikroskopis dan submikroskopis yang berbentuk lempengan-lempengan pipih dan merupakan partikel-partikel dari mika, mineral-mineral lempung dan mineral-mineral yang sangat halus lain (Das, 1985). Lempung tersusun atas mineral-mineral berbutir halus yang bersifat plastis pada kandungan air tertentu dan mengeras ketika kering atau terbakar (Guggenheim dan Martin, 1995).

Untuk menentukan jenis lempung tidak cukup hanya dilihat dari ukuran butirannya saja tetapi perlu diketahui mineral yang terkandung didalamnya. ASTM D-653 memberikan batasan bahwa secara fisik ukuran lempung adalah partikel yang berukuran antara 0,002 mm samapi 0,005 mm.

Sifat-sifat yang dimiliki tanah lempung (Hardiyatmo, 1999) adalah sebagai berikut:

1. Ukuran butir halus, kurang dari 0,002 mm
2. Permeabilitas rendah
3. Kenaikan air kapiler tinggi
4. Bersifat sangat kohesif
5. Kadar kembang susut yang tinggi
6. Proses konsolidasi lambat.

2.2 Data Lapangan

Pengujian tanah di lapangan merupakan kegiatan untuk mengetahui parameter dan karakteristik tanah. Kondisi geologi, susunan lapisan tanah dan kekuatan lapisan tanah. Pengujian lapangan biasanya dilakukan dengan melakukan tes sondir/*cone penetron test* (CPT) atau *standart penetration test* (SPT).

Dalam melakukan perencanaan timbunan dengan nilai keamanan yang memenuhi syarat, diperlukan data hasil pengujian tes sondir/*cone penetration test* (CPT) atau *standart penetration test* (SPT) untuk mendapatkan parameter tanah yang akan digunakan dalam proses perhitungan.

2.2.1 Korelasi Data Lapangan dan Nilai Parameter Tanah

a. Tes Sondir/*Cone Penetration Test* (CPT)

Hasil pengujian tes sondir berupa grafik sondir yang memperlihatkan hubungan antara kedalaman tanah dengan nilai tahanan konus (q_c) serta tahanan friksi (t_f). Hasil sondir dapat digunakan untuk mengetahui profil tanah, kuat geser tanah, dan kekuatan tanah. Berikut adalah klasifikasi tanah berdasarkan pengujian tes sondir/*cone penetration test* (CPT) yang terlihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Tes Sondir

Hasil Sondir		Klasifikasi
q_c	f_s	
6,0	0,15 - 0,40	Humus, lempung sangat lunak
6,0 - 10,0	0,20	Pasir kelanauan lepas, pasir sangat lepas
	0,20 - 0,60	Lempung lembek, lempung kelanauan lembek
10,0 - 30,0	0,10	Kerikil lepas
	0,10 - 0,40	Pasir lepas
	0,40 - 0,80	Lempung atau lempung kelanauan
	0,80 - 2,00	Lempung agak kenyal
30 - 60	1,50	Pasir kelanauan, pasir agak padat
	1,0 - 3,0	Lempung atau lempung kelanauan kenyal
60 - 150	1,0	Kerikil kepasiran lepas
	1,0 - 3,0	Pasir padat, pasir kelanauan atau lempung padat dan lempung kelanauan
	3,0	Lempung kekerikilan kenyal
150 - 300	1,0 - 2,0	Pasir padat, pasir kekerikilan, pasir kasar pasir, pasir kelanauan sangat padat

(Sumber : Das, 1995)

b. Standart Penetration Test (SPT)

Pengujian tes standart penetration test (SPT) dilakukan bersamaan dengan borlog, dimana borlog memiliki tujuan untuk mengambil sampel tanah per lapisan agar dilakukan penyelidikan di laboratorium untuk mengetahui parameter tanah. Nilai SPT digunakan untuk pembagian lapisan berdasarkan konsistensi tanah (Mochtar, 2000). Konsistensi tanah berdasarkan nilai N-SPT dan q_c terlihat seperti pada Tabel 2.2.

Tabel 2.2 Korelasi N-SPT dan Konsistensi Tanah

Konsistensi Tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, C_u		Taksiran harga SPT, harga N	Taksiran harga tahanan conus, q_c	
	KPa	ton/m ²		kg/cm ²	Kpa
Sangat lunak (<i>very soft</i>)	0 - 12.5	0 - 1.25	0 - 2.5	0 - 10	0 - 1000
Lunak (<i>soft</i>)	12.5 - 25	1.25 - 2.5	2.5 - 5	10 - 20	1000 - 2000
Sedang (<i>medium stiff</i>)	25 - 50	2.5 - 5	5 - 10	20 - 40	2000 - 4000
Kaku (<i>stiff</i>)	50 - 100	5 - 10	10 - 20	40 - 75	4000 - 7500
Sangat kaku (<i>very stiff</i>)	100 - 200	10 - 20	20 - 40	75 - 150	7500 - 15000
Keras (<i>hard</i>)	> 200	> 20	> 40	> 150	> 15000

(Sumber : Mochtar, 2006)

Menurut Mochtar, 1988 Tanah lempung merupakan jenis tanah berbutir halus dengan ukurannya adalah $< 2\mu$ atau $< 5\mu$. Tanah lempung adalah tanah kohesif yang memiliki sifat sebagai berikut :

1. Nilai kadar air berkisar antara 30% - 50% pada kondisi jenuh air.
2. Angka pori berkisar antara 0,9 sampai dengan 1,4 (Das, 1985).
3. Berat volume tanah berkisar antara 0,9 t/m³ - 1,25 t/m³ (Das, 1985).
4. *Spesifik Gravity* rata-rata berkisar antar 2,70 sampai dengan 2,90.

Tabel 2.3 Korelasi Berdasarkan N-SPT

<i>Cohesionless Soil</i>					
N (blows)	0-3	4-10	11-30	31-50	> 50
γ (kN/m ³)	-	12-16	14-18	16-20	18-23
\emptyset	-	25-32	28-36	30-40	> 35
State	<i>Very Loose</i>	<i>Loose</i>	<i>Medium</i>	<i>Dense</i>	<i>Very Dense</i>
Dr (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
<i>Cohesive Soil</i>					
N (blows)	< 4	4-6	6-15	16-25	> 25
γ (kN/m ³)	14-18	16-18	16-18	16-20	> 20
qu (kPa)	< 25	20-50	30-60	40-200	> 100
Consistency	<i>Very Soft</i>	<i>Soft</i>	<i>Medium</i>	<i>Stiff</i>	<i>Hard</i>

(Sumber : Bowles, 1984)

Tabel 2.4 Korelasi Berdasarkan Konsistensi Tanah

Sifat Tanah		γ_d		e	n	W _{sat}	γ_{sat}	C _v	
		g/cm ³	Lb cb ft					Cm ² /s	Ft ² /year
<i>Silt, Clay</i>	<i>Lunak</i>	0,5	31,25	4,40	0,80	163,0	1,31	10 ⁻⁵	
		0,6	37,50	3,50	0,78	129,6	1,38		
		0,7	43,75	2,86	0,74	105,8	1,44	1 x 10 ⁻⁴	3,4
		0,8	50,00	2,38	0,70	88,0	1,50	2 x 10 ⁻⁴	6,8
		0,9	56,25	2,00	0,67	74,1	1,57	3 x 10 ⁻⁴	10,1
	<i>Rata-rata</i>							4 x 10 ⁻⁴	11,1
		1,0	62,50	1,70	0,63	63,0	1,63	5 x 10 ⁻⁴	16,9
		1,1	68,75	1,45	0,59	53,9	1,69	6 x 10 ⁻⁴	20,3
		1,2	75,00	1,25	0,56	46,3	1,76	7 x 10 ⁻⁴	23,6
		1,3	81,25	1,08	0,52	39,9	1,82	8 x 10 ⁻⁴	27,0
<i>Gravel, Sand</i>	<i>sand</i>	1,4	87,50	0,93	0,48	34,4	1,88	9 x 10 ⁻⁴	30,4
		1,5	93,75	0,80	0,44	29,6	1,94	10 ⁻³	33,8 x 10 ¹
		1,6	100,00	0,69	0,41	25,5	2,04		
		1,7	106,25	0,59	0,37	21,8	2,07		
		1,8	112,50	0,50	0,33	18,5	2,13	10 ⁻²	33,8 x 10 ²
	<i>Gravel</i>	1,9	118,75	0,42	0,30	15,6	2,20		
		2,0	125,00	0,35	0,26	13,0	2,26	10 ⁻¹	33,8 x 10 ³
		2,1	131,25	0,29	0,22	10,6	2,32		
		2,2	137,50	0,23	0,19	8,4	2,39		
		2,3	143,75	0,17	0,15	6,4	2,45		
2,4	150,00	0,13	0,11	4,63	2,51				
2,5	156,25	0,080	0,074	2,96	2,57				
2,6	162,50	0,038	0,037	1,42	2,64				
2,7	168,75	0,000	0,000	0,00	2,70				

(Sumber : Siahaan, 2017)

Berdasarkan penelitian Kosasih dan Mochtar (1997) didapatkan persamaan empiri untuk mendapatkan nilai indeks pemampatan (C_c) dan indeks pengembangan (C_s) terhadap kadar air. Berikut adalah persamaan empiris tersebut :

$$C_c = 0,007LL + 0,0001 \times Wc^2 - 0,18 \dots\dots(2.1)$$

$$C_s = 0,002LL + 0,00002 \times Wc^2 - 0,06 \dots\dots(2.2)$$

Dimana :

C_c = Indeks pemampatan

C_s = Indeks pengembangan

LL = Batas cair (*liquid limit*)

Wc = Kadar air (*water content*)

2.2.2 Pengelompokkan Tanah

Pendekatan statistik yang digunakan yaitu mengambil keputusan berdasarkan besar koefisien variasi (C_v) dari suatu distribusi nilai parameter tanah. Berikut merupakan perumusan yang dapat digunakan :

$$\text{Mean (U)} : \frac{\sum_{n=1}^n x}{n} \dots\dots\dots(2.3)$$

$$\text{Standart Deviasi (STD)} : \sqrt{\frac{\sum(x-U)^2}{n}} \dots\dots\dots(2.4)$$

$$\text{Koefisien Variasi (Cv)} : \frac{\text{STD}}{U} \times 100\% \dots\dots\dots(2.5)$$

Dimana distribusi sebaran suatu nilai dapat diterima jika harga koefisien variasi dari sebaran lebih kecil dari 30%. Jika nilai sebaran tersebut lebih dari 30%, maka harus dilakukan pembagian layer kembali.

2.2.3 Penentuan Parameter Tanah

Analisa parameter tanah dilakukan untuk mendapatkan parameter yang akan digunakan untuk perencanaan perbaikan tanah. Metode yang digunakan adalah cara statistik dengan selang

kepercayaan yang baik, yaitu selang yang pendek dengan derajat kepercayaan yang tinggi. Oleh karena itu digunakan selang kepercayaan 90%.

Bentuk umum selang kepercayaan adalah batas bawah < (Parameter tanah) < batas atas. Dengan menggunakan probabilitas t dan probabilitas z yaitu :

a. Probabilitas t digunakan apabila $n < 30$

$$x - t_{db} \left(\frac{\alpha}{2}\right) \times \frac{s}{\sqrt{n}} < (\mu) < x + t_{db} \left(\frac{\alpha}{2}\right) \times \frac{s}{\sqrt{n}} \dots\dots\dots(2.6)$$

b. Probabilitas z digunakan apabila $n > 30$

$$x - z \left(\frac{\alpha}{2}\right) \times \frac{\sigma}{\sqrt{n}} < (\mu) < x + t_{db} \left(\frac{\alpha}{2}\right) \times \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \dots\dots\dots(2.7)$$

Dimana :

- x : rata-rata
- tdb : derajat kebebasan
- α : tingkat kesalahan
- s : standart deviasi
- n : jumlah data
- μ : nilai parameter tanah

Dimana untuk mendapatkan nilai Tdb dapat dengan melihat Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Nilai Probabilitas (tdb)

db	α				
	0.1	0.05	0.025	0.01	0.005
1	3.078	6.3141	12.706	31.821	63.656
2	1.886	2.920	4.303	6.965	9.925
3	1.638	2.353	3.182	4.541	5.841
4	1.533	2.132	2.776	3.747	4.604
5	1.476	2.015	2.571	3.365	4.032
6	1.440	1.943	2.447	3.143	3.707
7	1.415	1.895	2.365	2.998	3.499
8	1.397	1.860	2.306	2.896	3.355
9	1.383	1.833	2.262	2.821	3.250
10	1.372	1.812	2.228	2.764	3.169
11	1.363	1.796	2.201	2.718	3.106
12	1.356	1.782	2.179	2.681	3.055
13	1.350	1.771	2.160	2.650	3.012
14	1.345	1.761	2.145	2.624	2.977
15	1.341	1.753	2.131	2.602	2.947
16	1.337	1.746	2.120	2.583	2.921
17	1.333	1.740	2.110	2.567	2.898
18	1.330	1.734	2.101	2.552	2.878
19	1.328	1.729	2.093	2.539	2.861
20	1.325	1.725	2.086	2.528	2.845
21	1.323	1.721	2.080	2.518	2.831
22	1.321	1.717	2.074	2.508	2.819
23	1.319	1.714	2.069	2.500	2.807
24	1.318	1.711	2.064	2.492	2.797
25	1.316	1.708	2.060	2.485	2.787
26	1.315	1.706	2.056	2.479	2.779
27	1.314	1.703	2.052	2.473	2.771
28	1.313	1.701	2.048	2.467	2.763
29	1.311	1.699	2.045	2.462	2.756
30	1.310	1.697	2.042	2.457	2.750
40	1.303	1.684	2.021	2.423	2.704

2.3 Stabilitas

Stabilitas timbunan dapat ditentukan dengan menganalisa berbagai kestabilan anatara lain, sebagai berikut :

- a. Internal Stability
- b. Foundation Stability
- c. Overall Stability

Timbunan dinilai aman ketika ketiga kestabilan tersebut sudah terpenuhi oleh angka keamanan untuk masing-masing kestabilan.

2.3.1 Internal Stability

Pada perhitungan *internal stability* yang diperhatikan adalah gaya-gaya yang mempengaruhi timbunan diantaranya : gaya tekanan horisontal akibat tanah di belakang dinding dan beban luar berupa beban *surchage* (beban merata) serta beban hidup (beban titik). Perhitungan gaya tekanan horizontal total digunakan Persamaan :

$$\sigma_{Htotal} = \sigma_{HS} + \sigma_{HQ} + \sigma_{HL} \dots\dots\dots(2.8)$$

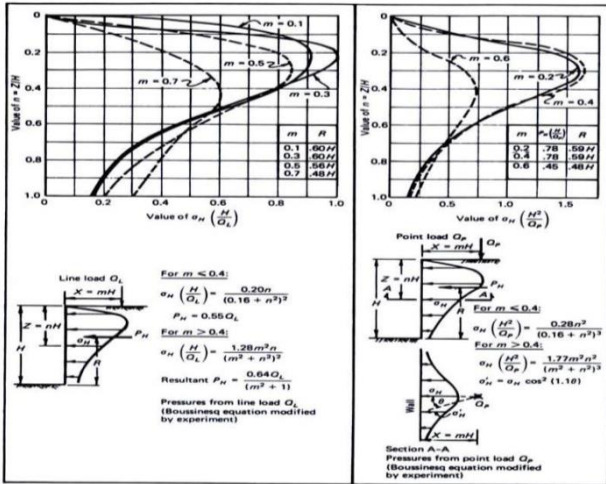
Dimana :

σ_{Htotal} = Besar tegangan horisontal total diterima dinding

σ_{HS} = Tegangan horisontal akibat tanah di belakang dinding

σ_{HQ} = Tegangan horisontal akibat beban terbagi rata

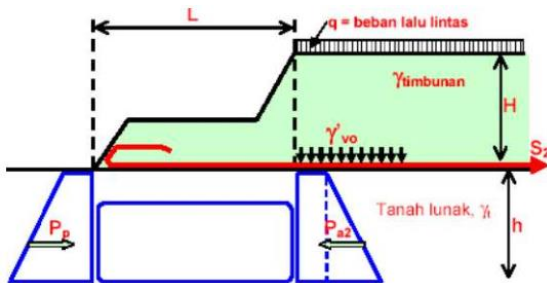
σ_{HL} = Tegangan horisontal akibat beban hidup / beban titik ; yang dapat dicari dengan fungsi z menggunakan Gambar 2.3 yang dapat dilihat sebagai berikut.



Gambar 2.3 Grafik untuk menentukan besarnya σ_{HL} .
 (Sumber : NAVFAC DM-7, 1971)

2.3.2 Foundation Stability

Foundation stability adalah kestabilan timbunan karena tidak bergesernya timbunan seperti divisualisasikan pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4 Gaya yang terjadi pada *foundation stability*
 (Sumber : Mochtar, 2012)

Kondisi *foundation stability* tercapai apabila terdapat kekuatan geotextile :

$$P_{a2} \leq \frac{P_p + (2 \cdot C_u \cdot L) + T_{allow}}{SF} \dots\dots\dots (2.9)$$

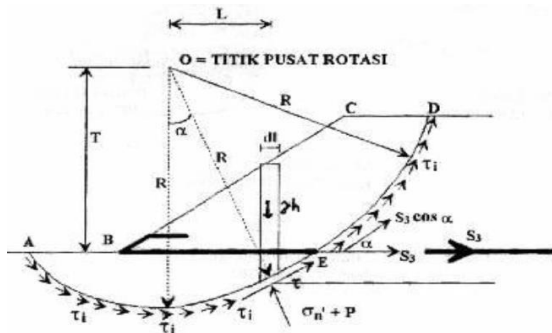
Dimana :

- P_{a2} = tekanan tanah aktif dibawah timbunan
- P_p = tekanan tanah pasif dibidang *initiation* timbunan
- C_u = *Undrained Shear Strength* tanah lunak
- T_{allow} = kekuatan *geotextile* yang tersedia
- SF = 1,25 untuk beban sementara
= 2 untuk beban tetap

2.3.3 Overall Stability

Kondisi *overall stability* adalah kestabilan timbunan bila ditinjau terhadap keruntuhan bidang gelincir lingkaran (circular) yang mencakup timbunan dan tanah dasarnya. Kondisi kestabilan ini tercapai apabila momen penahan lebih besar dibandingkan momen pendorong. Visualisasi tentang *overall stability* dapat dilihat pada Gambar 2.5.

Metode komputasi yang digunakan adalah dengan menggunakan rumus Bishop untuk mengetahui faktor keamanan timbunan terhadap *overall stability*. Metode Bishop menggunakan bidang runtuh berbentuk busur lingkaran dan membuat potongan-potongan vertikal di atas bidang runtuh. Perhitungan hanya didasarkan pada keseimbangan gaya vertikal yang bekerja pada potongan.



Gambar 2.5 Gaya yang bekerja pada *overall stability*
(Sumber : Mochtar, 2012)

Maka dengan begitu untuk mendapat momen penahan (MR), menggunakan persamaan berikut

$$M_R = R \sum \tau_i \cdot l_i + T_i \cdot S_i = M_{R \text{ eks}} + \Delta M_R \dots \dots (2.10)$$

Dimana :

S_i = gaya tarik *geotextile*

T_i = jarak *geotextile* ke titik kelongsoran

Untuk syarat angka keamana sebagai berikut :

$$SF = \frac{M_{\text{penahan}}}{M_{\text{pendorong}}}$$

Dimana :

SF = 1,25 (Beban Tetap)

SF = 1,10 (Beban Sementara)

2.3.4 Analisis Kestabilan Timbunan

Analisa kestabilan timbunan menggunakan program bantu *software* PC. *Software* yang digunakan adalah *dxstable*. Parameter tanah yang dibutuhkan pada program ini antara lain adalah γ_{sat} , γ_t , C , ϕ , letak muka air tanah, koordinat permukaan tanah yang akan ditinjau dan koordinat segmen longsor yang akan ditinjau. Output yang dihasilkan dari program bantu ini antara lain adalah jari-jari bidang longsor, koordinat bidang longsor, angka keamanan (SF), dan momen penahan dari tanah. Analisa stabilitas timbunan pada program bantu *dxstable* menggunakan metode Bishop. Metode

Bishop menganggap bahwa gaya-gaya yang bekerja pada potongan mempunyai resultan nol pada arah vertikal (Bishop, 1955). Apabila stabilitas timbunan dengan nilai faktor keamanan (SF) kurang dari yang direncanakan maka perlu dilakukan perkuatan timbunan.

2.4 Pemampatan

Pemampatan tanah terjadi akibat pemberian beban di atas tanah dasar tersebut yang menyebabkan deformasi partikel tanah serta mengecilnya pori-pori pada tanah tersebut, akibat keluarnya air atau udara yang terdapat pada pori-pori tanah.

2.4.1 Pemampatan Segera

Pemampatan yang terjadi pada tanah berbutir kasar dan berbutir halus kering atau tidak jenuh terjadi dengan segerasesudah beban bekerja. Pemampatan pada kondisi ini disebut sebagai pemampatan segera (*immediate settlement*). Pemampatan segera merupakan bentuk pemampatan elastis. Dalam praktek, sangat sulit memperkirakan besarnya pemampatan segera. Hal ini, tidak hanya karena tanah dalam kondisi alam tidak homogen dan anisotropis dengan modulus elastisitas yang bertambah dengan kedalaman, tetapi juga akibat kesulitan dalam mengevaluasi kondisi tegangan-regangan yang terjadi di lapisan tanah. Pemampatan segera banyak diperhatikan pada fondasi bangunan yang terletak pada tanah granuler atau tanah berbutir kasar (Hary Christiady, 2012).

2.4.2 Pemampatan Konsolidasi Primer

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

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

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

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

Tanah terkonsolidasi lebih, di mana tegangan overburden efektif saat ini adalah lebih kecil daripada tegangan yang pernah dialami oleh tanah yang bersangkutan sebelumnya. Tanah disebut sebagai NC-Soil atau OC-soil tergantung dari harga *Over Consolidation Ratio (OCR)*, yang didefinisikan dengan persamaan :

$$OCR = \frac{\sigma_c'}{\sigma_o'} \dots\dots\dots (2.11)$$

Dimana :

$$\begin{aligned} \sigma_o' &= \text{Effective overburden pressure} \\ &= (\gamma_{\text{timbunan}} - \gamma_w) \times \frac{1}{2} H_{\text{tinjau}} \dots\dots\dots (2.12) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_c &= \text{Tegangan Pra-konsolidasi} \\ &= \sigma_o' + \Delta p_f \text{ (akibat fluktuasi air) } \dots\dots\dots (2.13) \end{aligned}$$

NC-Soil mempunyai harga OCR = 1 dan OC-Soil mempunyai OCR > 1. Secara umum besar pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah lempung setebal H per lapisan tanah yang dihitung pertengahan-tengah lapisan-I dapat dihitung dengan Persamaan Terzaghi (1942) adalah sebagai berikut :

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

$$S_c = \left[\frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{P_o' + \Delta P}{P_o'} \right] \dots\dots\dots (2.14)$$

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

- Bila $(P_o + \Delta p) \leq P_c$, maka :

$$S_c = \frac{C_s H}{1+e_o} \log \left(\frac{P_o' + \Delta P}{P_o'} \right) \dots\dots\dots (2.15)$$

- Bila $(P_o + \Delta p) > P_c$, maka :

$$S_c = \frac{C_s H}{1+e_o} \log \left(\frac{P_c}{P_o'} \right) + \frac{C_c H}{1+e_o} \log \left(\frac{P_o' + \Delta P}{P_c} \right) \dots\dots\dots (2.16)$$

Dimana:

S_c = Besar pemampatan yang terjadi (m)

H = Tebal lapisan tanah (*Compressible Soil*) (m)

C_c = Indeks pemampatan (*Compression Index*)

C_s = Indeks pemuaiian (*Swelling Index*)

e_o = Angka Pori

$P'o$ = Tegangan *overburden* efektif (t/m^2)

P_c = Tegangan pra-konsolidasi (t/m^2)

ΔP = Penambahan beban vertikal (t/m^2)

Sehingga besar pemampatan total adalah :

$$S_c = \sum_{i=1}^n S_{ci} \dots \dots \dots (2.17)$$

Dimana :

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

n = jumlah lapisan tanah yang dihitung besar pemampatan

ΔP merupakan tambahan tegangan akibat pengaruh beban timbunan yang ditinjau di tengah-tengah lapisan. Nilai ΔP yang diperoleh adalah untuk $\frac{1}{2}$ bentuk timbunan, sehingga untuk bentuk timbunan bersisi miring yang simetris, nilai ΔP yang diperoleh harus dikalikan 2. Penentuan ΔP juga dapat digunakan dengan persamaan berikut.

$$\Delta P = 4 \times I \times q_o \dots \dots \dots (2.18)$$

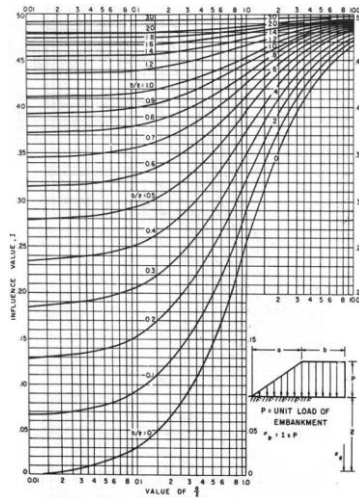
Dimana :

ΔP = besarnya penambahan tegangan vertikal akibat pengaruh beban timbunan yang ditinjau (ditengah-tengah lapisan ke-i) (t/m^2)

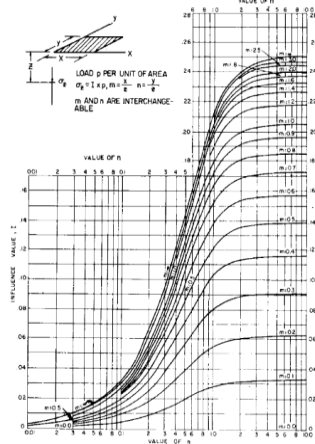
q_o = tegangan vertikal efektif dimuka tanah berupa timbunan

I = Faktor pengaruh yang ditentukan berdasarkan kurva (NAVFAC DM-

7, 1970) yang diberikan dalam Gambar 2.6 untuk beban timbunan bersisi miring atau trapesium, dan gambar 2.7 untuk beban timbunan bersisi tegak atau beban merata perkerasan.

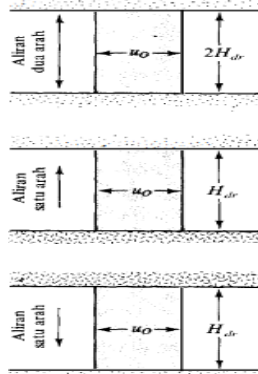


Gambar 2.6 Kurva I untuk beban timbunan bersisi miring
(Sumber : NAVFAC DM-7, 1970)



Gambar 2.7 Kurva I untuk beban timbunan tegak atau beban merata perkerasan
(Sumber : NAVFAC DM-7, 1970)

Pemampatan konsolidasi lapisan tanah dasar yang terjadi karena keluarnya air pori ke lapisan yang lebih porus, yaitu : keatas atau kebawah (*single drainage*) atau keatas dan kebawah (*double drainage*). Tanah yang dianggap mudah memampat adalah tanah lanau/lempung dengan rentang konsistensi dari sanagat lunak sampai menengah; atau *very soft to medium stiff soil*. Macam-macam tipe arah aliran poru dengan U_v tetap seperti dijelaskan pada Gambar 2.8 sebagai berikut :



Gambar 2.8 Macam tipe arah aliran pori dengan U_v tetap
(Sumber : Das, 1985)

Menurut Terzaghi, lama waktu konsolidasi (t) dapat dihitung dengan Persamaan:

$$t = \frac{T_v(H_{dr})^2}{C_v} \dots \dots \dots (2.19)$$

Dimana :

- t = waktu konsolidasi
- T_v = *time factor*, bergantung dari derajat konsolidasi U (%)
- H_{dr} = Jarak keluarnya air pori dari lapisan tanah (m)
- C_v = koefisien konsolidasi akibat aliran air pori arah vertikal.

Tabel 2.6 Derajat Konsolidasi dan Faktor Waktu

Derajat Konsolidasi U%	Faktor Waktu (Tv)
0	0
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,126
50	0,197
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,848
100	∞

(Sumber : Das, 1985)

Untuk jenis tanah heterogen yang memiliki nilai C_v yang berbeda antar lapisannya, harga C_v gabungan dapat dihitung dengan persamaan.

$$C_v \text{ gabungan} = \frac{(\sum h)^2}{\left(\left(\frac{h_1}{\sqrt{C_{v1}}} \right) + \left(\frac{h_2}{\sqrt{C_{v2}}} \right) + \left(\frac{h_3}{\sqrt{C_{v3}}} \right) + \dots + \left(\frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right) \right)^2} \dots\dots(2.20)$$

Dimana :

$\sum h$ = tebal perlapisan tanah ditinjau (m)

C_v = harga C_v pada tiap lapisan

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

$$\text{Untuk } U_v \text{ antara } 0\% \text{ s.d } 60\%, U_v = \left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\% \dots\dots(2.21)$$

$$\text{Untuk } U_v \text{ antara } > 60\%, U_v = (100-a)\% \dots\dots(2.22)$$

Dimana :

$$a = 10 \left(\frac{1.781 - T_v}{0.933} \right)$$

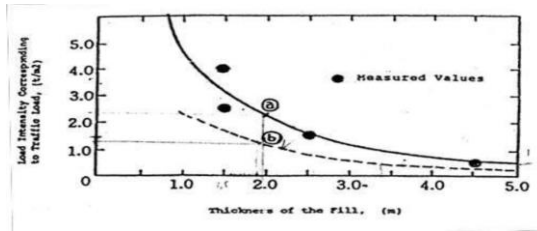
$$T_v = \frac{t \cdot C_v}{(Hdr)^2}$$

- H_{dr} = Jarak keluarnya air pori dari lapisan tanah (m)
 C_v = harga C_v tanah pada lapisan setebal lapisan yang ditinjau
 t = waktu konsolidasi

2.5 Metode Perbaikan Tanah Dasar dengan Sistem Preloading

Metode preloading bertujuan untuk meningkatkan daya dukung dan kuat geser tanah serta menyelesaikan pemampatan yang terjadi sebelum atau sesudah konstruksi selesai. Preloading merupakan metode untuk memperbaiki tanah dasar dengan memberikan beban berupa tanah timbunan di atas tanah dasar guna mempercepat pemampatan sehingga akan meningkatkan daya dukung tanah dasar tersebut. Dengan adanya beban timbunan, maka tanah dasar akan tertekan sehingga air yang berada dalam pori-pori tanah akan keluar. Apabila penurunan akibat pemampatan yang diinginkan telah tercapai, sebagian timbunan preloading dapat dibongkar.

Besar tinggi timbunan yang dibongkar ($H_{bongkar}$) tergantung dari beban *traffic*. Untuk beban *traffic* harus diperhitungkan sebagai tambahan beban merata yang menyebabkan penurunan tanah. Menurut *Japan Road Association* (1986), beban *traffic* tersebut kemudian dapat dikorelasikan dalam tinggi timbunan tambahan dan akan dibongkar ($H_{bongkar}$) saat waktu konsolidasi selesai. Semakin tinggi timunan, semakin kecil pengaruh beban *traffic* terhadap penurunan tanah tersebut. Untuk tanah asli yang sudah memampat akibat PVD dapat diasumsikan pengaruh pada tanah dasar mengikuti kurva dari Gambar 2.9 sebagai berikut :



Gambar 2.9 Kurva hubungan antara tebal timbunan dengan intensitas beban yang bersesuaian dengan beban *traffic* (Sumber : Mochtar, 2000)

2.5.1 Menentukan Tinggi Timbunan Awal (H initial)

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

Kondisi Awal :

$$q_{awal} = H_{initial} \times \gamma_{timbunan} \dots\dots\dots(2.23)$$

Setelah Mengalami Konsolidasi :

$$q_{akhir} = (H_{initial} \times \gamma_{timbunan}) - (Sc \times (\gamma_{timbunan} - \gamma'_{timbunan})) \dots\dots\dots(2.24)$$

Kondisi $\gamma_{sat} \neq \gamma_{timbunan}$ maka :

$$H_{initial} = \frac{q + (Sc(\gamma_{timb} - \gamma'_{timb}))}{\gamma_{timb}} \dots\dots\dots(2.25)$$

Kondisi $\gamma_{sat} = \gamma_{timbunan}$ maka :

$$H_{initial} = \frac{q + (Sc \times \gamma_w)}{\gamma_{timb}} \dots\dots\dots(2.26)$$

$$H_{Akhir} = (H_{initial} - Sc_{timbunan} - Sc_{Pavement} - H_{bongkar-traffic}) + H_{pavement} \dots\dots\dots(2.27)$$

Dimana :

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

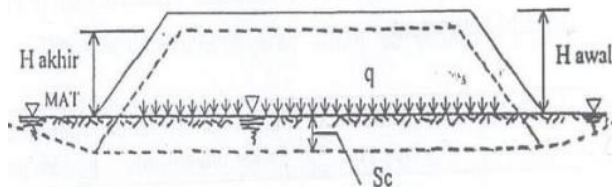
q_{akhir} = Beban akhir sebagai beban yang menyebabkan penurunan H_{initial} untuk mencapai H_{final} rencana.

Sc_{timbunan} = Penurunan tanah dibawah timbunan oleh beban.

Sc_{pavment} = Penurunan akibat beban lalu lintas.

$H_{\text{bongkar-traffic}}$ = Tinggi timbunan yang dapat dibongkar akibat pengaruh beban *traffic*.

Sketsa perencanaan tinggi timbunan saat mengalami pemampatan dapat dilihat pada Gambar 2.10 sebagai berikut.



Gambar 2. 10 Kedudukan timbunan saat mengalami pemampatan
(Sumber : Mochtar, 2000)

2.5.2 Percepatan Menggunakan *Pre-Fabricated Vertical Drain (PVD)*

Pemampatan konsolidasi yang terjadi pada tanah lempung berlangsung sangat lambat, oleh sebab itu untuk mempercepat terjadinya penurunan ($U \geq 90\%$) dengan waktu efektif 6 bulan (24 minggu) perlu adanya pegurangan jalur pori. Salah satu cara untuk mempercepat penurunan adalah dengan memasang pre fabricated vertical drain (PVD) di dalam tanah pada kedalaman dan jarak tertentu dengan formasi segitiga atau segiempat.

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

$$t = \left(\frac{D^2}{8 \cdot C_h} \right) \cdot F(n) \cdot \ln \left(\frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right) \dots \dots \dots (2.28)$$

Dimana :

t = lama waktu untuk mencapai U_h

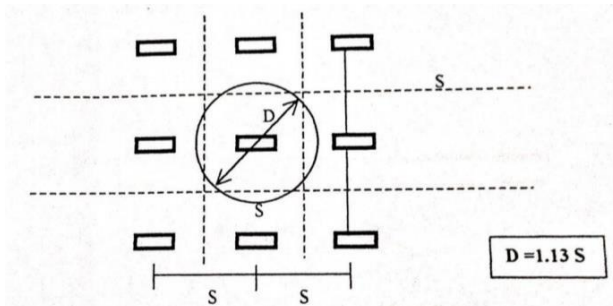
D = diameter ekivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari *vertical drain*

= 1,13 x S untuk pola penyusunan bujursangkar, Seperti pada Gambar 2.11

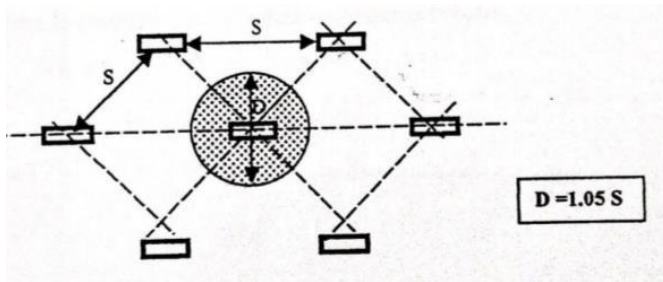
= 1,05 x S untuk pola penyusunan segitiga, Seperti pada Gambar 2.12

C_h = koefisien konsolidasi tanah akibat aliran air pori arah radial

\bar{U}_h = derajat konsolidasi tanah akibat aliran air arah radial



Gambar 2.11 Pola Penyusunan Bujursangkar PVD
(Sumber : Mochtar, 2012)



Gambar 2.12 Pola Penyusunan Segitiga PVD
(Sumber : Mochtar, 2012)

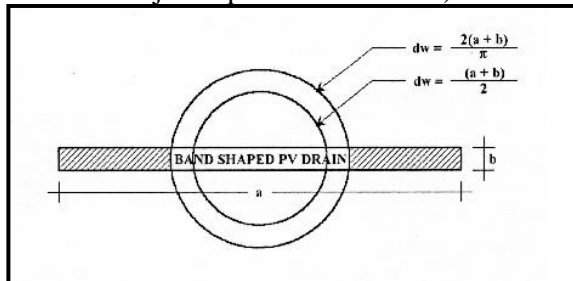
Fungsi $F(n)$ adalah merupakan fungsi hambatan akibat jarak antara titik pusat PVD. oleh Hansbo (1979) harga $F(n)$ didefinisikan sebagai berikut :

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2-1} \right) \left[\ln(n) - \frac{3}{4} - \left(\frac{1}{4n^2} \right) \right] \dots\dots\dots(2.29)$$

Dimana :

$$n = D/dw$$

D = diameter equivalen dari *vertical drain* (equivalen terhadap bentuk lingkaran seperti ditunjukkan pada Gambar 2.13)



Gambar 2.13 Equivalen diameter untuk PVD
(Sumber : Mochtar, 2012)

Pada umumnya $n > 20$ sehingga dapat dianggap $1/n = 0$ dan $\left(\frac{n}{n^2-1}\right)^2 \approx 1$; sehingga :

$$F(n) = \ln(n) - 3/4 \dots\dots\dots(2.30)$$

atau,

$$F(n) = \ln(D/dw) - 3/4 \dots\dots\dots(2.31)$$

Hansbo (1979) menentukan waktu konsolidasi dengan menggunakan persamaan yang dipengaruhi oleh faktor hambatan disebabkan jarak antar PVD dan factor hambatan tanah yang terganggu (*disturbed*). Persamaan Hansbo (1979) dapat dilihat sebagai berikut :

$$t = \left(\frac{D^2}{8 \cdot Ch}\right) \cdot (F(n) + Fs + Fr) \cdot \ln\left(\frac{1}{1-U_h}\right) \dots\dots(2.32)$$

Dimana :

t = waktu yang diperlukan untuk mencapai U_h

D = diameter ekivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari *vertical drain*
 = 1,13 x S untuk pada penyusunan bujursangkar, Seperti pada Gambar 2.11

= 1,05 x S untuk pada penyusunan segitiga, Seperti pada Gambar 2.12

S = jarak antara titik pusat PVD

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

Kh/Kv = perbandingan antara koefisien permeabilitas tanah arah radial dan vertikal, untuk tanah lempung yang jenuh air, harga $(k_h \cdot k_v)$ berkisar antara 2 – 5

F(n) = factor hambatan disebabkan jarak antar PVD

- Fr = factor hambatan akibat gangguan pada PVD sendiri
 Fs = factor hambatan tanah yang terganggu (*disturbed*)
 \bar{U}_h = derajat konsolidasi tanah akibat aliran air arah radial

Harga Fr merupakan factor tahanan akibat adanya gangguan pada PVD sendiri dan dirumuskan sebagai berikut :

$$Fr = \pi \cdot z \cdot (L-z) \cdot \left(\frac{kh}{q_w}\right) \dots \dots \dots (2.33)$$

Dimana :

- Z = kedalaman titik yang ditinjau pada PVD terhadap permukaan tanah
 L = Panjang aliran
 kh = koefisien permeabilitas arah horizontal dalam tanah yang tidak terganggu
 q_w = *discharge capacity* dari drain (tergantung dari jenis PVD)

Harga Fs merupakan factor yang disebabkan oleh ada tidaknya perubahan pada tanah disekitar PVD akibat pemancangan PVD tersebut. Factor ini memasukkan pengaruh "*disturbance*" (gangguan) terhadap tanah karena pemancangan tersebut. Fs dapat dirumuskan sebagai berikut : (Hansbo,1979).

$$Fs = \left(\frac{kh}{ks} - 1\right) \cdot \ln\left(\frac{ds}{dw}\right) \dots \dots \dots (2.34)$$

Dimana:

- Ks = koefisien permeabilitas arah horizontal pada tanah sudah terganggu
 ds = diameter daerah yang terganggu (*disturbed*) sekeliling *vertical drain*
 dw = diameter lingkaran ekuivalen untuk PVD

Adanya factor Fs dan Fr cenderung memperlambat kecepatan konsolidasi. Faktor yang paling penting adalah F(n) sedangkan besar faktor (Fs) dapat mendekati atau bahkan sedikit lebih besar daripada F(n), tergantung dari besarnya kerusakan pada tanahnya akibat pemancangan PVD. Dari data

lapangan di dapatkan harga $F_s/F(n)$ berkisar antara 1 sampai 3; untuk memudahkan perencanaan maka dapat diasumsikan bahwa $F(n) = F_s$. Pengaruh perlawanan aliran (F_r) umumnya kecil maka dapat dianggap nol (Mochtar, 2012). Dengan memasukan asumsi-asumsi diatas, Persamaan berubah menjadi :

$$t = \left(\frac{D^2}{8 \cdot Ch} \right) \cdot (2 \cdot F(n)) \cdot \ln \left(\frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right) \dots \dots \dots (2.35)$$

Dimana :

- t = waktu yang diperlukan untuk mencapai U_h
- D = diameter ekivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari *vertical drain*
 = 1,13 x S untuk poda penyusunan bujursangkar, Seperti pada Gambar 2.11
 = 1,05 x S untuk poda penyusunan segitiga, Seperti pada Gambar 2.12
- Ch = koefisien konsolidasi untuk aliran air pori arah radial
- \bar{U}_h = derajat konsolidasi tanah akibat aliran air arah radial
- F(n) = faktor hambatan disebabkan karena jarak antar PVD

Dengan memasukan harga t tertentu, dapat dicari harga U_h pada bagian lapis tanah yang dipasang PVD. selain konsolidasi akibat aliran air pori arah horisontal, juga terjadi konsolidasi akibat aliran air podi arah vertikal U_v . Harga U_v dicari dengan Persamaan yang sesuai parameternya. Untuk derajat konsolidasi akibat aliran air arah radiah, harga U_h dapat dicari dengan Persamaan :

$$\bar{U}_h = \left[1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{t \times 8 \times ch}{D^2 \times 2 \times F(n)} \right)}} \right) \right] \dots \dots \dots (2.36)$$

Dimana :

\bar{U}_h = derajat konsolidasi arah radial (%)

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

K_h/K_v = perbandingan antara koefisien permeabilitas tanah arah radial dan vertikal, untuk tanah lempung yang jenuh air, harga (k_h) berkisar antara 2 – 5

D = diameter ekuivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari *vertical drain*

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

$$\bar{U} = [1 - (1 - \bar{U}_h).(1 - U_v)] \times 100\% \dots\dots\dots(2.37)$$

Dimana :

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

U_v = derajat konsolidasi arah vertikal (%)

Sebagai akibat terjadinya konsolidasi pada suatu lapisan tanah, maka lapisan tanah yang bersangkutan menjadi lebih padat yang berarti kekuatan tanah juga meningkat sebagai akibat kenaikan harga C_u (*undrained shear strength*). Maka dari itu jika penimbunan dilakukan tanpa bantuan perkuatan masih bisa dilaksanakan dengan memperhatikan stabilitas akibat kenaikan nilai C_u dan penundaan tahap penimbunan jika stabilitasnya tidak memenuhi syarat. Namun jika timbunan dianalisis dengan bantuan perkuatan, maka kenaikan daya dukung tanah dasar tidaklah menjadi masalah lagi sehingga penimbunan dapat terus dilaksanakan tanpa adanya penundaan pentahapan dan tanpa terjadi kelongsoran (Mochtar, 2012). Oleh sebab itu, sebelum menghitung kebutuhan perkuatan tanah timbunan dapat diperiksa peningkatan daya dukung tanah dasar akibat penimbunan bertahap, sehingga didapat nilai C_u baru yang menjadi dasar untuk perhitungan perkuatan agar didapatkan perkuatan yang efektif

sesuai dengan daya dukung tanah sebenarnya. Untuk menghitung nilai Cu baru dapat menggunakan Persamaan :

a. Untuk $PI < 120\%$

$$Cu \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0,0737 + (0,1899 - 0,0016.PI).\sigma' \dots\dots\dots(2.38)$$

b. Untuk $PI > 120\%$

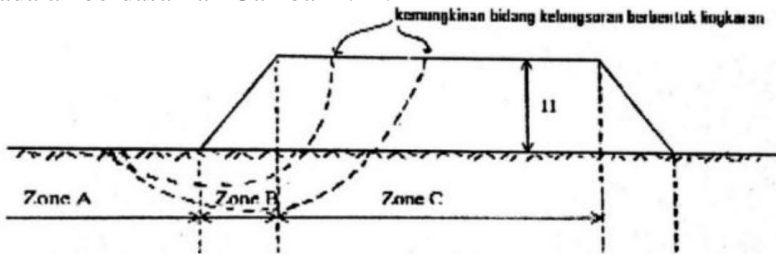
$$Cu \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0,0737 + (0,0454 - 0,00004.PI).\sigma' \dots\dots\dots(2.39)$$

Dimana :

PI = *Plasticity Index*

σ' = penambahan tegangan total (kg/cm²)

Pembagian zona oleh adanya peningkatan nilai Cu untuk diperiksa kestabilannya dengan menggunakan program bantu adalah berdasarkan Gambar 2.14.



Gambar 2.14 Pembagian zona peningkatan nilai Cu
(Sumber : Mochtar, 2012)

Berdasarkan Gambar 2.14 dapat dijelaskan sebagai berikut :

Zona A = Tanah dalam kondisi masih asli, $Cu = Cu \text{ asli}$

Zona B = Zona transisi, $Cu = \frac{Cu_A + Cu_B}{2}$

Zona C = Tanah terkonsolidasi dibawah timbunan H, nilai Cu di zona ini ditetapkan dengan berdasarkan nilai terbesar Cu lama dan Cu baru

Dengan ditinjau tegangan tanah awal (P_o') dan juga penambahan tegangan beban. Untuk penambahan tegangan beban maka digunakan persamaan (dalam t_1 dan U total dari perhitungan PVD) :

- ΔP_1 (Δ tegangan) akibat tahap penimbunan (1), dari 0 m s/d h_1 selama t_1 (derajat konsolidasi = U_1)

$$\Delta P_{1-U1} = \left(\left(\frac{\sigma'_1}{P'_o} \right)^{U1} \cdot P'_o \right) - P'_o \dots\dots\dots(2.40)$$

- ΔP_2 (Δ tegangan) akibat tahap penimbunan (2), dari h_1 m s/d h_2 selama t_2 (derajat konsolidasi = U_2)

$$\Delta P_{2-U2} = \left(\left(\frac{\sigma'_2}{P'_1} \right)^{U1} \cdot \sigma'_1 \right) - \sigma'_1 \dots\dots\dots(2.41)$$

Dengan adanya penambahan beban, maka tegangan tanah dilapisan yang ditinjau menjadi (dalam t_i dan U total dari perhitungan PVD) :

$$\sigma'_{baru} = P'_o + \left[\left(\left(\frac{\sigma'_1}{P'_o} \right)^{U1} \cdot P'_o \right) - P'_o \right] + \left[\left(\left(\frac{\sigma'_2}{P'_1} \right)^{U1} \cdot \sigma'_1 \right) - \sigma'_1 \right] + \left[\left(\left(\frac{\sigma'_n}{P'_i} \right)^{Un} \cdot \sigma'_i \right) - \sigma'_i \right] \dots\dots\dots(2.42)$$

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

- Rumus 1 apabila $P'_o + \Delta P1 \leq P_c$

$$S_c = \frac{C_s \cdot H}{1 + e_o} \log \left(\frac{P'_o + \Delta P1}{P'_o} \right) \dots\dots\dots(2.43)$$

- Rumus 2 apabila $P'_o + \Delta P1 + \Delta P2 > P_c$

$$S_c = \frac{C_s \cdot H}{1 + e_o} \log \left(\frac{P'_c}{P'_o + \Delta P1} \right) + \frac{C_c \cdot H}{1 + e_o} \log \left(\frac{P'_o + \Delta P1 + \Delta P2}{P'_c} \right) \dots\dots\dots(2.44)$$

- Rumus 3 apabila $P'_o + \Delta P1 + \Delta P2 + \Delta P3 > P_c$

$$S_c = \frac{C_s \cdot H}{1 + e_o} \log \left(\frac{P'_o + \Delta P1 + \Delta P2 + \Delta P3}{P'_o + \Delta P1 + \Delta P2} \right) \dots\dots\dots(2.45)$$

Dimana :

C_c = indeks pemampatan (*compression index*)

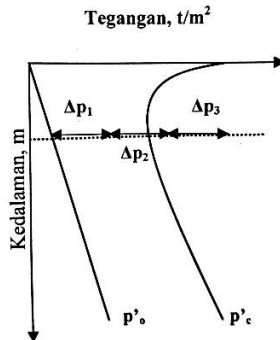
C_s = indeks pemuaiian (*swelling index*)

P'_o = tegangan efektif *overburden*

ΔP = penambahan tekanan vertikal

e_o = angka pori

untuk lebih jelasnya, perubahan tegan akibat penambahan beban bertahap dapat dilihat pada Gambar 2.15. Selanjutnya untuk kenaikan tegangan (ΔP), dipakai persamaan untuk menghitung pemampatan yang terjadi.



Gambar 2.15 Sketsa diagram penambahan tegangan akibat beban bertahap

(Sumber : Mochtar, 2012)

2.6 Metode Perbaikan Tanah Dasar dengan *Replacement Soil Layers*

Metode perbaikan tanah dasar dengan cara mengganti lapisan tanah dasar yang *compressible* dengan tanah yang bagus pada kedalaman antara 1,5 hingga 2 meter, dengan alasan jika terlalu dalam maka ditakutkan terjadi kelongsoran pada saat proses penggalian. *Replacement soil layer* mempunyai tujuan untuk memperkecil nilai penurunan tanah hingga *rate of settlement* masuk kedalam syarat yaitu $< 2,5$ cm/tahun. Dimana untuk menghitung beban replacement seperti pada persamaan berikut.

$$q_{\text{replacement}} = (\gamma_{\text{baru}} - \gamma_{\text{lama}}) \times H_{\text{replacement}} \dots (2.46)$$

2.7 Perkuatan Timbunan Sisi Tegak

Dalam perencanaann timbunan dengan sisi tegak ada beberapa alternatif perkuatan pada tanah antara lain adalah *geogrid* yang dapat dikombinasikan dengan *keystonewall* dan *geotextile* yang dapat dikombinasikan dengan turap. Selain itu juga diperlukan perkuatan *micropile* untuk menjaga *overall stability*.

2.7.1 Perkuatan Geotextile wall

Pada perencanaan *geotextile* untuk perkuatan lereng timbunan yang memiliki kemiringan yang curam, perencanaan *geotextile* harus ditinjau berdasarkan stabilitas pada :

1. *Internal Stability*
2. *Eksternal Stability*

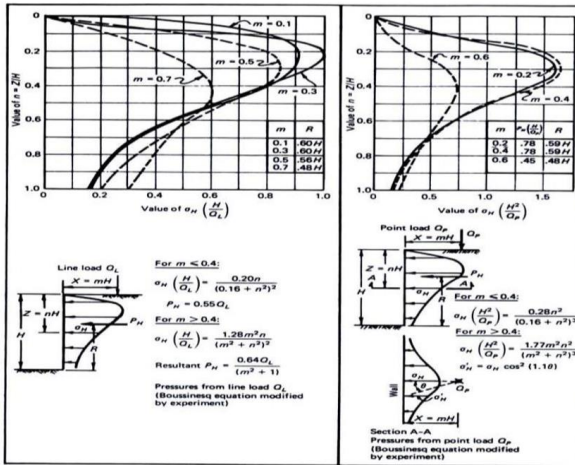
Sehingga dapat ditentukan jumlah *geotextile* dan mutu *geotextile* yang memenuhi kedua syarat kestabilan tersebut. Untuk Penjelasan kedua persyaratan tersebut, akan dijelaskan seperti dibawah ini.

1. *Internal Stability* sama seperti pada persamaan 2.8 sebagai berikut :

$$\sigma_{H_{\text{total}}} = \sigma_{HS} + \sigma_{HQ} + \sigma_{HL}$$

Dimana :

- σ_{Htotal} = Besar tegangan horisontal total diterima dinding
- σ_{HS} = Tegangan horisontal tanah dibelakang dinding
- σ_{HQ} = Tegangan horisontal akibat beban terbagi rata
- σ_{HL} = Tegangan horisontal akibat beban hidup/beban titik; yang dapat dicari dengan fungsi z menggunakan Gambar 2.16 sebagai berikut :



Gambar 2.16 Grafik untuk menentukan besarnya σ_{HL}
 (Sumber : NAVFAC DM-7, 1971)

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* dapat dicari dengan menggunakan Persamaan:

$$T_{allow} = T_{ult} \times \left(\frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}} \right) \dots\dots\dots(2.47)$$

Dimana :

- T_{allow} = kekuatan *geotextile* yang tersedia
- T_{ult} = kekuatan ultimate *geotextile*
- FS_{id} = faktor keamanan akibat kerusakan pada saat pemasangan

- FS_{cr} = faktor keamanan akibat rangkak
- FS_{cd} = faktor keamanan akibat pengaruh bahan-bahan kimia
- FS_{bd} = faktor keamanan akibat pengaruh aktifitas biologi dalam tanah

Harga FS_{id}, FS_{cr}, FS_{cd}, FS_{bd} merupakan faktor reduksi yang dapat dilihat pada Tabel 2.7.

Tabel 2.7 Nilai Faktor FS Geotextile Berdasarkan Penggunaannya

Penggunaan Geotextile	Faktor pemasangan	Faktor Rangkak	Faktor Kimia	Faktor Biologi
	FS _{id}	FS _{cr}	FS _{cd}	FS _{BD}
Separation	1,1 – 2,5	1,0 – 1,2	1,0 – 1,5	1,0 – 1,2
Cushioning	1,1 – 2,0	1,2 – 1,5	1,0 – 2,0	1,0 – 1,2
Unpaved Road	1,1 – 2,0	1,5 – 2,5	1,0 – 1,5	1,0 – 1,2
Walls	1,1 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Embankments	1,1 – 2,0	2,0 – 3,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Bearing capacity	1,1 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Slope Stabilitation	1,1 – 1,5	1,5 – 2,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Pavement overlays	1,1 – 1,5	1,0 – 1,2	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1
Railroads	1,5 – 1,5	1,0 – 1,5	1,0 – 2,0	1,0 – 1,2
Flesible form	1,1 – 1,5	1,5 – 3,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1
Silt fences	1,1 – 1,5	1,5 – 2,5	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1

Untuk perhitungan jarak spasi antar geotextile dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$Sv = \frac{T \text{ allow}}{SF \times \sigma H \text{ total}} \dots\dots\dots(2.48)$$

Dimana :

- Sv = Jarak pemasangan geotextile
- T allow = Kuat Tarik material diijinkan
- SF = Angka keamanan 1,5
- σh = Besar tegangan horizontal yang diterima dinding perkedalaman Z

Setelah menghitung jarak pemasangan selanjutnya menghitung kebutuhan panjang geotextile dengan cara menghitung panjang geotextile yang di tanam (L) adalah :

$$L = Ld + Le \dots\dots\dots(2.49)$$

Dimana :

- Ld = Panjang geotextile didepan bidang longsor
- Le = Panjang geotextile yang berada dibelakang bidang longsor

Panjang geotextile didepan bidang longsor dapat digunakan persamaan sebagai berikut :

$$L_r = (H - Z) \times \tan (45 - \phi/2) \dots \dots \dots (2.50)$$

Dimana :

- H = Ketinggian timbunan
- Z = Titik pertinjauan
- Φ = Sudut geser tanah

Panjang geotextile yang berada dibelakang bidang longsor digunakan persamaan sebagai berikut :

$$L_e = \frac{S_v \times \sigma_h \times SF}{2 \times [C + \sigma_v \times \tan \delta]} \dots \dots \dots (2.51)$$

Dimana :

- σ_h = Besar tegangan horizontal yang diterima dinding perkedalaman Z
- SF = Angka keamanan 1,5
- σ_v = Besar tegangan vertikal diterima dinding perkedalaman Z
- δ = $0,6 \phi$
- C = Nilai kohesi tanah ditinjau

Setelah didapatkan Le dan Lr, kemudian menghitung panjang lipatan (Lo) dengan gaya yang diperhitungkan 0,5 σ_h . Sehingga persamaannya menjadi sebagai berikut :

$$L_o = \frac{S_v \times \sigma_h \times SF}{4 \times [C + \sigma_v \times \tan \delta]} \dots \dots \dots (2.52)$$

Dimana :

- σ_h = Besar tegangan horizontal yang diterima dinding perkedalaman Z
- SF = Angka keamanan 1,5

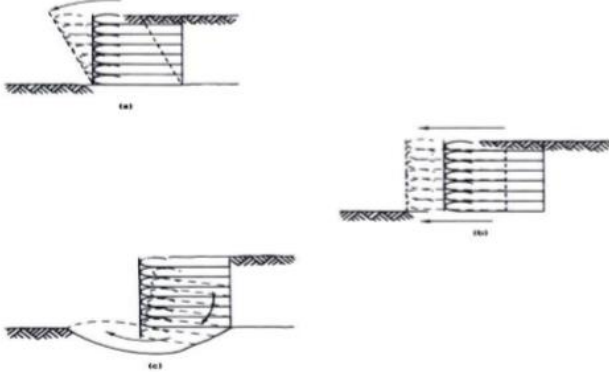
σ_v = Besar tegangan vertikal diterima dinding perkedalaman Z

δ = $0,6 \phi$

C = Nilai kohesi tanah ditinjau

2. Eksternal Stability

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



Gambar 2.17 *Eksternal stability geotextile wall* terhadap :
a.guling, b.geser, c.ambles.
(Sumber : Mochtar, 2000)

Untuk memeriksa faktor aman kestabilan terhadap geser digunakan persamaan :

$$SF = \frac{\Sigma FP}{\Sigma FD} \dots \dots \dots (2.53)$$

Dimana :

SF = Faktor aman bahaya geser, SF 1,5

ΣFP = Gaya Penahan

ΣFD = Gaya Pendorong

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

$$SF = \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{max}} \dots\dots\dots(2.54)$$

Dimana :

SF = Faktor aman bahaya ambles, SF 3,0

σ_{ult} = Tegangan ultimit daya dukung tanah dasar

σ_{max} = Tegangan maksimum pada tanah timbunan

Sheetpile yang direncanakan tidak menerima gaya horizontal dari timbunan tanah karena semua gaya horizontal telah diterima oleh geotextile. Oleh karena itu hanya dilakukan kontrol daya dukung terhadap beban yang diakibatkan oleh berat sheetpile sendiri. Karena sheetpile yang direncanakan tidak menerima beban sama sekali dan hanya berfungsi sebagai penutup geotextile dan arsitektural, maka direncanakan kedalaman tanam sheetpile yang efektif terhadap daya dukung sebagai fondasi oleh akibat berat sheetpile sendiri saja. Untuk menghitung daya dukung sheetpile digunakan persamaan :

$$SF_{daya\ dukung} = \frac{Q_{ult}}{Q_{max}} \dots\dots\dots(2.55)$$

dimana :

SF = Faktor aman daya dukung, SF = 3

Q_{ult} = Beban ultimit daya dukung tanah dasar fondasi

Q_{max} = Tegangan maksimum yang terjadi oleh sheetpile

Kontrol daya dukung tanah untuk sheetpile dianggap sebagai fondasi tiang, maka dipakai rumus daya dukung ijin menurut Mayerhoff digunakan persamaan :

$$q_{ult} = Q_{ujung\ tiang} + \Sigma R_{si} \dots\dots\dots(2.56)$$

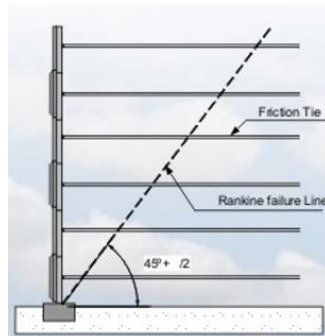
dimana :

$Q_{ujung\ tiang}$ = beban daya dukung ujung tiang pada sheetpile

ΣR_{si} = daya dukung tarik/cabut pada tiang sheetpile

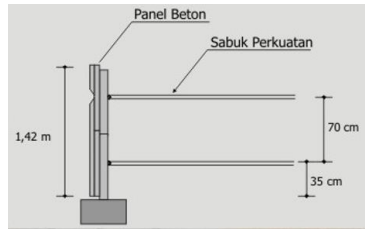
2.7.2 Perkuatan Freyssiisol

Metode perkuatan timbunan dengan konstruksi dinding penahan tanah yang banyak diaplikasikan pada timbunan jalan tol, oprit jembatan, oprit fly over. Prinsip dari desain perkuatannya mengacu pada garis keruntuhan rankine dan perhitungan kekuatan strip sama seperti dengan perhitungan geotextile dengan pengecekan kuat tarik material per luasan segmental wall. Adapun ilustrasi perkuatan dinding segmental wall bisa dilihat pada gambar 2.18.



Gambar 2.18 Ilustrasi Perkuatan Dinding Segmental
(Sumber : PT. Geoforce Indonesia)

Panel beton pada dinding hanya berfungsi sebagai facing tidak sebagai struktur utama perkuatan, dikarenakan perkuatannya sendiri terletak pada paraweb straps yang terpasang di belakang dinding memotong garis keruntuhan rankine. Sedangkan untuk ukuran panel sendiri tinggi dan lebar adalah 1,42 x 1,65 m untuk lebih jelasnya terdapat pada gambar 2.19.



Gambar 2.19 Spesifikasi Ukuran Panel Beton
(Sumber : PT. Geoforce Indonesia)

Pada perencanaan *freyssisol* untuk perkuatan lereng timbunan yang memiliki kemiringan yang curam, perencanaan *freyssisol* harus ditinjau berdasarkan stabilitas pada :

1. *Internal Stability*
2. *Eksternal Stability*

Sehingga dapat ditentukan jumlah *paraweb straps* dan mutu *parawebs straps* yang memenuhi kedua syarat kestabilan tersebut. Untuk Penjelasan kedua persyaratan tersebut, akan dijelaskan seperti dibawah ini.

