TUGAS AKHIR (RC-141501)

PERENCANAAN ABUTMENT JEMBATAN DAN PERBAIKAN TANAH UNTUK OPRIT JALAN LAYANG (*OVERPASS*) KOMODOR LAUT YOS SOEDARSO SEMARANG

IQBAL YASIANTO
NRP 3110 100 705

Dosen Pembimbing
Ir. Suwarno, M.Eng
Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya2015

TUGAS AKHIR (RC-141501)

PERENCANAAN ABUTMENT JEMBATAN DAN PERBAIKAN TANAH UNTUK OPRIT JALAN LAYANG (*OVERPASS*) KOMODOR LAUT YOS SOEDARSO SEMARANG

IQBAL YASIANTO
NRP 3110 100 705

Dosen Pembimbing
Ir. Suwarno, M.Eng
Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015

PERENCANAAN ABUTMENT JEMBATAN DAN PERBAIKAN TANAH UNTUK OPRIT JALAN LAYANG (*OVERPASS*) KOMODOR LAUT YOS SOEDARSO SEMARANG

TUGAS AKHIR

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

Oleh :
IQBAL YASIANTO
NRP. 3110 100 705

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Ir. Suwarno, M.Eng. ..... (Pembimbing I)
2. Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT. ..... (Pembimbing II)

SURABAYA
JUNI, 2015

Scanned by CamScanner

PERENCANAAN ABUTMENT JEMBATAN DAN PERBAIKAN TANAH UNTUK OPRIT JALAN LAYANG (*OVERPASS*) KOMODOR LAUT YOS SOEDARSO SEMARANG

Nama Mahasiswa : Iqbal yasianto
NRP : 3110100705
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Konsultasi 1 : Ir. Suwarno, M.Eng
Dosen Konsultasi 2 : Dr. Yudhi Lastiasih, ST, MT

ABSTRAK

Jalur Pantura adalah jalur negara yang memiliki tingkat kemacetan yang tinggi khususnya pada musim mudik. Untuk mengurangi kemacetan pada jalur tersebut maka di bangunlah sebuah jalur alternatif di daerah pesisir Semarang yang terhubung pada Jalan Komodor Laut Yos Soedarso. Namun, dalam perencanaan Komodor Laut Yos Soedarso jalan itu sendiri ada beberapa kondisi yang perlu dipertimbangkan. Kondisi pertama, jalan Komodor Laut Yos Soedarso ini sendiri terletak pada daerah yang dikelilingi oleh lapisan tanah lunak. Dan kondisi kedua, jalan ini nantinya akan memotong beberapa jalan yang sudah ada sebelumnya. Maka dari itu, dalam perencanaan jalan Komodor Laut Yos Soedarso ini perlu adanya jalan-jalan overpass yang dapat melewatkan jalan alternatif di atas jalan yang sudah ada. Dalam merencanakan overpass sendiri perlu adanya jalan oprit untuk menghubungkan jalan overpass dengan jalan yang ingin direncanakan.

Perencanaan jalan ini menggunakan pendekat/oprit untuk *overpass* yang akan dibangun nantinya. Jalan pendekat ini sendiri terletak di atas lapisan tanah lunak, dimana letak jalan ini berada pada daerah tambak Semarang. Oleh karena itu, untuk perencanaan oprit ini sendiri diperlukan adanya perbaikan terhadap lapisan tanah dasar dibawahnya. Metode perbaikan

tanah yang dapat diterapkan antara lain pemberian beban awal (*preloading*), PVD (*Prefabricated Vertical Drain*), atau kombinasi keduanya. Perbaikan tanah ini sendiri dilakukan untuk mempercepat waktu konsolidasi untuk tanah dasar dibawahnya, sehingga saat jalan diatasnya dibangun tidak terjadi *differential settlement* yang dapat merusak jalan tersebut. PVD sendiri digunakan untuk mempercepat waktu konsolidasi, dimana jika tidak menggunakan PVD membutuhkan waktu yang lama dan menghabiskan puluhan tahun untuk memampat.

Overpass akan di bangun di atas tanah lunak dengan timbunan yang tinggi, karena itu timbunan membutuhkan perkuatan. Dari hasil analisa perhitungan perencanaan timbunan menggunakan perkuatan *geotextile* type stabilenka dengan kuat tarik maksimal sebesar 120/120 kN/m dan *micropile* yang digunakan adalah dengan dimensi 25 cm x 25 cm. Total biaya yang dibutuhkan untuk perencanaan perkuatan tanah sebesar Rp2.229.353.917,00. Dan perencanaan abutment menggunakan pondasi tiang pancang 60 cm dengan total biaya Rp1.612.765.413,00

Keyword: Overpass Komodor Laut Yos Soedarso Semarang, prealoding, PVD, differential settement, Micropile geotextile, Abutment

PLANNING ABUTMENT'S BRIDGE AND SOIL IMPROVEMENT OPRIT'S OVERPASS KOMODOR LAUT YOS SOEDARSO SEMARANG

Name	: Iqbal yasianto
NRP	: 3110100705
Departement	: Civil Engineering
Supervisor 1	: Ir. Suwarno, M.Eng
Supervisor 2	:Dr. Yudhi Lastiasih, ST., MT.

Abstract

N*orthern coast line is the path the country has high levels of congestion particularly at the homecoming season. To reduce congestion on the road then build an alternative path in the coastal area of Semarang and connect Komodor Laut Yos Soedarso . However, in planning the Komodor Laut Yos Soedarso Road itself there are several conditions that need to be considered. The first condition, Komodor Laut Yos Soedarso Road is located in an area surrounded by a layer of soft soil. And the second condition, this road will cut some of the existing road. Therefore, in the Komodor Laut Yos Soedarso road planning needs for roads overpass that can pass alternatif road over the existing roads. In overpass planning need oprit way to connect overpass road with road wantsplanned.*

This path planning using approach oprit for overpass. This approach bridge is build on top of a layer of soft soil, where it situated in the pond area of Semarang. Therefore, for oprit planning needed for soil. Soil improvement method that can be applied, among others, the provision of initial load (preloading), PVD (Prefabricated Vertical Drain) or combined both of them. Soil improvement can accelerate the consolidation of subgrade underneath, so that the road will be built doesn't occur differensial settlement and damage of the road. PVD is used to

accelerate the consolidation time, which if not using PVD time required will be longer and spent decades.

Overpass will be build on top of soft soil with high embankment, because of that embankment need reinforcement. From the analysis of land planning calculations using Geotextile type used is the stabilenka with a maximum tensile strength of 120/120 kN / m and micropile are used with dimensions of 25cmx25cm. The amount needed for the planning of the geotextile wall and micropile is Rp2.229.353.917,00. *And the planning of the abutment with foundation spun pile 60cm the total cost of the required amount of* Rp1.612.765.413,00

Keyword :*Overpass Komodor Laut Yos Soedarso Semarang, prealoding, PVD, differential settlement, Micropile geotextile, Abutment*

KATA PENGANTAR

Puji Syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa oleh kebaikan dan anugerah-Nya lah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan dengan baik dan lancar. Tugas Akhir ini sendiri berjudul Perencanaan Abutment Jembatan dan Perbaikan Tanah untuk Oprit Jalan Layang (Overpas) Komodor Laut Yos Soedarso Semarang.

Tidak lupa saya mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu pekerjaan laporan Tugas Akhir ini hingga dapat diselesaikan, antara lain kepada :

1. Ibu Dr. Yudhi Lastiasih, ST. MT. dan Bapak Ir. Suwarno, M.Eng selaku dosen Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS dan dosen pembimbing yang telah menolong, mengarahkan, dan membimbing saya dalam membuat Laporan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Prof.Ir. Indrasurya B.M., M.Sc., Ph.D. dan Ibu Putu Tantri ST.,MT. telah menolong, mengarahkan, dan membimbing saya dalam membuat Laporan Tugas Akhir ini.
3. Orang Tua saya bapak Sismoro dan ibu Sri yatin yang telah memberikan dorongan dan motivasi serta dukungan materi selama proses penyusunan Tugas Akhir berlangsung.
4. Naya Elnazid yang memberikan dorongan dan motivasi selama proses penyusunan Tugas Akhir berlangsung.
5. Terakhir kepada kawan-kawan saya di Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS yang memberikan masukan dan motivasi selama proses penyusunan Tugas Akhir berlangsung.

Semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca yang ingin mempelajari isi dari Tugas Akhir ini.

Surabaya, Mei 2015
Penulis

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL i
LEMBAR PENGESAHAN ii
KATA PENGANTAR iii
DAFTAR ISI v
DAFTAR GAMBAR ix
DAFTAR TABEL xiii
ABSTRAK xv
BAB 1 PENDAHULUAN 1
1.1 Latar belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 3
1.3 Tujuan 4
1.4 Batasan Masalah 4
1.5 Lokasi 4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA 9
2.1 Karekteristik Tanah Lunak 9
2.2 Analisa Data Tanah dengan Metode Chi Square 10
2.3 Teori Pemampatan 12
2.4 Waktu Konsolidasi 18
2.5 Teori *Preloading* 20
2.6 Teori Perencanaan *Vertical Drain* 23
2.7 Teori Perencanaan Cerucuk 29
2.8 Teori Perencanaan Geotekstil 34
2.9 Timbunan Jalan Pendekat Jembatan (Oprit) 37
2.10 Desain Abutment 38
BAB 3 METODOLOGI 47
3.1 Bagan Alir 47
3.2 Studi Literatur 48
3.3 Pengumpulan dan Analisis Data 48
3.4 Perencanaan Geoteknik 48
3.5 Perhitungan Perkuatan Tanah 49
3.6 Perencanaan Abutment 49

3.7 Kesimpulan 49
3.8 Jadwal Pelaksanaan 50
BAB 4 ANALISA DATA 51
4.1 Data Tanah 51
4.2 Data Gambar 55
4.3 Data Tanah Timbunan 56
4.4 Data Spesifikasi Bahan 56
BAB 5 ANALISA PERHITUNGAN TIMBUNAN 57
5.1 Perhitungan Konsolidasi dan Tinggi Awal Timbunan 57
5.2 Perhitungan waktu konsolidasi 59
5.3 Perhitungan PVD 60
5.4 Perkuatan Sistem Perkuatan Tanah dengan *Geotextile* 66
5.5 Perkuatan *Overall* dengan STABLE 70
5.6 Perkuatan dengan *micropile* 71
5.7 Kesimpulan 74
BAB 6 ANALISA PERHITUNGAN ABUTMENT 77
6.1 *U-Girder* 77
6.2 Data Struktur Bawah 78
6.3 Beban Sendiri (MS) 79
6.4 Tekanan Tanah (TA) 80
6.5 Beban Jalur "D" (TD) 81
6.6 Beban Beban Pejalan Kaki(TP) 83
6.7 Gaya Rem (TB) 84
6.8 Pengaruh Temperatur (ET) 85
6.9 Beban Angin (EW) 86
6.10 Beban Gempa (EQ) 88
6.11 Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa 91
6.12 Perhitungan Gaya Momen yang Terjadi 92
6.13 Perhitungan Pondasi 93
6.14 Perencanaan Penulang Abutment 97
6.15 Tiang Pancang Sebagai Perkuatan terhadap Overall 103
6.16 Kesimpulan 106
BAB 7 ANALISA BIAYA 107
7.1 Biaya Bahan untuk Timbunan 107
7.2 Biaya Bahan untuk Perkuatan Timbunan 107

7.3 Biaya Bahan Abutment 107
7.4 Biaya Alternatif 108
7.5 Kesimpulan 109
BAB 8 KESIMPULAN 109
Lampiran 1 Data Borlog 113
Lampiran 2 Data tanah 125
Lampiran 3 Perhitungan Sc dan $H_{inisial}$ 127
Lampiran 4 Waktu Penurunan PVD 129
Lampiran 5 Perhitungan *Geotextile Wall* 143
Lampiran 6 Hasil Program STABLE 155
Lampiran 7 Perhitungan Cerucuk 161
Lampiran 8 AnalisaDaya Dukung Tanah untuk Tiang Pancang Abutment 199
Lampiran 9 Gambar Perencanaan 203
DAFTAR PUSTAKA xix

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Jalan Pesisir Semarang-Jepara 5

Gambar 1.2 *Overpass* Jalan Komdor Laut Yos 6

Gambar1.3 Potongan Memanjang *Overpass* Komodor Laut Yos Soedarso Semarang 7

Gambar1.3 Oprit *Overpass* Komodor Laut Yos Soedarso Semarang 7

Gambar1.5 Potongan Melintang *Overpass* Komodor Laut Yos Soedarso Semarang 8

Gambar 2.1 Beban Terbagi Rata.....17

Gambar 2.2 Prinsip Pembebanan *Preloading*.....21

Gambar 2.3 Pemasangan *vertical drain* pada kedalaman tanah yang *compressible*....24

Gambar 2.4 Pola susun bujur sangkar D = 1,13 S ...25

Gambar 2.5 Pola susun segitiga D = 1,05 S 25

Gambar 2.6 Equivalen diameter untuk PVD 28

Gambar 2.7 Asumsi gaya yang diterima cerucuk (NAVFAC DM-7, 1971).....30

Gambar 2.8 Mencari Harga f untuk berbagai jenis tanah.....32

Gambar 2.9 Grafik untuk mencari besar F_M 33

Gambar 2.10a *OvertuningConsiderations*.....34

Gambar 2.10b *Sliding Considerations* 34
Gambar 2.10c *fondation Considerations*.....35
Gambar 2.11 *Earth presssure concepts and teory for geotextile wall* 36
Gambar 2.12 Ilustrasi Beban yang Bekerja pada Abutment.....38
Gambar 2.13 Dinding yang berotasi akibat tekanan aktif .....Tanah 40
Gambar 2.14 Repartisi Beban yang Bekerja diatas Kelompok Tiang Pondasi.....46
Gambar 4.1 Grafik Nspt vs Depth.....52
Gambar 4.2 Potongan Melintang *Overpass* Komodor Laut Yos Soedarso Semarang.....55
Gambar 4.3 Oprit *Overpass* Komodor Laut Yos Soedarso Semarang 55
Gambar 5.1 H_{final} vs $H_{inisial}$ 58
Gambar 5.2 Grafik Hubungan Antara Waktu Konsolidasi dengan Derajat Konsolidasi Pola Pemasangan SegiTiga.....63
Gambar 5.2 Grafik Hubungan Antara Waktu Konsolidasi dengan Derajat Konsolidasi Pola Pemasangan Segiempat 63

Gambar 6.1 U-*girder* 79
Gambar 6.2 Abutment 80
Gambar 6.3 Beban Lajur "D" 83
Gambar 6.4 Intensitas Uniformly Distributed Load (UDL) 82
Gambar 6.5 Faktor beban dinamis (DLA)..... 82
Gambar 6.6 Pembebanan untuk pejalan kaki 83
Gambar 6.7 Gaya Rem vs Panjang Bentang..... 84
Gambar 6.8 Gaya Rem 85
Gambar 6.9 Gaya Temperatur 85
Gambar 6.10 Beban Angin Tambahan 87
Gambar 6.11 Pondasi Tiang Pancang Diameter 0,6 m. 94
Gambar 6.12 Skema Gaya pada PileCap..... 97
Gambar 5.13 Luas tulangan yang dibutuhkan oleh tembok sandaran kepala abutment(sumber: Kazuto Nakazawa, 2000) 102

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Nilai *Modulus Young* dan *Koefisien Poisson*	13
Tabel 2.2	Variasi I terhadap 2z/B dan 2x/B	16
Tabel 2.3	Nilai *Compressible index*	17
Tabel 2.4	Korelasi antara Tv dengan U	19
Tabel 2.5	Nilai Koefisien α (Decourt et all, 1996)	44
Tabel 2.6	Nilai Koefisien β (Decourt et all, 1996)	44
Tabel 3.1	Jadwal Pelaksanaan Pengerjaan Tugas Akhir	50
Tabel 4.1	Nilai Nspt hasil Borlog tiap titik	51
Tabel 4.2	Jenis Tanah	51
Tabel 4.3	Koefisien Variasi Tiap Titik	53
Tabel 4.4a	Data Tanah pada BM-1	54
Tabel 4.4b	Data Tanah pada BM-1	54
Tabel 5.1	Hasil Perhitungan S_c, H_{awal}, Dan H_{akhir} Timbunan	57
Tabel 5.2	Nilai $H_{inisial}$	58
Tabel 5.3	perhitungan $\Sigma H/Cv^{0.5}$ untuk $H_{inisial}$ 7 m	59
Tabel 5.4	Dw dan F(n) pola pemasangan segitiga	61
Tabel 5.5	Dw dan F(n) pola pemasangan segiempat	61
Tabel 5.6	Spesifikasi Geotextile STABILENKA	64
Tabel 5.7	Perhitungan Pa_3 dan Pa_4	68
Tabel 5.8	Hasil Perhitungan STABLE SF terkecil	73
Tabel 5.9	Hasil Perhitungan STABLE SF=1,3	73
Tabel 5.10	Rekapitulasi Perhitungan *Micropile*	74
Tabel 5.11	Rekapitulasi Perhitungan G*eotextile Wall*	75
Tabel 6.1	Data U-*girder*	77
Tabel 6.2	Data Abutment	78
Tabel 6.3	Beban Struktur Atas	79
Tabel 6.4	Beban Struktur Bawah	79
Tabel 6.5	Beban Tanah Abutment	80
Tabel 6.6	Berat Mati Tambahan (MA)	80
Tabel 6.7	Berat Total Akibat Berat Sendiri	80
Tabel 6.8	Perhitungan Tekanan Tanah	81

Tabel 6.9 Distribusi Beban Gempa Pada Struktur Atas... 89
Tabel 6.10 Distribusi Beban Gempa Pada Struktur Bawah 89
Tabel 6.11 Rekapitulasi Gaya dan Momen yang Terjadi... 92
Tabel 6.12 Kombinansi beban Abutment 92
Tabel 6.13 Perhitungan Rekapitulasi beban yang terjadi... 93
Tabel 6.14a Perhitungan P_{max} , P_{min} dan P_{ijin}..... 95
Tabel 6.14b Perhitungan P_{max} , P_{min} dan P_{ijin}..... 95
Tabel 6.15 Kontrol Momen Crack 96
Tabel 6.16 Perhitungan Momen pada Pile Cap..... 97
Tabel 6.17 Perhitungan Momen pada *BreastWall* *99*
Tabel 6.18 Tulangan Abutment 106
Tabel 6.19 Rekap Hasil Perhitungan Tiang Pancang..... 106
Tabel 7.1 Analisa Biaya material penimbunan 107
Tabel 6.2 Analisa Biaya material perkuatan tanah 107
Tabel 7.3 Analisa Biaya material abutment..... 108
Tabel 7.4 Alternatif Pertama..... 108
Tabel 7.5 Alternatif Kedua 108
Tabel 8.1 Rekap Perhitungan H_{final}, $H_{initial}$ & Sc 109

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Semarang merupakan kota metropolitan terbesar kelima di Indonesia. Dalam beberapa tahun terakhir, perkembangan kota Semarang mengalami peningkatan yang cukup pesat. Hal ini ditandai dengan munculnya beberapa gedung pencakar langit di beberapa sudut kota. Kota Semarang juga memegang peranan penting sebagai pusat bisnis, perdagangan, industri dan pendidikan di kawasan Jawa Tengah. Sebagai kota metropolitan yang dihuni oleh jutaan penduduk, maka kota Semarang perlu memiliki fasilitas-fasilitas yang memadai, sehingga dapat menunjang berbagai sektor penting yang merupakan faktor penting untuk perkembangan kota Semarang selanjutnya. Perkembangan kota Semarang diikuti dengan meningkatnya jumlah penduduk dari tahun ke tahun. Sehingga dengan pesatnya peningkatan jumlah penduduk ini membuat kemacetan lalu lintas di dalam Kota Semarang semakin parah. Hal ini di perburuk dengan adanya jalur negara yang melewati Semarang-Demak-Jepara yaitu jalur Pantura. Jalur Pantura mengalami peningkatan aktifitas lalu lintas yang tinggi ketika arus mudik. Jalur ini memiliki lintasan yang cukup panjang dan memutar dengan jarak tempuh 73,7 KM dan melewati jalan perkotaan yang menyebabkan lalu lintas kota yang dilewati meningkat Hal ini menambah aktifitas lalu lintas di kota tersebut. Untuk Mengatasi masalah-masalah lalu lintas di atas maka dibutuhkan jalan alternatif baru yang dapat membantu aktifitas lalu lintas jalan Pantura agar tidak terlalu macet. Jalan alternatif ini menghubungkan kota Semarang–Jepara dan terletak didaerah pesisir lihat **Gambar 1.1**. Jalan alternatif baru ini juga diletakan di daerah pesisir untuk menghindari jalur perkotaan yang cukup padat dan macet.

Jalan alternatif yang akan di bangun adalah Jalan pesisir Semarang-Jepara.Jalan ini menghubungkan Jalan Raya Komodor Laut Yos Soedarso yang berada di Kota Semarang dengan jalan Soekarno Hatta yang berada di Kota Jepara. Jalan Raya Komodor Laut Yos Soedarso dan Jalan Pesisir Semarang-Jepara merupakan jalan bebas hambatan, karena itu dalam perencanaan jalan pesisir Semarang-Jepara ini sendiri terdapat beberapa kondisi yang perlu diperhatikan. Kondisi pertama, jalan pesisir ini sendiri terletak pada daerah yang dikelilingi oleh lapisan tanah lembek. Dan kondisi kedua, jalan pesisir ini nantinya akan memotong jalan yang sudah ada sebelumnya. Maka dari itu, dalam perencanaan jalan pesisir ini perlu adanya perbaikan tanah dasar dengan perkuatan pada timbunan dan juga untuk kondisi pertama dan dibutuhkanya jalan-jalan overpass yang dapat melewatkan jalan ini di atas jalan yang sudah ada untuk kondisi pertama. Dalam merencanakan overpass sendiri perlu adanya jalan oprit untuk menghubungkan jalan overpass (**Gambar 1.2 s/d 1.5**) dengan jalan yang ingin direncanakan.

Dalam tugas akhir ini, direncanakan jalan dengan pendekat/oprit untuk overpass yang akan dibangun nantinya. Jalan pendekat ini sendiri terletak di atas lapisan tanah lunak, dimana letak jalan ini berada pada daerah sawah Semarang. Oleh karena itu, untuk perencanaan oprit ini sendiri diperlukan adanya perbaikan terhadap lapisan tanah dasar dibawahnya. Adapun metode perbaikan tanah yang akan dilakukan antara lain dengan memberikan beban awal (*preloading*) dikombinasikan dengan PVD (*Prefabricated Vertical Drain).* Perbaikan tanah ini sendiri dilakukan untuk mempercepat waktu konsolidasi untuk tanah dasar dibawahnya, sehingga saat jalan diatasnya dibangun tidak terjadi *differential settlement* yang dapat merusak jalan tersebut. Pemampatan konsolidasi yang terjadi pada tanah lunak khususnya lempung berlangsung sangat lambat. Oleh sebab itu pemakaian PVD dapat mempercepat waktu pemampatan dengan membuat air pori tanah dapat keluar secara vertical juga horizontal.

Selain perbaikan terhadap tanah dasar dengan PVD dan *Preloading*, akan direncanakan juga perkuatan-perkuatan yang diperlukan bagi timbunan yang akan direncanakan nantinya. Hal ini di lakukan untuk menghindari kelongsoran akibat tingginya timbunan. Perkuatan timbunan yang akan direncanakan dapat menggunakan geotextile agar timbunan yang direncanakan tidak mengalami kelongsoran. Selain itu untuk menahan geser terhadap tanah dasar dapat juga diperkuat dengan pemasangan cerucuk (*micropile*). Maka perencanaan *overpass* dengan penggunaan cerucuk dan geotextile dapat memperkuat timbunan dan juga tanah dasar. Sehingga dapat menghindari tarjadinya longsor dan pergeseran tanah

Oleh karena itu, perencanaan oprit untuk Jalan *Overpass* Komodor Laut Yos ini sangat penting, karena dapat menentukan metode mana yang dapat digunakan dalam merencanakan oprit jalan layang tersebut terhadap kondisi yang ada di lapangan. Selain itu perencanaan oprit ini dapat menemukan metode perbaikan tanah yang lebih ekonomis untuk pembangunan overpass pada jalan Komodor Laut Yos Semarang. Sehingga dapat dibangun overpass yang kuat dengan harga yang ekonomis

1.2 PERUMUSAN MASALAH

Dari uraian diatas, maka permasalahan umum pada tugas akhir ini adalah "bagaimanakah perencanaan perbaikan tanah sehingga menjadi lebih ekonomis untuk perencanaan oprit *overpass*Jalan Komodor Laut Yos Soedarso Semarang ini?" Berdasarkan permasalahan umum tersebutdapat dijabarkan detail permasalahan adalah sebagai berikut:

1. Untuk timbunan sebagai badan jalan, berapa tinggi timbunan yang perlu dibuat dan bagaimanakah stabilitas timbunan yang direncanakan?

2. Jika stabilitas timbunan yang direncanakan tidak memenuhi syarat, bagaimanakah perkuatan yang diperlukan untuk timbunan oprit itu sendiri?
3. Bagaimana perencanaan abutment yang dibutuhkan untuk oprit jembatan jalan layang tersebut?

1.3 TUJUAN TUGAS AKHIR

Adapun tujuan yang ingin dicapai dalam tugas akhir ini adalah dapat merencanakan oprit jalan layang Komodor Laut Yos Semarang dengan perbaikan tanah dasar serta alternatif perbaikan tanah dasar guna mencegah terjadinya penurunan setempat pada permukaan jalan akibat beban perkerasaan jalan diatasnya sehingga jalan tidak bergelombang.

1.4 BATASAN MASALAH

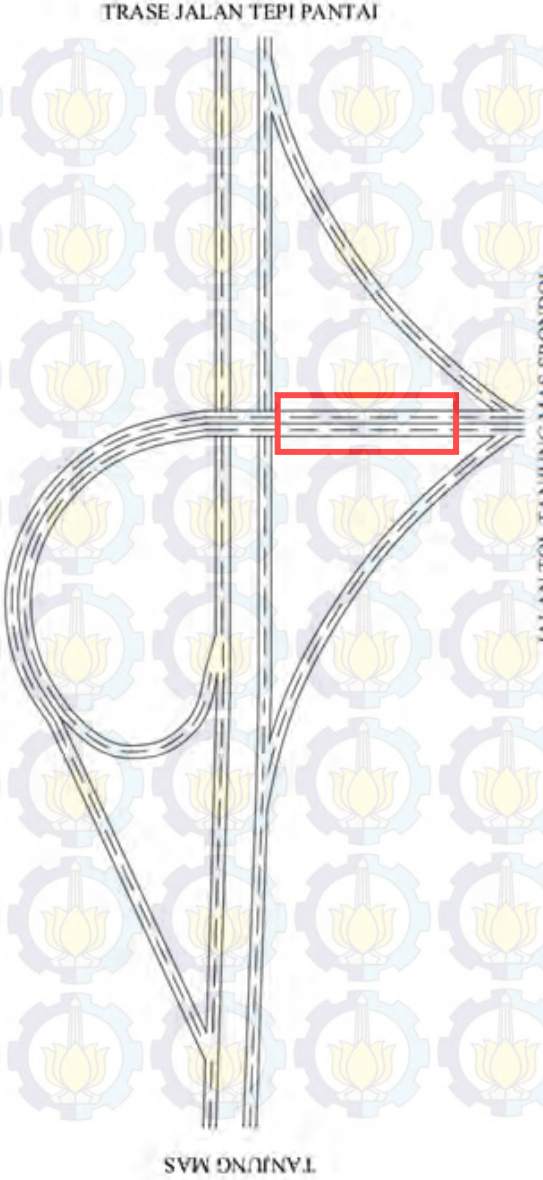
Adapun batasan masalah yang akan dibahas dalam penyusunan tugas akhir ini disebabkan karena keterbatasan dana dan waktu antara lain sebagai berikut:

1. Perencanaan tinggi awal jalan
2. Data tanah dan lalu lintas menggunakan data skunder
3. Tidak membahas perhitungan geometri jalan
4. Tidak membahas perhitungan *upperstructure* jalan *overpass*
5. Tidak merencanakan drainase jembatan

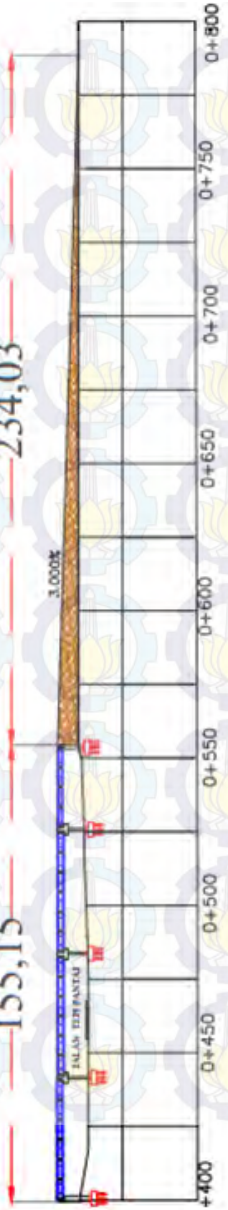
1.5 LOKASI PROYEK

Pembangunan jembatan layang pada Jalan Komodor Laut Yos untuk menghubungkan jalan pesisir Semarang-Jepara di daerah Semarang, Jawa Tengah .

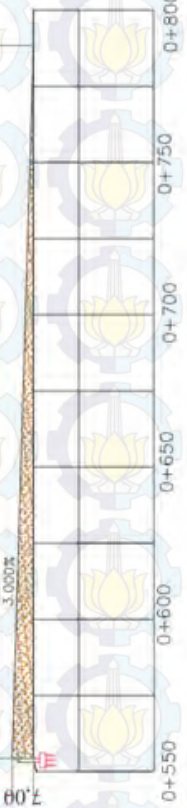
Gambar 1.1 Jalan Pesisir Semarang-Jepara



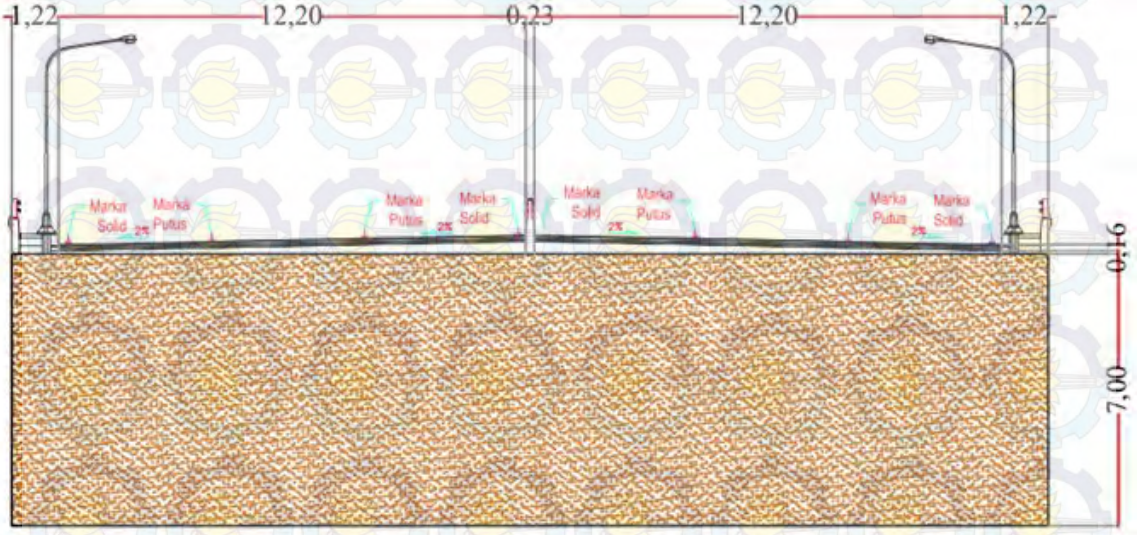
Gambar 1.2 *Overpass* Jalan Komodor Laut Yos Soedarso



Gambar 1.3 Potongan Melintang *Overpass* Komodor Laut Yos Soedarso Semarang



Gambar 1.4 Oprit *Overpass* Komodor Laut Yos Soedarso Semarang



Gambar 1.5 Potongan Melintang *Overpass* Komodor Laut Yos Soedarso Semarang

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Karakteristik Tanah Lunak

Material yang terdiri dari butiran mineral-mineral padat (agregat) yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain, dan atau dari bahan organik yang melapuk, dimana diantara butiran terdapat ruang-ruang kosong yang terisi oleh zat cair dan udara. Menurut K. Terzaghi, tanah terdiri dari butiran-butiran material hasil pelapukan massa batuan *massive*, dimana ukuran butirannya bisa sebesar bongkahan, berangka, kerikil, pasir, lanau, lempung, dan kontak butirnya tidak tersementasi termasuk bahan organik.

Lapisan tanah yang disebut sebagai lapisan tanah yang lunak adalah lempung (*clay*) atau lanau (silt) yang mempunyai harga penetrasi standar (SPT) N yang lebih kecil dari 4; atau tanah organik seperti gambut yang mempunyai kadar air alamiah yang sangat tinggi. Tanah lempung merupakan jenis tanah berbutir halus dengan ukurannya < 2μ atau < 5 μ (Mochtar dan Mochtar, 1988*)*. Tanah lempung merupakan tanah kohesif yang memiliki:

1. Nilai kadar air berkisar antara 30% – 50 % hal ini tergantung pada kenaikan dari tingkat plastisitas lempung dan struktur tanah lempung.
2. Angka pori berkisar antara 0,9 sampai dengan 1,4 (Braja M.Das, 1985).
3. Berat volume berkisar antara 0,9 t/m^3 sampai dengan 1,25 t/m^3 (Braja M.Das, 1985) .
4. *Spesific Gravity* rata – rata berkisar antara 2,70 sampai dengan 2,90.

Tanah lempung memiliki gaya geser yang kecil, kemampatan yang besar, dan koefisien permeabilitas yang kecil. Nilai kekuatan geser tanah lempung lembek ditentukan dari ikatan butiran antar partikel tanah. Tanah lempung lembek merupakan tanah lunak yang mempunyai kadar air yang

bervariasi. Apabila tanah lempung lembek diberi beban melampaui daya dukung kritisnya, maka secara langsung akan terjadi pemampatan pada rongga antar partikel tanah dalam jangka waktu yang cukup lama.

Dari permasalahan di atas, secara teknis tanah lempung bersifat kurang menguntungkan untuk mendukung suatu pekerjaan konstruksi. Hal ini seringkali menjadi kendala dalam pelaksanaan suatu pekerjaan konstruksi. Salah satu metode untuk mengatasi masalah tersebut adalah dengan menggunakan sistem *preloading* yang dikombinasikan dengan PVD. Kombinasi sistem ini bertujuan untuk memperpendek waktu pemampatan tanah lempung.

2.2 Analisa Data Tanah dengan Metode Chi Square

Metode analisa statitistik ini dilakukan dengan 2 cara yaitu perhitungan manual denganbantuan **Tabel** dan perhitungan dengan bantuan program bantu Minitab dan SPSS. Untuk melakukan analisa ini data tanah yang digunakan adalah data tanah asli dan dianalisa per layer tanah. Dalam melakukan perhitungan ini, sebelumnya harus dilakukan perhitungan jumlah kelas dan panjang kelas. Rumusan yang digunakan dalam makalah ini adalah mengikuti Rumusan Sturgess (Sudjana:1986) seperti dapat dilihat dibawah ini:

a. Menentukan Jumlah kelas
   $K=1+3{,}3 \log n$ [2.1]
b. Menghitung Range (R)
   R=Nilai tertinggi- Nilai terendah [2.2]
c. Menentukan Panjang Kelas(i)
   $i=R/K$ [2.2]
d. Menentukan Kelas
   Semua data harus masuk kedalam salah satu interval kelas tertentu
e. Mencari frekuensi Tiap-tiap kelas

Menghitung banyaknya data/nilai pengamatan yang masuk pada kelas tertentu

Setelah melakukan perhitungan dengan rumusan diatas, maka kemudian dilakukan perhitungan chi square sesuai dengan modul ajar analisa data dan keandalan
Geoteknik oleh Prof. Herman Wahyudi.

1. Ho : μ = μo versus H1 : μ K μo
Daerah penolakan : Z > Zα/2 atau Z < - Zα/2
2. Ho : μ = μo versus H1 : μ > μo
Daerah penolakan : Z > Zα
3. Ho : μ = μo versus H1 : μ < μo
Daerah penolakan : Z < - Zα

$$Z = \frac{\bar{X} - \mu_o}{\sigma / \sqrt{n}} \qquad [2.3]$$

Jika terjadi penolakan maka data yang digunakan tersebut tidak bisa di analisa dengan menggunakan distribusi normal. Gunakan Analisa chi square dengan bantuan program bantu SPSS (per Layer tanah).

$$\text{Rata-rata} = U = \frac{\sum_{n=1}^{n} x}{n} \qquad [2.4]$$

$$\text{Standar Deviasi} = STD = \sqrt{\frac{\sum (x-U)^2}{n}} \qquad [2.5]$$

$$\text{Koefisien Variasi} = CV = \frac{STD}{U} x100\% \qquad [2.6]$$

Dimana distribusi sebaran suatu nilai dapat diterima jika harga koefisien variasi dari
sebaran tersebut antara 10 – 20 %. Jika nilai sebaran tersebut >20 % maka harus dilakukan pembagian layer kembali.

2.3 Teori Pemampatan

Pemampatan (*settlement*) pada tanah dasar akan terjadi apabila tanah dasar tersebut menerima penambahan beban di atasnya. Pemampatan tersebut disebabkan oleh adanya deformasi partikel tanah, relokasi partikel, keluarnya air atau udara dari dalam pori, dan sebab-sebab lain. Pada umumnya, pemampatan pada tanah yang disebabkan oleh pembebanan dapat dibagi dalam dua kelompok besar; yaitu:

1. Pemampatan segera/ *immediate settlement*, merupakan pemampatan akibat perubahan elastis dari tanah kering, basah, dan jenuh air, tanpa adanya perubahan kadar air. Perhitungan *immediate settlement* ini umumnya didasarkan pada teori elastisitas.
2. Pemampatan konsolidasi/ *consolidation settlement*, merupakan pemampatan yang disebabkan oleh keluarnya air dari pori-pori di dalam tanah. Penurunan konsolidasi dibagi lagi menjadi dua bagian, yaitu: konsolidasi primer dan konsolidasi sekunder.

Besarnya amplitudo/ penurunan tanah total menurut Das (1985) adalah:

$$S_t = S_i + S_{cp} \qquad [2.7]$$

Dimana : S_t = total *settlement*
S_i = *immediate settlement*
S_{cp} = *consolidation primer settlement*

2.3.1 Pemampatan Segera/ *Immediate Settlement* (S_i)

Menurut Biarez (1973) dalam Wahyudi (1997) disajikan metode perhitungan besarnya penurunan tanah segera (*short term condition*) dari suatu lapisan tanah ditentukan dengan persamaan:

$$Si = q\sum \frac{h_i}{E'_1} \qquad [2.8]$$

Dimana: q = tegangan yang bekerja pada permukaan tanah
h_i = tebal lapisan tanah ke-I
E'_I = modulus Oedometrik pada lapisan ke-i.

Korelasi antara modulus Young dengan modulus Oedometrik dapat dilihat pada persamaan berikut:

$$E = E'\left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}\right) \quad [2.9]$$

Dimana: E = nilai modulus Young
E' = nilai modulus Oedometrik
μ = nilai koefisien Poisson

Tabel. 2.1 *Nilai Modulus Young dan Koefisien Poisson*

Jenis Tanah	Modulus Young (E) (KN/m^2)	Koefisien Poisson (μ)
Lempung Lunak	1380 – 3450	0,15 -0,25
Lempung Keras	5865 – 13800	0,20 - 0,50
Pasir Lepas	10350 – 27600	0,20 - 0,40
Pasir Padat	34500 – 69000	0,25 - 0,45

(sumber : Giroud, 1973 dalam Wahyudi 1997)

2.3.2 Pemampatan Konsolidasi/ *consolidation settlement* (S_c)

Pemampatan konsolidasi masih dapat dibagi lagi menjadi dua, yakni:

1. Penurunan akibat konsolidasi primer/ *consolidation primer settlement* (S_{cp}), merupakan pemampatan akibat perubahan volume tanah jenuh air sebagai akibat dari keluarnya air dari pori-pori tanah.
2. Penurunan akibat konsolidasi sekunder/ *consolidation secondary settlement* (S_{cs}), merupakan pemampatan yang diakibatkan oleh adanya penyesuaian yang bersifat plastis dari butir-butir tanah.

Menurut Wahyudi (1997), besarnya amplitudo penurunan tanah akibat konsolidasi primer tergantung dari kondisi sejarah tanahnya, yaitu *normally consolidated* (NC) atau

overconsolidated (OC). Berikut rumus-rumus mencari besar pemampatan akibat konsolidasi primer:

- Untuk tanah terkonsolidasi normal (NC-*soil*)

$$S_c = \frac{C_c \times H}{1+e_0} \log\left(\frac{p'_o + \Delta p}{p'_o}\right) \quad [2.10]$$

- Untuk tanah terkonsolidasi lebih (OC-*soil*)
  - Bila $(p_o' + \Delta p) \leq p_c'$

$$Sc = \frac{Cs}{1+e_0}\left[H \log\left(\frac{p_0' + \Delta p}{p_0'}\right)\right] \quad [2.11]$$

  - Bila $(p_o' + \Delta p) > p_c'$

$$Sc = \frac{Cs}{1+e_0} H \log\frac{p'_c}{p'_0} + \frac{C_c}{1+e_0} H \log\frac{p'_0 + \Delta p}{p'_c} \quad [2.12]$$

Dimana:
- Sc = pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah yang ditinjau
- H = tebal lapisan tanah *compressible*
- e_0 = angka pori awal (*initial void ratio*)
- C_c = indeks kompresi
- C_s = indeks mengembang
- Δp = beban *surcharge*
- p'_0 = tekanan tanah vertikal efektif dari suatu titik di tengah-tengah lapisan ke-i akibat beban tanah sendiri di atas titik tersebut di lapangan (*effective overburden pressure*)
- p'_c = tegangan konsolidasi efektif di masa lampau *(effective past overburden pressure)*

Keterangan tambahan:
Tanah lunak di Indonesia umumnya dapat dianggap sebagai tanah agak terkonsolidasi lebih, dengan harga:

$$p_c = p'_0 + f \quad [2.13]$$

Dimana: f = fluktuasi terbesar muka air tanah
Δp = penambahan tegangan vertikal di titik yang ditinjau (di tengah-tengah lapisan) akibat penambahan beban

Pada perhitungan perencanaan ini, jenis pemampatan (*settlement*) yang diperhitungkan adalah *immediate settlement* dan *consolidation primer settlement*.

2.3.3 Parameter Tanah untuk Perhitungan *Consolidation Settlement* (S_c)

Menurut Wahyudi (1997) berikut adalah cara menentukan parameter-parameter tanah yang akan digunakan dalam perhitungan *consolidation settlement*:

1. Tebal lapisan *compressible*
   Tebal lapisan *compressible* (H) yang diperhitungkan adalah yang masih bisa mengalami konsolidasi primer (N-SPT < 30). Karena apabila nilai N-SPT>30 umumnya dapat dianggap sudah tidak mengalami konsolidasi primer sehingga tidak perlu diperhittungkan lagi sebagai tebal lapisan *compressible* (H).
2. Beban atau *surcharge*
   Surcharge yang dimaksud adalah besarnya beban yang bekerja di atas permukaan tanah asli (*compressible soil*) dalam satuan tegangan. Persamaan yang digunakan adalah:

$$\Delta p = I \; x \; q_0 \qquad [2.14]$$

$$q_0 = \gamma_{timbunan} \; x \; H \qquad [2.15]$$

Dimana : Δp = beban *surcharge* yang terjadi
I = koefisien pengaruh beban terhadap titik yang ditinjau
$\gamma_{timbunan}$ = berat volume *humid* dari tanah timbunan
H = tinggi timbunan

Apabila timbunan terendam air, maka digunakan harga $\gamma_{timbunan}$ efektif ($\gamma'_{timbunan}$).

3. Koefisien pengaruh I
   Berdasarkan untuk timbunanan terbagi rata berbentuk *retaining wall* harga I dapat kita dapatkan dari **Tabel** 2.2 sebagai berikut:

Tabel 2.2 Variasi I terhadap 2z/B dan 2x/B

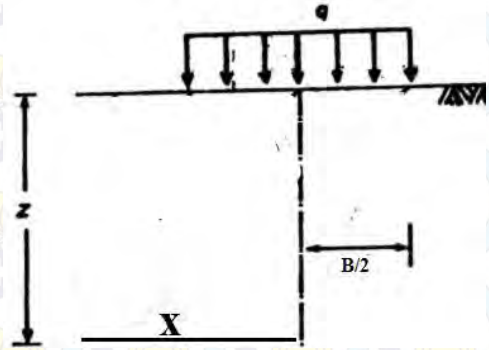
2x/B	2z/B	I
0	0	1
	0,5	0,9594
	1	0,8183
	1,5	0,6678
	2	0,5508
	2,5	0,4617
0	3	0,3954
	3,5	0,3457
	4	0,305
0,5	0	1
	0,25	0,9787
	0,5	0,9028
	1	0,7352
	1,5	0,6078
	2	0,5207
	2,5	0,4372
1	0,25	0,4996
	0,5	0,4969
	1	0,4797
	1,5	0,448

2x/B	2z/B	I
1,5	0,25	0,0177
	0,5	0,0892
	1	0,2488
	1,5	0,2704
	2	0,2876
	2,5	0,2851
2	0,25	0,0027
	0,5	0,0194
	1	0,0776
	1,5	0,1458
	2	0,1847
	2,5	0,2045
2,5	0,5	0,0068
	1	0,0357
	1,5	0,0771
	2	0,1139
	2,5	0,1409
3	0,5	0,0026
	1	0,0171
	1,5	0,0427

	2	0,4095
	2,5	0,3701

	2	0,0705
	2,5	0,0952
	3	0,1139

(sumber : Jurgenson, 1934 dalam Braja M. Das jilid 1)



Gambar 2.1 Beban Terbagi Rata

4. *Compressible* dan *Swelling Index*
   Harga *compression index* (Cc) dan *swelling index* (Cs) diperoleh dari hasil tes laboratorium (*consolidation test*). Untuk mengecek) kita dapat mengetahuinya dengan rumus berikut:

Tabel. 2.3 *Nilai Compressible index*

Persamaan	Acuan	Daerah pemakaian
Cc = 0,007 (LL-7)	Skempeton	Lempung yang terbentuk kembali
Cc = 0,01 Wc		Lempung Chicago
Cc = 1,15 (e_0 – 0,27)	Nishida	Semua Lempung
Cc = 0,3 (e_0 – 0,27)	Hought	Tanah kohesif anorganik: lanau, lempung berlanau, lempung
Cc = 0,006LL+0,13e_0^2-0,13	Kosasih & Mochtar (1986)	Lempung , Lanau
Cc = 0,0046 (LL-9)		Lempung Brazilia

$Cc = 0{,}75\ (e_0 - 0{,}5)$		Tanah dengan Plastisitas rendah
$Cc = 0{,}208e_0 + 0{,}0083$		Lempung Chicago
$Cc = 0{,}156e_0 + 0{,}0107$		Semua lempung
$Cc = 0{,}009\ (LL-10)$	Terzaghi dan Peck	Lempung yang Struktur tanah tak terganggu
$Cc = 0{,}007\ (LL-10)$	Terzaghi dan Peck	Lempung yang terbentuk kembali

Untuk Cs ≈ 1/5 sampai 1/10 Cc

5. Angka pori (*initial void ratio*)
   Angka pori awal (e_0) diperoleh dari hasil tes laboratorium (*Volumetric* dan *Gravimetric*).
6. Tegangan *overburden* efektif (p'_0)
   Overburden pressure effective (p'_0) adalah tegangan vertikal efektif dari tanah asli. Dapat ditentukan dengan menggunaka persamaan:

$$p'_0 = \gamma' \, x \, h \qquad [2.16]$$

Dimana: γ' = $\gamma_{sat} - \gamma_{air}$ (bila berada dibawah permukaan air tanah)
h = setengah dari lapisan lempung yang diperhitungkan.

2.4 Waktu Konsolidasi

Penurunan konsolidasi pada tanah lempung yang tebal berlangsung sangat lama. Pada tanah yang tidak dikonsolidasi dengan PVD, pengaliran yang terjadi hanyalah pada arah vertikal saja. Menurut Terzaghi dalam Das (1990), lama waktu konsolidasi (t) dapat dicari dengan persamaan berikut:

$$t = \frac{T_v \, (H_{dr})^2}{C_v} \qquad [2.17]$$

Dimana: t = waktu konsolidasi
T_v = faktor waktu
H_{dr} = panjang aliran air/ *drainage* terpanjang
C_v = koefisien konsolidasi vertical

2.4.1 Faktor Waktu (T_v)

Faktor waktu merupakan fungsi dari derajat konsolidasi (U%) dan bentuk dari distribusi tegangan air pori (U) di dalam tanah (aliran satu arah atau dua arah).

2.4.2 Derajat Konsolidasi (U)

Derajat konsolidasi tanah (U) adalah perbandingan penurunan tanah pada waktu tertentu dengan penurunan tanah total.
Apabila tegangan air pori yang homogen maka hubungan antara Tv dan U dapat dilihat seperti pada **Tabel 2.4** dibawah ini.

Tabel 2.4 Korelasi antara Tv dengan U (sumber : Wahyudi,1997)

Derajat Konsolidasi U%	Faktor Waktu (T_v)
0	0
10	0.008
20	0.031
30	0.071
40	0.126
50	0.197
60	0.287
70	0.403
80	0.567
90	0.848
100	∞

2.4.3 Panjang Aliran Air/ *Drainage* (H_{dr})

Jika tebal lapisan *compressible* adalah H, maka panjang aliran drainage adalah H_{dr}, dimana:

- H_{dr} = ½ H, bila arah aliran air selama proses konsolidasi adalah dua arah (ke atas dan ke bawah)/ *double drainage*
- H_{dr} = H, bila arah drainage adalah satu arah (ke atas atau ke bawah)/ *single drainage*. Hal ini terjadi bila di atas atau di bawah lapisan *compressible* merupakan lapisan yang kedap air

2.4.4 Koefisien Konsolidasi Verikal (C_v)

Koefisien konsolidasi vertikal (Cv) menentukan kecepatan pengaliran air pada arah vertikal dalam tanah. Karena pada umumnya konsolidasi berlangsung satu arah saja (arah vertikal), maka koefisien konsolidasi sangat berpengaruh terhadap kecepatan konsolidasi yang akan terjadi. Nilai Cv didapat dari hasil pengujian laboratorium.

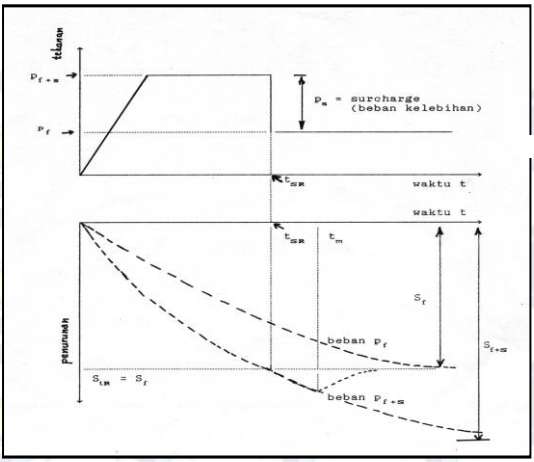
Untuk lapisan tanah yang heterogen dan mempunyai beberapa nilai C_v, maka harga C_v yang dipakai untuk perhitungan adalah harga C_v rata-rata.

$$C_{v\,gabungan} = \frac{\left(H_1 + H_2 + \ldots\ldots + H_n\right)^2}{\left(\frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \ldots\ldots + \frac{Hn}{\sqrt{C_{vn}}}\right)^2} \qquad [2.18]$$

Dimana: H = tebal lapisan *compressible*
H_i = tebal lapisan *compressible* ke-i
Cv_i = koefisien vertikal lapisan ke-i

2.5 Teori *Preloading*

Teori *Preloading* adalah tumpukan tanah yang dibuat dengan cara dipatatkan lapis demi lapis dengan ketebalan dan kepadatan sesuai dengan ketentuan yang direncanakan. Beban *preloading* yang diletakkan secara bertahap ditentukan berdasarkan besar pemampatan tanah dasar yang akan dihilangkan. Kekuatan geser tanah lempung akan mempengaruhi tinggi timbunan kritis. Sistem *precompression* atau *preloading* ialah metode perbaikan tanah dengan memberikan beban awal yang berlebih P_{f+s} sedemikian rupa sehingga pada waktu yang pendek t_{sr} didapatkan penurunan yang sama besarnya dengan total penurunan S_f dari beban rencana P_f, sebagaimana terlihat pada **Gambar 2.2**.



Gambar 2.2 Prinsip Pembebanan *Preloading* pada Pemampatan Tanah dengan Beban Awal $p_{f+s}>p_f$ (Sumber: Mochtar, 2000)

Bila pada beban awal p_{f+s} penurunan S_f terjadi pada waktu t_{sr}, beban surcharge P_s dapat dibongkar. Kemudian dengan asumsi bahwa tanah sudah termampatkan sampai S_f, beban p_f tidak lagi menyebabkan penurunan tambahan. Makin besar p_{f+s} makin pendek waktu t_{sr}.

2.5.1 Tinggi Timbunan Awal ($H_{inisial}$)

Tinggi timbunan awal pada saat pelaksanaan tidak sama dengan tinggi timbunan rencana. Penentuan dari tinggi timbunan rencana pada saat pelaksanaan fisik (dengan memperhatikan adanya pemampatan), dapat dihitung dengan (*Mochtar, 2000*):

$$q_{final} = q = \left(H_{inisial} - S_c\right)\gamma_{timb} + S_c\gamma'_{timb} \quad [2.19]$$

$$q_{final} = q = (H_{inisial} \times \gamma_{timb}) - (S_c \times \gamma_{timb}) + (S_c \times \gamma'_{timb}) \quad [2.20]$$

$$H_{inisial} = \frac{q + (S_c \times \gamma_{timb}) - (S_c \times \gamma'_{timb})}{\gamma_{timb}} \quad [2.21]$$

$$H_{akhir} = H_{inisial} - S_c \quad [2.22]$$

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

$$H_{inisial} = \frac{q + (S_c \times \gamma_{timb}) - (S_c \times \gamma'_{timb})}{\gamma_{timb}} \quad [2.23]$$

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

$$H_{inisial} = \frac{q + (S_c . \gamma_w)}{\gamma_{timb}} \quad [2.24]$$

2.5.2 Penentuan Tinggi Kritis (H_{cr})

Penentuan tinggi kritis digunakan sebagai beban awal preloading. Untuk muka air yang berada di atas muka tanah, tinggi timbunan kritis beban *preloading* dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$H_{cr} = \frac{2 \times C_u}{\gamma_{timbunan}} \quad [2.25]$$

Dimana: C_u = kohesi tanah dasar (t/m^2)
$\gamma_{timbunan}$ = berat volume tanah timbunan (t/m^2)
H_{cr} = tinggi timbunan kritis (m)

Selain menggunakan persamaan diatas, penentuan H_{cr} dapat menggunakan program bantu. Dalam perencanaan ini program yang digunakan adalah XSTABLE.

2.5.3 Peningkatan Daya Dukung Tanah dengan Metode *Preloading*

Daya dukung tanah dasar meningkat karena adanya pemampatan tanah dasar sebagai akibat adanya beban timbunan yang diletakkan secara bertahap. Beban bertahap dapat diletakkan secara terus menerus sampai dengan tinggi timbunan kritis (H_{cr}) dicapai. Dan berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh Ardana dan Mochtar (2000) diketahui bahwa ada hubungan antara kekuatan geser *undrainned* (Cu) dengan

tegangan tanah vertikal efektif (σp'). Peningkatan daya dukung tanah akibat pemampatan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut:

a. Untuk harga *Plastiscity Index*, PI tanah < 120 %
   $Cu\ (kg/cm^2) = 0{,}073 + (0{,}1899 - 0.0016\ PI)\ \sigma p'$ [2.26]
b. Untuk harga *Plastiscity Index*, PI tanah > 120 %
   $Cu\ (kg/cm^2) = 0{,}073 + (0{,}0454 - 0.00004\ PI)\ \sigma p'$ [2.27]
   Dimana harga σp' dalam kg/cm^2

Untuk tanah tanah yang sedang mengalami konsolidasi, harga σp' berubah sesuai dengan waktu. Secara umum menurut Ardana dan Mochtar (1999) harga σp' dapat dicari dengan cara berikut:

$$\sigma p' = \left(\frac{p'0+\Delta p'}{p'0}\right)^{U} . p'0 \qquad [2.28]$$

Bila : U = 100% = 1 , maka $\sigma p' = p'_0 + \Delta p'$

U < 100%, maka $\sigma p' < p'_0 + \Delta p'$

Dimana: $\sigma p'$ = tegangan konsolidasi efektif di masa lampau

Δp = beban *surcharge*

p'_0 = tekanan tanah vertikal efektif dari suatu titik di tengah-tengah lapisan ke-i akibat beban tanah sendiri di atas titik tersebut di lapangan (*effective overburden pressure*)

U = Derajat konsolidasi tanah

2.6 Teori Perencanaan *Vertical Drain*

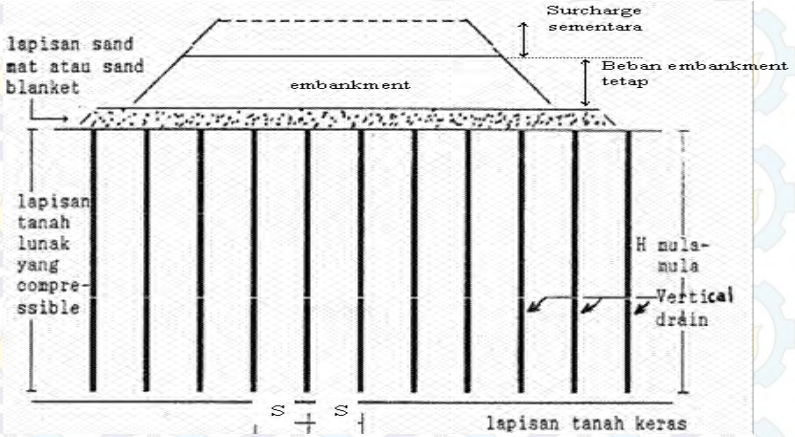
Pada tanah lempung yang mengalami waktu konsolidasi sangat lama diperlukan suatu sistem untuk mempercepat proses konsolidasi. Pada umumnya, percepatan konsolidasi dilakukan dengan memasang tiang-tiang vertikal yang mudah mengalirkan air (*vertical drain*).

Vertical drain yang mudah mengalirkan air biasanya berupa *sand drain*/tiang pasir atau dari bahan geosintetis yang dikenal dengan *"wick drain"* atau juga dikenal sebagai *Prefabricated Vertical Drain* (PVD). Pada umumnya PVD banyak digunakan karena kemudahan dalam pemasangan di

lapangan. Tiang-tiang atau lubang-lubang tersebut "dipasang" di dalam tanah pada jarak tertentu sehingga memperpendek jarak aliran drainase air pori *(drainage path)*. (Mochtar, 2000).

2.6.1 Menentukan Kedalaman *Vertical Drain*

Vertical drain perlu dipasang untuk mengatasi penurunan akibat konsolidasi tanah yaitu hingga kedalaman tanah *compressible* dengan nilai N-SPT 10. Sketsa pemasangan *vertical drain* dapat dilihat pada **Gambar 2.3**.



Gambar 2.3 Pemasangan *vertical drain* pada kedalaman tanah yang *compressible* (sumber: Mochtar, 2000)

2.6.2 Menentukan Waktu Konsolidasi Akibat *Vertical Drain*

Penentuan waktu konsolidasi menurut Barron (1948) dengan teori aliran pasir vertikal, menggunakan asumsi teori Terzaghi tentang konsolidasi linier satu dimensi.

$$t = \left(\frac{D^2}{8.C_h}\right).F(n).\ln\left(\frac{1}{1-\overline{U}_h}\right) \qquad [2.29]$$

Dimana: t = waktu untuk menyelesaikan konsolidasi primer

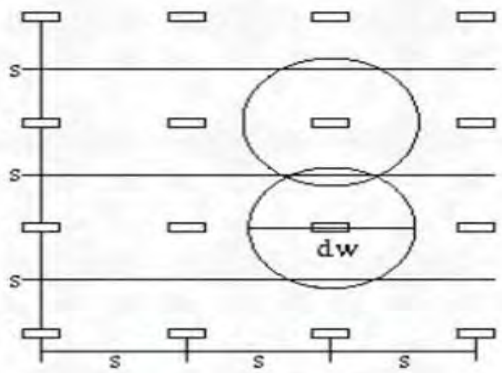
D = diameter ekivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh PVD

Harga D = 1,13 x S, untuk pola susunan bujur sangkar (**Gambar 2.4**)

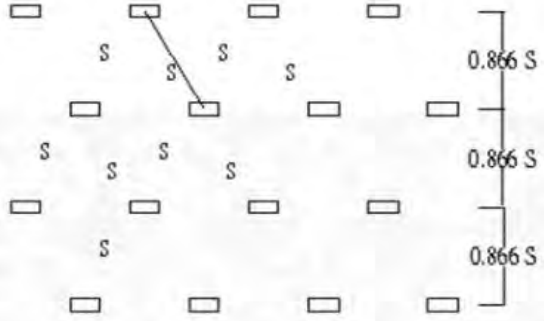
Harga D = 1,05 x S, untuk pola susunan segitiga (**Gambar 2.5**)

C_h = koefisien konsolidasi tanah arah horizontal

$\overline{U}_h$ = derajat konsolidasi tanah akibat aliran air arah horizontal.