1. *Internal Stability* sama seperti pada persamaan 2.8 sebagai berikut :

$$\sigma H_{total} = \sigma HS + \sigma HQ + \sigma HL$$

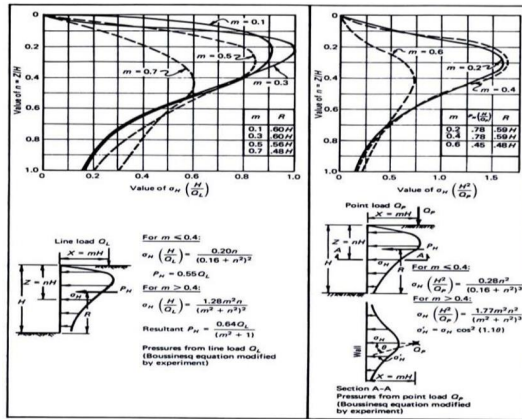
Dimana :

σH_{total} = Besar tegangan horisontal total diterima dinding

σHS = Tegangan horisontal tanah dibelakang dinding

σHQ = Tegangan horisontal akibat beban terbagi rata

σHL = Tegangan horisontal akibat beban hidup/beban titik; yang dapat dicari dengan fungsi z menggunakan Gambar 2.20 sebagai berikut :



Gambar 2.20 Grafik untuk menentukan besarnya σ_{HL}
 (Sumber : NAVFAC DM-7, 1971)

Pada perencanaan *parawebs straps* harus dipertimbangkan kekuatan tarik ijin dari bahan *geotextile* tersebut dalam menerima atau memikul gaya geser saat terjadinya kelongsoran. Rumus kekuatan bahan *parawebs straps* dapat dicari dengan menggunakan Persamaan:

$$T_{allow} = T_{ult} \times \left(\frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}} \right) \dots \dots \dots (2.57)$$

Dimana :

- T_{allow} = kekuatan *parawebs straps* yang tersedia
- T_{ult} = kekuatan ultimate *parawebs straps*
- FS_{id} = faktor keamanan akibat kerusakan pada saat pemasangan
- FS_{cr} = faktor keamanan akibat rangkai
- FS_{cd} = faktor keamanan akibat pengaruh bahan-bahan kimia
- FS_{bd} = faktor keamanan akibat pengaruh aktifitas biologi dalam tanah

Harga FS_{id} , FS_{cr} , FS_{cd} , FS_{bd} merupakan faktor reduksi yang dapat dilihat pada Tabel 2.8.

Tabel 2.8 Nilai Faktor FS Geotekstile Berdasarkan Penggunaannya

Penggunaan Geotextile	Faktor pemasangan	Faktor Rangkak	Faktor Kimia	Faktor Biologi
	FS _{id}	FS _{cr}	FS _{cd}	FS _{BD}
Separation	1,1–2,5	1,0–1,2	1,0–1,5	1,0–1,2
Cushioning	1,1–2,0	1,2–1,5	1,0–2,0	1,0–1,2
Unpaved Road	1,1–2,0	1,5–2,5	1,0–1,5	1,0–1,2
Walls	1,1–2,0	2,0–4,0	1,0–1,5	1,0–1,3
Embankments	1,1–2,0	2,0–3,0	1,0–1,5	1,0–1,3
Bearing capacity	1,1–2,0	2,0–4,0	1,0–1,5	1,0–1,3
Slope Stabilitation	1,1–1,5	1,5–2,0	1,0–1,5	1,0–1,3
Pavement overlays	1,1–1,5	1,0–1,2	1,0–1,5	1,0–1,1
Railroads	1,5–1,5	1,0–1,5	1,0–2,0	1,0–1,2
Flesible form	1,1–1,5	1,5–3,0	1,0–1,5	1,0–1,1
Silt fences	1,1–1,5	1,5–2,5	1,0–1,5	1,0–1,1

Selanjutnya menghitung kebutuhan panjang geotextile dengan cara menghitung panjang geotextile yang di tanam (L) adalah :

$$L = L_r + L_e \dots\dots\dots (2.58)$$

Dimana :

- L_d = Panjang geotextile didepan bidang longsor
- L_e = Panjang geotextile yang berada dibelakang bidang longsor

Panjang geotextile didepan bidang longsor dapat digunakan persamaan sebagai berikut :

$$L_d = (H - Z) \times \tan (45 - \phi/2) \dots\dots\dots (2.59)$$

Dimana :

- H = Ketinggian timbunan
- Z = Titik pertinjauan
- Φ = Sudut geser tanah

Panjang geotextile yang berada dibelakang bidang longsor digunakan persamaan sebagai berikut :

$$L_e = \frac{Sv \times \sigma_h \times SF}{2 \times [C + \sigma_v \times \tan \delta]} \dots\dots\dots (2.60)$$

Dimana :

σ_h = Besar tegangan horizontal yang diterima dinding perkedalaman Z

SF = Angka keamanan 1,5

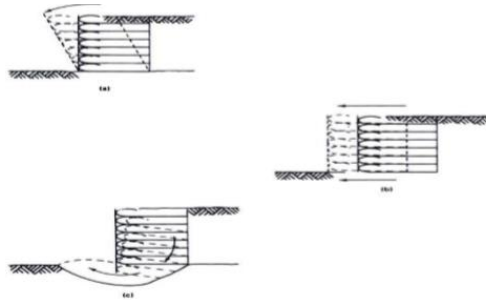
σ_v = Besar tegangan vertikal diterima dinding perkedalaman Z

δ = $0,6 \phi$

C = Nilai kohesi tanah ditinjau

2. Eksternal Stability

Tanah timbunan bersisi tegak perlu diperiksa kestabilan timbunan terhadap daya dukung tanah dasarnya, maka dari itu untuk *eksternal stability* timbunan harus aman terhadap bahaya guling, geser dan ambles. Seperti dijelaskan pada Gambar 2.21 berikut :



Gambar 2.21 *Eksternal stability geotextile wall* terhadap :
a.guling, b.geser, c.ambles.
(Sumber : Mochtar, 2000)

Untuk memeriksa faktor aman kestabilan terhadap geser digunakan persamaan :

$$SF = \frac{\Sigma FP}{\Sigma FD} \dots \dots \dots (2.61)$$

Dimana :

SF = Faktor aman bahaya geser, SF 1,5

ΣFP = Gaya Penahan

ΣFD = Gaya Pendorong

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

$$SF = \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{max}} \dots\dots\dots(2.62)$$

Dimana :

SF = Faktor aman bahaya ambles, SF 3,0

σ_{ult} = Tegangan ultimit daya dukung tanah dasar

σ_{max} = Tegangan maksimum pada tanah timbunan

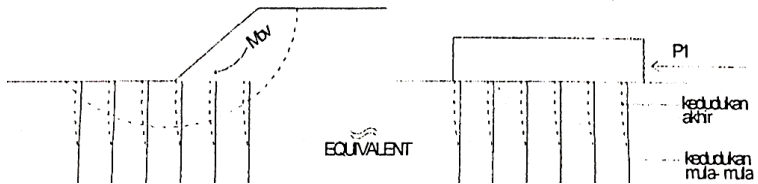
2.7.3 Perkuatan dengan Micropile

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

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

Teori untuk konstruksi cerucuk/micropile dengan menggunakan asumsi bahwa (Mochtar, 2000) :

1. Kelompok cerucuk dianggap sebagai kelompok tiang dengan “rigid cap” di muka tanah yang menerima gaya horizontal.
2. Gaya horizontal tersebut merupakan tegangan geser yang terjadi sepanjang bidang gelincir, seperti dijelaskan pada Gambar 2.22 sebagai berikut :



Gambar 2.22 Asumsi gaya yang diterima oleh cerucuk
(Sumber : Mochtar, 2000)

a. Perhitungan Kekuatan Satu Cerucuk

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

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}} \dots \dots \dots (2.63)$$

Dimana :

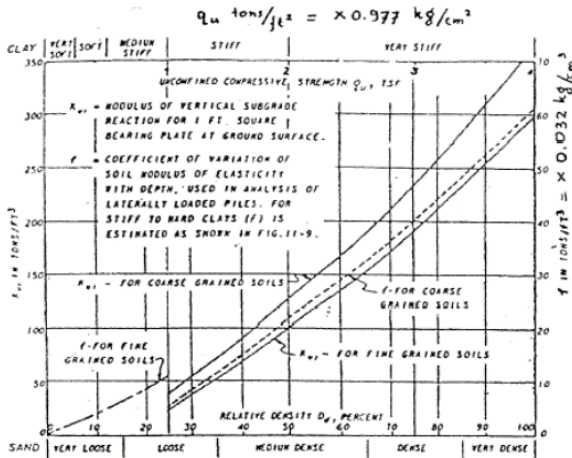
T = Faktor kekakuan relative (cm)

E = Modulus elastisitas tiang (kg/cm^2)

I = Momen inersia tiang (cm^4)

f = Koefisien dari variasi modulus tanah (kg/cm^3)

Harga f didapatkan menurut NAVFAC DM-7, 1971 seperti dijelaskan pada Gambar 2.23 sebagai berikut :



Gambar 2.23 Harga f dari berbagai jenis tanah
(Sumber : NAVFAC DM-7, 1971)

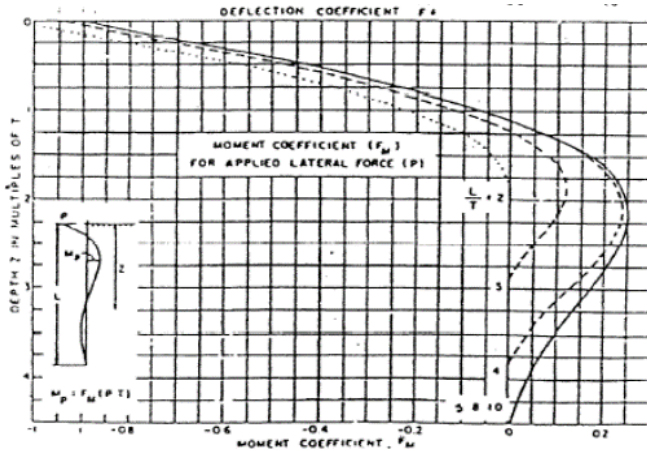
Selanjutnya dapat dihitung gaya horizontal (P) yang mampu ditahan oleh satu tiang dengan persamaan :

$$P = \frac{M_p}{(F_m \times T)} \dots \dots \dots (2.64)$$

Dimana :

- P = Gaya horizontal yang diterima cerucuk (kg)
- T = Faktor kekakuan relatif (cm)
- M_p = Momen lentur maksimum yang bekerja pada cerucuk akibat beban P (kg.cm)
- F_m = Koefisien momen akibat gaya lateral P .

Dengan merencanakan panjang cerucuk dibawah bidang longsor (L) sehingga harga L/T dipakai untuk menentukan harga F_m pada kedalaman (z) didapatkan menurut NAVFAC DM-7, 1971 seperti dijelaskan pada Gambar 2.24 sebagai berikut :



Gambar 2.24 Grafik untuk menentukan nilai F_m
(Sumber : NAVFAC DM-7, 1971)

b. Penentuan Kebutuhan Jumlah Cerucuk

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

$$MD = \frac{MR}{SF_{min}} \dots\dots\dots(2.65)$$

Dimana :

- MD = Momen dorong (Kn.m)
- SF_{min} = Angka keamanan minimum yang dianalisis melalui dxstabl
- MR = Momen penahan yang dianalisis melalui dstabl

Momen dorong (MD) yang telah dihitung dapat digunakan untuk menghitung momen penahan tambahan (ΔMR) yang diperlukan untuk meningkatkan angka keamanan. Sehingga dapat dihitung jumlah cerucuk (n)

yang harus dipasang per satuan panjang dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$n = \frac{SF \text{ Rencana} - SF \text{ Min}}{P \times R} \times MD \dots\dots\dots(2.66)$$

dimana :

- n = jumlah cerucuk (tiang)
- SF rencana = $\geq 1,1$ (Beban sementara)
- = $\geq 1,5$ (Beban tetap)
- SF min = Angka keamanan yang diperoleh dari analisis dxstabl
- MD = Momen dorong (Kn.m)
- P = Gaya horizontal yang diterima oleh 1 cerucuk (kg)
- R = Jari-jari kelongsoran hasil analisis dxstable

Selanjutnya menghitung jarak antar micropile dengan menggunakan persamaan berikut :

$$\text{Jarak (S)} = \text{Panjang bidang longsor} / (n+1)$$

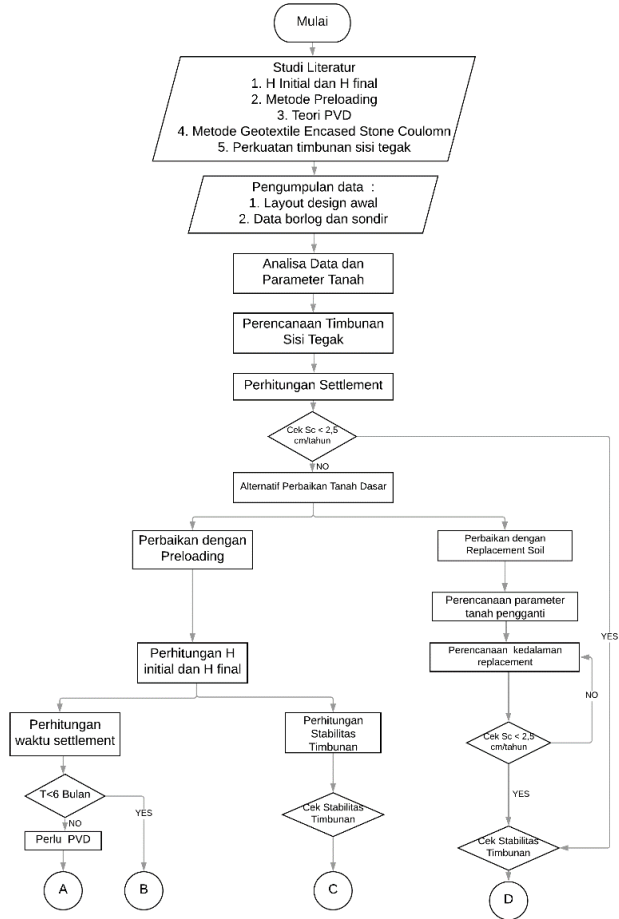
Dimana :

- S = Jarak antar micropile
- n = jumlah cerucuk

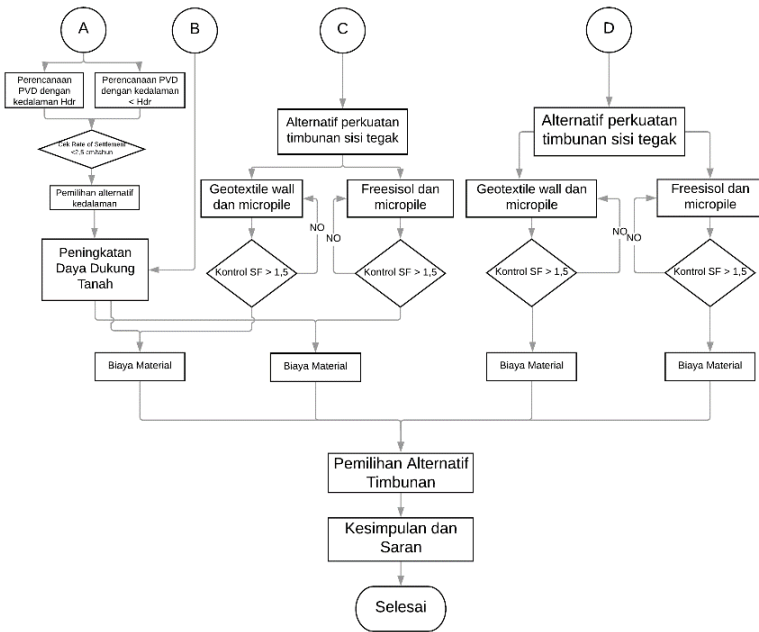
BAB 3 METODOLOGI

3.1 Diagram Alir

Diagram alir dari metodologi perencanaan dalam Tugas Akhir ini dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Diagram Alir



Gambar 3.1 Diagram Alir (Lanjutan)

Dari diagram alir tersebut, secara garis besar akan dijelaskan pada sub-bab di bawah ini.

3.2 Rincian Tahapan Perencanaan

a. Studi Pustaka

Tahapan studi pustaka dilakukan untuk mendapatkan pendalaman-pendalaman terhadap permasalahan supaya pencapaian tujuan dapat dilakukan dengan tepat. Maka dari itu diperlukan beberapa literatur untuk mendapatkan teori-teori yang relevan yang meliputi pembahasan, antara lain sebagai berikut :

- a. Kontruksi timbunan sisi tegak
- b. Metode perbaikan dan perkuatan tanah
- c. Analisa stabilitas timbunan

b. Pengumpulan Data

Data-data yang akan digunakan dalam pembuatan tugas akhir antara lain :

- a. Data tanah lokasi
- b. Data hasil pengujian laboratorium

c. Analisa Data Tanah

Analisa ini meliputi penggambaran profil melintang lapisan-lapisan tanah berdasarkan data tanah yang telah diperoleh, Penggambaran ini dilakukan sebagai parameter yang digunakan pada proses perencanaan.

d. Alternatif Perbaikan Tanah Dasar

Alternatif perbaikan dasar merupakan upaya untuk meningkatkan daya dukung tanah dasar timbunan agar tanah dasar mampu menahan beban di atasnya yang berupa beban tanah timbunan atau beban lalu lintas.

e. Perencanaan Alternatif Perkuatan Tanah

Alternatif perkuatan tanah direncanakan ketika angka keamanan yang didapat kurang dari persyaratan, sehingga alternatif perkuatan direncanakan untuk mendapatkan angka keamanan yang diinginkan, perencanaan tersebut harus aman terhadap gaya guling, geser, dan daya dukungnya.

f. Perhitungan Stabilitas Timbunan

Analisa stabilitas timbunan dilakukan untuk mendapatkan angka keamanan timbunan sebelum diberikan perkuatan alternatif, Sehingga dapat dipilih alternatif yang tepat dengan mempertimbangkan kemudahan pelaksanaan dan kemudahan mendapatkan material yang dibutuhkan.

g. Perhitungan Volume dan Biaya Material Perkuatan pada Timbunan

Perhitungan kebutuhan material pada perbaikan tanah dasar dan perkuatan tanah timbunan, maka dapat dihitung total biaya yang dibutuhkan untuk masing-masing material perbaikan tanah dasar dan total material perkuatan tanah timbunan.

h. Pemilihan Alternatif Perkuatan Tanah

Alternatif perkuatan tanah yang akan dipilih harus berdasarkan pertimbangan antara lain kemudahan dalam pelaksanaan, kemudahan mendapatkan material yang dibutuhkan, dan biaya material yang ekonomis. Selain itu harus memperhatikan nilai keamanannya juga.

BAB 4

ANALISA DATA PERENCANAAN

4.1 Data umum Perencanaan

- Deskripsi Proyek : Proyek Tol Gempol - Pasuruan
- Lokasi Proyek : Pasuruan, Jawa Timur
- Stasioning : STA 22+500 s/d STA 23+500
- Panjang jalan : 1000 m
- Lebar jalan : 27.2 m
- Alternatif perencanaan : Timbunan bersisi tegak
- Tinggi max timbunan : 9.21 m

4.2 Zoning perencanaan

Data perencanaan pembagian zona ditinjau dari kedalaman lapisan tanah lunak masing-masing stationing dengan mengacu nilai N-SPT < 10 dan nilai $q_c < 30$ untuk data sondir. Selain itu untuk pembagian zona juga memperhatikan ketinggian timbunan yang memiliki variasi yang berbeda-beda. Berdasarkan latar belakang pembagian zona tersebut, maka hasil pembagian dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Zona perencanaan

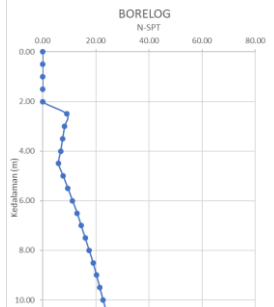
STA	Zoning	Kedalaman Tanah Lunak	Tinggi Timbunan	Jenis Data
		(m)	(m)	
22 + 500	A		9.21	NSPT
22 + 550			8.60	
22 + 576		5.6	8.13	
22 + 600	B		7.47	
22 + 650		5.20	6.55	
22 + 700	C	5.80	6.00	
22 + 750		5.60	5.39	
22 + 800	D	5.80	4.85	
22 + 850			4.55	
22 + 900	E		4.37	
22 + 950			4.51	
23 + 000	F		5.22	
23 + 096		4.7	6.84	
23 + 100	G		6.60	
23 + 143		6.6	6.61	

Tabel 4.1 Zona perencanaan (Lanjutan)

STA	Zoning	Kedalaman		Jenis Data
		Tanah lunak (m)	Tinggi Timbunan (m)	
23 + 150	G	4.80	7.01	CPT (SONDIR)
23 + 200		5.80	7.26	
23 + 250		4.80	7.38	
23 + 300	H	9.00	7.22	
23 + 350		9.60	6.75	
23 + 400	I	7.20	6.31	
23 + 450		9.60	5.68	
23 + 500	J	9.00	5.07	

4.3 Data Tanah

Data tanah yang digunakan pada Tugas Akhir ini adalah data sekunder hasil pekerjaan penyelidikan tanah untuk proyek jalan tol Gempol-Pasuruan. Data hasil penyelidikan ada 12 data CPT dan 3 data N-SPT yang terletak pada STA 22+576, STA 23+096, dan STA 23+143 disajikan pada lampiran 1 sampai 3, serta rekap grafik N-SPT pada lampiran 4. Berikut adalah data N-SPT pada STA 22+576 yang dapat dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 Grafik N-SPT Data tanah STA 22+576

(Sumber : PT. Wijaya Karya)

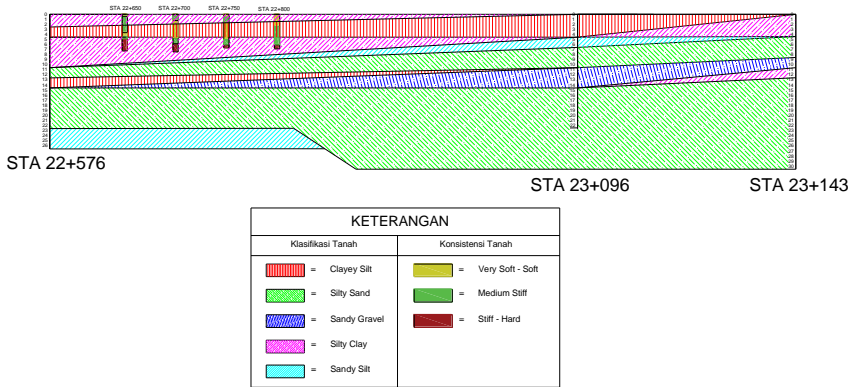
Data penyelidikan dilokasi tersebut juga terdapat data parameter tanah yang diperoleh dari data borelog pada titik lokasi N-SPT, sehingga dalam menggunakan data parameter tanah acuan untuk perencanaan dapat dipilih dari ketiga data tersebut. Selain itu, untuk parameter-parameter tanah yang belum terdapat pada data borelog dapat dicari dengan persamaan terkait dengan parameter yang sudah tersedia atau dengan dikorelasikan antar hubungan parameter tersedia. Diantaranya :

- Korelasi nilai N-SPT atau Sondir untuk mendapatkan nilai C_u
- Menghitung nilai berat jenis tanah jenuh dengan parameter *gravity specific* (GS) dan angka pori (e).

Setelah ketiga data tersebut sudah didapatkan parameter tanahnya, maka dilakukan selang kepercayaan dengan pengelompokan berdasarkan jenis tanah pada kedalaman yang sama, untuk mendapatkan 1 data parameter tanah yang akan dijadikan acuan untuk perencanaan pada STA 22+500 s/d STA 23+150 sedangkan untuk data perencanaan STA 23+150 s/d STA 23+500 dilakukan pendekatan menggunakan konsistensi tanah yang dibandingkan dengan data N-SPT. Seperti pada Tabel 4.2 dan Tabel 4.3, sedangkan untuk statigrafi dapat dilihat pada Gambar 4.2 untuk lebih jelasnya terdapat pada Lampiran 3.

Tabel 4.2 Pengelompokan Jenis Tanah Tiap Kedalaman STA 22+576 s/d STA 23+143

Kedalaman (m)	Deskripsi Tanah		
	STA 22+576	STA 23+096	STA 23+143
2.5	Sandy Silty Clay	Sandy Clay Silt	Sandy Silty Clay
4.5	Gravelly Clay Silt	Sandy Clay Silt	Sandy Silty Clay
6.5	Gravelly Silty Clay	Gravelly Sandy Silt	Gravelly Silty Sand
8.5	Sandy Silty Clay	Gravelly Silty Sand	Gravelly Silty Sand
10.5	Sandy Silty Clay	Gravelly Silty Sand	Silty Sandy Gravel
12.5	Clay Silty Sand	Silty Sandy Gravel	Sandy Silty Clay
14.5	Sandy Clay Silt	Silty Sandy Gravel	Gravelly Silty Sand
16.5	Gravelly Silty Sand	Gravelly Silty Sand	Gravelly Silty Sand
18.5	Gravelly Silty Sand	Gravelly Silty Sand	Gravelly Silty Sand
20.5	Gravelly Silty Sand	Clay Silty Sand	Gravelly Silty Sand
22.5	Gravelly Silty Sand	Gravelly Silty Sand	Gravelly Silty Sand
24.5	Gravelly Sandy Silt		Gravelly Silty Sand
26.5	Gravelly Sandy Silt		Gravelly Silty Sand
28.5			Gravelly Silty Sand
30.5			Gravelly Silty Sand



Gambar 4.2 Statigrafi Tanah STA 22+576 s/d STA 23+143

Tabel 4.3 Pendekatan Klasifikasi Tanah

Kedalaman (m)	N-SPT	Kedalaman (m)	CPT (Sondir)
	STA 22+500 s.d. STA 23+150		STA 23+150 s.d STA 23+500
0 - 4.5	Clayey Silt	0 - 2	Silty Clay
4.5 - 6.5	Silty Clay	2 - 5	Silty Sand
6.5 - 10.5	Silty Sand	5 - 10	Silty Clay
10.5 - 14.5	Sandy Gravel		
14.5 - 30.5	Silty Sand		

Dari hasil pendekatan klasifikasi tanah didapatkan sebaran data pada masing-masing kedalaman dimana nilai yang hamper sama dan berbeda. Nilai yang berbeda jauh akan dihilangkan untuk mendapatkan hasil yang lebih spesifik. Seluruh faktor tanah akan dianalisis satu persatu seperti pada Tabel 4.4 berikut :

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Nilai G_s

Kedalaman (m)	STA 22+576	STA 23+093	STA 23+143
0-4.5		2.622	
	2.653	2.614	
4.5-6.5	2.627		
		2.678	2.678
6.5-10.5		2.692	
		2.714	
		2.703	

Tabel 4.5 Rekapitulasi Hasil analisa Gs (Lanjutan)

Kedalaman (m)	STA 22+576	STA 23+093	STA 23+143	Jumlah (n)	v	mean (x)	S2	S	tdb	Batas Atas	Batas Bawah	GS
14.5-22.5	2.726	2.662	2.673	12	11	2.684417	0.0079149	0.0268242	1.363	2.694971	2.6738623	2.673862
	2.682	2.674	2.661									
	2.676	2.633	2.716									
	2.695	2.708	2.707									
22.5-30.5			2.648	4	3	2.672	0.002042	0.02608959	1.638	2.693367	2.6506326	2.650633
			2.652									
			2.687									
			2.701									

Rekapitulasi hasil dari perhitungan statistik yang akan digunakan pada perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.6 dan tabel 4.7.

Tabel 4.6 Rekapitulasi Parameter Tanah untuk STA 22+500 s/d STA 23+150

Depth m	Volumetric + Gravimetric				
	Gs	e	Wc %	Y gr/cm3	Ysat gr/cm3
2.50	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63
4.50	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63
6.50	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72
8.50	2.67	0.78	29.13	1.94	1.94
10.50	2.67	0.78	29.13	1.94	1.94
12.50	2.71	0.47	21.87	2.16	2.16
14.50	2.71	0.47	21.87	2.16	2.16
16.50	2.67	0.93	35.55	1.87	1.87
18.50	2.67	0.93	35.55	1.87	1.87
20.50	2.67	0.93	35.55	1.87	1.87
22.50	2.67	0.93	35.55	1.87	1.87
24.50	2.65	1.30	49.01	1.72	1.72
26.50	2.65	1.30	49.01	1.72	1.72
28.50	2.65	1.30	49.01	1.72	1.72
30.50	2.65	1.30	49.01	1.72	1.72

(Lanjutan) Tabel 4.6

Depth m	Konsolidasi			Atteberg Limits			Strength		
	Cc	Cs	Cv cm2/dtk	LL %	PL %	IP %	φ °	c kg/cm2	cu kg/cm2
2.50	0.38	0.05	0.00033	50.55	9.48	41.07	10.67	0.34	0.05
4.50	0.38	0.05	0.00033	50.55	9.48	41.07	10.67	0.34	0.45
6.50	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
8.50							17.07	0.31	2.00
10.50							17.07	0.31	1.90
12.50							20.82	0.27	2.00
14.50							20.82	0.27	1.85
16.50	0.44	0.06	0.00029	65.12	28.03	37.09	17.98	0.27	1.72
18.50	0.44	0.06	0.00029	65.12	28.03	37.09	17.98	0.27	1.60
20.50	0.44	0.06	0.00029	65.12	28.03	37.09	17.98	0.27	1.97
22.50	0.44	0.06	0.00029	65.12	28.03	37.09	17.98	0.27	2.00
24.50	0.38	0.05	0.00052	73.49	35.09	38.40	12.63	0.28	1.00
26.50	0.38	0.05	0.00052	73.49	35.09	38.40	12.63	0.28	1.00
28.50	0.38	0.05	0.00052	73.49	35.09	38.40	12.63	0.28	1.00
30.50	0.38	0.05	0.00052	73.49	35.09	38.40	12.63	0.28	1.00

Tabel 4.7 Rekapitulasi Parameter Tanah untuk STA 23+150 s/d
STA 23+500

Depth	Volumetric + Gravimetric					Konsolidasi			Atterberg Limits			Strength		
	Gs	e	Wc	Y	Ysat	Cc	Cs	Cv	LL	PL	IP	ϕ	C	CU
m		%	gr/cm ³	gr/cm ³			cm ² /dtk	%	%	%	°	kg/cm ²	kg/cm ²	
0.20	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63	0.38	0.05	0.00033	50.55	9.48	41.07	10.67	0.34	0.05
0.40	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63	0.38	0.05	0.00033	50.55	9.48	41.07	10.67	0.34	0.05
0.60	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63	0.38	0.05	0.00033	50.55	9.48	41.07	10.67	0.34	0.05
0.80	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63	0.38	0.05	0.00033	50.55	9.48	41.07	10.67	0.34	0.05
1.00	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63	0.38	0.05	0.00033	50.55	9.48	41.07	10.67	0.34	0.05
1.20	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63	0.38	0.05	0.00033	50.55	9.48	41.07	10.67	0.34	0.05
1.40	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63	0.38	0.05	0.00033	50.55	9.48	41.07	10.67	0.34	0.05
1.60	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63	0.38	0.05	0.00033	50.55	9.48	41.07	10.67	0.34	0.05
1.80	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63	0.38	0.05	0.00033	50.55	9.48	41.07	10.67	0.34	0.05
2.00	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63	0.38	0.05	0.00033	50.55	9.48	41.07	10.67	0.34	0.05
2.20	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63							10.67	0.34	0.45
2.40	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63							10.67	0.34	0.45
2.60	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63							10.67	0.34	0.45
2.80	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63							10.67	0.34	0.45
3.00	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63							10.67	0.34	0.45
3.20	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63							10.67	0.34	0.45
3.40	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63							10.67	0.34	0.45
3.60	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63							10.67	0.34	0.45
3.80	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63							10.67	0.34	0.45
4.00	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63							10.67	0.34	0.45
4.20	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63							10.67	0.34	0.45
4.40	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63							10.67	0.34	0.45
4.60	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63							10.67	0.34	0.45
4.80	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63							10.67	0.34	0.45
5.00	2.61	1.54	58.89	1.63	1.63							10.67	0.34	0.45
5.20	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
5.40	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
5.60	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
5.80	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
6.00	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
6.20	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
6.40	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
6.60	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
6.80	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
7.00	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
7.20	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
7.40	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
7.60	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
7.80	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
8.00	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
8.20	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
8.40	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
8.60	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
8.80	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
9.00	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
9.20	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
9.40	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
9.60	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65
9.80	2.63	1.25	47.43	1.72	1.72	0.29	0.04	0.00032	79.48	35.09	44.39	7.00	0.38	0.65

Dari hasil analisa selang kepercayaan didapatkan parameter tanah untuk perencanaan seperti Tabel 4.6 dan 4.7. Data perencanaan untuk tebal lapisan tanah lunak ditinjau dari masing-masing stationing dengan melihat nilai N-SPT < 10 dan nilai qc < 30 untuk data sondir (CPT).

4.4 Data Tanah Timbunan

Data rencana tanah timbunan terdiri dari fisik material timbunan serta dimensi timbunan masing-masing zona dan stationing tertinjau. Sifat fisik timbunan material timbunan direncanakan yaitu :

Jenis tanah	: Pasir batu
γ	: 19 kn/m ³
ϕ	: 30°
Cu	: 0 kn/m ²

Zoning pada tugas akhir ini direncanakan terdapat 11 zoning dengan masing-masing zoning yaitu berjarak antara 50 s/d 100 meter.

4.5 Data Spesifikasi Bahan

1. *Geotextile*

Geotextile yang digunakan dalam alternatif perkuatan timbunan perencanaan timbunan bersisi tegak adalah woven geotextile tipe 120/120 yang memiliki *ultimate strength* 120 kn/m dari produk Geotech Stablenka. Brosur spesifikasi produk di Lampiran 4.

2. *Freyssisol*

Freyssisol merupakan Segmental block yang diperkuat oleh parawebs, dimana dalam alternatif perkuatan timbunan bersisi tegak menggunakan parawebs dengan *ultimate strength* 100kn/m dari produk geoforce dengan panel ukuran lebar 1.65 m dan tinggi 1.42 m.

3. *Micropile*

Micropile berupa *minipile* dari material beton yang digunakan dalam alternatif perkuatan timbunan bersisi tegak adalah *micropile* dari produk jaya beton dengan ukuran diameter 0.3 m. Brosur ukuran dan spesifikasi produk disajikan pada Lampiran 4.

4. *Sheet pile*

Sheet pile digunakan dalam alternatif perencanaan dinding samping timbunan bersisi tegak adalah produk Waskita precast tipe *Flat concrete sheet pile* (FCSP) *Prestress concrete*. Brosur spesifikasi produk dapat lihat pada Lampiran 4.

5. *Prefabricated Vertical Drains* (PVD) dan *Prefabricated Horizontal Drains* (PHD)

PVD yang digunakan berfungsi untuk mempercepat terjadinya pemampatan ($U=90\%$) dengan waktu efisien adalah 6 bulan. Sedangkan *PHD* berfungsi untuk mengalirkan air dari *PVD* sampai ke drainase samping timbunan. Digunakan produk Geoforce Indonesia tipe GD-90. Brosur produk disajikan pada Lampiran 4.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB 5

PERENCANAAN TIMBUNAN

5.1 Perhitungan Penurunan

Dalam perhitungan pemampatan tanah dasar diperhitungkan dengan acuan konsistensi tanah dasar *very soft soil s/d medium soil*.

Diambil 1 profil untuk contoh perhitungan penurunan dengan data timbunan sebagai berikut :

Stationing	= 22+500
Tinggi timb	= 9.21 m
Lebar timb	= 27.2 m
γ timb	= 19 kn/m ³
ϕ timb	= 30°
Cu timb	= 0 kn/m ²

Selanjutnya adalah langkah-langkah dalam perhitungan penurunan sebagai berikut :

1. Rekap data parameter tanah dasar dengan konsistensi *very soft soil s/d medium soil*. Untuk rekap data tanah STA 22+500 dapat dilihat pada Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Rekap Data Tanah Very Soft Soil – Medium Soil

Titik	Kedalaman		Volumetri + Gravimetri						Konsolidasi		
	Dari	Sampai	Gs	e	Sr	Wc	γ_t	γ_{sat}	Cc	Cv	Cs
	m					gr/cm ³	%	t/m ³			
SPT	0	2.5	2.61	1.54	100.000	58.89	1.63	1.63	0.382	0.00033	0.055
	2.5	4.5	2.61	1.54	100.000	58.89	1.63	1.63	0.382	0.00033	0.055
	4.5	6.5	2.63	1.25	100.000	47.43	1.72	1.72	0.293	0.00032	0.042

2. Menghitung *overburden pressure effective* (P_o') dan Tegangan pra-konsolidasi (P_c') perkedalaman ditinjau sebagai berikut.

Diketahui data :

Lapisan pertama (H1)

Tebal lapisan : 0,5 m

Berat jenis tanah (γ_{sat}) : 16,32 kn/m³

Berat jenis air (γ_w) : 10 kn/m^3

Lapisan kedua (H2)

Tebal lapisan : 0,5 m

Berat jenis tanah (γ_{sat}) : 16,32 kn/m^3

Berat jenis air (γ_w) : 10 kn/m^3

Perhitungan tegangan overburden (P_o) :

$$P_o'1 = \gamma'1 \times 0,5 \text{ H1}$$

$$= 6,32 \times 0,5 \times 0,5$$

$$= 1,58 \text{ kn/m}^2$$

$$P_o'2 = (\gamma'1 \times H) + (\gamma'2 \times 0,5 \text{ H2})$$

$$= (6,32 \times 0,5) + (6,32 \times 0,5 \times 0,5)$$

$$= 4,74 \text{ kn/m}^2$$

Selanjutnya untuk menghitung tegangan pra-konsolidasi (P_c'). Dalam kasus ini fluktuasi muka air tanah sebesar ± 2 meter, maka :

$$\Delta p_f = \text{fluktuasi muka air tanah} \times \gamma \text{ air}$$

$$= 2 \times 10$$

$$= 20 \text{ kn/m}^2$$

$$P_c'1 = P_o'1 + \Delta p_f$$

$$= 1,58 + 20$$

$$= 21,58 \text{ kn/m}^2$$

$$P_c'2 = P_o'2 + \Delta p_f$$

$$= 4,74 + 20$$

$$= 24,74 \text{ kn/m}^2$$

Hasil dari perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.2 sebagai berikut :

Tabel 5.2 Perhitungan *Overburden Pressure* dan Tegangan Pra-konsolidasi

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H	Pusat	Z	γ_t	γ_w	γ'	P_o'	ΔP	P_c'
	s/d			m	m	m	kn/m^3	kn/m^3	kn/m^3	kn/m^2	kn/m^2	kn/m^2
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.25	16.32	10.00	6.32	1.58	20.00	21.58
0.5	s/d	1	b	0.5	0.25	0.75	16.32	10.00	6.32	4.74	20.00	24.74
1	s/d	1.5	c	0.5	0.25	1.25	16.32	10.00	6.32	7.90	20.00	27.90
1.5	s/d	2	d	0.5	0.25	1.75	16.32	10.00	6.32	11.06	20.00	31.06
2	s/d	2.5	e	0.5	0.25	2.25	16.32	10.00	6.32	14.22	20.00	34.22
2.5	s/d	3	f	0.5	0.25	2.75	16.32	10.00	6.32	17.39	20.00	37.39

Tabel 5.2 Perhitungan *Overburden Pressure* dan Tegangan Pra-konsolidasi (Lanjutan)

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H	Pusat	Z	γ_t	γ_w	γ'	Po'	ΔP	Pe'
				m	m	m	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
3	s/d	3,5	g	0,5	0,25	3,25	16,32	10,00	6,32	20,55	20,00	40,55
3,5	s/d	4	h	0,5	0,25	3,75	16,32	10,00	6,32	23,71	20,00	43,71
4	s/d	4,5	i	0,5	0,25	4,25	16,32	10,00	6,32	26,87	20,00	46,87
4,5	s/d	5	j	0,5	0,25	4,75	17,24	10,00	7,24	30,26	20,00	50,26
5	s/d	5,5	k	0,5	0,25	5,25	17,24	10,00	7,24	33,88	20,00	53,88
5,5	s/d	5,8	l	0,3	0,15	5,65	17,24	10,00	7,24	36,78	20,00	56,78

- Dengan data tanah dasar pada tabel 5.1, direncanakan H final rencana 9.21 m. Maka dimisalkan beban masing-masing 76 kn/m², 114 kn/m², 152 kn/m², 190 kn/m², 228 kn/m² untuk perhitungan.
- Perhitungan settlement seperti yang sudah dijelaskan pada persamaan 2.15 dan 2.16. Perhitungan settlement akibat timbunan dengan berdasarkan konsolidasinya. Dihitung penambahan beban vertikal perkedalaman ditinjau dengan $\Delta\sigma = 4 \times Q \times I$ (timbunan simetris), dengan nilai I dicari dari grafik Gambar 2.7 untuk timbunan bersisi tegak (beban merata).

Lalu untuk menentukan rumus settlement dipakai cek untuk $OCR = (\sigma_c'/\sigma_o') > 1$ maka OC soil dan jika $OCR < 1$ maka NC soil, lalu diperiksa untuk $\sigma_o' + \Delta\sigma$ apakah $>$ atau $<$ σ_c' , jika merupakan OC soil. Karena nilai OCR untuk lapisan pertama >1 maka untuk perhitungan *settlement* menggunakan Persamaan 2.15 dan 2.16.

$$Sc = \left[C_s \times \frac{H_o}{1+e_o} \times \log \frac{\sigma_c'}{\sigma_o'} \right] + \left[C_c \times \frac{H_o}{1+e_o} \times \log \frac{\sigma_o' + \Delta\sigma}{\sigma_c'} \right]$$

$$Sc = \left[C_s \times \frac{0,5}{1+1,542} \times \log \frac{21,581}{1,581} \right] + \left[C_c \times \frac{0,5}{1+1,542} \times \log \frac{1,581+76}{21,581} \right]$$

$$= 0,054 \text{ m}$$

Perhitungan settlement akibat timbunan akibat lapisan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 5.3.

Tabel 5.3 Perhitungan *Settlement* oleh Timbunan Bersisi Tegak

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H		Z	Cc	Cs	eo	γ' kN/m ³	Akibat Beban Timbunan		
				m	m						m	n	I (Grafik)
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542	6.32	54.40	-	0.25	
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.382	0.055	1.542	6.32	18.13	-	0.25	
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.382	0.055	1.542	6.32	10.88	-	0.25	
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.382	0.055	1.542	6.32	7.77	-	0.25	
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.382	0.055	1.542	6.32	6.04	-	0.25	
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.32	4.95	-	0.25	
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.32	4.18	-	0.25	
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.32	3.63	-	0.25	
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.32	3.20	-	0.25	
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.293	0.042	1.246	7.24	2.86	-	0.25	
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.293	0.042	1.246	7.24	2.59	-	0.25	
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.293	0.042	1.246	7.24	2.41	-	0.24	

Tabel 5.3 Perhitungan *Settlement* oleh Timbunan Bersisi Tegak (Lanjutan)

ΔP kN/m ²	Po' kN/m ²	ΔPf kN/m ²	Po' + ΔP kN/m ²	Ket	Pc' kN/m ³	OCR	Cek Kondisi NC / OC	Sci m	Sigma Sci m
				< atau >					
76.00	1.581	20	77.581	>	21.581	13.654	OC	0.054	0.054
76.00	4.742	20	80.742	>	24.742	5.218	OC	0.046	0.100
76.00	7.903	20	83.903	>	27.903	3.531	OC	0.042	0.142
76.00	11.064	20	87.064	>	31.064	2.808	OC	0.038	0.180
76.00	14.225	20	90.225	>	34.225	2.406	OC	0.036	0.216
76.00	17.386	20	93.386	>	37.386	2.150	OC	0.033	0.249
76.00	20.547	20	96.547	>	40.547	1.973	OC	0.031	0.281
76.00	23.708	20	99.708	>	43.708	1.844	OC	0.030	0.311
76.00	26.869	20	102.869	>	46.869	1.744	OC	0.028	0.339
74.78	30.261	20	105.045	>	50.261	1.661	OC	0.023	0.362
74.48	33.883	20	108.363	>	53.883	1.590	OC	0.022	0.383
73.87	36.780	20	110.652	>	56.780	1.544	OC	0.012	0.396

Dari Tabel 5.3 didapatkan hasil penurunan akibat timbunan 0.396 m.

- Direncanakan ketebalan *pavement* dengan *rigid pavement* = 0.2 m, *lean concrete* = 0.1 m, Agg. Lapis pondasi = 0.2 m. maka total $H_{pavement}$ = 0.5 m.
- Perhitungan settlement oleh akibat *pavement* dengan berdasarkan jenis konsolidasinya. Beban Q *pavement* = beban *rigid pavement* + beban *lean concrete* + Agg. Lapis pondasi = 10.8 kn/m². Lalu dihitung penambahan beban vertikal perkedalaman ditinjau dengan $\Delta\sigma = 4 \times Q \times I$ (timbunan simetris), dengan nilai I dicari pada grafik Gambar 2.7 untuk beban merata *pavement*.

Lalu untuk menentukan rumus settlement dipakai cek untuk $OCR = (\sigma' / \sigma'_o) > 1$ maka OC soil dan jika $OCR <$

1 maka NC soil, lalu diperiksa untuk $\sigma\sigma' + \Delta\sigma$ apakah $>$ atau $<$ $\sigma\sigma'$, jika merupakan OC soil. Maka untuk perhitungan settlement akibat perkerasan sebagai berikut.

Sebagai contoh dilakukan perhitungan ditinjau pada lapisan 0,5 meter (lapisan pertama), sehingga :

$$\begin{aligned} z &= H \text{ awal} + 0,5 \text{ tebal lapisan ditinjau} \\ &= 4 + (0,5 \times 0,5) \\ &= 4,25 \text{ m} \\ X &= \frac{1}{2} \text{ lebar timbunan} \\ &= 13,6 \text{ m} \\ Y &= - \\ m &= x/z \\ &= 13,6/4,25 \\ &= 3,20 \\ n &= - \end{aligned}$$

Harga faktor pengaruh akibat beban perkerasan diperoleh dari kurva dari grafik NAVFAC, dimana merupakan konfigurasi antara harga m dan n, maka diperoleh harga $I = 0,25$. Hasil I hanya untuk seperempat perkerasan jalan, Untuk seluruh perkerasan harus dikalikan empat sehingga :

$$\begin{aligned} \Delta p1 &= 4 \times I \times q \text{ total} \\ &= 4 \times 0,25 \times 10,8 \\ &= 10,8 \text{ kn/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan *settlement* akibat perkerasan jalan menggunakan rumus seperti berikut :

$$\begin{aligned} S_c &= \left[C_s \times \frac{H_0}{1+e_0} \times \log \frac{\sigma\sigma' + \Delta p}{\sigma\sigma'} \right] \\ S_c &= \left[0,05 \times \frac{0,5}{1+1,54} \times \log \frac{1,58 + 10,8}{1,58} \right] \\ &= 0,0095 \text{ m} \end{aligned}$$

Perhitungan settlement akibat perkerasan lapisan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 5.4 sebagai berikut :

Tabel 5.4 Perhitungan *Settlement* akibat *Pavement*

Elevasi dari tanah dasar			Titik tinjau	H (m)	Pusat tanah (m)	C _c	C _s	e _o	Akibat beban perkerasan			
									z (m)	m x/z	n y/z	I (grafik)
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.38	0.05	1.54	4.25	3.20	-	0.25
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.38	0.05	1.54	4.75	2.86	-	0.249
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.38	0.05	1.54	5.25	2.59	-	0.245
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.38	0.05	1.54	5.75	2.37	-	0.243
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.38	0.05	1.54	6.25	2.18	-	0.241
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.38	0.05	1.54	6.75	2.01	-	0.24
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.38	0.05	1.54	7.25	1.88	-	0.238
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.38	0.05	1.54	7.75	1.75	-	0.237
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.38	0.05	1.54	8.25	1.65	-	0.235
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.29	0.04	1.25	8.75	1.55	-	0.232
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.29	0.04	1.25	9.25	1.47	-	0.231
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.29	0.04	1.25	9.65	1.41	-	0.23

Tabel 5.4 Perhitungan *Settlement* akibat *Pavement* (Lanjutan)

ΔP	Po`	Po`+ΔP	Ket. (> atau <)	Pe`	OCR	Cek NC or OC	Sci (m)	Sci sigma (m)
Kn/m ²	Kn/m ²	Kn/m ²		Kn/m ²				
10.8	1.58	12.38	<	21.58	13.65388	OC	0.009586	0.010
10.7568	4.74	15.49843	<	24.74	5.217961	OC	0.005516	0.015
10.584	7.90	18.48671	<	27.90	3.530777	OC	0.003958	0.019
10.4976	11.06	21.5614	<	31.06	2.807698	OC	0.003107	0.022
10.4112	14.22	24.63608	<	34.22	2.405987	OC	0.002558	0.025
10.368	17.39	27.75397	<	37.39	2.150353	OC	0.002178	0.027
10.2816	20.55	30.82865	<	40.55	1.973376	OC	0.00189	0.029
10.2384	23.71	33.94654	<	43.71	1.843592	OC	0.001672	0.030
10.152	26.87	37.02122	<	46.87	1.744346	OC	0.001493	0.032
10.0224	30.26	40.28316	<	50.26	1.660922	OC	0.001157	0.033
9.9792	33.88	43.86196	<	53.88	1.590271	OC	0.001044	0.034
9.936	36.78	46.71635	<	56.78	1.543769	OC	0.00058	0.035

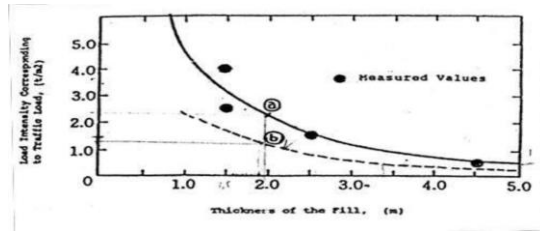
Dari Tabel 5.4 didapatkan hasil penurunan akibat *pavement* 0,035 m.

Dari contoh hasil perhitungan didapatkan nilai penurunan akibat tanah timbunan dan akibat *pavement* adalah 0,396 + 0,035 = 0,431. Karena penurunan yang terjadi besar, maka diperlukan perhitungan untuk H initial.

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

Dalam perhitungan H initial diperlukan data perhitungan dari sub bab 5.1, dengan langkah-langkah perhitungan sebagai berikut :

1. Dihitung H bongkar akibat beban traffic digunakan grafik pada Gambar 2.9 sebagai berikut :



Dari H timbunan permisalan untuk beban 76 kn/m^2 didapatkan tinggi 4 m dibaca dari grafik $Q \text{ traffic} = 2.7 \text{ kn/m}^2$, dengan γ timbunan $= 19 \text{ kn/m}^3$. Maka H bongkar akibat $\text{traffic} = 2.7/19 = 0,1421 \text{ m}$.

2. Dari data-data yang telah didapatkan untuk H timbunan permisalan 4 m maka dapat dihitung $H \text{ initial}$ untuk γ timbunan $= \gamma \text{ sat}$, sehingga $H \text{ initial} = (Q \text{ timbunan} + (Sc \text{ timbunan} \times \gamma w)) / \gamma \text{ timbunan}$.
3. Dihitung $H \text{ final} = (H \text{ initial} - Sc \text{ timbunan} - Sc \text{ Pavement} - H \text{ bongkar}) + H \text{ pavement}$. Rekapitulasi hasil perhitungan untuk beban 76 kn/m^2 dapat dilihat pada Tabel 5.5.

Tabel 5.5 Perhitungan H -initial dan H -final untuk Timbunan 4 m

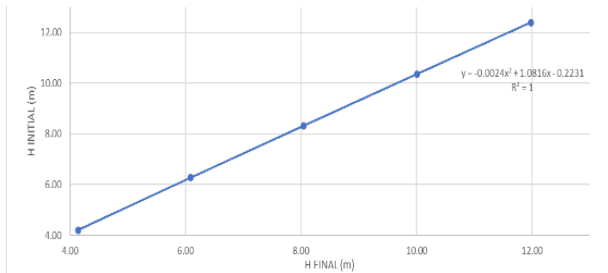
$Q \text{ timb.}$	$Sc \text{ timb.}$	γw	$\gamma \text{ timb.}$	$H \text{ initial}$	$Sc \text{ Pav.}$	$H \text{ traffic}$	$H \text{ pav.}$	$H \text{ final}$
kn/m^2	m	kn/m^2	kn/m^2	m	m	m	m	m
76	0.40	10	19	4.21	0.03	0.14	0.50	4.14

4. Masing-masing beban timbunan permisalannya direkap hasil perhitungannya seperti pada Tabel 5.6.

Tabel 5.6 Rekap Perhitungan $H \text{ Final}$ Rencana 9.21 m

q	$Sc \text{ Akibat Timbunan}$	$H \text{ initial}$	$q \text{ traffic}$	H_{bongkar}	Tebal Perkerasan (m)	$Sc \text{ Perkerasan (m)}$	$H \text{ final}$
(kN/m^2)	(m)	(m)	(kn/m^2)	(m)		(m)	(m)
76	0.40	4.208	2.7	0.142	0.50	0.035	4.14
114	0.52	6.274	2.5	0.132	0.50	0.034	6.09
152	0.61	8.323	2.5	0.132	0.50	0.033	8.04
190	0.69	10.363	2.5	0.132	0.50	0.032	10.01
228	0.75	12.395	2.5	0.132	0.50	0.031	11.98

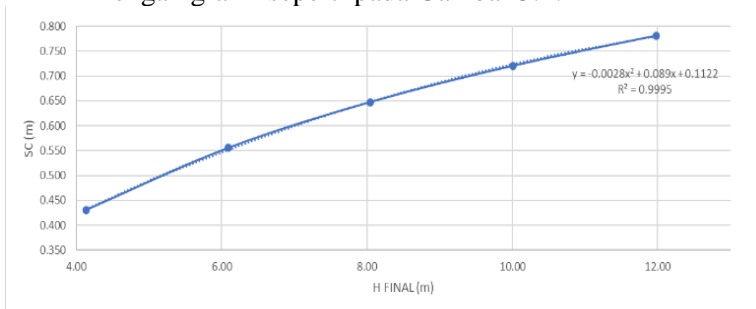
5. Berdasarkan hasil rekap data pada Tabel 5.6 diatas maka selanjutnya dapat dibuat grafik linear hubungan antara $H \text{ initial}$ dan $H \text{ final}$ dari permisalan H timbunan. Seperti pada Gambar 5.1.



Gambar 5.1 Hubungan H -initial dan H -final STA 22+500

Berdasarkan Gambar 5.1 maka untuk H -final = 9,21 m didapatkan H -initial = 9,53 m

6. Berdasarkan rekam pada Tabel 5.6 di atas, maka selanjutnya dapat dibuat grafik linear hubungan antara total *settlement* dan H -final dari permisalan H timbunan. Dengan grafik seperti pada Gambar 5.2.



Gambar 5.2 Hubungan *settlement* dan H -final STA 22+500

Berdasarkan Gambar 5.2 maka untuk H -final = 9,21 m didapatkan *settlement* = 0.69 m

7. Selanjutnya untuk hasil perhitungan lengkap H -initial dan H -final untuk masing-masing zoning dengan menggunakan acuan parameter tanah yang sesuai dengan stationingnya dan dapat dilihat pada Tabel 5.7.

Tabel 5.7 Rekapitulasi H-initial, H-final, dan *Settlement* pada Setiap Stationing

STA	H-intial	H-final	Sc
	(m)	(m)	(m)
22+500	9.53	9.21	0.69
22+600	7.72	7.468	0.62
22+700	6.18	6	0.55
22+800	4.96	4.845	0.48
22+900	4.45	4.365	0.45
23+000	5.36	5.22	0.50
23+100	7.11	6.837	0.64
23+200	7.21	7.26	0.32
23+300	7.38	7.215	0.54
23+400	6.43	6.305	0.49
23+500	5.13	5.07	0.42

5.3 Perhitungan Waktu Pemampatan

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

5.3.1 Waktu Konsolidasi Alami

Setelah didapatkan besar pemampatan yang terjadi, dilakukan perhitungan waktu pemampatan yang dibutuhkan untuk menyelesaikan pemampatan tersebut menggunakan persamaan 2.19. Perhitungan dilakukan untuk mengetahui perlu atau tidaknya untuk mempercepat waktu pemampatan. Dengan tanah yang dianggap mudah memampat adalah tanah lempung/lanau dengan rentang konsistensi *very soft soil* s/d *medium soil* sedalam 5.8 meter. Karena setiap lapisan tanah memiliki nilai koefisien konsolidasi akibat aliran air pori tanah vertikal (C_v) masing-

masing, maka nilai C_v yang digunakan adalah C_v gabungan yang diperoleh dari persamaan 2.20. Perhitungan C_v gabungan ditabelkan pada Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Perhitungan C_v Gabungan untuk Kedalaman Tanah Dasar 5.8 meter

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H m	$\gamma t = \text{ysat}$ KN/m ³	Konsolidasi			H/V C_v	Cv Gab cm ² /dt	Cv Gab m ² /tahun
						Cc	Cv cm ² /dt α	Cs			
0	s/d	0,5	a	0,5	16,32	0,3817	0,000328	0,0545	27,608626	0,00033	1,0286016
0,5	s/d	1	b	0,5	16,32	0,3817	0,000328	0,0545	27,608626		
1	s/d	1,5	c	0,5	16,32	0,3817	0,000328	0,0545	27,608626		
1,5	s/d	2	d	0,5	16,32	0,3817	0,000328	0,0545	27,608626		
2	s/d	2,5	e	0,5	16,32	0,3817	0,000328	0,0545	27,608626		
2,5	s/d	3	f	0,5	16,32	0,3817	0,000328	0,0545	27,608626		
3	s/d	3,5	g	0,5	16,32	0,3817	0,000328	0,0545	27,608626		
3,5	s/d	4	h	0,5	16,32	0,3817	0,000328	0,0545	27,608626		
4	s/d	4,5	i	0,5	16,32	0,3817	0,000328	0,0545	27,608626		
4,5	s/d	5	j	0,5	17,24	0,2928	0,00032	0,0418	27,95085		
5	s/d	5,5	k	0,5	17,24	0,2928	0,00032	0,0418	27,95085		
5,5	s/d	5,8	l	0,3	17,24	0,2928	0,00032	0,0418	16,77051		
						Total (H/V C_v)			321,14984		
						Total (H/V C_v) ²			103137,22		

Berdasarkan perhitungan di Tabel 5.8 maka didapatkan hasil nilai C_v gabungan rata-rata adalah = 0,00033 cm²/dt, atau 1.0286 m²/tahun.

Perhitungan waktu konsolidasi dengan diharapkan derajat konsolidasi $U_v = 90\%$, maka didapatkan variasi faktor waktu (T_v) pada tabel 2.5 $T_v = 0,848$. Maka dapat dihitung waktu konsolidasi alami tanpa ada metode percepatan pemampatan sesuai Persamaan 2.19 sebagai berikut :

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

$$t = \frac{0,848 \times (5,8)^2}{1,0286}$$

$t = 28$ tahun, maka $t > 6$ bulan, sehingga waktu yang dibutuhkan untuk menghilangkan pemampatan secara alami sangat lama yaitu 28 tahun.

Selanjutnya diperiksa besarnya *consolidation settlement* yang terjadi pada umur rencana timbunan dimisalkan 15 tahun. Berdasarkan perhitungan *H-initial* timbunan didapatkan tinggi timbunan tertinggi adalah 9,21 meter degan S_c 0,69 meter. Dengan harga C_v gabungan rata-rata = 1,0286 m²/tahun. Maka dapat dihitung *consolidation settlement* yang terjadi pada umur rencana

timbunan sesuai Persamaan 2.21 dan 2.22. dengan perhitungan ditabelkan pada Tabel 5.9.

$$\begin{aligned}
 T_v &= \frac{C_v \times t}{H d r^2} \\
 &= \frac{1,0286 \times 1}{5,8^2} \\
 &= 0,0306 \\
 U_v &= \left(\frac{2 \times T_v}{\pi} \right)^{0,5} \times 100\% \\
 &= \left(\frac{2 \times 0,0306}{\pi} \right)^{0,5} \times 100\% \\
 &= 19,73 \% \\
 S_c \text{ (tahun ke 1)} &= U_v \times S_c \\
 &= 19,73 \% \times 0,69 \\
 &= 0.1370 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.9 Perhitungan S_c Selama Umur Rencana 15 Tahun

Tahun ke-	T_v	U_v (%)	S_c (m)
0	0	0	0
1	3.06%	19.73%	0.1370
2	6.12%	27.90%	0.1938
3	9.17%	34.18%	0.2373
4	12.23%	39.46%	0.2740
5	15.29%	44.12%	0.3064
6	18.35%	48.33%	0.3356
7	21.40%	52.20%	0.3625
8	24.46%	55.81%	0.3875
9	27.52%	59.19%	0.4110
10	30.58%	62.40%	0.4333
11	33.63%	65.44%	0.4544
12	36.69%	68.35%	0.4746
13	39.75%	71.14%	0.4940
14	42.81%	73.83%	0.5126
15	45.87%	76.42%	0.5306

Maka dari Tabel 5.8 didapatkan bahwa dalam umur rencana 15 tahun hanya terjadi *consolidation settlement* = 0,5306 m, maka 0,69 m – 0,5306 m = 0,1594 m.

Perhitungan pemampatan konsolidasi alami disimpulkan bahwa waktu yang dibutuhkan untuk menghilangkan consolidation settlement sangat lama yaitu 28 tahun dan sisa consolidation settlement dari umur rencana ini bisa mengakibatkan rusaknya perkerasan timbunan. Sehingga diputuskan untuk mempercepat proses konsolidasi ($U_v = 90\%$) dan mempercepat peningkatan daya

dukung tanah dasar dengan cara pemasangan PVD dan PHD untuk membantu proses mempercepat pemampatan.

5.4 Perhitungan Perencanaan PVD

Metode percepatan pemampatan yang direncanakan yaitu menggunakan PVD (*Prefabricated Vertical Drains*) sebagai pengalir aliran air pori dalam konsolidasi arah radial dan PHD (*Prefabricated Horizontal Drains*) sebagai pengalir alir yang keluar dari PVD ke drainase sekitar timbunan. Langkah-langkah perhitungan PVD adalah sebagai berikut :

1. Fungsi hambatan akibat jarak antar PVD, yang dihitung dengan Persamaan 2.33 dengan Gambar 2.13. Perhitungan berdasarkan pola pemasangan segi-tiga dan dapat dilihat pada Tabel 5.10.