Gambar 2.4 Pola susun bujur sangkar D = 1,13 S
(sumber: Mochtar, 2000)



Gambar 2.5 Pola susun segitiga D = 1,05 S
(sumber: Mochtar, 2000)

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

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2-1}\right)\left[\ln(n) - \left(\frac{3n^2-1}{4n^2}\right)\right] \quad [2.30]$$

atau

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2-1}\right)\left[\ln(n) - 3/4 - \left(\frac{1}{4n^2}\right)\right] \quad [2.31]$$

Dimana: n = D/d_w
d_w = diameter ekivalen dari *vertical drain*

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

$F(n) = ln(n) - ¾$, atau [2.32]

$F(n) = ln\left(\frac{D}{dw}\right) - ¾$ [2.33]

Hansbo (1979) menentukan waktu konsolidasi dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$t = \left(\frac{D^2}{8.C_h}\right).(F(n) + Fs + Fr).\ln\left(\frac{1}{1-\overline{U}_h}\right) \quad [2.34]$$

Dimana: t = waktu yang diperlukan untuk mencapai $\overline{Uh}$

D = diameter equivalen lingkaran PVD
S = jarak antar titik pusat PVD
C_h = koefisien konsolidasi arah horisontal

$$C_h = \frac{k_h}{k_v} \times C_V \quad [2.35]$$

Dimana: k_h/k_v = perbandingan antara koefisien permeabilitas tanah arah horisontal dan

vertikal, untuk tanah lempung yang jenuh air, harga berkisar antara 2-5

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

Fr = faktor hambatan akibat pada PVD itu sendiri

Fs = faktor hambatan tanah yang terganggu (*disturbed*)

$\overline{U}_h$ = derajat konsolidasi tanah akibat aliran air arah horizontal

Harga Fr merupakan faktor tahanan akibat adanya gangguan PVD itu sendiri dan dirumuskan sebagai berikut:

$$Fr = \pi.z.(L-z).\left(\frac{k_h}{q_w}\right) \qquad [2.36]$$

Dimana: z = kedalaman titik tinjau pada PVD terhadap permukaan tanah

L = panjang drain

k_h = koefisien permeabilitas arah horisontal dalam tanah yang tidak terganggu (*undisturbed*)

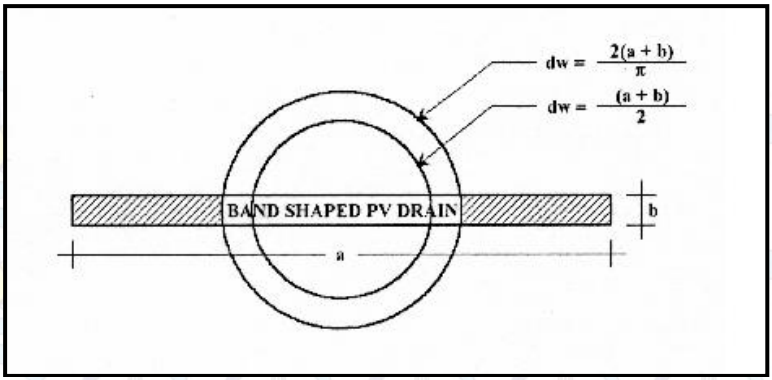
q_w = *discharge capacity* dari drain (tergantung jenis PVD)

$$Fs = \left(\frac{K_h}{K_s} - 1\right).\ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) \qquad [2.37]$$

Dimana: k_s = koefisien permeabilitas arah horisontal pada tanah terganggu (*disturbed*)

d_s = diameter tanah yang terganggu (*disturbed*) di sekeliling PVD

d_w = diameter ekivalen (**Gambar 2.6**)



Gambar 2.6 Equivalen diameter untuk PVD
(sumber: Mochtar, 2000)

Untuk memudahkan perencanaan maka dapat diasumsikan bahwa F(n) = Fs dan harga Fr umumnya kecil dan tidak begitu penting, maka harga Fr dianggap nol. Dengan memasukkan anggapan-anggapan tersebut, maka **persamaan 2.28** berubah menjadi:

$$t = \left(\frac{D^2}{8.C_h}\right).(2.F(n)).\ln\left(\frac{1}{1-\overline{U}_h}\right) \qquad [2.38]$$

Dimana: t = waktu yang dibutuhkan untuk mencapai Uh
D = diameter lingkaran PVD
C_h = koefisien konsolidasi aliran horizontal
F(n) = faktor hambatan disebabkan jarak antar PVD
$\overline{U}_h$ = derajat konsolidasi tanah akibat aliran air arah horizontal

Dengan memasukkan harga t tertentu, dapat dicari $\overline{Uh}$ pada bagian lapisan tanah yang dipasang PVD (Mochtar, 2000).

2.6.3 Menghitung Derajat Konsolidasi Rata-Rata

Selain konsolidasi horizontal, juga terjadi konsolidasi vertikal ($\overline{Uv}$). Harga $\overline{Uv}$ dicari dengan menggunakan persamaan Cassagrande (1938) dan Taylor (1948):

- Untuk 0 < Uv < 60%

$$\overline{U}_v = \left(2\sqrt{\frac{T_v}{\pi}}\right)\times 100\% \qquad [2.39]$$

- Untuk Uv > 60%

$$\overline{U}_v = (100 - 10^{\bar{a}})\% \qquad [2.40]$$

Dimana:

$$\bar{a} = \frac{1{,}781 - T_v}{0.933} \qquad [2.35]$$

Tv = faktor waktu (dicari dengan menggunakan **persamaan 2.11**)

Derajat konsolidasi vertikal:

$$Uh = \left[1 - \left[\frac{1}{e^{\left[\frac{t\times 8\times Ch}{D^2\times 2\times F(n)}\right]}}\right]\right] \qquad [2.41]$$

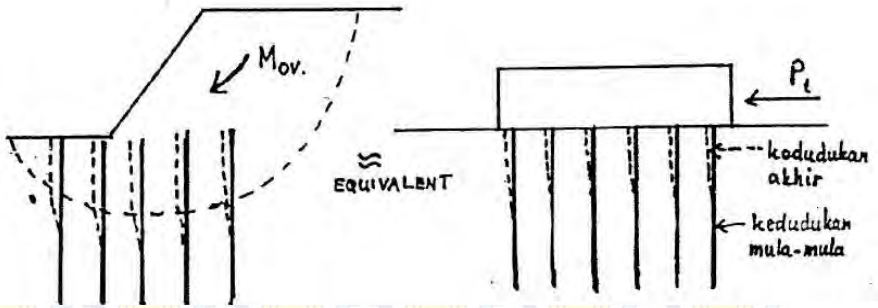
Derajat konsolidasi rata-rata $\overline{U}$ dapat dicari dengan menggunakan persamaan Carillo:

$$\overline{U} = \left[1 - (1-\overline{U}_h).(1-\overline{U}_v)\right]\times 100\% \qquad [2.42]$$

2.7 Teori Perencanaan Cerucuk

Penggunaan cerucuk dimaksudkan untuk meningkatkan tahanan geser tanah. Apabila tahanan tanah terhadap geser meningkat, maka daya dukung dari tanah tersebut juga akan meningkat. Asumsi yang dipergunakan dalam konstruksi cerucuk dapat dilihat pada **Gambar 2.7**. Pada **Gambar** tersebut kelompok tiang (cerucuk) dengan "rigid cap" pada permukaan tanah

menerima gaya horizontal. Gaya horizontal ini adalah merupakan tegangan geser yang terjadi sepanjang bidang gelincir.



Gambar 2.7 Asumsi gaya yang diterima cerucuk (NAVFAC DM-7, 1971)
(sumber : Mochtar, 2000)

2.7.1 Menentukan Tambahan Momen Perlawanan (ΔM_R)

Untuk menentukan tambahan momen perlawanan (ΔM_R) yang diperlukan untuk menahan momen dorong akibat adanya beban timbunan dilakukan analisa stabilitas lereng dengan menggunakan program XSTABLE. Analisa dilakukan hingga mendapatkan bidang kelongsoran dengan angka keamanan paling kritis. Apabila angka keamanan yang diperoleh dari analisa sama dengan atau kurang dari satu (≤ 1) maka diperlukan tambahan momen penahan (ΔM_R) yang harus diberikan untuk mencapai angka keamanan rencana ($SF_{rencana} > 1$) yang diinginkan agar tidak terjadi kelongsoran.

Momen tambahan (ΔM_R) dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\Delta M_R = (SF_{rencana} \times M_p) - M_R \quad [2.43]$$

$$M_p = M_R/SF \quad [2.44]$$

Dimana: ΔM_R = momen penahan tambahan yang akan dipikul oleh cerucuk.
M_R = momen penahan atau momen perlawanan
M_p = momen penggerak atau momen dorong

SF = angka keamanan awal (tanpa cerucuk)
$SF_{rencana}$ = angka keamanan yang direncanakan

2.7.2 Menghitung Momen Lentur yang Bekerja Pada Cerucuk

Menurut desain manual NAVFAC DM-7 (1971) dalam Mochtar (2000), besarnya momen lentur yang bekerja pada cerucuk didapat dari:

$$Mp_{maks} = \frac{\sigma_{max\ bahan}\ x\ I_n}{C} \quad [2.45]$$

Dimana : σ_{maks} = tegangan tarik/ tekan maksimum dari bahan cerucuk
I_n = momen inersia penampang cerucuk terhadap garis yang melewati penampang
C = ½ D
D = diameter cerucuk

2.7.3 Menghitung Gaya Horizontal yang Mampu Ditahan Satu Tiang

Besarnya gaya maksimal (P_{maks}) yang dapat ditahan oleh satu tiang/ cerucuk terjadi apabila nilai Mp sama dengan nilai momen maksimum lentur bahan cerucuk. Sehingga nilai dari gaya horizontal maksimal yang dapat ditahan oleh satu tiang diperoleh dari persamaan berikut ini (NAVFAC DM-17, 1971):

$$P_{\max}(1cerucuk) = \frac{Mp_{\max} 1cerucuk}{T \times F_M} \quad [2.46]$$

$$Mp_{\max} = \frac{\sigma_{all} \times I}{y} \quad [2.47]$$

Dimana: P_{maks} = gaya horizontal yang diterima cerucuk (kg)
Mp_{maks} = momen lentur yang bekerja pada cerucuk (kg-cm)
T = faktor kekakuan relative (cm)

F_M = koefisien momen akibat gaya lateral. Harga F_m didapat dari **Gambar 2.9** yang merupakan grafik hubungan dari kedalaman (z) dengan L/T. Dimana L adalah panjang cerucuk yang tertahan di bawah/atas bidang gelincir.

σ_{all} = tegangan lentur ijin bahan cerucuk

I = momen inersia tiang cerucuk, cm^4

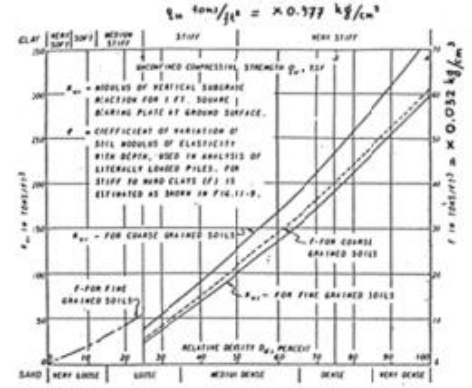
y = jarak antara serat teratas atau terbawah dari penampang cerucuk terhadap garis netral (cm)

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} \qquad [2.48]$$

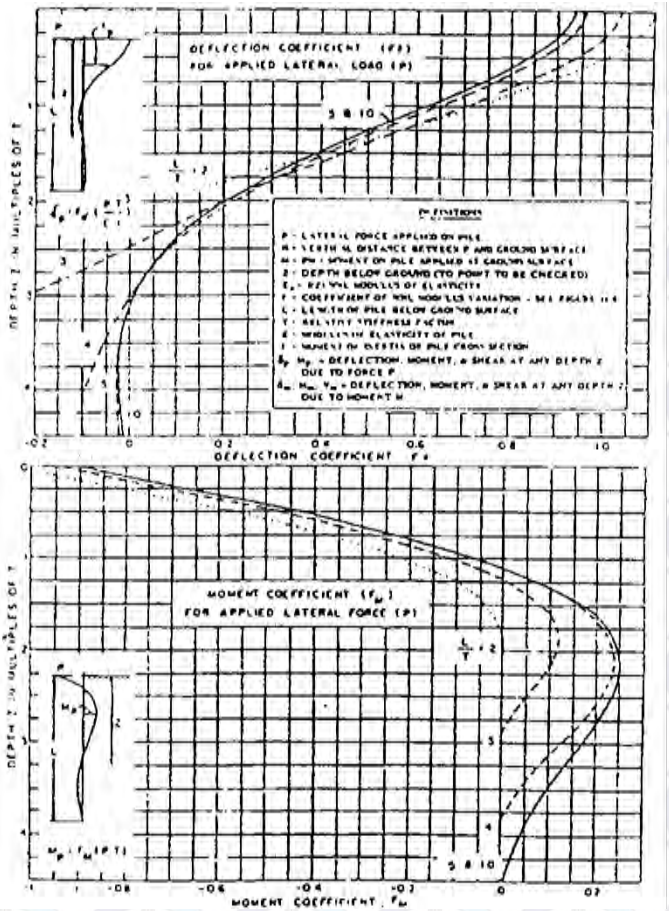
Dimana: E = modulus elastisitas tiang (cerucuk), kg/cm^2

f = koefisien dari variasi modulus tanah (dapat dicari dari **Gambar 2.8)** yang merupakan grafik hubungan antara f dengan *unconfined compression strength* (qu = 2 Cu).

I = momen inersia tiang (cerucuk), cm^4



Gambar 2.8 Mencari Harga f untuk berbagai jenis tanah (sumber : NAVFAC DM-7, 1971 dalam Mochtar, 2000)



Gambar 2.9 Grafik untuk mencari besar F_M
(sumber: NAVFAC DM-7, 1971 dalam Mochtar, 2000)

2.7.4 Menentukan Jumlah Cerucuk

Jumlah cerucuk yang dibutuhkan dapat diperoleh dari rumus berikut:

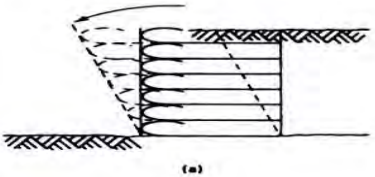
$$n = \frac{\Delta M_R}{RxP_{\max 1 cerucuk}} \qquad [2.49]$$

Dimana: R = jari-jari kelongsoran (m)

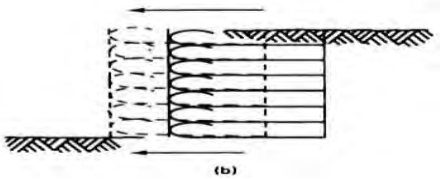
2.8 Teori Perencanaan Geotekstil

Geotekstil dapat digunakan sebagai perkuatan tanah untuk meningkatkan daya dukung tanah dasar di bawah timbunan. Untuk perencanaan stabilitas dari timbunan di atas tanah lunak yang diperkuat dengan geotekstil, ada dua kondisi yang harus ditinjau, yaitu *Internal Stability* dan E*xternal Stability. Internal Stability* adalah perhitungan kestabilan timbunan/ *embankment* agar tidak terjadi kelongsoran pada bagian tubuh timbunan itu sendiri. Sedangkan *External Stability* adalah kestabilan timbunan bila ditinjau terhadap keruntuhan guling(**Gambar 2.10a**) bidang geser(**Gambar 2.10b**) dan kelongsoran daya dukung(**Gambar 2.10a**).

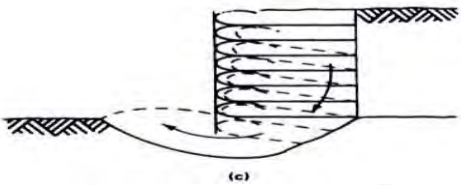
Untuk melakukan perhitungan perencanaan geotekstil, diperlukan data-data yang diperoleh dari hasil *running* program bantu Xstable. Adapun data yang diperlukan adalah, nilai *safety factor* (SF), momen penahan/ resisten (M_R), dan jari-jari kelongsoran (R).



Gambar 2.10a *OvertuningConsiderations*



Gambar 2.10b *Sliding Considerations*



Gambar 2.10c *fondation Considerations*

1. Mencari momen dorong (M_D)

$$M_D = \frac{M_R}{SF} \qquad [2.50]$$

2. Mencari ΔM_R dari FS rencana

$$\Delta M_R = FS_{rencana} M_D - M_R \qquad [2.51]$$

3. Mencari nilai tegangan izin (T_{allow})

$$T_{allow} = T_{ultimate}\left[\frac{1}{FS_{id}\,xFS_{cr}\,xFS_{cd}\,xFS_{bd}}\right] \qquad [2.52]$$

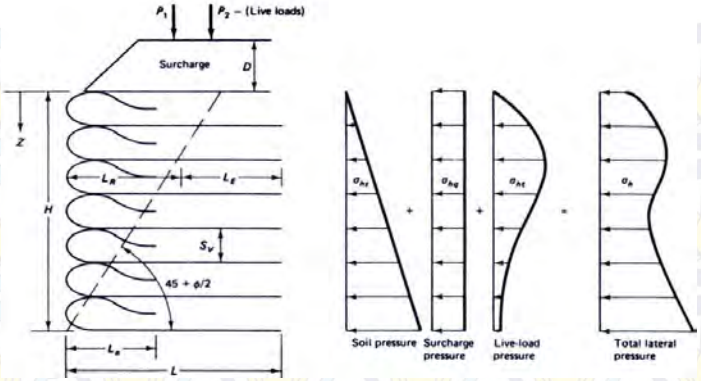
Dimana: $T_{ultimate}$ = tegangan ultimate pada tipe standar stabilenka geotekstil
FS_{id} = 1,1 – 2,0
FS_{cr} = 2,0 – 3,0
FS_{cd} = 1,0 – 1,5
FS_{bd} = 1,0 – 1,3

4. Besar Tegangan Horisontal yang diterima Dinding (Σ_h) lihat **Gambar 2.11**

$$\sigma_H = \sigma_{HS} + \sigma_{Hq} + \sigma_{HL} \qquad [2.53]$$

Dimana: σ_{HS} = tegangan horisontal akibat tanah dibelakang dinding (t/m^2)
σ_{Hq} = tegangan horisontal akibat tanah timbunan / surcharge (t/m^2)

σ_{HL} = tegangan horisontal akibat tanah hidup (t/m^2)



Gambar 2.11 *Earth presssure concepts and teory for geotextile wall*

5. Jarak Vertikal pemasangan geotextile (S_v)

$$\sigma_{HZ} x S_V x 1 = \frac{T_{ALL}}{SF} \rightarrow S_V = \frac{T_{ALL}}{SF x \sigma_{HZ} x 1} \qquad [2.54]$$

Dimana : σ_{HZ} = tegangan horisontal pada kedalaman Z

SF = 1.3 s/d 1.5

6. Panjang geotextile yang ditanam(L)

$L = L_e + L_R$ [2.55]

Dimana:L_e = panjang geotextile yang berada dalam anchorage zone (minimum = 3 ft /1.0m)

L_R = panjang geotextile yang berada di depan bidang longsor

7. Panjang Geotextile yang Berada di depan Bidang Longsor

$$L_R = (H - Z) x \left[tg\left(45^0 - \phi/2 \right) \right] \qquad [2.56]$$

8. Panjang Geotextile yang Berada dalam Anchorage Zone

$$\sigma_H x S_V x SF = 2.\tau.L_e \rightarrow \tau = c + \sigma_V tg\delta \quad [2.57]$$

$$L_e = \frac{S_V.\sigma_H.SF}{2\left[c + \sigma_V\left(tg\delta\right)\right]} \quad [2.58]$$

9. Panjang Lipatan

$$L_o = \frac{S_V.\sigma_H.SF}{4\left[c + \sigma_V\left(tg\delta\right)\right]} \quad [2.59]$$

2.9 Timbunan Jalan Pendekat Jembatan (Oprit)

Timbunan jalan pendekat jembatan adalah segmen yang menghubungkan konstruksi perkerasan dengan kepala jembatan (Abutment). Dengan kata lain, oprit merupakan segmen sepanjang jalan yang dibatasi oleh lebar dan tinggi tertentu sesuai dengan alinyemen horizontal, alinyemen vertikal dan besarnya kelandaian melintang berdasarkan gambar rencana.

Timbunan jalan pendekat berfungsi sebagai pondasi dasar yang mendukung lapisan pondasi bawah, bila lapis pondasi bawah tidak ada, maka lapisan tanah dasar mendukung langsung timbunan. Timbunan jalan pendekat mempunyai kekuatan dan keawetan tertentu.

Dalam penentuan tebal timbunan nilai CBR dapat dikorelasikan terhadap daya dukung tanah. Timbunan oprit harus dipadatkan lapis demi lapis sesuain dengan ketentuan kepadatan lapisan (SNI 03-2832-1992 dan SNI 03-1738-1989).

Tinggi timbunan harus dipertimbangkan terhadap adanya bahaya longsor. Sebaiknya pada lahan mencukupi dibuat kelandaian alami dan apabila tidak mencukupi harus dibuat konstruksi penahan tanah.

Timbunan jalan pendekat harus direncanakan sedemikian rupa, sehingga mendukung terhadap kekuatan dan kestabilan

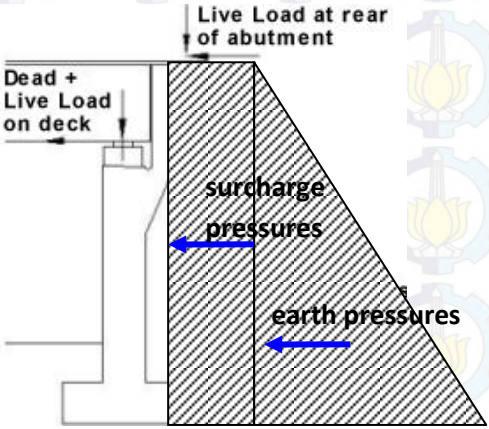
konstruksi kepala jembatan. Khusus untuk timbunan jalan pendekat dengan timbunan tanah tinggi, konstruksi penahan tanah sangat diperlukan agar jalan tidak longsor.

Pertimabangan perencanaan timbunan jalan pendekat terhadap alinyemen horizontal harus direncanakan sesuai dengan keamanan lalu lintas dan perpanjangan jembatan terhadap sungai atau jalan yang akan dilewati dibawahnya. Pertimbangan timbunan jalan pendekat terhadap alinyemen vertikal tergantung pada muka air tertinggi, data air banjir dan kelandaian memanjang yang sebaiknya tidak lebih dari 5%.

2.10 Desain Abutment

2.10.1 Pembebanan

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



Gambar 2.12 Ilustrasi Beban yang Bekerja pada Abutment

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

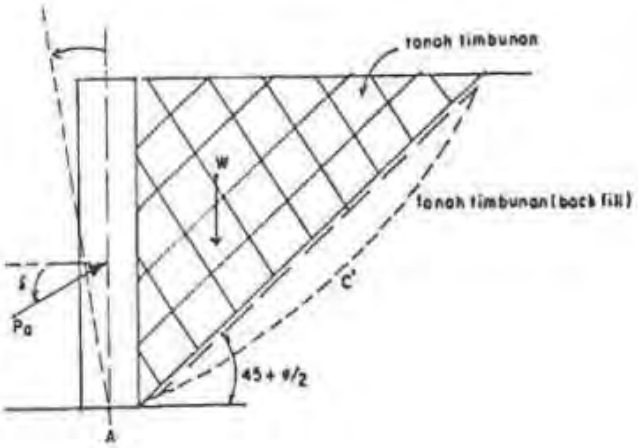
Pada sisi lain, geser yang terjadi pada perletakan akan menghasilkan beban longitudinal yang sebanding dengan reaksi beban mati dan koefisien friksi antara geser permukaan. Koefisien friksi (μ) nilainya bervariasi antara 0,01 sampai 0,08 tergantung tipe perletakan dan kuat tekan perletakan. (Childs,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

Jenis beban yang akan diperhitungkan dalam pembebanan antara lain.

a. Beban mati
b. Beban hidup
c. Beban terbagi rata (UDL)
d. Beban KEL (P)
e. Beban angin
f. Beban gesekan
g. Beban rem
h. Beban gempa

Suatu dinding penahan tanah harus dalam keadaan seimbang dalam menahan tekanan tanah horizontal. Tekanan ini dapat

dievaluasi dengan menggunakan koefisien tanah Ka. Telah kita ketahui bahwa tekanan vertikal yang diakibatkan oleh berat suatu tanah dengan kedalaman H adalah γH dengan γ adalah berat volume tanah. Sedangkan untuk mendapatkan tekanan horizontal maka Ka adalah konstanta yang fungsinya mengubah tekanan vertika tersebut menjadi tekanan horizontal.



Gambar 2.13 Dinding yang berotasi akibat tekanan aktif Tanah

Rumusan tekanan horizontal dapat dituliskan sebagai :

$$\sigma a = Ka \cdot \gamma \cdot H \qquad (2.60)$$

Dimana harga Ka

Untuk tanah datar adalah :

$$Ka = \frac{1-\sin P\ \phi}{1+\sin\phi} \qquad (2.61)$$

Untuk tanah miring adalah :

$$Ka = \left(\frac{\cos\ \phi}{1+\sqrt{\frac{\sin\ \phi.\sin(\phi-\delta)}{\cos\ \delta}}} \right)^2 \qquad (2.52)$$

Dengan : ϕ = sudut geser tanah

δ = kemiringan tanah

Kohesi adalah lekatan antara butir-butir tanah, sehingga kohesi mempunyai pengaruh mengurangi tekanan aktif tanah sebesar $2c\sqrt{Ka}$, sehingga perumusan menjadi :

$$\sigma a = Ka \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot c \cdot \sqrt{Ka} \quad (2.53)$$

dimana c = kohesi tanah

2.10.2 Stabilitas

Stabilitas abutment dapat ditentukan dengan menganalisa:

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

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

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

Beberapa penyebab kegagalan gelincir antara lain:

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

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

Beberapa analisa untuk kontrol stabilitas abutment antara lain.

a. Kontrol geser

Kontrol geser dapat dianalisa menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$F \leq \frac{f.W}{\Sigma H}; F = 1{,}5 \qquad [2.62]$$

Dimana:

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

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

$W = W_{total} + R_D$

W_{total} = berat sendiri abutment dan berat tanah diatas abutment

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

$\Sigma H = E_{a1} + E_{a2} + E_{w1} + E_{w2}$ [2.63]

b. Kontrol penurunan

c. Kontrol guling

Kontrol guling tidak perlu dilakukan apabila kontrol geser dan kontrol penurunan sudah memenuhi syarat. Untuk menganalisa kontrol guling kita harus menemukan satu titik acuan. Titik acuan dapat diambil dengan melihat bagian terluar dari pangkal abutment. Titik tersebut kemudian dinamakan sebagai titik pusar

guling. Langkah selanjutnya adalah menghitung momen penahan dan momen guling. Kontrol guling lalu dihitung dengan menguraikan persamaan sebagai berikut.

$$Syarat = \frac{\Sigma Momen\ pena\ han}{\Sigma Momen\ guling} \geq 1{,}5 \quad [2.64]$$

2.11 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

2.11.1 Daya Dukung Tiang Pondasi Dalam

Luciano Decourt (1996) menyajikan metode sebagai berikut:

$Q_L = Q_P + Q_s$ [2.65]

$Q_P = q_P.A_p = \alpha.N_p.K.A_p$ [2.67]

$Q_S = q_S.A_s = \beta.(N_S/3 + 1).A_S$ [2.68]

Dimana:

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = Resistance ultimate di dasar pondasi

Q_S = Resistance ultimate akibat lekatan lateral

N_P = Harga rata-rata SPT di sekitar 4B di atas hingga 4B di bawah dasar tiang pondasi (B= diameter pondasi) = $\sum_{i=1}^{n} \frac{Ni}{n}$

K = Koefisien karakteristik tanah didasar pondasi
= 12 t/m^2 = 117,7 kPa ,untuk lempung (clay)
= 20 t/m^2 = 196 kPa , untuk lempung berlanau (silty clay)
= 25 t/m^2 = 245 kPa , untuk pasir berlanau (silty sand)
= 40 t/m^2 = 392 kPa , untuk pasir (sand)

A_p = Luas penampang dasar tiang

q_P = Tegangan di ujung tiang

q_S = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

N_S = Harga rata-rata sepanjang tiang yang terbenam, dengan batasan: $3 \leq N \leq 50$, khusus untuk aspek friction

A_S = luas selimut tiang

Koefisien α dan β adalah merupakan berturut-turut Nilai Koefisien α dan Nilai Koefisien β menurut Decourt et all (1996) yang nilainya seperti **Tabel 2.5** dan **Tabel 2.6.**

Tabel 2.5 Nilai Koefisien α (Decourt et all, 1996)

Soil/Pile	Driven Pile	Bored pile	Bored pile (bentonite)	Continous Hollow auger	Root pile	Injected pile (high pressure)
Clay	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Intermediate Soils	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Sands	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Tabel 2.6 Nilai Koefisien β (Decourt et all, 1996)

Soil/Pile	Driven Pile	Bored pile	Bored pile (bentonite)	Continous Hollow auger	Root pile	Injected pile (high pressure)
Clay	1,0	0,85	0,90	1,0	1,5	3,0
Intermediate Soils	1,0	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Sands	1,0	0,50	0,60	1,0	1.5	3,0

2.11.2 Grup tiang pondasi dalam

Disaat sebuah tiang merupakan bagian dari sebuah group, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari

grou tiang tesebut. Dari problema ini,dapat dibedakan dua fenomena sebagai berikut:

- Pengaruh group disaat pelaksanaan pemancangan tiang
- Pengaruh group akibat sebuah beban yang bekerja

Pada kasus tiang yang dipancang dalam tanah kohesif jenuh air, kenaikan tegangan air pori dapat menurunkan shear resintance dari tanah disekitarnya hingga 15 s/d 30 % (Broms).

Proses pemancangan dapat menurunkan kepadatan di sekeliling tiang untuk tanah yang sangat padat. Namun untuk kondisi tanah didominasi oleh pasir lepas atau dengan tingkat kepadatan sedang, pemancangan dapat menaikkan kepadatan disekitar tiang bila jarak antar tiang ≤ 7 s/d 8 diameter.

Kita tidak perlu memperhitungkan pengaruh dari sebuah grup tiang pondasi untuk perhitungan daya dukung batas, bila jarak as ke as antar tiang ≥ 3 diameter.

Sebaliknya, jarak minimum antar tiang dalam grup adalah: 2 s/d 3 diameter.

Untuk kasus daya dukung grup pondasi harus dikorelasi terlebih dahulu dengan apa yang disebut koefisien Ce.

$$Q_L(\text{group}) = Q_L(1 \text{ tiang}) \times n \times Ce \qquad [2.69]$$

Dengan n = jumlang tiang dalam grup. Dan nilai Ce menggunakan perumusan dari Converse-Labarre:

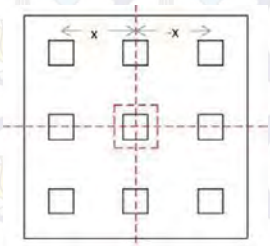
$$Ce = 1 - \frac{arc\ tan\left(\frac{\emptyset}{S}\right)}{90^0} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \qquad [2.70]$$

Dimana:

Ø = diameter tiang pondasi
S = jarak as ke as antar tiang dalam grup
m = jumlah baris tiang dalam grup
n = jumlah kolom tiang dalam grup

Apabila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) berlaku beban-beban vertikal (V),

horizontal (H) dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_V) yang bekerja pada sebuah tiang pada (**Gambar 2.14**)



Gambar 2.14 Repartisi Beban yang Bekerja diatas Kelompok Tiang Pondasi

Secara umum menggunakan perumusan sebagai berikut.

$$Pi = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{My.x}{\sum x^2} \pm \frac{Mx.y}{\sum y^2} \quad [2.71]$$

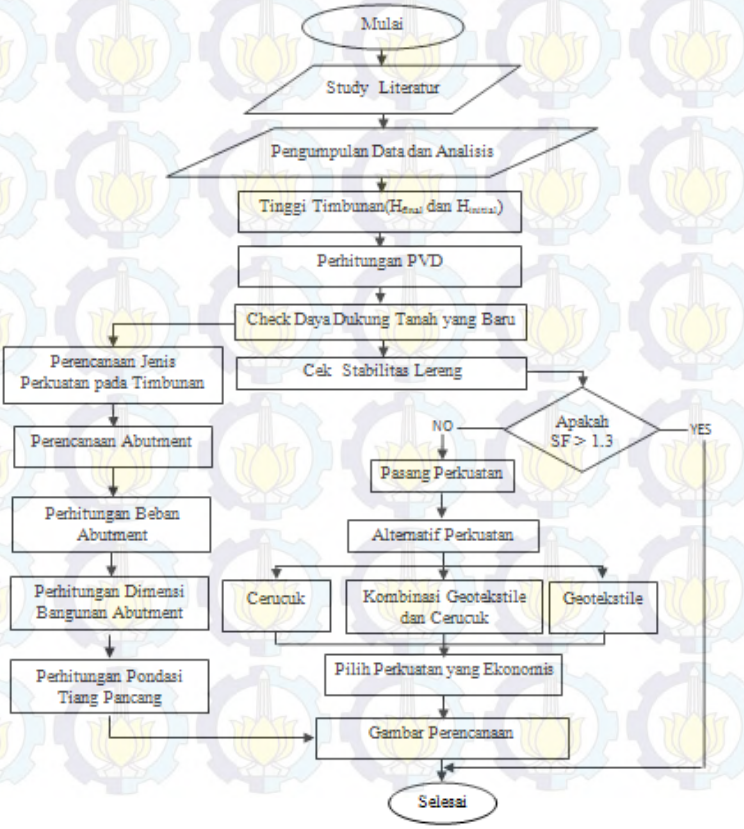
Dengan :
My = Total momen arah y (tonm)
My = Total momen arah x (tonm)
$\sum V$ = Gaya vertikal (Ton)
n = Jumlah pile (buah)
x = jarak tiang ke pusat arah x (m)
y = jarak tang ke pusat arah y (m)

BAB III

METODOLOGI

3.1 Bagan Alur

Berikut ini adalah diagram alir dalam penulisan TugasAkhir Perencanaan Perbaikan Tanah, abutment dan Timbunan Oprit Jembatan Jalan Layang (*Overpass*) Komodor Laut Yos Soedarso Semarang



3.2 Studi Literatur

Studi Literatur yang dimaksudkan adalah untuk mengumpulkan materi-materi yang nantinya akan digunakan sebagai acuan dalam melakukan perencanaan. Adapun bahan studi yang nantinya digunakan dalam perencanaan adalah sebagai berikut :

1. Teori Pemampatan/ *Settlement* dan Waktu Konsolidasi
2. Teori *Preloading*
3. Teori Perencanaan *Vertical Drain*
4. Teori Perencanaan Cerucuk
5. Teori Perencanaan Geotekstil
6. Perhitungan Stabilitas Timbunan

3.3 Pengumpulan dan Analisis Data

Data-data yang dipakai dalam perencanaan ini adalah data sekunder yang didapat dari instansi terkait atau hasil survei dari pihak lain. Data tersebut meliputi:

1. Denah lokasi
2. Data tanah lapangan (Bor Log dan SPT)
3. Potongan Memanjang

3.4 Perencanaan Geoteknik

Dalam perencanaan geoteknik, kegiatan awal yang dilakukan adalah penentuan parameter tanah dari hasil penyelidikan tanah di lapangan dan laboratorium. Selanjutnya terdapat perencanaan yang perlu diperhitungkan, yakni:

Perencanaan Timbunan Preloading dengan kombinasi PVD

- Perhitungan sistem penimbunan bertahap dengan pembebanan awal/ *preloading* ($H_{inisial}$, H_{final})
- Perhitungan besar dan waktu penurunan/ pemampatan (*settlement*)
- Perhitungan jarak dengan pola segitiga pada PVD dengan Waktu tunggu maksimum adalah 6 bulan dengan derajat konsolidasi 90%
- Pengecekan angka keamanan (*safety factor*).

3.5 Perhitungan Perkuatan Tanah

Perkuatan tanah dalam metodologi ini terdiri dari lima alternatif yang pada akhirnya selalu dicek angka keamanannya, yakni antara lain menggunakan:

1. Kombinasi cerucuk dan geotekstil.

3.6 Perhitungan Abutment

Konstruksi bawah jembatan jalan layang yang akan direncanakan antara lain:

1. Dimensi Abutment
2. Pondasi Abutment

3.7 Kesimpulan

Setelah dilakukan berbagai perhitungan dari perbaikan tanah hingga pemilihan alternatif perkuatan tanah seperti yang telah dipaparkan di atas, dipilih alternatif perkuatan tanah yang paling aman dan mudah pelaksanaannya. Diharapkan hasil perencanaan ini dapat mengatasi permasalahan penurunan dan stabilitas tanah yang bisa saja terjadi di jalan Komodor Laut Yos Soedarso sehingga nantinya dapat tercapai tujuan yang diinginkan dan dapat memberikan manfaat.

3.8 Jadwal Pelaksanaan

Tabel. 3.1 Jadwal Pelaksanaan Pengerjaan Tugas Akhir

NO	WAKTU / JENIS KEGIATAN	I				II				III				IV				V				VI			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	Studi Literatur																								
2	Pengumpulan dan Analisis Data																								
3	Perencanaan Geoteknik																								
4	Perencanaan Oprit dan Retaining Wall																								
5	Perencanaan Abutment																								
6	Perhitungan Biaya																								
7	Penyusunan Laporan Tugas Akhir																								

BAB IV
ANALISA DATA

4.1. Data Tanah

Data tanah yang digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah data hasil penyelidikan tanah sekitar lokasi perencanaan Jalan Komodor Laut Yos Soedarso Semarang. Data tanah berasal dari Laboratorium PT. GEO Sarana Guna Penyelidikan tanah dilakukan pada Tanah Sisi Udara Bandara Ahmad Yani Semarang elevasi 0.00 LWS(**LAMPIRAN 2**). Rekap Hasil Borlog lihat pada **Tabel 4.1.** Data Borlog di lampirkan pada **LAMPIRAN 1.**

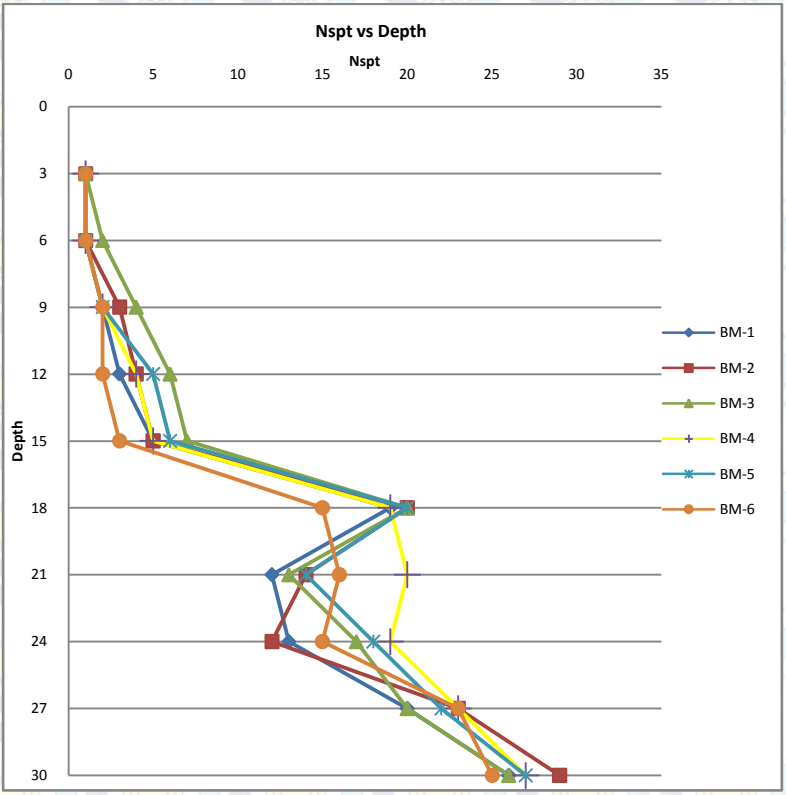
Tabel 4.1 Nilai Nspt hasil Borlog tiap titik

Depth	BM-1	BM-2	BM-3	BM-4	BM-5	BM-6
3	1	1	1	1	1	1
6	1	1	2	1	1	1
9	2	3	4	2	2	2
12	3	4	6	4	5	2
15	5	5	7	5	6	3
18	19	20	20	19	20	15
21	12	14	13	20	14	16
24	13	12	17	19	18	15
27	20	23	20	23	22	23
30	26	29	26	27	27	25

Tabel 4.2 Jenis Tanah

Jenis tanah	Consistency
Lanau berlempung sedikit pasir halus	very soft
Lanau berlempung sedikit pasir halus	soft
Lanau berlempung sdikit pasir ada kerang	medium
Lanau berlempung sedikit pasir halus	stiff
Lanau berlempung sedikit pasir halus	hard

Hasil Data tanah dilakukan pada 6 titik sehingga dibutuhkan analisis data menggunakan cara Chi square untuk menentukan data tanah mana yang dipakai untuk pembangunan oprit jalan Komodor Laut Yos Soedarso Semarang. Cara ini dilakukan dengan memilih nilai rata-rata koefisien variasi terkecil dengan nilai < 20. Selain itu dibutuhkan juga analisis data dengan menentukan nilai Nspt terkritis dari 6 titik tersebut lihat **Grafik 4.1**.



Gambar 4.1 Grafik Nspt vs Depth

Perhitungan koefisien Variasi untuk tanah very soft pada titik BM-1 sebagai berikut:

1. Mencari nilai rata-rata

$$\bar{x} = \frac{1+1+2+3}{4} = 1{,}75$$

2. Mencari standar deviasi

$$\sigma = \sqrt[2]{\frac{(1-1{,}75)^2 + (1-1{,}75)^2 + (2-1{,}75)^2 + (3-1{,}75)^2}{4}}$$
$$= 0{,}829156$$

3. Mencari koefisien variasi

$$CoV = \frac{0{,}829156}{1{,}75} \times 100\% = 47.38035$$

Hasil perhitungan koefisien variasi tiap titik sebagai berikut:

Tabel 4.3 Koefisien Variasi Tiap Titik

Consistency	titik	BM-1	BM-2	BM-3	BM-4	BM-5	BM-6
very soft	U	1.75	2.25	2.33	2	1.33	1.8
	STD	0.83	1.3	1.25	1.22	0.47	0.75
	CV	47.38	57.74	53.45	61.24	35.36	41.573
soft	U	0	0	0	0	5.5	0
	STD	0	0	0	0	0.5	0
	CV	0	0	0	0	9.1	0
medium	U	12.5	13	10	14	0	0
	STD	0.5	1	3	0	0	0
	CV	4	7.69	30	0	0	0
stiff	U	19.5	21.5	19	20.25	20	21.33
	STD	0.5	1.5	1.41	1.64	1.6	4.32
	CV	2.56	6.98	7.44	8.1	8.17	20.26
hard	U	0	0	0	0	0	0
	STD	0	0	0	0	0	0
	CV	0	0	0	0	0	0
Average CV		10.79	14.48	18.18	13.87	10.52	12.37

Dari hasil perhitungan rata-rata koefisien variasi pada **Tabel 4.3** dan melihat **Gambar 4.1**. MakaTitik yang memiliki nilai rata-rata koefisien variasi terkecil < 20 dan titik dengan nilai

Nspt terkeritis adalah titik BM-1 dengan beberapa koreksi sebagai berikut:

a. koreksi pada nilai Cc menggunakan rumus Kosasih Mochtar (1986)
$Cc = 0{,}006\ LL + 0{,}13\ e_0^2 - 0{,}15$

b. koreksi Cu menggunakan rumus Ardana Mochtar (2000).

- Untuk harga *Plastiscity Index*, PI tanah < 120 %
  $Cu\ (kg/cm^2) = 0{,}073 + (0{,}1899 - 0.0016\ PI)\ \sigma p'$
- Untuk harga *Plastiscity Index*, PI tanah > 120 %
  $Cu\ (kg/cm^2) = 0{,}073 + (0{,}0454 - 0.00004\ PI)\ \sigma p'$

Tabel 4.4a Data Tanah pada BM-1

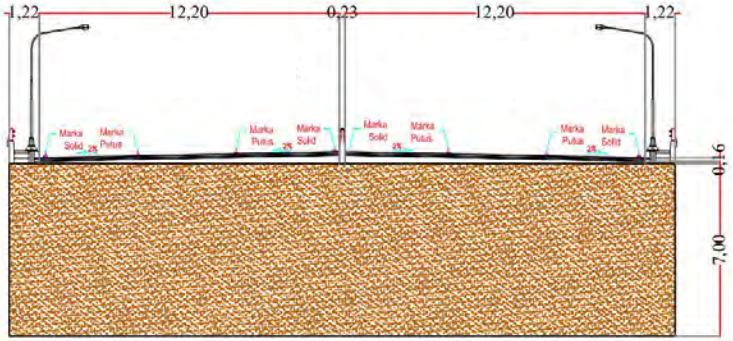
deep		eo	Wc	Gs	LL	PL	PI	LI	Sr	γt	γd
m			%		%	%	%	%	%	gr/cc	gr/cc
0	3	1.51	41.59	2.69	NON PLASTIC				74.3	1.52	1.07
3	6	1.67	52.67	2.66	72.53	57.34	0.15	-30.744	83.81	1.52	1
6	9	1.89	73.62	2.48	96.44	30.87	0.66	65.1975	91.8	1.49	0.86
9	12	2.12	76.36	2.69	96.42	33.1	0.63	68.3196	93.43	1.52	0.86
12	15	1.48	57.68	2.64	75.24	21.72	0.54	67.1898	70.76	1.68	1.07
15	18	1.58	42.62	2.61	96.1	35.52	0.61	11.72	87.19	1.44	1.01

Tabel 4.4b Data Tanah pada BM-1

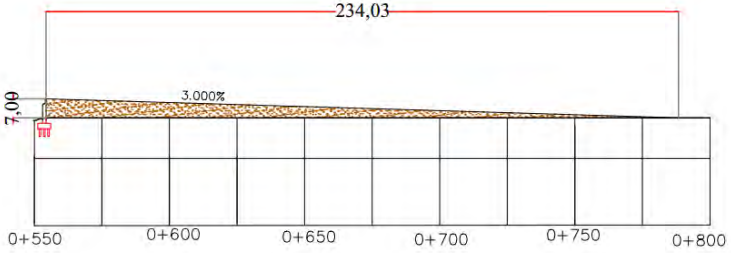
deep		γsat	γ'	ϕ	c	Cc	Cv	σ_v	Cu mochtar	Cc mochtar
meter		t/m^3	t/m^4	°	kg/cm^2		cm2/s	t/m 2	kg/cm2	
0	3	1.67	0.67	26.86	0.12	0.425	3.66E-02	1.01	0.093	0.17
3	6	1.62	0.62	11.14	0.013	0.63	9.80E-04	2.95	0.130	0.67
6	9	1.51	0.51	9.71	0.0934	0.73	5.70E-04	4.65	0.162	0.91
9	12	1.54	0.54	9.61	0.0326	1.2	6.20E-04	6.23	0.191	1.03
12	15	1.66	0.66	5.62	0.11	0.92	7.20E-04	8.04	0.226	0.61
15	18	1.62	0.62	1.98	0.0407	0.74	7.20E-04	9.97	0.262	0.77

4.2. Data Gambar

Data gambar rencana terdiri dari layout, potongan melintang, dan potongan memanjang jalan komdor laut yos soedarso Semarang. Perencanaan oprit dan abutment yang dilakukan dimulai dari STA 0+550 sampa 0+800



Gambar 4.2 Potongan Melintang *Overpass* Komodor Laut Yos Soedarso Semarang



Gambar 4.3 Oprit *Overpass* Komodor Laut Yos Soedarso Semarang

4.3. Data Tanah Timbunan

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

γt : 1,7 t/m^3
γsat : 1,9 t/m^3
ϕ : 30^o
Cu : 0
Fluktuasi: 1,8 meter

Timbunan oprit direncanakan memiliki tinggi rencana 7 m. lebar timbunan oprit direncanakan 27,1 m dan rencana dinding penahan tanah dibuat tegak supaya tidak mengganggu jalan disampingnya.

4.4. Data Spesifikasi Bahan

1. *Prefabricated Vertical Drain* (PVD)
   PVD yang digunakan dalam perencanaan adalah PVD *Nylex Floadrain* dengan spesifikasi lebar 100 mm dan ketebalan 5 mm
2. *Geotextille*
   Geotextille yang digunakan dalam perencanaan adalah tipe *Stabilenka high strength woven* dengan kekuatan tarik 120/120 dari *Huesker*
3. Pondasi tiang pancang
   Pondasi tiang pancang pada abutment direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang silinder dengan diameter 60 cm dan 80 cm dari PT. WIKA BETON.
4. Micropile yang digunakan berdimensi 25 cm x 25 cm dan memiliki P_{ijin} sebesar 50 ton dari produk PT. Beton Elemen indo Perkasa.

BAB V
ANALISA PERHITUNGAN TIMBUNAN

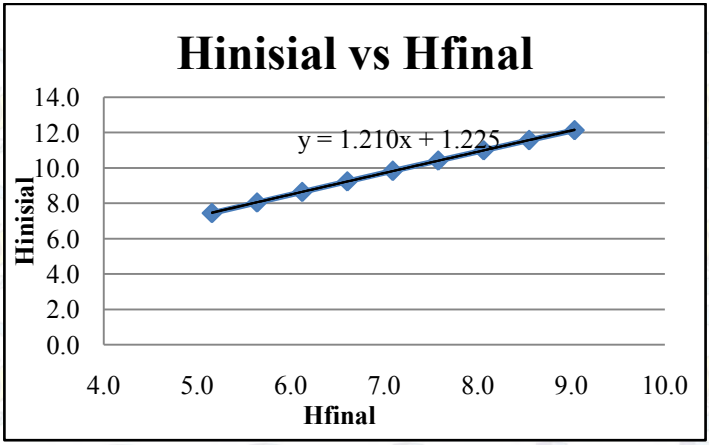
5.1 Perhitungan Konsolidasi dan Tinggi Awal Timbunan

Perhitungan pemampatan untuk tanah menggunakan *overconsolidated* karena tekanan tanah prakonsolidasi kurang dari tekanan vertikal efektif pada saat tanah itu di selidiki. Pada persamaan tersebut, terdapat penambahan nilai tegangan vertikal akibat adanya timbunan di atas tanah dasar ($\Delta\sigma$). Beban timbunan yang digunakan untuk mendapatkan $\Delta\sigma$ adalah 11 t/m^2, 12 t/m^2, 13 t/m^2, 14 t/m^2,15 t/m^2, 16 t/m^2, 17 t/m^2, 18 t/m^2. Melalui perhitungan tersebut didapat besarnya penurunan akibat konsolidasi (S_c) pada tanah dasar untuk masing-masing beban timbunan yang digunakan lihat **LAMPIRAN 3**.

Dari hasil perhitungan akibat konsolidasi (Sc) maka didapatkannya besar tinggi awal timbunan yang harus di bangun untuk tiap beban yang telah di tentukan. Kemudian setelah menemukan tinggi awal dan besarnya konsolidasi maka didapatkan tinggi akhir untuk tiap-tiap beban lihat **Tabel 5.1**. Tinggi awal untuk tinggi perencanaan dicari dari rumus dari **Gambar 5.1.**

Tabel 5.1 Hasil Perhitungan S_c, H_{awal}, Dan H_{akhir} Timbunan

No	Beban Timbunan q [t/m2]	Settlement Akibat q Sc [m]	$H_{INITIAL}$ [m]	H_{FINAL} [m]
1	11	2.3	7.4	5.2
2	12	2.4	8.0	5.6
3	13	2.5	8.6	6.1
4	14	2.6	9.2	6.6
5	15	2.7	9.8	7.1
6	16	2.8	10.4	7.6
7	17	2.9	11.0	8.1
8	18	3.0	11.6	8.5
9	19	3.1	12.1	9.0



Gambar 5.1 H_{final} vs $H_{inisial}$

Pada perencanaan tinggi timbunan di perhitungan sepanjang oprit dengan tinggi timbunan 3 m, 4 m, 5 m, 6 m dan 7 m yang di rencanakan pada tanah dominan lanau maka di dapatkan tinggi awal timbunan dengan rumus $H_{inisial} = 1{,}210(H_{final}) + 1{,}225$ dari **Gambar 5.1** untuk hasil lihat **Tabel 5.2**.

Tabel 5.2 Nilai $H_{inisial}$ pada beberapa H_{final}

$H_{INITIAL}$ [m]	H_{FINAL} [m]	Sc [m]
4.9	3	1.9
6.1	4	2.1
7.3	5	2.3
8.5	6	2.5
9.7	7	2.7

5.2 Perhitungan waktu konsolidasi

Perhitungan waktu konsolidasi pada suatu tanah diperlukan untuk mengetahui berapa lama tanah dasar dapat terkonsolidasi tanpa ada bantuan apapun? Sehingga dapat diketahui tanah memerlukan bantuan PVD atau tidak. Berikut langkah-langkah perhitungan waktu konsolidasi:

a. Mencari nilai $\sum \frac{Hn}{\sqrt{Cv}}$ lihat **Tabel 5.3**

Tabel 5.3 perhitungan $\Sigma H/Cv^{0.5}$ untuk $H_{inisial}$ 7 m

Kedalaman	Tebal lapisan	Cv	$Cv^{0,5}$	$H/Cv^{0,5}$
m	cm	cm^2/dt	$cm/dt^{0.5}$	$dt^{0.5}$
0-3	300	0.0366	0.1913	1568.125
3-6	300	0.00098	0.0313	9583.148
6-9	300	0.00057	0.0239	12565.62
9-12	300	0.00062	0.0249	12048.29
12-15	300	0.00072	0.0268	11180.34
15-18	300	0.00072	0.0268	11180.34
∑H	1800	∑Hn/Cv^0,5		58125.86

b. Mencari nilai Cv Gabungan

Dari hasil Tabel 5.3 di dapatkan nilai

$$\text{Cv gabungan} = \frac{(H_1+H_2+\cdots+H_n)^2}{\left[\frac{H_1}{\sqrt{Cv_1}}+\frac{H_2}{\sqrt{Cv_2}}+\cdots+\frac{H_n}{\sqrt{Cv_n}}\right]^2}$$

$$Cv_{gabungan} = \frac{1800^2}{58125{,}86^2} = \frac{0{,}00096\ cm^2}{dt}$$

$$= 0{,}058\ m^2/\text{minggu}$$

c. Mencari waktu konsolidasi pada saat tanah terkonsolidasi sebesar 90%

$$Tv90\% = 1{,}781 - \big(0{,}993 \times LOG(100-90)\big) = 0{,}848$$

$$Hdr = 18 \text{ meter (single drainage)}$$

$$t_{90\%} = \frac{0{,}848 \times 18^2}{0{,}058} = 4737.1 \text{ minggu} = 98.7 \text{ tahun}$$

Karena waktu yang lama untuk mencapai konsolidai 90% maka di ambil kesimpulan bahwa tanah membutuhkan PVD untuk mempercepat waktu konsolidasi

5.3 Perhitungan PVD

PVD memiliki pola dan jarak pemasangan tertentu yang disesuaikan dengan kebutuhannya. Umumnya terdapat dua pola pemasangan PVD, yaitu pola pemasangan segitiga dan pola pemasangan segiempat. Dalam menentukan pola dan jarak pemasangan yang diinginkan, dengan batas waktu pemakai PVD adalah 6 bulan maka dicoba beberapa alternative jarak pemasangan yaitu 0,8 m; 1 m; 1,2 m; 1,4 m; 1,6 m; 1,7 m dan 1,8 m.

Pada perhitungan derajat konsolidasi, pertama-tama kita harus menghitung diameter equivalent (dw) untuk PVD dan fungsi hambatan yang diakibatkan jarak antar PVD (F(n)). Persamaan-persamaan yang digunakan antara lain.

$$dw = \frac{2(\text{lebar PVD} + \text{tebal PVD})}{\pi}$$

Dimana, D = 1,05 x jarak PVD (pola segitiga)
D = 1,13 x jarak PVD (pola segiempat)
Lebar PVD = 10 cm
Panjang PVD = 0,5 cm

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1}\right) \times \left(\ln(n) - \frac{3}{4} - \frac{1}{4n^2}\right)$$

Dimana, $n = \frac{D}{dw}$

Untuk perhitungan secara lengkap dapat dilihat pada **Tabel 5.4** dan **Tabel 5.5** sebagai berikut:

Tabel 5.4 perhitungan Dw dan F(n) pola pemasangan segitiga

Data PVD		dw = 2*(a+b)/3,14	S	D=1.05S	n=D/dw	F(n)
a(cm)	b(cm)	(cm)	(m)	(cm)		
10	0.5	6.685	0.8	84	13	1.79
			1	105	16	2.01
			1.2	126	19	2.19
			1.4	147	22	2.34
			1.6	168	25	2.48
			1.7	178.5	27	2.54
			1.8	189	28	2.59

Tabel 5.5 perhitungan Dw dan F(n) pola pemasangan segiempat

Data PVD		dw=2*(a+b)/3,14	S	D=1.05S	n=D/dw	F(n)
a(cm)	b(cm)	(cm)	(m)	(cm)		
10	0.5	6.685	0.6	67.8	10	1.58
			0.8	90.4	14	1.86
			1	113	17	2.08
			1.2	135.6	20	2.26
			1.4	158.2	24	2.42
			1.5	169.5	25	2.49
			1.8	203.4	30	2.67

Kemudian dihitung besar derajat konsolidasi total yang terdiri dari derajat konsolidasi arah horizontal dan vertikal. Berikut adalah contoh perhitungan derajat konsolidasi total dengan jarak pemasangan PVD pola segitiga(S) = 0.8 m dengan waktu pemasangan (t) = 1 minggu.:

S = 0,8 m
D = 0,84 m
F(n) = 1.79
t = 1 minggu

Cv =0,058 m^2/minggu
Ch = (2 s/d 5) x Cv dipakai 3x Cv
= 0,174 m^2/minggu

Dari data sebelumya di dapatkan:
$H_{inisial}$= 10 meter
Maka tahap timbunan yang dibutuhkan sebanyak:
n = 1000cm / 50 cm = 20 tahap

Derajar konsolidasi vertikal

$$Tv = \frac{t.Cv}{(Hdr)^2}$$

$= 1{,}79 \times 10^{-8}$

$$Uv = 2\sqrt{\frac{Tv}{\pi}}$$

$= 1{,}51 \times 10^{-4}$

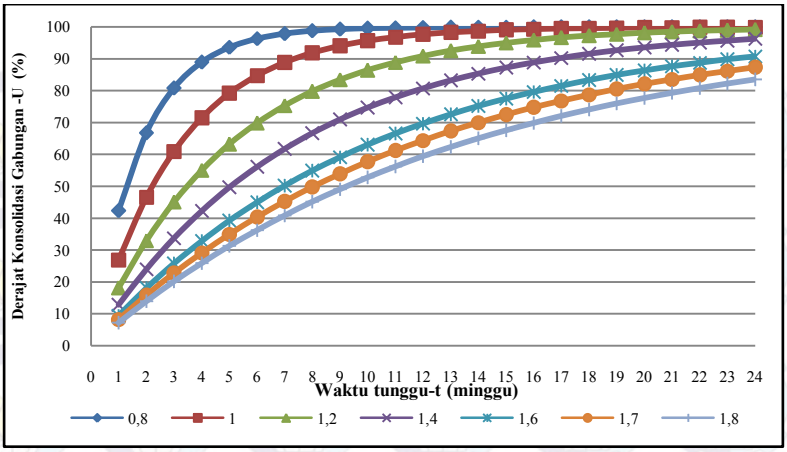
Derajat konsolidasi horizontal

$$Uh = 1 - \left[\frac{1}{e^{\left(\frac{t \times 8 \times Ch}{D^2 \times 2 \times F(n)}\right)}}\right]$$

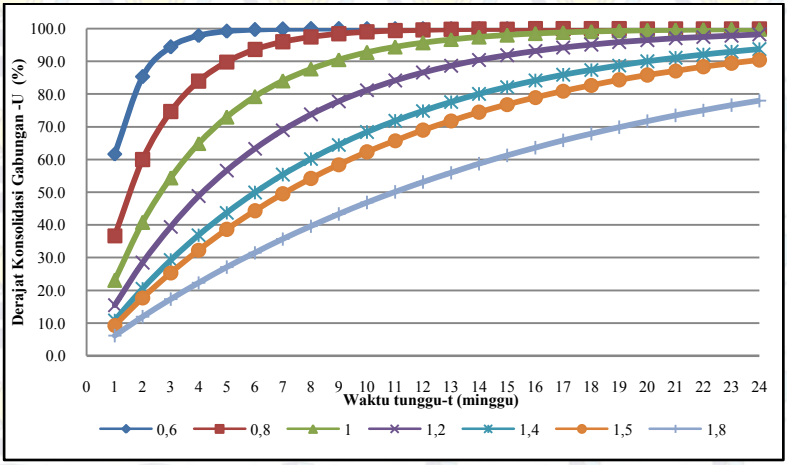
$= 0.42$

Derajat konsolidasi total
U_{total} = (1-(1-Uh)x(1-Uv)x100%
= 42,36%

Perhitungan derajat konsolidasi yang lebih lengkap dapat dilihat di **LAMPIRAN 4**. Untuk berbagai jarak pemasangan dapat di lihat pada **Gambar 5.2** & **Gambar 5.3** sebagai berikut:



Gambar 5.2 Grafik Hubungan Antara Waktu Konsolidasi dengan Derajat Konsolidasi Pola Pemasangan SegiTiga



Gambar 5.3 Grafik Hubungan Antara Waktu Konsolidasi dengan Derajat Konsolidasi Pola Pemasangan Segiempat

Setelah membandingkan kedua grafik yang terdapat pada **Gambar 5.2** dan **Gambar 5.3**, maka dipilih PVD dengan pola

pemasangan segitiga dengan jarak 1.6 m dan dengan waktu 24 minggu untuk dapat mencapai derajat konsolidasi 90 %. Selain itu pola pemasangan segitiga juga dapat mencakup luas daerah yang tercover oleh PVD lebih besar daripada dengan pola pemasangan segiempat.