Tabel 5.10 Perhitungan Faktor Hambatan PVD Pola Segi-tiga

Jarak PVD	D	a	b	Dw	n	F(n)
S (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0.40	420	100	4.2	66.34	6.33	1.117
0.50	525	100	4.2	66.34	7.91	1.336
0.60	630	100	4.2	66.34	9.50	1.515
0.70	735	100	4.2	66.34	11.08	1.667
0.80	840	100	4.2	66.34	12.66	1.798
0.90	945	100	4.2	66.34	14.25	1.915
1.00	1050	100	4.2	66.34	15.83	2.019
1.10	1155	100	4.2	66.34	17.41	2.113
1.20	1260	100	4.2	66.34	18.99	2.200
1.30	1365	100	4.2	66.34	20.58	2.279
1.40	1470	100	4.2	66.34	22.16	2.353
1.50	1575	100	4.2	66.34	23.74	2.421
1.60	1680	100	4.2	66.34	25.33	2.485

Perhitungan faktor hambatan PVD berdasarkan pola segi empat dapat dilihat pada Tabel 5.11.

Tabel 5.11 Perhitungan Faktor Hambatan PVD Pola Segi-empat

Jarak PVD	D	a	b	Dw	n	F(n)
S (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0.40	452	100	4.2	66.34	6.81	1.189
0.50	565	100	4.2	66.34	8.52	1.408
0.60	678	100	4.2	66.34	10.22	1.587
0.70	791	100	4.2	66.34	11.92	1.739
0.80	904	100	4.2	66.34	13.63	1.871
0.90	1017	100	4.2	66.34	15.33	1.987
1.00	1130	100	4.2	66.34	17.03	2.092
1.10	1243	100	4.2	66.34	18.74	2.186
1.20	1356	100	4.2	66.34	20.44	2.272
1.30	1469	100	4.2	66.34	22.14	2.352
1.40	1582	100	4.2	66.34	23.85	2.426
1.50	1695	100	4.2	66.34	25.55	2.494
1.60	1808	100	4.2	66.34	27.26	2.558

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

$$\begin{aligned}
 \text{Durasi hitung (t)} &= 24 \text{ minggu} \\
 C_v &= 0,0197 \text{ m}^2/\text{minggu} \\
 C_h (4 \times C_v) &= 0,0789 \text{ m}^2/\text{minggu} \\
 a &= 100 \text{ mm} \\
 b &= 4,2 \text{ mm} \\
 D_w (2 \times (a+b)/\pi) &= 66.34 \text{ mm} \\
 H_{dr} &= 5,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dengan hasil perhitungan derajat konsolidasi horisontal (U_h) PVD pola segi tiga (%) dapat dilihat pada Tabel 5.12.

Tabel 5.12 Perhitungan Derajat Konsolidasi Horisontal (%) Pola Segi-tiga

t (minggu)	S (m)	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
	D (m)	0,420	0,525	0,630	0,735	0,840	0,945
	F(n)	1.117	1.336	1.515	1.667	1.798	1.915
1		79,84%	57,56%	40,84%	29,57%	22,02%	16,86%
2		95,94%	81,99%	65,00%	50,40%	39,19%	30,87%
3		99,18%	92,36%	79,29%	65,06%	52,58%	42,52%
4		99,83%	96,76%	87,75%	75,39%	63,03%	52,21%
5		99,97%	98,62%	92,75%	82,67%	71,17%	60,27%
6		99,99%	99,42%	95,71%	87,79%	77,52%	66,96%
7		100,00%	99,75%	97,46%	91,40%	82,47%	72,53%
8		100,00%	99,89%	98,50%	93,95%	86,33%	77,16%
9		100,00%	99,96%	99,11%	95,74%	89,34%	81,01%
10		100,00%	99,98%	99,47%	97,00%	91,69%	84,21%
11		100,00%	99,99%	99,69%	97,88%	93,52%	86,87%
12		100,00%	100,00%	99,82%	98,51%	94,95%	89,09%
13		100,00%	100,00%	99,89%	98,95%	96,06%	90,93%
14		100,00%	100,00%	99,94%	99,26%	96,93%	92,46%
15		100,00%	100,00%	99,96%	99,48%	97,60%	93,73%
16		100,00%	100,00%	99,98%	99,63%	98,13%	94,78%
17		100,00%	100,00%	99,99%	99,74%	98,54%	95,66%
18		100,00%	100,00%	99,99%	99,82%	98,86%	96,39%
19		100,00%	100,00%	100,00%	99,87%	99,11%	97,00%
20		100,00%	100,00%	100,00%	99,91%	99,31%	97,51%
21		100,00%	100,00%	100,00%	99,94%	99,46%	97,93%
22		100,00%	100,00%	100,00%	99,96%	99,58%	98,28%
23		100,00%	100,00%	100,00%	99,97%	99,67%	98,57%
24		100,00%	100,00%	100,00%	99,98%	99,74%	98,81%

Tabel 5.12 Perhitungan Derajat Konsolidasi Horisontal (%) Pola Segi-tiga (Lanjutan)

t (minggu)	S (m)	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60
	D (m)	1,050	1,155	1,260	1,365	1,470	1,575	1,680
	F(n)	2,019	2,113	2,200	2,279	2,353	2,421	2,485
1		13,22%	10,59%	8,64%	7,16%	6,02%	5,12%	4,40%
2		24,69%	20,06%	16,54%	13,81%	11,68%	9,98%	8,61%
3		34,65%	28,53%	23,75%	19,99%	16,99%	14,59%	12,63%
4		43,29%	36,10%	30,34%	25,72%	21,99%	18,96%	16,47%
5		50,79%	42,87%	36,36%	31,04%	26,69%	23,11%	20,15%
6		57,29%	48,92%	41,86%	35,98%	31,10%	27,04%	23,66%
7		62,94%	54,33%	46,88%	40,57%	35,25%	30,78%	27,02%
8		67,84%	59,17%	51,47%	44,82%	39,15%	34,32%	30,23%
9		72,09%	63,49%	55,67%	48,78%	42,81%	37,69%	33,30%
10		75,78%	67,36%	59,50%	52,45%	46,25%	40,88%	36,23%
11		78,98%	70,82%	63,00%	55,85%	49,49%	43,90%	39,04%
12		81,76%	73,91%	66,20%	59,02%	52,53%	46,77%	41,72%
13		84,17%	76,67%	69,12%	61,95%	55,39%	49,50%	44,29%
14		86,27%	79,14%	71,79%	64,68%	58,07%	52,08%	46,74%
15		88,08%	81,35%	74,23%	67,21%	60,60%	54,54%	49,08%
16		89,66%	83,33%	76,45%	69,56%	62,97%	56,87%	51,32%
17		91,02%	85,09%	78,49%	71,74%	65,20%	59,07%	53,46%
18		92,21%	86,67%	80,35%	73,76%	67,29%	61,17%	55,51%
19		93,24%	88,08%	82,05%	75,64%	69,26%	63,16%	57,47%
20		94,13%	89,35%	83,60%	77,39%	71,11%	65,04%	59,34%
21		94,91%	90,47%	85,01%	79,01%	72,85%	66,83%	61,13%
22		95,58%	91,48%	86,31%	80,51%	74,48%	68,53%	62,84%
23		96,17%	92,38%	87,49%	81,91%	76,02%	70,14%	64,47%
24		96,67%	93,19%	88,57%	83,20%	77,46%	71,67%	66,04%

Hasil perhitungan derajat konsolidasi horisontal (Uh) pola PVD segi empat (%) dapat dilihat pada Tabel 5.13.

Tabel 5.13 Perhitungan Derajat Konsolidasi Horisontal (%) Pola Segi-empat

t	S (m)	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
	D (m)	0.452	0.565	0.678	0.791	0.904	1.017
(minggu)	F(n)	1,189	1,408	1,587	1,739	1,871	1,987
1		72.72%	50.45%	35.12%	25.18%	18.65%	14.23%
2		92.56%	75.45%	57.90%	44.02%	33.83%	26.44%
3		97.97%	87.83%	72.69%	58.11%	46.17%	36.91%
4		99.45%	93.97%	82.28%	68.66%	56.21%	45.89%
5		99.85%	97.01%	88.50%	76.55%	64.38%	53.60%
6		99.96%	98.52%	92.54%	82.46%	71.02%	60.20%
7		99.99%	99.27%	95.16%	86.87%	76.43%	65.87%
8		100.00%	99.64%	96.86%	90.18%	80.82%	70.73%
9		100.00%	99.82%	97.96%	92.65%	84.40%	74.89%
10		100.00%	99.91%	98.68%	94.50%	87.31%	78.47%
11		100.00%	99.96%	99.14%	95.89%	89.68%	81.53%
12		100.00%	99.98%	99.44%	96.92%	91.60%	84.16%
13		100.00%	99.99%	99.64%	97.70%	93.17%	86.42%
14		100.00%	99.99%	99.77%	98.28%	94.44%	88.35%
15		100.00%	100.00%	99.85%	98.71%	95.48%	90.01%
16		100.00%	100.00%	99.90%	99.04%	96.32%	91.43%
17		100.00%	100.00%	99.94%	99.28%	97.01%	92.65%
18		100.00%	100.00%	99.96%	99.46%	97.57%	93.70%
19		100.00%	100.00%	99.97%	99.60%	98.02%	94.59%
20		100.00%	100.00%	99.98%	99.70%	98.39%	95.36%
21		100.00%	100.00%	99.99%	99.77%	98.69%	96.02%
22		100.00%	100.00%	99.99%	99.83%	98.93%	96.59%
23		100.00%	100.00%	100.00%	99.87%	99.13%	97.07%
24		100.00%	100.00%	100.00%	99.91%	99.29%	97.49%

Tabel 5.13 Perhitungan Derajat Konsolidasi Horisontal (%) Pola Segi-empat (Lanjutan)

t	S (m)	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60
	D (m)	1.130	1.243	1.356	1.469	1.582	1.695	1.808
(minggu)	F(n)	2.092	2.186	2.272	2.352	2.426	2.494	2.558
1		11.15%	8.92%	7.28%	6.03%	5.07%	4.31%	3.70%
2		21.05%	17.05%	14.02%	11.70%	9.88%	8.43%	7.27%
3		29.85%	24.45%	20.28%	17.02%	14.44%	12.38%	10.70%
4		37.67%	31.19%	26.08%	22.02%	18.78%	16.15%	14.01%
5		44.62%	37.33%	31.46%	26.72%	22.89%	19.77%	17.20%
6		50.79%	42.92%	36.44%	31.14%	26.80%	23.22%	20.26%
7		56.28%	48.01%	41.07%	35.29%	30.51%	26.53%	23.22%
8		61.15%	52.65%	45.35%	39.20%	34.03%	29.70%	26.06%
9		65.48%	56.87%	49.33%	42.86%	37.37%	32.73%	28.80%
10		69.33%	60.72%	53.02%	46.31%	40.54%	35.63%	31.44%
11		72.75%	64.22%	56.44%	49.54%	43.56%	38.40%	33.98%
12		75.78%	67.42%	59.60%	52.59%	46.42%	41.05%	36.42%
13		78.48%	70.32%	62.54%	55.45%	49.13%	43.59%	38.78%
14		80.88%	72.97%	65.27%	58.13%	51.71%	46.03%	41.04%
15		83.01%	75.38%	67.80%	60.66%	54.16%	48.35%	43.23%
16		84.91%	77.58%	70.14%	63.03%	56.48%	50.58%	45.33%
17		86.59%	79.58%	72.31%	65.26%	58.68%	52.71%	47.36%
18		88.08%	81.40%	74.33%	67.35%	60.78%	54.74%	49.30%
19		89.41%	83.06%	76.19%	69.32%	62.76%	56.69%	51.18%
20		90.59%	84.57%	77.93%	71.17%	64.65%	58.56%	52.99%
21		91.64%	85.95%	79.53%	72.91%	66.44%	60.35%	54.73%
22		92.57%	87.20%	81.02%	74.54%	68.14%	62.05%	56.41%
23		93.40%	88.34%	82.40%	76.08%	69.76%	63.69%	58.02%
24		94.14%	89.38%	83.68%	77.52%	71.29%	65.25%	59.58%

3. Setelah menghitung derajat konsolidasi horisontal maka dihitung juga nilai derajat konsolidasi arah vertikal dengan menggunakan Persamaan 2.21 dan 2.22 dengan waktu efektif PVD yaitu 24 minggu. Dengan hasil perhitungan derajat konsolidasi vertikal waktu 24 dengan hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.14.

Tabel 5.14 Perhitungan Derajat Konsolidasi Vertikal (%)

Minggu	Tv	Uv
1	5.9E-04	2.73%
2	1.2E-03	3.86%
3	1.8E-03	4.73%
4	2.3E-03	5.46%
5	2.9E-03	6.11%
6	3.5E-03	6.69%
7	4.1E-03	7.23%
8	4.7E-03	7.73%
9	5.3E-03	8.20%
10	5.9E-03	8.64%
11	6.5E-03	9.06%
12	7.0E-03	9.47%
13	7.6E-03	9.85%
14	8.2E-03	10.22%
15	8.8E-03	10.58%
16	9.4E-03	10.93%
17	1.0E-02	11.27%
18	1.1E-02	11.59%
19	1.1E-02	11.91%
20	1.2E-02	12.22%
21	1.2E-02	12.52%
22	1.3E-02	12.82%
23	1.3E-02	13.10%
24	1.4E-02	13.39%

4. Diperoleh hasil derajat konsolidasi arah vertikal dan horisontal untuk menentukan pilihan instalasi PVD. Dengan dipilih derajat konsolidasi gabungan yang paling menentukan untuk mencapai nilai penurunan lebih dari 90%. Derajat konsolidasi gabungan dihitung menggunakan persamaan 2.41, diperoleh hasil bahwa pola pemasangan PVD segi tiga dengan jarak antar PVD adalah 0,8 meter. Dengan hasil perhitungan ditabelkan pada Tabel 5.15.

Tabel 5.15 Perhitungan Derajat Konsolidasi Gabungan (%) Pola Segi-tiga dengan Jarak 0,8 m

Minggu	U _v	U _h	U _{total} (%)
1	0.027	0.2202	24.15%
2	0.039	0.3919	41.54%
3	0.047	0.5258	54.83%
4	0.055	0.6303	65.05%
5	0.061	0.7117	72.93%
6	0.067	0.7752	79.02%
7	0.072	0.8247	83.74%
8	0.077	0.8633	87.39%
9	0.082	0.8934	90.21%
10	0.086	0.9169	92.41%
11	0.091	0.9352	94.11%
12	0.095	0.9495	95.42%
13	0.099	0.9606	96.45%
14	0.102	0.9693	97.24%
15	0.106	0.9760	97.86%
16	0.109	0.9813	98.34%
17	0.113	0.9854	98.71%
18	0.116	0.9886	99.00%
19	0.119	0.9911	99.22%
20	0.122	0.9931	99.39%
21	0.125	0.9946	99.53%
22	0.128	0.9958	99.63%
23	0.131	0.9967	99.72%
24	0.134	0.9974	99.78%

Dalam menentukan pola pemasangan dan jarak antar PVD yang paling efektif digunakan waktu konsolidasi diizinkan adalah 24 minggu (masa efektif PVD). Panjang PVD yang dipasang adalah sebesar $H_{dr} = 5,8$ m sehingga penurunan yang terjadi sudah lebih dari 90 % yaitu 0,635 m dari nilai penurunan total adalah 0,694 m.

5. Namun dalam pengambilan keputusan juga harus mempertimbangkan masalah keekonomisan dan keefektifan. Selanjutnya dicoba dengan dilakukan pemasangan PVD pada kedalaman < tebal lapisan tanah lunak. Dengan tujuan untuk memangkas biaya penggunaan

PVD, dengan memperhatikan nilai rate of settlement sisa tanah yang belum mampat. Sehingga dicoba dengan pemasangan pada kedalaman 4,5 m. Dengan mengulangi perhitungan seperti di atas dengan mengubah nilai Hdr menjadi 4,5 meter, diperoleh hasil bahwa pola pemasangan PVD segi tiga dengan jarak antar PVD adalah 1 meter. Dengan hasil perhitungan ditabelkan pada Tabel 5.16.

Tabel 5.16 Perhitungan Derajat Konsolidasi Gabungan (%) Pola Segi-tiga dengan Jarak 1 m

PVD			
Minggu	Uv	Uh	Uttotal (%)
1	0.035	0.133	16.35%
2	0.050	0.248	28.57%
3	0.061	0.348	38.79%
4	0.071	0.435	47.46%
5	0.079	0.510	54.85%
6	0.087	0.575	61.17%
7	0.093	0.631	66.59%
8	0.100	0.680	71.23%
9	0.106	0.723	75.22%
10	0.112	0.760	78.65%
11	0.117	0.792	81.60%
12	0.122	0.819	84.14%
13	0.127	0.843	86.33%
14	0.132	0.864	88.21%
15	0.137	0.882	89.83%
16	0.141	0.898	91.23%
17	0.146	0.911	92.43%
18	0.150	0.923	93.47%
19	0.154	0.933	94.37%
20	0.158	0.942	95.14%
21	0.162	0.950	95.80%
22	0.166	0.957	96.38%
23	0.169	0.962	96.87%
24	0.173	0.967	97.30%

Setelah dicoba dengan panjang PVD yang dipasang adalah < tebal lapisan tanah lunak = 4,5 m, diperoleh nilai rate of settlement dari sisa lapisan tanah yang belum mampat dengan cara dihitung dengan persamaan 2.19. maka hasil perhitungan rate of settlement pertahunnya dapat dilihat pada Tabel 5.17.

Tabel 5.17 Perhitungan Nilai *Rate of Settlement*

Tahun ke-	Tv	Uv (%)	Sc (m)	Selisih (m)
1	0.0306	19.74%	0.020	0.0201
2	0.0612	27.91%	0.028	0.0083
3	0.0917	34.18%	0.035	0.0064
4	0.1223	39.47%	0.040	0.0054
5	0.1529	44.13%	0.045	0.0047
6	0.1835	48.34%	0.049	0.0043
7	0.2140	52.22%	0.053	0.0039
8	0.2446	55.82%	0.057	0.0037
9	0.2752	59.21%	0.060	0.0034
10	0.3058	62.41%	0.063	0.0033

Berdasarkan Tabel 5.18 dapat disimpulkan bahwa setelah PVD dipasang pada kedalaman 4,5 m dengan jarak pemasangan 1 m, nilai *rate of settlement*-nya masih memenuhi syarat yaitu $< 2,5$ cm/tahun dilihat nilai penurunan pada tahun pertama. Sehingga untuk perencanaan diambil keputusan pemasangan PVD dengan nilai kedalaman $<$ tebal lapisan tanah lunak.

- Maka untuk perencanaan pemasangan PVD masing-masing zona menggunakan kedalaman $<$ tebal lapisan tanah lunak dan akan disajikan dalam lampiran dan gambar pemasangan.

5.4.1 Perhitungan Biaya PVD

Pola pemasangan PVD setiap alternatif adalah pola segitiga dengan jarak PVD dengan variasi 1 m, dan 1,3 m. PVD dipasang hingga kedalaman $<$ Hdr dan pemasangan dilakukan pada lebar timbunan bagian bawah, dimana diantara tanah dasar dan timbunan. Pemasangan PVD dimulai dari STA 22+500 s/d STA 23+500. Dalam perhitungan ini yang diambil contoh pada STA 22+500 dengan ketinggian timbunan 9,53 m, berikut perhitungan volume PVD :

Tinggi timbunan	: 9,53 m
Lebar timbunan	: 27,2
Jumlah PVD 1 baris	: 27,2m / 1 m
	: 27,2 \rightarrow 28

$$\text{Jarak memanjang PVD} : \sqrt{\left(\left(1^2 - \left(\frac{1}{2}\right)^2\right)\right)}$$

$$: 0,87 \text{ m}$$

$$\text{Panjang PVD per zona} : 28 \times (50/0,87) \times (4,5 + 0,5)$$

$$: 8083 \text{ m}$$

Total panjang PVD pada STA 22+500 – STA 22+550 adalah 8083 m. Harga PVD per meternya adalah Rp. 3.500,- sehingga total harga pemasangan PVD sebesar Rp. 28.290.163,-. Untuk seluruh hasil biaya pemasangan dilihat pada Tabel 5.18 sebagai berikut :

Tabel 5.18 Perhitungan Biaya PVD

Stationing	Zona	Panjang Zona	Kedalaman PVD	PVD + penyesuaian	Lebar Timbunan	Jumlah PVD 1	Jarak Perbaris	Jarak Memanjang	Total Panjang	Harga Satuan PVD	Harga
		(m)	(m)	(m)	(m)	Baris	(m)	(m)			
22+500 s/d STA 22+550	A	50	4,5	5	27,2	28	1	0,87	8083	Rp 3.500,00	Rp 28.290.163,19
22+550 s/d STA 22+650	B	100	4,5	5	27,2	28	1	0,87	16166	Rp 3.500,00	Rp 56.580.326,38
22+650 s/d STA 22+750	C	100	4,5	5	27,2	28	1	0,87	16166	Rp 3.500,00	Rp 56.580.326,38
22+750 s/d STA 22+850	D	100	4,5	5	27,2	28	1	0,87	16166	Rp 3.500,00	Rp 56.580.326,38
22+850 s/d STA 22+950	E	100	4,5	5	27,2	28	1	0,87	16166	Rp 3.500,00	Rp 56.580.326,38
22+950 s/d STA 23+050	F	100	4,5	5	27,2	28	1	0,87	16166	Rp 3.500,00	Rp 56.580.326,38
23+050 s/d STA 23+150	G	100	5	5,5	27,2	28	1	0,87	17782	Rp 3.500,00	Rp 62.238.359,02
23+150 s/d STA 23+250	H	100	2	2,6	27,2	21	1,3	1,13	3731	Rp 3.500,00	Rp 13.056.598,40
23+250 s/d STA 23+350	I	100	7	7,6	27,2	21	1,3	1,13	10905	Rp 3.500,00	Rp 38.166.610,69
23+350 s/d STA 23+450	J	100	7	7,6	27,2	21	1,3	1,13	10905	Rp 3.500,00	Rp 38.166.610,69
23+450 s/d STA 23+500	K	50	7	7,6	27,2	21	1,3	1,13	5452	Rp 3.500,00	Rp 19.083.305,35
Total Harga											Rp 481.903.679,24

5.4.2 Perhitungan Biaya PHD

Material PHD digunakan untuk mempercepat penyaluran air tanah dari PVD menuju ke saluran drainase pembuangan. Pemasangan PHD searah dengan potongan melintang jalan, dan menghubungkan 2 bari PVD. Panjang PHD adalah lebar timbunan bagian bawah ditambah dengan 2 meter sebagai overlap menuju ke saluran drainase. Jarak antar PHD adalah 2 kali jarak memanjang PVD, yaitu 1 meter. Berikut adalah contoh perhitungan volume PHD STA 22+500 s/d STA 22+550.

$$\text{Tinggi timbunan} : 9,53 \text{ m}$$

$$\text{Lebar timbunan} : 27,2 + 4$$

$$: 31,2 \text{ m}$$

$$\text{Panjang PHD per zona} : 31,2 \times (50/1,73 + 1)$$

$$: 931,87 \text{ m}$$

Total panjang PHD pada STA 22+500 s/d STA 22+550 adalah 931,87 m. Harga PHD untuk per meternya adalah Rp. 27.000,- sehingga total harga pemasangan PHD sebesar Rp. 25.160.393,-. Untuk hasil seluruh perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.19 sebagai berikut :

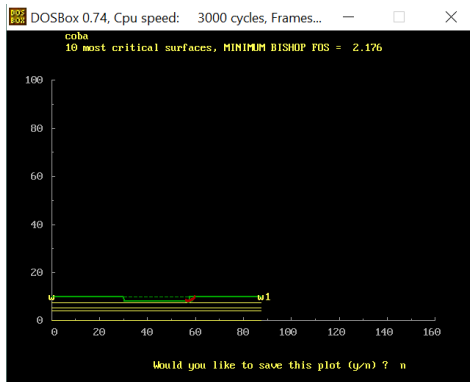
Tabel 5.19 Perhitungan Biaya PHD

Stationing	Zona	Panjang Zona	Jarak PHD	Lebar Timbunan	Jarak Memanjang	Total Panjang	Harga Satuan PHD	Harga
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
22+500 s/d STA 22+550	A	50	1.73	31.2	0.87	931.87	Rp 27.000.00	Rp 25.160.393.34
22+550 s/d STA 22+650	B	100	1.73	31.2	0.87	1832.53	Rp 27.000.00	Rp 49.478.386.68
22+650 s/d STA 22+750	C	100	1.73	31.2	0.87	1832.53	Rp 27.000.00	Rp 49.478.386.68
22+750 s/d STA 22+850	D	100	1.73	31.2	0.87	1832.53	Rp 27.000.00	Rp 49.478.386.68
22+850 s/d STA 22+950	E	100	1.73	31.2	0.87	1832.53	Rp 27.000.00	Rp 49.478.386.68
22+950 s/d STA 23+050	F	100	1.73	31.2	0.87	1832.53	Rp 27.000.00	Rp 49.478.386.68
23+050 s/d STA 23+150	G	100	1.73	31.2	0.87	1832.53	Rp 27.000.00	Rp 49.478.386.68
23+150 s/d STA 23+250	H	100	2.25	31.2	1.13	1416.84	Rp 27.000.00	Rp 38.254.697.44
23+250 s/d STA 23+350	I	100	2.25	31.2	1.13	1416.84	Rp 27.000.00	Rp 38.254.697.44
23+350 s/d STA 23+450	J	100	2.25	31.2	1.13	1416.84	Rp 27.000.00	Rp 38.254.697.44
23+450 s/d STA 23+500	K	50	2.25	31.2	1.13	724.02	Rp 27.000.00	Rp 19.548.548.72
Total Harga								Rp 456.343.354.45

5.5 Perbaikan dengan *Replacement Soil*

Metode perbaikan tanah dasar dengan cara mengganti lapisan tanah dasar yang compressible dengan tanah yang bagus pada kedalaman replacement yang direncanakan, dengan tujuan untuk memperkecil nilai penurunan tanah hingga *rate of settlement* masuk kedalam syarat yaitu $< 2,5$ cm/tahun. Langkah-langkah perhitungan untuk *replacement soil* diambil contoh pada STA 22+500 adalah sebagai berikut :

1. Menentukan kedalaman tanah yang akan diganti dengan menggunakan program bantu DXSTABLE, dengan hasil dapat dilihat pada Gambar 5.3 sebagai berikut :



Gambar 5. 3 Kontrol Tebal Lapisan *Replacment*

Dari hasil analisa menggunakan program bantu, dengan diganti tanah pada tebal lapisan 2 meter, angka keamanannya masih $> 1,5$. Sehingga untuk perencanaan tebal lapisan yang diganti maksimal adalah 2 meter.

2. Setelah parameter tanah diganti maka dihitung nilai penurunan total setelah dilakukan *replacment* sama seperti perhitungan pada sub bab 5.1, tanpa beban akibat replacement.
3. Menghitung nilai penurunan akibat replacement sedalam 2 meter dengan perubahan parameter tanah dan perubahan lapisan tanah lunak. Berikut adalah contoh perhitungan penurunan akibat *replacment soil* :

Kedalaman replacement	: 2 meter
γ replacement	: 19 kn/m^3
γ tanah lama	: $16,32 \text{ kn/m}^3$
Selisih γ	: $2,68 \text{ kn/m}^3$
q replacement	: $2 \text{ m} \times 2,68 \text{ kn/m}^3$
	: $5,36 \text{ kn/m}^2$

Lapisan pertama setelah replacement (H1)

Tebal lapisan	: 0,5 m
Berat jenis tanah (γ_{sat})	: $16,32 \text{ kn/m}^3$
Berat jenis air (γ_w)	: 10 kn/m^3

Lapisan kedua setelah replacement (H2)

Tebal lapisan : 0,5 m
 Berat jenis tanah (γ_{sat}) : 16,32 kn/m³
 Berat jenis air (γ_w) : 10 kn/m³

Perhitungan tegangan overburden (P_o) :

$$\begin{aligned} P_o'1 &= \gamma'1 \times 0,5 H1 \\ &= 6,32 \times ((0,5 \times 0,5) + 2) \\ &= 14,22 \text{ kn/m}^2 \\ P_o'2 &= (\gamma'1 \times H1) + (\gamma'2 \times 0,5 H2) \\ &= (6,32 \times 2,5) + (6,32 \times 0,5 \times 0,5) \\ &= 17,39 \text{ kn/m}^2 \end{aligned}$$

Selanjutnya untuk menghitung *effective overburden pressure* (P_c'). Dalam kasus ini fluktuasi muka air tanah sebesar ± 2 meter, maka :

$$\begin{aligned} \Delta p_f &= \text{fluktuasi muka air tanah} \times \gamma \text{ air} \\ &= 2 \times 10 \\ &= 20 \text{ kn/m}^2 \\ P_c'1 &= P_o'1 + \Delta p_f \\ &= 14,22 + 20 \\ &= 34,22 \text{ kn/m}^2 \\ P_c'2 &= P_o'2 + \Delta p_f \\ &= 17,39 + 20 \\ &= 37,39 \text{ kn/m}^2 \end{aligned}$$

Setelah itu menghitung nilai Δp akibat beban replacement, ditinjau pada lapisan pertama setelah dilakukan replacement sebagai berikut :

$$\begin{aligned} z &= 0,25 \text{ m} \\ X &= \frac{1}{2} \text{ lebar timbunan} \\ &= 13,6 \text{ m} \\ Y &= - \\ m &= x/z \\ &= 13,6/0,25 \\ &= 54,40 \\ n &= - \end{aligned}$$

Harga faktor pengaruh akibat beban akibat replacement diperoleh dari kurva dari grafik NAVFAC,

dimana merupakan konfigurasi antara harga m dan n, maka diperoleh harga $I = 0,25$. Hasil I hanya untuk seperempat perkerasan jalan, Untuk seluruh perkerasan harus dikalikan empat sehingga :

$$\begin{aligned}\Delta p1 &= 4 \times I \times q \text{ total} \\ &= 4 \times 0,25 \times 5,36 \\ &= 5,355 \text{ kn/m}^2\end{aligned}$$

Perhitungan *settlement* akibat *replacement soil* menggunakan rumus seperti berikut :

$$\begin{aligned}S_c &= \left[C_s \times \frac{H_0}{1+e_0} \times \log \frac{\sigma\sigma' + \Delta p}{\sigma\sigma'} \right] \\ S_c &= \left[0,055 \times \frac{0,5}{1+1,54} \times \log \frac{14,22+ 5,355}{14,22} \right] \\ &= 0,00149 \text{ m}\end{aligned}$$

Perhitungan *settlement* akibat *replacement* lapisan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 5.20 sebagai berikut :

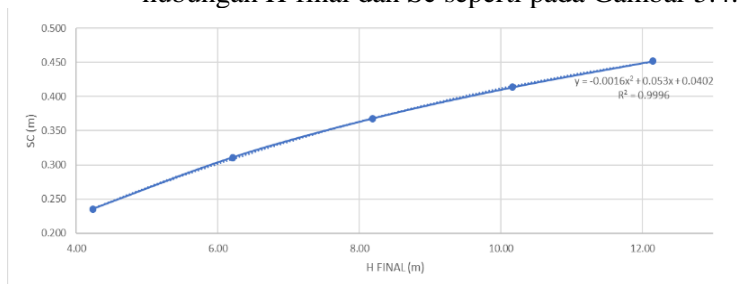
Tabel 5. 20 Perhitungan *Settlement* akibat *Replacement*

Elevasi dari tanah dasar			Titik tinjau	H	Pusat tanah	C_c	C_s	e_0
				(m)	(m)			
0	s/d	0.5	a	0.5	-	0.382	0.055	1.542
0.5	s/d	1	b	0.5	-	0.382	0.055	1.542
1	s/d	1.5	c	0.5	-	0.382	0.055	1.542
1.5	s/d	2	d	0.5	-	0.382	0.055	1.542
0	s/d	0.5	e	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542
0.5	s/d	1	f	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542
1	s/d	1.5	g	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542
1.5	s/d	2	h	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542
2	s/d	2.5	i	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542
2.5	s/d	3	j	0.5	0.25	0.293	0.042	1.246
3	s/d	3.5	k	0.5	0.25	0.293	0.042	1.246
3.5	s/d	3.8	l	0.3	0.15	0.293	0.042	1.246

Tabel 5.20 Perhitungan *Settlement* akibat *Replacement* (Lanjutan)

Akibat beban replacement				ΔP	P_o'	$P_o'+\Delta P$	Ket. (> atau <)	P_c'	OCR	Cek	Sci	Sci sigma
z	m	n	I (grafik)									
(m)	x/z	y/z		Kn/m^2	Kn/m^2	Kn/m^2		Kn/m^2		NC or OC	(m)	(m)
Replacement Soil Layers												
0.25	54.40	-	0.250	5.355660326	14.22	19.58054246	<	34.22	2.405987045	OC	0.00149	0.001
0.75	18.13	-	0.250	5.355660326	17.39	22.74162738	<	37.39	2.150353037	OC	0.00125	0.003
1.25	10.88	-	0.250	5.355660326	20.55	25.9027123	<	40.55	1.973375647	OC	0.00108	0.004
1.75	7.77	-	0.250	5.355660326	23.71	29.06379721	<	43.71	1.843592227	OC	0.00095	0.005
2.25	6.04	-	0.250	5.355660326	26.87	32.22488213	<	46.87	1.744346083	OC	0.00085	0.006
2.75	4.95	-	0.250	5.355660326	30.26	35.61642192	<	50.26	1.660921898	OC	0.00066	0.006
3.25	4.18	-	0.250	5.355660326	33.88	39.24	<	53.88	1.590270752	OC	0.00059	0.007
3.65	3.73	-	0.250	5.355660326	36.78	42.14	<	56.78	1.543768586	OC	0.00033	0.007
Total SC Q pav.											0.007	m

4. Setelah menghitung penurunan total dan penurunan akibat replacement maka nilai penurunannya dijumlahkan.
5. Berdasarkan hasil perhitungan penurunan dan permisalan H timbunan, selanjutnya dibuat grafik hubungan H-final dan Sc seperti pada Gambar 5.4.



Gambar 5.4 Hubungan Sc dan H-final

6. Kemudian setelah diketahui nilai penurunan total dan akibat replacement adalah 0,39 m, maka dihitung rate of settlement berdasarkan Persamaan 2.19 sehingga didapatkan nilai seperti pada Tabel 5.21.

Tabel 5.21 Perhitungan *Rate of Settlement*

Tahun ke-	Tv	Uv (%)	Sc (m)	Selisih (m)
1	0.0306	19.74%	0.077	0.077
2	0.0612	27.91%	0.109	0.032
3	0.0917	34.18%	0.133	0.024
4	0.1223	39.47%	0.154	0.021
5	0.1529	44.13%	0.172	0.018
6	0.1835	48.34%	0.189	0.016
7	0.2140	52.22%	0.204	0.015
8	0.2446	55.82%	0.218	0.014
9	0.2752	59.21%	0.231	0.013
10	0.3058	62.41%	0.243	0.012

Pada tabel 5.21 terlihat bahwa nilai penurunan pada tahun pertama adalah 0,077 m atau 7,7 cm, dimana nilai ini lebih besar dari syarat yaitu 2,5 cm/tahun. Oleh sebab itu untuk metode perbaikan *replacement soil* tidak bisa digunakan pada STA 22+500 s/d STA 22+550. Rekapitulasi kontrol rate of settlement pada stationing lain dapat dilihat pada Tabel 5.22.

Tabel 5. 22 Kontrol *Rate of Settlement*

Stationing	Zona	Syarat penurunan cm/tahun	Penurunan Tahun ke-1 (cm)	Keterangan
22+500 s/d STA 22+550	A	2.5	7.75	NOT OK
22+550 s/d STA 22+650	B	2.5	6.84	NOT OK
22+650 s/d STA 22+750	C	2.5	5.93	NOT OK
22+750 s/d STA 22+850	D	2.5	5.12	NOT OK
22+850 s/d STA 22+950	E	2.5	4.76	NOT OK
22+950 s/d STA 23+050	F	2.5	5.39	NOT OK
23+050 s/d STA 23+150	G	2.5	6.59	NOT OK
23+150 s/d STA 23+250	H	2.5	2.15	OK
23+250 s/d STA 23+350	I	2.5	4.62	NOT OK
23+350 s/d STA 23+450	J	2.5	4.16	NOT OK
23+450 s/d STA 23+500	K	2.5	3.48	NOT OK

Dari hasil pada tabel 5.22 dapat dilihat untuk metode perbaikan tanah dasar menggunakan *replacement soil layers* sedalam 2 meter hanya bisa dilakukan pada Sta 23+150 s/d Sta 23+250.

5.6 Penimbunan Bertahap

Timbunan dalam masa konstruksinya dilakukan dengan cara bertahap. Kecepatan penimbunan dalam perencanaan ini adalah 50 cm/minggu. Dengan tinggi timbunan awal yang sudah

didapatkan pada sub bab 5.1 adalah 9,53 m. sehingga jumlah tahapan didapatkan sebagai berikut :

H intial	: 9,53 m
Kecepatan pertahap	: 50 cm/minggu
Jumlah tahap	: 9,53 / 0,5
	: 20 tahap

5.6.1 Tinggi Timbunan kritis

Tinggi timbunan kritis yang mampu diterima tanah (H_{cr}) adalah tinggi dimana saat pelaksanaan bisa dilakukan menerus tiap minggunya, akan tetapi ketika sudah mencapai H_{cr} maka perlu dilakukan perhitungan peningkatan daya dukung tanah dasar untuk mengecek daya dukung tanah dasar agar bisa dipastikan tanah dasarnya sudah mampu menahan beban timbunan berikutnya. Untuk itu harus dilakukan pengecekan peningkatan daya dukung tanah terlebih dahulu. Perhitungan peningkatan nilai C_u baru digunakan untuk mengetahui berapa nilai C_u setelah terjadi pemampatan akibat beban timbunan bertahap. Dicoba untuk pentahapan tinggi timbunan yaitu 4 meter.

Perhitungan perubahan tegangan didapat dari :

$$\sigma'1 = P_o + \Delta p1$$

$$\sigma'2 = \sigma'1 + \Delta p2$$

Perhitungan di atas dilakukan seterusnya hingga tinggi timbunan kritis. Harga P_o , $\sigma'1$, $\sigma'2$ dan seterusnya berbeda-beda untuk setiap kedalaman tanah. Contoh perhitungan hanya pada lapisan 1 m tanah dasar.

$$\Delta p1 = 4 \times q \times I$$

Dimana :

$$q = H \text{ timbunan tahap } 1 \times \gamma \text{ timbunan}$$

$$= 0,5 \times 19$$

$$= 9,50 \text{ kn/m}^2$$

$$\Delta p1 = 4 \times 9,50 \times 0,25$$

$$= 9,50 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma'1 = P_o + \Delta p1$$

$$= 1,58 + 9,58$$

$$= 11,08 \text{ kn/m}^2$$

Setelah mendapatkan nilai perubahan tegangan akibat beban bertahap dengan $U = 100\%$ maka untuk mendapatkan nilai C_u baru harus menghitung penambahan tegangan efektif akibat beban H kritis apabila $U < 100\%$. Untuk perhitungan tegangan $U < 100\%$ menggunakan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \Delta p1' \text{ lapisan 1} &= \left\{ \left(\frac{\sigma_1'}{P_o} \right)^{U8} \times P_o' \right\} - P_o' \\ &= \left\{ \left(\frac{11,08}{1,58} \right)^{71,2\%} \times 1,58 \right\} - 1,58 \\ &= 4,75 \text{ kn/m}^2 \\ \Delta p2' \text{ lapisan 1} &= \left\{ \left(\frac{\sigma_2'}{\sigma_1'} \right)^{U7} \times \sigma_1' \right\} - \sigma_1' \\ &= \left\{ \left(\frac{20,58}{11,08} \right)^{66,6\%} \times 11,08 \right\} - 11,08 \\ &= 5,65 \text{ kn/m}^2 \end{aligned}$$

Seluruh perhitungan lapisan dapat dilihat pada Lampiran, Hasil perhitungan perubahan tegangan dapat dilihat pada Tabel 5.23.

Tabel 5.23 Perhitungan Perubahan Tegangan $U < 100\%$

Perubahan Teg.			Po'	ΔP1'	ΔP2'	ΔP3'	ΔP4'	ΔP5'	ΔP6'	ΔP7'	ΔP8'	Σσ'	Σσ'
Tinggi Penimbunan			kn/m ²	kn/m ²	kn/m ²	kn/m ²	kn/m ²	kn/m ²	kn/m ²	kn/m ²	kn/m ²	kn/m ²	kn/m ²
Umur Timbunan			-	8	7	6	5	4	3	2	1		
U perminggu (%)			1	71.2%	66.6%	61.2%	54.9%	47.5%	38.8%	28.6%	16.4%	kn/m2	kg/cm ²
Kedalaman (m)													
0	s/d	0.5	1.58	4.75	5.65	5.38	4.89	4.25	3.49	2.57	1.47	34.03	0.340
0.5	s/d	1	4.74	5.64	5.77	5.43	4.91	4.27	3.50	2.58	1.47	38.31	0.383
1	s/d	1.5	7.90	5.96	5.86	5.47	4.94	4.29	3.51	2.58	1.45	41.96	0.420
1.5	s/d	2	11.06	6.14	5.92	5.50	4.96	4.30	3.52	2.55	1.45	45.39	0.454
2	s/d	2.5	14.22	6.25	5.96	5.53	4.97	4.31	3.47	2.54	1.45	48.72	0.487
2.5	s/d	3	17.39	6.33	6.00	5.55	4.99	4.26	3.46	2.54	1.44	51.96	0.520
3	s/d	3.5	20.55	6.39	6.03	5.57	4.93	4.25	3.46	2.53	1.43	55.12	0.551
3.5	s/d	4	23.71	6.43	6.06	5.50	4.92	4.24	3.45	2.51	1.43	58.23	0.582
4	s/d	4.5	26.87	6.47	5.98	5.49	4.91	4.23	3.41	2.50	1.42	61.27	0.613
4.5	s/d	5	30.26	6.40	5.98	5.48	4.90	4.18	3.40	2.48	1.41	64.49	0.645
5	s/d	5.5	33.88	6.40	5.97	5.47	4.85	4.17	3.38	2.47	1.40	68.00	0.680
5.5	s/d	5.8	36.78	6.36	5.96	5.43	4.83	4.16	3.37	2.46	1.38	70.74	0.707

Kemudian setelah menghitung penambahan tegangan efektif pada derajat konsolidasi $< 100\%$, nilai C_u baru dapat dihitung. Karena harga *Plasticity Index* (PI) pada tanah kurang dari 120% maka C_u baru dihitung menggunakan

Persamaan 2.37. Contoh perhitungan menggunakan lapisan 1 sebagai berikut :

IP : 41,07

$\Sigma\sigma'$: 0,340

Cu : 5 Kpa

: 0,05 kg/cm²

Cu baru: $0,0737 + (0,1899 - 0,0016 \text{ PI}) \times \Sigma\sigma'$

: $0,0737 + (0,1899 - (0,0016 \times 41,07)) \times 0,340$

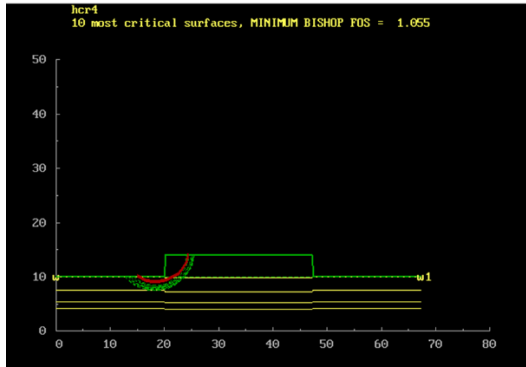
: 0,116 kg/cm²

Didapatkan hasil Cu baru pada tahap 8 yang disajikan pada Tabel 5.24 sebagai berikut :

Tabel 5.24 Perhitungan Cu baru pada H kritis minggu 8

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H	PI	Cu Lama		Cu Baru		Cu Pakai
				(m)	(%)	(kg/cm2)	(Kpa)	(kg/cm2)	(Kpa)	(Kpa)
0	s/d	0.5	a	0.5	41.07	0.05	5	0.1160	11.60	12.55
0.5	s/d	1	b	0.5	41.07	0.05	5	0.1213	12.13	
1	s/d	1.5	c	0.5	41.07	0.05	5	0.1258	12.58	
1.5	s/d	2	d	0.5	41.07	0.05	5	0.1301	13.01	
2	s/d	2.5	e	0.5	41.07	0.05	5	0.1342	13.42	
2.5	s/d	3	f	0.5	41.07	0.45	45	0.1382	13.82	45
3	s/d	3.5	g	0.5	41.07	0.45	45	0.1422	14.22	
3.5	s/d	4	h	0.5	41.07	0.45	45	0.1460	14.60	
4	s/d	4.5	i	0.5	41.07	0.45	45	0.1498	14.98	
4.5	s/d	5	j	0.5	44.39	0.65	65	0.1504	15.04	65
5	s/d	5.5	k	0.5	44.39	0.65	65	0.1545	15.45	
5.5	s/d	5.8	l	0.3	44.39	0.65	65	0.1578	15.78	

Penimbunan tahap ke-8 untuk nilai Cu baru yang lebih kecil dari Cu lama, maka dipilih nilai Cu lama. Kemudian dilanjutkan dengan menganalisa menggunakan DXSTABLE untuk mencari SF yang terjadi seperti pada Gambar 5.5.



Gambar 5.5 Analisa timbunan dengan tinggi 4 m

Berdasarkan hasil analisa di atas dihasilkan $SF < 1,2$ sehingga perlu dilakukan penundaan sampai daya dukung tanah dasar mengalami peningkatan sehingga kuat menerima beban timbunan selanjutnya.

Penambahan beban secara bertahap juga akan membuat tanah dasar menerima penurunan secara bertahap. Perhitungan penurunan akibat beban bertahap menggunakan Persamaan 2.47, 2.48, dan 2.49 contoh perhitungan seperti berikut :

- Rumus 1 apabila $P'_o + \Delta P1 \leq P_c$

$$S_c = \frac{C_s \cdot H}{1 + e_o} \log \left(\frac{P'_o + \Delta P1}{P'_o} \right)$$

$$S_c = \frac{0,055 \times 0,5}{1 + 1,542} \log \left(\frac{1,581 + 9,50}{1,581} \right)$$

$$S_c = 0,00907 \text{ m}$$

Hasil analisa perubahan tegangan pada timbunan tahap 2 masih lebih kecil dari nilai P_c' , sehingga masih menggunakan rumus yang sama seperti di atas. Penimbunan tahap 3 menghasilkan perubahan tegangan yang lebih besar dari P_c' Sehingga persamaannya berubah sebagai berikut :

- Rumus 2 apabila $P'_o + \Delta P1 + \Delta P2 > P_c$

$$S_c = \frac{C_s \cdot H}{1 + e_o} \log \left(\frac{P'_c}{P'_o + \Delta P1} \right) + \frac{C_c \cdot H}{1 + e_o} \log \left(\frac{P'_o + \Delta P1 + \Delta Pn}{P'_c} \right)$$

$$S_c = \frac{0,005 \times 0,5}{1 + 1,542} \log\left(\frac{21,581}{20,581}\right) + \frac{0,382 \times 0,5}{1 + 1,542} \log\left(\frac{30,081}{21,581}\right)$$

$$S_c = 0,01105 \text{ m}$$

Selanjutnya untuk persamaan timbunan tahap 4 adalah sebagai berikut :

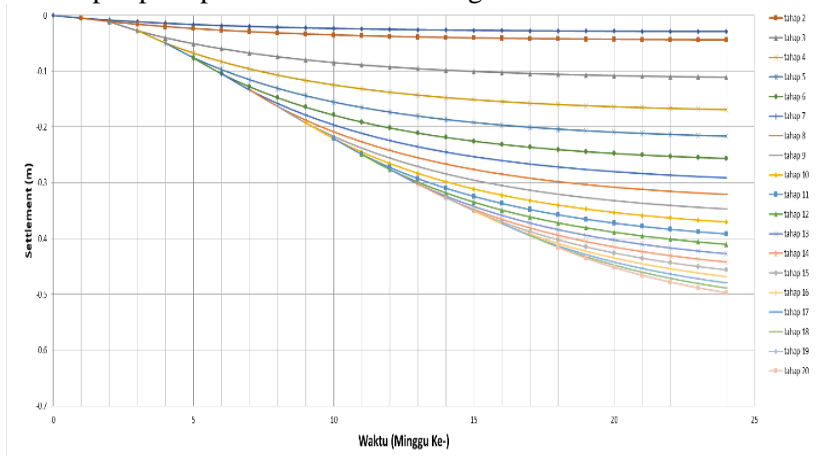
- Rumus 3 apabila $P'_o + \Delta P1 + \Delta P2 + \Delta P3 > P_c$

$$S_c = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_o} \log\left(\frac{P'_o + \Delta P1 + \Delta P2 + \Delta Pn}{P'_o + \Delta P1 + \Delta P2}\right)$$

$$S_c = \frac{0,382 \times 0,5}{1 + 1,542} \log\left(\frac{39,581}{30,081}\right)$$

$$S_c = 0,0089 \text{ m}$$

Perhitungan di atas merupakan contoh pada lapisan 1. Penurunan yang terjadi selama penimbunan bertahap tanpa adanya penundaan dapat dilihat pada lampiran. Dari penurunan tersebut kemudian dibuat grafik penurunan perminggu akibat beban bertahap seperti pada Gambar 5.6 sebagai berikut :



Gambar 5.6 Hubungan Settlement akibat timbunan bertahap dengan H-final 9,21 m

“Halaman sengaja dikosongkan”

BAB 6

PERENCANAAN PERKUATAN TIMBUNAN

6.1 Perkuatan *Geotextile Wall*

Dalam perencanaan *geotextile wall* untuk timbunan sisi tegak dihitung berdasarkan teori yang telah dijelaskan pada sub bab 2.7.1. *Geotextile* direncanakan menerima semua beban yang terjadi, sedangkan turap hanya digunakan sebagai facing atau penutup *geotextile*. Untuk contoh perhitungan diambil pada zoning A STA 22+500 s/d STA 22+550. Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

Diketahui :

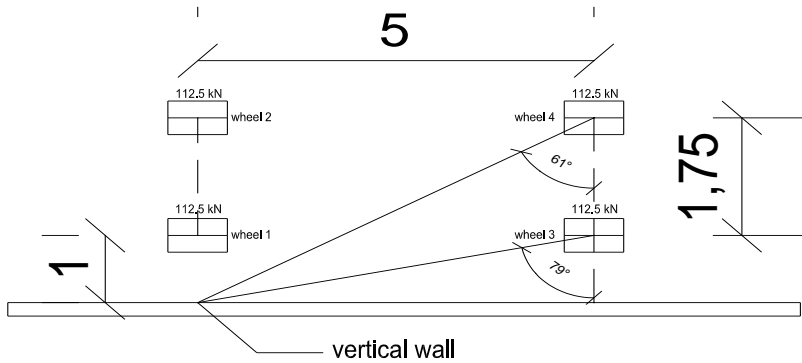
H initial	= 9,53 m
H final	= 9,21 m
Lebar jalan	= 27,2 m
q lalu lintas	= 15 kpa
SF rencana	= 1,5
C atas	= 0 kn/m ²
C bawah	= 27,01 kn/m ²
Φ atas	= 30°
Φ bawah	= 10,67°
γ timbunan	= 19 kn/m ³
δ atas	= 0,6 x 30 = 18°
δ bawah	= 0,6 x 10,67 = 6,40°

1. Menghitung kuat tarik ijin *geotextile* dengan jenis dan tipe *geotextile* yang digunakan adalah produk stabilenka yang memiliki kuat tarik ultimate sebesar 120 kn/m².

$$\begin{aligned}T \text{ allow} &= T \text{ ult} / (FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}) \\ &= 120 / (1,2 \times 2,1 \times 1,1 \times 1,1) \\ &= 39,25 \text{ kn/m}^2\end{aligned}$$

2. Menghitung tegangan (σ_{HL}) akibat beban truk yang berhenti menggunakan grafik yang terdapat pada gambar 2.3. Dengan beban titik untuk 1 as roda adalah 112,5 kn.

Permodelan untuk beban truk dapat dilihat pada Gambar 6.1.



Gambar 6.1 Permodelan beban truk

Berikut adalah contoh perhitungan untuk tegangan yang di akibatkan roda 1 dan roda 3 dengan tinjauan z adalah 1 m.

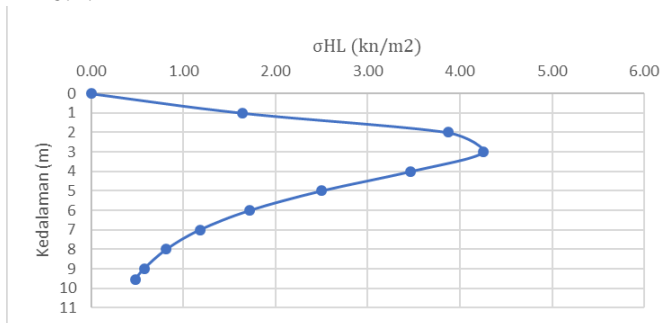
$$\begin{aligned}
 n &= z/h \\
 &= 1/9,53 = 0,10 \\
 x &= 1 \text{ m (jarak roda 1 ke titik tinjau)} \\
 m &= x/h \\
 &= 1/9,53 = 0,10 \\
 \sigma_h \times (H^2/Qp) &= \frac{0,28 \times n^2}{(0,16+n^2)^3} \\
 &= \frac{0,28 \times 0,1^2}{(0,16+0,1^2)^3} \\
 &= 0,6159 \\
 \sigma_{HL} \text{ (roda 1)} &= \frac{\sigma_h \times \left(\frac{H^2}{Qp}\right) \times Qp}{H^2} \\
 &= \frac{0,6159 \times 112,5}{9,53^2} \\
 &= 0,8 \text{ kn/m}^2 \\
 \sigma_{HL}' \text{ (roda 3)} &= \sigma_{HL} \cos^2(1,1 \times \theta) \\
 &= 0,8 \cos^2(1,1 \times 79) \\
 &= 0,002 \text{ kn/m}^2
 \end{aligned}$$

Untuk tinjauan sampai ketinggian 9,53 m, dapat dilihat pada Tabel 6.1.

Tabel 6.1 Perhitungan σ_{HL} roda 1 dan roda 3

z (m)	Wheel 1				Wheel 3	
	n = z/h	x (m)	m = x/h	$\sigma_{h H2/Qp}$	σ_h (kn/m ²)	σ'_h (kn/m ²)
0	0.00	1	0.10	0.0000	0.0	0.000
1	0.10	1	0.10	0.6159	0.8	0.002
2	0.21	1	0.10	1.4512	1.8	0.005
3	0.31	1	0.10	1.5955	2.0	0.006
4	0.42	1	0.10	1.2992	1.6	0.005
5	0.52	1	0.10	0.9355	1.2	0.003
6	0.63	1	0.10	0.6451	0.8	0.002
7	0.73	1	0.10	0.4419	0.5	0.002
8	0.84	1	0.10	0.3056	0.4	0.001
9	0.94	1	0.10	0.2149	0.3	0.001
9.53	1.00	1	0.10	0.1797	0.2	0.001

Setelah itu dihitung tegangan roda 2 dan 4 dengan cara yang sama, setelah didapatkan semua nilai tegangan (σ_{HL}), maka seluruh nilainya harus dijumlahkan pada masing-masing tinjauan yang sama sehingga didapatkan nilai tegangan total yang dapat digambarkan pada Gambar 6.2.



Gambar 6.2 Hubungan σ_{HL} dengan Kedalaman

3. Menghitung jarak pemasangan *geotextile* (S_v) berdasarkan persamaan 2.48. Contoh perhitungan mengambil pada STA 22+500 dengan $H_z = 1$ m, sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \sigma_v \text{ tanah} &= \gamma \text{ timbunan} \times H_z \\
 &= 19 \times 1 \\
 &= 19 \text{ kn/m}^2 \\
 \sigma_v \text{ lalu lintas} &= 15 \text{ kn/m}^2 \\
 K_a &= \tan^2 (45 - \theta/2) \\
 &= \tan^2 (45 - 30/2) \\
 &= 0,333 \\
 \sigma_{HS} \text{ (tanah)} &= \sigma_v \text{ tanah} \times K_a \\
 &= 19 \times 0,333 \\
 &= 6,33 \text{ kn/m}^2 \\
 \sigma_{HQ} \text{ (lalin)} &= \Sigma v \text{ lalu lintas} \times K_a \\
 &= 15 \times 0,333 \\
 &= 5 \text{ kn/m}^2 \\
 \sigma_{HL} \text{ (truck)} &= 1,64 \text{ kn/m}^2 \\
 \sigma_H \text{ total} &= \sigma_{HS} + \sigma_{HQ} + \sigma_{HL} \\
 &= 6,33 + 5 + 1,64 \\
 &= 12,98 \text{ kn/m}^2 \\
 S_v &= \frac{T_{\text{allow}}}{SF \times \sigma_H \text{ total}} \\
 &= \frac{39,35}{1,5 \times 12,98} \\
 &= 2,02 \rightarrow \text{dipakai } 1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 6.2 sebagai berikut :

Tabel 6.2 Perhitungan S_v

Hz (m)	σ_v (tanah)	σ_v (q)	K _a	oh (tanah)	oh (lalin)	oh (truck)	oh (total)	SF	T all	S _v	S _v pakai
(m)	(kn/m ²)	(kn/m ²)		(kn/m ²)	(kn/m ²)	(kn/m ²)	(kn/m ²)				
1	19	15	0.33	6.33	5	1.64	12.98	1.5	39.35	2.02	1
2	38	15	0.33	12.67	5	3.87	21.54	1.5	39.35	1.22	1
3	57	15	0.33	19.00	5	4.25	28.25	1.5	39.35	0.93	0.5
4	76	15	0.33	25.33	5	3.46	33.80	1.5	39.35	0.78	0.5
5	95	15	0.33	31.67	5	2.49	39.16	1.5	39.35	0.67	0.5

Tabel 6.2 Perhitungan Sv (Lanjutan)

H _z (m)	σ_v (tanah) (kn/m ²)	σ_v (g)	K _a	oh (tanah)	oh (lalin)	oh (truck)	oh (total)	SF	T all (kn/m)	Sv (m)	Sv pakai (m)
(m)	(kn/m ²)	(kn/m ²)		(kn/m ²)	(kn/m ²)	(kn/m ²)	(kn/m ²)				
6	114	15	0.33	38.00	5	1.72	44.72	1.5	39.35	0.59	0.5
7	133	15	0.33	44.33	5	1.18	50.51	1.5	39.35	0.52	0.5
8	152	15	0.33	50.67	5	0.81	56.48	1.5	39.35	0.46	0.5
9	171	15	0.33	57.00	5	0.57	62.57	1.5	39.35	0.42	0.5
9.53	181.16	15	0.33	60.39	5	0.48	65.87	1.5	39.35	0.40	0.5

4. Selanjutnya setelah didapatkan jarak antar *geotextile*, maka dilakukan perhitungan untuk panjang kebutuhan *geotextile*. Contoh perhitungan mengambil pada STA 22+500 dengan tinjauan hz = 9,53 m.

$$\sigma H \text{ total} = 65,87 \text{ kn/m}^2$$

$$Le = \frac{0,5 \times 65,87 \times 1,5}{[0+(181,62+15) \times \tan 18]+[27.01+(181,62+15) \times \tan 6.40]}$$

$$Le = 0,438 \text{ m} \rightarrow 1 \text{ m}$$

$$Ld = (H - Z) \times \tan (45 - \phi/2)$$

$$= (9,53 - 9,53) \times \tan (45 - 30/2)$$

$$= 0 \text{ m}$$

$$Lo = \frac{1}{2} \times Le$$

$$= \frac{1}{2} \times 1$$

$$= 0,5 \text{ m}$$

$$L \text{ total} = Le + Ld + Sv + Lo$$

$$= 1 + 0 + 0,5 + 0,5$$

$$= 2 \text{ m}$$

Untuk seluruh perhitungan disajikan dalam Tabel 6.3 sebagai berikut :

Tabel 6.3 Perhitungan Kebutuhan *Geotextile*

H	Kuat tarik allow geotextile (KN/m')	Sv	hz	Le belakang bidang (meter)	Le penubutan (meter)	Le Pakai (meter)	Ld dalam bidang (meter)	Lo (meter)	L Total Hitung (meter)	L Total Pakai (meter)	L total hitung (m)	L total pakai (m)	Le + Ld Hitung (m)	Le + Ld Pakai (m)
0	39.35	0.5	9.53	0.438	1.00	3.00	0	0.50	2.0	4.0	3.2	5.2	2.2	4.2
0.50	39.35	0.5	9.03	0.388	1.00	3.00	0.29	0.50	2.3	4.3				
1.00	39.35	0.5	8.53	0.389	1.00	3.00	0.58	0.50	2.6	4.6				
1.50	39.35	0.5	8.03	0.390	1.00	3.00	0.87	0.50	2.9	4.9				
2.00	39.35	0.5	7.53	0.392	1.00	3.00	1.15	0.50	3.2	5.2				

Tabel 6.3 Perhitungan Kebutuhan *Geotextile* (Lanjutan)

H	Kuat tarik allow geotextile	Sv	hz	Le belakang bidang (meter)	Le pembulatan (meter)	Le Pakai (meter)	Ld dalam bidang (meter)	Lo (meter)	L Total Hitung (meter)	L Total Pakai (meter)	L total hitung	L total pakai	Le + Ld Hitung	Le + Ld Pakai
(m)	(KN/m)	(m)	(m)								(m)	(m)	(m)	(m)
2.50	39.35	0.5	7.03	0.394	1.00	3.00	1.44	0.50	3.4	5.4	4.9	6.9	3.9	5.9
3.00	39.35	0.5	6.53	0.397	1.00	3.00	1.73	0.50	3.7	5.7				
3.50	39.35	0.5	6.03	0.400	1.00	3.00	2.02	0.50	4.0	6.0				
4.00	39.35	0.5	5.53	0.405	1.00	3.00	2.31	0.50	4.3	6.3				
4.50	39.35	0.5	5.03	0.410	1.00	3.00	2.60	0.50	4.6	6.6				
5.00	39.35	0.5	4.53	0.418	1.00	3.00	2.89	0.50	4.9	6.9				
5.50	39.35	0.5	4.03	0.428	1.00	3.00	3.18	0.50	5.2	7.2	6.0	8.0	5.0	7.0
6.00	39.35	0.5	3.53	0.439	1.00	3.00	3.46	0.50	5.5	7.5				
6.50	39.35	0.5	3.03	0.452	1.00	3.00	3.75	0.50	5.8	7.8				
7.00	39.35	0.5	2.53	0.459	1.00	3.00	4.04	0.50	6.0	8.0				
7.50	39.35	1.00	2.03	0.936	1.00	3.00	4.33	0.50	6.8	8.8	7.4	9.4	5.9	7.9
8.50	39.35	1.03	1.03	0.915	1.00	3.00	4.91	0.50	7.4	9.4				

5. Memeriksa terhadap kontrol stabilitas terhadap geser, contoh perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Pa\ 1\ (\text{tanah}) &= \frac{1}{2} \times \gamma\ \text{timb.} \times H^2 \times 1 \times K_a \\ &= \frac{1}{2} \times 19 \times (9,53^2) \times 1 \times 0,333 \\ &= 287,89\ \text{kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa\ 1\ (H) &= Pa\ 1 \times \cos\ \delta \\ &= 287,89 \times \cos\ 18^\circ \\ &= 273,80 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa\ 1\ (V) &= Pa\ 1 \times \sin\ \delta \\ &= 287,89 \times \sin\ 18^\circ \\ &= 88,96\ \text{kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa\ 2\ (\text{lalin}) &= q \times K_a \times H \times 1 \\ &= 15 \times 0,333 \times 9,53 \times 1 \\ &= 47,67\ \text{kn} \end{aligned}$$

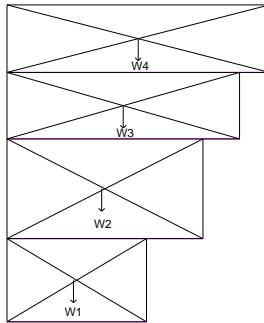
$$\begin{aligned} Pa\ 2\ (H) &= Pa\ 2 \times \cos\ \delta \\ &= 47,67 \times \cos\ 18^\circ \\ &= 45,34\ \text{kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa\ 2\ (V) &= Pa\ 2 \times \sin\ \delta \\ &= 47,67 \times \sin\ 18^\circ \\ &= 14,73\ \text{kn} \end{aligned}$$

$$Pa\ 3\ (\text{truk}) = 20.11\ (\text{dengan program bantu CAD})$$

$$\begin{aligned}
 Pa_3 (H) &= Pa_3 \times \cos \delta \\
 &= 20,11 \times \cos 18^\circ \\
 &= 19,13 \text{ kn} \\
 Pa_3 (V) &= Pa_3 \times \sin \delta \\
 &= 20,11 \times \sin 18^\circ \\
 &= 6,214 \text{ kn}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya menghitung berat tanah sendiri dengan pembagian seperti terlihat pada Gambar 6.3 dengan perhitungan sebagai berikut :



Gambar 6.3 Pembagian Pembebanan Akibat Tanah

$$\begin{aligned}
 W1 &= \gamma \text{ timb.} \times H1 \times L1 \times 1 \\
 &= 19 \times 2,5 \times 4,2 \times 1 \\
 &= 197,35 \text{ kn}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W2 &= \gamma \text{ timb.} \times H2 \times L2 \times 1 \\
 &= 19 \times 3 \times 5,9 \times 1 \\
 &= 335,54 \text{ kn}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W3 &= \gamma \text{ timb.} \times H3 \times L3 \times 1 \\
 &= 19 \times 2 \times 7 \times 1 \\
 &= 267,58 \text{ kn}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W4 &= \gamma \text{ timb.} \times H4 \times L4 \times 1 \\
 &= 19 \times 2,03 \times 7,9 \times 1 \\
 &= 307,07 \text{ kn}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{tot}} &= W1 + W2 + W3 + W4 \\
 &= 197,35 + 335,54 + 267,58 + 307,07
 \end{aligned}$$

$$= 1107,54 \text{ kn}$$

Kemudian setelah mendapatkan semua beban-beban dan gaya, maka bisa di kontrol geser dengan persamaan berikut :

$$\begin{aligned} FS &= \frac{\Sigma FP}{\Sigma FD} \\ &= \frac{[C + ((W_{tot} + P1(v) + P2(v) + P3(v)) / L) \times \tan \delta]}{(P1(h) + P2(h) + P3(h)) / L} \\ &= \frac{[27,01 + ((1107,54 + 88,96 + 14,73 + 6,214) / 4,2) \times \tan 18]}{(273,80 + 45,34 + 19,13) / 4,2} \\ &= 1,501 > 1,50 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

6. Kontrol terhadap daya dukung (*bearing capacity failure*) sesuai dengan Persamaan 2.54. Sebelumnya harus menghitung nilai γ baru yang sudah meningkat setelah 24 minggu dengan cara sebagai berikut :

Diketahui :

$$\Delta h = 0,6944 \text{ m}$$

$$h = 2,5 \text{ m}$$

$$e_o \text{ lama} = 1,54$$

$$G_s = 2,61$$

Δe_o didapatkan dari persamaan berikut $\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e_o}{e_o}$

$$\begin{aligned} \Delta e_o &= \frac{\Delta h}{e_o \text{ lama}} \times h \\ &= \frac{0,6944}{1,54} \times 2,5 \\ &= 0,43 \end{aligned}$$

$$e_o \text{ baru} = e_o \text{ lama} - \Delta e_o$$

$$= 1,54 - 0,43$$

$$= 1,11$$

$$\begin{aligned} \gamma \text{ baru} &= \frac{1 \times (G_s + e_o \text{ baru})}{1 + e_o \text{ baru}} \\ &= \frac{1 \times (2,61 + 1,11)}{1 + 1,11} \end{aligned}$$

$$= 17,60 \text{ kn/m}^3$$

$$\gamma' \text{ baru} = 7,60 \text{ kn/m}^3$$

$$B = 4,5 \text{ m (dilihat dari overall stability)}$$

Selanjutnya menghitung kontrol terhadap daya dukung tanah dasar, perhitungan sebagai berikut :

Mencari nilai koefisien daya dukung (terzaghi), yang didapatkan dari tabel 6.4.