Timbunan tanah yang direncanakan dengan pengurugkan segera hingga ketinggian H_{awal}. Dengan menggunakan bantuan program STABEL, didapat H_{cr} (tinggi kritis) dengan nilai SF (safety factor) ≥ 1 adalah ketinggian 2,5 m.

5.4 Perhitungan Sistem Perkuatan Tanah dengan *Geotextile*

Sistem perkuatan tanah yang digunakan dalam perencanaan ini adalah dengan menggunakan 2 lembar geotextile STABILENKA 120/120 dengan kekuatan tarik 120 kN/m untuk spesifikasi lengkap lihat **Tabel 5.6**

Tabel 5.6 Spesifikasi Geotextile STABILENKA

MECHANICAL	TEST	UNIT	120/120
Ultimate tensile strength Longitudinal Transverse	EN ISO 10.319	kN/m	≥ 120 ≥ 120
Tensile strength @ 6% strain : Longitudinal	EN ISO 10.319	kN/m	---
Strain @ nominal tensile Strength :	EN ISO 10.319	%	≤ 10
longitudinal Transverse			≤ 10
Creep after two years @ 50% stress ratio		%	1
HYDRAULIC			
Permeability index normal to plane		m/s	7x10-3
Tolerance			-1x10-3
PHYSICAL			
W eight	EN ISO 9864	g / m^2	~400
PACKAGING			
Roll width x length	NA	m	5x300

untuk menghitung T_{all} menggunakan rumus sebagai berikut

$$T_{allow} = T_{ultimate}\left[\frac{1}{FS_{id}\,xFS_{cr}\,xFS_{cd}\,xFS_{bd}}\right]$$

Data *Geotextile Wall*

$T_{ultimate}$ = 120 kN/m x 2lembar = 240 kN/m
FS_{id} = 1,3
FS_{cr} = 3
FS_{cd} = 1,25
FS_{bd} = 1,1
T_{allow} $= \frac{240}{1{,}3\times3\times1{,}25\times1{,}1} = 44{,}75$ kN/m

Data Tanah
Tanah Timbunan

γ_{sat} = 1,9 t/m^3
γ_t = 1,7 t/m^3
c = 0 t/m^2
ϕ = 30°
$H_{inisial}$ = 9,7 m
H_{final} = 7 m

Tanah Asli kedalaman 0-3 meter

γt =1,52 gr/cc
ϕ =26,86 °
Cu =0.09 kg/cm^2

Data beban di atas timbunan

q (beban terbagi rata) = 2 t/m^2
Q_L (beban garis) = 15 t/m' dengan jarak 5 meter
Q_P (beban titik) = 15 t dengan jarak 2 meter

Berikut ini langkah perhitungan Geotextille wall dengan ketingggian timbunan 10 meter untuk arah melintang dan memanjang:

A. Menghitung tegangan total yang berasal beban garis, beban terbagi rata dan beban terpusat dan timbunan itu sendiri.

Ka $= \tan^2(45-\phi/2)$
$= \tan^2(45-30/2)$
$= 0{,}33$

a. Tegangan akibat beban terbagi rata
σ_{Hq} =Ka .q= 0,33 x 2 =0,667 t/m^2

b. Tegangan akibat timbunan
σ_{HSoil}= 0,33 x γ_{timb} x z
= 0,33 x 1,7 x 9,75
= 5,525 t/m^2
dimana: z = kedalaman dari permukaan timbunan

c. Tegangan akibat beban garis

$$m = \frac{x}{H_{inisial}} = \frac{5}{9{,}75} = 0{,}5 > 0{,}4$$

$$n = \frac{z}{H_{inisial}} = \frac{9{,}75}{9{,}75} = 1$$

karena m >0,4 maka:

$$\sigma_{HL}\left(\frac{H_{inisial}}{QL}\right) = \frac{0{,}2\times n}{(0{,}16+n^2)^2} = 0{,}21$$

$$\frac{H_{inisial}}{QL} = \frac{9{,}75}{15} = 0.6667\ m^2/t$$

σ_{HL} = 0,32 t/m^2

d. Tegangan akibat bebat titik

$$m = \frac{x}{H_{inisial}} = \frac{2}{9{,}75} = 0{,}2 < 0{,}4$$

karena m<0,4 maka :

$$\sigma_{HP}\left(\frac{H_{inisial}^{\ 2}}{P}\right) = \frac{0{,}28\times n^2}{(0{,}16+n^2)^3} = 0{,}18$$

$$\frac{H_{inisial}{}^2}{P} = \frac{9{,}75^2}{15} = 6{,}337\ m^2/t$$

σ_{HP} = 0,03 t/m^2

Jadi nilai $\sigma_{H\ total}$ akibat timbunan, beban terbagi rata, beban garis dan beban titik pada kedalaman 9,75 meter adalah 7,64 t/m^2 . hasil perhitungan lihat **Tabel 5.7.**

B. Perhitungan jarak *geotextile wall* (Sv)

$$\sigma_{HZ} x S_V x 1 = \frac{T_{ALL}}{SF} \rightarrow S_V = \frac{T_{ALL}}{SF x \sigma_{HZ} x 1}$$

σ_{HZ} (untuk z = 9,75 m) = 6,54 t/m^2

SF = 1,3

Maka Sv = 0,5 meter untuk perhitungan selengkapnya lihat **LAMPIRAN 5.**

C. Perhitungan panjang geotextile di dalam anchorzone (Le)

$$L_e = \frac{S_V . \sigma_H . SF}{2\left[c + \sigma_V (tg\delta)\right]}$$

$\sigma_v = \gamma$ x z = 1,7 x 9,75 m = 16,575 t/m^2

tan (δ) = tan (2/3 ϕ) = 0,36

$$\text{Le} = \frac{0{,}5 \times 6{,}52 \times 1{,}3}{2\ [0 + (16{,}6 \times 0{,}36)]} = 0{,}35 < 1$$

Karena Le minimum 1 meter maka untu Le kedalaman 9,75 meter memakai 1 meter

D. Perhitungan panjang geotextile di depan bidang longsor(L_R)

$$L_R = (H - Z) x \left[tg\left(45^0 - \phi/2 \right) \right]$$

H = 9,75 meter

Z = 9,75 meter

Maka nilai L_R untuk kedalaman 9,75 meter dari permukaan timbunan adalah 0

E. Perhitungan panjang geotextile untuk lipatan (Lo)

$$L_o = \frac{S_V.\sigma_H.SF}{4\left[c + \sigma_V\left(tg\delta\right)\right]}$$

Lo = 0,2 meter

Perhitungan Le, L_R, Lo dengan perhitungan tinggi 10; 8,5; 7,5 ; 6; 5 dan 3 meter lihat LAMPIRAN 6.

F. Perhitungan Tegangan aktif (Pa)

Pa_1=0,5.γ .Ka.H² = 26,9 t/m'

Pa_2=q.Ka.H = 6,5 t/m'

Pa_3 =∑(σ_{HL}.Sv) lihat **Tabel 5.9**

Pa_4 =∑(σ_{HP}.Sv) lihat **Tabel 5.9**

Tabel 5.7 Perhitungan Pa_3 dan Pa_4

Sv	z	σ_{HL}	σ_{HP}	Pa_3	Pa_4	H to point O	Q_L	Q_P
m	m	t/m²	t/m²	t/m	t/m		t	t
0.5	9.75	0.32	0.03	0.16	0.01	0.3	0.0	0.0
0.5	9.25	0.36	0.03	0.18	0.02	0.8	0.1	0.0
0.5	8.75	0.41	0.04	0.20	0.02	1.3	0.3	0.0
0.5	8.25	0.46	0.05	0.23	0.02	1.8	0.4	0.0
0.5	7.75	0.51	0.06	0.26	0.03	2.3	0.6	0.1
0.5	7.25	0.58	0.07	0.29	0.03	2.8	0.8	0.1
0.5	6.75	0.65	0.08	0.33	0.04	3.3	1.1	0.1
0.5	6.25	0.73	0.10	0.37	0.05	3.8	1.4	0.2
0.5	5.75	0.82	0.12	0.41	0.06	4.3	1.7	0.2
0.5	5.25	0.91	0.14	0.46	0.07	4.8	2.2	0.3
0.5	4.75	1.01	0.17	0.50	0.08	5.3	2.6	0.4
0.5	4.25	1.10	0.20	0.55	0.10	5.8	3.2	0.6
0.75	3.75	1.18	0.22	0.88	0.17	6.3	5.5	1.0
0.75	3.00	1.25	0.25	0.93	0.19	7.0	6.5	1.3
0.75	2.25	1.20	0.24	0.90	0.18	7.8	6.9	1.4
0.75	1.50	0.97	0.17	0.73	0.13	8.5	6.2	1.1
0.75	0.75	0.55	0.06	0.41	0.04	8.5	3.5	0.4
		jumlah		7.79	1.25	jumlah	43.1	7.4
						titik berat (m)	5.5	5.9

Titik berat Pa_1 = 2/3. γ.Ka.H

Titik berat Pa_2 = ½ q. Ka

Perhitungan Pa dengan tinggi yang di tentukan lihat **LAMPIRAN 5.**

G. Kontrol Guling

$$FS_{overtuning} = \frac{\sum \text{Momen } Resistent}{\sum \text{Momen } forces} \geq 1{,}5$$

Dimana:

M_{R1} = γ_t × Luas Tanah di geotextile × Jarak Ke Titik O
= 262,65tm

M_{R2} = ∑ (Pa sin(δ) × Jarak Titik Berat Ke Titik O)
= 148,63 tm

M_{force} =∑ (Pa cos(δ) × Jarak Titik Berat Ke Titik O)
= 169,648 tm

FS = 2,4 ≥ 1,5 OK

H. Kontrol Geser

$$FS_{geser\ 1} = \frac{\sum \text{resisten force}}{\sum \text{driving force}} \geq 1{,}5$$

F_{R1} = 0,85 $c'_{Tanah\ Asli}$ × $L_{Geotextile}$ terbawah
= 4,34 ton

F_{R2} = berat tanah pada geotextile×tan(δ)
= 47,14 ton

F_{R3} = ∑Pa sin(δ) × tan(δ)
= 10,75 ton

$F_{driving}$ = ∑ (Pa cos(δ)
= 36,78 ton

FS = 1,7 ≥ 1,5 OK

I. Kontrol Fondation Consideration

$$FS_{FC} = \frac{Pult}{Pact} \geq 1{,}5$$

Pult = $cN_c + qN_q + 0{,}5\gamma BN_\gamma$

Pact = $\gamma.h + q_{beban\ jalan} + (Q_L/\text{lebar jalan}) + (P/1.\text{lebar jalan})$

ϕ = 26.86° maka di dapat nilai N_c, N_q, N_γ

N_c = 24.16

N_q = 11.82

N_γ = 13.6

Pult = 52,16 t/m^2
Pact = 19,68
FS_{FC} = 2,65 >1,4 OK

5.5 Kontrol *Overall* dengan program STABEL

Kontrol timbunan terhadap *overall* di lakukan terhadap arah melintang timbunan dan arah memanjang timbunan.

Tabel 5.8 Hasil Perhitungan STABEL SF terkecil

No	Tinggi	SF	Circle Center (m)		Radius	MR	ΔMR
	m		Titik X	Titik Y	m	kN/m	kN/m
1	10.00	0.66	48.61	35.91	25.83	22460	22049
2	10.00	0.65	48.52	35.83	25.71	22780	22710
3	9.00	0.71	48.52	36.74	26.35	22570	18697
4	8.00	0.66	51.52	33.83	22.87	16210	15963
5	7.00	0.61	54.29	31.93	19.96	11030	12671
6	6.00	0.68	54.48	32.12	20.23	10920	9865
7	5.00	0.77	54.62	32.92	20.89	10540	7348
8	4.00	0.85	56.00	31.63	19.54	8908	4780
9	3.00	1.02	56.24	32.19	20.11	8856	2464

Tabel 5.9 Hasil Perhitungan STABEL SF = 1,3

No	Tinggi	SF	Circle Center (m)		Radius	MR
	m		titik x	titik y	m	kN/m
1	10 *	1.3	33.74	49.49	45.03	78030
2	10	1.3	33.56	49.36	44.85	78980
3	9	1.3	35.36	48.31	43.26	69520
4	8	1.3	37.14	47.75	41.94	60290
5	7	1.3	38.71	46.6	40.53	52850
6	6	1.3	41.59	44.35	37.44	42910
7	5	1.3	44.49	41.8	34.15	34130
8	4	1.3	48.21	40.61	31	23730
9	3	1.3	51.75	37.14	26.69	16830

Keterangan * arah longitudinal

5.6 Perkuatan dengan *micropile*

SF_{min}	= 0,65	SF_{max}	= 1,3
R	= 25,71 m	R	= 44,85 m
x_1	= 48,52 m	x_2	= 33,56 m
y_1	= 35,83 m	y_2	= 49,36m
M_R	= 22780 kN/m	M_R	= 78980kN/m

panjang total cerucuk
kedalaman bidang longsor SF_{min}
$= R-(y_1-H_{dr})$ = 7,88 m
kedalaman bidang longsor SF_{max}
$= R-(y2-H_{dr})$ = 13,49 m
L_a diatas bidang lonsor = 7,88 m
L_b dibawah bidang lonsor = 5,61 m
maka, $L = L_a+L_b$ = 13,49 m
Perencanaan micropile
Dimensi

bt	= 25	cm	D	= 16	mm
ht	= 25	cm	r	= 6	mm
fy'	= 400	Mpa	d'	= 20	mm
fc'	= 45	Mpa			

As_{tarik} $= 2 \times (1/4 \times 3.14 \times D^2)$
$= 401.92$ mm^2
As_{tekan} $= 2 \times (1/4 \times 3.14 \times D^2)$
$= 401.92$ mm^2
d $= h-d'-(1/2D)-r$
$= 216$ mm

Panjang micropile
L total = 14 m

Perhitungan Momen
Gaya tekan = Gaya tarik

0,85.fc'. B. a= As tarik x fy
a = 16,81 mm
Gaya tekan
C = 160768 N

Momen nominal (Mn) ;
Mn = C(d-a/2) + As'.fy(d-d')
Mn = 64884933 Nmm
= 6488,5 tmm

Momen ultimate :
Mu = 0.8 x Mn
= 5190,8 t mm
= 519,08 t cm

Gaya penahan (*resisting*) :
faktor modulus tanah
Cu = 9,3 kN/m^2
= 0,093 kg/m^2
qu = 2 Cu
= 0,1857 kg/m^2
= 0,19 $tons/ft^2$
(lihat grafik NAVFAC, DM-7, 1971)
f = 3 t/ft3
= 0,096 kg/cm2
Momen inersia
I = 1/12 b h3
= 325520833,3 mm^4
= 32552,08333 cm^4

Momen tahanan (W)
W = I/C
= I/(0.5h) = 2604,166667 cm^3
Modulus elastisitas (E)
E = 240000 kg/cm^2

Faktor kekakuan relatif (T)
T = $(EI/f)^{1/5}$
= 152,0911 cm

Koefisien momen akibat gaya lateral ;
(dari grafik NAVFAC, DM-7, 1971)
Lb/T = 9
Z = 0 m
Fm = 0,9

Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 buah mikropile
P = Mu/(Fm.T)
= 3,7921 ton
= 37,9 kN

Jumlah mikropile yang dibutuhkan :
H = 10 m
SF min = 0,651
MR min = 22780 kN/m
$SF_{rencana}$ = 1,3(direncanakan untuk beban tetap)
$MR_{rencana}$ = 45490 kN m
D = 9.976 mm

Δ MR = ($MR_{rencana}$ - MR_{min})
= 22710 kN m

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

F_k= 9,3

P_{max} = P x Fk
= 352,8 kN
n = ΔMR/(PxRjari-jari)
= 2,5 ≈ 3 buah

Dengan perhitungan yang sama, dihitung kebutuhan cerucuk untuk tiap ketinggian timbunan 14 m hingga di ketinggian timbunan 2,5 m dapat dilihat pada **Tabel 5.10**.

5.7 Kesimpulan

Bab ini menjelaskan tentang perhitungan timbunan dimana timbunan mengalami penurunan dan di percepat dengan PVD kemudian di berikan perkuatan untuk menahan geser, guling ambles dan *overall* menggunakan cerucuk dan *geotextile wall*. Diketahui timbunan mempunyai H_{final}= 7 meter dengan penurunan sebesar 2,5 meter maka di dapatkan $H_{initial}$= 10 m dengan perkuatan sebagai berikut:

Tabel 5.10 Rekapitulasi Perhitungan *Micropile*

No	$H_{inisial}$ timbunan	Panjang	Jumlah
	meter	meter	buah
1	10*	14	2.435
2	10	14	2.5038
3	9	14	2.274
4	8	13	2.0298
5	7	12	1.8431
6	6	12	1.4344
7	5	11	1.2048
8	4	9	1.3323
9	3	8	0.9631

Keterangan * arah longitudinal

Tabel 5.11 Rekapitulasi Perhitungan *Geotextile Wall*

STA	0+550 to 0+588		0+588 to 0+621		0+588 to 0+655		0+655 to 0+690		0+690 to 0+738		0+738 to 0+234	
H	10		8.5		7.5		6		5		3	
z	Sv	L	Sv	L	Sv	L	Sv	L	Sv	L	Sv	L
9.75	0.5	5.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9.5												
9.25	0.5	5.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9												
8.75	0.5	5.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8.5			0.5	4.5								
8.25	0.5	5.5			-	-	-	-	-	-	-	-
8			0.5	4.5								
7.75	0.5	5.5			-	-	-	-	-	-	-	-
7.5			0.5	4.5	0.5	5.5						
7.25	0.5	5.5					-	-	-	-	-	-
7			0.5	4.5	0.5	5.5						
6.75	0.5	5.5					-	-	-	-	-	-
6.5			0.5	4.5	0.5	5.5						
6.25	0.5	5.5					-	-	-	-	-	-
6			0.5	4.5	0.5	5.5	0.5	5.5				
5.75	0.5	5.5							-	-	-	-
5.5			0.5	4.5	0.5	5.5	0.5	5.5				
5.25	0.5	5.5							-	-	-	-
5			0.5	4.5	0.5	5.5	0.5	5.5	0.5	5.5		
4.75	0.5	5.5									-	-
4.5			0.5	4.5	0.5	5.5	0.5	5.5	0.5	5.5		
4.25	0.5	5.5									-	-
4			0.5	4.5	0.5	5.5	0.5	5	0.5	5		
3.75	0.75	7									-	-
3.5			0.5	4.5	0.5	5.5	0.5	5	0.5	5		
3.25											-	-
3	0.75	7	0.5	4.5	0.5	5.5	0.5	5	0.5	5	1	5
2.75												
2.5			0.5	4.5	0.5	5.5	0.5	5	0.5	5		
2.25	0.75	7										
2			1	6.6	0.5	5.5	0.5	5	0.5	5	1	5
1.75												
1.5	0.75	7			0.5	5.5	0.5	5	0.5	5		
1.25												
1	0.75	7	1	6.6	0.5	5.5	0.5	5	0.5	5	1	5
0.75												
0.5					0.5	5.5	0.5	5	0.5	5		
0.25												

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

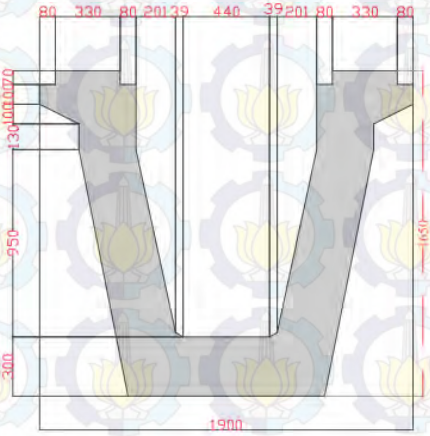
BAB VI
ANALISA PERHITUNGAN ABUTMENT

6.1 Struktur Atas

Tabel 6.1 Data U-*girder*

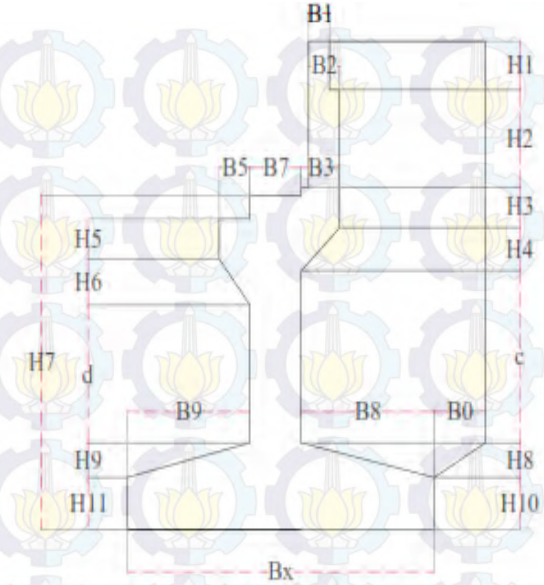
Data U girder PC U H-165			
max beam spacing	=	3,1	m
f'c	=	50	Mpa
Span	=	30	m
V_{DL}	=	88,7	t
V_{LL}	=	58.2	t
$V_{ultimate}$	=	21,5	t
A	=	11878	cm^2
Tinggi	=	1,65	m
Inersia	=	31358776	cm^4

Lebar abutment = lebar jalan +2(lebar wingwall) = 14 m
Pakai Beam spacing = 2,8 m < 3,1 OK
Lebar U girder = 1,9 m
Jarak antar girder = 0,9 m
Tebal 2x wingwall = 1 m
Kebutuhan girder = 5 buah



Gambar 6.1 U-*girder*

6.2 Data Struktur Bawah



Gambar 6.2 Abutment

Tabel 6.2 Data Abutment

Notasi	Tinggi (m)	Notasi	Lebar(m)
h1	0.85	b1	0.4
h2	1	b2	0.6
h3	0.7	b3	0.75
h4	0.75	b4	0.75
h5	0.7	b5	0.6
h6	0.8	b6	0.6
h7	6.5	b7	1
h8	0.6	b8	2.6
h9	0.6	b9	2.4
h10	0.9	b0	1
h11	0.9	Bx	6
c	3.7		
d	3.1		

6.3 Beban Sendiri

Berat sendiri (self weight) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen structural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat sendiri dibedakan menjadi 3 macam, yaitu berat sendiri struktur atas, berat sendiri struktur bawah dan berat tanah.

Tabel 6.3 Beban Struktur Atas

No	Beban struktur atas	Jumlah buah	Lebar (m)	Tinggi (m)	Luas (m)	γ t/m3	Berat t/m
1	U-*girder*	5	*	*	5.939		14.8475
2	Slab	1	14	0.2	2.8		7
3	Deck Slab	1	10.7	0.07	0.749	2.5	1.8725
4	Trotoar	2	1	0.43	0.86		2.15
5	Dinding tepi	3	0.2	1.4	0.84		1.05
Berat Sendiri (t) = ∑Berat x span/2 =							403.8

Beban sendiri struktur atas(P_{MS}) = 3/8.P_{MS} = 151,43 ton
Eksentrisitas (jarak titik P_{MS} to Bx/2) = -0,1
Momen akibat berat struktur atas(M_{MS}) = -15,14 ton.m
Momen kearah sungai " + "
Momen kearah timbunan " – "

Tabel 6.4 Beban Struktur Bawah

No	Parameter Berat Bagian				Volume	Berat	Lengan	Momen
	B(m)	H(m)	Shape	Direc	m^3	ton	m	ton.m
Abutment								
1	0.4	0.85	1	-1	4.76	11.9	0.95	-11.305
2	0.6	1	1	-1	8.40	21.00	1.05	-22.05
3	0.75	0.7	1	-1	7.35	18.38	0.98	-17.92
4	0.75	0.75	0.5	-1	3.94	9.84	0.85	-8.37
5	0.6	0.7	1	1	5.88	14.70	0.70	10.29
6	0.6	0.8	0.5	1	3.36	8.40	0.60	5.04
7	1	6.5	1	-1	91.00	227.50	0.10	-22.75
8	2.6	0.6	0.5	-1	10.92	27.30	1.47	-40.04
9	2.4	0.6	0.5	1	10.08	25.20	1.20	30.24
10	2.6	0.9	1	1	32.76	81.90	1.90	155.61
11	2.4	0.9	1	-1	30.24	75.60	1.60	-120.96
Wingwall								
12	3.05	0.85	1	-1	1.30	6.48	3.13	-20.25
13	2.85	1.7	1	-1	2.42	12.11	2.78	-33.61
14	2.85	0.75	1	-1	1.07	5.34	2.78	-14.83

15	3.6	3.7	1	-1	6.66	33.30	2.40	-79.92
16	3.6	0.6	0.5	-1	0.54	2.70	2.67	-7.20
17	0.75	0.75	0.5	-1	0.14	0.70	1.10	-0.77
					P_{MS}	582.36	M_{MS}	-198.80

Tabel 6.5 Beban Tanah Timbunan

No	Parameter Berat Bagian				Vol	Berat	Lengan	Momen
	B (m)	H (m)	Shape	Direc	m^3	ton	meter	ton.m
TANAH TIMBUNAN								
18	2.6	0.6	0.5	-1	10.92	18.56	2.23	-41.46
19	1.85	7	1	-1	181.30	308.21	2.18	-670.36
					P_{MS}	326.77	M_{MS}	-711.82

Tabel 6.6 Berat Mati Tambahan (MA)

No	Jenis Beban Mati Tamb	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	n	Berat	Berat
1	Aspal+Overlay	0.2	14	15	2	2.2	184.8
2	Railing, Light, Dll	1	1	15	2	0.05	1.5
3	Instalansi Me	1	1	15	2	0.01	0.3
4	Air Hujan	0.05	14	15	1	1	10.5
						Wma (T)=	197.1
						Mma (Tm)=	-19.71

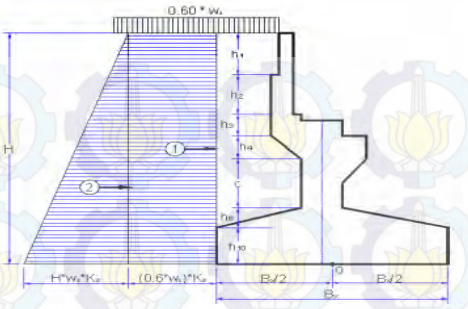
Tabel 6.7 Berat Total Akibat Berat Sendiri

No	Berat Sendiri	P_{MS}(ton)	M_{MS} (ton.m)
1	Struktur Atas(*U-Girder, Slab, Trotoar*)	151.43	-15.14
2	Berat Mati Tambahan	197.10	-19.71
3	Struktur Bawah (Abutmen, *Wingwall*)	582.36	-198.80
4	Timbunan	326.77	-711.82

6.4 Tekan Tanah (TA)

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu-lintas, harus diper- hitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0.60 m yang berupa beban merata ekivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah , sudut gesekdalam f, dan kohesi c dengan:

γ_{sat} =1,9 t/m^3
γ =1,7 t/m^3
Ws' = Ws
=0,6. 1,7
=1,02 t/m^3
B =14 meter
ϕ =30^o
Ka = tan^2(45-ϕ/2)
H =8,5 meter



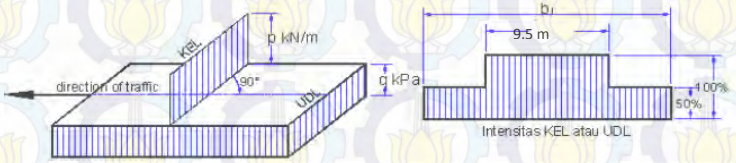
Tabel 6.8 Perhitungan Tekanan Tanah

No	Gaya Akibat Tekanan Tanah	T_{TA}	Leght to O	M_{TA}
		ton	m	ton.m
1	Ws'*H*Ka*B	40.46	4.25	171.96
2	0.5*Ka*B*G*H^2	286.59	2.83	812.01
	T_{TA}	327.05	M_{TA}	983.97

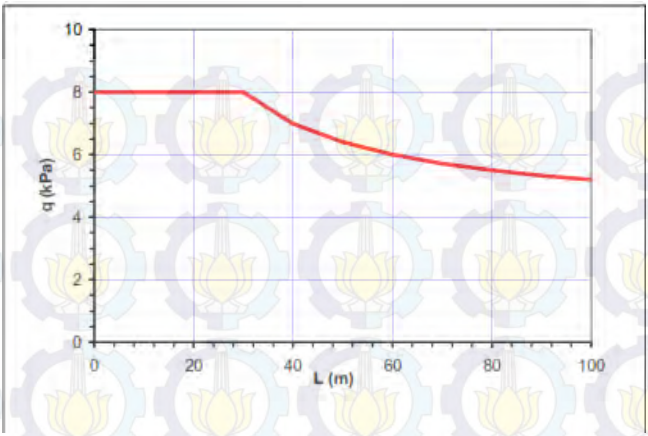
6.5 Beban Lajur "D" (TD)

Beban kendaraan yg berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (Uniformly Distributed Load), UDL dan beban garis (Knife Edge Load), KEL seperti pada **Gambar 6.3** UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu-lintas seperti **Gambar 6.4** atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

q = 8.0kPa untuk L = 30 m
q = 8.0 *(0.5 + 15 / L) kPa untuk L > 30 m



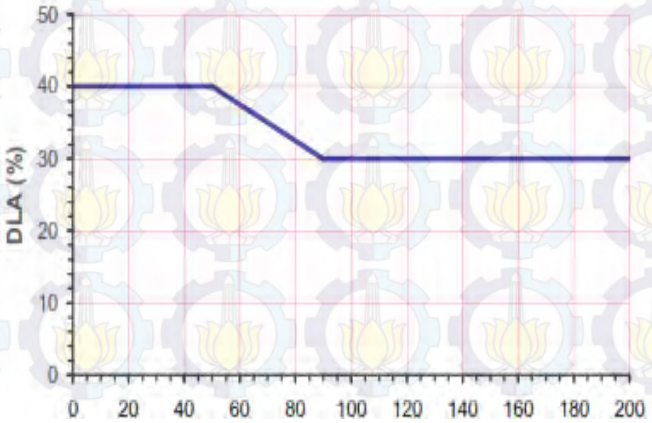
Gambar 6.3 Beban Lajur "D"



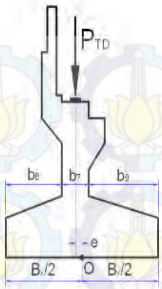
Gambar 6.4 Intensitas Uniformly Distributed Load (UDL)