Tabel 6.4 Koefisien Daya Dukung Terzaghi

Θ	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0°	5,71	1,00	0	3,81	1,00	0
5°	7,32	1,64	0	4,48	1,39	0
10°	9,64	2,70	1,2	5,34	1,94	0
15°	12,8	4,44	2,4	6,46	2,73	1,2
20°	17,7	7,43	4,6	7,90	3,88	2,0
25°	25,1	12,7	9,2	9,86	5,60	3,3
30°	37,2	22,5	20,0	12,7	8,32	5,4
35°	57,8	41,4	44,0	16,8	12,8	9,6
40°	95,6	81,2	114,0	23,2	20,5	19,1
45°	172	173	320	34,1	35,1	27,0

$$\Theta = 10,67^\circ$$

$$N_c = 10,06$$

$$N_q = 2,93$$

$$N_\gamma = 1,36$$

Setelah mendapatkan nilai-nilai koefisien daya dukung terzaghi, maka bisa dilanjutkan perhitungan untuk kontrol terhadap daya dukung tanah. Perhitungan daya dukung seperti berikut sesuai Persamaan 2.54.

$$\begin{aligned}
 FS &= \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{max}} \\
 &= \frac{c \times N_c + q \times N_q + 0,5 \times \gamma \times B \times N_\gamma}{(\gamma \times h) + q} \\
 &= \frac{c \times N_c + q \times N_q + 0,5 \times \gamma \times B \times N_\gamma}{(\gamma \times h) + q} \\
 &= \frac{27,01 \times 10,06 + 0 \times 2,93 + 0,5 \times 7,60 \times 4,5 \times 1,36}{(19 \times 9,53) + 15} \\
 &= 1,5 < 3 \text{ (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

Timbunan tegak dengan kekuatan *geotextile* aman terhadap geser dan tidak aman terhadap daya dukung, akan tetapi perencanaan *geotextile* ini tidak direncanakan untuk menahan *overall stability*, sehingga memerlukan kekuatan *micropile* untuk menahan *overall stability*.

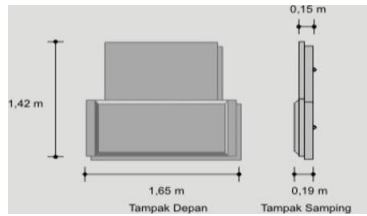
6.2 Perkuatan Freyssisol

Dalam perencanaan *freyssisol* untuk timbunan sisi tegak dihitung berdasarkan teori yang telah dijelaskan pada sub bab 2.7.2. *paraweb straps* direncanakan menerima semua beban yang terjadi, sedangkan panel beton hanya digunakan sebagai facing atau penutup *paraweb straps*. Untuk contoh perhitungan diambil pada zoning A STA 22+500 s/d STA 22+550. Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

Diketahui :

H initial	= 9,53 m
H final	= 9,21 m
Lebar jalan	= 27,2 m
q lalu lintas	= 15 kpa
SF rencana	= 1,5
C atas	= 0 kn/m ²
C bawah	= 27,01 kn/m ²
Φ atas	= 30°
Φ bawah	= 10,67°
γ timbunan	= 19 kn/m ³
δ atas	= 30°
δ bawah	= 10,67°

Selanjutnya untuk perhitungan freyssisol mengikuti luasan panel beton. Sehingga perhitungannya bukan lagi 1 meter tegak lurus, akan tetapi sesuai dengan ukuran panel beton. Dimana 1 panel beton memiliki 4 titik pemasangan *paraweb straps* dengan ukuran panel beton yang dapat dilihat pada Gambar 6.4 sebagai berikut :

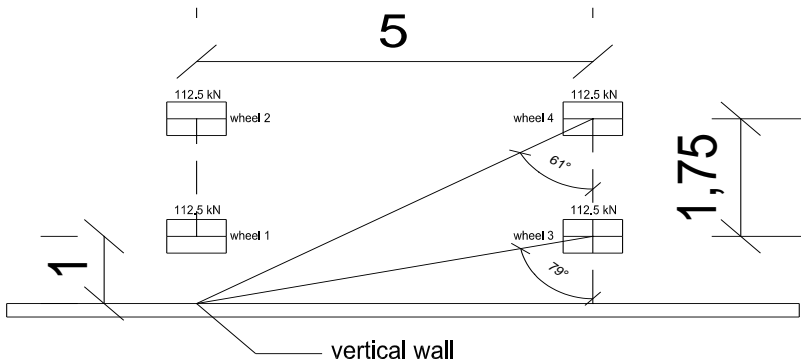


Gambar 6.4 Panel Beton Untuk *Freyssisol*
(Sumber : Geoforce Indonesia)

1. Menghitung kuat tarik ijin *paraweb straps* dengan jenis dan tipe *paraweb straps* yang digunakan adalah produk geoforce yang memiliki kuat tarik ultimate sebesar 50 kn/m².

$$\begin{aligned} T_{\text{allow}} &= T_{\text{ult}} / (FS_{\text{id}} \times FS_{\text{cr}} \times FS_{\text{cd}} \times FS_{\text{bd}}) \\ &= 75 / (1,2 \times 2,1 \times 1,1 \times 1,1) \\ &= 24,60 \text{ kn/m}^2 \end{aligned}$$

2. Menghitung tegangan (σ_{HL}) akibat beban truk yang berhenti menggunakan grafik yang terdapat pada gambar 2.3. Dengan beban titik untuk 1 as roda adalah 112,5 kn. Permodelan untuk beban truk dapat dilihat pada Gambar 6.5.



Gambar 6.5 Permodelan beban truk

Berikut adalah contoh perhitungan untuk tegangan yang di akibatkan roda 1 dan roda 3 dengan tinjauan z adalah 1 m.

$$\begin{aligned}
 n &= z/h \\
 &= 1/9,53 = 0,10 \\
 x &= 1 \text{ m (jarak roda 1 ke titik tinjau)} \\
 m &= x/h \\
 &= 1/9,53 = 0,10 \\
 \sigma_h \times (H^2/Q_p) &= \frac{0,28 \times n^2}{(0,16+n^2)^3} \\
 &= \frac{0,28 \times 0,1^2}{(0,16+0,1^2)^3} \\
 &= 0,6159 \\
 \sigma_{HL} \text{ (roda 1)} &= \frac{\sigma_h \times \left(\frac{H^2}{Q_p}\right) \times Q_p}{H^2} \\
 &= \frac{0,6159 \times 112,5}{9,53^2} \\
 &= 0,8 \text{ kn/m}^2 \\
 \sigma_{HL}' \text{ (roda 3)} &= \sigma_{HL} \cos^2(1,1 \times \theta) \\
 &= 0,8 \cos^2(1,1 \times 79) \\
 &= 0,002 \text{ kn/m}^2
 \end{aligned}$$

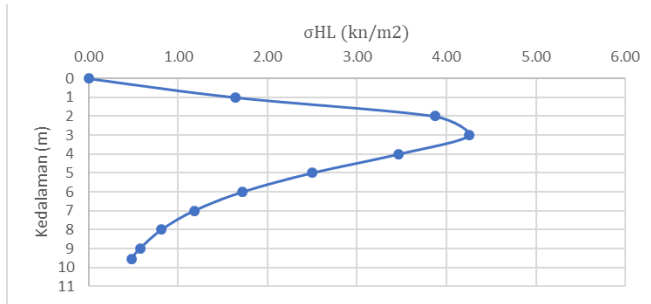
Untuk tinjauan sampai ketinggian 9,53 m, dapat dilihat pada Tabel 6.5.

Tabel 6.5 Perhitungan σ_{HL} roda 1 dan roda 3

Wheel 1					Wheel 3	
z (m)	n = z/h	x (m)	m = x/h	$\sigma_h H^2/Q_p$	σ_h (kn/m ²)	σ'_h kn/m ²)
0	0.00	1	0.10	0.0000	0.0	0.000
1	0.10	1	0.10	0.6159	0.8	0.002
2	0.21	1	0.10	1.4512	1.8	0.005
3	0.31	1	0.10	1.5955	2.0	0.006
4	0.42	1	0.10	1.2992	1.6	0.005
5	0.52	1	0.10	0.9355	1.2	0.003
6	0.63	1	0.10	0.6451	0.8	0.002
7	0.73	1	0.10	0.4419	0.5	0.002
8	0.84	1	0.10	0.3056	0.4	0.001
9	0.94	1	0.10	0.2149	0.3	0.001
9.53	1.00	1	0.10	0.1797	0.2	0.001

Setelah itu dihitung tegangan roda 2 dan 4 dengan cara yang sama, setelah didapatkan semua nilai tegangan (σ_{HL}), maka seluruh nilainya harus dijumlahkan pada

masing-masing tinjauan yang sama sehingga didapatkan nilai tegangan total yang dapat digambarkan pada Gambar 6.6.



Gambar 6.6 Hubungan σ_{HL} dengan Kedalaman

- Untuk jarak pemasangan *paraweb straps* mengikuti spesifikasi panel beton yang sudah ada yaitu $S_v = 0,70$ m berdasarkan Gambar 2.19.
- Selanjutnya setelah didapatkan jarak antar *paraweb straps*, maka dilakukan perhitungan untuk panjang kebutuhan geotextile. Contoh perhitungan mengambil pada STA 22+500 dengan tinjauan $h_z = 9,53 - 0,35 = 9,18$ m.

$$\begin{aligned}\sigma_{HS} &= ((\gamma \text{ timb.} \times H_z) \times \frac{1}{2} \text{ Lebar panel}) \times K_a \\ &= ((19 \times 9,18) \times \frac{1}{2} \times 1,65) \times 0,333 \\ &= 47,99 \text{ kn/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{HQ} &= (q \times \frac{1}{2} \text{ Lebar panel}) \times K_a \\ &= (15 \times \frac{1}{2} \times 1,65) \times 0,333 \\ &= 4,13 \text{ kn/m}^2\end{aligned}$$

$$\sigma_{HL} = 0,45 \text{ kn/m}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma_{H \text{ tot}} &= \sigma_{HS} + \sigma_{HQ} + \sigma_{HL} \\ &= 47,99 + 4,13 + 0,45 \\ &= 52,56 \text{ kn/m}^2\end{aligned}$$

$$L_e = \frac{0,7 \times 52,56 \times 1,5}{[0 + (143,97 + 12,38) \times \tan 18] + [0 + (143,97 + 12,38) \times \tan 18]} \times 0,8 \times 0,9$$

$$L_e = 0,417 \text{ m} \rightarrow 1 \text{ m}$$

$$L_e = 2,5 \text{ m}$$

$$L_d = (H - Z) \times \tan (45 - \phi/2)$$

$$\begin{aligned}
 &= (9,53-9,18) \times \tan (45 - 30/2) \\
 &= 0,20 \text{ m} \\
 &= \frac{1}{2} \times 1
 \end{aligned}$$

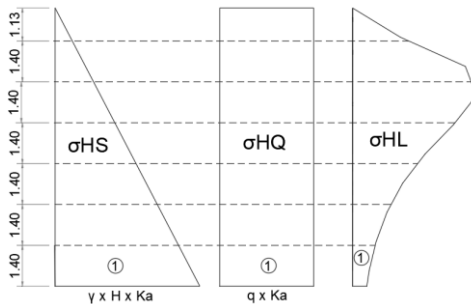
$$\begin{aligned}
 L \text{ total} &= L_e + L_d \\
 &= 2,5 + 0,2 \\
 &= 2,7 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Untuk seluruh perhitungan disajikan dalam Tabel 6.6 sebagai berikut :

Tabel 6.6 Perhitungan Kebutuhan *paraweb straps*

H	Kuat tarik allow friction tie (KNm')	Sv	hz	atas	bawah	Le belakang bidang (meter)	Le pembulatan (meter)	Le Pakai (meter)	Ld dalam bidang (meter)	Le + Ld Hitung	Le + Ld Pakai
(m)		(m)	(m)	($e+\sigma(\tan\theta)$)	($e+\sigma(\tan\theta)$)					(m)	(m)
0.35	24.60	0.70	9.18	50.80	44.56	0.417	1.00	2.50	0.20	2.8	4.3
1.05	24.60	0.70	8.48	47.24	47.24	0.392	1.00	2.50	0.61		
1.75	24.60	0.70	7.78	43.67	43.67	0.394	1.00	2.50	1.01		
2.45	24.60	0.70	7.08	40.10	40.10	0.397	1.00	2.50	1.41		
3.15	24.60	0.70	6.38	36.54	36.54	0.401	1.00	2.50	1.82		
3.85	24.60	0.70	5.68	32.97	32.97	0.406	1.00	2.50	2.22	5.2	6.7
4.55	24.60	0.70	4.98	29.41	29.41	0.414	1.00	2.50	2.63		
5.25	24.60	0.70	4.28	25.84	25.84	0.426	1.00	2.50	3.03		
5.95	24.60	0.70	3.58	22.28	22.28	0.441	1.00	2.50	3.44		
6.65	24.60	0.70	2.88	18.71	18.71	0.458	1.00	2.50	3.84		
7.35	24.60	0.70	2.18	15.15	15.15	0.469	1.00	2.50	4.24	6.1	7.6
8.05	24.60	0.70	1.48	11.58	11.58	0.461	1.00	2.50	4.65		
8.75	24.60	0.70	0.78	8.02	8.02	0.438	1.00	2.50	5.05		
9.45	24.60	0.08	0.08	4.45	4.45	0.048	1.00	2.50	5.46		

- Memeriksa cek terhadap kuat tarik paraweb straps untuk 1 panel, dengan gambar diagram total tegangan yang dapat dilihat pada Gambar 6.7. Contoh perhitungan mengambil titik tinjau hz = 9,53 sebagai berikut :



Gambar 6.7 Diagram Tegangan Total

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi panel} &= 1,40 \text{ m} \\
 \text{Lebar panel} &= 1,65 \text{ m} \\
 \text{Pa (tanah)} &= (((\gamma \text{ timb.} \times \text{hz} \times \text{Ka}) + (\gamma \text{ timb.} \times (\text{hz} - 1,40) \times \text{Ka}))/2) \times \text{Tinggi} \times \text{Lebar} \\
 &= (((19 \times 9,53 \times 0,333) + (19 \times 8,13 \times 0,333))/2) \times 1,40 \times 1,65 \\
 &= 129,25 \text{ kn} \\
 \text{Pa (lalin)} &= (q \times \text{Tinggi} \times \text{Lebar}) \times \text{Ka} \\
 &= (15 \times 1,40 \times 1,65) \times 0,333 \\
 &= 11,55 \text{ kn} \\
 \text{Pa (Truck)} &= 1,45 \text{ kn (dengan program bantu CAD)} \\
 \text{Pa total} &= 82,75 \text{ kn} \\
 \text{T allow} &= 24,60 \text{ kn} \\
 \text{Jumlah (n)} &= 8 \text{ (1 panel beton)} \\
 \Sigma \text{ Gaya} &= \text{T allow} \times n \\
 &= 24,60 \times 8 \\
 &= 196,77 \text{ kn}
 \end{aligned}$$

Pa total < Σ Gaya (OK)

Untuk seluruh perhitungan disajikan dalam Tabel 6.7 sebagai berikut :

Tabel 6.7 Perhitungan Cek Kuat Tarik *paraweb straps*

No	hz	Tinggi Panel	Lebar Panel	Gaya akibat Tanah	Gaya Akibat Lalin
	(m)	(m)	(m)	(kn)	(kn)
1	9.53	1.40	1.65	129.25	11.55
2	8.13	1.40	1.65	108.77	11.55
3	6.73	1.40	1.65	88.29	11.55
4	5.33	1.40	1.65	67.81	11.55
5	3.93	1.40	1.65	47.33	11.55
6	2.53	1.40	1.65	26.84	11.55
7	1.13	1.13	1.65	6.73	9.36

Tabel 6.7 Perhitungan Cek Kuat Tarik *paraweb straps* (Lanjutan)

Gaya Akibat Truck (kn)	Gaya Kumulatif (kn)	jumlah straps	T allow (kn)	Gaya Tarik (kn)	Keterangan
1.45	142.26	8	24.60	196.773	OK
2.39	122.71	8	24.60	196.773	OK
4.03	103.87	8	24.60	196.773	OK
6.62	85.97	8	24.60	196.773	OK
9.08	67.95	8	24.60	196.773	OK
7.62	46.02	8	24.60	196.773	OK
1.73	17.82	8	24.60	196.773	OK

6. Memeriksa terhadap kontrol stabilitas terhadap geser, contoh perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Pa\ 1\ (\text{tanah}) &= \frac{1}{2} \times \gamma\ \text{timb.} \times H^2 \times 1,65 \times Ka \\ &= \frac{1}{2} \times 19 \times (9,53^2) \times 1,65 \times 0,333 \\ &= 475,02\ \text{kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa\ 1\ (H) &= Pa\ 1 \times \cos\ \theta \\ &= 475,02 \times \cos\ 30^\circ \\ &= 411,38\ \text{kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa\ 1\ (V) &= Pa\ 1 \times \sin\ \theta \\ &= 475,02 \times \sin\ 30^\circ \\ &= 237,51\ \text{kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa\ 2\ (\text{lalin}) &= q \times Ka \times H \times 1,65 \\ &= 15 \times 0,333 \times 9,53 \times 1,65 \\ &= 78,66\ \text{kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa\ 2\ (H) &= Pa\ 2 \times \cos\ \theta \\ &= 78,66 \times \cos\ 30^\circ \\ &= 68,12\ \text{kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa\ 2\ (V) &= Pa\ 2 \times \sin\ \theta \\ &= 78,66 \times \sin\ 30^\circ \\ &= 39,33\ \text{kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa\ 3\ (\text{truk}) &= 20.11 \times 1,65\ (\text{dengan program bantu CAD}) \\ &= 33,18\ \text{kn} \end{aligned}$$

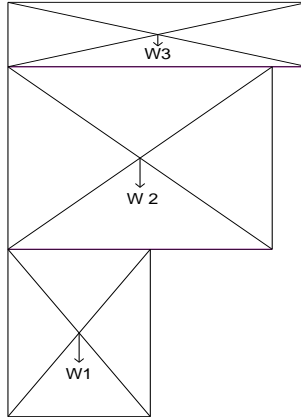
$$\begin{aligned} Pa\ 3\ (H) &= Pa\ 3 \times \cos\ \theta \\ &= 33,18 \times \cos\ 30^\circ \\ &= 28,74\ \text{kn} \end{aligned}$$

$$Pa\ 3\ (V) = Pa\ 3 \times \sin\ \theta$$

$$= 33,18 \times \sin 30^\circ$$

$$= 16,59 \text{ kn}$$

Selanjutnya menghitung berat tanah sendiri dengan pembagian seperti terlihat pada Gambar 6.8 dengan perhitungan sebagai berikut :



Gambar 6.8 Pembagian Pembebanan Akibat Tanah

$$W1 = \gamma \text{ timb.} \times H1 \times L1 \times 1,65$$

$$= 19 \times 3,85 \times 4,3 \times 1,65$$

$$= 521,25 \text{ kn}$$

$$W2 = \gamma \text{ timb.} \times H2 \times L2 \times 1,65$$

$$= 19 \times 4,2 \times 6,7 \times 1,65$$

$$= 887,92 \text{ kn}$$

$$W3 = \gamma \text{ timb.} \times H3 \times L3 \times 1,65$$

$$= 19 \times 1,48 \times 7,6 \times 1,65$$

$$= 351,54 \text{ kn}$$

$$W_{\text{tot}} = W1 + W2 + W3$$

$$= 521,25 + 887,92 + 351,54$$

$$= 1760,71 \text{ kn}$$

Kemudian setelah mendapatkan semua beban-beban dan gaya, maka bisa di kontrol geser dengan Persamaan 2.53 berikut :

$$\begin{aligned}
 FS &= \frac{\Sigma FP}{\Sigma FD} \\
 &= \frac{[C + ((W_{tot} + P1(v) + P2(v) + P3(v)) / L) \times \tan \delta]}{\frac{(P1(h) + P2(h) + P3(h)) / L}{[27.01 + ((1760,71 + 237,51 + 39,33 + 16,59) / 4,3) \times \tan 18]}} \\
 &= \frac{(411,38 + 68,12 + 28,74) / 4,3}{1} \\
 &= 1,54 > 1,50 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

7. Kontrol terhadap daya dukung (*bearing capacity failure*) sesuai dengan Persamaan 2.54. Sebelumnya harus menghitung nilai γ baru yang sudah meningkat setelah 24 minggu dengan cara sebagai berikut :

Diketahui :

$$\Delta h = 0,6944 \text{ m}$$

$$h = 2,5 \text{ m}$$

$$e_o \text{ lama} = 1,54$$

$$G_s = 2,61$$

Δe_o didapatkan dari persamaan berikut $\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e_o}{e_o}$

$$\begin{aligned}
 \Delta e_o &= \frac{\Delta h}{e_o \text{ lama}} \times h \\
 &= \frac{0,6944}{1,54} \times 2,5 \\
 &= 0,43
 \end{aligned}$$

$$e_o \text{ baru} = e_o \text{ lama} - \Delta e_o$$

$$= 1,54 - 0,43$$

$$= 1,11$$

$$\begin{aligned}
 \gamma \text{ baru} &= \frac{1 \times (G_s + e_o \text{ baru})}{1 + e_o \text{ baru}} \\
 &= \frac{1 \times (2,61 + 1,11)}{1 + 1,11} \\
 &= 17,60 \text{ kn/m}^3
 \end{aligned}$$

$$\gamma' \text{ baru} = 7,60 \text{ kn/m}^3$$

$$B = 4,5 \text{ m (dilihat dari overall stability)}$$

Selanjutnya menghitung kontrol terhadap daya dukung tanah dasar, perhitungan sebagai berikut :

Mencari nilai koefisien daya dukung (terzaghi), yang didapatkan dari Tabel 6.8 berikut :

Tabel 6.8 Koefisien Daya Dukung Terzaghi

Θ	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0°	5,71	1,00	0	3,81	1,00	0
5°	7,32	1,64	0	4,48	1,39	0
10°	9,64	2,70	1,2	5,34	1,94	0
15°	12,8	4,44	2,4	6,46	2,73	1,2
20°	17,7	7,43	4,6	7,90	3,88	2,0
25°	25,1	12,7	9,2	9,86	5,60	3,3
30°	37,2	22,5	20,0	12,7	8,32	5,4
35°	57,8	41,4	44,0	16,8	12,8	9,6
40°	95,6	81,2	114,0	23,2	20,5	19,1
45°	172	173	320	34,1	35,1	27,0

$$\Theta = 10,67^\circ$$

$$N_c = 10,06$$

$$N_q = 2,93$$

$$N_\gamma = 1,36$$

Setelah mendapatkan nilai-nilai koefisien daya dukung terzaghi, maka bisa dilanjutkan perhitungan untuk kontrol terhadap daya dukung tanah. Perhitungan daya dukung seperti berikut sesuai Persamaan 2.54.

$$\begin{aligned}
 FS &= \frac{\sigma_{ult}}{\sigma_{max}} \\
 &= \frac{c \times N_c + q \times N_q + 0,5 \times \gamma \times B \times N_\gamma}{(\gamma \times h) + q} \\
 &= \frac{c \times N_c + q \times N_q + 0,5 \times \gamma \times B \times N_\gamma}{(\gamma \times h) + q} \\
 &= \frac{27,01 \times 10,06 + 0 \times 2,93 + 0,5 \times 7,60 \times 4,5 \times 1,36}{(19 \times 9,53) + 15} \\
 &= 1,50 > 3 \text{ (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

Timbunan tegak dengan perkuatan *freyssisol* aman terhadap geser dan tidak aman terhadap daya dukung, akan tetapi perencanaan *freyssisol* ini tidak direncanakan untuk menahan *overall stability*, sehingga memerlukan perkuatan *micropile* untuk menahan *overall stability*.

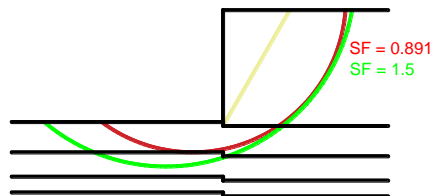
6.3 Perkuatan Micropile

Dalam perencanaan *micropile* perlu untuk mencari kedalaman bidang longsohnya. Apabila kedalamannya lebih dari 3 meter maka digunakan *micropile* dengan material beton dengan ukuran diameter yang bervariasi dari 10 cm, 15 cm, hingga 30 cm. Micropile beton tersedia dalam bentuk tiang pancang pratekan (*prestressed piles*).

Micropile yang digunakan adalah *micropile* jenis *minipile* yang terbuat dari beton. *Minipile* tersebut memiliki spesifikasi teknis sebagai berikut :

Diameter	= 300 mm
Kelas	= C
Inersia	= 34607,78 cm ⁴ = 346077846,72 mm ⁴
Fc'	= 50 Mpa
E	= 4700 x fc' ^{0,5} = 33234,02 Mpa = 332340,19 kg/cm ²
Mp 1 cerucuk	= 4 ton.m = 4000 kg.cm

Kemudian dicoba mencari garis kelongsoran dengan program bantu DXSTABLE didapatkan nilai SF dan bidang longsor seperti pada Gambar 6.9.



Gambar 6.9 Nilai SF Bidang Longsor Tinggi Timbunan 9,53 m
Perhitungan kebutuhan micropile menggunakan nilai SF paling kritis yaitu 0,891 untuk SF 1,5 digunakan untuk

mencari kedalaman micropile yang diperlukan.
Perencanaan perhitungan *micropile* sebagai berikut :

1. Data Output DXSTABLE :

$$\begin{aligned} \text{SF kritis} &= 0,891 \\ \text{MR} &= 8991 \text{ kn.m} \\ \text{Circle x} &= 27,52 \\ \text{Circle y} &= 20,11 \\ \text{R} &= 12,6 \\ \text{H timbunan} &= 9,53 \text{ m} \end{aligned}$$

2. Panjang Micropile

$$\begin{aligned} \text{D1 di atas bidang longsor} &= 2,5 \text{ m} \\ \text{D2 di bawah bidang longsor} &= 1,37 \text{ m} \\ \text{L total} &= \text{D1} + \text{D2} \\ &= 2,5 + 1,37 \\ &= 3,87 \rightarrow 4 \text{ m} \end{aligned}$$

Selanjutnya menghitung kebutuhan jumlah *micropile* untuk perkuatan *overall stability*, dengan cara perhitungan sebagai berikut :

1. Mencari nilai momen dorong

$$\begin{aligned} \text{Momen dorong} &= \frac{Mr}{\frac{SF}{8991}} \\ &= \frac{8991}{0,891} \\ &= 10090,91 \text{ kn.m} \end{aligned}$$

2. Mencari nilai momen rencana dengan angka keamanan rencana

$$\begin{aligned} \text{SF rencana} &= 1,5 \\ \text{M rencana} &= \text{Momen dorong} \times \text{SF rencana} \\ &= 10090,91 \times 1,5 \\ &= 15136,36 \text{ kn.m} \end{aligned}$$

3. Mencari nilai tambahan momen penahan (ΔMr)

$$\begin{aligned} \Delta Mr &= \text{Momen rencana} - Mr \\ &= 15136,36 - 8991 \\ &= 6145,36 \text{ kn.m} \end{aligned}$$

4. Perhitungan gaya penahan

$$C_u = 5 \text{ Kpa}$$

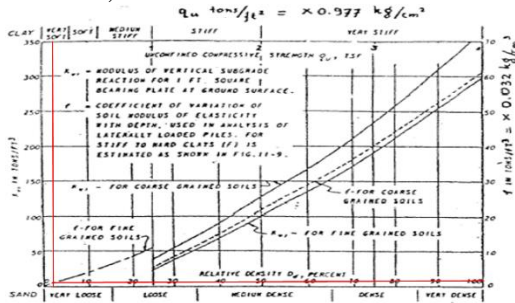
$$= 0,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_u = 2 \times C_u$$

$$= 2 \times 0,05$$

$$= 0,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0,102345 \text{ ton/ft}^2$$

Gambar 6.10 Grafik NAVFAC, DM-7, 1971 untuk menentukan f

$$f = 0,064 \text{ (grafik)}$$

Momen Inersia (I) :

$$I = 34607,78 \text{ cm}^4$$

Modulus Elastisitas (E) :

$$E = 332340,19 \text{ kg/cm}^2$$

Faktor Kekakuan Relatif (T) :

$$T = (EI/f)^{1/5}$$

$$= ((332340,19 \times 34607,78) / 0,064)^{1/5}$$

$$= 178,203 \text{ cm}$$

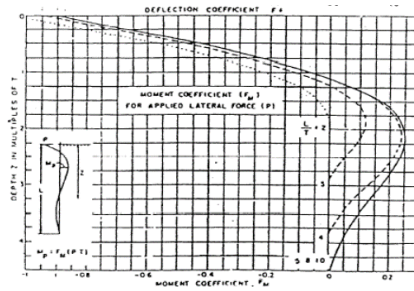
5. Koefisien momen akibat gaya lateral :

$$D_2 / T = 137 / 178,203$$

$$= 0,768$$

$$Z = 0$$

$$FM = 0,94 \text{ (dari grafik NAVFAC)}$$



Gambar 6.11 Grafik NAVFAC, DM-7, 1971 untuk menentukan f_m

6. Gaya horisontal yang mampu dipikul 1 buah micropile :

$$\begin{aligned}
 P &= M_p / (f_m \times T) \\
 &= 4000 / (0,94 \times 178,203) \\
 &= 23,88 \text{ kn}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L/D &= 1,37 / 0,3 \\
 &= 4,57
 \end{aligned}$$

$$C_u = 0,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 F_k &= 2,643 \times \left[\frac{0,89+0,12 L/D}{2,69} \right] \times \left[\frac{0,855 \times C_u^{-0,392}}{2,865} \right] \\
 &= 1,364
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{max}} &= P \times F_k \\
 &= 23,88 \times 1,364 \\
 &= 32,58 \text{ kn}
 \end{aligned}$$

7. Penentuan jumlah micropile :

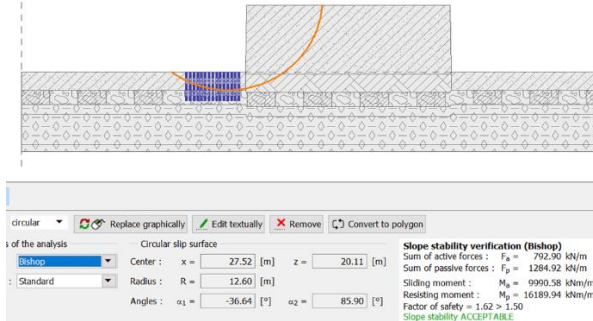
$$\begin{aligned}
 n &= \left[\frac{SF \text{ rencana} - SF \text{ min}}{P_{\text{max}} \times R} \right] \times MD \\
 &= \left[\frac{1,5 - 0,891}{32,58 \times 12,6} \right] \times 10090,91 \\
 &= 14,97 \rightarrow 15 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

8. Jarak antar micropile

Panjang bidang longsor = 9,5 meter

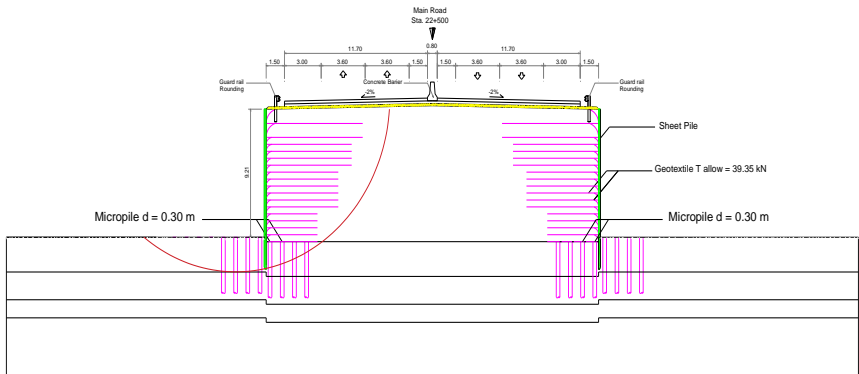
$$\begin{aligned}
 S_{\text{maksimum}} &= \text{Panjang bid. Longsor} / n \\
 &= 9,5 / (15/2) \\
 &= 1,27 \text{ m} \rightarrow 1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Setelah melakukan seluruh perhitungan untuk melakukan pengecekan maka dilakukan menggunakan software bantu yaitu Geo5, dengan hasil yang dapat dilihat pada Gambar 6.12.

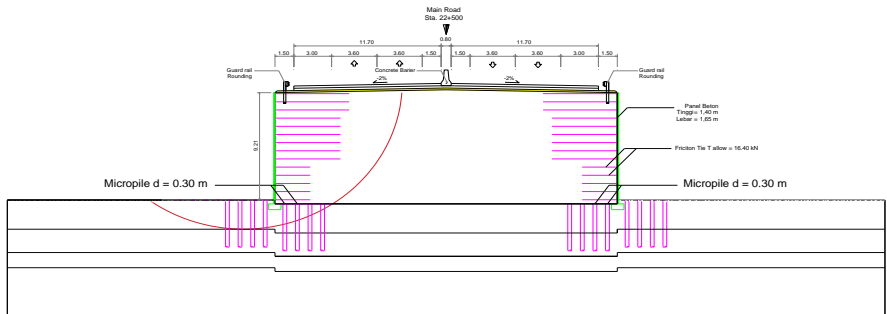


Gambar 6.12 Hasil Analisa Menggunakan Geo5

Dari hasil perhitungan *micropile*, maka untuk timbunan dengan tinggi 9,53 m dibutuhkan 15 buah *micropile* untuk menahan *overall stability*. *Micropile* dalam perencanaan disini berfungsi sebagai perkuatan untuk menahan *overall stability* timbunan, agar tidak terjadi kelongsoran. Hasil gambar perencanaan dapat dilihat pada Gambar 6.13 dan 6.14.



Gambar 6.13 Gambar perencanaan *Geotextile Wall* kombinasi dengan *Micropile*



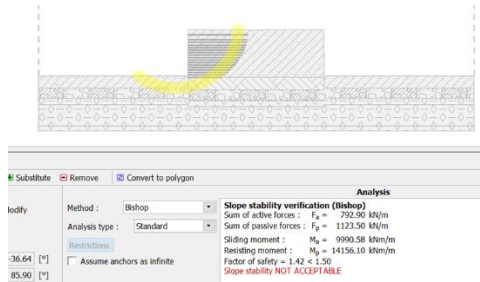
Gambar 6.14 Gambar perencanaan *Freyssisol* kombinasi dengan *Micropile*

Namun dalam pengambilan keputusan juga harus mempertimbangkan masalah keekonomisan dan keefektifan. Selanjutnya dicoba dengan dilakukan pemasangan geotextile yang dipanjangkan 2 meter di bagian belakang bidang longsor untuk *overall stability*. Dengan tujuan untuk mengecek nilai keamanan untuk kelongsoran *overall stability*. Hasil perhitungan panjang ditabelkan pada Tabel 6.9.

Tabel 6.9 Perhitungan Panjang L_e dipanjangkan = 2 m

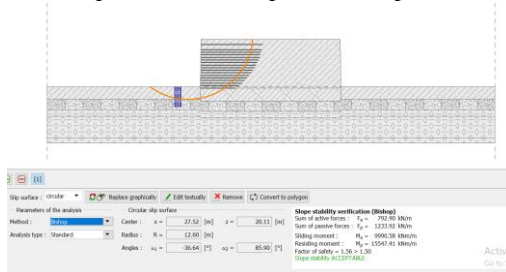
H (m)	S_v (m)	L_o (m)	L_d (m)	L_e (m)	$L_d + L_e$ (m)
0.00	0.5	0.50	4.59	2	6.59
0.50	0.5	0.50	5.28	2	7.28
1.00	0.5	0.50	5.88	2	7.88
1.50	0.5	0.50	6.4	2	8.4
2.00	0.5	0.50	6.89	2	8.89
2.50	0.5	0.50	7.31	2	9.31
3.00	0.5	0.50	7.69	2	9.69
3.50	0.5	0.50	8.04	2	10.04
4.00	0.5	0.50	8.36	2	10.36
4.50	0.5	0.50	8.64	2	10.64
5.00	0.5	0.50	8.89	2	10.89
5.50	0.5	0.50	9.12	2	11.12
6.00	0.5	0.50	9.32	2	11.32
6.50	0.5	0.50	9.49	2	11.49
7.00	0.5	0.50	9.64	2	11.64
7.50	1.00	0.50	9.77	2	11.77
8.50	1.03	0.50	9.97	2	11.97

Setelah didapatkan panjang kebutuhan geotextile, maka langkah selanjutnya adalah permodelan menggunakan program bantu Geo5. Untuk hasil permodelan dapat dilihat pada Gambar 6.15.



Gambar 6.15 Hasil permodelan untuk Le dipanjangkan 2 m

Kemudian melakukan perhitungan kebutuhan cerucuk menggunakan hasil permodelan yang terdapat pada Gambar 2.13. Untuk langkah perhitungannya sama dengan perhitungan micropile di atas. Sehingga setelah dihitung menggunakan SF baru dengan nilai 1.42, sehingga didapatkan jumlah cerucuk menjadi 2 buah. Setelah itu untuk pengecekan perhitungan dapat dilakukan permodelan dengan menggambarkan geotextile dan micropile hasil perhitungan. Hasil permodelan dapat dilihat pada Gambar 6.16.



Gambar 6.16 Hasil permodelan setelah ditambahkan *micropile*

Dari hasil perhitungan dan permodelan untuk Le yang dipanjangkan 2 m, bisa disimpulkan bahwa terjadi kenaikan nilai angka keamanan dengan nilai 1.56 lebih besar dari nilai angka

keamanan rencana yaitu 1.5. Sehingga detelah direncanakan lagi didapatkan jumlah *micropile* yang lebih sedikit dibandingkan perencanaan *geotextile* sebelum dipanjangkan. Seluruh gambar perencanaan lebih jelasnya terdapat terdapat pada lampiran gambar.

6.4 Perhitungan Biaya Perkuatan

Hasil perhitungan kebutuhan perkuatan untuk masing-masing zona dan alternatif perkuatan dihitung dengan cara yang sama seperti di bab-bab sebelumnya. Perhitungan biaya perkuatan dengan *geotextile wall* sebelum dipanjangkan hingga kelongsoran *overall stability* pada setiap Zona dapat dilihat pada Tabel 6.10.

Tabel 6.10 Perhitungan Biaya *Geotextile wall* Sebelum Dipanjangkan

Stationing	Zona	Panjang Zona	Tinggi Timbunan	Panjang Geotextile	Volume Geotextile	Harga Satuan Geotextile
		(m)	(m)	(m/m ²)	(m ²)	
22+500 s/d STA 22+550	A	50	9.53	118.2	5910	Rp 14,000
22+550 s/d STA 22+650	B	100	7.72	80.9	8090	Rp 14,000
22+650 s/d STA 22+750	C	100	6.18	59.3	5930	Rp 14,000
22+750 s/d STA 22+850	D	100	4.96	45.1	4510	Rp 14,000
22+850 s/d STA 22+950	E	100	4.45	38.2	3820	Rp 14,000
22+950 s/d STA 23+050	F	100	5.36	51.7	5170	Rp 14,000
23+050 s/d STA 23+150	G	100	7.11	69.2	6920	Rp 14,000
23+150 s/d STA 23+250	H	100	7.26	70	7000	Rp 14,000
23+250 s/d STA 23+350	I	100	7.38	79.3	7930	Rp 14,000
23+350 s/d STA 23+450	J	100	6.43	66.9	6690	Rp 14,000
23+450 s/d STA 23+500	K	50	5.13	45.2	2260	Rp 14,000
Total Harga						

Tabel 6.10 Perhitungan Biaya *Geotextile wall* Sebelum Dipanjangkan (Lanjutan)

Harga	Volume Sheetpile	Harga Satuan Sheetpile	Harga	Harga Total
	(m)			
Rp 82,740,000.00	1153.5	Rp 618,700.00	Rp 713,661,674.36	Rp 796,401,674.36
Rp 113,260,000.00	1944.1	Rp 618,700.00	Rp 1,202,807,040.49	Rp 1,316,067,040.49
Rp 83,020,000.00	1636.0	Rp 618,700.00	Rp 1,012,205,574.00	Rp 1,095,225,574.00
Rp 63,140,000.00	1392.2	Rp 618,700.00	Rp 861,343,540.43	Rp 924,483,540.43
Rp 53,480,000.00	1290.5	Rp 618,700.00	Rp 798,414,563.61	Rp 851,894,563.61
Rp 72,380,000.00	1471.5	Rp 618,700.00	Rp 910,411,585.64	Rp 982,791,585.64
Rp 96,880,000.00	1821.4	Rp 618,700.00	Rp 1,126,909,537.29	Rp 1,223,789,537.29
Rp 98,000,000.00	1852.0	Rp 618,700.00	Rp 1,145,832,400.00	Rp 1,243,832,400.00
Rp 111,020,000.00	1876.7	Rp 618,700.00	Rp 1,161,125,788.85	Rp 1,272,145,788.85
Rp 93,660,000.00	1686.2	Rp 618,700.00	Rp 1,043,229,128.22	Rp 1,136,889,128.22
Rp 31,640,000.00	713.2	Rp 618,700.00	Rp 441,269,072.32	Rp 472,909,072.32
Rp 899,220,000.00			Rp 10,417,209,905.21	Rp 11,316,429,905.21

Untuk perhitungan biaya perkuatan *Geotextile wall* yang sudah dipanjangkan dengan nilai $Le = 2$ m di belakang bidang kelongsoran *overall stability* dapat dilihat pada Tabel 6.11.

Tabel 6.11 Perhitungan Biaya *Geotextile wall* Sesudah Dipanjangkan

Stationing	Zona	Panjang Zona	Tinggi Timbunan	Panjang Geotextile	Volume Geotextile	Harga Satuan	
		(m)	(m)	(m/m)	(m)		
22+500 s/d STA 22+550	A	50	9.53	143.3	7165	Rp	14,000

Tabel 6.11 Perhitungan Biaya *Geotextile wall* Sesudah Dipanjangkan (Lanjutan)

Harga	Volume Sheetpile (m ²)	Harga Satuan Sheetpile	Harga	Harga Total
Rp 100,310,000.00	1153.5	Rp 618,700.00	Rp 713,661,674.36	Rp 813,971,674.36

Perhitungan biaya perkuatan dengan *Freyssisol* pada setiap Zona dapat dilihat pada Tabel 6.12.

Tabel 6.12 Perhitungan Biaya *Freyssisol*

Stationing	Zona	Panjang Zona	Tinggi Timbunan	Volume	Harga Satuan		Harga	
		(m)	(m)	(m ²)				
22+500 s/d STA 22+550	A	50	9.53	476.74	Rp 1,800,000	Rp	858,137,234.40	
22+550 s/d STA 22+650	B	100	7.72	772.04	Rp 1,800,000	Rp	1,389,678,901.63	
22+650 s/d STA 22+750	C	100	6.18	618.01	Rp 1,800,000	Rp	1,112,418,000.00	
22+750 s/d STA 22+850	D	100	4.96	496.09	Rp 1,800,000	Rp	892,964,581.20	
22+850 s/d STA 22+950	E	100	4.45	445.24	Rp 1,800,000	Rp	801,424,126.80	
22+950 s/d STA 23+050	F	100	5.36	535.75	Rp 1,800,000	Rp	964,342,051.20	
23+050 s/d STA 23+150	G	100	7.11	710.71	Rp 1,800,000	Rp	1,279,273,611.71	
23+150 s/d STA 23+250	H	100	7.26	726.00	Rp 1,800,000	Rp	1,306,800,000.00	
23+250 s/d STA 23+350	I	100	7.38	738.36	Rp 1,800,000	Rp	1,329,046,726.95	
23+350 s/d STA 23+450	J	100	6.43	643.08	Rp 1,800,000	Rp	1,157,546,816.55	
23+450 s/d STA 23+500	K	50	5.13	256.61	Rp 1,800,000	Rp	461,897,793.90	
Total Harga							Rp	11,553,529,844.34

Untuk perhitungan biaya perkuatan *micropile* sebelum *geotextile* dipanjangkan dengan nilai $Le = 2$ m di belakang bidang kelongsoran *overall stability* dapat dilihat pada Tabel 6.13.

Tabel 6.13 Perhitungan Biaya *Micropile* Sebelum Geotextile Dipanjangkan

Stationing	Zona	Panjang Zona (m)	Panjang Micropile (m)	Jumlah perbaris	Volume Geotextile	Harga Satuan Geotextile	Harga
					(m)		
22+500 s/d STA 22+550	A	50	6.00	15	4500	Rp 200,000	Rp 900,000,000.00
22+550 s/d STA 22+650	B	100	6.00	11	6600	Rp 200,000	Rp 1,320,000,000.00
22+650 s/d STA 22+750	C	100	6.00	8	4800	Rp 200,000	Rp 960,000,000.00
22+750 s/d STA 22+850	D	100	6.00	5	3000	Rp 200,000	Rp 600,000,000.00
22+850 s/d STA 22+950	E	100	6.00	4	2400	Rp 200,000	Rp 480,000,000.00
22+950 s/d STA 23+050	F	100	6.00	6	3600	Rp 200,000	Rp 720,000,000.00
23+050 s/d STA 23+150	G	100	6.00	10	6000	Rp 200,000	Rp 1,200,000,000.00
23+150 s/d STA 23+250	H	100	6.00	11	6600	Rp 200,000	Rp 1,320,000,000.00
23+250 s/d STA 23+350	I	100	6.00	11	6600	Rp 200,000	Rp 1,320,000,000.00
23+350 s/d STA 23+450	J	100	6.00	9	5400	Rp 200,000	Rp 1,080,000,000.00
23+450 s/d STA 23+500	K	50	6.00	5	1500	Rp 200,000	Rp 300,000,000.00
Total Harga							Rp 10,200,000,000.00

Setelah itu untuk hasil perhitungan biaya micropile sesudah geotextile dipanjangkan dengan nilai $L_e = 2$ m di belakang sehingga jumlah micropile berkurang, untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 6.14.

Tabel 6.14 Perhitungan Biaya *Micropile* Sesudah Geotextile Dipanjangkan

Stationing	Zona	Panjang Zona	Panjang Micropile	Jumlah perbaris	Volume Geotextile	Harga Satuan Geotextile	Harga
		(m)	(m)		(m)		
22+500 s/d STA 22+550	A	50	6.00	2	600	Rp 200,000	Rp 120,000,000.00

Dari hasil perhitungan biaya untuk masing-masing perkuatan didapatkan nilai yang berbeda-beda, sehingga untuk masing-masing alternatif didapatkan hasil perhitungan biaya yang dapat dilihat pada Tabel 6.15.

Tabel 6.15 Perhitungan Biaya masing-masing Alternatif

Stationing	Zona	Geotextile wall + Micropile		Freesisol + micropile	
22+500 s/d STA 22+550	A	Rp	1,779,141,674.36	Rp	1,758,137,234.40
22+550 s/d STA 22+650	B	Rp	2,749,327,040.49	Rp	2,709,678,901.63
22+650 s/d STA 22+750	C	Rp	2,138,245,574.00	Rp	2,072,418,000.00
22+750 s/d STA 22+850	D	Rp	1,587,623,540.43	Rp	1,492,964,581.20
22+850 s/d STA 22+950	E	Rp	1,385,374,563.61	Rp	1,281,424,126.80
22+950 s/d STA 23+050	F	Rp	1,775,171,585.64	Rp	1,684,342,051.20
23+050 s/d STA 23+150	G	Rp	2,520,669,537.29	Rp	2,479,273,611.71
23+150 s/d STA 23+250	H	Rp	2,661,832,400.00	Rp	2,626,800,000.00
23+250 s/d STA 23+350	I	Rp	2,703,165,788.85	Rp	2,649,046,726.95
23+350 s/d STA 23+450	J	Rp	2,310,549,128.22	Rp	2,237,546,816.55
23+450 s/d STA 23+500	K	Rp	804,549,072.32	Rp	761,897,793.90
Total Harga		Rp	22,415,649,905.21	Rp	21,753,529,844.34

Perhitungan biaya perkuatan untuk 1 sisi timbunan pada masing-masing alternatif dapat disimpulkan untuk alternatif *geotextile wall* kombinasi *micropile* didapatkan total biaya mencapai Rp.22.415.649.905,- dan untuk alternatif *freysisol* kombinasi *micropile* didapatkan total biaya mencapai Rp. 21.753.529.844,-.

BAB 7

KESIMPULAN DAN SARAN

7.1 Kesimpulan

Dalam perencanaan Tugas Akhir ini didapatkan beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Kondisi tanah lunak merupakan tanah lempung dengan nilai N-SPT kurang dari 10 dan untuk nilai sondir, qc kurang dari 30, dimana kedalaman tanah lunak bervariasi antara 5,8 hingga 9,6 meter.
2. Pemampatan yang terjadi cukup besar dengan nilai pemampatan antara 0,32 m sampai 0,69 m , sehingga perlu dilakukan metode preloading dengan tujuan mendapatkan nilai H-initial.
3. Dari hasil perhitungan penurunan, h-initial, dan h final, dengan timbunan tertinggi pada Sta 22+500 s/d Sta 22+550 dengan H-final 9,21 didapatkan nilai H-initial 9,53 m dan Sc 0,69 m. Untuk rekapitulasi hasil perhitungan seluruh stationing terdapat pada sub-bab 5.2.
4. Waktu pemampatan yang terjadi tanpa perbaikan tanah dasar cukup lama mencapai 28 tahun , sehingga perlu pemasangan PVD yang dilakukan dengan pemasangan kedalaman < tebal lapisan tanah lunak dan pemasangan pola segitiga dengan variasi jarak 1 m dan 1,3 m. Pemasangan juga memperhatikan nilai rate of settlement yang memenuhi syarat yaitu penurunannya harus kurang dari 2,5 cm/tahun. Hasil perencanaan berupa kebutuhan material dan biaya material sehingga total biaya untuk pemasangan PVD dan PHD adalah Rp.938.247.033,-.
5. Tebal lapisan tanah yang akan diganti hanya bisa dilakukan dengan ketebalan 2 meter, agar aman terhadap longsor saat proses pengerjaan.

6. Metode perbaikan dengan *replacement soil layers* tidak bisa diterapkan pada semua stationing dengan alasan nilai *rate of settlement* pada tahun pertama yang tidak masuk ke dalam syarat kurang dari 2,5 cm/tahun. Replacement soil layers hanya bisa digunakan pada Sta 23+150 s/d Sta 23+250. Rekapitulasi perhitungan *rate of settlement* dapat dilihat pada sub-bab 5.5.
7. Desain perkuatan menggunakan *geotextile wall* dan *freyssisol* sebagai perkuatan untuk *internal stability* dengan kombinasi *micropile* sebagai perkuatan yang berfungsi menahan *overall stability* timbunan, agar tidak terjadi kelongsoran. Hasil perencanaan berupa kebutuhan material masing-masing perkuatan. Perkuatan *geotextile wall* memerlukan 128.640 m², perkuatan *freyssisol* memerlukan 12837 m², perkuatan *micropile* memerlukan 102.000 m³.
8. Biaya material masing-masing alternatif perkuatan adalah sebagai berikut. Perkuatan *Geotextile wall* kombinasi *micropile* adalah Rp.43.032.859.810,- dan perkuatan *freyssisol* kombinasi *micropile* adalah Rp.43.507.059.688,-.

7.2 Saran

Adapun saran yang dapat penulis sampaikan adalah perlunya penyelidikan lab tambahan yang lebih lengkap untuk mendapatkan parameter tanah di lapangan dengan tujuan tidak perlu dilakukan pendekatan-pendekatan, sehingga didapatkan parameter dan klasifikasi tanah yang sesuai dengan yang terdapat di lapangan.

DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, J.E., 1970, “**Analisis dan Desain Pondasi jilid 1 & 2**”, Jakarta : Erlangga.
- Christiady, Hary., 2012, “**Mekanika Tanah 1**”, Jurusan Teknik Sipil dan Lingkungan – UGM, Gadjah Mada University Press.
- Christiady, Hary., 2014, “**Mekanika Tanah 2**”, Jurusan Teknik Sipil dan Lingkungan – UGM, Gadjah Mada University Press.
- Das, Braja M., (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B)., 1995, “**Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknik)**”, Jakarta : Erlangga.
- Mochtar, Noor E., 2012, “**Modul Ajar Metode Perbaikan Tanah**” , Jurusan Teknik Sipil FTSLK – ITS, Surabaya : ITS PRESS.
- Mochtar, Indrasurya B., 2000, “ **Teknologi Perbaikan Tanah dan Alternatif Perencanaan pada Tanah Bermasalah (Problematic Soils)**”, Jurusan Teknik Sipil FTSLK – ITS.
- NAVFAC DM-7., 1970, “ **Design Manual, Soil Mechanics, Foundation and Earth Structure**”, Dept of the Navy Naval Facilities Engineering Command, Virginia, USA.

“Halaman sengaja dikosongkan”

BIOGRAFI PENULIS

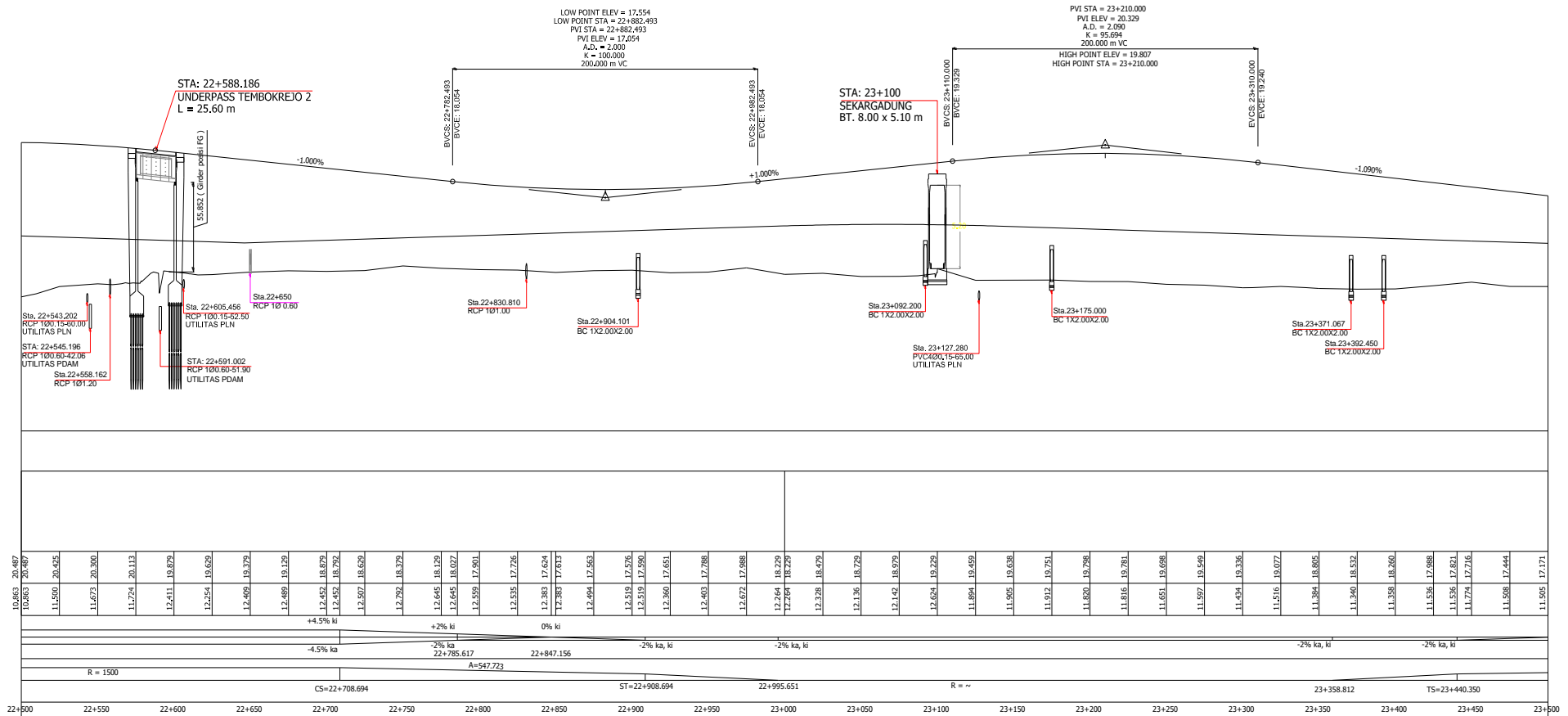


Penulis atas nama Muhammad Krisna Wira Dhika, Lahir di kota Tulungagung, Jawa timur pada tanggal 1 april 1996. Penulis telah menempuh Pendidikan formal antara lain SD/MI (2002-2008), sampai dengan SMP/MTS (2008-2011) di SMPN 1 Bandung, Tulungagung. Selanjutnya penulis menempuh Pendidikan SMA di SMA Antartika di Sidoarjo (2011-2014). Kemudian melanjutkan Pendidikan gelar vokasi Diploma 3 di Departemen Teknik Sipil, Sekolah Vokasi, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta dan lulus pada tahun 2017. Setelah lulus penulis melanjutkan kuliah Pendidikan sarjana S-1 di Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya. Pada pendidikan sarjana S-1, penulis memilih konsentrasi bidang studi Geoteknik.