Untuk panjang bentang (L) = 30 m menurut **Gambar 6.5** maka nilai q adalah 8 kPa dengan intesitas KEL = 44 kN/m.
Faktor beban dinamis (Dinamic Load Allowance) untuk KEL diambil sebagai berikut :

DLA = 0.4	untuk L = 50 m
DLA = 0.4 - 0.0025*(L - 50)	untuk 50 < L < 90 m
DLA = 0.3	untuk L = 90 m



Gambar 6.5 Faktor beban dinamis (DLA)

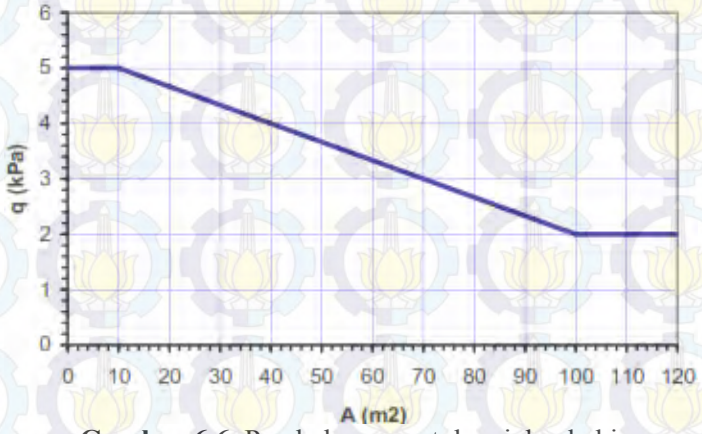


Untuk harga L= 30 meter, b_{jalan}=12 m
maka nilai DLA = 40%
Beban Lajur "D"

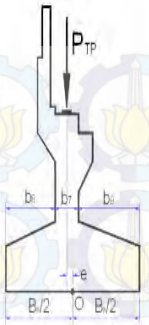
W_{TD} = q*L*(9.5+b_{jalan})/2 = 258 ton
W'_{TD} = P*(1+DLA)*(9.5+b)/2= 351 ton
Jumlah lajur lajur lintas = 1 buah
Beban pada abutment akibat beban Lajur
P_{TD} = $\frac{3}{8}$. n.W_{TD}+$\frac{5}{16}$. n.W'_{TD} = 206,5 ton
M_{TD} = P_{TD} .(eksentrisitas) =20,65 ton.m

6.6 Beban Pejalan Kaki (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya.
A = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m)
Beban hidup merata q :
Untuk A = 10 m^2 : q = 5 kPa
Untuk 10 m^2 < A ≤ 100 m^2 : q = 5 - 0.033 * (A - 10) kPa
Untuk A > 100 m^2 : q = 2 kPa



Gambar 6.6 Pembebanan untuk pejalan kaki

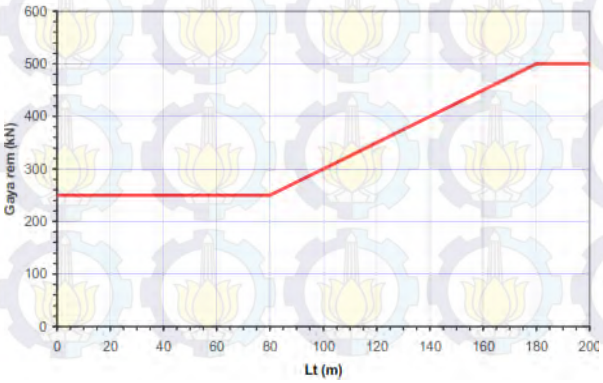


Panjang Bentang (L) = 30 meter
Lebar Trotoar ($B_{trotoar}$) = 1 meter
Jumlah Trotoar = 2 buah
Luas bidang trotoar yang didukung abutment,
A = $B_{trotoar}$.L / 2 . n= 30 m^2(10 m^2 < A ≤ 100 m^2)
q = 5 - 0.033 * (30 - 10) kPa
= 4,34 kPa
= 0,434 t/m^2
P_{TP} = 3/8 * q * $b_{trotoar}$* L * n
= 9,765 ton
M_{TP}= P_{TP} * eksentrisitas
= -0,9765 ton.m

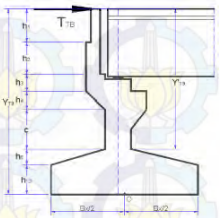
6.7 Gaya Rem (TB)

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

T_{TB} =250 kN untuk $L_t \leq 80$ m
T_{TB} =250+ 2,5*(L-80) kN untuk $80 < L_t < 180$ m
T_{TB} =500 kN untuk $L_t \geq 80$ m



Gambar 6.7 Gaya Rem vs Panjang Bentang

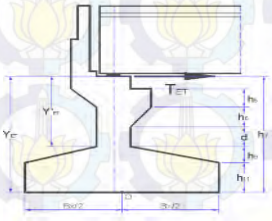


Gambar 6.8 Gaya Rem

Bentang *overpass* (L) = 30 m
Maka T_{TB1} = 250 kN
Jumlah Jalan (n) = 3 buah
P_{TB} = 750 kN
Momen pada pondasi akibat gaya rem:
Y_{TB} = tinggi abutment = 8,5 meter
M_{TB} = P_{TB} . Y_{TB} = 637,5 ton.m
Momen pada *Breast wall* akibat gaya rem:
Y_{TB}' = $Y_{TB} - H_8 - H_{10}$ = 7 meter
M_{TB}' = P_{TB} . Y_{TB}' = 525 ton.n

6.8 Pengaruh Temperatur (ET)

Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan.



Gambar 6.9 Gaya Temperatur

T_{max} = 40 °C
T_{min} = 25 °C
ΔT = (40-25)/2 = 12,5 °C
Koefisien muai panjang untuk beton (α) = 10^{-5}
Tumpuan berupa *mechanical bearing*:
k =1500 kN/m
panjang bentang U-*Girder* = 30 meter
Jumlah tumpuan = 5 buah
T_{ET} = a * ΔT * k* L/2 * n = 28 kN

Momen pada pondasi akibat temperatur:
Y_{ET} = h_7 = 6,5 meter
M_{ET} = T_{ET} . Y_{ET} = 18,28 ton.m

Momen pada *Breast wall* akibat temperatur:
Y_{ET}' = $h_7 - h_9 - h_{11}$ = 5 meter
M_{ET}' = T_{ET} . Y_{ET}' = 12,1 ton.m

6.9 Beban Angin (EW)

6.9.1 Angin yang Meniup Bidang Samping Jembatan

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

T_{EW1} = $0.0006*C_W*(V_W)^2*A_b$ kN
C_W = koefisien seret =1,25
V_W = Kecepatan angin rencana = 35 m/det
A_b = luas bidang samping jembatan (m^2)
Panjang bentang (L) = 30 meter
Tinggi bidang samping(h_a) = 3,95 meter
A_b = $(L/2)*h_a$ = 49,25 m^2
T_{EW1} = $0.0006*C_W*(V_W)^2*A_b$ = 54,44 kN
Momen pada pondasi akibat beban angin:
Y_{EW1} = $h_7 + h_a/2$ = 8,125 meter

$M_{EW1} = T_{EW1}. Y_{EW1}$ = 36,39 ton.m

Momen pada *Breast wall* akibat beban angin:

$Y_{EW1}' = Y_{EW1} - h_9 - h_{11}$ = 6,625 meter

$M_{EW1}' = T_{EW1}. Y_{EW1}$ = 29,67ton.m

6.9.2 Angin yang Meniup Kendaraan

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

$T_{EW2} = 0.0012*C_W*(V_W)^2*L/2$ kN

$C_W = 1,2$

$T_{EW2} = 26,46$ kN

Momen pada pondasi akibat beban angin:

$Y_{EW2} = h_7$ = 8,5 meter

$M_{EW2} = T_{EW2}. Y_{EW2}$ = 22,49 ton.m

Momen pada *Breast wall* akibat beban angin:

$Y_{EW2}' = Y_7 - h_9 - h_{11}$ = 7 meter

$M_{EW2}' = T_{EW2}. Y_{EW2}'$ = 18,52 ton.m

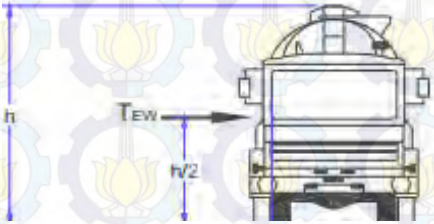
6.9.3 Beban Angin Total

$T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2}$ = 7,13 ton

$M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2}$ = 58,88 ton.m

$M_{EW}' = M_{EW1}' + M_{EW2}'$ = 48,19 ton.m

6.9.4 Transfer Beban Angin ke Lantai Kendaraan



Gambar 6.10 Beban Angin Tambahan

Beban angin tambahan yang meniup bidang samping kendaraan:

T_{EW3} = $0.0012*C_W*(V_W)^2$ kN/m

T_{EW3} = 1,764 kN/m

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2 m di atas lantai jembatan.

Jarak antar roda kendaraan (x) =1,75 meter

Jumlah U-*girder* (n) =5 buah

Gaya pada abutment akibat transfer beban angin ke lantai jembatan, P_{EW} = n.[0,5h/(x.T_{EW})].L/2 = 7,56 ton

M_{EW} = P_{EW} . eksentrisitas = -0,76 ton.m

6.10 Beban Gempa (EQ)

6.10.1 Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah x)

Tinggi breast wall (L_B) = $h_3 + h_4 + c$ = 5,15 meter

Ukuran penampang *breast wall* By = 14 meter

h =b_7 = 1 meter

Inersia *breast wall* ($I_c = 1/12* b*h^3$) = 1,17 m^4

Mutu Beton K-300 (f'c=0,83. K/10) = 24,9 Mpa

Modulus Elastisitas (E_c =4700* $f'c^{0,5}$) = 23453 Mpa

= 2345953 kpa

Nilai kekakuan (K_p =3. E_c. I_c/L_b^3) = 600957,68 kN/m

Percepatan grafitasi (g) = 10 m/dt^2

P_{MS} (struktur atas) = 151,4 ton

P_{MA} (struktur mati tambahan) = 197,1 ton

P_{MS} (struktur bawah) = 582,4 ton

P_{MS} (tanah timbunan) = 326,8 ton

W_{TP} = P_{MS} (struktur atas)+ P_{MA} (struktur mati tambahan)-
½*[P_{MS} (struktur bawah)+ P_{MS} (tanah timbunan)]
= 803,09 ton

T =$2\pi[W_{TP}/(g.Kp)]^{0,5}$
= 0,23 dt

Kondisi tanah dasar termasuk sedang (medium). Lokasi di wilayah gempa 3. Koefisien geser dasar (C) =0,18. Untuk

struktur jembatan beton prategang , faktor jenis struktur dihitung dengan rumus :S = 1,3 F

F = Faktor perangkaan =1,25-0,025*n

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral = 1

F = 1,225

S = 1,5925

K_h = C x S

= 0,28665

Untuk jembatan yang memuat > 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri, dan jembatan dimana terdapat route alternatif, maka diambil faktor kepentingan, I = 1

T_{EQ} $=K_h*I*W_t$ $= 0{,}28665\ W_t$

Tabel 6.9 Distribusi Beban Gempa Pada Struktur Atas

No	W ton	T_{EQ} ton	Lengan Terhadap Titik O meter	M_{EQ} ton.m
Struktur Atas				
Pms	151.4	43.4	8.5	369.0
Pma	197.1	56.5	8.5	480.2
T_{EQ} =		99.9	M_{EQ} =	849.2
$Y_{EQ} = M_{EQ}/ T_{EQ}$ =			8.5	

Tabel 6.10 Distribusi Beban Gempa Pada Struktur Bawah

No	W ton	T_{EQ} ton	Lengan Terhadap Titik O meter	M_{EQ} ton.m
Abutment				
1	11.9	3.4	8.1	27.5
2	21.0	6.0	7.2	43.0
3	18.4	5.3	6.3	33.2
4	9.8	2.8	5.7	16.1
5	14.7	4.2	5.8	24.2
6	8.4	2.4	5.1	12.4
7	227.5	65.2	3.3	211.9
8	27.3	7.8	1.1	8.6
9	25.2	7.2	1.1	7.9
10	81.9	23.5	0.5	10.6
11	75.6	21.7	0.5	9.8

WingWall				
12	6.5	1.9	0.9	1.6
13	12.1	3.5	6.8	23.6
14	5.3	1.5	5.6	8.5
15	33.3	9.5	3.4	32.0
16	2.7	0.8	1.3	1.0
17	0.7	0.2	5.5	1.1
Tanah Timbunan				
19	18.6	5.3	8.1	43.0
20	308.2	88.3	4.6	404.2
Teq		260.6	Meq	920.2
Yeq (m)=			3.5	

6.10.2 Beban Jembatan Arah Melintang Jembatan (Arah y)

Tinggi breast wall (L_b) = $h_3 + h_4 + c$ = 5,15 meter
Ukuran penampang *breast wall* By = 14 meter
$h = b_7$ = 1 meter
Inersia *breast wall* ($I_c = 1/12 * h * b^3$) =228,67 m^4
Nilai kekakuan ($K_p = 3. E_c. I_c/L_b^3$) =1,18E+08 kN/m

Struktur Atas

W_{TP} = W_{MA}+ P_{MS} (struktur atas) = 348,5 ton
T = $2\pi[W_{TP}/(g.Kp)]^{0,5}$ = 0,00868 dt
Koefisien geser dasar (C) = 0,18
F =1,225
S = 1,3. F = 1,5925
K_h = C. S = 0,2866
I =1
T_{EQ} = $K_h * I * W_t$ =99,9 ton
M_{EQ} = $T_{EQ}. Y_{EQ}$ =849,2 ton.m

Struktur Bawah

W_{TP} = W_{MA}+ P_{MS} (struktur atas) = 909,1 ton
T = $2\pi[W_{TP}/(g.Kp)]^{0,5}$ = 0,00139 dt

Koefisien geser dasar (C) = 0,18

F =1,225

S = 1,3. F = 1,5925

K_h = C. S = 0,2866

I =1

T_{EQ} = K_h*I*W_t = 260,6 ton

M_{EQ} = T_{EQ}. Y_{EQ} = 920,23 ton.m

6.11 Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis dihitung dengan menggunakan koefisien tekanan tanah dinamis. (ΔK_{aG}) sebagai berikut :

p = Hw * w_S * ΔK_{aG}

H = 8,5 m

B_y = 14 m

K_h = 0,28665

θ = $\tan^{-1}(K_h)$

= 15,9°

φ = 30°

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

= 0,333

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

=0,75

ΔK_{aG} = K_{aG} - Ka

= 0,42

γs =1,7 t/m^3

Gaya gempa lateral,

T_{EQ}= 1/2 * H* w_S * ΔK_{aG} * B_y = 215,97 t

Lengan terhadap Fondasi,

Y_{EQ} = 2/3 * H = 5,67 m

Momen akibat gempa,

$M_{EQ} = T_{EQ} * Y_{EQ}$ = 1224 tm

6.12 Perhitungan Gaya dan Momen yang terjadi

Tabel 6.11 Rekapitulasi Gaya dan Momen yang terjadi

Aksi/Beban	Kode	Vetikal	Horizontal		Momen	
		P (t)	arah x (t)	arah y (t)	arah x (tm)	arah y (tm)
Berat Mati						
Struktur Atas	MS	151.4	-	-	-	-15.1
Struktur Bawah		582.4	-	-	-	-198.8
Timbunan		326.8	-	-	-	-711.8
Berat Mati Tambahan						
Struktur Atas	MA	197.1	-	-	-	-19.7
Tekanan Tanah						
Struktur Bawah	TA	327.1	-	-	-	984.0
Beban lajur "D"						
Struktur Atas	TD	206.5	-	-	-	-20.7
Beban pedestrian						
Struktur Atas	TP	9.8	-	-	-	-0.98
Gaya rem						
Struktur Atas	TB	-	75	-	-	637.5
Temperatur						
Struktur Atas	ET	-	2.8125	-	-	18.28125
Beban Angin						
Struktur Atas	EW	7.56	-	7.124906	58.882113	-0.756
Beban Gempa						
Struktur Atas	EQ	-	99.9	99.9	849.2	849.2
Struktur Bawah		-	260.6	260.6	920.22875	920.2
Timbunan		-	216.0	-	-	1223.8
JUMLAH		1808.5	654.3	367.6	1828.3	3665.1

Tabel 6.12 Kombinansi Beban untuk Abutment

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi tetap	X	X	X	X	X	X	X
Beban lalu lintas	X	X	X	X	-	-	X
Pengaruh temperatur	-	X	-	X	-	-	-
Arus/hanyutan/hidro/daya apung	X	X	X	X	X	-	-
Beban angin	-	-	X	X	-	-	-
Pengaruh gempa	-	-	-	-	X	-	-
Beban tumbukan	-	-	-	-	-	-	X
Beban pelaksanaan	-	-	-	-	-	X	-
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan r_{os}	nil	25%	25%	40%	50%	30%	50%

Tabel 6.13 Rekapitulasi kombinasi beban yang terjadi

No	Kombinasi Beban	Vetikal	Horizontal		Momen	
		P(t)	arah x (t)	arah y (t)	arah x(tm)	arah y (tm)
1	Kombinasi 1	1801.0	75.0	0.0	0.0	654.4
2	Kombinasi 2	1801.0	77.8	0.0	0.0	672.7
3	Kombinasi 3	1808.5	75.0	7.1	58.9	653.6
4	Kombinasi 4	1808.5	77.8	7.1	58.9	671.9
5	Kombinasi 5	1584.7	576.5	360.5	1769.4	3031.7

6.13 Perhitungan Pondasi

6.13.1 Perhitungan Tiang Pancang

Pondasi pada Abutment direncanakan menggunakan tiang pancang dengan beberapa ukuran yaitu spun pile 0,5 dan 0,6 meter. Perhitungan daya dukung menggunakan Metode Luciano Decourt (1996) dengan N_{spt} koreksi menggunakan metode Terzaghi & peck. Hasil perhitungan lihat **LAMPIRAN 8**.

Data Perencanaan:

Kedalaman Tiang Pancang = 30 meter
Diameter = 0,6 meter
B_x = 6 meter
B_y = 14 meter

Dari perhitungan daya dukung tanah didapatkan data :

Q_u = 295 ton
= 295000 kg
Q_{ijin} = Qu/3
= 98,35 ton

Perencanaan konfigurasi tiang pancang :

jumlah tiang pancang = 30 buah
arah x = 5 buah
arah y = 6 buah
jarak antar tiang arah x = 1,25 meter

jarak antar tiang arah y = 1,625 meter
jarak tiang ke sisi terluar = 0,5 meter

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\sum(n \times x^2)}$$

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\sum(n \times y^2)}$$

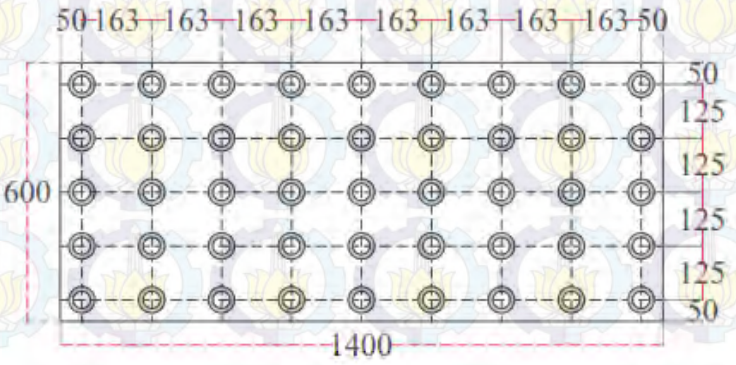
$$P_{ijin} = Q_{ijin} \times \mu$$

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

μ = harga koefisien efisien
ϕ = diameter tiang pancang (m)
S = jarak antar as ke as antar tiang pancang grup pilih nilai minimum (m)
m = jumlah antar tiang arah x (buah)
n = jumlah antar tiang arah y (buah)

$$\mu = 1 - \frac{\arctan(0{,}6/1{,}25)}{90°} \times \left(2 - \frac{1}{5} - \frac{1}{6}\right) = 0{,}62$$

$$P_{ijin} \times k\% \geq P_{max} \text{ or } P_{min}$$



Gambar 6.11 Pondasi Tiang Pancang Diameter 0,6 meter

Tabel 6.14 a Perhitungan P_{max} , P_{min} dan P_{ijin}

No	Kombinasi Beban	P Ton.	My Ton.m	P_{max} Ton	P_{min} Ton	k %	P_{ijin} Kg	P_{ijin} x % Kg	Ket
1	Kombinasi 1	2115.98	52.11	55.06	53.45	100	60945.19	60647	OK !!
2	Kombinasi 2	2115.98	97.67	55.76	52.75	125	60945.19	75809	OK !!
3	Kombinasi 3	2129.59	50.74	55.39	53.82	125	60945.19	75809	OK !!
4	Kombinasi 4	2129.59	96.31	56.09	53.12	140	60945.19	84906	OK !!
5	Kombinasi 5	2475.93	1481.88	86.28	40.69	150	60945.19	90971	OK !!

Tabel 6.14 b Perhitungan P_{max} , P_{min} dan P_{ijin}

No	Kombinasi Beban	P Ton.	Mx Ton.m	P_{max} Ton	P_{min} Ton	k %	P_{ijin} Kg	P_{ijin} x % Kg	Ket
1	Kombinasi 1	2115.98	0.00	54.26	54.26	100	60945	60647	OK !!
2	Kombinasi 2	2115.98	0.00	54.26	54.26	125	60945	75809	OK !!
3	Kombinasi 3	2129.59	45.42	54.83	54.38	125	60945	75809	OK !!
4	Kombinasi 4	2129.59	45.42	54.83	54.38	140	60945	84906	OK !!
5	Kombinasi 5	2475.93	1879.29	72.66	54.31	150	60945	90971	OK !!

6.13.2 Kontrol Bahan Tiang Pancang

Dari spesifikasi Wika Pile Classification, direncanakan tiang pancang beton dengan :

Diameter = 60 cm
Tebal = 10 cm
Kelas = C
K-500 maka f'c = 425 kg/cm^2
Allowable Axial = 229,5 ton
Bending Moment Crack = 29 ton.m
Bending Moment Ulimate = 58 ton.m

P_{max} = 72,95 ton > P_{allow}
= 229,5 ton ……OK!!

E = $4700 (fc')^{0.5}$
= 302276 kg/cm^2

I = $1/64*\pi* (60^4-10^4)$
= 329376,355 cm^4

2Cu = 0,18 kg/cm^2
= 0,1053 ton/ft^2

f = 3 ton/ft^3

= 0,096 kg/cm^3(NAVFAC DM-7,1971)

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

= 253,11 cm

6.13.3 Kontrol Momen

L/T =30/2,98

= 10

Z = 0 meter

F_M = 0,9

M_p = F_M (H_{max}. T)/n

= 0,9(12739,8*2,98)/45

= 3796,6 kgm

Tabel 6.15 Kontrol Momen Crack

No	k %	Mcrack*k% (kgm)	H kg	Mp (kgm)	Keterangan
1	100%	29000	75000.0	3796.6	OK!!
2	125%	36250	77812.5	3939.0	OK!!
3	125%	36250	75000.0	3796.6	OK!!
4	140%	40600	77812.5	3939.0	OK!!
5	150%	43500	576477.6	29182.4	OK!!

6.13.4 Kontrol Defleksi

L/T = 10

Z = 0 meter

F_δ = 0,94

P =H_{max}/n=12810,6 kg

δ_p = $F_\delta \left[\frac{P \times T^3}{E \times I}\right]$

= $0,94 \left[\frac{12739,38 \times 253,1^3}{302276 \times 329376,355}\right]$

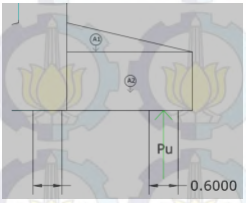
= 1,958 cm < 2 cm OK!!

6.14 Perencanaan Penulangan Abutment

Dari perhitungan kombinasi beban maka didapatkan momen terbesar, sehingga kebutuhan penulangan adalah sebagai berikut.

a) Penulangan Pile Cap

- Tulangan Lentur Pile Cap



Gambar 6.12 Skema gaya pada pile cap

Tabel 6.16 Perhitungan Momen Pada Pile Cap

No	Kode	lebar (m)	tinggi (m)	shape	Berat (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
Abutment							
1	A1	2.4	0.6	0.5	2.925	1.3	3.8025
2	A2	2.4	0.9	1	8.775	1.3	11.4075
Tiang Pancang							
3	Pmax	-	-	-	77.8	1.25	96.2661
				$V_{pilecap}$	77.8	$M_{pilecap}$	82,1

Mu = 82,1 kNm
fc' beton = 35 MPa
fy tulangan = 400 MPa
E tulangan = 200000 MPa
Tebal pile cap (h) = 900 mm
Selimut beton (d') = 75 mm
β1 = 0,85
Tinggi manfaat (d) = 809 mm
Lebar = 1000 mm

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0.85 \times fc'}{fy} \times \frac{600}{(600 + fy)}$$

$$= 0{,}03793125$$

$$\rho_{max} = 0{,}75 \cdot \rho_b$$

= 0,0284

m $= \frac{fy}{0{,}85 \times f'c}$

= 20,17

Rn $= \frac{Mu/\phi}{b \times d^2}$ = 1,48 Mpa

$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}}\right.$

= 0.0038

ρ_{min} = 1,4/fy

= 0,0035

$\rho_{min} > \rho_{perlu}$ maka, digunakan rmin

maka, luas tulangan yang dibutuhkan :

As_{perlu} = ρ x b x d

= 0,0038 x 1000 x 809

= 3102,9 mm^2

Direncanakan menggunakan baut D = 32mm

A_b = 804,25 mm^2

Jumlah tulangan adalah 3,8 ~ 4 buah

Jarak tulangan yang digunakan

s = (Ab x b)/As perlu

= (804,25 x 1000) / 3217

= 250 mm

Digunakan jarak tulangan = 250 mm

- Tulangan Bagi Pile Cap

Untuk tulangan bagi digunakan 50% dari tulangan pokok

As' perlu = 50% x 3102,9

= 1552 mm^2

Direncanakan menggunakan baut D = 32 mm

Ab = 804 mm^2

Jumlah tulangan adalah 1,9 ~ 2 buah

Jarak tulangan yang digunakan
s = (Ab x b) /As' perlu
= 518 mm

Digunakan jarak tulangan = 500 mm

- Tulang Geser

Vu =Vpile cap(permeter) = 406808,9 N
ϕVc $= \frac{1}{6}\sqrt{f'c} \times b \times d$ = 558379,33 N
ϕVc > Vu maka, Tidak perlu tulangan geser
Namun, tetap dipasang tulangan geser praktis direncanakan jarak tulangan
arah x = 300 mm
arah y =400 mm
diameter tulang sengkang 14 mm

b) Tulangan badan abutment

- Tulangan lentur badan abutment

Tabel 6.17 Perhitungan Momen Pada *Breast Wall*

Aksi/beban	Kode	vetikal	Momen
		P(t)	arah y (tm)
Berat Mati	MS	151.4	-
Berat Mati Tambahan	MA	197.1	-
Beban lajur "D"	TD	206.475	-
Beban pedestrian	TP	9.765	-
Gaya rem	TB	-	525
Temperatur	ET	-	14.0625
Beban Angin	EW	7.56	-
Beban Gempa	EQ	-	849.2
jumlah		572.3	1388.3

Mu	= (Mu/By)	= 992	kNm
fc' beton		= 35	MPa
fy tulangan		= 400	MPa
E tulangan		= 200000	MPa
Tebal pile cap (h)		=1000	mm
Selimut beton (d')		= 75	mm
Tinggi manfaat (d)		= 909	mm
b		= 1000	mm
lebar abutment		= 1000	mm

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0.85 \times fc'}{fy} \times \frac{600}{(600 + fy)}$$

$= 0{,}03793125$

$\rho_{max} = 0{,}75 \times \rho b$

$= 0{,}0284$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f'c}$$

$= 13{,}45$

$$Rn = \frac{Mu/f}{b \times d^2}$$

$= 1{,}4$ Mpa

$$\rho perlu = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}}\right.$$

$= 0.00362$

$\rho_{min} = 1.4/fy$

$= 0{,}0035$

$\rho_{min} < \rho_{perlu}$ maka, digunakan ρ_{perlu} maka, luas tulangan yang dibutuhkan :

As perlu $= \rho \times b \times d$

$= 0{,}0036 \times 1000 \times 909$

=3288,44 mm^2

Drencanakan menggunakan baut D = 32mm
Ab =804 mm^2

Jarak tulangan yang digunakan
s = (Ab x b)/As perlu
= (804 x 1000)/ 4021,24
= 200 mm
Digunakan jarak tulangan = 200 mm

- Tulangan Bagi Badan abutment

Untuk tulangan bagi digunakan 50% dari tulangan pokok
As' perlu = 50% 3288
= 1644 mm2

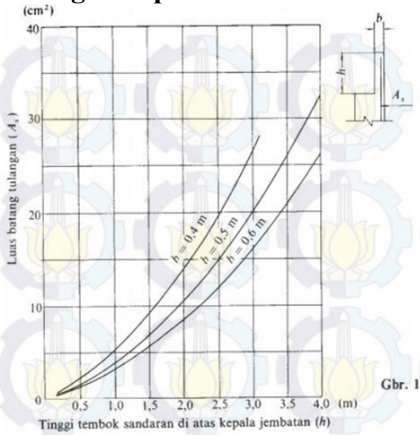
Direncanakan menggunakan baut D = 32 mm
Ab = 804 mm2
Jarak tulangan yang digunakan
s = (Ab x b)/As' perlu
= (490 x 1000)/2412
= 333,33 mm

Digunakan jarak tulangan = 300 mm

- Tulang Geser

Vu = 408803,57 N
ϕVc = $\frac{1}{6}\sqrt{f'c} \times b \times d$
= 627400 N
ϕVc > Vu maka, Tidak perlu tulangan geser
Namun, tetap dipasang tulangan geser praktis direncanakan jarak tulangan
arah x = 300 mm
arah y = 400 mm
diameter tulang sengkang 14 mm

c) Tulangan kepala abutment



Gambar 5.13 Luas tulangan yang dibutuhkan oleh tembok sandaran kepala abutment
(sumber: Kazuto Nakazawa, 2000)

Dari buku Kazuto Nakazawa telah disajikan grafik hubungan antara luas tulangan dan tebal kepala abutment, sehingga kita dapat langsung menentukan keperluan luas tulangan

b = 0.35
h = 0,6
As = 3 cm^2
= 300 mm^2
As_{min} =1,4/fy. b. d = 1162 mm^2

- Tulangan Lentur kepala abutment

Direncanakan menggunakan baut D = 12 mm
Ab = 113 mm^2

Jarak tulangan yang digunakan
s = (Ab x b)/As perlu
= (113 x 1000)/1152
= 91 mm
Digunakan jarak tulangan = 90 mm

- Tulangan Bagi kepala abument

Untuk tulangan bagi digunakan 50% dari tulangan pokok
As' perlu = 50% 1162
= 581 mm^2

Direncanakan menggunakan baut D = 12 mm
Ab = 113 mm^2
Jumlah = 5.13 buah

Jarak tulangan yang digunakan
s = (Ab x b)/As' perlu
= (113 x 1000)/581
= 194 mm
Digunakan jarak tulangan = 190 mm

6.15 Tiang Pancang Sebagai Perkuatan terhadap Overall

SF_{min}	= 0,66	SF_{max}	= 1,3
R	= 25,83 m	R	= 45,03 m
x_1	= 48,61 m	x_2	= 33,74 m
y_1	= 35,83 m	y_2	= 49,49 m
M_R	= 22460 kN/m	M_R	= 78030 kN/m

panjang total cerucuk
kedalaman bidang longsor SF_{min}
$= R-(y_1-H_{dr})$ = 8 m
kedalaman bidang longsor SF_{max}
$= R-(y2-H_{dr})$ = 14 m
L_a diatas bidang lonsor = 8 m
L_b dibawah bidang lonsor = 5,54 m
maka, $L = L_a+L_b$ = 13,54 m

Spesifikasi Tiang Pancang

Diameter = 60 cm

Tebal = 10 cm

Kelas = C

K-500 maka f'c = 425 kg/cm^2

Allowable Axial = 229,5 ton

Bending Moment Crack = 29 ton.m

Bending Moment Ulimate = 58 ton.m

P_{max} = 72,95 ton > P_{allow}

= 229,5 ton ……OK!!