Besar harapan penulis kepada pembaca buku tugas akhir ini dapat memberikan masukan jika terdapat kesalahan dalam penulisan tugas akhir ini.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Potongan Memanjang



Lampiran 2 Data Tanah (Lanjutan)

Bore No. : A-1
 Project : Jalan Tol Gempol - Pasuruan
 Client :
 Location : Overpass Sekar Gadung
 STA : 23+096
 GWL : -

Bagan : -

GPS (UTM) X = 710225.936
 Y = 9150986.350
 Diameter of Bore : 73 mm
 Diameter of Casing : 89 mm
 Date Start : 15 November 2017
 Finish : 16 November 2017

DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	UDS Depth SPT Depth	N1 (0-15)	N2 (15-30)	N3 (30-45)	N-SPT (N2+N3)
0									
1									
2			Lanau kelepungan lunak	Coklat	1.50 - 2.00 m UDS				
3		1			2.00 - 2.45 m SPT	0 /15	0 /15	1 /15	1
4		9			3.50 - 4.00 m UDS				
5			Lanau kelepungan cadas	Coklat	4.00 - 4.45 m SPT	6 /15	4 /15	5 /15	9
6		20			5.50 - 6.00 m UDS				
7					6.00 - 6.45 m SPT	5 /15	9 /15	11 /15	20
8		42			7.50 - 8.00 m UDS				
9					8.00 - 8.45 m SPT	7 /15	18 /15	24 /15	42
10		36			9.50 - 10.00 m UDS				
11			Pasir cadas + batu kerikil	Hitam	10.00 - 10.45 m SPT	10 /15	17 /15	21 /15	38
12		53			11.50 - 12.00 m UDS				
13					12.00 - 12.45 m SPT	12 /15	23 /15	30 /15	53
14		37			13.50 - 14.00 m UDS				
15					14.00 - 14.45 m SPT	9 /15	16 /15	21 /15	37
16		32			15.50 - 16.00 m UDS				
17			Lanau kelepungan cadas	Coklat	16.00 - 16.45 m SPT	8 /15	12 /15	20 /15	32
18		37			17.50 - 18.00 m UDS				
19					18.00 - 18.45 m SPT	8 /15	14 /15	23 /15	37
20		60			19.50 - 20.00 m UDS				
21			Pasir cadas	Hitam kecoklatan	20.00 - 20.45 m SPT	12 /15	26 /15	34 /12	60
22		60			21.50 - 22.00 m UDS				
23					22.00 - 22.45 m SPT	60 /8	/15	/15	60

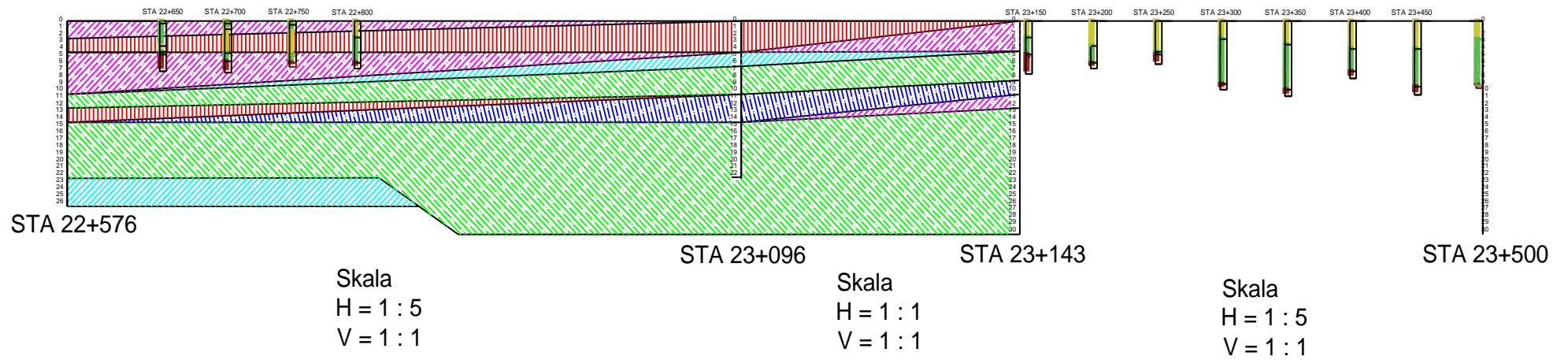
Lampiran 2 Data Tanah (Lanjutan)

Bore No. : P-1
 Project : Jalan Tol Gempol - Pasuruan
 Client :
 Location : Overpass Sekar Gadung
 STA : 23+143
 GWL : -

GPS (UTM) X = 710256.407
 Y = 9150952.33
 Diameter of Bore : 75 mm
 Diameter of Casag : 89 mm
 Date Start : 17 Nopember 2017
 Finish : 19 Nopember 2017

DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	UDS Depth SPT Depth	N1 (0-15)	N2 (15-30)	N3 (30-45)	N-SPT (N2+N3)
0									
1									
2			Lanau kelepungan	Coklat	1.50 - 2.00 m UDS				
3		2			2.00 - 2.45 m SPT	0 / 15	1 / 15	1 / 15	2
4			Lanau kelepungan cadas	Coklat	3.50 - 4.00 m UDS				
5		7			4.00 - 4.45 m SPT	1 / 15	3 / 15	4 / 15	7
6			Lanau kelepungan cadas	Coklat	5.50 - 6.00 m UDS				
7		9			6.00 - 6.45 m SPT	2 / 15	4 / 15	5 / 15	9
8			Pasir kelanauan berbatu kerikil	Hitam	7.50 - 8.00 m UDS				
9		34			8.00 - 8.45 m SPT	2 / 15	9 / 15	25 / 15	34
10			Lanau kelepungan cadas	Coklat	9.50 - 10.00 m UDS				
11		46			10.00 - 10.45 m SPT	9 / 15	18 / 15	28 / 15	46
12			Lanau kelepungan cadas	Coklat	11.50 - 12.00 m UDS				
13		25			12.00 - 12.45 m SPT	6 / 15	10 / 15	15 / 15	25
14			Lanau kelepungan cadas	Coklat	13.50 - 14.00 m UDS				
15		60			14.00 - 14.45 m SPT	23 / 15	60 / 9	/ 15	60
16			Lanau pasir cadas	Coklat kehitaman	15.50 - 16.00 m UDS				
17		30			16.00 - 16.45 m SPT	8 / 15	14 / 15	16 / 15	30
18			Lanau pasir cadas	Coklat kehitaman	17.50 - 18.00 m UDS				
19		38			18.00 - 18.45 m SPT	12 / 15	16 / 15	22 / 15	38
20			Lanau pasir cadas	Coklat kehitaman	19.50 - 20.00 m UDS				
21		47			20.00 - 20.45 m SPT	12 / 15	21 / 15	26 / 15	47
22			Lanau kelepungan cadas	Coklat	21.50 - 22.00 m UDS				
23		39			22.00 - 22.45 m SPT	15 / 15	17 / 15	22 / 15	39
24			Batu Cadas	Hitam	23.50 - 24.00 m UDS				
25		32			24.00 - 24.45 m SPT	6 / 15	8 / 15	24 / 15	32
26			Lanau kelepungan cadas	Coklat	25.50 - 26.00 m UDS				
27		26			26.00 - 26.45 m SPT	6 / 15	7 / 15	19 / 15	26
28			Pasir cadas + batu kerikil	Hitam	27.50 - 28.00 m UDS				
29		60			28.00 - 28.45 m SPT	22 / 15	25 / 15	35 / 15	60
30			Pasir cadas + batu kerikil	Hitam	29.50 - 30.00 m UDS				
		60			30.00 - 30.45 m SPT	60 / 5	/ 15	/ 15	60

Lampiran 3 Statigrafi Tanah



KETERANGAN	
Klasifikasi Tanah	Konsistensi Tanah
= Clayey Silt	= Very Soft - Soft
= Silty Sand	= Medium Stiff
= Sandy Gravel	= Stiff - Hard
= Silty Clay	
= Sandy Silt	

Lampiran 4 Brosur Produk Geotextile



PRODUCT			100/50	120/120	150/45	200/45	300/45	400/50	600/50	800/50	1000/100
MECHANICAL	TEST	UNIT									
Ultimate tensile strength Longitudinal Transverse	EN ISO 10.319	kN/m	≥ 100 ≥ 50	≥ 120 ≥ 120	≥ 150 ≥ 45	≥ 200 ≥ 45	≥ 300 ≥ 45	≥ 400 ≥ 50	≥ 600 ≥ 50	≥ 800 ≥ 50	≥ 1000 ≥ 100
Tensile strength @ 6% strain : Longitudinal	EN ISO 10.319	kN/m	≥ 60	---	≥ 85	≥ 120	≥ 180	≥ 230	≥ 320	≥ 460	≥ 600
Strain @ nominal tensile Strength : longitudinal Transverse	EN ISO 10.319	%	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 10	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20	≤ 10 ≤ 20
Creep after two years @ 50% stress ratio		%	1	1	1	1	1	1	1	1	1

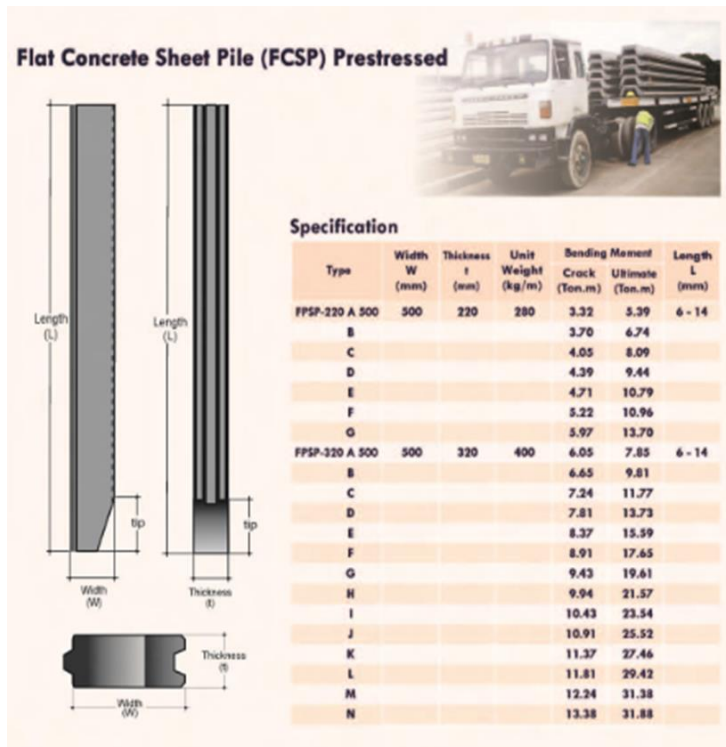
Lampiran 4 Brosur Micropile

Specification Of Prestressed Concrete Spun Piles, JIS A 5335

Out Side Diameter (mm)	Type (Class)	Thickness (mm)	Cross Section Area (cm ²)	Bearing Capacity (ton) ACI 943	Cracking Bending Moment (Lm)	Ultimate Bending Moment (Lm)	Length (meter) & Weight (ton)								
							7 m	8 m	9 m	10 m	11 m	12 m	13 m	14 m	15 m
300	A	60	452,4	70	2,5	3,8	0,82	0,94	1,06	1,18	1,29	1,41	1,53		
	B				3,9	5,0									
	C				4,9	6,3									
350	A	65	582,0	90	3,5	5,2	1,06	1,21	1,36	1,51	1,66	1,81	1,97	2,12	2,27
	B				4,9	7,1									
	C				5,0	9,0									
400	A	75	765,8	118	6,0	12,0	1,39	1,59	1,79	1,99	2,19	2,39	2,59	2,79	2,98
	B				8,2	10,7									
	C				7,5	13,5									
450	A	80	929,9	143	9,0	11,2	1,69	1,93	2,17	2,42	2,66	2,90	3,14	3,38	3,62
	B				11,0	19,8									
	C				9,0	25,0									
500	A	90	1.159,0	178	10,5	15,7	2,11	2,41	2,71	3,01	3,31	3,62	3,92	4,22	4,52
	B				12,5	18,8									
	C				15,0	27,0									
600	A	100	1.570,8	242	17,0	25,5	2,86	3,27	3,67	4,08	4,49	4,90	5,31	5,71	6,12
	B				20,0	35,3									
	C				25,0	45,0									

Concrete Strength, $f_c = 500 \text{ kg/cm}^2$ (Cylinder Test), or equivalent to K - 600 (Cube Test)

Lampiran 4 Brosur Sheetpile



Lampiran 4 Brosur PVD

GI-Drain

Prefabricated Vertical Drain

GEOFORCE INDONESIA
geosynthetics engineering

MATERIAL DATA SHEET

Physical Properties	Standard	Unit	GD-70	GD-80	GD-90
Filter material			PET	PET	PET
Core material			PP/PE	PP/PE	PP/PE
Weight (core + filter)	ASTM D 1777	gr/m	80 ± 3	93 ± 3	103 ± 3
Width		mm	100 ± 3	100 ± 3	100 ± 3
Thickness	ASTM D 5199	mm	3.0 + 0.2	3.5 + 0.2	4.2 + 0.2
FILTER					
Grab tensile strength	ASTM D 4632	N	> 250	> 350	> 350
Elongation	ASTM D 4632	%	30-90	30-90	30-90
Poresize opening (O95)	ASTM D 4751	µm	< 75	< 75	< 75
Tear strength	ASTM D 4533	N	> 60	> 100	> 100
Permittivity	ASTM D 4491	s ⁻¹	> 1.3	> 0.7	> 0.7
Permeability	ASTM D 4491	10 ⁻³ m/s	> 20	> 5	> 5
ASSEMBLED DRAIN					
Tensile strength	ASTM D 4595	kN	> 2.8	> 3.0	> 3.2
Tensile strength at 5% strain	ASTM D 4595	kN	> 2.0	> 2.2	> 2.4
Tensile strength at 10% strain	ASTM D 4595	kN	> 2.6	> 2.8	> 3.0
Elongation	ASTM D 4595	%	30-70	30-70	30-70
Discharge capacity at 10 kPa	ASTM D 4716	10 ⁻⁶ m ³ /s	> 110	> 120	> 130
Discharge capacity at 300 kPa	ASTM D 4716	10 ⁻⁶ m ³ /s	> 70	> 80	> 90

Lampiran 5 Penentuan H-initial dan H-final pada STA 22+500

Tinggi fluktuasi air = 2 m

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H	Pusat	Z	γ_t	γ_w	γ'	Po'	ΔPf	Pc'
				m	m	m	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.25	16.32	10.00	6.32	1.58	20.00	21.58
0.5	s/d	1	b	0.5	0.25	0.75	16.32	10.00	6.32	4.74	20.00	24.74
1	s/d	1.5	c	0.5	0.25	1.25	16.32	10.00	6.32	7.90	20.00	27.90
1.5	s/d	2	d	0.5	0.25	1.75	16.32	10.00	6.32	11.06	20.00	31.06
2	s/d	2.5	e	0.5	0.25	2.25	16.32	10.00	6.32	14.22	20.00	34.22
2.5	s/d	3	f	0.5	0.25	2.75	16.32	10.00	6.32	17.39	20.00	37.39
3	s/d	3.5	g	0.5	0.25	3.25	16.32	10.00	6.32	20.55	20.00	40.55
3.5	s/d	4	h	0.5	0.25	3.75	16.32	10.00	6.32	23.71	20.00	43.71
4	s/d	4.5	i	0.5	0.25	4.25	16.32	10.00	6.32	26.87	20.00	46.87
4.5	s/d	5	j	0.5	0.25	4.75	17.24	10.00	7.24	30.26	20.00	50.26
5	s/d	5.5	k	0.5	0.25	5.25	17.24	10.00	7.24	33.88	20.00	53.88
5.5	s/d	5.8	l	0.3	0.15	5.65	17.24	10.00	7.24	36.78	20.00	56.78

Data Tanah Timbunan

γ_{sat}	γ_t	ϕ	C	E
Kn/m^3	Kn/m^3	$^\circ$	t/m^2	t/m^2
19	19	30	0	3500

1	Misal :		x =	13,6	m
	H timbunan	=	4	m	
	y timbunan	=	19	kN/m ³	
	Didapat q	=	76	kN/m ²	
	Lebar timb	=	13,6	m	
h fluktuasi	=	2	m		

Perhitungan Penurunan Akibat Timbunan

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H m	Z m	Cc	Cs	eo	γ' kN/m ³	Akibat Beban Timbunan				ΔP kN/m ²	Po' kN/m ²	ΔPf kN/m ²	Po' + ΔP kN/m ²	Ket < atau >	Pc' kN/m ²	OCR	Cek Kondisi NC / OC	Sci m	Sigma Sci m
										m	n	I (Grafik)											
0	s/d	0,5	a	0,5	0,25	0,382	0,055	1,542	6,32	54,40	-	0,25	76,00	1,581	20	77,581	>	21,581	13,654	OC	0,054	0,054	
0,5	s/d	1	b	0,5	0,75	0,382	0,055	1,542	6,32	18,13	-	0,25	76,00	4,742	20	80,742	>	24,742	5,218	OC	0,046	0,100	
1	s/d	1,5	c	0,5	1,25	0,382	0,055	1,542	6,32	10,88	-	0,25	76,00	7,903	20	83,903	>	27,903	3,531	OC	0,042	0,142	
1,5	s/d	2	d	0,5	1,75	0,382	0,055	1,542	6,32	7,77	-	0,25	76,00	11,064	20	87,064	>	31,064	2,808	OC	0,038	0,180	
2	s/d	2,5	e	0,5	2,25	0,382	0,055	1,542	6,32	6,04	-	0,25	76,00	14,225	20	90,225	>	34,225	2,406	OC	0,036	0,216	
2,5	s/d	3	f	0,5	2,75	0,382	0,055	1,542	6,32	4,95	-	0,25	76,00	17,386	20	93,386	>	37,386	2,150	OC	0,033	0,249	
3	s/d	3,5	g	0,5	3,25	0,382	0,055	1,542	6,32	4,18	-	0,25	76,00	20,547	20	96,547	>	40,547	1,973	OC	0,031	0,281	
3,5	s/d	4	h	0,5	3,75	0,382	0,055	1,542	6,32	3,63	-	0,25	76,00	23,708	20	99,708	>	43,708	1,844	OC	0,030	0,311	
4	s/d	4,5	i	0,5	4,25	0,382	0,055	1,542	6,32	3,20	-	0,25	76,00	26,869	20	102,869	>	46,869	1,744	OC	0,028	0,339	
4,5	s/d	5	j	0,5	4,75	0,293	0,042	1,246	7,24	2,86	-	0,25	74,78	30,261	20	105,045	>	50,261	1,661	OC	0,023	0,362	
5	s/d	5,5	k	0,5	5,25	0,293	0,042	1,246	7,24	2,59	-	0,25	74,48	33,883	20	108,363	>	53,883	1,590	OC	0,022	0,383	
5,5	s/d	5,8	l	0,3	5,65	0,293	0,042	1,246	7,24	2,41	-	0,24	73,87	36,780	20	110,652	>	56,780	1,544	OC	0,012	0,396	
Total penurunan =																			0,396				m

PERHITUNGAN SC AKIBAT PAVEMENT

	H	BJ (kN/m ²)	Beban (kN/m ²)	
Rigid Pavement (m)	0.2	24	4.8	
Lean Concrete (m)	0.1	24	2.4	
Agg. Lapis Pondasi (m)	0.2	18	3.6	+
		Total Q	10.8	(kn/m ²)
x =	13.6	m		
y =	-			
H timbunan	=	4	m	

KETEBALAN PAVEMENT

	H (m)
Rigid Pavement (m)	= 0.2
Lean Concrete (m)	= 0.1
Agg. Lapis Pondasi (m)	= 0.2
Total H	= 0.5

KETEBALAN AKIBAT BEBAN TRAFFIC

H timb. dicoba	=	4	m
γ timb	=	19	kn/m ³
Bacaan Q traffic	=	2.7	kn/m ²
H-traffic	=	0.1421	m

Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H (m)	Pusat tanah (m)	C _c	C _s	e _o	Akibat beban perkerasan				ΔP Kn/m ²	Po' Kn/m ²	Po'+ΔP Kn/m ²	Ket. (> atau <)	Pc' Kn/m ²	OCR	Cek NC or OC	Sci (m)	Sci sigma (m)		
							z (m)	m	n	I (grafik)											
							x/z	y/z													
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.38	0.05	1.54	4.25	3.20	-	0.25	10.8	1.58	12.38	<	21.58	13.65388	OC	0.009586	0.010
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.38	0.05	1.54	4.75	2.86	-	0.249	10.7568	4.74	15.49843	<	24.74	5.217961	OC	0.00516	0.015
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.38	0.05	1.54	5.25	2.59	-	0.245	10.584	7.90	18.48671	<	27.90	3.530777	OC	0.003958	0.019
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.38	0.05	1.54	5.75	2.37	-	0.243	10.4976	11.06	21.5614	<	31.06	2.807698	OC	0.003107	0.022
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.38	0.05	1.54	6.25	2.18	-	0.241	10.4112	14.22	24.63608	<	34.22	2.405987	OC	0.002558	0.025
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.38	0.05	1.54	6.75	2.01	-	0.24	10.368	17.39	27.75397	<	37.39	2.150353	OC	0.002178	0.027
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.38	0.05	1.54	7.25	1.88	-	0.238	10.2816	20.55	30.82865	<	40.55	1.973376	OC	0.00189	0.029
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.38	0.05	1.54	7.75	1.75	-	0.237	10.2384	23.71	33.94654	<	43.71	1.843592	OC	0.001672	0.030
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.38	0.05	1.54	8.25	1.65	-	0.235	10.152	26.87	37.02122	<	46.87	1.744346	OC	0.001493	0.032
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.29	0.04	1.25	8.75	1.55	-	0.232	10.0224	30.26	40.28316	<	50.26	1.660922	OC	0.001157	0.033
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.29	0.04	1.25	9.25	1.47	-	0.231	9.9792	33.88	43.86196	<	53.88	1.590271	OC	0.001044	0.034
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.29	0.04	1.25	9.65	1.41	-	0.23	9.936	36.78	46.71635	<	56.78	1.543769	OC	0.00058	0.035
																Total SC Q pav.	0.035	m			

CARI H INITIAL & H FINAL

H timbunan	Q timb.	Sc timb.	γw	γ timb.	H initial	Sc Pav.	H-traffic	H pav.	H final
m	kn/m ²	m	m	kn/m ²	m	m	m	m	m
4	76	0.40	10	19	4.21	0.03	0.14	0.50	4.14

2	Misal :			x =	13.6	m	
	H timbunan	=	6	m			
	γ timbunan	=	19	kN/m^3	y =	-	m
	Didapat q	=	114	kN/m^2			
	Lebar timb	=	13.6	m			
	h fluktuasi	=	2	m			

Perhitungan Penurunan Akibat Timbunan

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H m	Z m	Cc	Cs	eo	γ' kN/m^3	Akibat Beban Timbunan			ΔP kN/m^2	Po' kN/m^2	ΔPf kN/m^2	Po' + ΔP kN/m^2	Ket < atau >	Pe' kN/m^3	OCR	Cek Kondisi NC / OC	Sci m	Sigma Sci m	
										m	n	I (Grafik)											
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542	6.32	54.40	-	0.25	114.00	1.581	20	115.581	>	21.581	13.654	OC	0.067	0.067	
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.382	0.055	1.542	6.32	18.13	-	0.25	114.00	4.742	20	118.742	>	24.742	5.218	OC	0.059	0.126	
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.382	0.055	1.542	6.32	10.88	-	0.25	114.00	7.903	20	121.903	>	27.903	3.531	OC	0.054	0.180	
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.382	0.055	1.542	6.32	7.77	-	0.25	114.00	11.064	20	125.064	>	31.064	2.808	OC	0.050	0.230	
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.382	0.055	1.542	6.32	6.04	-	0.25	114.00	14.225	20	128.225	>	34.225	2.406	OC	0.047	0.277	
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.32	4.95	-	0.25	114.00	17.386	20	131.386	>	37.386	2.150	OC	0.045	0.322	
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.32	4.18	-	0.25	114.00	20.547	20	134.547	>	40.547	1.973	OC	0.042	0.364	
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.32	3.63	-	0.25	114.00	23.708	20	137.708	>	43.708	1.844	OC	0.040	0.404	
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.32	3.20	-	0.25	114.00	26.869	20	140.869	>	46.869	1.744	OC	0.038	0.443	
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.293	0.042	1.246	7.24	2.86	-	0.25	112.18	30.261	20	142.437	>	50.261	1.661	OC	0.032	0.474	
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.293	0.042	1.246	7.24	2.59	-	0.25	111.72	33.883	20	145.603	>	53.883	1.590	OC	0.030	0.504	
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.293	0.042	1.246	7.24	2.41	-	0.24	110.81	36.780	20	147.588	>	56.780	1.544	OC	0.017	0.521	
Total penurunan =																						0.521	m

PERHITUNGAN SC AKIBAT PAVEMENT

	H	BJ (kN/m ³)	Beban (kN/m ³)	
Rigid Pavement (m)	0.2	24	4.8	
Lean Concrete (m)	0.1	24	2.4	
Agg. Lapis Pondasi (m)	0.2	18	3.6	+
		Total Q	10.8	(kn/m ²)
x =	13.6	m		
y =	-			
H timbunan	=	6	m	

KETEBALAN PAVEMENT

	H (m)
Rigid Pavement (m)	= 0.2
Lean Concrete (m)	= 0.1
Agg. Lapis Pondasi (m)	= 0.2
Total H	= 0.5

KETEBALAN AKIBAT BEBAN TRAFFIC

H timb. dicoba	=	6	m
γ timb	=	19	kn/m ³
Bacaan Q traffic	=	2.5	kn/m ²
H-traffic	=	0.1316	m

Elevasi dari tanah dasar			Titik tinjau	H (m)	Pusat tanah (m)	C _c	C _s	e _o	Akibat beban perkerasan				ΔP Kn/m ²	Po' Kn/m ²	Po'+ΔP Kn/m ²	Ket. (> atau <)	Pc' Kn/m ²	OCR	Cek NC or OC	Sci (m)	Sci sigma (m)	
									z (m)	x/z	y/z	I (grafik)										
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.382	0.055	1.54	6.25	2.18	-	0.241	10.4112	1.58	11.99	<	21.58	13.65388	OC	0.009438	0.009	
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.382	0.055	1.54	6.75	2.01	-	0.24	10.368	4.74	15.10963	<	24.74	5.217961	OC	0.005397	0.015	
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.382	0.055	1.54	7.25	1.88	-	0.238	10.2816	7.90	18.18431	<	27.90	3.530777	OC	0.003881	0.019	
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.382	0.055	1.54	7.75	1.75	-	0.237	10.2384	11.06	21.3022	<	31.06	2.807698	OC	0.003051	0.022	
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.382	0.055	1.54	8.25	1.65	-	0.235	10.152	14.22	24.37688	<	34.22	2.405987	OC	0.002509	0.024	
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.382	0.055	1.54	8.75	1.55	-	0.232	10.0224	17.39	27.40837	<	37.39	2.150353	OC	0.00212	0.026	
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.382	0.055	1.54	9.25	1.47	-	0.228	9.8496	20.55	30.39665	<	40.55	1.973376	OC	0.001824	0.028	
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.382	0.055	1.54	9.75	1.39	-	0.226	9.7632	23.71	33.47134	<	43.71	1.843592	OC	0.001606	0.030	
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.382	0.055	1.54	10.25	1.33	-	0.223	9.6336	26.87	36.50282	<	46.87	1.744346	OC	0.001427	0.031	
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.293	0.042	1.25	10.75	1.27	-	0.221	9.5472	30.26	39.80796	<	50.26	1.660922	OC	0.001109	0.032	
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.293	0.042	1.25	11.25	1.21	-	0.218	9.4176	33.88	43.30	<	53.88	1.590271	OC	0.000992	0.033	
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.293	0.042	1.25	11.65	1.17	-	0.217	9.3744	36.78	46.15	<	56.78	1.543769	OC	0.000551	0.034	
																			Total SC Q pav.	0.034	m	

CARI H INITIAL & H FINAL

H timbunan	Q timb.	Sc timb.	γw	γ timb.	H initial	Sc Pav.	H-traffic	H pav.	H final
m	kn/m ²	m	kn/m ³	kn/m ²	m	m	m	m	m
6	114	0.52	10	19	6.27	0.03	0.13	0.50	6.09

3	Misal :		x =	13.6	m
	H timbunan	=	8	m	
	γ timbunan	=	19	kN/m^3	
	Didapat q	=	152	kN/m^2	
	Lebar timb	=	13.6	m	
h fluksi	=	2	m		

Perhitungan Penurunan Akibat Timbunan

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H	Z	Cc	Cs	eo	γ'	Akibat Beban Timbunan			AP	Po'	ΔP_f	Po' + AP	Ket	Pe'	OCR	Cek Kondisi NC / OC	Sci	Sigma Sci		
										γ'		I (Grafik)												
										m	n													
				m	m				kN/m^3	x/z	y/z		kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	< atau >	kN/m^3			m	m		
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542	6.32	54.40	-	0.25	152.00	1.581	20	153.581	>	21.581	13.654	OC	0.076	0.076		
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.382	0.055	1.542	6.32	18.13	-	0.25	152.00	4.742	20	156.742	>	24.742	5.218	OC	0.068	0.144		
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.382	0.055	1.542	6.32	10.88	-	0.25	152.00	7.903	20	159.903	>	27.903	3.531	OC	0.063	0.207		
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.382	0.055	1.542	6.32	7.77	-	0.25	152.00	11.064	20	163.064	>	31.064	2.808	OC	0.059	0.266		
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.382	0.055	1.542	6.32	6.04	-	0.25	152.00	14.225	20	166.225	>	34.225	2.406	OC	0.056	0.321		
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.32	4.95	-	0.25	152.00	17.386	20	169.386	>	37.386	2.150	OC	0.053	0.374		
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.32	4.18	-	0.25	152.00	20.547	20	172.547	>	40.547	1.973	OC	0.050	0.424		
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.32	3.63	-	0.25	152.00	23.708	20	175.708	>	43.708	1.844	OC	0.048	0.473		
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.32	3.20	-	0.25	152.00	26.869	20	178.869	>	46.869	1.744	OC	0.046	0.519		
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.293	0.042	1.246	7.24	2.86	-	0.25	149.57	30.261	20	179.829	>	50.261	1.661	OC	0.038	0.557		
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.293	0.042	1.246	7.24	2.59	-	0.25	148.96	33.883	20	182.843	>	53.883	1.590	OC	0.036	0.594		
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.293	0.042	1.246	7.24	2.41	-	0.24	147.74	36.780	20	184.524	>	56.780	1.544	OC	0.021	0.615		
Total penurunan =																					0.615		m	

PERHITUNGAN SC AKIBAT PAVEMENT

	H	BJ (kN/m ³)	Beban (kN/m ²)
Rigid Pavement (m)	0.2	24	4.8
Lean Concrete (m)	0.1	24	2.4
Agg. Lapis Pondasi (m)	0.2	18	3.6 +
		Total Q	10.8 (kN/m ²)
x =	13.6	m	
y =	-		
H timbunan	=	8	m

KETEBALAN PAVEMENT

	H (m)
Rigid Pavement (m)	= 0.2
Lean Concrete (m)	= 0.1
Agg. Lapis Pondasi (m)	= 0.2
Total H	= 0.5

KETEBALAN AKIBAT BEBAN TRAFFIC

H timb. dicoba	=	8	m
γ timb	=	19	kn/m ³
Bacaan Q traffic	=	2.5	kn/m ²
H-traffic	=	0.1316	m

Elevasi dari tanah dasar			Titik tinjau	H (m)	Pusat tanah (m)	C _c	C _s	e _o	Akibat beban perkerasan				ΔP Kn/m ²	Po [*] Kn/m ²	Po [*] +ΔP Kn/m ²	Ket. (> atau <)	Pc [*] Kn/m ²	OCR	Cek NC or OC	Sci (m)	Sci sigma (m)
									z (m)	m x/z	n y/z	I (grafik)									
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.38	0.05	1.54	8.25	1.65	-	0.235	10.152	1.58	11.73	<	21.58	13.65388	OC	0.009336	0.009
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.38	0.05	1.54	8.75	1.55	-	0.232	10.0224	4.74	14.76	<	24.74	5.21961	OC	0.00529	0.015
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.38	0.05	1.54	9.25	1.47	-	0.228	9.8496	7.90	17.75231	<	27.90	3.530777	OC	0.003769	0.018
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.38	0.05	1.54	9.75	1.39	-	0.226	9.7632	11.06	20.827	<	31.06	2.807698	OC	0.002946	0.021
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.38	0.05	1.54	10.25	1.33	-	0.223	9.6336	14.22	23.85848	<	34.22	2.405987	OC	0.002408	0.024
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.38	0.05	1.54	10.75	1.27	-	0.221	9.5472	17.39	26.93317	<	37.39	2.150353	OC	0.002038	0.026
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.38	0.05	1.54	11.25	1.21	-	0.218	9.4176	20.55	29.96465	<	40.55	1.973376	OC	0.001757	0.028
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.38	0.05	1.54	11.75	1.16	-	0.215	9.288	23.71	32.99614	<	43.71	1.843592	OC	0.00154	0.029
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.38	0.05	1.54	12.25	1.11	-	0.211	9.1152	26.87	35.98442	<	46.87	1.744346	OC	0.00136	0.030
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.29	0.04	1.25	12.75	1.07	-	0.208	8.9856	30.26	39.24636	<	50.26	1.660922	OC	0.001051	0.031
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.29	0.04	1.25	13.25	1.03	-	0.205	8.856	33.88	42.73876	<	53.88	1.590271	OC	0.000939	0.032
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.29	0.04	1.25	13.65	1.00	-	0.204	8.8128	36.78	45.59315	<	56.78	1.543769	OC	0.000521	0.033
Total SC Q pav.																			0.033	m	

CARI H INITIAL & H FINAL

H timbunan	Q timb.	Sc timb.	γw	γ timb.	H initial	Sc Pav.	H-traffic	H pav.	H final
m	kn/m ²	m	kn/m ³	kn/m ³	m	m	m	m	m
8	152	0.61	10	19	8.32	0.03	0.13	0.50	8.04

4	Misal :		x =	13.6	m
	H timbunan	=	10	m	
	γ timbunan	=	19	kN/m ³	
	Didapat q	=	190	kN/m ²	
	Lebar timb	=	13.6	m	
h fluktuasi	=	2	m		
			y =	-	m

Perhitungan Penurunan Akibat Timbunan

Elevasi dari tanah dasar		Titik Tinjau	H m	Z m	Cc	Cs	eo	γ' kN/m ³	Akibat Beban Timbunan				ΔP kN/m ²	Po' kN/m ²	ΔPf kN/m ²	Po' + ΔP kN/m ²	Ket < atau >	Pc' kN/m ³	OCR	Cek Kondisi NC / OC	Sci m	Sigma Sci m	
									x/z	y/z	I (Grafik)	n											
									m	n	I (Grafik)	n											
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542	6.32	54.40	-	0.25	190.00	1.581	20	191.581	>	21.581	13.654	OC	0.083	0.083	
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.382	0.055	1.542	6.32	18.13	-	0.25	190.00	4.742	20	194.742	>	24.742	5.218	OC	0.075	0.158	
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.382	0.055	1.542	6.32	10.88	-	0.25	190.00	7.903	20	197.903	>	27.903	3.531	OC	0.070	0.228	
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.382	0.055	1.542	6.32	7.77	-	0.25	190.00	11.064	20	201.064	>	31.064	2.808	OC	0.066	0.294	
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.382	0.055	1.542	6.32	6.04	-	0.25	190.00	14.225	20	204.225	>	34.225	2.406	OC	0.062	0.356	
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.32	4.95	-	0.25	190.00	17.386	20	207.386	>	37.386	2.150	OC	0.059	0.415	
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.32	4.18	-	0.25	190.00	20.547	20	210.547	>	40.547	1.973	OC	0.057	0.472	
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.32	3.63	-	0.25	190.00	23.708	20	213.708	>	43.708	1.844	OC	0.055	0.527	
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.32	3.20	-	0.25	190.00	26.869	20	216.869	>	46.869	1.744	OC	0.053	0.579	
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.293	0.042	1.246	7.24	2.86	-	0.25	186.96	30.261	20	217.221	>	50.261	1.661	OC	0.043	0.623	
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.293	0.042	1.246	7.24	2.59	-	0.25	186.20	33.883	20	220.083	>	53.883	1.590	OC	0.042	0.665	
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.293	0.042	1.246	7.24	2.41	-	0.24	184.68	36.780	20	221.460	>	56.780	1.544	OC	0.024	0.689	
Total penurunan =																				0.689		m	

PERHITUNGAN SC AKIBAT PAVEMENT

	H	BJ (kN/m ²)	Beban (kN/m ²)	
Rigid Pavement (m)	0.2	24	4.8	
Lean Concrete (m)	0.1	24	2.4	
Agg. Lapis Pondasi (m)	0.2	18	3.6	+
		Total Q	10.8	(kn/m ²)
x =	13.6	m		
y =	-			
H timbunan	=	10	m	

KETEBALAN PAVEMENT

	H (m)
Rigid Pavement (m)	= 0.2
Lean Concrete (m)	= 0.1
Agg. Lapis Pondasi (m)	= 0.2
Total H	= 0.5

KETEBALAN AKIBAT BEBAN TRAFFIC

H timb dicoba	=	10	m
γ timb	=	19	kn/m ³
Bacaan Q traffic	=	2.5	kn/m ²
H-traffic	=	0.1316	m

Elevasi dari tanah dasar			Titik tinjau	H (m)	Pusat tanah (m)	C _c	C _s	e _o	Akibat beban perkerasan				ΔP Kn/m ²	Po' Kn/m ²	Po'+ ΔP Kn/m ²	Ket. (> atau <)	Pc' Kn/m ²	OCR	Cek NC or OC	Sci (m)	Sci sigma (m)
									z (m)	m	n	I (grafik)									
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.38	0.05	1.54	10.25	1.33	-	0.223	9.6336	1.58	11.21	<	21.58	13.65388	OC	0.009125	0.009
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.38	0.05	1.54	10.75	1.27	-	0.221	9.5472	4.74	14.28883	<	24.74	5.217961	OC	0.005137	0.014
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.38	0.05	1.54	11.25	1.21	-	0.218	9.4176	7.90	17.32031	<	27.90	3.530777	OC	0.003654	0.018
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.38	0.05	1.54	11.75	1.16	-	0.215	9.288	11.06	20.3518	<	31.06	2.807698	OC	0.002839	0.021
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.38	0.05	1.54	12.25	1.11	-	0.211	9.1152	14.22	23.34008	<	34.22	2.405987	OC	0.002306	0.023
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.38	0.05	1.54	12.75	1.07	-	0.208	8.9856	17.39	26.37157	<	37.39	2.150353	OC	0.00194	0.025
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.38	0.05	1.54	13.25	1.03	-	0.205	8.856	20.55	29.40305	<	40.55	1.973376	OC	0.001669	0.027
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.38	0.05	1.54	13.75	0.99	-	0.204	8.8128	23.71	32.52094	<	43.71	1.843592	OC	0.001472	0.028
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.38	0.05	1.54	14.25	0.95	-	0.203	8.7696	26.87	35.63882	<	46.87	1.744346	OC	0.001315	0.029
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.29	0.04	1.25	14.75	0.92	-	0.198	8.5536	30.26	38.81436	<	50.26	1.660922	OC	0.001007	0.030
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.29	0.04	1.25	15.25	0.89	-	0.196	8.4672	33.88	42.34996	<	53.88	1.590271	OC	0.000902	0.031
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.29	0.04	1.25	15.65	0.87	-	0.195	8.424	36.78	45.20435	<	56.78	1.543769	OC	0.0005	0.032
																		Total SC Q pav.		0.032	m

CARI H INITIAL & H FINAL

H timbunan	Q timb.	Sc timb.	γ_w	γ timb.	H initial	Sc Pav.	H-traffic	H pav.	H final
m	kn/m ²	m	kn/m ²	kn/m ²	m	m	m	m	m
10	190	0.69	10	19	10.36	0.03	0.13	0.50	10.01

5	Misal :			x =	13.6	m
	H timbunan	=	12	m		
	y timbunan	=	19	kN/m ³	y =	-
	Didapat q	=	228	kN/m ²		
	Lebar timb	=	13.6	m		
h fluktuasi	=	2	m			

Perhitungan Penurunan Akibat Timbunan

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H m	Z m	Cc	Cs	eo	γ' kN/m ³	Akibat Beban Timbunan				ΔP kN/m ²	Po' kN/m ²	ΔP_i kN/m ²	Po' + ΔP kN/m ²	Ket < atau >	Pe' kN/m ³	OCR	Cek Kondisi NC / OC	Sci m	Sigma Sci m
										m	x/z	n	I (Grafik)										
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542	6.32	54.40	-	0.25	228.00	1.581	20	229.581	>	21.581	13.654	OC	0.089	0.089	
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.382	0.055	1.542	6.32	18.13	-	0.25	228.00	4.742	20	232.742	>	24.742	5.218	OC	0.081	0.170	
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.382	0.055	1.542	6.32	10.88	-	0.25	228.00	7.903	20	235.903	>	27.903	3.531	OC	0.075	0.245	
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.382	0.055	1.542	6.32	7.77	-	0.25	228.00	11.064	20	239.064	>	31.064	2.808	OC	0.071	0.317	
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.382	0.055	1.542	6.32	6.04	-	0.25	228.00	14.225	20	242.225	>	34.225	2.406	OC	0.068	0.385	
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.32	4.95	-	0.25	228.00	17.386	20	245.386	>	37.386	2.150	OC	0.065	0.450	
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.32	4.18	-	0.25	228.00	20.547	20	248.547	>	40.547	1.973	OC	0.062	0.512	
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.32	3.63	-	0.25	228.00	23.708	20	251.708	>	43.708	1.844	OC	0.060	0.572	
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.32	3.20	-	0.25	228.00	26.869	20	254.869	>	46.869	1.744	OC	0.058	0.630	
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.293	0.042	1.246	7.24	2.86	-	0.25	224.35	30.261	20	254.613	>	50.261	1.661	OC	0.048	0.678	
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.293	0.042	1.246	7.24	2.59	-	0.25	223.44	33.883	20	257.323	>	53.883	1.590	OC	0.046	0.724	
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.293	0.042	1.246	7.24	2.41	-	0.24	221.62	36.780	20	258.396	>	56.780	1.544	OC	0.027	0.751	
Total penurunan =																			0.751		m		

PERHITUNGAN SC AKIBAT PAVEMENT

	H	BJ (kN/m ³)	Beban (kN/m ²)	
Rigid Pavement (m)	0.2	24	4.8	0.2
Lean Concrete (m)	0.1	24	2.4	0.1
Agg. Lapis Pondasi (m)	0.2	18	3.6	0.2
			Total Q	10.8 (kn/m ²)
x =	13.6	m		
y =	-			
H timbunan	=	12	m	

KETEBALAN PAVEMENT

	H (m)
Rigid Pavement (m)	= 0.2
Lean Concrete (m)	= 0.1
Agg. Lapis Pondasi (m)	= 0.2
Total H	= 0.5

KETEBALAN AKIBAT BEBAN TRAFFIC

H timb. dicoba	=	12	m
γ timb	=	19	kn/m ³
Bacaan Q traffic	=	2.5	kn/m ²
H-traffic	=	0.1316	m

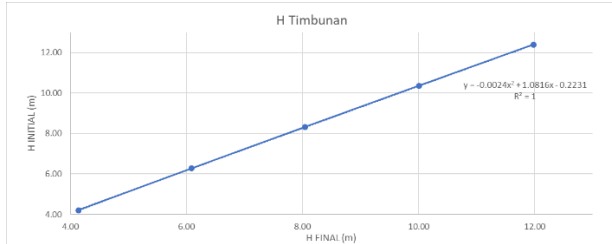
Elevasi dari tanah dasar	Titik tinjau	H (m)	Pusat tanah (m)	C _c	C _s	e _o	Akibat beban perkerasan				ΔP	Po'	Po'+ΔP	Ket. (> atau <)	Pe' Kn/m ²	OCR	Cek NC or OC	Sci (m)	Sci sigma (m)		
							z	m	n	I (grafik)											
							(m)	x/z	y/z												
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.38	0.05	1.54	12.25	1.11	-	0.211	9.1152	1.58	10.70	<	21.58	13.65388	OC	0.008905	0.009
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.38	0.05	1.54	12.75	1.07	-	0.208	8.9856	4.74	13.72723	<	24.74	5.217961	OC	0.004951	0.014
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.38	0.05	1.54	13.25	1.03	-	0.205	8.856	7.90	16.75871	<	27.90	3.503777	OC	0.003501	0.017
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.38	0.05	1.54	13.75	0.99	-	0.204	8.8128	11.06	19.8766	<	31.06	2.807698	OC	0.002729	0.020
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.38	0.05	1.54	14.25	0.95	-	0.203	8.7696	14.22	22.99448	<	34.22	2.405987	OC	0.002237	0.022
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.38	0.05	1.54	14.75	0.92	-	0.198	8.5536	17.39	25.93957	<	37.39	2.150353	OC	0.001863	0.024
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.38	0.05	1.54	15.25	0.89	-	0.196	8.4672	20.55	29.01425	<	40.55	1.973376	OC	0.001607	0.026
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.38	0.05	1.54	15.75	0.86	-	0.195	8.424	23.71	32.13214	<	43.71	1.843592	OC	0.001416	0.027
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.38	0.05	1.54	16.25	0.84	-	0.192	8.2944	26.87	35.16362	<	46.87	1.744346	OC	0.001253	0.028
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.29	0.04	1.25	16.75	0.81	-	0.189	8.1648	30.26	38.42556	<	50.26	1.660922	OC	0.000966	0.029
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.29	0.04	1.25	17.25	0.79	-	0.185	7.992	33.88	41.87476	<	53.88	1.590271	OC	0.000856	0.030
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.29	0.04	1.25	17.65	0.77	-	0.184	7.9488	36.78	44.72915	<	56.78	1.543769	OC	0.000475	0.031
Total SC Q pav.																0.031	m				

CARI H INITIAL & H FINAL

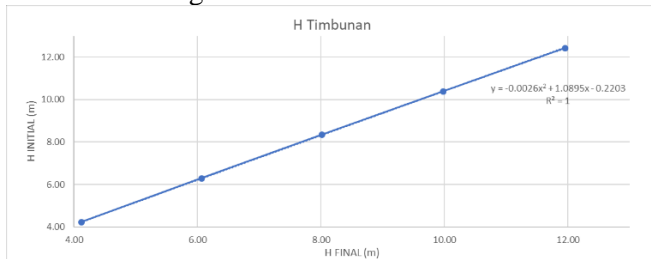
H timbunan	Q timb.	Sc timb.	γw	γ timb.	H initial	Sc Pav.	H-traffic	H pav.	H final
m	kn/m ²	m	kn/m ²	kn/m ²	m	m	m	m	m
12	228	0.75	10	19	12.40	0.03	0.13	0.50	11.98

No	H Initial	H Final	Sc
	(m)	(m)	(m)
1	4.21	4.14	0.431
2	6.27	6.09	0.555
3	8.32	8.04	0.648
4	10.36	10.01	0.721
5	12.40	11.98	0.781

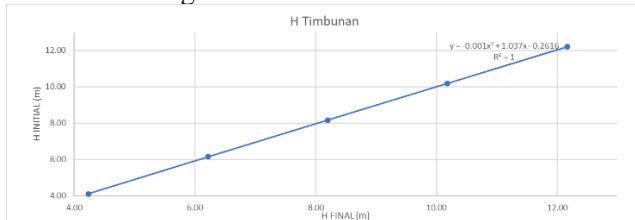
Lampiran 5 Grafik Hubungan H-initial dan H-final STA 22+500 s/d STA 23+000



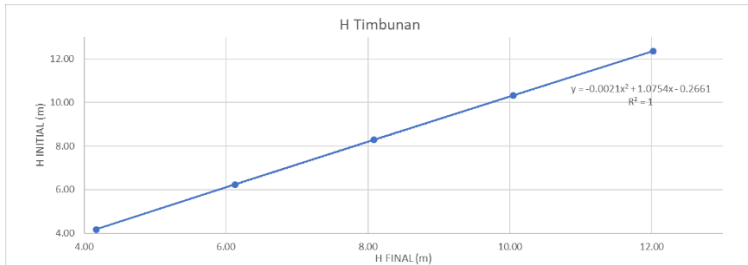
Grafik Hubungan H-initial dan H-final STA 23+100



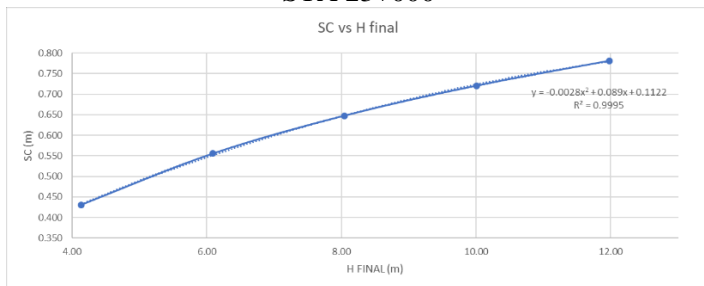
Grafik Hubungan H-initial dan H-final STA 23+200



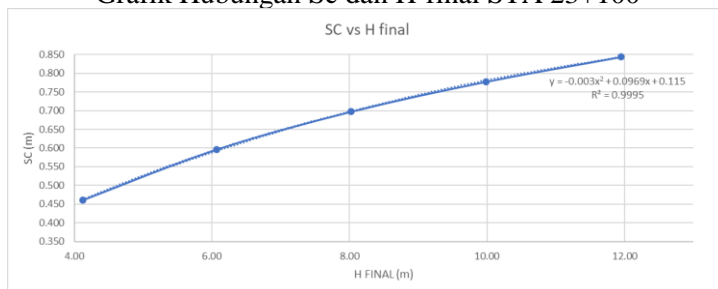
Grafik Hubungan H-initial dan H-final STA 23+300 s/d STA 23+500



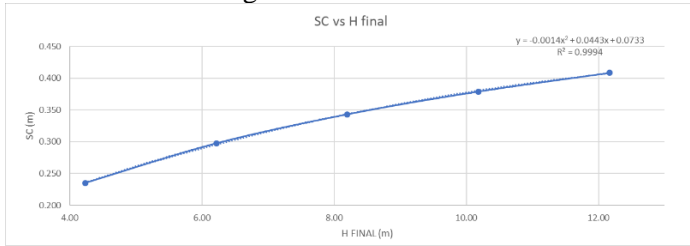
Lampiran 5 Grafik Hubungan Sc dan H-final STA 22+500 s/d STA 23+000



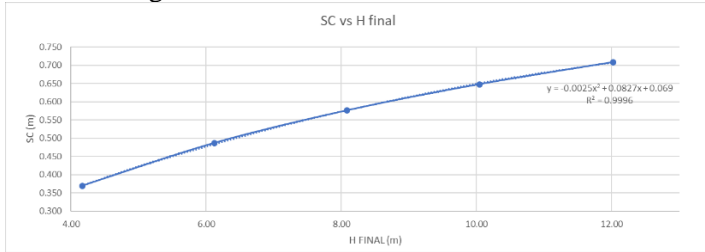
Grafik Hubungan Sc dan H-final STA 23+100



Grafik Hubungan Sc dan H-final STA 23+200



Grafik Hubungan Sc dan H-final STA 23+300 s/d STA 23+500



Lampiran 6 Perhitungan Metode *Replacement Soil Layers*

			Tinggi fluktuasi air				=	2	m			
Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H	Pusat	Z	γ_t	γ_w	γ'	Po'	ΔP_f	Pc'
				m	m	m	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.25	16.32	10.00	6.32	1.58	20.00	21.58
0.5	s/d	1	b	0.5	0.25	0.75	16.32	10.00	6.32	4.74	20.00	24.74
1	s/d	1.5	c	0.5	0.25	1.25	16.32	10.00	6.32	7.90	20.00	27.90
1.5	s/d	2	d	0.5	0.25	1.75	16.32	10.00	6.32	11.06	20.00	31.06
2	s/d	2.5	e	0.5	0.25	2.25	16.32	10.00	6.32	14.22	20.00	34.22
2.5	s/d	3	f	0.5	0.25	2.75	16.32	10.00	6.32	17.39	20.00	37.39
3	s/d	3.5	g	0.5	0.25	3.25	16.32	10.00	6.32	20.55	20.00	40.55
3.5	s/d	4	h	0.5	0.25	3.75	16.32	10.00	6.32	23.71	20.00	43.71
4	s/d	4.5	i	0.5	0.25	4.25	16.32	10.00	6.32	26.87	20.00	46.87
4.5	s/d	5	j	0.5	0.25	4.75	17.24	10.00	7.24	30.26	20.00	50.26
5	s/d	5.5	k	0.5	0.25	5.25	17.24	10.00	7.24	33.88	20.00	53.88
5.5	s/d	5.8	l	0.3	0.15	5.65	17.24	10.00	7.24	36.78	20.00	56.78

Kedalaman replacemen	2.00	m
γ replacement :	19.00	kN/m ³
γ tanah lama :	16.32	kN/m ³
Selisih γ :	2.68	kN/m ³
q replacement :	5.36	kN/m ²

Penurunan Akibat Replacemen

Elevasi dari tanah dasar			Titik tinjau	H (m)	Pusat tanah (m)	C _c	C _s	e ₀	Akibat beban replacemen				AP K _v m ⁻²	Po' K _v m ⁻²	Po'+AP K _v m ⁻²	Ket. (> atau <)	Pe' K _v m ⁻²	OCR	Cek NC or OC	Sci (m)	Sci sigma (m)
									z	m	n	I (grafik)									
									(m)	x/z	y/z										
0	s/d	0.5	a	0.5	-	0.382	0.055	1.542	Replacement Soil Layers												
0.5	s/d	1	b	0.5	-	0.382	0.055	1.542													
1	s/d	1.5	c	0.5	-	0.382	0.055	1.542													
1.5	s/d	2	d	0.5	-	0.382	0.055	1.542													
0	s/d	0.5	e	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542	0.25	54.40	-	0.250	5.36	14.22	19.58054246	<	34.22	2.40598705	OC	0.00149	0.001
0.5	s/d	1	f	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542	0.75	18.13	-	0.250	5.36	17.39	22.74162738	<	37.39	2.15035304	OC	0.00125	0.003
1	s/d	1.5	g	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542	1.25	10.88	-	0.250	5.36	20.55	25.9027123	<	40.55	1.97337565	OC	0.00108	0.004
1.5	s/d	2	h	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542	1.75	7.77	-	0.250	5.36	23.71	29.06379721	<	43.71	1.84359223	OC	0.00095	0.005
2	s/d	2.5	i	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542	2.25	6.04	-	0.250	5.36	26.87	32.22488213	<	46.87	1.74434608	OC	0.00085	0.006
2.5	s/d	3	j	0.5	0.25	0.293	0.042	1.246	2.75	4.95	-	0.250	5.36	30.26	35.61642192	<	50.26	1.6609219	OC	0.00066	0.006
3	s/d	3.5	k	0.5	0.25	0.293	0.042	1.246	3.25	4.18	-	0.250	5.36	33.88	39.24	<	53.88	1.59027075	OC	0.00059	0.007
3.5	s/d	3.8	l	0.3	0.15	0.293	0.042	1.246	3.65	3.73	-	0.250	5.36	36.78	42.14	<	56.78	1.54376859	OC	0.00033	0.007
Total SC replacement																			0.007	m	

1	Misal :		x =	13.6	m
	H timbunan	=	4	m	
	γ timbunan	=	19	kN/m ³	
	Didapat q	=	76	kN/m ²	
	Lebar timb	=	13.6	m	
h fluktuasi	=	2	m		

Perhitungan Penurunan Akibat Timbunan

Elevasi dari tanah dasar		Titik Tinjau	H m	Z m	Cc	Cs	eo	γ' kN/m ³	Akibat Beban Timbunan			ΔP kN/m ²	Po' kN/m ²	ΔPf kN/m ²	Po' + ΔP kN/m ²	Ket	Pe' kN/m ³	OCR	Cek Kondisi NC / OC	Sci m	Sigma Sci m	
									< atau >	m	n					I (Grafik)						
										x/z	y/z											
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542	6.32	54.40	-	0.25	Replacement soil layers									
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.382	0.055	1.542	6.32	18.13	-	0.25										
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.382	0.055	1.542	6.32	10.88	-	0.25										
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.382	0.055	1.542	6.32	7.77	-	0.25										
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.382	0.055	1.542	6.32	6.04	-	0.25	76.00	14.225	20	90.225	>	34.225	2.406	OC	0.036	0.036
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.32	4.95	-	0.25	76.00	17.386	20	93.386	>	37.386	2.150	OC	0.033	0.069
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.32	4.18	-	0.25	76.00	20.547	20	96.547	>	40.547	1.973	OC	0.031	0.101
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.32	3.63	-	0.25	76.00	23.708	20	99.708	>	43.708	1.844	OC	0.030	0.130
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.32	3.20	-	0.25	76.00	26.869	20	102.869	>	46.869	1.744	OC	0.028	0.159
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.293	0.042	1.246	7.24	2.86	-	0.25	74.78	30.261	20	105.045	>	50.261	1.661	OC	0.023	0.181
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.293	0.042	1.246	7.24	2.59	-	0.25	74.48	33.883	20	108.363	>	53.883	1.590	OC	0.022	0.203
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.293	0.042	1.246	7.24	2.41	-	0.24	73.87	36.780	20	110.652	>	56.780	1.544	OC	0.012	0.215
Total penurunan =																			0.215		m	

PERHITUNGAN SC AKIBAT PAVEMENT

	H	BJ (kN/m ³)	Beban (kN/m ³)	
Rigid Pavement (m)	0.2	24	4.8	
Lean Concrete (m)	0.1	24	2.4	
Agg. Lapis Pondasi (m)	0.2	18	3.6	+
		Total Q	10.8	(kN/m ³)
x =	13.6	m		
y =	-			
H timbunan	=	4	m	

KETEBALAN PAVEMENT

	H (m)
Rigid Pavement (m)	= 0.2
Lean Concrete (m)	= 0.1
Agg. Lapis Pondasi (m)	= 0.2
Total H	= 0.5

KETEBALAN AKIBAT BEBAN TRAFFIC

H timb. dicoba	=	4	m
γ timb	=	19	kn/m ³
Bacaan Q traffic	=	2.7	kn/m ²
H-traffic	=	0.1421	m

Elevasi dari tanah dasar			Titik tinjau	H (m)	Pusat tanah (m)	C _c	C _s	e _o	Akibat beban perkerasan				ΔP Kn/m ²	P _o ' Kn/m ²	P _o ' + ΔP Kn/m ²	Ket. (> atau <)	P _c ' Kn/m ²	OCR	Cek NC or OC	Sci (m)	Sci sigma (m)
									z (m)	m x/z	n y/z	I (grafik)									
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.38	0.05	1.54	4.25	3.20	-	0.25	Replacement soil layers								
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.38	0.05	1.54	4.75	2.86	-	0.249									
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.38	0.05	1.54	5.25	2.59	-	0.245									
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.38	0.05	1.54	5.75	2.37	-	0.243									
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.38	0.05	1.54	6.25	2.18	-	0.241	10.4112	14.22	24.63608	<	34.22	2.405987	OC	0.002558	0.003
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.38	0.05	1.54	6.75	2.01	-	0.24	10.3668	17.39	27.75397	<	37.39	2.150353	OC	0.002178	0.005
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.38	0.05	1.54	7.25	1.88	-	0.238	10.2816	20.55	30.82865	<	40.55	1.973376	OC	0.00189	0.007
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.38	0.05	1.54	7.75	1.75	-	0.237	10.2384	23.71	33.94654	<	43.71	1.843592	OC	0.001672	0.008
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.38	0.05	1.54	8.25	1.65	-	0.235	10.152	26.87	37.02122	<	46.87	1.744346	OC	0.001493	0.010
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.29	0.04	1.25	8.75	1.55	-	0.232	10.0224	30.26	40.28316	<	50.26	1.660922	OC	0.001157	0.011
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.29	0.04	1.25	9.25	1.47	-	0.231	9.9792	33.88	43.86196	<	53.88	1.590271	OC	0.001044	0.012
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.29	0.04	1.25	9.65	1.41	-	0.23	9.936	36.78	46.71635	<	56.78	1.543769	OC	0.00058	0.013
																		Total SC Q pav.		0.013	m

2	Misal :			x =	13.6	m	
	H timbunan	=	6	m			
	y timbunan	=	19	kNm ³	y =	-	m
	Didapat q	=	114	kNm ²			
	Lebar timb	=	13.6	m			
h fluktuasi	=	2	m				

Perhitungan Penurunan Akibat Timbunan

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H	Z	Cc	Cs	eo	γ'	Akihat Beban Timbunan			ΔP	Po'	ΔPf	Po' + ΔP	Ket	Pe'	OCR	Cek Kondisi NC / OC	Sci	Sigma Sci
										m	n	I (Grafik)										
										kNm ³	x/z	y/z					< atau >					
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542	6.32	54.40	-	0.25	Replacement soil layers									
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.382	0.055	1.542	6.32	18.13	-	0.25										
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.382	0.055	1.542	6.32	10.88	-	0.25										
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.382	0.055	1.542	6.32	7.77	-	0.25										
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.382	0.055	1.542	6.32	6.04	-	0.25	114.00	14.225	20	128.225	>	34.225	2.406	OC	0.047	0.047
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.32	4.95	-	0.25	114.00	17.386	20	131.386	>	37.386	2.150	OC	0.045	0.092
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.32	4.18	-	0.25	114.00	20.547	20	134.547	>	40.547	1.973	OC	0.042	0.134
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.32	3.63	-	0.25	114.00	23.708	20	137.708	>	43.708	1.844	OC	0.040	0.174
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.32	3.20	-	0.25	114.00	26.869	20	140.869	>	46.869	1.744	OC	0.038	0.213
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.293	0.042	1.246	7.24	2.86	-	0.25	112.18	30.261	20	142.437	>	50.261	1.661	OC	0.032	0.244
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.293	0.042	1.246	7.24	2.59	-	0.25	111.72	33.883	20	145.603	>	53.883	1.590	OC	0.030	0.274
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.293	0.042	1.246	7.24	2.41	-	0.24	110.81	36.780	20	147.588	>	56.780	1.544	OC	0.017	0.292
Total penurunan =																			0.292		m	

PERHITUNGAN SC AKIBAT PAVEMENT

	H	BJ (kN/m ³)	Beban (kN/m ²)	
Rigid Pavement (m)	0.2	24	4.8	
Lean Concrete (m)	0.1	24	2.4	
Agg. Lapis Pondasi (m)	0.2	18	3.6	+
		Total Q	10.8	(kN/m ²)
x =	13.6	m		
y =	-			
H timbunan	=	6	m	

KETEBALAN PAVEMENT

	H (m)
Rigid Pavement (m)	= 0.2
Lean Concrete (m)	= 0.1
Agg. Lapis Pondasi (m)	= 0.2
Total H	= 0.5

KETEBALAN AKIBAT BEBAN TRAFFIC

H timb. dicoba	=	6	m
γ timb	=	19	kn/m ³
Bacaan Q traffic	=	2.5	kn/m ²
H-traffic	=	0.1316	m