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

= 302276 kg/cm^2

I = $1/64*\pi* (60^4-10^4)$

= 329376,355 cm^4

Panjang micropile

L total = 14 m

Momen ultimate :

Mu = 5800 ton.cm

Gaya penahan (*resisting*) :

faktor modulus tanah

Cu = 9,3 kN/m^2

= 0,093 kg/m^2

qu = 2 Cu

= 0,1857 kg/m^2

= 0,19 $tons/ft^2$

(lihat grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

f = 3 t/ft3

= 0,096 kg/cm2

Momen inersia

$$I = \frac{1}{64} \pi X (60^4 - 50^4)$$

= 329376 cm^4

Modulus elastisitas (E)

E = 240000 kg/cm^2

Faktor kekakuan relatif (T)

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

= 253,11 cm

Koefisien momen akibat gaya lateral ;
(dari grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

Lb/T = 6

Z = 0 m

Fm = 0,9

Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 buah mikropile

P = Mu/(Fm.T)

= 25,46 ton

= 254,6 kN

Jumlah tiang yang dibutuhkan untuk jarak tiang arah y :

H = 10 m

SF min = 0,656

MR min = 22460 kN/m

$SF_{rencana}$ = 1,3(direncanakan untuk beban tetap)

$MR_{rencana}$ = 72327,36 kN m

D = 9.976 mm

Jarak tiang arah y adalah 1,625 m

Δ MR = ($MR_{rencana}$ - MR_{min})*jarak tiang arah y

= 22710 kN m

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

$F_k = 1{,}76$

P_{max} = P x Fk
= 448,56 kN

n = ΔMR/(PxRjari-jari)
= 3,09 ≈ 4 buah

Dengan kebutuhan 4 buah tiang sedangkan pada pondasi ada 5 tiang maka pondasi kuat dinyatakan kuat menahan overall.

6.16 Kesimpulan

Tabel 6.18 Tulangan Abutment

Bagian Abutment	Tulang Lentur		Tulang Bagi		Tulang Geser	
	Diameter	Jarak	Diameter	Jarak	Diameter	Jarak
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Pilecap Abutment	32	250	32	500	14	300
Badan Abutment	32	200	32	300	14	300
Kepala Abutment	12	90	12	190	-	-

Tabel 6.19 Rekap Hasil Perhitungan Tiang Pancang

No	Diameter Tiang	Tebal Tiang	Panjang Tiang	Jumlah Tiang	mutu beton
	cm	cm	m	Buah	
1	50	9	28	60	K-500
2	60	12	30	45	K-500

BAB VII
ANALISA BIAYA PENYEDIAAN BAHAN MATERIAL

7.1 Biaya Bahan untuk Timbunan

Tabel 7.1 Analisa Biaya material penimbunan

No	Pekerjaan	Volume	Unit	Harga Satuan	Sub Total	PPn 10%	Total
				(Rp)	(Rp)	(Rp)	(Rp)
I	**Penimbunan**						
a	Timbunan 10 m	32760	m^3	152,000	4,979,520,000	497,952,000	5,477,472,000

7.2 Biaya Bahan untuk Perkuatan Tanah

Tabel 6.2 Analisa Biaya material perkuatan tanah

No	Pekerjaan	Jumlah	Satuan	Harga Satuan	Sub Total	PPn 10%	Total
				(Rp)	(Rp)	(Rp)	(Rp)
I	**STA 0+550 - 0+800**						
a	mincropile 25x25 cm 14m	144	buah	2,590,000	372,960,000	37,296,000	410,256,000
b	mincropile 25x25 cm 13m	72	buah	2,405,000	173,160,000	17,316,000	190,476,000
c	mincropile 25x25 cm 12m	96	buah	2,220,000	213,120,000	21,312,000	234,432,000
a	mincropile 25x25 cm 11m	48	buah	2,035,000	97,680,000	9,768,000	107,448,000
b	mincropile 25x25 cm 9 m	48	buah	1,665,000	79,920,000	7,992,000	87,912,000
c	mincropile 25x25 cm 8 m	24	buah	1,480,000	35,520,000	3,552,000	39,072,000
II	**STA 0+550 - 0+800**						
a	Geotextile Stabilenka	33326.76	m^2	31,636	1,054,325,379	105,432,538	1,159,757,917

7.3 Biaya Bahan Abutment

Tabel 7.3 Analisa Biaya material abutment

No	Pekerjaan	Vol	unit	Harga Satuan	Sub Total	PPn 10%	Total
				(Rp)	(Rp)	(Rp)	(Rp)
I	**ABUTMENT**						
a	Beton K-350	221	m^3	920,000	203,150,375	20,315,038	223,465,413
II	**PONDASI TIANG PANCANG 60 CM**						
a	Tiang Pancang 30 Meter	45	buah	13,400,000	603,000,000	60,300,000	663,300,000
II	**PONDASI TIANG PANCANG 50 CM**						
a	Tiang Pancang 28 meter	60	buah	11,000,000	660,000,000	66,000,000	726,000,000

7.1 Biaya Alternatif

Tabel 7.3 Alternatif Pertama

No	Pekerjaan	Harga	
1	Penimbunan	Rp	5,477,472,000
2	Geotextile	Rp	1,159,757,917
3	micropile	Rp	1,069,596,000
4	Abutment	Rp	223,465,413
5	Pondasi Tiang Pancang 60 cm	Rp	663,300,000
Jumlah		Rp	8,593,591,330

Tabel 7.3 Alternatif Kedua

No	Pekerjaan	Harga	
1	Penimbunan	Rp	5,477,472,000
2	Geotextile	Rp	1,159,757,917
3	micropile	Rp	1,069,596,000
4	Abutment	Rp	223,465,413
5	Pondasi Tiang Pancang 50 cm	Rp	726,000,000
Jumlah		Rp	8,656,291,330

BAB VIII
KESIMPULAN

Dalam perencanaan tugas akhir ini diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Perhitungan timbunan yang direncanakan setinggi 7 meter perlu tinggi awal 9,7 meter. Sehingga total penimbunan yang diperlukan adalah

Tabel 8.1 Rekap Perhitungan H_{final}, $H_{initial}$ & Sc

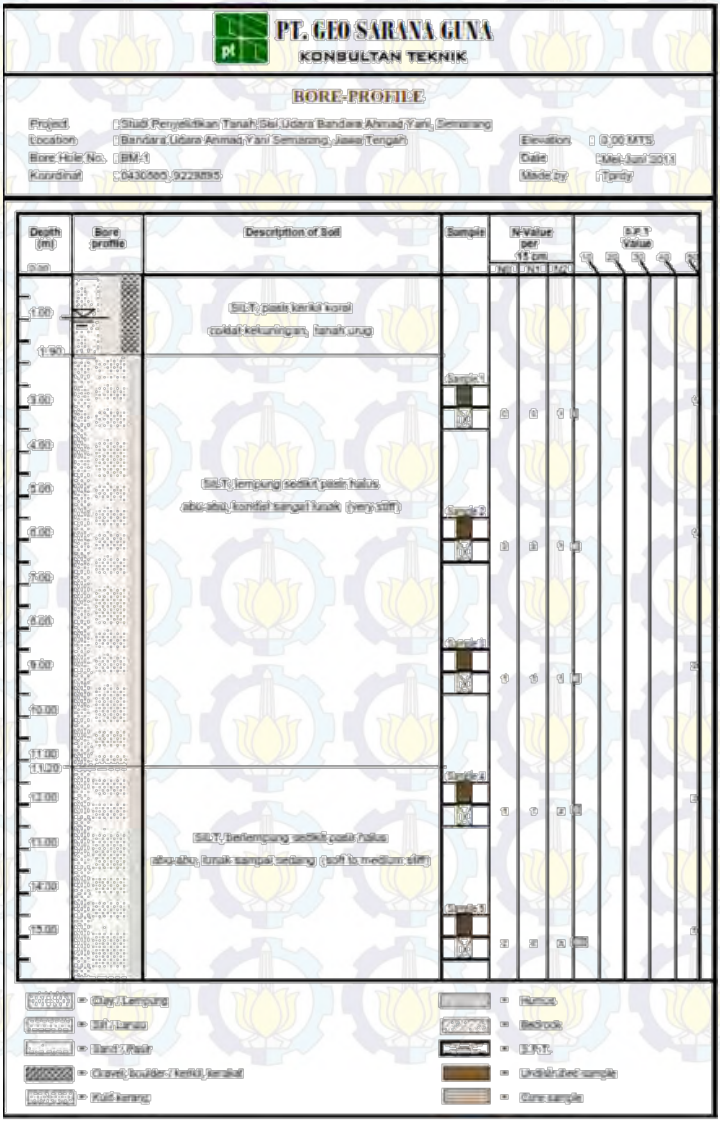
No	STA	Hfinal	Hinisial	Sc
		m	m	m
1	0+550	7	9.695	2.695
2	0+588	6	8.485	2.485
3	0+621	5	7.275	2.275
4	0+655	4	6.065	2.065
5	0+690	3	4.855	1.855
7	0+738	1.5	3.04	1.54

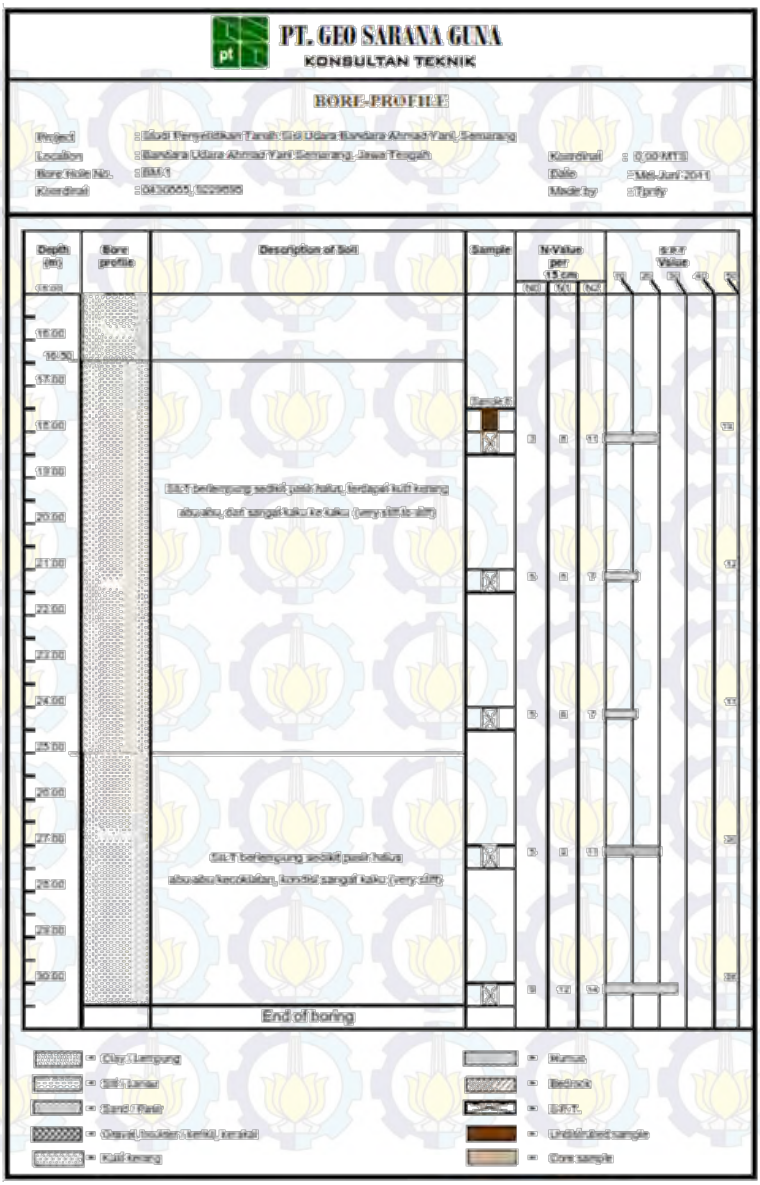
Stabilitas timbunan di cek dengan program STABEL didapatkan tinggi kritis yaitu 2,5 meter dengan SF rencana sebesar 1,3. Untuk melakukan penimbunan maka dibutuhkan perkuatan

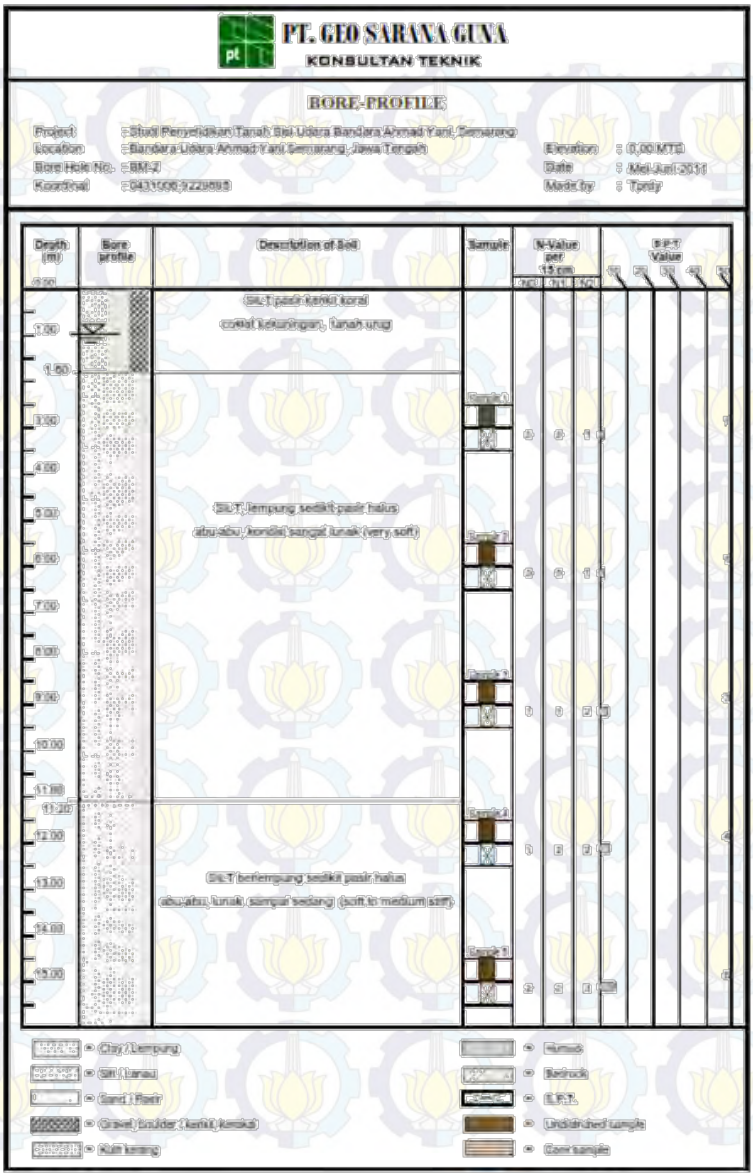
2. Perkuatan yang direncanakan antara lain dengan menggunakan *geotextile*. *Geotextile* yang digunakan adalah tipe *Stabilenka high strength woven* dengan kekuatan tarik 120/120 dari *Huesker* yang dipasang 2 lapis pada STA 0+550-STA 0+800 dengan total biaya Rp 1.159.757.917,00 dan *micropile* yang digunakan dengan ukuran 25 cm x 25 cm memiliki P_{ijin} sebesar 50 ton dipasang pada timbunan ketinggian 10 sampai ketinggian 2,5 m dengan total biaya Rp 1.069.596.000,00.

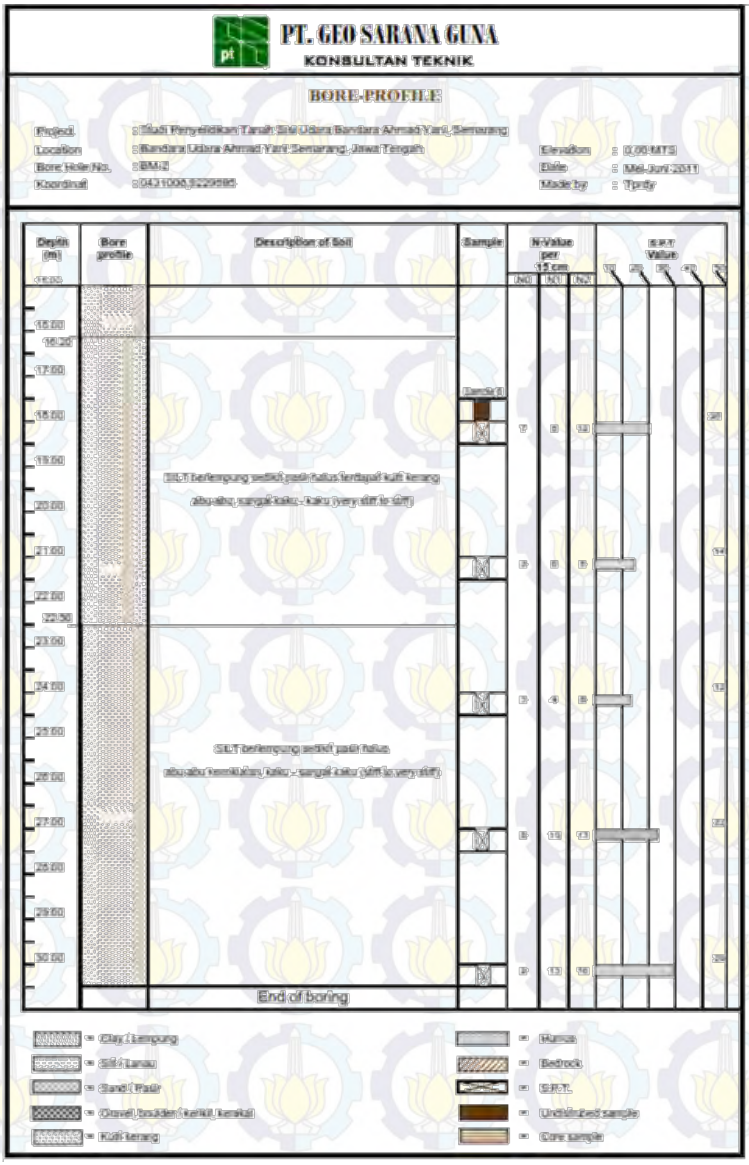
3. Dinding abutment direncanakan setinggi 8,5 meter dan ditopang oleh 45 buah pondasi tiang pancang, dimana pondasi tiang pancang yang digunakan berdiameter 60 cm. total biaya yang diperlukan untuk kebutuhan abutment adalah sebesar Rp 886.765.413,00

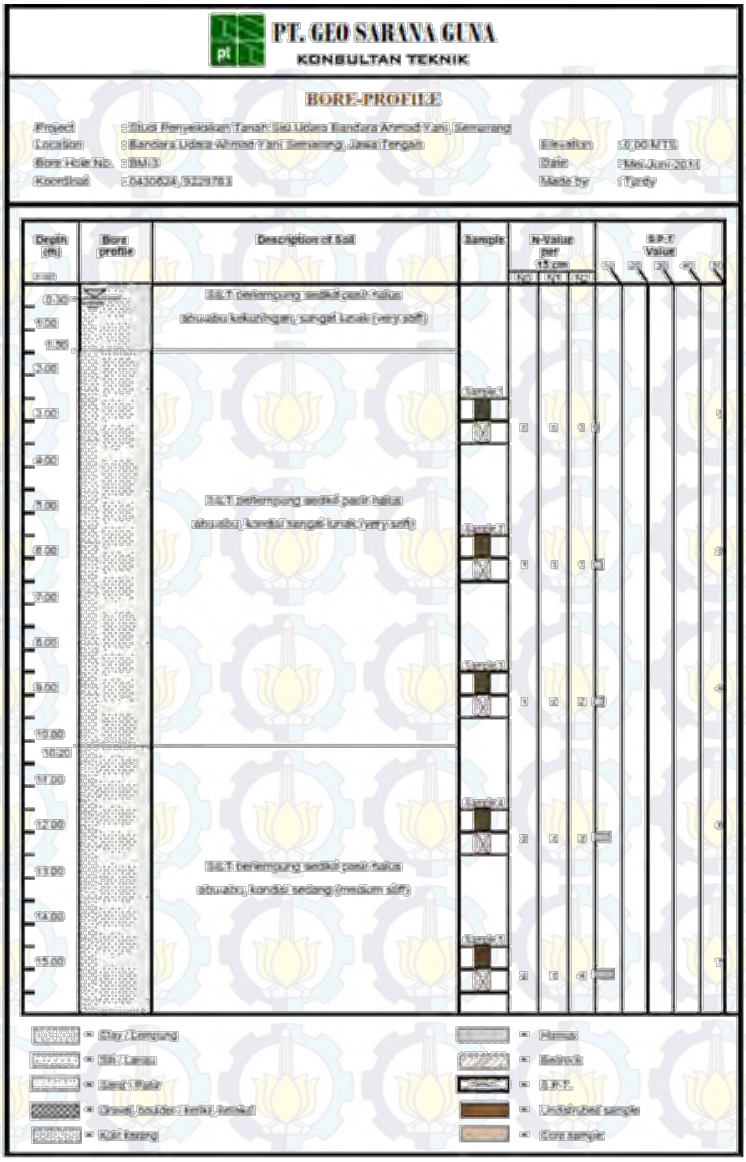
Lampiran 1
Data Borlog

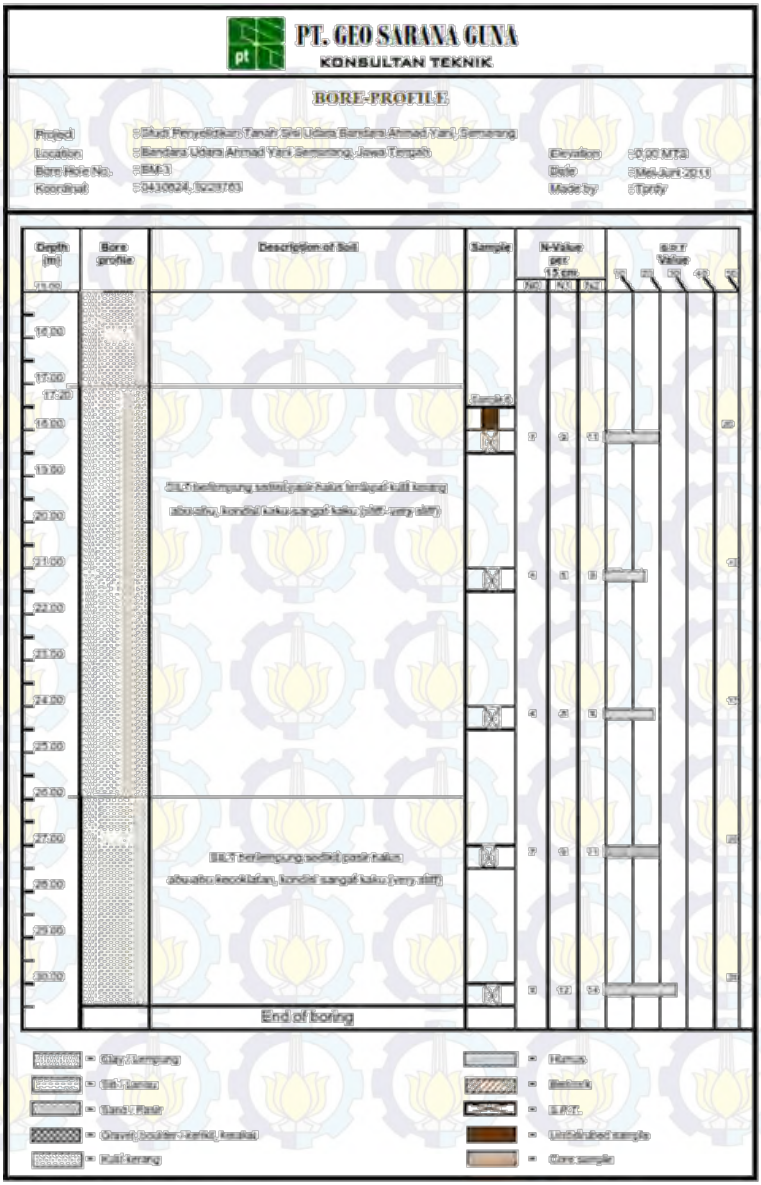


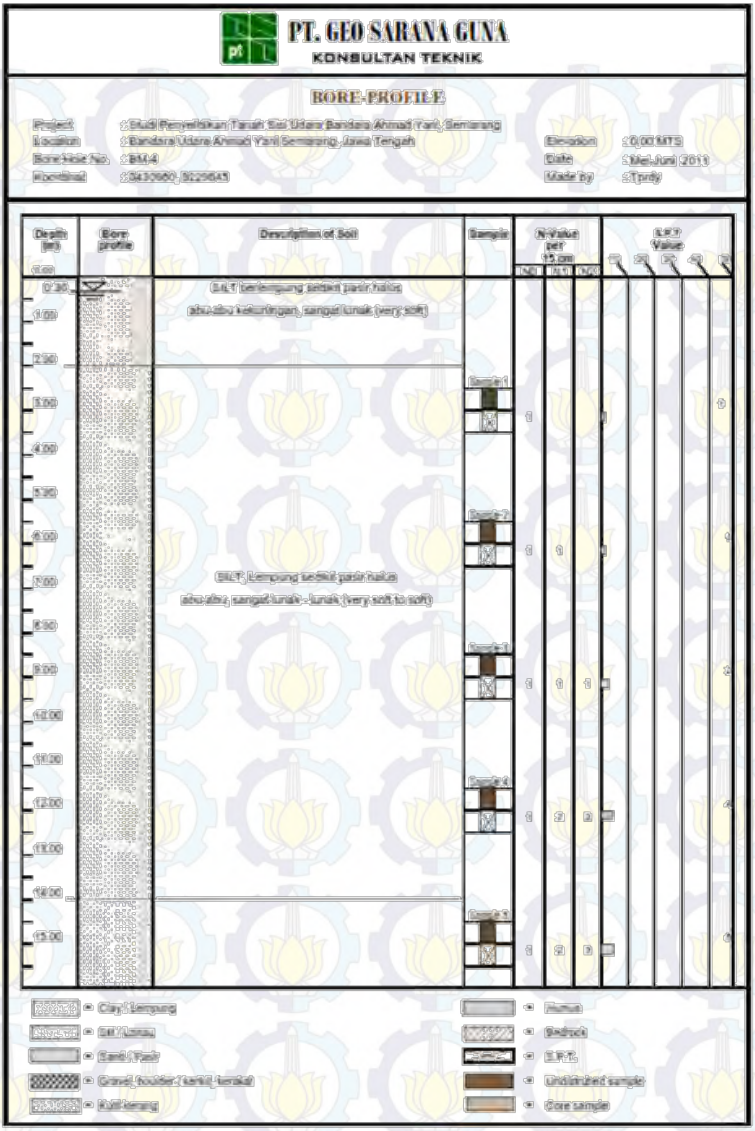

PT. GEO SARANA GUNA
KONSULTAN TEKNIK
BORE-PROFILE
Project : Studi Penyelidikan Tanah Sisi Udara Bandara Ahmad Yani, Semarang
Location : Bandara Udara Ahmad Yani Semarang, Jawa Tengah
Bore Hole No. : BM-1
Koordinat : 0430065, 9229690
Koordinat : 0.00 MTS
Date : Mei-Juni 2011
Made by : Tjindy
Depth (m)
Bore profile
Description of Soil
Sample
N-Value per 15 cm
S.P.T Value
N1
N2
N3
15.00
16.00
16.50
17.00
18.00
19.00
20.00
21.00
22.00
23.00
24.00
25.00
26.00
27.00
28.00
29.00
30.00
Sample 5
SILT berlempung sedikit pasir halus, terdapat kulit kerang abu-abu, dari sangat kaku ke kaku. (very stiff to stiff)
SILT berlempung sedikit pasir halus abu-abu kecoklatan, konsist sangat kaku (very stiff)
End of boring
Clay / Lempung
Silt / Lanau
Sand / Pasir
Gravel / Kerikil / Kerakal
Kulit kerang
Humus
Bedrock
S.P.T.
Undisturbed sample
Core sample