Elevasi dari tanah dasar			Titik tinjau	H (m)	Pusat tanah (m)	C _c	C _s	e _o	Akibat beban perkerasan				ΔP Kn/m ²	Po' Kn/m ²	Po'+ΔP Kn/m ²	Ket. (> atau <)	Pc' Kn/m ²	OCR	Cek NC or OC	Sci (m)	Sci sigma (m)	
									z (m)	m x/z	n y/z	I (grafik)										
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.382	0.055	1.54	6.25	2.18	-	0.241	Replacement soil layers									
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.382	0.055	1.54	6.75	2.01	-	0.24										
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.382	0.055	1.54	7.25	1.88	-	0.238										
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.382	0.055	1.54	7.75	1.75	-	0.237										
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.382	0.055	1.54	8.25	1.65	-	0.235										
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.382	0.055	1.54	8.75	1.55	-	0.232	10.0224	17.39	27.40837	<	37.39	2.150353	OC	0.00212	0.005	
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.382	0.055	1.54	9.25	1.47	-	0.228	9.8496	20.55	30.39665	<	40.55	1.973376	OC	0.001824	0.006	
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.382	0.055	1.54	9.75	1.39	-	0.226	9.7632	23.71	33.47134	<	43.71	1.843592	OC	0.001606	0.008	
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.382	0.055	1.54	10.25	1.33	-	0.223	9.6336	26.87	36.50282	<	46.87	1.744346	OC	0.001427	0.009	
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.293	0.042	1.25	10.75	1.27	-	0.221	9.5472	30.26	39.80796	<	50.26	1.660922	OC	0.001109	0.011	
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.293	0.042	1.25	11.25	1.21	-	0.218	9.4176	33.88	43.30	<	53.88	1.590271	OC	0.000992	0.012	
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.293	0.042	1.25	11.65	1.17	-	0.217	9.3744	36.78	46.15	<	56.78	1.543769	OC	0.000551	0.012	
																			Total SC Q pav.		0.012	m

3	Misal :		x =	13.6	m
	H timbunan	=	8		m
	γ timbunan	=	19	kN/m^3	
	Didapat q	=	152	kN/m^2	
	Lebar timb	=	13.6	m	
h fluktuasi	=	2	m		

Perhitungan Penurunan Akibat Timbunan

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H m	Z m	Cc	Cs	eo	γ' kN/m^3	Akibat Beban Timbunan				ΔP kN/m^2	P_o' kN/m^2	ΔP_f kN/m^2	$P_o' + \Delta P$ kN/m^2	Ket < atau >	P_c' kN/m^2	OCR	Cek Kondisi NC / OC	Sci m	Sigma Sci m																		
										m	n	x/z	y/z											I (Grafik)																	
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542	6.32	54.40	-	0.25																													
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.382	0.055	1.542	6.32	18.13	-	0.25	Replacement soil layers																												
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.382	0.055	1.542	6.32	10.88	-	0.25																													
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.382	0.055	1.542	6.32	7.77	-	0.25																													
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.382	0.055	1.542	6.32	6.04	-	0.25	152.00	14.225	20	166.225	>	34.225	2.406	OC	0.056	0.056																			
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.32	4.95	-	0.25	152.00	17.386	20	169.386	>	37.386	2.150	OC	0.053	0.108																			
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.32	4.18	-	0.25	152.00	20.547	20	172.547	>	40.547	1.973	OC	0.050	0.159																			
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.32	3.63	-	0.25	152.00	23.708	20	175.708	>	43.708	1.844	OC	0.048	0.207																			
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.32	3.20	-	0.25	152.00	26.869	20	178.869	>	46.869	1.744	OC	0.046	0.253																			
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.293	0.042	1.246	7.24	2.86	-	0.25	149.57	30.261	20	179.829	>	50.261	1.661	OC	0.038	0.291																			
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.293	0.042	1.246	7.24	2.59	-	0.25	148.96	33.883	20	182.843	>	53.883	1.590	OC	0.036	0.328																			
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.293	0.042	1.246	7.24	2.41	-	0.24	147.74	36.780	20	184.524	>	56.780	1.544	OC	0.021	0.349																			
Total penurunan =																																								0.349	m

PERHITUNGAN SC AKIBAT PAVEMENT

	H	BJ (kN/m ³)	Beban (kN/m ³)	
Rigid Pavement (m)	0.2	24	4.8	
Lean Concrete (m)	0.1	24	2.4	
Agg. Lapis Pondasi (m)	0.2	18	3.6	+
		Total Q	10.8	(kn/m ³)
x =	13.6	m		
y =	-			
H timbunan	=	8	m	

KETEBALAN PAVEMENT

	H (m)
Rigid Pavement (m)	= 0.2
Lean Concrete (m)	= 0.1
Agg. Lapis Pondasi (m)	= 0.2
Total H	= 0.5

KETEBALAN AKIBAT BEBAN TRAFFIC

H timb. dicoba	=	8	m
γ timb	=	19	kn/m ³
Bacaan Q traffic	=	2.5	kn/m ²
H-traffic	=	0.1316	m

Elevasi dari tanah dasar			Titik tinjau	H (m)	Pusat tanah (m)	C _c	C _s	e _o	Akibat beban perkerasan				ΔP Kn/m ²	Po' Kn/m ²	Po'+ΔP Kn/m ²	Ket. (> atau <)	Pc' Kn/m ²	OCR	Cek NC or OC	Sci (m)	Sci sigma (m)
									z (m)	m x/z	n y/z	I (grafik)									
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.38	0.05	1.54	8.25	1.65	-	0.235	Replacement soil layers								
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.38	0.05	1.54	8.75	1.55	-	0.232									
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.38	0.05	1.54	9.25	1.47	-	0.228									
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.38	0.05	1.54	9.75	1.39	-	0.226									
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.38	0.05	1.54	10.25	1.33	-	0.223									
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.38	0.05	1.54	10.75	1.27	-	0.221	9.5472	17.39	26.93317	<	37.39	2.150353	OC	0.002038	0.004
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.38	0.05	1.54	11.25	1.21	-	0.218	9.4176	20.55	29.96465	<	40.55	1.973376	OC	0.001757	0.006
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.38	0.05	1.54	11.75	1.16	-	0.215	9.288	23.71	32.99614	<	43.71	1.843592	OC	0.00154	0.008
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.38	0.05	1.54	12.25	1.11	-	0.211	9.1152	26.87	35.98442	<	46.87	1.744346	OC	0.00136	0.009
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.29	0.04	1.25	12.75	1.07	-	0.208	8.9856	30.26	39.24636	<	50.26	1.660922	OC	0.001051	0.010
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.29	0.04	1.25	13.25	1.03	-	0.205	8.856	33.88	42.73876	<	53.88	1.590271	OC	0.000939	0.011
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.29	0.04	1.25	13.65	1.00	-	0.204	8.8128	36.78	45.59315	<	56.78	1.543769	OC	0.000521	0.012
																		Total SC Q pav.		0.012	m

4	Misal :			x =	13.6	m
	H timbunan	=	10	m		
	γ timbunan	=	19	kN/m ³	y =	-
	Didapat q	=	190	kN/m ²		
	Lebar timb	=	13.6	m		
h fluktuasi	=	2	m			

Perhitungan Penurunan Akibat Timbunan

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H m	Z m	Cc	Cs	eo	γ' kN/m ³	Akibat Beban Timbunan				ΔP kN/m ²	Po' kN/m ²	ΔPf kN/m ²	Po' + ΔP kN/m ²	Ket	Pc' kN/m ²	OCR	Cek Kondisi	Sci m	Sigma Sci m	
										< atau >	NC / OC	Sci m												
										m	n		I (Grafik)											
										x/z	y/z													
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542	6.32	54.40	-	0.25	Replacement soil layers											
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.382	0.055	1.542	6.32	18.13	-	0.25												
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.382	0.055	1.542	6.32	10.88	-	0.25												
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.382	0.055	1.542	6.32	7.77	-	0.25												
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.382	0.055	1.542	6.32	6.04	-	0.25		190.00	14.225	20	204.225	>	34.225	2.406	OC	0.062	0.062	
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.32	4.95	-	0.25		190.00	17.386	20	207.386	>	37.386	2.150	OC	0.059	0.122	
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.32	4.18	-	0.25		190.00	20.547	20	210.547	>	40.547	1.973	OC	0.057	0.179	
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.32	3.63	-	0.25		190.00	23.708	20	213.708	>	43.708	1.844	OC	0.055	0.233	
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.32	3.20	-	0.25		190.00	26.869	20	216.869	>	46.869	1.744	OC	0.053	0.286	
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.293	0.042	1.246	7.24	2.86	-	0.25		186.96	30.261	20	217.221	>	50.261	1.661	OC	0.043	0.329	
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.293	0.042	1.246	7.24	2.59	-	0.25	186.20	33.883	20	220.083	>	53.883	1.590	OC	0.042	0.371		
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.293	0.042	1.246	7.24	2.41	-	0.24	184.68	36.780	20	221.460	>	56.780	1.544	OC	0.024	0.395		
Total penurunan =																					0.395		m	

PERHITUNGAN SC AKIBAT PAVEMENT

	H	BJ (kN/m ²)	Beban (kN/m ²)	
Rigid Pavement (m)	0.2	24	4.8	
Lean Concrete (m)	0.1	24	2.4	
Agg. Lapis Pondasi (m)	0.2	18	3.6	+
		Total Q	10.8	(kN/m ²)
x =	13.6	m		
y =	-			
H timbunan	=	10	m	

KETEBALAN PAVEMENT

	H (m)
Rigid Pavement (m)	= 0.2
Lean Concrete (m)	= 0.1
Agg. Lapis Pondasi (m)	= 0.2
Total H	= 0.5

KETEBALAN AKIBAT BEBAN TRAFFIC

H timb. dicoba	=	10	m
γ timb	=	19	kn/m ³
Bacaan Q traffic	=	2.5	kn/m ²
H-traffic	=	0.1316	m

Elevasi dari tanah dasar			Titik tinjau			H (m)	Pusat tanah (m)	C _c	C _s	e _o	Akibat beban perkerasan				ΔP Kn/m ²	Po' Kn/m ²	Po'+ΔP Kn/m ²	Ket. (> atau <)	Pc' Kn/m ²	OCR	Cek NC or OC	Sci (m)	Sci sigma (m)
											z (m)	m x/z	n y/z	I (grafik)									
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.38	0.05	1.54	12.25	1.33	-	0.223	Replacement soil layers										
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.38	0.05	1.54	10.75	1.27	-	0.221											
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.38	0.05	1.54	11.25	1.21	-	0.218											
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.38	0.05	1.54	11.75	1.16	-	0.215											
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.38	0.05	1.54	12.25	1.11	-	0.211	9.1152	14.22	23.34008	<	34.22	2.405987	OC	0.002306	0.002		
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.38	0.05	1.54	12.75	1.07	-	0.208	8.9856	17.39	26.37157	<	37.39	2.150353	OC	0.00194	0.004		
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.38	0.05	1.54	13.25	1.03	-	0.205	8.856	20.55	29.40305	<	40.55	1.973376	OC	0.001669	0.006		
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.38	0.05	1.54	13.75	0.99	-	0.204	8.8128	23.71	32.52094	<	43.71	1.843592	OC	0.001472	0.007		
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.38	0.05	1.54	14.25	0.95	-	0.203	8.7696	26.87	35.63882	<	46.87	1.744346	OC	0.001315	0.009		
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.29	0.04	1.25	14.75	0.92	-	0.198	8.5536	30.26	38.81436	<	50.26	1.660922	OC	0.001007	0.010		
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.29	0.04	1.25	15.25	0.89	-	0.196	8.4672	33.88	42.34996	<	53.88	1.590271	OC	0.000902	0.011		
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.29	0.04	1.25	15.65	0.87	-	0.195	8.424	36.78	45.20435	<	56.78	1.543769	OC	0.0005	0.011		
																			Total SC Q pav.		0.011	m	

5	Misal :			x =	13.6	m
	H timbunan	=	12	m	y =	-
	γ timbunan	=	19	kN/m ³		
	Didapat q	=	228	kN/m ²		
	Lebar timbunan fluktuasi	=	2	m		

Perhitungan Penurunan Akibat Timbunan

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H	Z	Cc	Cs	eo	γ'	Akibat Beban Timbunan				ΔP	Po'	ΔP_f	Po' + ΔP	Ket	Pc'	OCR	Cek Kondisi	Sci	Sigma Sci	
										< atau >		NC / OC	m					m						
				m	m				kN/m ³	m	n	l (Grafik)	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²		kN/m ³		OC	m	m		
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542	6.32	54.40	-	0.25	Replacement soil layers											
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.382	0.055	1.542	6.32	18.13	-	0.25												
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.382	0.055	1.542	6.32	10.88	-	0.25												
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.382	0.055	1.542	6.32	7.77	-	0.25												
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.382	0.055	1.542	6.32	6.04	-	0.25												
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.32	4.95	-	0.25	228.00	14.225	20	242.225	>	34.225	2.406	OC	0.068	0.068		
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.32	4.95	-	0.25	228.00	17.386	20	245.386	>	37.386	2.150	OC	0.065	0.133		
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.32	4.18	-	0.25	228.00	20.547	20	248.547	>	40.547	1.973	OC	0.062	0.195		
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.32	3.63	-	0.25	228.00	23.708	20	251.708	>	43.708	1.844	OC	0.060	0.255		
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.32	3.20	-	0.25	228.00	26.869	20	254.869	>	46.869	1.744	OC	0.058	0.313		
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.293	0.042	1.246	7.24	2.86	-	0.25	224.35	30.261	20	254.613	>	50.261	1.661	OC	0.048	0.361		
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.293	0.042	1.246	7.24	2.59	-	0.25	223.44	33.883	20	257.323	>	53.883	1.590	OC	0.046	0.407		
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.293	0.042	1.246	7.24	2.41	-	0.24	221.62	36.780	20	258.396	>	56.780	1.544	OC	0.027	0.434		
Total penurunan =																					0.434		m	

PERHITUNGAN SC AKIBAT PAVEMENT

	H	BJ (kN/m ³)	Beban (kN/m ²)	
Rigid Pavement (m)	0.2	24	4.8	
Lean Concrete (m)	0.1	24	2.4	
Agg. Lapis Pondasi (m)	0.2	18	3.6	+
		Total Q	10.8	(kN/m ²)
x =	13.6	m		
y =	-			
H timbunan	=	12	m	

KETEBALAN PAVEMENT

	H (m)
Rigid Pavement (m)	= 0.2
Lean Concrete (m)	= 0.1
Agg. Lapis Pondasi (m)	= 0.2
Total H	= 0.5

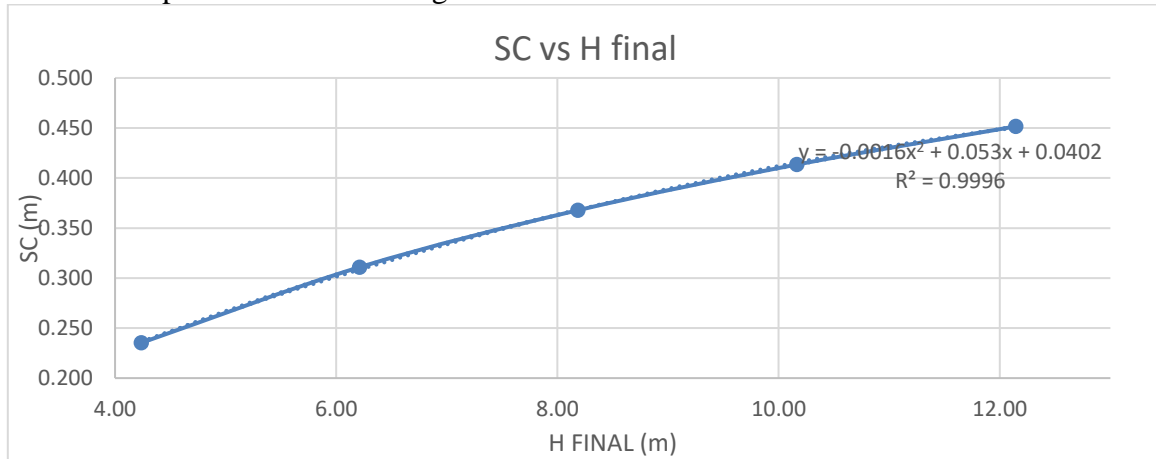
KETEBALAN AKIBAT BEBAN TRAFFIC

H timb. dicoba	=	12	m
γ timb	=	19	kn/m ³
Bacaan Q traffic	=	2.5	kn/m ²
H-traffic	=	0.1316	m

Elevasi dari tanah dasar			Titik tinjau	H (m)	Pusat tanah (m)	C _c	C _s	e _s	Akibat beban perkerasan				ΔP Knm ⁻²	Po' Knm ⁻²	Po'+ΔP Knm ⁻²	Ket. (> atau <)	Pc' Knm ⁻²	OCR	Cek NC or OC	Sci (m)	Sci sigma (m)	
									z (m)	m x/z	n y/z	I (grafik)										
0	s/d	0.5	a	0.5	0.25	0.38	0.05	1.54	12.25	1.11	-	0.211	Replacement soil layers									
0.5	s/d	1	b	0.5	0.75	0.38	0.05	1.54	12.75	1.07	-	0.208										
1	s/d	1.5	c	0.5	1.25	0.38	0.05	1.54	13.25	1.03	-	0.205										
1.5	s/d	2	d	0.5	1.75	0.38	0.05	1.54	13.75	0.99	-	0.204										
2	s/d	2.5	e	0.5	2.25	0.38	0.05	1.54	14.25	0.95	-	0.203		8.7696	14.22	22.99448	<	34.22	2.405987	OC	0.002237	0.002
2.5	s/d	3	f	0.5	2.75	0.38	0.05	1.54	14.75	0.92	-	0.198	8.5536	17.39	25.93957	<	37.39	2.150353	OC	0.001863	0.004	
3	s/d	3.5	g	0.5	3.25	0.38	0.05	1.54	15.25	0.89	-	0.196	8.4672	20.55	29.01425	<	40.55	1.973376	OC	0.001607	0.006	
3.5	s/d	4	h	0.5	3.75	0.38	0.05	1.54	15.75	0.86	-	0.195	8.424	23.71	32.13214	<	43.71	1.843592	OC	0.001416	0.007	
4	s/d	4.5	i	0.5	4.25	0.38	0.05	1.54	16.25	0.84	-	0.192	8.2944	26.87	35.16362	<	46.87	1.744346	OC	0.001253	0.008	
4.5	s/d	5	j	0.5	4.75	0.29	0.04	1.25	16.75	0.81	-	0.189	8.1648	30.26	38.42556	<	50.26	1.660922	OC	0.000966	0.009	
5	s/d	5.5	k	0.5	5.25	0.29	0.04	1.25	17.25	0.79	-	0.185	7.992	33.88	41.87476	<	53.88	1.590271	OC	0.000856	0.010	
5.5	s/d	5.8	l	0.3	5.65	0.29	0.04	1.25	17.65	0.77	-	0.184	7.9488	36.78	44.72915	<	56.78	1.543769	OC	0.000475	0.011	
																			Total SC Q pav.		0.011	m

No	H Final	Sc
	(m)	(m)
1	4.24	0.235
2	6.21	0.311
3	8.18	0.368
4	10.16	0.413
5	12.15	0.452

Lampiran 6 Grafik hubungan H-final dan Sc STA 22+500 s/d STA 23+000



Lampiran 7 Timbunan Bertahap STA 22+500

		Tahapan Penimbunan																		
Tahapan Penimbunan	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Minggu ke-	0																			
	1	1																		
	2	2	1																	
	3	3	2	1																
	4	4	3	2	1															
	5	5	4	3	2	1														
	6	6	5	4	3	2	1													
	7	7	6	5	4	3	2	1												
	8	8	7	6	5	4	3	2	1											
	9	9	8	7	6	5	4	3	2	1										
	10	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1									
	11	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1								
	12	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1							
	13	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1						
	14	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1					
	15	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1				
	16	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1			
	17	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1		
	18	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	
	19	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
20	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1

Tahap	h	h timbunan	q
	(m)	(m)	(kn/m ²)
1	0.5	0.5	9.5
2	0.5	1	9.5
3	0.5	1.5	9.5
4	0.5	2	9.5
5	0.5	2.5	9.5
6	0.5	3	9.5
7	0.5	3.5	9.5
8	0.5	4	9.5
9	0.5	4.5	9.5
10	0.5	5	9.5
11	0.5	5.5	9.5
12	0.5	6	9.5
13	0.5	6.5	9.5
14	0.5	7	9.5
15	0.5	7.5	9.5
16	0.5	8	9.5
17	0.5	8.5	9.5
18	0.5	9	9.5
19	0.50	9.5	9.5
20	0.03	9.53	0.66

Perubahan tegangan di tiap lapisan tanah pada derajat konsolidasi, U = 100% umur 20 Minggu

Tahap Perimbunan = 0.5 m = 5.50 kN/m²
 = 0.8 m = 6.66 kN/m²

Derajat Konsolidasi 100%

Elevasi dari tanah dasar			Tinggi Tinjau	H	Pusat	Z	P ₀	e1'	e2'	e3'	e4'	e5'	e6'	e7'	e8'	e9'	e10'	e11'	e12'	e13'	e14'	e15'	e16'	e17'	e18'	e19'	e20'
				m	m	m	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
0	0.5	0.5	a	0.5	0.25	0.25	1.58	11.08	20.58	30.08	39.58	49.08	58.58	68.08	77.58	87.08	96.45	105.74	115.01	124.24	133.38	142.45	151.45	160.42	169.31	178.05	186.65
0.5	1	1	b	0.5	0.25	0.75	4.74	14.24	23.74	33.24	42.74	52.24	61.74	71.24	80.74	90.09	99.40	108.67	117.91	127.03	136.11	145.11	154.08	162.97	171.71	180.34	188.94
1	1.5	1.5	c	0.5	0.25	1.25	7.90	17.40	26.90	36.40	45.90	55.40	64.90	74.40	83.75	93.06	102.33	111.57	120.69	129.77	138.77	147.74	156.63	165.37	174.00	182.55	191.04
1.5	2	2	d	0.5	0.25	1.75	11.06	20.56	30.06	39.56	49.06	58.56	68.06	77.41	86.71	95.99	105.23	114.35	123.43	132.44	141.40	150.30	159.04	167.66	176.21	184.69	193.27
2	2.5	2.5	e	0.5	0.25	2.25	14.22	23.72	33.22	42.72	52.22	61.72	71.07	80.38	89.65	98.89	108.01	117.09	126.10	135.06	143.96	152.70	161.32	169.87	178.35	186.67	194.93
2.5	3	3	f	0.5	0.25	2.75	17.39	26.89	36.39	45.89	55.39	64.73	74.04	83.32	92.55	101.67	110.75	119.78	128.73	137.62	146.36	154.98	163.53	172.01	180.33	188.61	196.81
3	3.5	3.5	g	0.5	0.25	3.25	20.55	30.05	39.55	49.05	58.40	67.71	76.98	86.21	95.33	104.41	113.42	122.39	131.28	140.02	148.65	157.20	165.67	173.99	182.28	190.45	198.50
3.5	4	4	h	0.5	0.25	3.75	23.71	33.21	42.71	52.06	61.37	70.64	79.87	89.09	98.07	107.08	116.05	124.94	133.68	142.31	150.86	159.33	167.65	175.94	184.11	192.18	199.68
4	4.5	4.5	i	0.5	0.25	4.25	26.87	36.37	45.72	55.03	64.30	73.53	82.65	91.74	100.74	109.71	118.60	127.34	135.97	144.52	152.99	161.31	169.60	177.77	185.79	193.69	194.23
4.5	5	5	j	0.5	0.25	4.75	30.02	39.61	48.92	58.19	67.42	76.54	85.63	94.63	103.60	112.49	121.23	129.86	138.41	146.88	155.20	163.49	171.66	179.68	187.58	195.37	195.91
5	5.5	5.5	k	0.5	0.25	5.25	33.88	43.19	52.46	61.70	70.82	79.90	88.91	97.87	106.77	115.51	124.13	132.68	141.16	149.48	157.76	165.93	173.95	181.85	189.64	197.40	197.93
5.5	5.8	5.8	l	0.3	0.15	5.65	36.78	46.01	55.25	64.41	73.49	82.53	91.50	100.39	109.13	117.76	126.31	134.78	143.14	151.43	159.60	167.73	175.63	183.42	191.17	198.89	199.42

Nilai α_p Top Lahan

Perubahan Teg.		P0	BP1	BP2	BP3	BP4	BP5	BP6	BP7	BP8	BP9	BP10	BP11	BP12	BP13	BP14	BP15	BP16	BP17	BP18	BP19	BP20	Zs'	Zs''		
Tinggi Perimbunan		kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²			kg/m ²	
Umur Timbunan		-	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1				
Upermissible (%)		1	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%		
Kedalaman (m)																							kn/m2	kg/cm ²		
0	1/0	0.5	1.58	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.35	9.31	9.27	9.23	9.12	9.08	9.01	8.97	8.89	8.74	0.60	170.65	1.707		
0.5	1/0	1	4.74	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.35	9.31	9.27	9.23	9.12	9.08	9.01	8.97	8.89	8.74	0.63	0.60	180.94	1.809		
1	1/0	1.5	7.90	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.35	9.31	9.27	9.23	9.12	9.08	9.01	8.97	8.89	8.74	0.63	0.55	0.59	193.14	1.931		
1.5	1/0	2	11.06	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.35	9.31	9.27	9.23	9.12	9.08	9.01	8.97	8.89	8.74	0.63	0.55	0.47	0.58	195.17	1.953		
2	1/0	2.5	14.22	9.50	9.50	9.50	9.50	9.35	9.31	9.27	9.23	9.12	9.08	9.01	8.97	8.89	8.74	0.63	0.55	0.47	0.32	0.58	197.25	1.971		
2.5	1/0	3	17.39	9.50	9.50	9.50	9.50	9.35	9.31	9.27	9.23	9.12	9.08	9.01	8.97	8.89	8.74	0.63	0.55	0.47	0.32	0.28	0.57	199.18	1.992	
3	1/0	3.5	20.55	9.50	9.50	9.50	9.35	9.31	9.27	9.23	9.12	9.08	9.01	8.97	8.89	8.74	0.63	0.55	0.47	0.32	0.28	0.17	0.56	191.00	1.910	
3.5	1/0	4	23.71	9.50	9.50	9.50	9.35	9.31	9.27	9.23	9.12	9.08	9.01	8.97	8.89	8.74	0.63	0.55	0.47	0.32	0.28	0.17	0.02	0.55	193.68	1.937
4	1/0	4.5	26.87	9.50	9.35	9.31	9.27	9.23	9.12	9.08	9.01	8.97	8.89	8.74	0.63	0.55	0.47	0.32	0.28	0.17	0.02	0.79	0.54	194.12	1.942	
4.5	1/0	5	30.26	9.35	9.31	9.27	9.23	9.12	9.08	9.01	8.97	8.89	8.74	0.63	0.55	0.47	0.32	0.28	0.17	0.02	0.79	0.79	0.54	195.91	1.959	
5	1/0	5.5	33.88	9.31	9.27	9.23	9.12	9.08	9.01	8.97	8.89	8.74	0.63	0.55	0.47	0.32	0.28	0.17	0.02	0.79	0.79	0.75	0.54	197.63	1.979	
5.5	1/0	5.8	36.78	9.23	9.23	9.16	9.08	9.04	8.97	8.89	8.74	0.63	0.55	0.47	0.36	0.28	0.17	0.13	0.02	0.79	0.79	0.75	0.71	0.54	199.42	1.994

q = 9.50 Kn/m²

Penimbunan Tahap 1

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H	Z	Cc	Cs	eo	γ	Akibat Beban Timbunan			Po'	Σ(Po' + ΔPa')	Ket. (> atau <)	Pe'	Σ(Po'+ΔPa') (ΔPe'-Ia)	Perhitungan Sc	Sc Kumulatif	Sc pukai								
				m	m					m	m	n									I (Grafik)	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²				
0	sd	0.5	a	0.5	0.25	0.382	0.055	1.542	6.322	54.40	-	0.25	1.581	11.081	<	21.581	1.581	0.00907	0.009	0.030								
0.5	sd	1	b	0.5	0.75	0.382	0.055	1.542	6.322	18.13	-	0.25	4.742	14.242	<	24.742	4.742	0.00512	0.014		0.003							
1	sd	1.5	c	0.5	1.25	0.382	0.055	1.542	6.322	10.88	-	0.25	7.903	17.403	<	27.903	7.903	0.00368	0.018			0.003						
1.5	sd	2	d	0.5	1.75	0.382	0.055	1.542	6.322	7.77	-	0.25	11.064	20.564	<	31.064	11.064	0.00289	0.021				0.003					
2	sd	2.5	e	0.5	2.25	0.382	0.055	1.542	6.322	6.04	-	0.25	14.225	23.725	<	34.225	14.225	0.00238	0.023					0.003				
2.5	sd	3	f	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.322	4.95	-	0.25	17.386	26.886	<	37.386	17.386	0.00203	0.025						0.003			
3	sd	3.5	g	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.322	4.18	-	0.25	20.547	30.047	<	40.547	20.547	0.00177	0.027							0.003		
3.5	sd	4	h	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.322	3.63	-	0.25	23.708	33.208	<	43.708	23.708	0.00157	0.029								0.003	
4	sd	4.5	i	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.322	3.20	-	0.25	26.869	36.369	<	46.869	26.869	0.00141	0.030									0.003
4.5	sd	5	j	0.5	4.75	0.293	0.042	1.246	7.244	2.86	-	0.25	30.261	39.609	<	50.261	30.261	0.00109	0.031									
5	sd	5.5	k	0.5	5.25	0.293	0.042	1.246	7.244	2.59	-	0.25	33.883	43.193	<	53.883	33.883	0.00098	0.032	0.003								
5.5	sd	5.8	l	0.3	5.65	0.293	0.042	1.246	7.244	2.41	-	0.24	36.780	46.014	<	56.780	36.780	0.00054	0.033		0.003							

q = 9.50 Kn/m²

Penimbunan Tahap 2

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H	Z	Cc	Cs	eo	γ	Akibat Beban Timbunan			Po'	Σ(Po' + ΔPa')	Ket. (> atau <)	Pe'	Σ(Po'+ΔPa') (ΔPe'-Ia)	Perhitungan Sc	Sc Kumulatif	Sc pukai								
				m	m					m	m	n									I (Grafik)	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²				
0	sd	0.5	a	0.5	0.75	0.382	0.055	1.542	6.322	18.13	-	0.25	1.581	20.581	<	21.581	11.081	0.00288	0.003	0.016								
0.5	sd	1	b	0.5	1.25	0.382	0.055	1.542	6.322	10.88	-	0.25	4.742	23.742	<	24.742	14.242	0.00238	0.005		0.002							
1	sd	1.5	c	0.5	1.75	0.382	0.055	1.542	6.322	7.77	-	0.25	7.903	26.903	<	27.903	17.403	0.00203	0.007			0.002						
1.5	sd	2	d	0.5	2.25	0.382	0.055	1.542	6.322	6.04	-	0.25	11.064	30.064	<	31.064	20.564	0.00177	0.009				0.002					
2	sd	2.5	e	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.322	4.95	-	0.25	14.225	33.225	<	34.225	23.725	0.00157	0.011					0.002				
2.5	sd	3	f	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.322	4.18	-	0.25	17.386	36.386	<	37.386	26.886	0.00141	0.012						0.002			
3	sd	3.5	g	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.322	3.63	-	0.25	20.547	39.547	<	40.547	30.047	0.00128	0.013							0.002		
3.5	sd	4	h	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.322	3.20	-	0.25	23.708	42.708	<	43.708	33.208	0.00117	0.014								0.002	
4	sd	4.5	i	0.5	4.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.86	-	0.25	26.869	45.717	<	46.869	36.369	0.00107	0.016									0.002
4.5	sd	5	j	0.5	5.25	0.293	0.042	1.246	7.244	2.59	-	0.25	30.261	48.919	<	50.261	39.609	0.00085	0.016									
5	sd	5.5	k	0.5	5.75	0.293	0.042	1.246	7.244	2.37	-	0.24	33.883	52.465	<	53.883	43.193	0.00079	0.017	0.002								
5.5	sd	5.8	l	0.3	6.15	0.293	0.042	1.246	7.244	2.21	-	0.24	36.780	55.248	<	56.780	46.014	0.00044	0.018		0.002							

q = 9.50 Km/m²

Penimbunan Tahap 3

Elevasi dan tanah dasar			Tnk Tajau	H	Z	Cc	Cs	eo	y'	Akibat Beban Timbunan				Ket. (> atau <)	Pe' kN/m ²	Σ(Po'+ΔPn') (ΔPi'-Im)	Cek Persamaan	Perhitungan Sc m	Sc Kumulatif m	Sc pakai m	
										m	n	1 (Grafik)	kN/m ²								kN/m ²
0	sd	0.5	a	0.5	1.25	0.382	0.055	1.542	6.322	10.88	-	0.25	1.581	30.081	>	21.581	20.581	Persamaan 2	0.01105	0.011	
0.5	sd	1	b	0.5	1.75	0.382	0.055	1.542	6.322	7.77	-	0.25	4.742	33.242	>	24.742	23.742	Persamaan 2	0.00982	0.021	
1	sd	1.5	c	0.5	2.25	0.382	0.055	1.542	6.322	6.04	-	0.25	7.903	36.403	>	27.903	26.903	Persamaan 2	0.00884	0.030	
1.5	sd	2	d	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.322	4.95	-	0.25	11.064	39.564	>	31.064	30.064	Persamaan 2	0.00804	0.038	
2	sd	2.5	e	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.322	4.18	-	0.25	14.225	42.725	>	34.225	33.225	Persamaan 2	0.00737	0.045	
2.5	sd	3	f	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.322	3.63	-	0.25	17.386	45.886	>	37.386	36.386	Persamaan 2	0.00680	0.052	
3	sd	3.5	g	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.322	3.20	-	0.25	20.547	49.047	>	40.547	39.547	Persamaan 2	0.00632	0.058	
3.5	sd	4	h	0.5	4.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.86	-	0.25	23.708	52.056	>	43.708	42.708	Persamaan 2	0.00581	0.064	
4	sd	4.5	i	0.5	5.25	0.382	0.055	1.542	6.322	2.59	-	0.25	26.869	55.027	>	46.869	45.717	Persamaan 2	0.00535	0.069	
4.5	sd	5	j	0.5	5.75	0.293	0.042	1.246	7.244	2.37	-	0.24	30.261	58.191	>	50.261	48.919	Persamaan 2	0.00436	0.074	
5	sd	5.5	k	0.5	6.25	0.293	0.042	1.246	7.244	2.18	-	0.24	33.883	61.699	>	53.883	52.465	Persamaan 2	0.00394	0.078	
5.5	sd	5.8	l	0.3	6.65	0.293	0.042	1.246	7.244	2.05	-	0.24	36.780	64.406	>	56.780	55.248	Persamaan 2	0.00321	0.080	

q = 9.50 Km/m²

Penimbunan Tahap 4

Elevasi dan tanah dasar			Tnk Tajau	H	Z	Cc	Cs	eo	y'	Akibat Beban Timbunan				Ket. (> atau <)	Pe' kN/m ²	Σ(Po'+ΔPn') (ΔPi'-Im)	Cek Persamaan	Perhitungan Sc m	Sc Kumulatif m	Sc pakai m	
										m	n	1 (Grafik)	kN/m ²								kN/m ²
0	sd	0.5	a	0.5	1.75	0.382	0.055	1.542	6.322	7.77	-	0.25	1.581	39.581	>	21.581	30.081	Persamaan 3	0.0089	0.009	
0.5	sd	1	b	0.5	2.25	0.382	0.055	1.542	6.322	6.04	-	0.25	4.742	43.242	>	24.742	33.242	Persamaan 3	0.0082	0.017	
1	sd	1.5	c	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.322	4.95	-	0.25	7.903	45.903	>	27.903	36.403	Persamaan 3	0.0078	0.025	
1.5	sd	2	d	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.322	4.18	-	0.25	11.064	49.064	>	31.064	39.564	Persamaan 3	0.0070	0.032	
2	sd	2.5	e	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.322	3.63	-	0.25	14.225	52.225	>	34.225	42.725	Persamaan 3	0.0065	0.038	
2.5	sd	3	f	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.322	3.20	-	0.25	17.386	55.386	>	37.386	45.886	Persamaan 3	0.0061	0.044	
3	sd	3.5	g	0.5	4.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.86	-	0.25	20.547	58.395	>	40.547	49.047	Persamaan 3	0.0057	0.050	
3.5	sd	4	h	0.5	5.25	0.382	0.055	1.542	6.322	2.59	-	0.25	23.708	61.366	>	43.708	52.056	Persamaan 3	0.0054	0.055	
4	sd	4.5	i	0.5	5.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.37	-	0.24	26.869	64.299	>	46.869	55.027	Persamaan 3	0.0051	0.061	
4.5	sd	5	j	0.5	6.25	0.293	0.042	1.246	7.244	2.18	-	0.24	30.261	67.425	>	50.261	58.191	Persamaan 3	0.0042	0.065	
5	sd	5.5	k	0.5	6.75	0.293	0.042	1.246	7.244	2.01	-	0.24	33.883	70.819	>	53.883	61.699	Persamaan 3	0.0039	0.069	
5.5	sd	5.8	l	0.3	7.15	0.293	0.042	1.246	7.244	1.90	-	0.24	36.780	73.488	>	56.780	64.406	Persamaan 3	0.0032	0.071	

q = 9.50 Km/m²

Penimbunan Tahap 5

Elevasi dari tanah dasar	Titik Tinjau	H	Z	Cc	Cs	eo	γ'	Akibat Beban Timbunan			P ₀ '	Δ(P ₀ ' + ΔP _f)'	Ket (> atau <)	P _c '	Σ(P ₀ ' + ΔP _f)' / (ΔP _f - I _a)	Cek Persamaan	Perhitungan Sc	Sc Kumulatif	Sc paksi			
								m	m	m										m	n	1 (Grafik)
								kN/m ²	v/z	v/z										kN/m ²	kN/m ²	
0	sd	0.5	a	0.5	2.25	0.382	0.055	1.542	6.322	6.04	-	0.25	1.581	49.081	>	21.581	39.581	Persamaan 3	m	m	0.0070	
0.5	sd	1	b	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.322	4.95	-	0.25	4.742	52.242	>	24.742	42.742	Persamaan 3	m	m	0.0055	
1	sd	1.5	c	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.322	4.18	-	0.25	7.903	55.403	>	27.903	45.903	Persamaan 3	m	m	0.0051	
1.5	sd	2	d	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.322	3.63	-	0.25	11.064	58.564	>	31.064	49.064	Persamaan 3	m	m	0.0058	
2	sd	2.5	e	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.322	3.20	-	0.25	14.225	61.725	>	34.225	52.225	Persamaan 3	m	m	0.0054	
2.5	sd	3	f	0.5	4.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.86	-	0.25	17.386	64.734	>	37.386	55.386	Persamaan 3	m	m	0.0051	
3	sd	3.5	g	0.5	5.25	0.382	0.055	1.542	6.322	2.59	-	0.25	20.547	67.705	>	40.547	58.395	Persamaan 3	m	m	0.0048	
3.5	sd	4	h	0.5	5.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.37	-	0.24	23.708	70.638	>	43.708	61.366	Persamaan 3	m	m	0.0046	
4	sd	4.5	i	0.5	6.25	0.382	0.055	1.542	6.322	2.18	-	0.24	26.869	73.533	>	46.869	64.299	Persamaan 3	m	m	0.0044	
4.5	sd	5	j	0.5	6.75	0.293	0.042	1.246	7.244	2.01	-	0.24	30.261	76.545	>	50.261	67.425	Persamaan 3	m	m	0.0036	
5	sd	5.5	k	0.5	7.25	0.293	0.042	1.246	7.244	1.88	-	0.24	33.883	79.901	>	53.883	70.819	Persamaan 3	m	m	0.0034	
5.5	sd	5.8	l	0.3	7.65	0.293	0.042	1.246	7.244	1.78	-	0.24	36.780	82.532	>	56.780	73.488	Persamaan 3	m	m	0.0020	

q = 9.50 Km/m²

Penimbunan Tahap 6

Elevasi dari tanah dasar	Titik Tinjau	H	Z	Cc	Cs	eo	γ'	Akibat Beban Timbunan			P ₀ '	Δ(P ₀ ' + ΔP _f)'	Ket (> atau <)	P _c '	Σ(P ₀ ' + ΔP _f)' / (ΔP _f - I _a)	Cek Persamaan	Perhitungan Sc	Sc Kumulatif	Sc paksi			
								m	m	m										m	n	1 (Grafik)
								kN/m ²	v/z	v/z										kN/m ²	kN/m ²	
0	sd	0.5	a	0.5	2.75	0.382	0.055	1.542	6.322	4.95	-	0.25	1.581	58.581	>	21.581	49.081	Persamaan 3	m	m	0.0058	
0.5	sd	1	b	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.322	4.18	-	0.25	4.742	61.742	>	24.742	52.242	Persamaan 3	m	m	0.0054	
1	sd	1.5	c	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.322	3.63	-	0.25	7.903	64.903	>	27.903	55.403	Persamaan 3	m	m	0.0052	
1.5	sd	2	d	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.322	3.20	-	0.25	11.064	68.064	>	31.064	58.564	Persamaan 3	m	m	0.0049	
2	sd	2.5	e	0.5	4.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.86	-	0.25	14.225	71.073	>	34.225	61.725	Persamaan 3	m	m	0.0046	
2.5	sd	3	f	0.5	5.25	0.382	0.055	1.542	6.322	2.59	-	0.25	17.386	74.044	>	37.386	64.734	Persamaan 3	m	m	0.0044	
3	sd	3.5	g	0.5	5.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.37	-	0.24	20.547	76.972	>	40.547	67.705	Persamaan 3	m	m	0.0042	
3.5	sd	4	h	0.5	6.25	0.382	0.055	1.542	6.322	2.18	-	0.24	23.708	79.872	>	43.708	70.638	Persamaan 3	m	m	0.0040	
4	sd	4.5	i	0.5	6.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.01	-	0.24	26.869	82.653	>	46.869	73.533	Persamaan 3	m	m	0.0038	
4.5	sd	5	j	0.5	7.25	0.293	0.042	1.246	7.244	1.88	-	0.24	30.261	85.627	>	50.261	76.545	Persamaan 3	m	m	0.0032	
5	sd	5.5	k	0.5	7.75	0.293	0.042	1.246	7.244	1.75	-	0.24	33.883	88.907	>	53.883	79.901	Persamaan 3	m	m	0.0030	
5.5	sd	5.8	l	0.3	8.15	0.293	0.042	1.246	7.244	1.67	-	0.24	36.780	91.500	>	56.780	82.532	Persamaan 3	m	m	0.0018	

q = 9.50 Km/m²

Penimbunan Tahap 7

Elevasi dari tanah dasar	Titik Tinjau	H	Z	Cc	Cs	eo	γ'	Akhir Beban Timbunan			Po'	Δ(Po' + ΔPr)	Ket. (> atau <)	Pc'	Δ(Po'+ΔPr) (ΔPr-1m)	Cek Persamaan	Perhitungan Sc	Sc Kumulatif	Sc pakai	
								m	n	l (Grafik)										
								kN/m ³	x/z	y/z										
0	sd	0.5	a	0.5	3.25	0.382	0.055	1.542	6.322	4.18	-	0.25	1.581	68.081	>	21.581	58.581	Persamaan 3	0.0049	0.005
0.5	sd	1	b	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.322	3.63	-	0.25	4.742	71.242	>	24.742	61.742	Persamaan 3	0.0047	0.010
1	sd	1.5	c	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.322	3.20	-	0.25	7.903	74.403	>	27.903	64.903	Persamaan 3	0.0045	0.014
1.5	sd	2	d	0.5	4.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.86	-	0.25	11.064	77.412	>	31.064	68.064	Persamaan 3	0.0042	0.018
2	sd	2.5	e	0.5	5.25	0.382	0.055	1.542	6.322	2.59	-	0.25	14.225	80.383	>	34.225	71.073	Persamaan 3	0.0040	0.022
2.5	sd	3	f	0.5	5.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.37	-	0.24	17.386	83.316	>	37.386	74.044	Persamaan 3	0.0038	0.026
3	sd	3.5	g	0.5	6.25	0.382	0.055	1.542	6.322	2.18	-	0.24	20.547	86.211	>	40.547	76.977	Persamaan 3	0.0037	0.030
3.5	sd	4	h	0.5	6.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.01	-	0.24	23.708	88.992	>	43.708	79.872	Persamaan 3	0.0035	0.033
4	sd	4.5	i	0.5	7.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.88	-	0.24	26.869	91.735	>	46.869	82.633	Persamaan 3	0.0034	0.037
4.5	sd	5	j	0.5	7.75	0.293	0.042	1.246	7.244	1.75	-	0.24	30.261	94.633	>	50.261	85.627	Persamaan 3	0.0028	0.040
5	sd	5.5	k	0.5	8.25	0.293	0.042	1.246	7.244	1.65	-	0.24	33.883	97.875	>	53.883	88.907	Persamaan 3	0.0027	0.042
5.5	sd	5.8	l	0.3	8.65	0.293	0.042	1.246	7.244	1.57	-	0.23	36.780	100.392	>	56.780	91.500	Persamaan 3	0.0016	0.044

q = 9.50 Km/m²

Penimbunan Tahap 8

Elevasi dari tanah dasar	Titik Tinjau	H	Z	Cc	Cs	eo	γ'	Akhir Beban Timbunan			Po'	Δ(Po' + ΔPr)	Ket. (> atau <)	Pc'	Δ(Po'+ΔPr) (ΔPr-1m)	Cek Persamaan	Perhitungan Sc	Sc Kumulatif	Sc pakai	
								m	n	l (Grafik)										
								kN/m ³	x/z	y/z										
0	sd	0.5	a	0.5	3.75	0.382	0.055	1.542	6.322	3.63	-	0.25	1.581	77.581	>	21.581	68.081	Persamaan 3	0.0043	0.004
0.5	sd	1	b	0.5	4.25	0.382	0.055	1.542	6.322	3.20	-	0.25	4.742	80.742	>	24.742	71.242	Persamaan 3	0.0041	0.008
1	sd	1.5	c	0.5	4.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.86	-	0.25	7.903	83.751	>	27.903	74.403	Persamaan 3	0.0039	0.012
1.5	sd	2	d	0.5	5.25	0.382	0.055	1.542	6.322	2.59	-	0.25	11.064	86.722	>	31.064	77.412	Persamaan 3	0.0037	0.016
2	sd	2.5	e	0.5	5.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.37	-	0.24	14.225	89.655	>	34.225	80.383	Persamaan 3	0.0036	0.019
2.5	sd	3	f	0.5	6.25	0.382	0.055	1.542	6.322	2.18	-	0.24	17.386	92.550	>	37.386	83.316	Persamaan 3	0.0034	0.023
3	sd	3.5	g	0.5	6.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.01	-	0.24	20.547	95.331	>	40.547	86.211	Persamaan 3	0.0033	0.026
3.5	sd	4	h	0.5	7.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.88	-	0.24	23.708	98.074	>	43.708	88.992	Persamaan 3	0.0032	0.029
4	sd	4.5	i	0.5	7.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.75	-	0.24	26.869	100.741	>	46.869	91.735	Persamaan 3	0.0031	0.032
4.5	sd	5	j	0.5	8.25	0.293	0.042	1.246	7.244	1.65	-	0.24	30.261	103.601	>	50.261	94.633	Persamaan 3	0.0026	0.035
5	sd	5.5	k	0.5	8.75	0.293	0.042	1.246	7.244	1.55	-	0.23	33.883	106.767	>	53.883	97.875	Persamaan 3	0.0025	0.037
5.5	sd	5.8	l	0.3	9.15	0.293	0.042	1.246	7.244	1.49	-	0.23	36.780	109.132	>	56.780	100.392	Persamaan 3	0.0014	0.039

q = 9.50 kN/m²

Penimbunan Tahap 9

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tajuk	H	Z	Cc	Cs	eo	γ	Akibat Beban Timbunan			P' ₀	Σ(P' ₀ + ΔP' ₀)	Ket. (> atau <)	P' _c	Σ(P' ₀ +ΔP' ₀) / (ΔP' ₀ -I _a)	Cek Persamaan	Perhitungan Sc	Sc Kumulatif	Sc pakai								
										m	m	I (Grafik)										m	n	γ _z					
																									kN/m ²	γ _z	γ _z	kN/m ²	kN/m ²
0	sd	0.5	a	0.5	4.25	0.302	0.055	1.542	6.322	3.20	-	0.25	1.581	87.081	>	21.581	77.581	Persamaan 3	0.0038	0.004	0.029								
0.5	sd	1	b	0.5	4.75	0.302	0.055	1.542	6.322	2.86	-	0.25	4.742	90.090	>	24.742	80.742	Persamaan 3	0.0036	0.007		0.029							
1	sd	1.5	c	0.5	5.25	0.302	0.055	1.542	6.322	2.59	-	0.25	7.903	93.061	>	27.903	83.751	Persamaan 3	0.0034	0.011			0.029						
1.5	sd	2	d	0.5	5.75	0.302	0.055	1.542	6.322	2.37	-	0.24	11.064	95.994	>	31.064	86.722	Persamaan 3	0.0033	0.014				0.029					
2	sd	2.5	e	0.5	6.25	0.302	0.055	1.542	6.322	2.18	-	0.24	14.225	98.889	>	34.225	89.655	Persamaan 3	0.0032	0.017					0.029				
2.5	sd	3	f	0.5	6.75	0.302	0.055	1.542	6.322	2.01	-	0.24	17.386	101.670	>	37.386	92.559	Persamaan 3	0.0031	0.020						0.029			
3	sd	3.5	g	0.5	7.25	0.302	0.055	1.542	6.322	1.88	-	0.24	20.547	104.413	>	40.547	95.331	Persamaan 3	0.0030	0.023							0.029		
3.5	sd	4	h	0.5	7.75	0.302	0.055	1.542	6.322	1.75	-	0.24	23.708	107.080	>	43.708	98.074	Persamaan 3	0.0029	0.026								0.029	
4	sd	4.5	i	0.5	8.25	0.302	0.055	1.542	6.322	1.65	-	0.24	26.869	109.709	>	46.869	100.741	Persamaan 3	0.0028	0.029									0.029
4.5	sd	5	j	0.5	8.75	0.293	0.042	1.246	7.244	1.55	-	0.23	30.261	112.493	>	50.261	103.601	Persamaan 3	0.0023	0.031									
5	sd	5.5	k	0.5	9.25	0.293	0.042	1.246	7.244	1.47	-	0.23	33.883	115.507	>	53.883	106.767	Persamaan 3	0.0022	0.034	0.006								
5.5	sd	5.8	l	0.3	9.65	0.293	0.042	1.246	7.244	1.41	-	0.23	36.780	117.758	>	56.780	109.132	Persamaan 3	0.0013	0.035		0.006							

q = 9.50 kN/m²

Penimbunan Tahap 10

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tajuk	H	Z	Cc	Cs	eo	γ	Akibat Beban Timbunan			P' ₀	Σ(P' ₀ + ΔP' ₀)	Ket. (> atau <)	P' _c	Σ(P' ₀ +ΔP' ₀) / (ΔP' ₀ -I _a)	Cek Persamaan	Perhitungan Sc	Sc Kumulatif	Sc pakai								
										m	m	I (Grafik)										m	n	γ _z					
																									kN/m ²	γ _z	γ _z	kN/m ²	kN/m ²
0	sd	0.5	a	0.5	4.75	0.302	0.055	1.542	6.322	2.86	-	0.25	1.581	96.429	>	21.581	87.081	Persamaan 3	0.0033	0.003	0.026								
0.5	sd	1	b	0.5	5.25	0.302	0.055	1.542	6.322	2.59	-	0.25	4.742	99.400	>	24.742	90.090	Persamaan 3	0.0032	0.007		0.026							
1	sd	1.5	c	0.5	5.75	0.302	0.055	1.542	6.322	2.37	-	0.24	7.903	102.333	>	27.903	93.061	Persamaan 3	0.0031	0.010			0.026						
1.5	sd	2	d	0.5	6.25	0.302	0.055	1.542	6.322	2.18	-	0.24	11.064	105.228	>	31.064	95.994	Persamaan 3	0.0030	0.013				0.026					
2	sd	2.5	e	0.5	6.75	0.302	0.055	1.542	6.322	2.01	-	0.24	14.225	108.009	>	34.225	98.889	Persamaan 3	0.0029	0.015					0.026				
2.5	sd	3	f	0.5	7.25	0.302	0.055	1.542	6.322	1.88	-	0.24	17.386	110.752	>	37.386	101.670	Persamaan 3	0.0028	0.018						0.026			
3	sd	3.5	g	0.5	7.75	0.302	0.055	1.542	6.322	1.75	-	0.24	20.547	113.419	>	40.547	104.413	Persamaan 3	0.0027	0.021							0.026		
3.5	sd	4	h	0.5	8.25	0.302	0.055	1.542	6.322	1.65	-	0.24	23.708	116.048	>	43.708	107.080	Persamaan 3	0.0026	0.024								0.026	
4	sd	4.5	i	0.5	8.75	0.302	0.055	1.542	6.322	1.55	-	0.23	26.869	118.601	>	46.869	109.709	Persamaan 3	0.0025	0.026									0.005
4.5	sd	5	j	0.5	9.25	0.293	0.042	1.246	7.244	1.47	-	0.23	30.261	121.233	>	50.261	112.493	Persamaan 3	0.0021	0.028									
5	sd	5.5	k	0.5	9.75	0.293	0.042	1.246	7.244	1.39	-	0.23	33.883	124.133	>	53.883	115.507	Persamaan 3	0.0020	0.030	0.005								
5.5	sd	5.8	l	0.3	10.15	0.293	0.042	1.246	7.244	1.34	-	0.23	36.780	126.308	>	56.780	117.758	Persamaan 3	0.0012	0.031		0.005							

q = 9.50 Kn/m²

Penimbunan Tahap 11

Elevasi dari tanah dasar			Tink Tujuan	H	Z	Cc	Cs	eo	γ'	Akibat Beban Timbunan			Po'	Σ(Po' + ΔPr)	Ket (> atau <)	Pe'	Σ(Po'+ΔPr)- (ΔPr'-In)	Cek Persamaan	Perhitungan Sc	Sc Kumulatif	Sc paksi
										m	n	I (Grafiik)									
0	sd	0.5	a	0.5	5.25	0.382	0.055	1.542	6.322	2.59	-	0.25	1.581	105.739	>	21.581	96.429	Persamaan 3	0.0030	0.003	
0.5	sd	1	b	0.5	5.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.37	-	0.24	4.742	108.672	>	24.742	99.400	Persamaan 3	0.0029	0.006	
1	sd	1.5	c	0.5	6.25	0.382	0.055	1.542	6.322	2.18	-	0.24	7.903	111.567	>	27.903	102.333	Persamaan 3	0.0028	0.009	
1.5	sd	2	d	0.5	6.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.01	-	0.24	11.064	114.348	>	31.064	105.228	Persamaan 3	0.0027	0.011	
2	sd	2.5	e	0.5	7.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.88	-	0.24	14.225	117.091	>	34.225	108.009	Persamaan 3	0.0026	0.014	
2.5	sd	3	f	0.5	7.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.75	-	0.24	17.386	119.758	>	37.386	110.752	Persamaan 3	0.0025	0.017	
3	sd	3.5	g	0.5	8.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.65	-	0.24	20.547	122.387	>	40.547	113.419	Persamaan 3	0.0025	0.019	
3.5	sd	4	h	0.5	8.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.55	-	0.23	23.708	124.940	>	43.708	116.048	Persamaan 3	0.0024	0.022	
4	sd	4.5	i	0.5	9.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.47	-	0.23	26.869	127.341	>	46.869	118.601	Persamaan 3	0.0023	0.024	
4.5	sd	5	j	0.5	9.75	0.293	0.042	1.246	7.244	1.39	-	0.23	30.261	129.859	>	50.261	121.233	Persamaan 3	0.0019	0.026	
5	sd	5.5	k	0.5	10.25	0.293	0.042	1.246	7.244	1.33	-	0.23	33.883	132.683	>	53.883	124.133	Persamaan 3	0.0019	0.028	
5.5	sd	5.8	l	0.3	10.65	0.293	0.042	1.246	7.244	1.28	-	0.22	36.780	134.782	>	56.780	126.308	Persamaan 3	0.0011	0.029	

q = 9.50 Kn/m²

Penimbunan Tahap 12

Elevasi dari tanah dasar			Tink Tujuan	H	Z	Cc	Cs	eo	γ'	Akibat Beban Timbunan			Po'	Σ(Po' + ΔPr)	Ket (> atau <)	Pe'	Σ(Po'+ΔPr)- (ΔPr'-In)	Cek Persamaan	Perhitungan Sc	Sc Kumulatif	Sc paksi
										m	n	I (Grafiik)									
0	sd	0.5	a	0.5	5.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.37	-	0.24	1.581	115.011	>	21.581	105.739	Persamaan 3	0.0027	0.003	
0.5	sd	1	b	0.5	6.25	0.382	0.055	1.542	6.322	2.18	-	0.24	4.742	117.906	>	24.742	108.672	Persamaan 3	0.0027	0.005	
1	sd	1.5	c	0.5	6.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.01	-	0.24	7.903	120.687	>	27.903	111.567	Persamaan 3	0.0026	0.008	
1.5	sd	2	d	0.5	7.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.88	-	0.24	11.064	123.430	>	31.064	114.348	Persamaan 3	0.0025	0.010	
2	sd	2.5	e	0.5	7.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.75	-	0.24	14.225	126.097	>	34.225	117.091	Persamaan 3	0.0024	0.013	
2.5	sd	3	f	0.5	8.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.65	-	0.24	17.386	128.726	>	37.386	119.758	Persamaan 3	0.0024	0.015	
3	sd	3.5	g	0.5	8.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.55	-	0.23	20.547	131.279	>	40.547	122.387	Persamaan 3	0.0023	0.018	
3.5	sd	4	h	0.5	9.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.47	-	0.23	23.708	133.680	>	43.708	124.940	Persamaan 3	0.0022	0.020	
4	sd	4.5	i	0.5	9.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.39	-	0.23	26.869	135.967	>	46.869	127.341	Persamaan 3	0.0021	0.022	
4.5	sd	5	j	0.5	10.25	0.293	0.042	1.246	7.244	1.33	-	0.23	30.261	138.409	>	50.261	129.859	Persamaan 3	0.0018	0.024	
5	sd	5.5	k	0.5	10.75	0.293	0.042	1.246	7.244	1.27	-	0.22	33.883	141.157	>	53.883	132.683	Persamaan 3	0.0018	0.025	
5.5	sd	5.8	l	0.3	11.15	0.293	0.042	1.246	7.244	1.22	-	0.22	36.780	143.142	>	56.780	134.782	Persamaan 3	0.0010	0.026	

q = 9.50 Kn/m²

Penimbunan Tahap 13

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tujuan	H	Z	Cc	Cs	eo	γ'	Akhut Beban Timbunan			P _o '	Σ(P _o ' + ΔP _{Pr})	Ket (> atau <)	P _e '	Σ(P _o ' + ΔP _{Pr}) / (ΔP _{Pr} - I _m)	Cek Persamaan	Perhitungan Sc	Sc Kumulatif	Sc pakai								
										m	n	I (Grafik)										m	n	I (Grafik)					
																									Kn/m ³	x/z	y/z	Kn/m ³	x/z
0	sd	0.5	a	0.5	6.25	0.382	0.055	1.542	6.322	2.18	-	0.24	1.581	124.245	>	21.581	115.011	Persamaan 3	0.0025	0.003	0.020								
0.5	sd	1	b	0.5	6.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.01	-	0.24	4.742	127.026	>	24.742	117.906	Persamaan 3	0.0024	0.005		0.016							
1	sd	1.5	c	0.5	7.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.88	-	0.24	7.903	129.769	>	27.903	120.687	Persamaan 3	0.0024	0.007			0.012						
1.5	sd	2	d	0.5	7.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.75	-	0.24	11.064	132.436	>	31.064	123.430	Persamaan 3	0.0023	0.010				0.008					
2	sd	2.5	e	0.5	8.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.65	-	0.24	14.225	135.065	>	34.225	126.097	Persamaan 3	0.0022	0.012					0.004				
2.5	sd	3	f	0.5	8.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.55	-	0.23	17.386	137.618	>	37.386	128.726	Persamaan 3	0.0022	0.014						0.001			
3	sd	3.5	g	0.5	9.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.47	-	0.23	20.547	140.019	>	40.547	131.279	Persamaan 3	0.0021	0.016							0.001		
3.5	sd	4	h	0.5	9.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.39	-	0.23	23.708	142.306	>	43.708	133.680	Persamaan 3	0.0020	0.018								0.001	
4	sd	4.5	i	0.5	10.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.33	-	0.23	26.869	144.517	>	46.869	135.967	Persamaan 3	0.0020	0.020									0.001
4.5	sd	5	j	0.5	10.75	0.293	0.042	1.246	7.244	1.27	-	0.22	30.261	146.883	>	50.261	138.409	Persamaan 3	0.0017	0.022									
5	sd	5.5	k	0.5	11.25	0.293	0.042	1.246	7.244	1.21	-	0.22	33.883	149.479	>	53.883	141.157	Persamaan 3	0.0016	0.023	0.001								
5.5	sd	5.8	l	0.3	11.65	0.293	0.042	1.246	7.244	1.17	-	0.22	36.780	151.426	>	56.780	143.142	Persamaan 3	0.0010	0.024									

q = 9.50 Kn/m²

Penimbunan Tahap 14

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tujuan	H	Z	Cc	Cs	eo	γ'	Akhut Beban Timbunan			P _o '	Σ(P _o ' + ΔP _{Pr})	Ket (> atau <)	P _e '	Σ(P _o ' + ΔP _{Pr}) / (ΔP _{Pr} - I _m)	Cek Persamaan	Perhitungan Sc	Sc Kumulatif	Sc pakai								
										m	n	I (Grafik)										m	n	I (Grafik)					
																									Kn/m ³	x/z	y/z	Kn/m ³	x/z
0	sd	0.5	a	0.5	6.75	0.382	0.055	1.542	6.322	2.01	-	0.24	1.581	133.365	>	21.581	124.245	Persamaan 3	0.0023	0.002	0.019								
0.5	sd	1	b	0.5	7.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.88	-	0.24	4.742	136.108	>	24.742	127.026	Persamaan 3	0.0023	0.005		0.015							
1	sd	1.5	c	0.5	7.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.75	-	0.24	7.903	138.775	>	27.903	129.769	Persamaan 3	0.0022	0.007			0.011						
1.5	sd	2	d	0.5	8.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.65	-	0.24	11.064	141.404	>	31.064	132.436	Persamaan 3	0.0021	0.009				0.007					
2	sd	2.5	e	0.5	8.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.55	-	0.23	14.225	143.957	>	34.225	135.065	Persamaan 3	0.0021	0.011					0.003				
2.5	sd	3	f	0.5	9.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.47	-	0.23	17.386	146.558	>	37.386	137.618	Persamaan 3	0.0020	0.013						0.001			
3	sd	3.5	g	0.5	9.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.39	-	0.23	20.547	148.645	>	40.547	140.019	Persamaan 3	0.0019	0.015							0.001		
3.5	sd	4	h	0.5	10.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.33	-	0.23	23.708	150.856	>	43.708	142.306	Persamaan 3	0.0019	0.017								0.001	
4	sd	4.5	i	0.5	10.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.27	-	0.22	26.869	152.991	>	46.869	144.517	Persamaan 3	0.0019	0.019									0.001
4.5	sd	5	j	0.5	11.25	0.293	0.042	1.246	7.244	1.21	-	0.22	30.261	155.205	>	50.261	146.883	Persamaan 3	0.0016	0.020									
5	sd	5.5	k	0.5	11.75	0.293	0.042	1.246	7.244	1.16	-	0.22	33.883	157.763	>	53.883	149.479	Persamaan 3	0.0015	0.022	0.001								
5.5	sd	5.8	l	0.3	12.15	0.293	0.042	1.246	7.244	1.12	-	0.22	36.780	159.596	>	56.780	151.426	Persamaan 3	0.0009	0.023									

q = 9.50 Kn/m²

Penimbunan Tahap 15

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H	Z	Cc	Cs	eo	γ'	Akibat Beban Timbunan				Po'	Σ(Po' + ΔPr)	Ket. (> atau <)	Pe'	Σ(Po'+ΔPr)- (ΔPr-In)	Cek Persamaan	Perhitungan Sc		Sc Kumulatif	Sc pakai					
										m	m	m	n							1 (Grafik)	m			n	m	n	m	n
0	sd	0.5	a	0.5	7.25	0.302	0.055	1.542	6.322	1.88	-	0.24	1.581	142.447	>	21.581	133.365	Persamaan 3	m	m	0.0021	0.002						
0.5	sd	1	b	0.5	7.75	0.302	0.055	1.542	6.322	1.75	-	0.24	4.742	145.114	>	24.742	136.108	Persamaan 3	m	m	0.0021	0.004						
1	sd	1.5	c	0.5	8.25	0.302	0.055	1.542	6.322	1.65	-	0.24	7.903	147.743	>	27.903	138.775	Persamaan 3	m	m	0.0020	0.006						
1.5	sd	2	d	0.5	8.75	0.302	0.055	1.542	6.322	1.55	-	0.23	11.064	150.296	>	31.064	141.404	Persamaan 3	m	m	0.0020	0.008						
2	sd	2.5	e	0.5	9.25	0.302	0.055	1.542	6.322	1.47	-	0.23	14.225	152.697	>	34.225	143.957	Persamaan 3	m	m	0.0019	0.010						
2.5	sd	3	f	0.5	9.75	0.302	0.055	1.542	6.322	1.39	-	0.23	17.386	154.984	>	37.386	146.558	Persamaan 3	m	m	0.0019	0.012						
3	sd	3.5	g	0.5	10.25	0.302	0.055	1.542	6.322	1.33	-	0.23	20.547	157.195	>	40.547	148.645	Persamaan 3	m	m	0.0018	0.014						
3.5	sd	4	h	0.5	10.75	0.302	0.055	1.542	6.322	1.27	-	0.22	23.708	159.330	>	43.708	150.856	Persamaan 3	m	m	0.0018	0.016						
4	sd	4.5	i	0.5	11.25	0.302	0.055	1.542	6.322	1.21	-	0.22	26.869	161.313	>	46.869	152.991	Persamaan 3	m	m	0.0017	0.017						
4.5	sd	5	j	0.5	11.75	0.293	0.042	1.246	7.244	1.16	-	0.22	30.261	163.489	>	50.261	155.205	Persamaan 3	m	m	0.0015	0.019						
5	sd	5.5	k	0.5	12.25	0.293	0.042	1.246	7.244	1.11	-	0.22	33.883	165.933	>	53.883	157.763	Persamaan 3	m	m	0.0014	0.020						
5.5	sd	5.8	l	0.3	12.65	0.293	0.042	1.246	7.244	1.08	-	0.21	36.780	167.728	>	56.780	159.596	Persamaan 3	m	m	0.0008	0.021						

q = 9.50 Kn/m²

Penimbunan Tahap 16

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tinjau	H	Z	Cc	Cs	eo	γ'	Akibat Beban Timbunan				Po'	Σ(Po' + ΔPr)	Ket. (> atau <)	Pe'	Σ(Po'+ΔPr)- (ΔPr-In)	Cek Persamaan	Perhitungan Sc		Sc Kumulatif	Sc pakai					
										m	m	m	n							1 (Grafik)	m			n	m	n	m	n
0	sd	0.5	a	0.5	7.75	0.302	0.055	1.542	6.322	1.75	-	0.24	1.581	151.453	>	21.581	142.447	Persamaan 3	m	m	0.0020	0.002						
0.5	sd	1	b	0.5	8.25	0.302	0.055	1.542	6.322	1.65	-	0.24	4.742	154.082	>	24.742	145.114	Persamaan 3	m	m	0.0020	0.004						
1	sd	1.5	c	0.5	8.75	0.302	0.055	1.542	6.322	1.55	-	0.23	7.903	156.635	>	27.903	147.743	Persamaan 3	m	m	0.0019	0.006						
1.5	sd	2	d	0.5	9.25	0.302	0.055	1.542	6.322	1.47	-	0.23	11.064	159.036	>	31.064	150.296	Persamaan 3	m	m	0.0018	0.008						
2	sd	2.5	e	0.5	9.75	0.302	0.055	1.542	6.322	1.39	-	0.23	14.225	161.323	>	34.225	152.697	Persamaan 3	m	m	0.0018	0.009						
2.5	sd	3	f	0.5	10.25	0.302	0.055	1.542	6.322	1.33	-	0.23	17.386	163.534	>	37.386	154.984	Persamaan 3	m	m	0.0018	0.011						
3	sd	3.5	g	0.5	10.75	0.302	0.055	1.542	6.322	1.27	-	0.22	20.547	165.669	>	40.547	157.195	Persamaan 3	m	m	0.0017	0.013						
3.5	sd	4	h	0.5	11.25	0.302	0.055	1.542	6.322	1.21	-	0.22	23.708	167.652	>	43.708	159.330	Persamaan 3	m	m	0.0017	0.015						
4	sd	4.5	i	0.5	11.75	0.302	0.055	1.542	6.322	1.16	-	0.22	26.869	169.597	>	46.869	161.313	Persamaan 3	m	m	0.0016	0.016						
4.5	sd	5	j	0.5	12.25	0.293	0.042	1.246	7.244	1.11	-	0.22	30.261	171.659	>	50.261	163.489	Persamaan 3	m	m	0.0014	0.018						
5	sd	5.5	k	0.5	12.75	0.293	0.042	1.246	7.244	1.07	-	0.21	33.883	173.951	>	53.883	165.933	Persamaan 3	m	m	0.0013	0.019						
5.5	sd	5.8	l	0.3	13.15	0.293	0.042	1.246	7.244	1.03	-	0.21	36.780	175.632	>	56.780	167.728	Persamaan 3	m	m	0.0008	0.020						

q = 9.50 Kn/m²

Penimbunan Tahap 17

Elevasi dari tanah dasar			Tingkat Tujuan	H m	Z m	Cc	Cs	eo	γ kN/m ³	Akibat Beban Timbunan			P ₀ kN/m ²	Σ(P ₀ ' + ΔP ₀ ') kN/m ²	Ket. (> atau <)	P _c ' kN/m ²	Σ(P ₀ ' + ΔP ₀ ') (ΔP ₀ '-I _n) kN/m ²	Cek Persamaan	Perhitungan Sc m	Sc Kumulatif m	Sc pakai m								
										x/z	n	I _n (Grafiik)																	
																						x/z	y/z						
0	sd	0.5	a	0.5	8.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.65	-	0.24	1.581	160.421	>	21.581	151.453	Persamaan 3	0.0019	0.002	0.015								
0.5	sd	1	b	0.5	8.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.55	-	0.23	4.742	162.974	>	24.742	154.082	Persamaan 3	0.0018	0.004		0.005							
1	sd	1.5	c	0.5	9.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.47	-	0.23	7.903	165.375	>	27.903	156.635	Persamaan 3	0.0018	0.005			0.007						
1.5	sd	2	d	0.5	9.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.39	-	0.23	11.064	167.662	>	31.064	159.036	Persamaan 3	0.0017	0.007				0.011					
2	sd	2.5	e	0.5	10.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.33	-	0.23	14.225	169.873	>	34.225	161.323	Persamaan 3	0.0017	0.009					0.016				
2.5	sd	3	f	0.5	10.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.27	-	0.22	17.386	172.008	>	37.386	163.534	Persamaan 3	0.0016	0.011						0.012			
3	sd	3.5	g	0.5	11.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.21	-	0.22	20.547	173.991	>	40.547	165.669	Persamaan 3	0.0016	0.012							0.016		
3.5	sd	4	h	0.5	11.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.16	-	0.22	23.708	175.936	>	43.708	167.652	Persamaan 3	0.0016	0.014								0.015	
4	sd	4.5	i	0.5	12.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.11	-	0.22	26.869	177.767	>	46.869	169.597	Persamaan 3	0.0015	0.015									0.018
4.5	sd	5	j	0.5	12.75	0.293	0.042	1.246	7.244	1.07	-	0.21	30.261	179.677	>	50.261	171.659	Persamaan 3	0.0013	0.017									
5	sd	5.5	k	0.5	13.25	0.293	0.042	1.246	7.244	1.03	-	0.21	33.883	181.855	>	53.883	173.951	Persamaan 3	0.0013	0.018	0.019								
5.5	sd	5.8	l	0.3	13.65	0.293	0.042	1.246	7.244	1.00	-	0.21	36.780	183.422	>	56.780	175.632	Persamaan 3	0.0007	0.019									

q = 9.50 Kn/m²

Penimbunan Tahap 18

Elevasi dari tanah dasar			Tingkat Tujuan	H m	Z m	Cc	Cs	eo	γ kN/m ³	Akibat Beban Timbunan			P ₀ kN/m ²	Σ(P ₀ ' + ΔP ₀ ') kN/m ²	Ket. (> atau <)	P _c ' kN/m ²	Σ(P ₀ ' + ΔP ₀ ') (ΔP ₀ '-I _n) kN/m ²	Cek Persamaan	Perhitungan Sc m	Sc Kumulatif m	Sc pakai m								
										x/z	n	I _n (Grafiik)																	
																						x/z	y/z						
0	sd	0.5	a	0.5	8.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.55	-	0.23	1.581	169.313	>	21.581	160.421	Persamaan 3	0.0018	0.002	0.014								
0.5	sd	1	b	0.5	9.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.47	-	0.23	4.742	171.714	>	24.742	162.974	Persamaan 3	0.0017	0.003		0.005							
1	sd	1.5	c	0.5	9.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.39	-	0.23	7.903	174.001	>	27.903	165.375	Persamaan 3	0.0017	0.005			0.007						
1.5	sd	2	d	0.5	10.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.33	-	0.23	11.064	176.212	>	31.064	167.662	Persamaan 3	0.0016	0.007				0.011					
2	sd	2.5	e	0.5	10.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.27	-	0.22	14.225	178.347	>	34.225	169.873	Persamaan 3	0.0016	0.008					0.016				
2.5	sd	3	f	0.5	11.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.21	-	0.22	17.386	180.330	>	37.386	172.008	Persamaan 3	0.0015	0.010						0.012			
3	sd	3.5	g	0.5	11.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.16	-	0.22	20.547	182.275	>	40.547	173.991	Persamaan 3	0.0015	0.011							0.016		
3.5	sd	4	h	0.5	12.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.11	-	0.22	23.708	184.106	>	43.708	175.936	Persamaan 3	0.0015	0.013								0.015	
4	sd	4.5	i	0.5	12.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.07	-	0.21	26.869	185.785	>	46.869	177.767	Persamaan 3	0.0014	0.014									0.018
4.5	sd	5	j	0.5	13.25	0.293	0.042	1.246	7.244	1.03	-	0.21	30.261	187.581	>	50.261	179.677	Persamaan 3	0.0012	0.016									
5	sd	5.5	k	0.5	13.75	0.293	0.042	1.246	7.244	0.99	-	0.21	33.883	189.645	>	53.883	181.855	Persamaan 3	0.0012	0.017	0.017								
5.5	sd	5.8	l	0.3	14.15	0.293	0.042	1.246	7.244	0.96	-	0.20	36.780	191.174	>	56.780	183.422	Persamaan 3	0.0007	0.017									

q = 9.50 Kn/m²

Penimbunan Tahap 19

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tujuan	H m	Z m	Cc	Cs	eo	γ' kN/m ³	Akibat Beban Timbunan			P _o ' kN/m ²	Σ(P _o ' + ΔP _o) kN/m ²	Ket. (> atau <)	P _e ' kN/m ²	Σ(P _o ' + ΔP _o) - (P _e ' - I _o) kN/m ²	Cek Persamaan	Perhitungan Sc m	Sc Kumulatif m	Sc pakai m
										m	n	I (Grafik)									
0	sd	0.5	a	0.5	9.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.47	-	0.23	1.581	178.053	>	21.581	169.313	Persamaan 3	0.0016	0.002	
0.5	sd	1	b	0.5	9.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.39	-	0.23	4.742	180.340	>	24.742	171.714	Persamaan 3	0.0016	0.003	
1	sd	1.5	c	0.5	10.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.33	-	0.23	7.903	182.551	>	27.903	174.001	Persamaan 3	0.0016	0.005	
1.5	sd	2	d	0.5	10.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.27	-	0.22	11.064	184.686	>	31.064	176.212	Persamaan 3	0.0015	0.006	
2	sd	2.5	e	0.5	11.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.21	-	0.22	14.225	186.669	>	34.225	178.347	Persamaan 3	0.0015	0.008	
2.5	sd	3	f	0.5	11.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.16	-	0.22	17.386	188.614	>	37.386	180.330	Persamaan 3	0.0015	0.009	
3	sd	3.5	g	0.5	12.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.11	-	0.22	20.547	190.445	>	40.547	182.275	Persamaan 3	0.0014	0.011	
3.5	sd	4	h	0.5	12.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.07	-	0.21	23.708	192.124	>	43.708	184.106	Persamaan 3	0.0014	0.012	
4	sd	4.5	i	0.5	13.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.03	-	0.21	26.869	193.689	>	46.869	185.785	Persamaan 3	0.0014	0.013	
4.5	sd	5	j	0.5	13.75	0.293	0.042	1.246	7.244	0.99	-	0.21	30.261	195.371	>	50.261	187.581	Persamaan 3	0.0012	0.015	
5	sd	5.5	k	0.5	14.25	0.293	0.042	1.246	7.244	0.95	-	0.20	33.883	197.397	>	53.883	189.645	Persamaan 3	0.0011	0.016	
5.5	sd	5.8	l	0.3	14.65	0.293	0.042	1.246	7.244	0.93	-	0.20	36.780	198.888	>	56.780	191.174	Persamaan 3	0.0007	0.016	

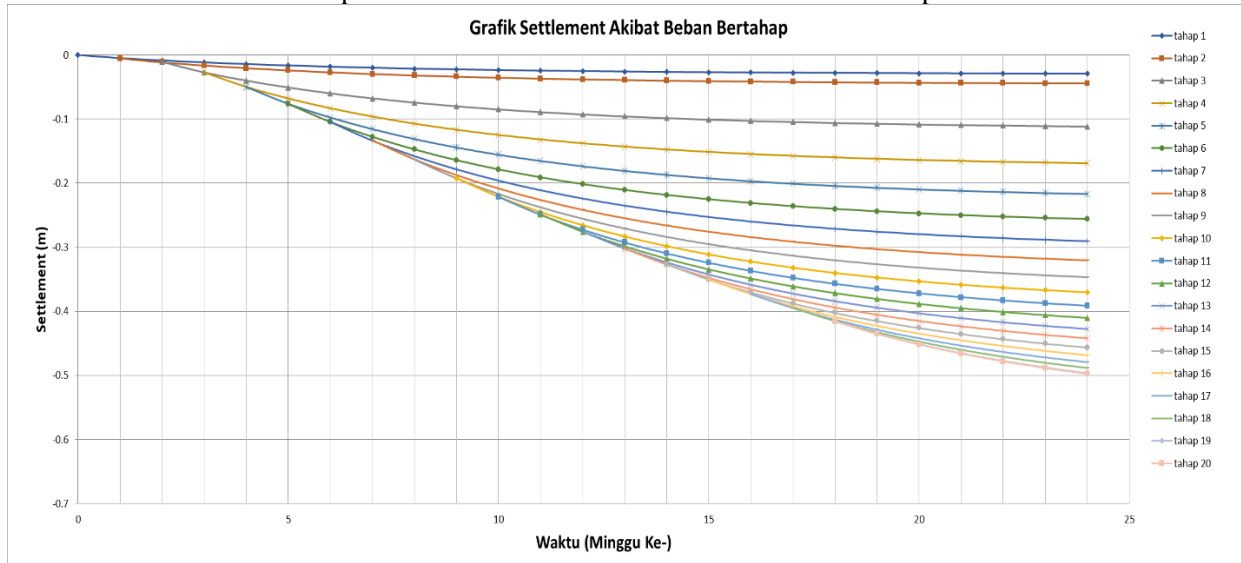
q = 0.66 Kn/m²

Penimbunan Tahap 20

Elevasi dari tanah dasar			Titik Tujuan	H m	Z m	Cc	Cs	eo	γ' kN/m ³	Akibat Beban Timbunan			P _o ' kN/m ²	Σ(P _o ' + ΔP _o) kN/m ²	Ket. (> atau <)	P _e ' kN/m ²	Σ(P _o ' + ΔP _o) - (P _e ' - I _o) kN/m ²	Cek Persamaan	Perhitungan Sc m	Sc Kumulatif m	Sc pakai m
										m	n	I (Grafik)									
0	sd	0.5	a	0.5	9.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.39	-	0.23	1.581	178.654	>	21.581	178.053	Persamaan 3	0.0001	0.000	
0.5	sd	1	b	0.5	10.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.33	-	0.23	4.742	180.936	>	24.742	180.340	Persamaan 3	0.0001	0.000	
1	sd	1.5	c	0.5	10.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.27	-	0.22	7.903	183.141	>	27.903	182.551	Persamaan 3	0.0001	0.000	
1.5	sd	2	d	0.5	11.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.21	-	0.22	11.064	185.266	>	31.064	184.686	Persamaan 3	0.0001	0.000	
2	sd	2.5	e	0.5	11.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.16	-	0.22	14.225	187.246	>	34.225	186.669	Persamaan 3	0.0001	0.001	
2.5	sd	3	f	0.5	12.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.11	-	0.22	17.386	189.184	>	37.386	188.614	Persamaan 3	0.0001	0.001	
3	sd	3.5	g	0.5	12.75	0.382	0.055	1.542	6.322	1.07	-	0.21	20.547	191.004	>	40.547	190.445	Persamaan 3	0.0001	0.001	
3.5	sd	4	h	0.5	13.25	0.382	0.055	1.542	6.322	1.03	-	0.21	23.708	192.675	>	43.708	192.124	Persamaan 3	0.0001	0.001	
4	sd	4.5	i	0.5	13.75	0.382	0.055	1.542	6.322	0.99	-	0.21	26.869	194.232	>	46.869	193.689	Persamaan 3	0.0001	0.001	
4.5	sd	5	j	0.5	14.25	0.293	0.042	1.246	7.244	0.95	-	0.20	30.261	195.911	>	50.261	195.371	Persamaan 3	0.0001	0.001	
5	sd	5.5	k	0.5	14.75	0.293	0.042	1.246	7.244	0.92	-	0.20	33.883	197.935	>	53.883	197.397	Persamaan 3	0.0001	0.001	
5.5	sd	5.8	l	0.3	15.15	0.293	0.042	1.246	7.244	0.90	-	0.20	36.780	199.423	>	56.780	198.888	Persamaan 3	0.0000	0.001	

Tahap Per- Lapisan	H Dimk. (m) Minggu	Akumulasi Peruruan yang Terjadi																									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
1	0.5	0	-0.00489	-0.00855	-0.01161	-0.01420	-0.01641	-0.01830	-0.01992	-0.02131	-0.02250	-0.02353	-0.02441	-0.02513	-0.02563	-0.02609	-0.02657	-0.02709	-0.02765	-0.02823	-0.02884	-0.02946	-0.03009	-0.03073	-0.03138	-0.03203	-0.03269
2	1		-0.00489	-0.01109	-0.01605	-0.02003	-0.02379	-0.02683	-0.02944	-0.03167	-0.03359	-0.03523	-0.03665	-0.03787	-0.03892	-0.03984	-0.04069	-0.04147	-0.04218	-0.04284	-0.04347	-0.04408	-0.04466	-0.04521	-0.04574	-0.04625	-0.04674
3	1.5			-0.01109	-0.02174	-0.04006	-0.05071	-0.05977	-0.06750	-0.07402	-0.07979	-0.08466	-0.08885	-0.09245	-0.09554	-0.09821	-0.10050	-0.10248	-0.10418	-0.10565	-0.10691	-0.10800	-0.10894	-0.10975	-0.11045	-0.11105	-0.11166
4	2				-0.02174	-0.04995	-0.06800	-0.08235	-0.09629	-0.10702	-0.11582	-0.12197	-0.12696	-0.13198	-0.13615	-0.14050	-0.14513	-0.14918	-0.15375	-0.15802	-0.16213	-0.16605	-0.16987	-0.17359	-0.17721	-0.18074	-0.18419
5	2.5					-0.04995	-0.06800	-0.08235	-0.09629	-0.10702	-0.11582	-0.12197	-0.12696	-0.13198	-0.13615	-0.14050	-0.14513	-0.14918	-0.15375	-0.15802	-0.16213	-0.16605	-0.16987	-0.17359	-0.17721	-0.18074	-0.18419
6	3						-0.07614	-0.09747	-0.11553	-0.13094	-0.14412	-0.15541	-0.16511	-0.17343	-0.18059	-0.18675	-0.19205	-0.19661	-0.20054	-0.20393	-0.20684	-0.20969	-0.21250	-0.21527	-0.21800	-0.22069	-0.22334
7	3.5							-0.10438	-0.12761	-0.14793	-0.16417	-0.17859	-0.19096	-0.20157	-0.21069	-0.21854	-0.22528	-0.23109	-0.23610	-0.24040	-0.24412	-0.24732	-0.25007	-0.25245	-0.25450	-0.25627	-0.25787
8	4								-0.13360	-0.15781	-0.17841	-0.19600	-0.21108	-0.22401	-0.23512	-0.24467	-0.25288	-0.25985	-0.26604	-0.27168	-0.27679	-0.28138	-0.28553	-0.28933	-0.29284	-0.29617	-0.29934
9	4.5									-0.16311	-0.18766	-0.20857	-0.22645	-0.24178	-0.25493	-0.26624	-0.27595	-0.28431	-0.29151	-0.29770	-0.30304	-0.30764	-0.31160	-0.31502	-0.31796	-0.32050	-0.32269
10	5										-0.19289	-0.21894	-0.23768	-0.25352	-0.26702	-0.27869	-0.28884	-0.29769	-0.30544	-0.31229	-0.31844	-0.32400	-0.32906	-0.33362	-0.33778	-0.34154	-0.34491
11	5.5											-0.22111	-0.24905	-0.27447	-0.29447	-0.30960	-0.32190	-0.33160	-0.34078	-0.35012	-0.35884	-0.36713	-0.37500	-0.38246	-0.38951	-0.39617	-0.40244
12	6												-0.24905	-0.27694	-0.29871	-0.31607	-0.32948	-0.33984	-0.34821	-0.35565	-0.36216	-0.36784	-0.37269	-0.37671	-0.38000	-0.38258	-0.38534
13	6.5													-0.27694	-0.30200	-0.32193	-0.33448	-0.33947	-0.34387	-0.34770	-0.35106	-0.35394	-0.35634	-0.35827	-0.36074	-0.36284	-0.36457
14	7														-0.30200	-0.32689	-0.34782	-0.36512	-0.38007	-0.39244	-0.40351	-0.41339	-0.42218	-0.42989	-0.43643	-0.44181	-0.44614
15	7.5															-0.32689	-0.35066	-0.37069	-0.38781	-0.40249	-0.41510	-0.42594	-0.43527	-0.44310	-0.44954	-0.45471	-0.45883
16	8																-0.35066	-0.37334	-0.39245	-0.40880	-0.42282	-0.43486	-0.44521	-0.45411	-0.46178	-0.46838	-0.47393
17	8.5																	-0.37334	-0.39494	-0.41315	-0.42872	-0.44209	-0.45356	-0.46343	-0.47192	-0.47923	-0.48549
18	9																		-0.39494	-0.41549	-0.43281	-0.44763	-0.46035	-0.47128	-0.48067	-0.48875	-0.49569
19	9.5																			-0.41549	-0.43501	-0.45148	-0.46557	-0.47767	-0.48805	-0.49699	-0.50479
20	9.5																				-0.41549	-0.43501	-0.45148	-0.46557	-0.47767	-0.48805	-0.49699

Lampiran 7 Grafik Penurunan Akibat Beban Beratahap



Lampiran 8 Perhitungan Alternatif Perkuatan

Spesifikasi Geotextile yang Digunakan

Kuat Tarik (KN/m)	FSid	FScr	FScd	FSbd	Sfencana
120	1.2	2.1	1.1	1.1	1.5

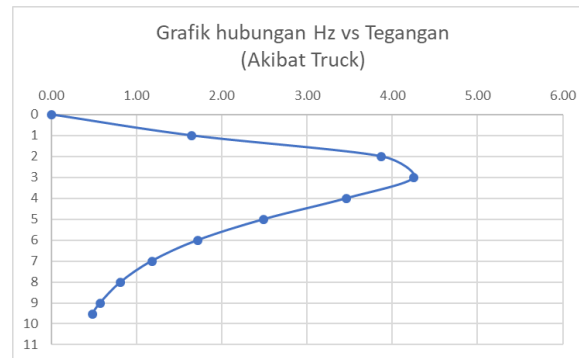
Lampiran 8 Perhitungan Beban Akibat Truck

		Wheel 1			Wheel 3	
z (m)	n = z/h	x (m)	m = x/h	$\sigma_h H^2 Q_p$	σ_h (kn/m ²)	σ'_h (kn/m ²)
0	0.00	1	0.10	0.0000	0.0	0.000
1	0.10	1	0.10	0.6159	0.8	0.002
2	0.21	1	0.10	1.4512	1.8	0.005
3	0.31	1	0.10	1.5955	2.0	0.006
4	0.42	1	0.10	1.2992	1.6	0.005
5	0.52	1	0.10	0.9355	1.2	0.003
6	0.63	1	0.10	0.6451	0.8	0.002
7	0.73	1	0.10	0.4419	0.5	0.002
8	0.84	1	0.10	0.3056	0.4	0.001
9	0.94	1	0.10	0.2149	0.3	0.001
9.53	1.00	1	0.10	0.1797	0.2	0.001

Wheel 2					Wheel 4	
z (m)	n = z/h	x (m)	m = x/h	$\sigma_h H^2/Q_p$	σ_h (kn/m ²)	σ'_h (kn/m ²)
0	0.00	2.75	0.29	0.0000	0.0	0.000
1	0.10	2.75	0.29	0.6159	0.8	0.115
2	0.21	2.75	0.29	1.4512	1.8	0.272
3	0.31	2.75	0.29	1.5955	2.0	0.299
4	0.42	2.75	0.29	1.2992	1.6	0.243
5	0.52	2.75	0.29	0.9355	1.2	0.175
6	0.63	2.75	0.29	0.6451	0.8	0.121
7	0.73	2.75	0.29	0.4419	0.5	0.083
8	0.84	2.75	0.29	0.3056	0.4	0.057
9	0.94	2.75	0.29	0.2149	0.3	0.040
9.53	1.00	2.75	0.29	0.1797	0.2	0.034

Akibat truk	
z (m)	$\Sigma (\sigma_h + \sigma'_h)$ (kn/m ²)
0	0.00
1	1.64
2	3.87
3	4.25
4	3.46
5	2.49
6	1.72
7	1.18
8	0.81
9	0.57
9.53	0.48

Akibat beban lalin			
z	$\sigma_v(z)$	Ka	σ_h
(m)	(kn/m ²)		(kn/m ²)
0	15.00	0.33	5.0
1	15.00	0.33	5.0
2	15.00	0.33	5.0
3	15.00	0.33	5.0
4	15.00	0.33	5.0
5	15.00	0.33	5.0
6	15.00	0.33	5.0
7	15.00	0.33	5.0
8	15.00	0.33	5.0
9	15.00	0.33	5.0
9.53	15.00	0.33	5.0



Lampiran 8 Perhitungan *Geotextile wall*

Tabel Perhitungan Sv

Hz (m)	σ_v (tanah)	σ_v (t)	Ka	oh (tanah)	oh (lalin)	oh (truck)	oh (total)	SF rencana ¹	T all	Sv	Sv pakai
(m)	(kn/m ²)	(kn/m ²)		(kn/m ²)	(kn/m ²)	(kn/m ²)	(kn/m ²)		(kn/m ²)	(kn/m)	(m)
1	19	15	0.33	6.33	5	1.64	12.98	1.5	39.35	2.02	1
2	38	15	0.33	12.67	5	3.87	21.54	1.5	39.35	1.22	1
3	57	15	0.33	19.00	5	4.25	28.25	1.5	39.35	0.93	0.5
4	76	15	0.33	25.33	5	3.46	33.80	1.5	39.35	0.78	0.5
5	95	15	0.33	31.67	5	2.49	39.16	1.5	39.35	0.67	0.5
6	114	15	0.33	38.00	5	1.72	44.72	1.5	39.35	0.59	0.5
7	133	15	0.33	44.33	5	1.18	50.51	1.5	39.35	0.52	0.5
8	152	15	0.33	50.67	5	0.81	56.48	1.5	39.35	0.46	0.5
9	171	15	0.33	57.00	5	0.57	62.57	1.5	39.35	0.42	0.5
9.53	181.07	15	0.33	60.36	5	0.48	65.84	1.5	39.35	0.40	0.5

Tabel Perhitungan Panjang Geotextile

H (m)	Kuat tarik allow geotextile (KN/m)	ev (tanah)	ev (lilin)	Ka	eh (tanah)	eh (lilin)	eh (truck)	eh (total)	Sf Rencana	Sv	lz (m)	atas (e-ve(tanah))	bawah (e-ve(lilin))	Le belakang hidang (meter)	Le pembabatan (meter)	Le Pakai (meter)	Ld dalam hidang (meter)	Lo (meter)	L Total Hitung (meter)	L Total Pakai (meter)
		(ka/m ²)	(ka/m ²)		(ka/m ²)	(ka/m ²)	(ka/m ²)	(ka/m ²)												
0	39.35	181.162	15	0.33	60.387	5	0.48	65.87	1.50	0.5	9.53	63.74	49.02	0.438	1.00	3.00	0	0.50	2.0	4.0
0.50	39.35	171.662	15	0.33	57.221	5	0.57	62.79	1.50	0.5	9.03	60.65	60.65	0.388	1.00	3.00	0.29	0.50	2.3	4.3
1.00	39.35	162.162	15	0.33	54.054	5	0.69	59.74	1.50	0.5	8.53	57.56	57.56	0.389	1.00	3.00	0.58	0.50	2.6	4.6
1.50	39.35	152.662	15	0.33	50.887	5	0.81	56.69	1.50	0.5	8.03	54.48	54.48	0.390	1.00	3.00	0.87	0.50	2.9	4.9
2.00	39.35	143.162	15	0.33	47.721	5	0.98	53.70	1.50	0.5	7.53	51.39	51.39	0.392	1.00	3.00	1.15	0.50	3.2	5.2
2.50	39.35	133.662	15	0.33	44.554	5	1.17	50.72	1.50	0.5	7.03	48.30	48.30	0.394	1.00	3.00	1.44	0.50	3.4	5.4
3.00	39.35	124.162	15	0.33	41.387	5	1.43	47.82	1.50	0.5	6.53	45.22	45.22	0.397	1.00	3.00	1.73	0.50	3.7	5.7
3.50	39.35	114.662	15	0.33	38.221	5	1.70	44.92	1.50	0.5	6.03	42.13	42.13	0.400	1.00	3.00	2.02	0.50	4.0	6.0
4.00	39.35	105.162	15	0.33	35.054	5	2.08	42.13	1.50	0.5	5.53	39.04	39.04	0.405	1.00	3.00	2.31	0.50	4.3	6.3
4.50	39.35	95.662	15	0.33	31.887	5	2.47	39.35	1.50	0.5	5.03	35.96	35.96	0.410	1.00	3.00	2.60	0.50	4.6	6.6
5.00	39.35	86.162	15	0.33	28.721	5	2.94	36.67	1.50	0.5	4.53	32.87	32.87	0.418	1.00	3.00	2.89	0.50	4.9	6.9
5.50	39.35	76.662	15	0.33	25.554	5	3.43	33.98	1.50	0.5	4.03	29.78	29.78	0.428	1.00	3.00	3.18	0.50	5.2	7.2
6.00	39.35	67.162	15	0.33	22.387	5	3.83	31.22	1.50	0.5	3.53	26.70	26.70	0.439	1.00	3.00	3.46	0.50	5.5	7.5
6.50	39.35	57.662	15	0.33	19.221	5	4.23	28.45	1.50	0.5	3.03	23.61	23.61	0.452	1.00	3.00	3.75	0.50	5.8	7.8
7.00	39.35	48.162	15	0.33	16.054	5	4.07	25.13	1.50	0.5	2.53	20.52	20.52	0.459	1.00	3.00	4.04	0.50	6.0	8.0
7.50	39.35	38.662	15	0.33	12.887	5	3.88	21.77	1.50	1.00	2.03	17.44	17.44	0.936	1.00	3.00	4.33	0.50	6.8	8.8
8.50	39.35	19.662	15	0.33	6.554	5	1.72	13.27	1.50	1.03	1.03	11.26	11.26	0.915	1.00	3.00	4.91	0.50	7.4	9.4

L total hitung (m)	L total pakai (m)	Le + Ld Hitung (m)	Le + Ld Pakai (m)
3.2	5.2	2.2	4.2
4.9	6.9	3.9	5.9
6.0	8.0	5.0	7.0
7.4	9.4	5.9	7.9

Lampiran 8 Perhitungan *Freyssisol*

H (m)	Kuat tarik allow friction tie (KN/m ²)	ev (tanah)	ev (lalin)	Ka	eh (tanah)	eh (lalin)	eh (truk)	eh (total)	SF Rencana	Sv	hz	atas	bawah	Le belakang bidang (meter)	Le pembudatan (meter)	Le Pakai (meter)	Ld dalam bidang (meter)	Le + Ld	Le + Ld
		(kn/m ²)	(kn/m ²)		(kn/m ²)	(kn/m ²)	(kn/m ²)	(kn/m ²)		(kn/m ²)	(kn/m ²)	(m)	(m)					($e+ev(\tan\theta)$)	($e+ev(\tan\theta)$)
0.35	24.60	143.97	12.38	0.33	47.99	4.13	0.45	52.56	1.50	0.70	9.18	50.80	44.56	0.417	1.00	2.50	0.20	2.8	4.3
1.05	24.60	133.00	12.38	0.33	44.33	4.13	0.58	49.03	1.50	0.70	8.48	47.24	47.24	0.392	1.00	2.50	0.61		
1.75	24.60	122.03	12.38	0.33	40.68	4.13	0.74	45.54	1.50	0.70	7.78	43.67	43.67	0.394	1.00	2.50	1.01		
2.45	24.60	111.06	12.38	0.33	37.02	4.13	0.95	42.09	1.50	0.70	7.08	40.10	40.10	0.397	1.00	2.50	1.41		
3.15	24.60	100.08	12.38	0.33	33.36	4.13	1.25	38.73	1.50	0.70	6.38	36.54	36.54	0.401	1.00	2.50	1.82		
3.85	24.60	89.11	12.38	0.33	29.70	4.13	1.62	35.45	1.50	0.70	5.68	32.97	32.97	0.406	1.00	2.50	2.22	5.2	6.7
4.55	24.60	78.14	12.38	0.33	26.05	4.13	2.07	32.24	1.50	0.70	4.98	29.41	29.41	0.414	1.00	2.50	2.63		
5.25	24.60	67.17	12.38	0.33	22.39	4.13	2.63	29.14	1.50	0.70	4.28	25.84	25.84	0.426	1.00	2.50	3.03		
5.95	24.60	56.19	12.38	0.33	18.73	4.13	3.13	25.98	1.50	0.70	3.58	22.28	22.28	0.441	1.00	2.50	3.44		
6.65	24.60	45.22	12.38	0.33	15.07	4.13	3.47	22.67	1.50	0.70	2.88	18.71	18.71	0.458	1.00	2.50	3.84		
7.35	24.60	34.25	12.38	0.33	11.42	4.13	3.25	18.79	1.50	0.70	2.18	15.15	15.15	0.469	1.00	2.50	4.24	6.1	7.6
8.05	24.60	23.28	12.38	0.33	7.76	4.13	2.25	14.13	1.50	0.70	1.48	11.58	11.58	0.461	1.00	2.50	4.65		
8.75	24.60	12.30	12.38	0.33	4.10	4.13	1.06	9.29	1.50	0.70	0.78	8.02	8.02	0.438	1.00	2.50	5.05		
9.45	24.60	1.33	12.38	0.33	0.44	4.13	0.11	4.68	1.50	0.08	0.08	4.45	4.45	0.048	1.00	2.50	5.46		

Cek Kuat Tarik											
No	hz	tinggi Panel	Lebar Panel	Gaya akibat Tanah	Gaya Akibat Lalin	Gaya Akibat Truck	Gaya Kumulatif	jumlah straps	T allow	Gaya Tarik	Keterangan
	(m)	(m)	(m)	(kn)	(kn)	(kn)	(kn)		(kn)		
1	9.53	1.40	1.65	129.25	11.55	1.45	142.26	8	24.60	196.773	OK
2	8.13	1.40	1.65	108.77	11.55	2.39	122.71	8	24.60	196.773	OK
3	6.73	1.40	1.65	88.29	11.55	4.03	103.87	8	24.60	196.773	OK
4	5.33	1.40	1.65	67.81	11.55	6.62	85.97	8	24.60	196.773	OK
5	3.93	1.40	1.65	47.33	11.55	9.08	67.95	8	24.60	196.773	OK
6	2.53	1.40	1.65	26.84	11.55	7.62	46.02	8	24.60	196.773	OK
7	1.13	1.13	1.65	6.73	9.36	1.73	17.82	8	24.60	196.773	OK

Lampiran 8 Perhitungan *Mciropile*

> Cek menggunakan program bantu DXSTABLE

No	Initiation Point	Termination Point	SF	Mr	Circle Center			SF rencana	Md	M rencana	ΔMR
					x	y	r				
					kn-m	m	m				
1	A	D	0.943	6667	22.71	21.11	13.53	1.5	7069.99	10604.98	3937.98
2	A	E	0.958	7135	22.25	22.18	14.47	1.5	7447.81	11171.71	4036.71
3	A	F	0.994	13970	23.3	26.81	19	1.5	14054.33	21081.49	7111.49
4	B	D	0.873	5609	24.38	19.72	11.75	1.5	6424.97	9637.46	4028.46
5	B	E	0.847	7621	26.29	19.77	12.26	1.5	8997.64	13496.46	5875.46
6	B	F	0.877	8763	26.31	20.96	13.23	1.5	9992.02	14988.03	6225.03
7	C	D	0.872	4711	24.97	19.81	11	1.5	5402.52	8103.78	3392.78
8	C	E	0.867	7143	26.47	20.08	11.98	1.5	8238.75	12358.13	5215.13
9	C	F	0.891	8991	27.52	20.11	12.6	1.5	10090.91	15136.36	6145.36

> Untuk Kelongsoran Overall (Perkuatan Micropile)

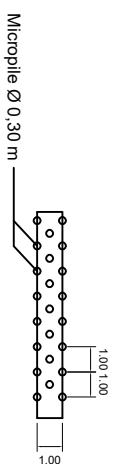
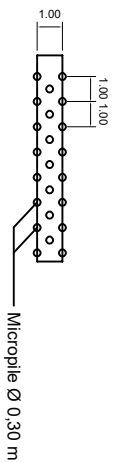
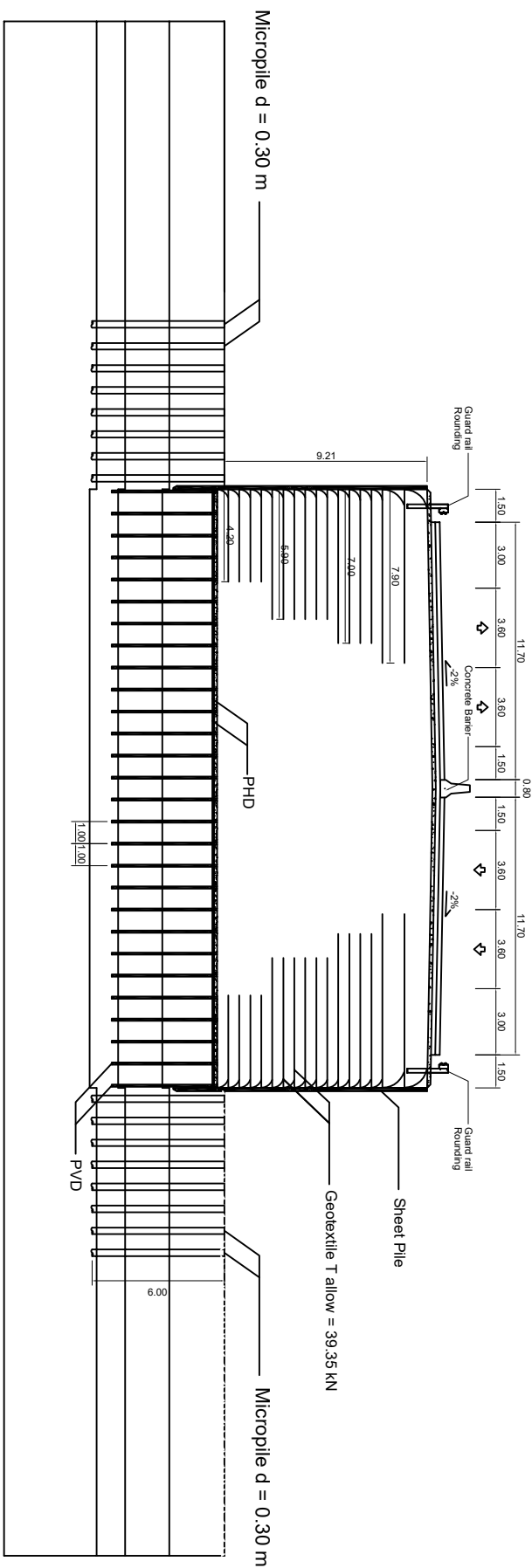
Data Material :

Diameter	=	300	mm	Inersia Luar	39760.78202
Kelas	=	C		Inersia Dalam	5152.99735
Inersia (I)	=	34607.78	cm ⁴	Inersia	34607.78
	=	346077846.72	mm ⁴		
f _c '	=	50	Mpa		
E	=	33234.02	Mpa		
	=	332340.1872	kg/cm ²		
MP 1 Cerucuk	=	4	ton-m		
	=	4000	Kn-cm		

(Momen yang mampu ditahan oleh 1 tiang diasumsikan menggunakan momen crack, karena tidak bisa menjamin metode pelaksanaan di lapangan dapat mencapai ultimate)

1	SF min	MD	R	Cu		su		f (GrafiK)	T	D1	D2	LT	f _m (GrafiK)	LD	FKG	P max	SF rencana	n	n pakai	Panjang Bid. Lempor	s max	s pakai	D1 + D2 (m)
	0.945	7099.99		13.53	kgm	kgm ²	kgm ²	ton/ft ²	kg/cm ³	cm	m		m	0.836124	0.94		4.97	1.420	33.67	1.5	8.64	9.00	9.5
2	SF min	MD	R	Cu		su		f (GrafiK)	T	D1	D2	LT	f _m (GrafiK)	LD	FKG	P	SF rencana	n	n pakai	Panjang Bid. Lempor	s max	s pakai	D1 + D2 (m)
	0.938	7447.81		14.47	kgm	kgm ²	kgm ²	ton/ft ²	kg/cm ³	cm	m		m	0.948356	0.94		5.63	1.486	35.48	1.5	7.86	8.00	9.5
3	SF min	MD	R	Cu		su		f (GrafiK)	T	D1	D2	LT	f _m (GrafiK)	LD	FKG	P	SF rencana	n	n pakai	Panjang Bid. Lempor	s max	s pakai	D1 + D2 (m)
	0.994	14054.33		19	kgm	kgm ²	kgm ²	ton/ft ²	kg/cm ³	cm	m		m	0.886629	0.94		5.27	1.444	34.48	1.5	10.85	11.00	9.5
4	SF min	MD	R	Cu		su		f (GrafiK)	T	D1	D2	LT	f _m (GrafiK)	LD	FKG	P	SF rencana	n	n pakai	Panjang Bid. Lempor	s max	s pakai	D1 + D2 (m)
	0.873	6424.97		11.75	kgm	kgm ²	kgm ²	ton/ft ²	kg/cm ³	cm	m		m	0.957133	0.94		5.57	1.478	35.30	1.5	9.71	10.00	9.5
5	SF min	MD	R	Cu		su		f (GrafiK)	T	D1	D2	LT	f _m (GrafiK)	LD	FKG	P	SF rencana	n	n pakai	Panjang Bid. Lempor	s max	s pakai	D1 + D2 (m)
	0.847	8997.64		12.26	kgm	kgm ²	kgm ²	ton/ft ²	kg/cm ³	cm	m		m	0.738116	0.94		4.37	1.342	32.04	1.5	14.96	15.00	9.5
6	SF min	MD	R	Cu		su		f (GrafiK)	T	D1	D2	LT	f _m (GrafiK)	LD	FKG	P	SF rencana	n	n pakai	Panjang Bid. Lempor	s max	s pakai	D1 + D2 (m)
	0.877	9992.02		13.23	kgm	kgm ²	kgm ²	ton/ft ²	kg/cm ³	cm	m		m	0.802545	0.94		4.77	1.387	33.12	1.5	14.20	15.00	9.5
7	SF min	MD	R	Cu		su		f (GrafiK)	T	D1	D2	LT	f _m (GrafiK)	LD	FKG	P	SF rencana	n	n pakai	Panjang Bid. Lempor	s max	s pakai	D1 + D2 (m)
	0.872	5402.52		11	kgm	kgm ²	kgm ²	ton/ft ²	kg/cm ³	cm	m		m	1.19167	0.94		3.97	1.296	30.95	1.5	9.97	10.00	9.5
8	SF min	MD	R	Cu		su		f (GrafiK)	T	D1	D2	LT	f _m (GrafiK)	LD	FKG	P	SF rencana	n	n pakai	Panjang Bid. Lempor	s max	s pakai	D1 + D2 (m)
	0.867	8238.75		11.98	kgm	kgm ²	kgm ²	ton/ft ²	kg/cm ³	cm	m		m	1.021266	0.94		6.07	1.535	36.66	1.5	11.87	12.00	9.5
9	SF min	MD	R	Cu		su		f (GrafiK)	T	D1	D2	LT	f _m (GrafiK)	LD	FKG	P	SF rencana	n	n pakai	Panjang Bid. Lempor	s max	s pakai	D1 + D2 (m)
	0.891	10090.91		12.6	kgm	kgm ²	kgm ²	ton/ft ²	kg/cm ³	cm	m		m	0.768786	0.94		4.57	1.364	32.58	1.5	14.97	15.00	9.5
9x	SF min	MD	R	Cu		su		f (GrafiK)	T	D1	D2	LT	f _m (GrafiK)	LD	FKG	P	SF rencana	n	n pakai	Panjang Bid. Lempor	s max	s pakai	D1 + D2 (m)
	1.42	9969.08		12.6	kgm	kgm ²	kgm ²	ton/ft ²	kg/cm ³	cm	m		m	0.968786	0.94		4.57	1.364	32.58	1.5	1.94	2.00	9.5

Main Road
Sta. 22+500

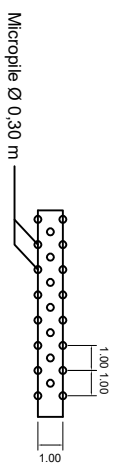
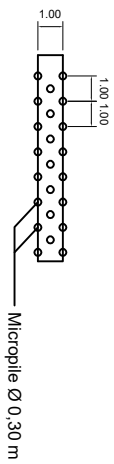
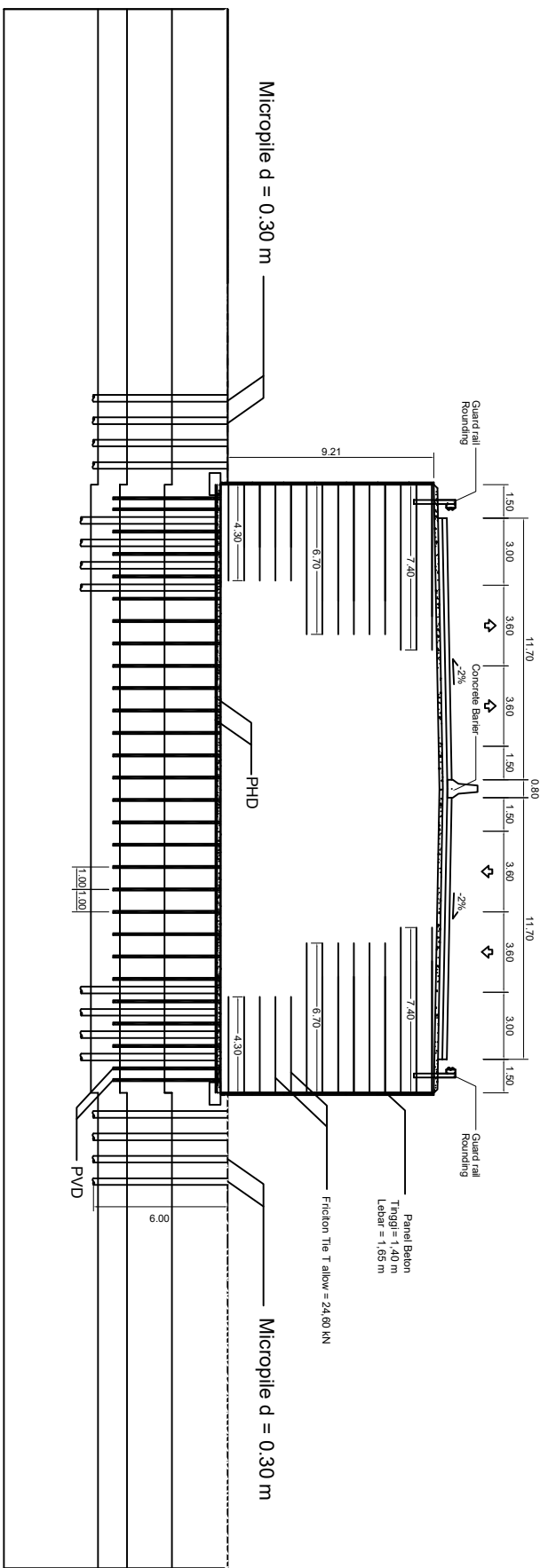


Alternatif Perkuatan Geotextile Wall

Skala 1 : 300

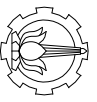
<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	SKALA	NO. LEMBAR	JML LEMBAR
	Alternatif Perencanaan Perkuatan dan Perkuatan Timbunan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500	Dr. Yudi Hastasih, ST., MT. 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD. 195107081976032001	Muhammad Krisna Wira Dhika 031174500031	1 : 300	1	22

Main Road
Sta. 22+500

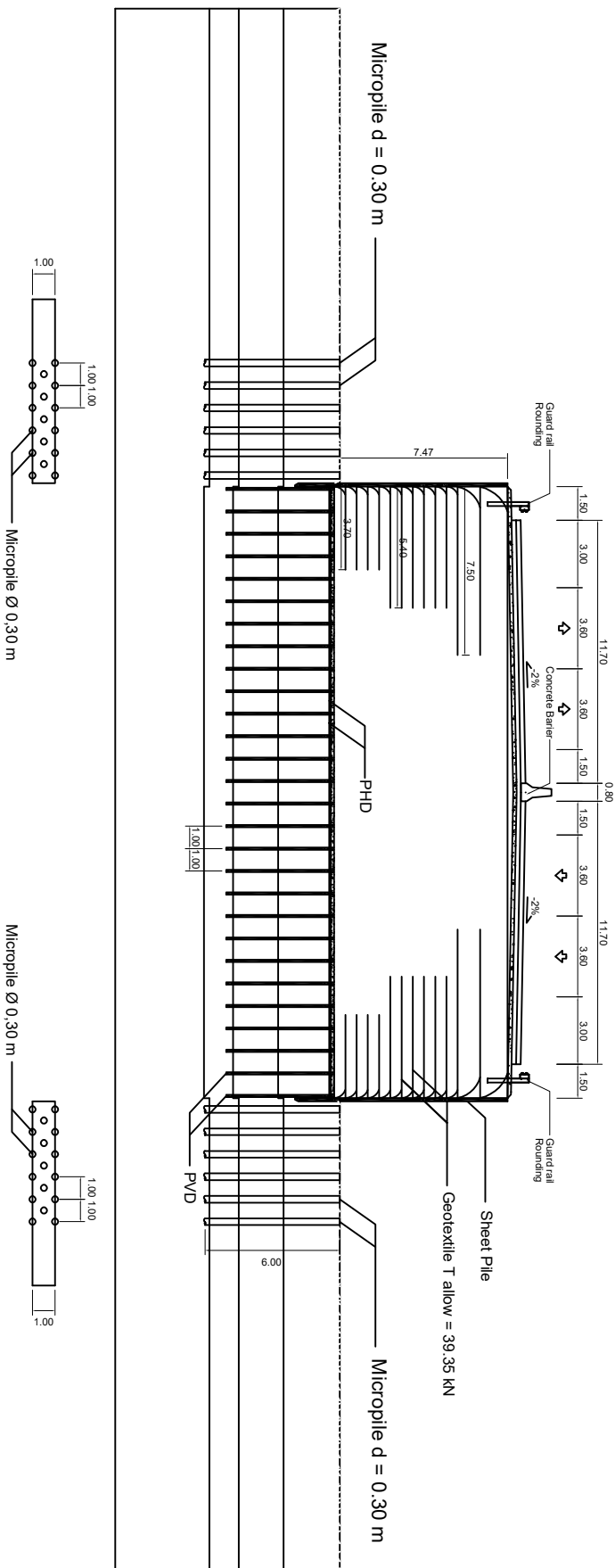


Alternatif Perkuatan Freyssisol

Skala 1 : 300

 <p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	SKALA	NO. LEMBAR	JML LEMBAR
	<p>Alternatif Perencanaan Perbaikan dan Perkuatan Tiang-tiang pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500</p>	<p>Dr. Yudi Hastash, ST., MT. 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD. 195107081976032001</p>	<p>Muhammad Krisna Wira Dhika 031174500031</p>	<p>1 : 300</p>	<p>2</p>	<p>22</p>

Main Road
Sta: 22+600



Alternatif Perkuatan Geotextile Wall

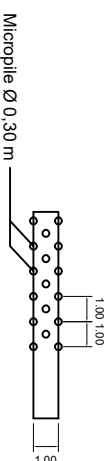
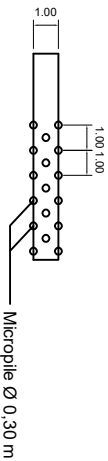
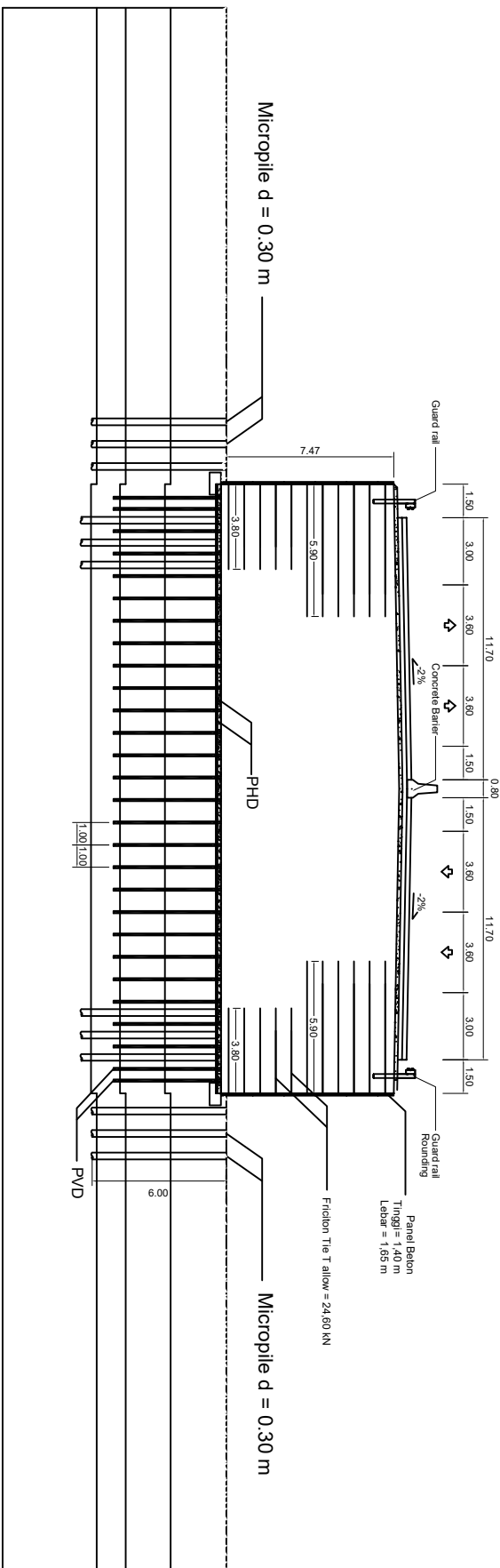
Skala 1 : 300



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2019

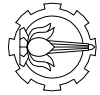
JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	SKALA	NO. LEMBAR	JML LEMBAR
Alternatif Perencanaan Perbaikan dan Pektaman Tumbuhan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500	Dr. Yudi Hastiastih, ST., MT. 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PHD. 195107081976032001	Muhammad Krisna Wira Dhika 031174500031	1 : 300	3	22

Main Road
Sta 22+600



Alternatif Perkuatan Freyssisol

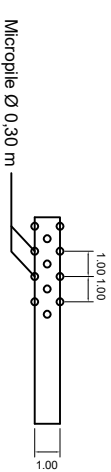
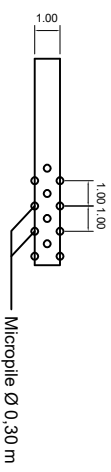
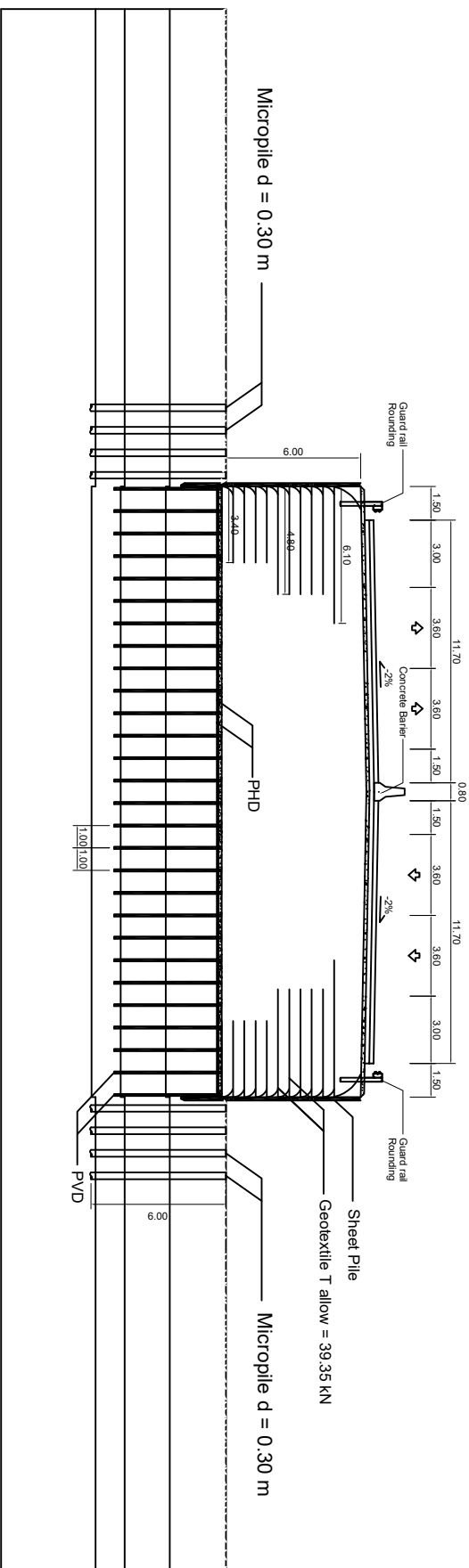
Skala 1 : 300



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2019

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	SKALA	NO. LEMBAR	JML LEMBAR
Alternatif Perencanaan Perbaikan dan Perkuatan Timpunan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500	Dr. Yudi Hastasih, ST, MT, 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PHD, 195107081976032001	Muhammad Krisna Wira Dhika 0311174500031	1 : 300	4	22

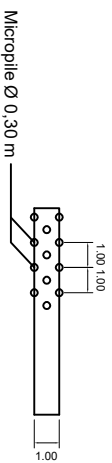
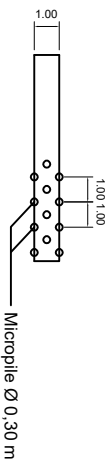
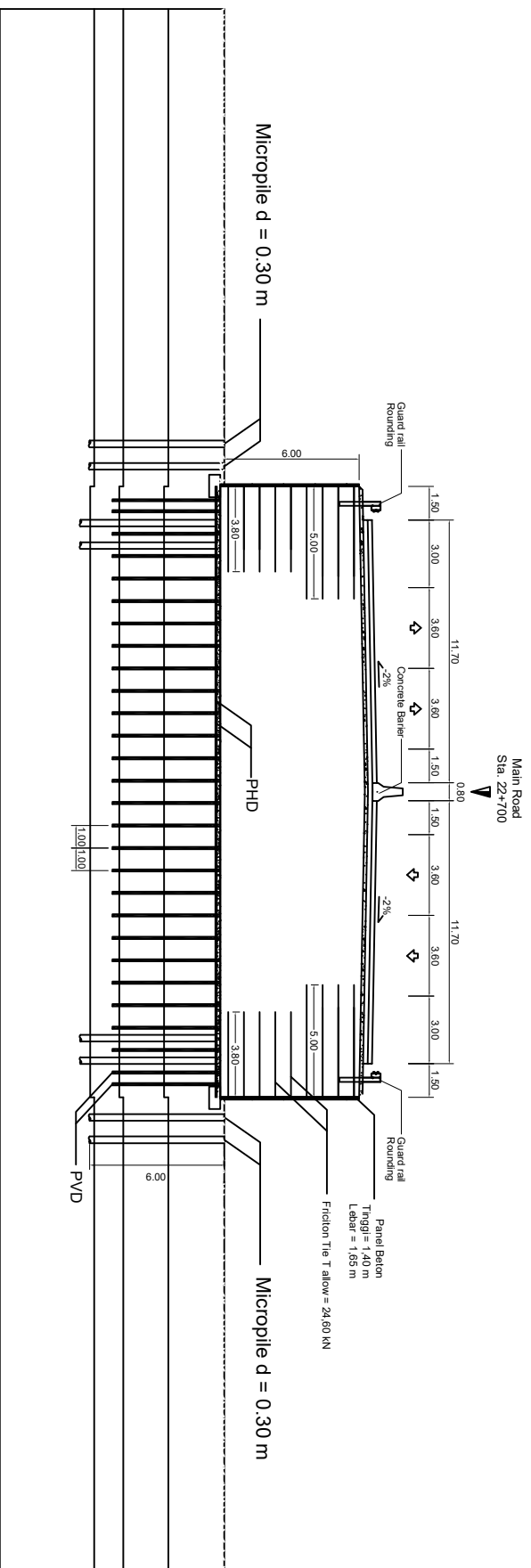
Main Road
Sta. 22+700



Alternatif Perkuatan Geotextile Wall

Skala 1 : 300

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019				
	JUDUL TUGAS AKHIR	Alternatif Perencanaan Pelebaran dan Perkuatan Tumbuhan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500			
DOSEN PEMBIMBING	Dr. Yudi Hastiastih, ST., MT. 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD. 195107081976032001	NAMA MAHASISWA	Muhammad Khsna Wira Dhika 031174500031		
SKALA	1 : 300	NO. LEMBAR	5	JML LEMBAR	22



Alternatif Perkuatan Freyssisol

Skala 1 : 300

<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	SKALA	NO. LEMBAR	JML LEMBAR
	<p>Alternatif Perencanaan Perbaikan dan Perkuatan Tiangbun pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500</p>	<p>Dr. Yudi Hastiastih, ST., MT. 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD. 195107081976032001</p>	<p>Muhammad Krisna Wira Dhika 031174500031</p>	1 : 300	6	22



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2019

JUDUL TUGAS AKHIR

Alternatif Perencanaan Perekahan dan Perekahan Tumbuhan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Yudi Hasti, ST., MT.
197701222005012002
Prof. Ir. Noor Endah, MSc., PhD.
195107081976032001

NAMA MAHASISWA

Muhammad Krisna Wira Dika
031174500031

SKALA

1 : 300

NO. LEMBAR

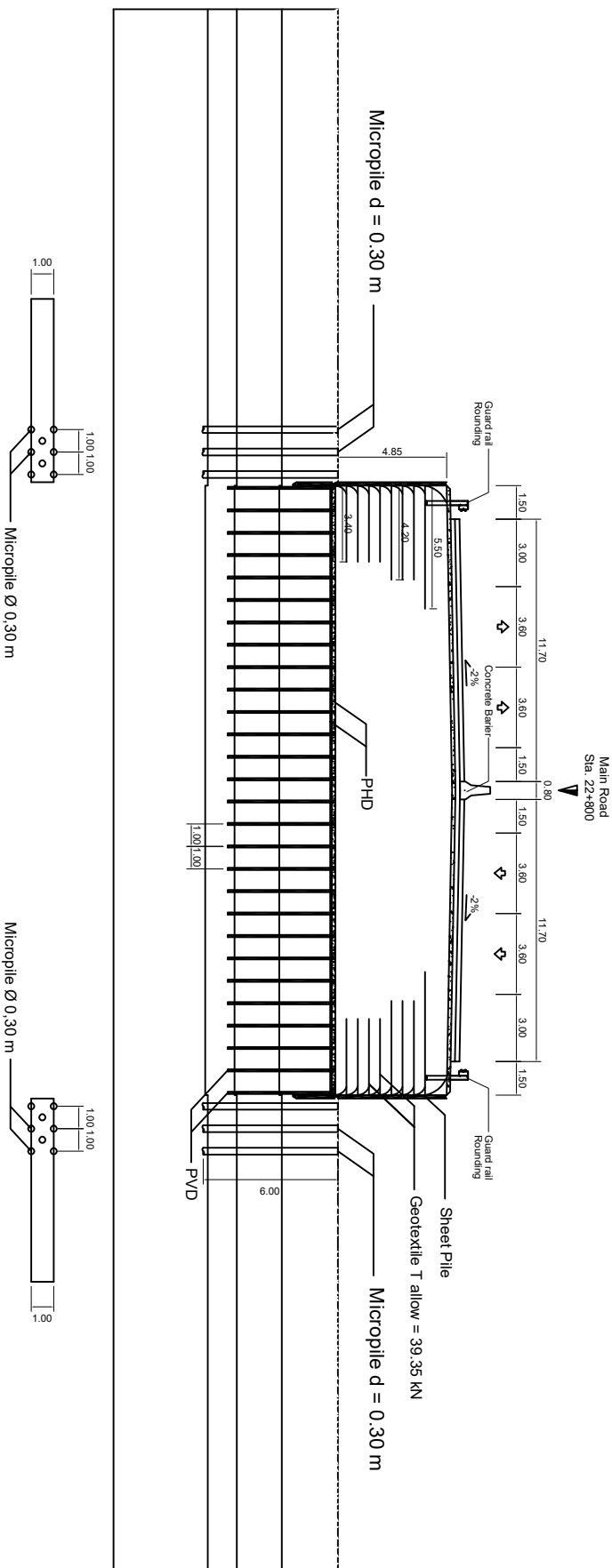
7

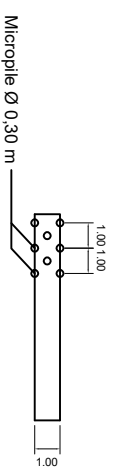
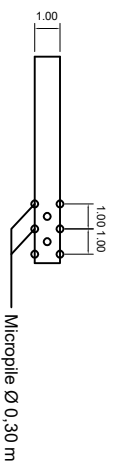
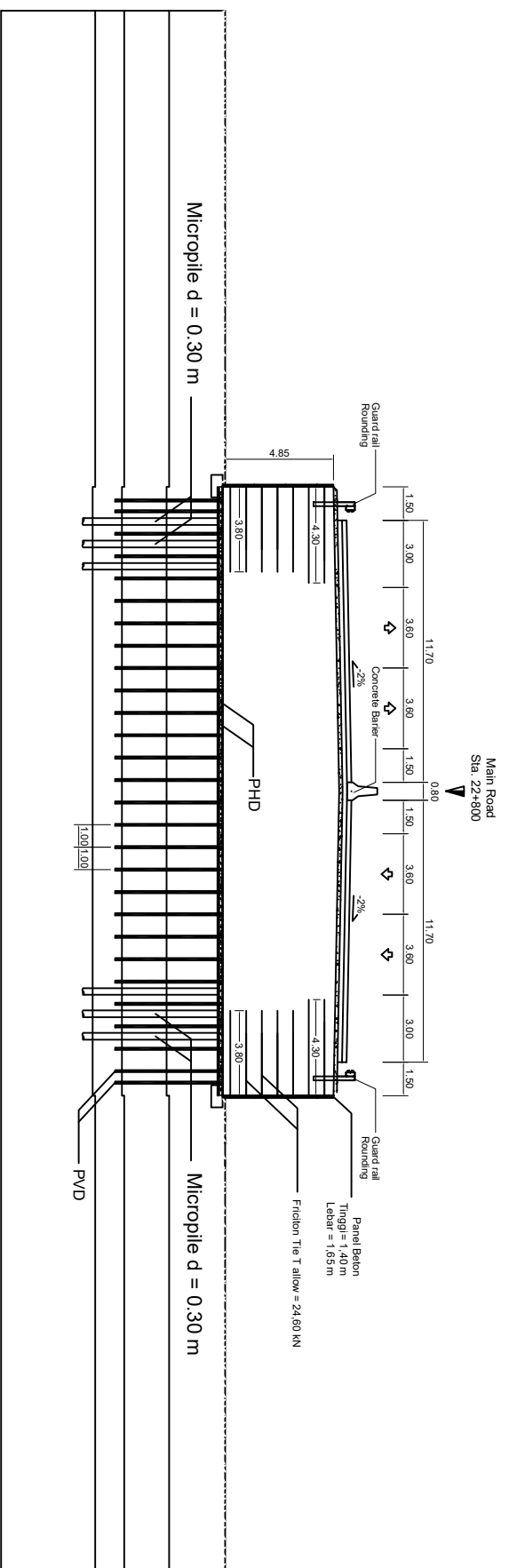
JML LEMBAR

22


Alternatif Perkuatan Geotextile Wall

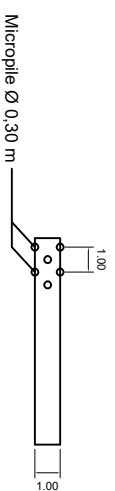
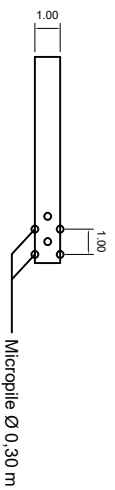
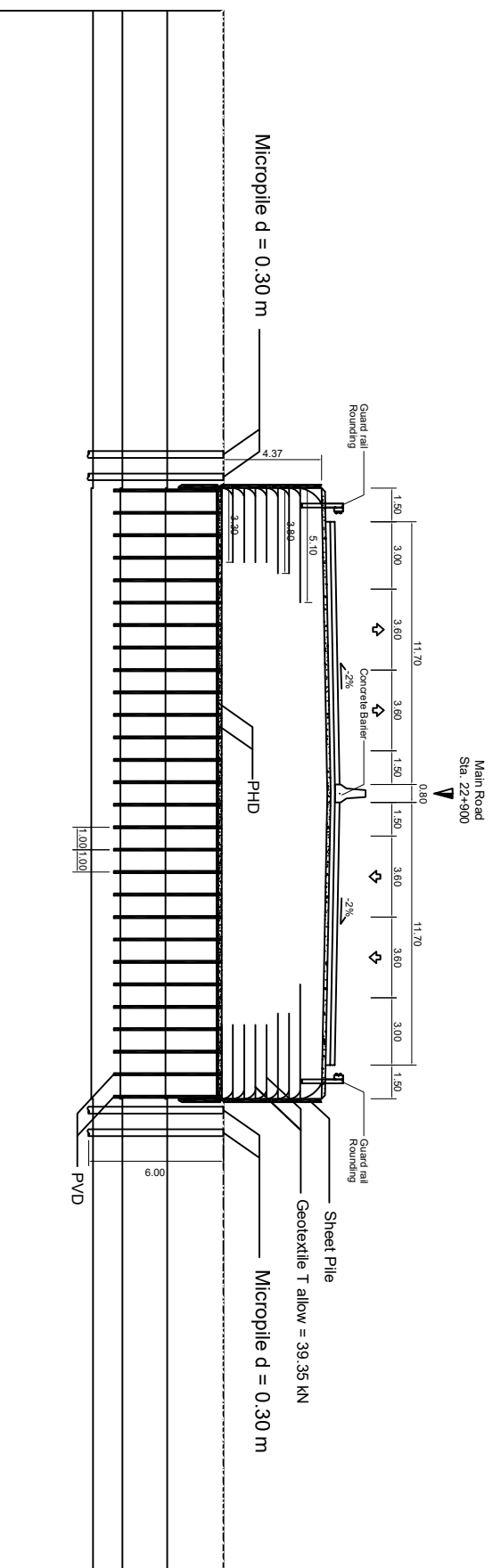
Skala 1 : 300






Alternatif Perkuatan Freyssisol
Skala 1 : 300

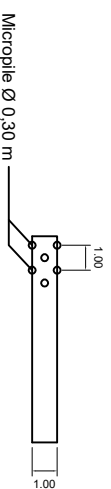
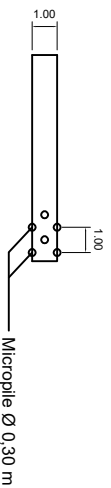
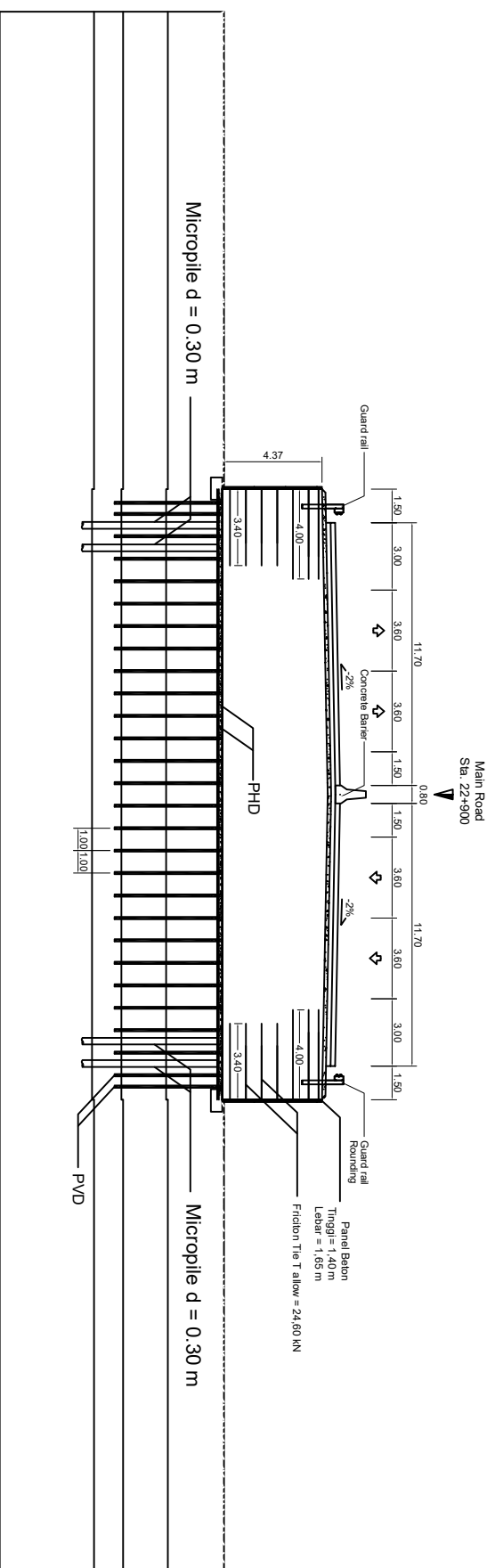
 DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019	JUDUL TUGAS AKHIR Alternatif Perencanaan Perbaikan dan Perkuatan Tumbuhan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500	DOSEN PEMBIMBING Dr. Yudi Hastasih, ST., MT., 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD, 195107081976032001	NAMA MAHASISWA Muhammad Krisna Wira Dhika 031174500031	SKALA 1 : 300	NO. LEMBAR 8	JML LEMBAR 22
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------	-------------------------	------------------------	-------------------------



Alternatif Perkuatan Geotextile Wall


Skala 1 : 300

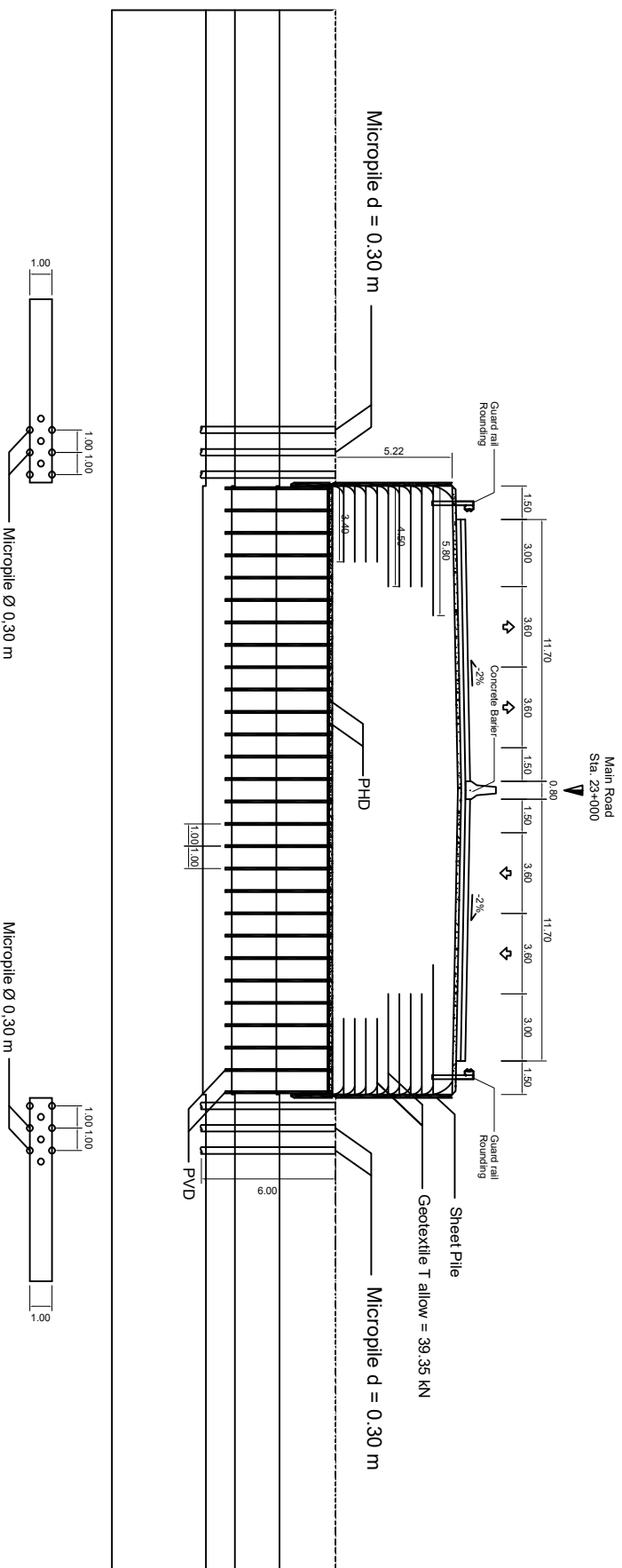
	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019		JUJUL: TUGAS AKHIR <small>Alternatif Perencanaan Perkuatan dan Perkuatan Timbunan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500</small>	DOSEN PEMBIMBING <small>Dr. Yudi Hastasih, ST., MT., 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PHD, 195107081976032001</small>	NAMA MAHASISWA Muhammad Krisna Wira Dhika 031174500031	SKALA 1 : 300	NO. LEMBAR 9	JML LEMBAR 22



Alternatif Perkuatan Freyssisol

Skala 1 : 300

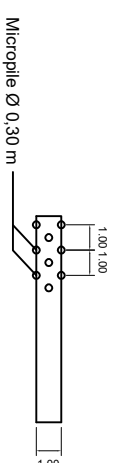
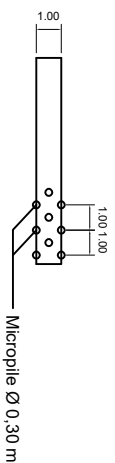
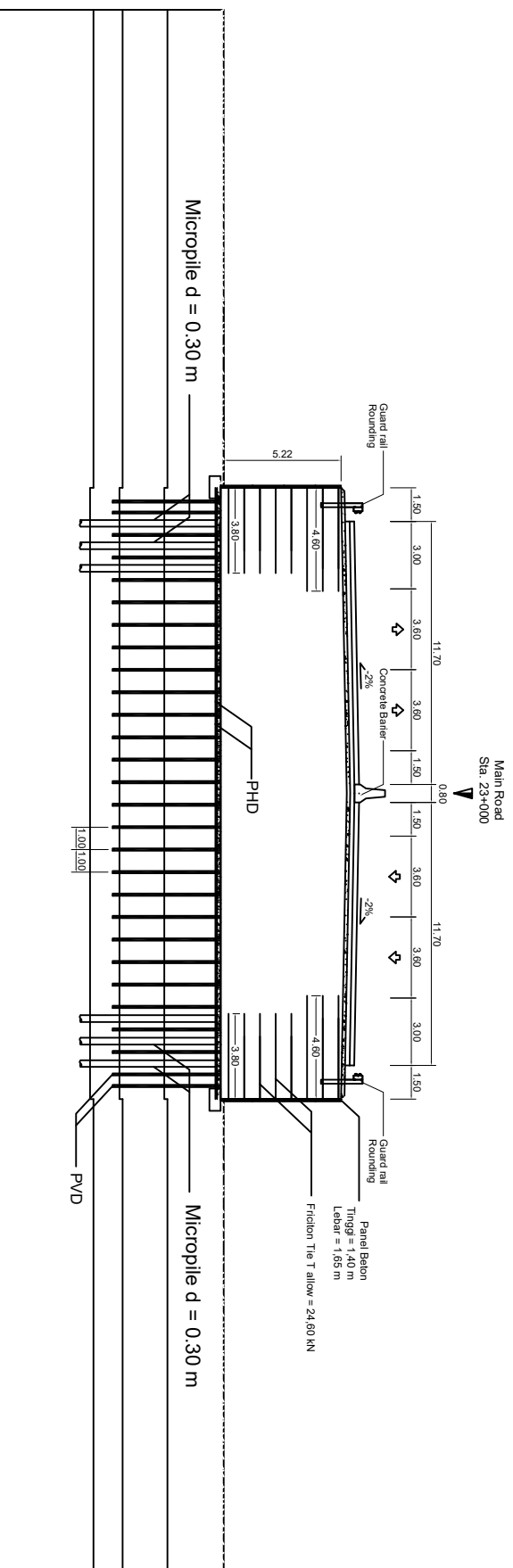
 <p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	SKALA	NO. LEMBAR	JML LEMBAR
	Alternatif Perencanaan Perkuatan dan Perkuatan Tiang pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500	Dr. Yudi Hasti, ST., MT. 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD. 195107081976032001	Muhammad Krisna Wira Dhika 03111745000031	1 : 300	10	22



Alternatif Perkuatan Geotextile Wall

Skala 1 : 300

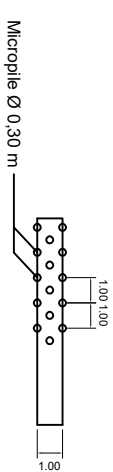
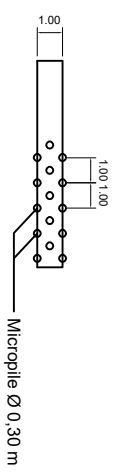
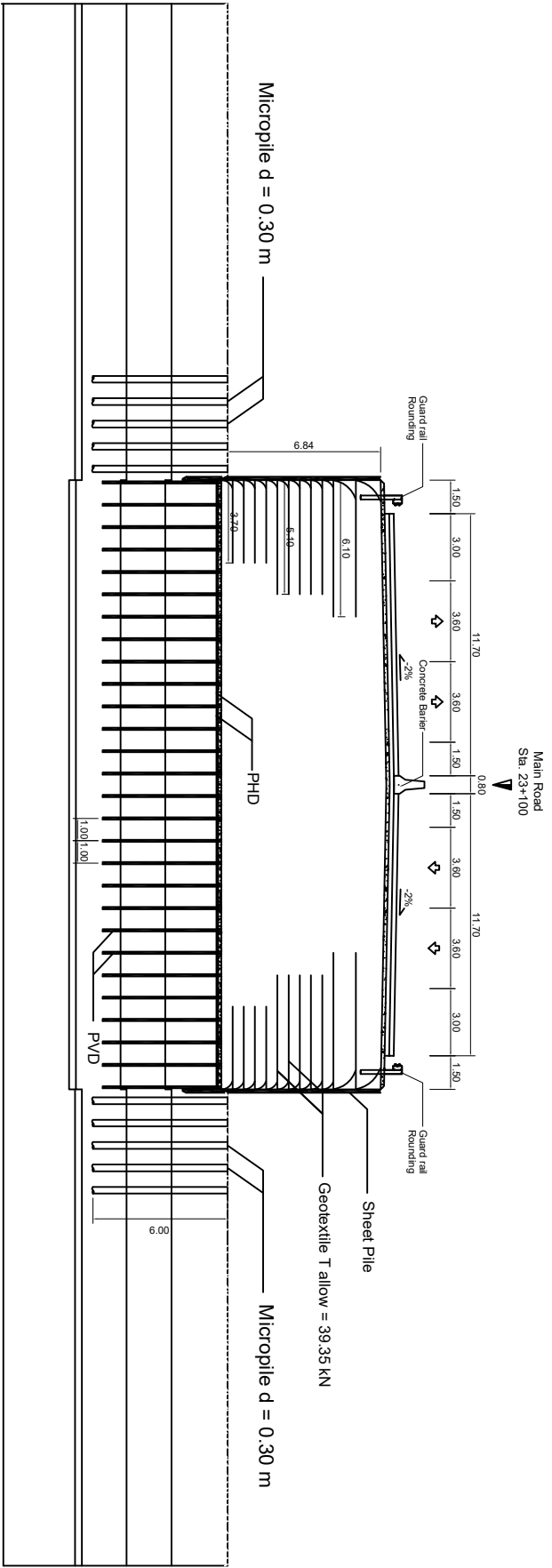
<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019</p>	<p>JUDUL TUGAS AKHIR</p> <p>Alternatif Perencanaan Perkuatan dan Perkuatan Timbunan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500</p>		<p>DOSEN PEMBIMBING</p> <p>Dr. Yudi Hastasih, ST., MT. 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD. 195107081976032001</p>		<p>NAMA MAHASISWA</p> <p>Muhammad Krisna Wira Dhika 031174500031</p>		<p>SKALA</p> <p>1 : 300</p>	<p>NO. LEMBAR</p> <p>11</p>	<p>JML LEMBAR</p> <p>22</p>



Alternatif Perkuatan Freyssisol

Skala 1 : 300

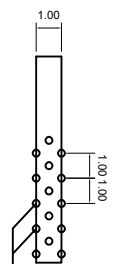
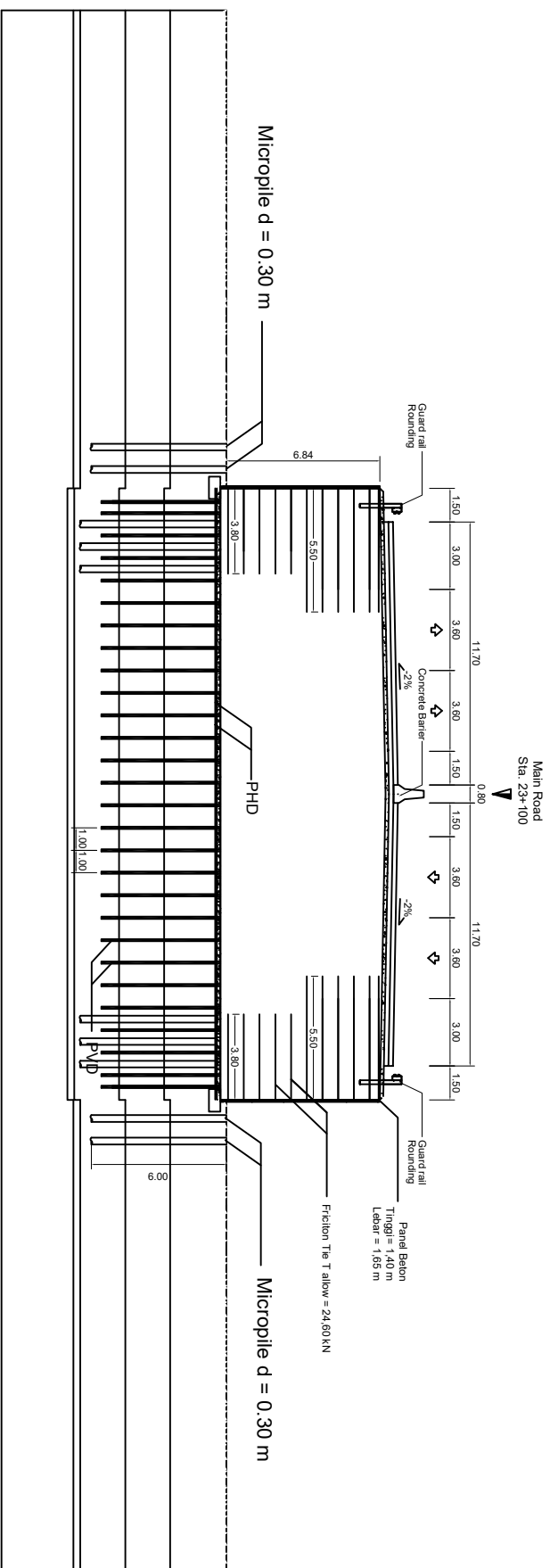
<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	SKALA	NO. LEMBAR	JML LEMBAR
	<p>Alternatif Perencanaan Perbaikan dan Perkuatan Tiangbun pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500</p>	<p>Dr. Yudi Hastiastih, ST., MT. 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PHD. 195107081976032001</p>	<p>Muhammad Krisna Wira Dhika 03111745000031</p>	1 : 300	12	22



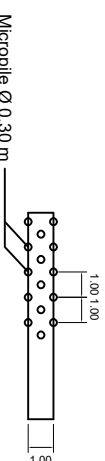
Alternatif Perkuatan Geotextile Wall

Skala 1 : 300

<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	SKALA	NO. LEMBAR	JML LEMBAR
	<p>Alternatif Perencanaan Pelebaran dan Perkuatan Tumbuhan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500</p>	<p>Dr. Yudi Hastasih, ST., MT. 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD. 195107081976032001</p>	<p>Muhammad Krisna Wira Dhika 031174500031</p>	<p>1 : 300</p>	<p>13</p>	<p>22</p>



Micropile Ø 0,30 m

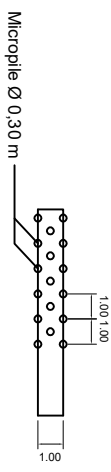
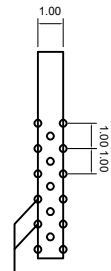
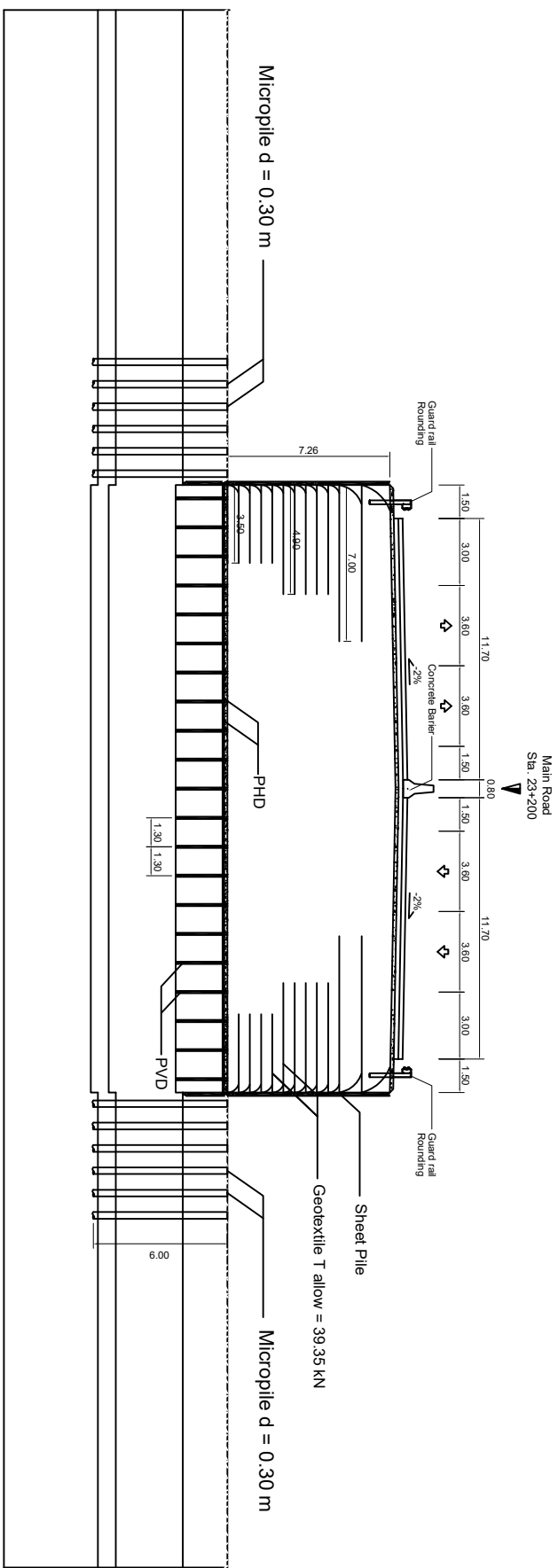


Micropile Ø 0,30 m

Alternatif Perkuatan Freyssisol

Skala 1 : 300

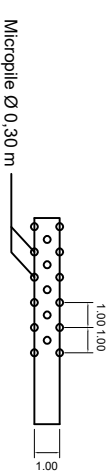
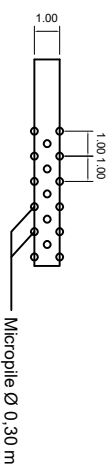
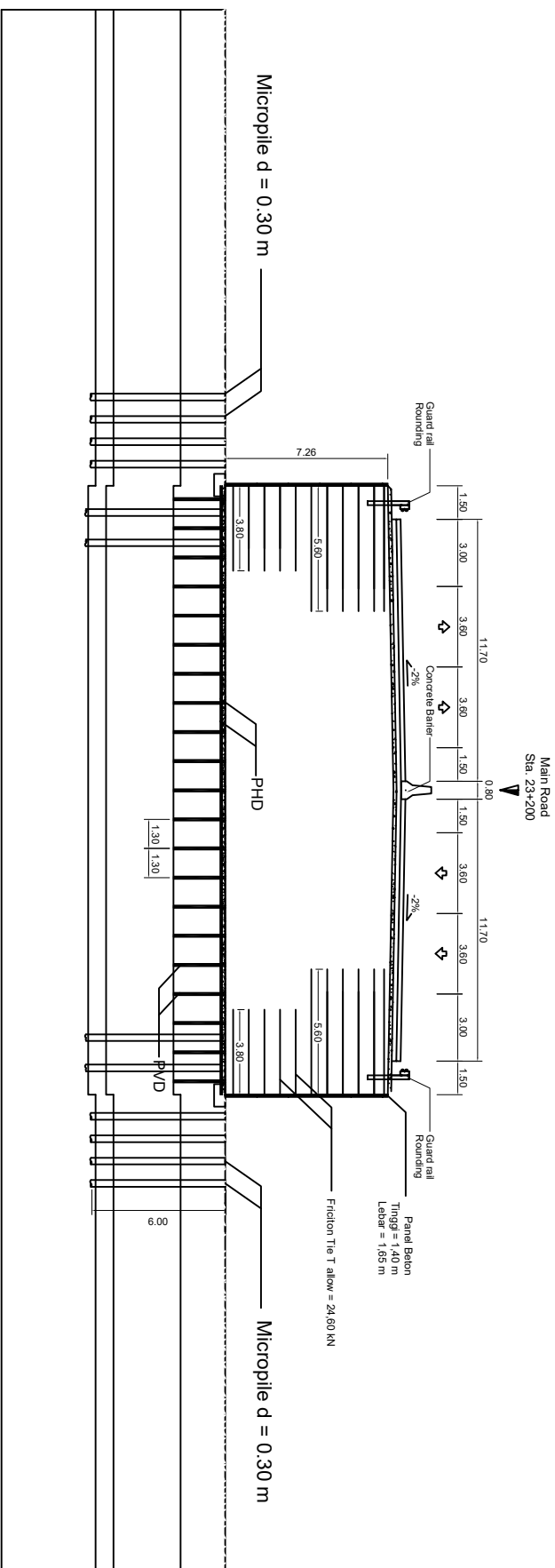
<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	SKALA	NO. LEMBAR	JML LEMBAR
	Alternatif Perencanaan Pelebaran dan Perkuatan Timpunan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 23+500 s/d STA 23+500	Dr. Yudi Hasti, ST, MT. 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD. 195107081976032001	Muhammad Krisna Wira Dhika 0311174500031	1 : 300	14	22



Alternatif Perkuatan Geotextile Wall

Skala 1 : 300

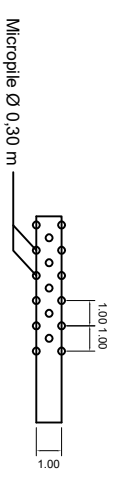
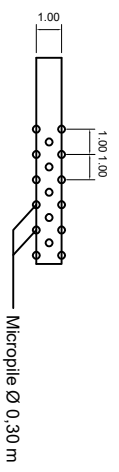
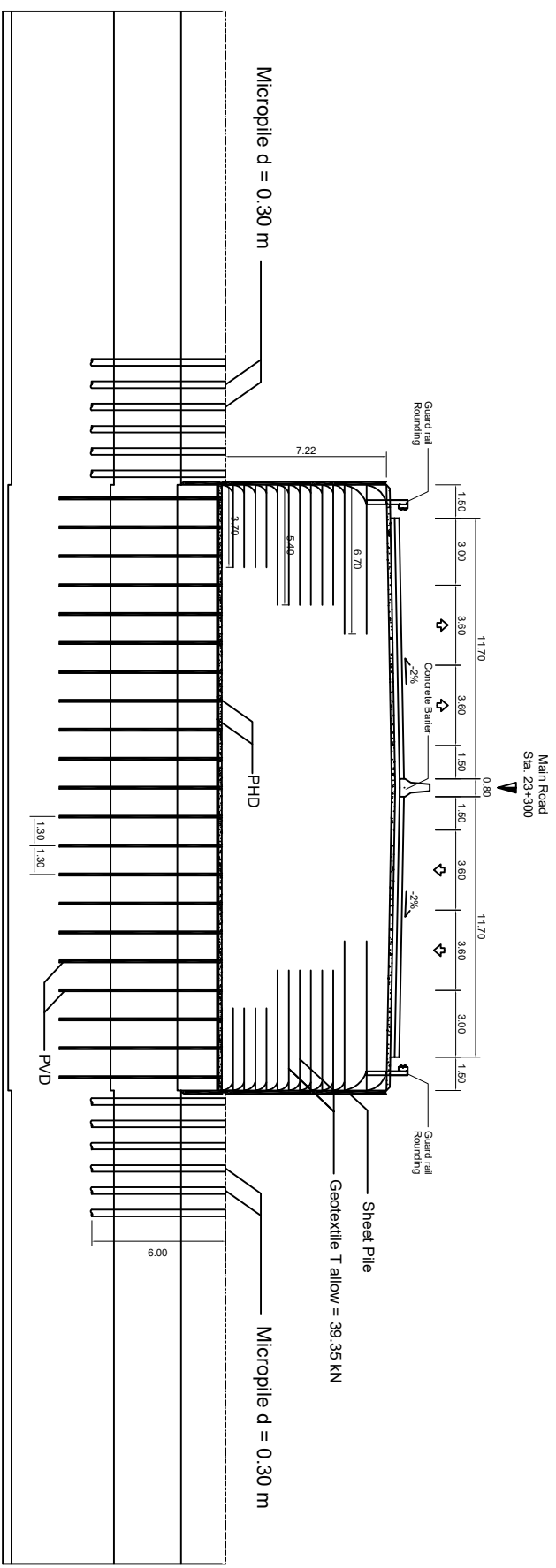
	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019</p>	<p>JUDUL TUGAS AKHIR Alternatif Perencanaan Perkuatan dan Perkuatan Tahanan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500</p>	<p>DOSEN PEMBIMBING Dr. Yudi Hasti, ST, MT. 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD. 195107081976032001</p>	<p>NAMA MAHASISWA Muhammad Krisna Wira Dhika 031174500031</p>	<p>SKALA 1 : 300</p>	<p>NO. LEMBAR 15</p>	<p>JML LEMBAR 22</p>
--	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------	-----------------------------------	-----------------------------------



Alternatif Perkuatan Freyssisol

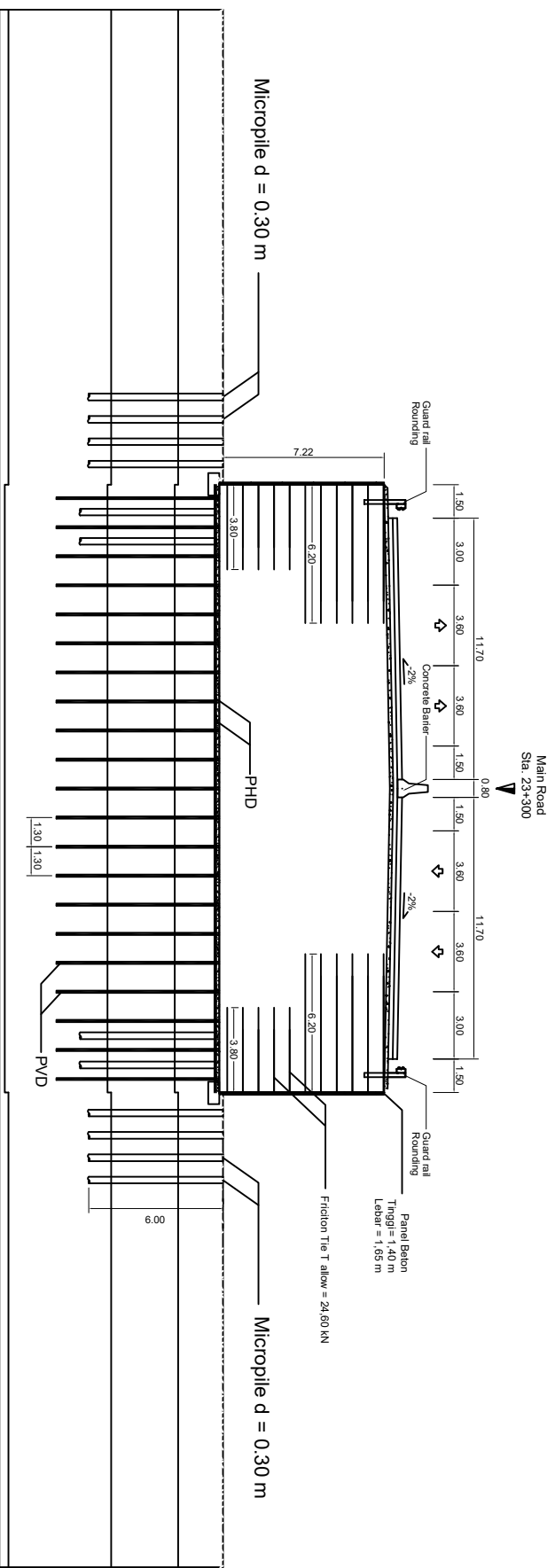
Skala 1 : 300

	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019</p>	<p>JUDUL TUGAS AKHIR Alternatif Perencanaan Pelebaran dan Perkuatan Tumpuan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500</p>	<p>DOSEN PEMBIMBING Dr. Yudi Hastasih, ST., MT. 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD. 195107081976032001</p>	<p>NAMA MAHASISWA Muhammad Krisna Wira Dhika 0311174500031</p>	<p>SKALA 1 : 300</p>	<p>NO. LEMBAR 16</p>	<p>JML LEMBAR 22</p>
--	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------	--------------------------	--------------------------	--------------------------

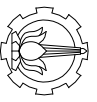


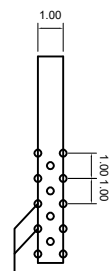
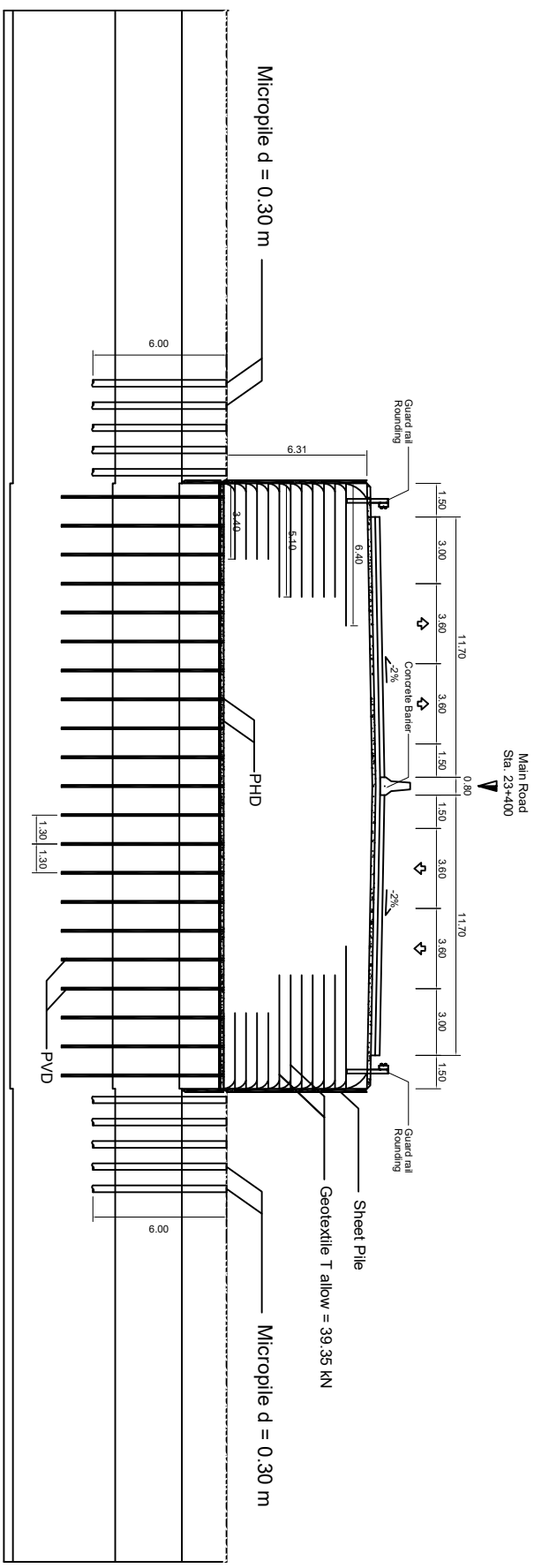
Alternatif Perkuatan Geotextile Wall
Skala 1 : 300

<p style="text-align: center;"> DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019 </p>	JUDUL TUGAS AKHIR Alternatif Perencanaan Perbaikan dan Perkuatan Tahanan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500	DOSEN PEMBIMBING <u>Dr. Yudi Hastasih, ST., MT.</u> 197701222005012002 <u>Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD.</u> 195107081976032001	NAMA MAHASISWA <u>Muhammad Krisna Wira Dhika</u> 031174500031	SKALA 1 : 300	NO. LEMBAR 17	JML LEMBAR 22

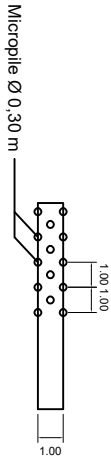



Alternatif Perkuatan Freyssissol
Skala 1 : 300

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019	JUDUL TUGAS AKHIR Alternatif Perencanaan Perbaikan dan Perkuatan Tumbuhan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500	DOSEN PEMBIMBING Dr. Yudi Hastasih, ST., MT. 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD. 195107081976032001	NAMA MAHASISWA Muhammad Krisna Wira Dhika 0311174500031	SKALA 1 : 300	NO. LEMBAR 18	JML LEMBAR 22
----------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------	-------------------------	-------------------------	-------------------------



Micro-pile Ø 0,30 m

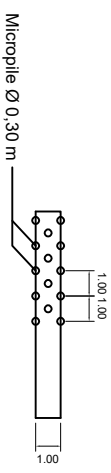
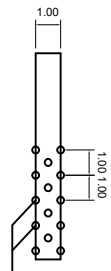
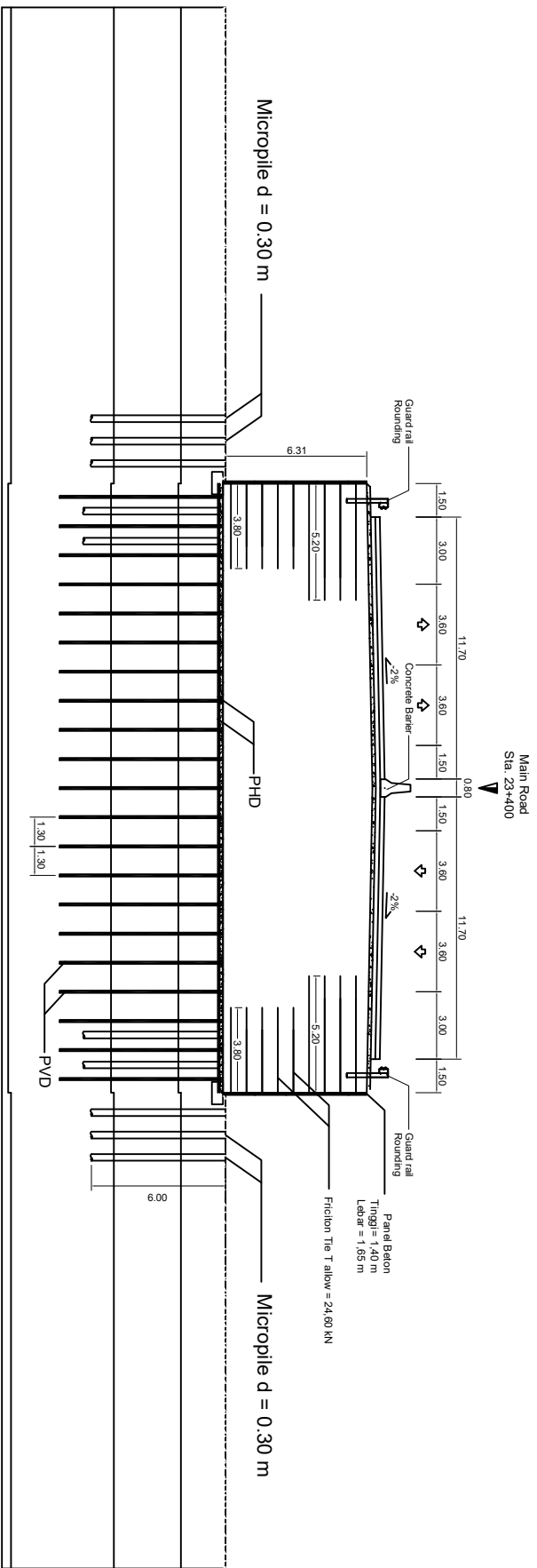


Micro-pile Ø 0,30 m

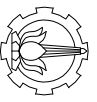
Alternatif Perkuatan Geotextile Wall

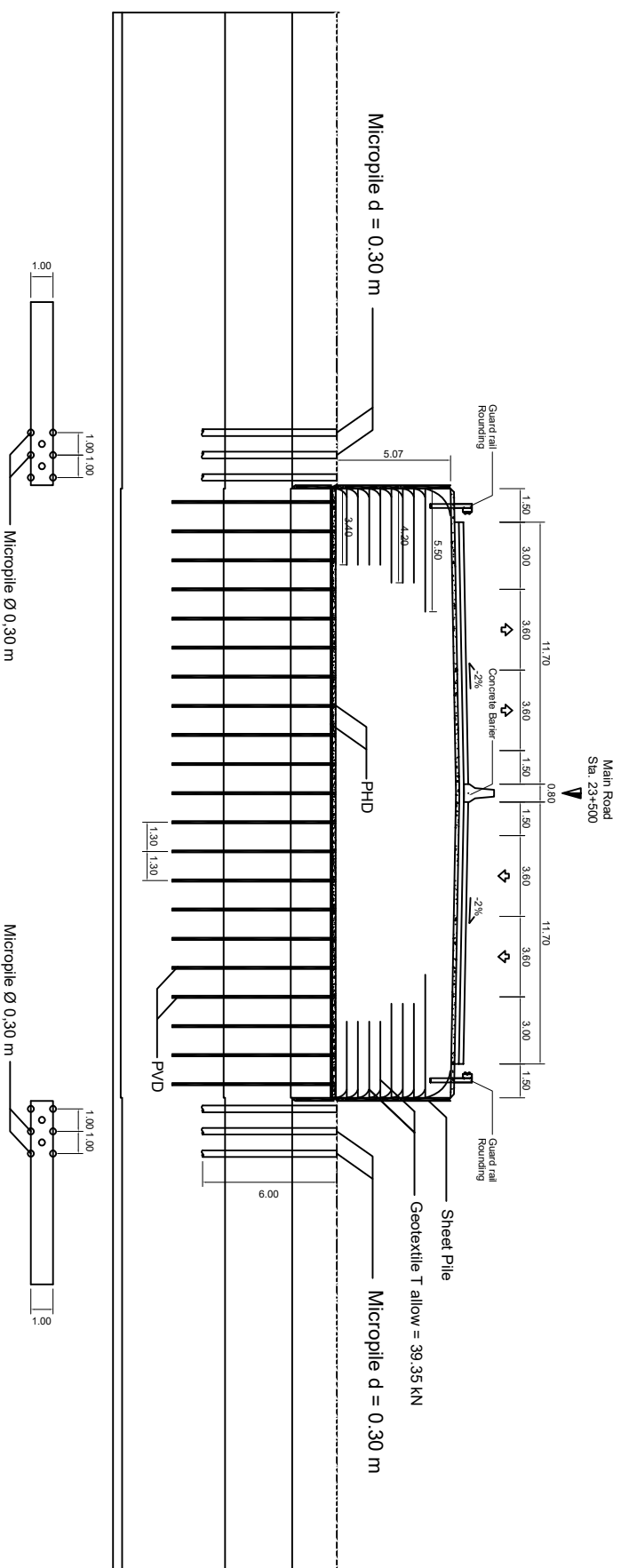
Skala 1 : 300

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019					
	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019	JUJUL TUGAS AKHIR Alternatif Perencanaan Perkuatan dan Perkuatan Tahanan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500	DOSEN PEMBIMBING Dr. Yudi Hasti, ST., MT., 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD., 195107081976032001	NAMA MAHASISWA Muhammad Krisna Wira Dhika 031174500031	SKALA 1 : 300	NO. LEMBAR 19

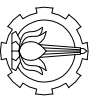



Alternatif Perkuatan Freyssissol
Skala 1 : 300

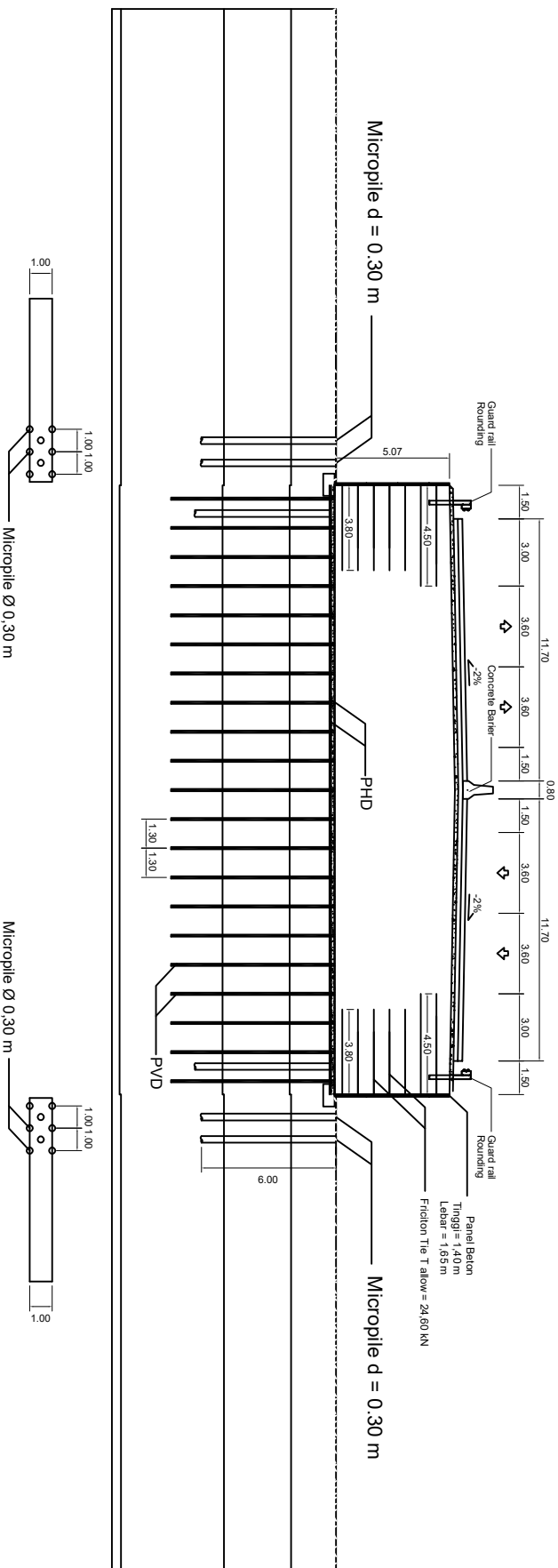
 DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019	JUDUL TUGAS AKHIR Alternatif Perencanaan Perbaikan dan Perkuatan Tumbuhan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500	
DOSEN PEMBIMBING Dr. Yudi Hastasih, ST., MT. 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD. 195107081976032001	NAMA MAHASISWA Muhammad Krisna Wira Dhika 031174500031	SKALA 1 : 300
NO. LEMBAR 20	JML LEMBAR 22	




Alternatif Perkuatan Geotextile Wall
Skala 1 : 300

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019					
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019	JUDUL TUGAS AKHIR Alternatif Perencanaan Perkuatan dan Perkuatan Timbunan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500	DOSEN PEMBIMBING Dr. Yudi Hastasih, ST., MT., 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD., 195107081976032001	NAMA MAHASISWA Muhammad Krisna Wira Dhika 031174500031	SKALA 1 : 300	NO. LEMBAR 21	JML LEMBAR 22

Main Road
Sta. 23+500



Alternatif Perkuatan Freyssisol
Skala 1 : 300

<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019</p>	<p>JUDUL TUGAS AKHIR</p> <p>Alternatif Perencanaan Pelebaran dan Perkuatan Timbunan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500</p>		<p>DOSEN PEMBIMBING</p> <p>Dr. Yudi Hastasih, ST, MT. 197701222005012002 Prof. Ir. Noor Endah, Msc., PhD. 195107081976032001</p>		<p>NAMA MAHASISWA</p> <p>Muhammad Krisna Wira Dhika 0311174500031</p>		<p>SKALA</p> <p>1 : 300</p>	<p>NO. LEMBAR</p> <p>22</p>	<p>JML LEMBAR</p> <p>22</p>
	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA 2019</p>								



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04

rev01

NAMA PEMBIMBING	: Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.
NAMA MAHASISWA	: Muhammad Krisna Wira Dhika
NRP	: 03111745000031
JUDUL TUGAS AKHIR	: Alternatif Perencanaan Perbaikan dan Perkuatan Timbunan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s/d STA 23+500
TANGGAL PROPOSAL	: 8 Januari 2019
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	03/03/19	Grafik hubungan & Stahgrafi yang belum sempurna	Menyempurnakan stahgrafi dan melanjutkan pengolahan data	MA
2	11/03/19	Stahgrafi diperbaiki	Mengolah hasil stahgrafi	MA
3.	18/03/19	Menghitung Rekapitulasi data parameter tanah	Lanjutkan pada zoning, dan pemamparan	MA
4	28/03/19	Menghitung preloading dan timbunan	Melanjutkan himbunan bertahap	MA
5	09/04/19	Menghitung perbaikan menggunakan PVD	Melanjutkan perhitungan	MA
6.	22/04/19	Menghitung perkuatan geotekstil wall	Melanjutkan perhitungan GSRW	MA
7.	29/04/19	Menghitung perkuatan GSRW	Melanjutkan pembuatan laporan word.	MA



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D
NAMA MAHASISWA	: Muhammad Krisna Wira Dhika
NRP	: 03111745000031
JUDUL TUGAS AKHIR	: Alternatif Perencanaan Perbaikan dan Perkuatan Timbunan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s.d. STA 23+500
TANGGAL PROPOSAL	: 08 Januari 2019
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	22-02-2019	Korelasi data tanah dan Grafik hubungan	Stahografi, melanjutkan Grafik hubungan kedalaman dan data tanah.	<u>noor</u>
2	01/03/19.	Plotting data dari grafik hubungan.	Stahografi dan menentukan parameter tanah.	<u>noor</u>
3	11/03/19.	Menyempurnakan grafik stahografi	menyediakan korelasi parameter tanah.	<u>noor</u>
4	28/03/19.	Menghitung preceding untuk sisi kiri dan kanan.	Melanjutkan perhitungan timbunan bertahap.	<u>noor</u>
5	9/04/19.	menghitung PVD.	Memperbaiki perhitungan PVD.	<u>noor</u>
6	10/04/19.	Menghitung perbaikan PVD dan Replacement.	memperbaiki dan melanjutkan perhitungan.	<u>noor</u>
7	16/04/19.	Menghitung perkuatan timbunan	perbaiki dan lanjutkan perhitungan	<u>noor</u>

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

Pada hari ini Kamis tanggal 11 Juli 2019 jam 08:00 WIB telah diselenggarakan UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111745000031	Muhammad Krisna Wira Dhika	Alternatif Perencanaan Perbaikan dan Perkuatan Timbunan pada Proyek Tol Gempol-Pasuruan STA 22+500 s.d STA 23+500

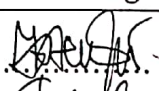

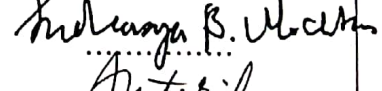
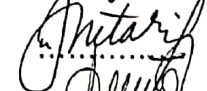

1. Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

1. Urutan menentukan H_{max}
2. Kalo timbunan bertahap bila tak pakai PVD
3. Cek nilai c dan ϕ u/ bearing capacity
4. Daya dukung tanah dilihat dari overall stability
5. ST
6. Gambar? di lampiran (contoh: lampiran u) tidak jelas. Data? nya apa betul begitu? → cek saja.
7. cek perkuatan internal dan overall stability → micropile dan freysisol
8. cek perkuatan dari freysisol..
9. Pelebaran Perkuatan cerucuh

2. Rentang nilai dari hasil diskusi Tim Penguji Tugas Akhir adalah : A / (AB) / B / BC / C / D / E

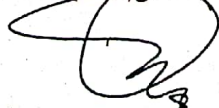
3. Dengan hasil ujian (wajib dibacakan oleh Ketua Sidang di depan Peserta Ujian dan Penguji) :

- Lulus Tanpa Perbaikan Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
 Lulus Dengan Perbaikan Mengulang Ujian Lisan

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Dr. Yudhi Lastiasih, ST. MT (Pembimbing 1)	
Prof. Ir. Noor Endah, MSc. PhD (Pembimbing 2)	
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD	
Musta'in Arif, ST. MT	
Putu Tantri Kumala S, ST, MT	

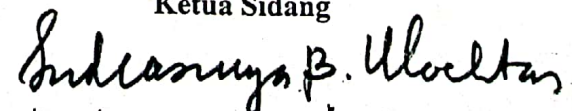
Surabaya, 11 Juli 2019

Mengetahui,
 Ketua Program Studi S1



Dr. techn. Umboro Lasminto, ST. MSc
 NIP 19721202 199802 1 001

Ketua Sidang



(Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar)
 Nama terang