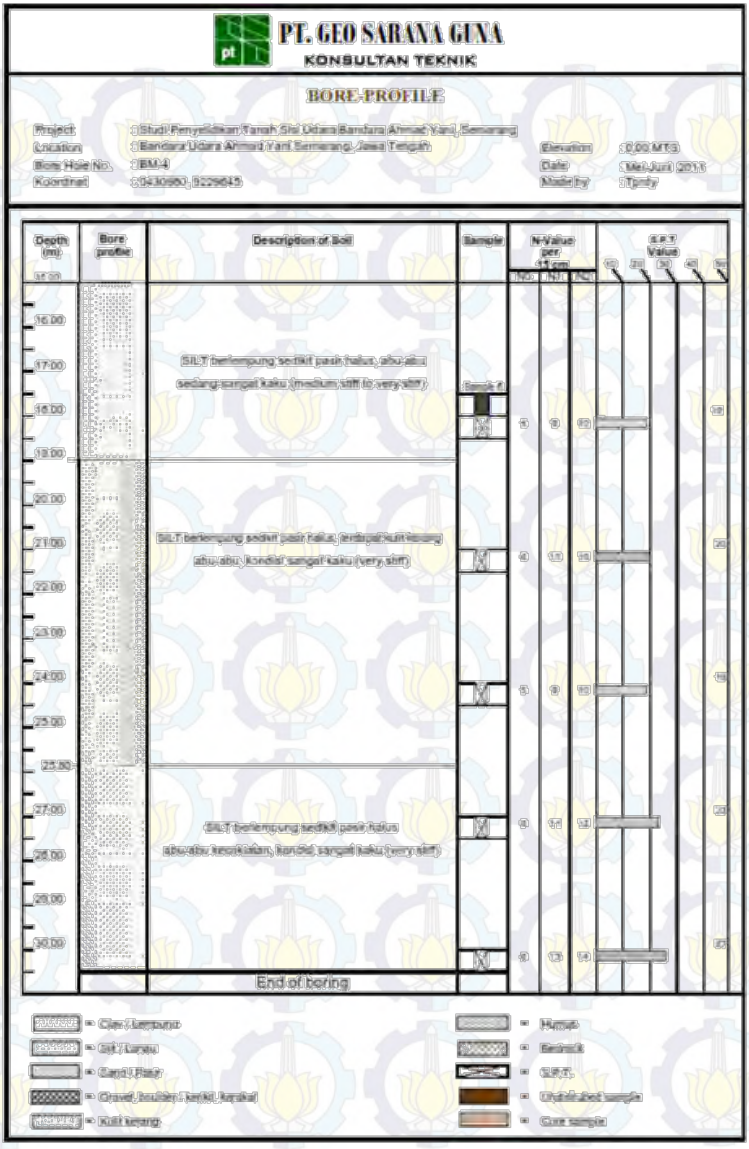

PT. GEO SARANA GUNA
KONSULTAN TEKNIK
BORE-PROFILE
Project : Studi Penyelidikan Tanah Bsi Udara Bandara Ahmad Yani, Semarang
Location : Bandara Udara Ahmad Yani Semarang, Jawa Tengah
Bore Hole No. : BM-2
Koordinat : 0431566;9229883
Elevation : 0,00 MTB
Date : Mei-Juni-2011
Made by : Tyndy
Depth (m)
Bore profile
Description of Soil
Sample
N-Value per 15 cm
SPT Value
SILT pasir kerikil koral
coklat kekuningan, tanah urug
SILT lempung sedikit pasir halus
abu-abu, konsitsi sangat lunak (very soft)
SILT berlempung sedikit pasir halus
abu-abu, lunak, sampai sedang (soft to medium stiff)
Clay / Lempung
Silt / Lanau
Sand / Pasir
Gravel, boulder / kerikil, kerakal
Kulit kerang
Humus
Bedrock
S.P.T.
Undisturbed sample
Core sample

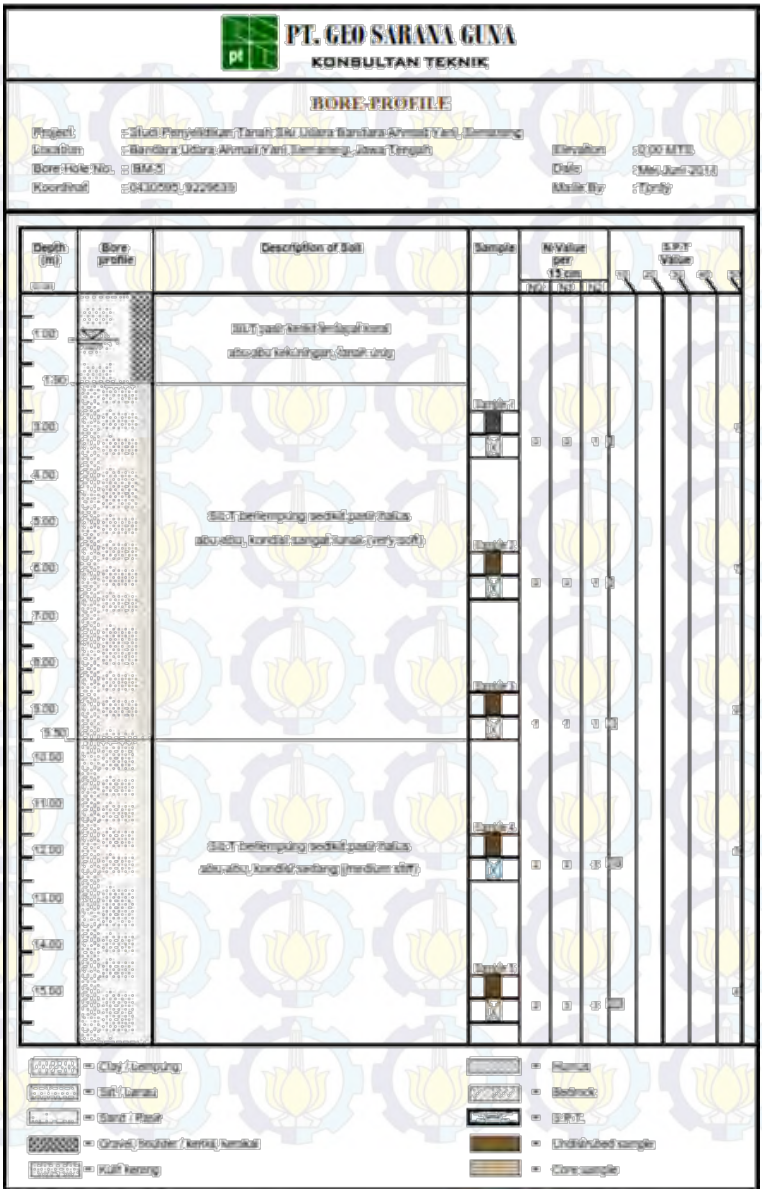

PT. GEO SARANA GUNA
KONSULTAN TEKNIK
BORE-PROFILE
Project : Studi Penyelidikan Tanah Sisi Udara Bandara Ahmad Yani, Semarang
Location : Bandara Udara Ahmad Yani Semarang, Jawa Tengah
Bore Hole No. : BM-2
Koordinat : 0431006,9229585
Elevation : 0.00 MTS
Date : Mei-Juni 2011
Made by : Tjindy
Depth (m)
Bore profile
Description of Soil
Sample
N-Value per 15 cm
S.P.T Value
SILT berlempung sedikit pasir,kalus,terdapat kulit kerang
abu-abu, sangat kaku - kaku (very stiff to stiff)
SILT berlempung sedikit pasir kalus
abu-abu kemerahan, kaku - sangat kaku (stiff to very stiff)
End of boring
Clay / lempung
Silt / Lanau
Sand / Pasir
Gravel, boulder / kerikil, kerakal
Kulit kerang
Humus
Bedrock
S.P.T.
Undisturbed sample
Core sample

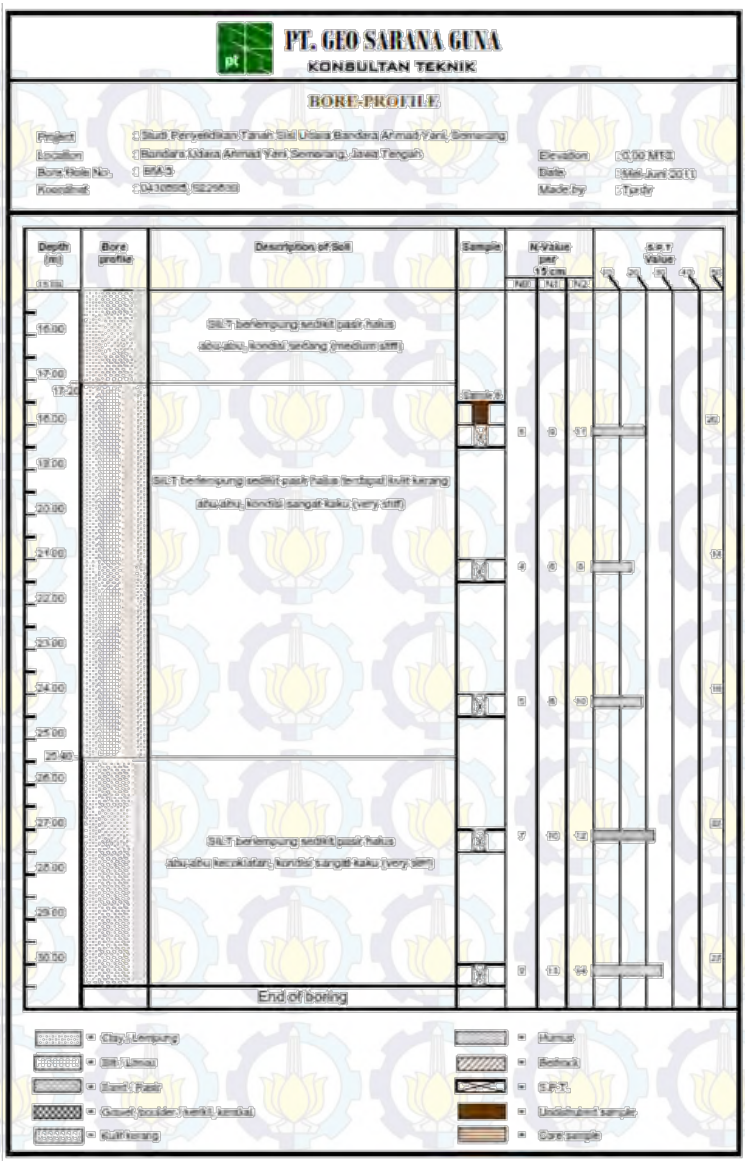

PT. GEO SARANA GUNA
KONSULTAN TEKNIK
BORE-PROFILE
Project : Studi Penyelidikan Tanah Sid Udara Bandara Ahmad Yani, Semarang
Location : Bandara Udara Ahmad Yani Semarang, Jawa Tengah
Bore Hole No. : BM 3
Koordinat : 0430624, 9229783
Elevation : 0,00 MTS
Date : Mei-Juni 2018
Made by : Tandy
Depth (m)
Bore profile
Description of Soil
Sample
N-Value per 15 cm
S.P.T Value
Sample 1
Sample 2
Sample 3
Sample 4
Sample 5
Clay / Lempung
Silt / Lanau
Sand / Pasir
Gravel, boulder / kerikil, berakal
Kali Kering
Humus
Bedrock
S.P.T.
Undisturbed sample
Core sample

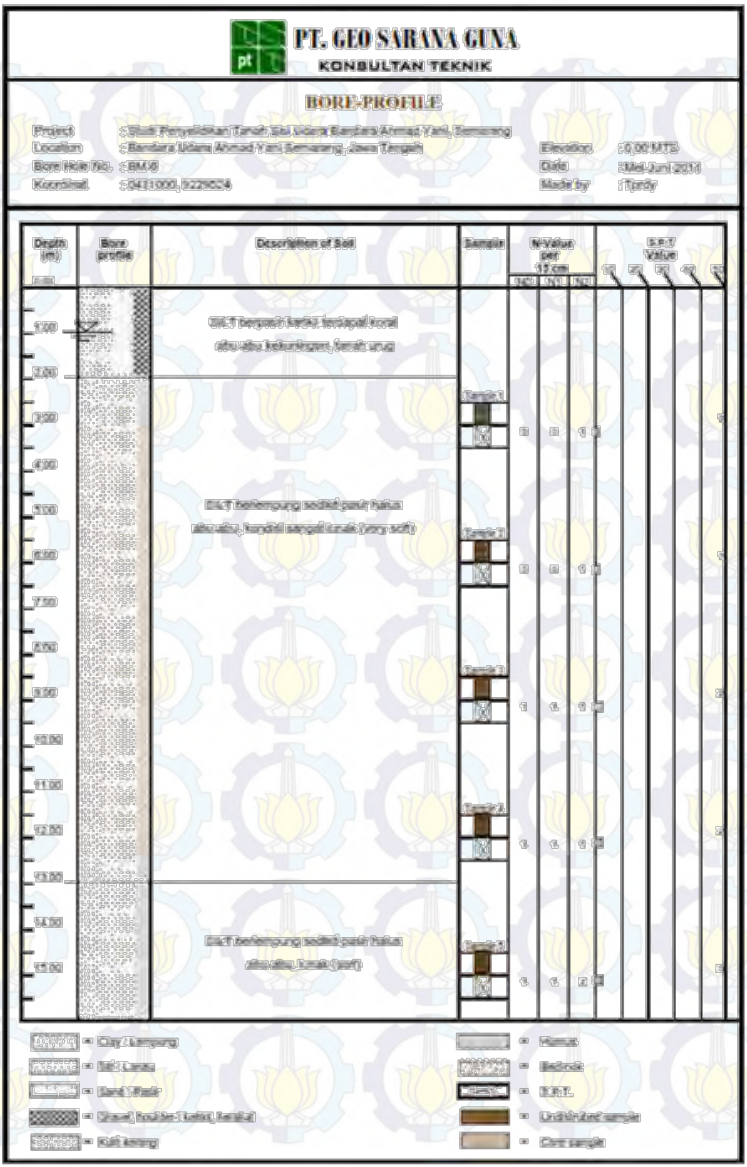

PT. GEO SARANA GUNA
KONSULTAN TEKNIK
BORE-PROFILE
Project : Studi Penyelidikan Tanah Sisi Udara Bandara Ahmad Yani, Semarang
Location : Bandara Udara Ahmad Yani Semarang, Jawa Tengah
Bore Hole No. : BM-3
Koordinat : 0430624, 9223763
Elevation : 0,00 MTS
Date : Mei-Juni 2011
Made by : Tprdy
Depth (m)
Bore profile
Description of Soil
Sample
N-Value per 15 cm
SPT Value
End of boring
Clay / Lempung
Silt / Lanau
Sand / Pasir
Gravel, boulder / Kerikil, kerakal
Kulit kerang
Humus
Bedrock
S.P.T.
Undisturbed sample
Core sample

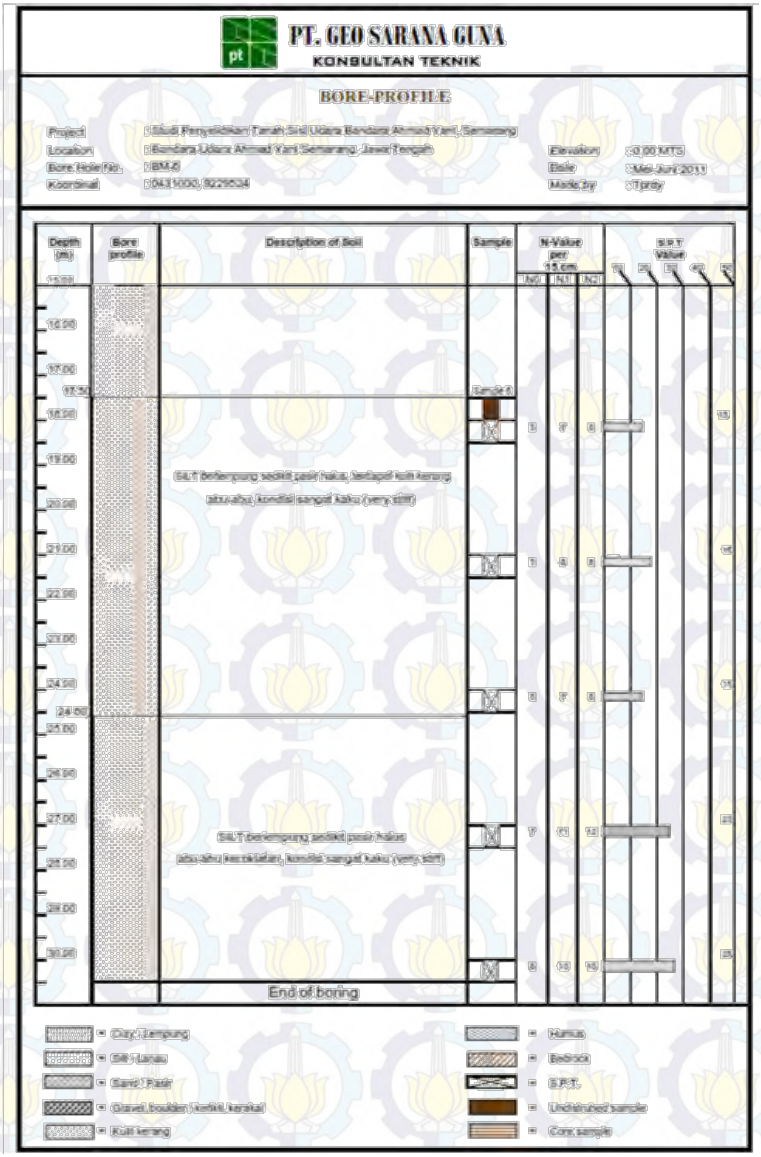

PT. GEO SARANA GUNA
KONSULTAN TEKNIK
BORE-PROFILE
Project : Studi Penyelidikan Tanah Sisi Udara Bandara Ahmad Yani, Semarang
Location : Bandara Udara Ahmad Yani Semarang, Jawa Tengah
Bore Hole No. : BM-4
Koordinat : 9233960, 9229645
Elevation : 0.00 MTS
Date : Mei-Juni 2011
Made by : Tpndy
Depth (m)
Bore profile
Description of Soil
Sample
N-Value per 15 cm
S.P.T. Value
0.00
0.30
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00
9.00
10.00
11.00
12.00
13.00
14.00
15.00
SILT, berlempung sedikit pasir halus
abu-abu kekuningan, sangat lunak (very soft)
SILT, lempung sedikit pasir halus
abu-abu, sangat lunak - lunak (very soft to soft)
Sample 1
Sample 2
Sample 3
Sample 4
Sample 5
Clay / Lempung
Silt / Lanau
Sand / Pasir
Gravel, boulder / kerikil, berikal
Kulit kerang
Humus
Bedrock
S.P.T.
Undisturbed sample
Core sample


PT. GEO SARANA GUNA
KONSULTAN TEKNIK
BORE-PROFILE
Project : Studi Penyelidikan Tanah Sisi Udara Bandara Ahmad Yani, Semarang
Location : Bandara Udara Ahmad Yani Semarang, Jawa Tengah
Bore Hole No. : BM-4
Koordinat : 0430980, 9229645
Elevation : 0.00 MTS
Date : Mei-Juni 2016
Made by : Tjindy
Depth (m)
Bore profile
Description of Soil
Sample
N-Value per 15 cm
S.P.T Value
SILT berlempung sedikit pasir halus, abu-abu sedang sangat kaku (medium stiff to very stiff)
SILT berlempung sedikit pasir halus, sembpal kuat tinggi abu-abu, kondisi sangat kaku (very stiff)
SILT berlempung sedikit pasir halus abu-abu kecoklatan, kondisi sangat kaku (very stiff)
End of boring
Clay / Lempung
Silt / Lanau
Sand / Pasir
Gravel, boulder / kerikil, kerakal
Kulit kerang
Humus
Bedrock
S.P.T.
Undisturbed sample
Core sample


PT. GEO SARANA GUNA
KONSULTAN TEKNIK
BORE-PROFILE
Project : Studi Penyelidikan Tanah Sisi Udara Bandara Ahmad Yani, Semarang
Location : Bandara Udara Ahmad Yani Semarang, Jawa Tengah
Bore Hole No. : BM-5
Koordinat : 0430595, 9229639
Elevation : 0.00 MTL
Date : Mei-Juni 2018
Made By : Tjordy
Depth (m)
Bore profile
Description of Soil
Sample
N-Value per 15 cm
S.P.T Value
1.00
1.50
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00
9.00
9.50
11.00
12.00
13.00
14.00
15.50
Clay / lempung
Silt / lanau
Sand / Pasir
Gravel, kricikan / kerikil, kerikilan
Kulit kerang
Humus
Bedrock
S.P.T.
Undisturbed sample
Core sample


PT. GEO SARANA GUNA
KONSULTAN TEKNIK
BORE-PROFILE
Project : Studi Penyelidikan Tanah Sisi Utara Bandara Ahmad Yani, Semarang
Location : Bandara Udara Ahmad Yani Semarang, Jawa Tengah
Bore Hole No. : BA-3
Koordinat : 04 30554, 92 29610
Elevation : 0,00 MSL
Date : Mei-Juni 2011
Made by : Tardy
Depth (m)
Bore profile
Description of Soil
Sample
N-Value per 15 cm
N1
N2
S.P.T Value
SILT berlempung sedikit pasir,kaku
abu-abu, kondisi sedang (medium stiff)
Sample 9
SILT berlempung sedikit pasir,kaku berbatuk kulit kerang
abu-abu, kondisi sangat kaku (very stiff)
SILT berlempung sedikit pasir,kaku
abu-abu kecoklatan, kondisi sangat kaku (very stiff)
End of boring
Clay / Lempung
Silt / Lanau
Sand / Pasir
Gravel (boulder / kerikil, kerikal)
Kulit kerang
Humus
Batuan
S.P.T.
Undisturbed sample
Core sample


PT. GEO SARANA GUNA
KONSULTAN TEKNIK
BORE-PROFILE
Project : Studi Penyelidikan Tanah Jasi Udara Bandara Ahmad Yani, Semarang
Location : Bandara Udara Ahmad Yani Semarang, Jawa Tengah
Bore Hole No. : BM-9
Koordinat : 0431000, 9229004
Elevation : 0,00 MTS
Date : Mei-Juni 2014
Made by : Tjindy
Depth (m)
Bore profile
Description of Soil
Sample
N-Value per 15 cm
S.P.T Value
Lempung sedikit pasir halus
abu-abu, kondisi sangat lunak (very soft)
Clay / Lempung
Silt / Lanau
Sand / Pasir
Kulit kerang
Humus
Bedrock
S.P.T.
Undisturbed sample
Core sample


PT. GEO SARANA GUNA
KONSULTAN TEKNIK
BORE-PROFILE
Project : Studi Penyelidikan Tanah Sisi Udara Bandara Ahmad Yani, Semarang
Location : Bandara Udara Ahmad Yani Semarang, Jawa Tengah
Bore Hole No. : BM.6
Koordinat : 043 1000, 9229534
Elevation : 0.00 MTS
Date : Mei-Juni 2011
Made by : Tjindy
Depth (m)
Bore profile
Description of Soil
Sample
N-Value per 15 cm
N1
N2
N3
S.P.T Value
Lempung sedikit pasir halus, berlapis kulit kerang abu-abu, konsitsi sangat kaku (very stiff)
Silt berlempung sedikit pasir halus abu-abu kecoklatan, konsitsi sangat kaku (very stiff)
End of boring
Clay / Lempung
Silt / Lanau
Sand / Pasir
Gravel, boulder / kerikil, kerakal
Kulit kerang
Humus
Bedrock
S.P.T.
Undisturbed sample
Core sample

Lampiran 2

SUMMARY OF LABORATORY TEST RESULTS

Project : Studi Penyelidikan Tanah Sisi Udara Bandara Ahmad Yani, Semarang
Location : Bandara Udara Ahmad Yani Semarang, Jawa Tengah

Made by : Wiw
Checked by : Hdh

Test Point No	Depth m	Moisture content w_n (%)	Specific Gravity G_s	Liquid Limit LL, (%)	Plastic Limit PL, (%)	Plasticity Index PI, (%)	Liquidity Index LI, (%)	Void Ratio e	Degree of Saturation S_r (%)	Finer #200 (%)	Coef. of Gradation Cc	Coef. of Gradation Cu	Classification Unified	Strength Parameters: Bulk density, (gr/cm^3)	Dry density, (gr/cm^3)	direct shear: $\phi°$	direct shear: c (kg/cm^2)	triaxial uu: $\phi°$	triaxial uu: c (kg/cm^2)	Unconfined q_u (kg/cm^2)	Coefficient Permeability cm/sec	Consolidation Test: Cc	Consolidation Test: Cr
BM1	2,50-3,00	41.59	2.69	NON PLASTIC				1.51	74.30	44.89	-	-	SM	1.52	1.07	35.17	0.120			0.00	3.59E-05	0.425	0.038
BM1	5,50-6,00	52.67	2.66	72.53	57.34	15.19	<0.31	1.67	83.81	83.60	-	-	MH	1.52	1.00	11.14	0.013			0.02	5.83E-06	0.630	
BM1	8,50-9,00	73.62	2.48	96.44	30.87	65.57	0.65	1.89	96.61	91.80	-	-	CH	1.49	0.86			9.71	0.0934	0.01	1.66E-06	0.730	
BM1	11,50-12,00	76.36	2.69	96.42	33.10	63.31	0.68	2.12	96.84	93.43	-	-	CH	1.52	0.86			9.61	0.0326	0.004	2.18E-06	1.200	
BM1	14,50-15,00	57.68	2.64	75.24	21.72	53.52	0.67	1.48	100.00	70.76	-	-	CH	1.68	1.07	5.62	0.110			0.24	3.21E-05	0.920	
BM1	17,50-18,00	42.62	2.61	96.20	35.52	60.68	0.12	1.58	70.18	87.19	-	-	CH	1.44	1.01			1.98	0.0407	0.20	3.14E-06	0.740	
BM2	2,50-3,00	35.13	2.67	NON PLASTIC				1.24	75.58	35.12	-	-	SM	1.61	1.19	24.04	0.024			0.05	1.26E-05	0.390	
BM2	5,50-6,00	53.16	2.66	84.68	31.93	52.75	0.40	2.06	68.54	93.94	-	-	CH	1.33	0.87	12.63	0.014			0.03	1.85E-06	0.980	
BM2	8,50-9,00	61.50	2.62	120.92	38.74	82.17	0.28	1.98	81.39	93.18	-	-	CH	1.42	0.88			9.27	0.0543	0.01	2.02E-07	1.460	
BM2	11,50-12,00	81.58	2.83	87.93	35.66	52.27	0.88	1.84	100.00	96.54	-	-	CH	1.68	0.93	13.23	0.005			0.01	9.84E-05	1.180	
BM2	14,50-15,00	65.65	2.84	78.57	30.12	48.45	0.73	1.68	100.00	90.82	-	-	CH	1.63	0.98			9.90	0.0935	0.01	4.61E-04	0.870	
BM2	17,50-18,00	58.75	2.66	97.72	32.99	64.73	0.40	1.74	89.71	89.43	-	-	CH	1.54	0.97			9.71	0.0887	0.03	1.80E-06	1.26	
BM3	2,50-3,00	81.04	2.65	91.12	31.86	59.27	0.83	2.02	100.00	95.31	-	-	CH	1.59	0.88			12.02	0.0641	0.003	1.87E-06	1.080	
BM3	5,50-6,00	101.03	2.61	100.04	33.38	66.66	1.01	2.45	100.00	96.55	-	-	CH	1.52	0.76	1.77	0.000			0.003	2.11E-07	1.670	
BM3	8,50-9,00	78.84	2.30	108.54	33.39	75.14	0.60	1.72	100.00	96.74	-	-	CH	1.51	0.84			9.17	0.0326	0.01	1.85E-06	0.94	
BM3	11,50-12,00	94.85	2.62	103.22	38.00	65.21	0.87	2.52	98.59	95.32	-	-	CH	1.45	0.74	5.29	0.000			0.007	1.03E-06	5.76	
BM3	14,50-15,00	85.81	2.38	100.30	34.70	65.60	0.78	1.93	100.00	89.43	-	-	CH	1.51	0.81	7.04	0.000			0.11	1.00E-06	1.400	
BM3	17,50-18,00	40.62	2.64	70.81	29.91	40.90	0.26	0.57	100.00	89.33	-	-	CH	2.37	1.69			6.40	0.2091	0.26	8.62E-06	0.660	
BM4	2,50-3,00	74.50	2.44	110.20	39.28	70.92	0.50	1.52	100.00	96.11	-	-	CH	1.69	0.97	7.12	0.049			0.11	1.54E-06	1.10	0.21
BM4	5,50-6,00	68.61	2.60	80.52	30.76	49.76	0.76	1.28	100.00	96.46	-	-	CH	1.92	1.14			9.55	0.0448	0.01	1.59E-06	0.95	
BM4	8,50-9,00	63.75	2.27	86.84	31.33	55.52	0.58	1.88	76.91	94.89	-	-	CH	1.29	0.79	4.70	0.000			0.02	1.37E-06	1.05	
BM4	11,50-12,00	88.70	2.63	88.03	27.07	60.96	1.01	2.06	100.00	95.32	-	-	CH	1.62	0.86			6.38	0.0120	0.01	7.81E-06	1.29	
BM4	14,50-15,00	92.37	2.57	100.30	34.70	65.60	0.88	2.17	100.00	98.22	-	-	CH	1.56	0.81			12.18	0.0391	0.02	1.31E-06	1.52	
BM4	17,50-18,00	65.75	2.53	97.26	37.39	59.87	0.47	1.76	94.58	91.58	-	-	CH	1.52	0.92	3.53	0.010			0.03	2.07E-06	1.00	

SUMMARY OF LABORATORY TEST RESULTS

Project : Studi Penyelidikan Tanah Sisi Udara Bandara Ahmad Yani, Semarang
Location : Bandara Udara Ahmad Yani Semarang, Jawa Tengah

Made by
Checked by

Test Point No	Depth m	Moisture content w_n (%)	Specific Gravity G_s	Liquid Limit LL, (%)	Plastic Limit PL, (%)	Plasticity Index PI, (%)	Liquidity Index LI, (%)	Void Ratio e	Degree of Saturation S_r, (%)	Finer #200 (%)	Coef. of Gradation Cc	Coef. of Gradation Cu	Classification Unified	Strength Parameters: Bulk density, (gr/cm³)	Dry density, (gr/cm³)	direct shear φ°	direct shear c (kg/cm²)	triaxial uu φ°	triaxial uu c (kg/cm²)	Unconfined q_u (kg/cm²)	Coefisient Permeability cm/sec	Consolidation Test Cc	Consolidation Test Cr
BM5	2,50-3,00	74.04	2.52	102.84	35.01	67.83	0.58	1.42	100.00	98.98	-	-	CH	1.81	1.04	3:11	0.018	9.45	0.0234	0.02	3.81E-06	0.560	
BM5	5,50-6,00	78.74	2.56	69.22	45.03	24.19	1.39	2.20	91.63	94.04	-	-	CH	1.43	0.80					0.004	7.30E-07	1.050	
BM5	8,50-9,00	91.34	2.54	82.95	35.59	47.36	1.18	2.26	100.00	94.87	-	-	CH	1.49	0.78	13.67	0.000			0.008	2.93E-06	1.210	
BM5	11,50-12,00	80.72	2.56	95.27	44.15	51.13	0.72	2.15	96.24	96.27	-	-	CH	1.47	0.81	8.77	0.000			0.004	2.62E-06	1.330	
BM5	14,50-15,00	90.95	2.54	91.71	46.46	45.25	0.98	1.22	100.00	96.92	-	-	CH	2.18	1.14			6.51	0.0340	0.01	9.26E-06	0.810	
BM5	17,50-18,00	92.58	2.46	85.53	37.39	48.14	1.15	2.18	100.00	97.23	-	-	CH	1.49	0.77			3.78	0.0835	0.004	4.34E-07	1.680	
BM6	2,50-3,00	78.60	1.97	47.37	30.54	16.82	2.86	1.50	100.00	90.60	-	-	CH	1.41	0.79	6.40	0.014	10.59	0.0488	0.02	1.26E-05	0.760	
BM6	5,50-6,00	59.33	2.31	90.88	61.73	29.15	-0.08	1.33	100.00	83.48	-	-	CH	1.58	0.99			9.27	0.0533	0.01	1.35E-05	0.730	
BM6	8,50-9,00	77.56	1.96	111.08	49.66	61.42	0.45	1.25	100.00	95.97	-	-	CH	1.55	0.87	0.93	0.013			0.02	2.81E-06	1.12	
BM6	11,50-12,00	77.26	2.13	88.08	48.21	39.87	0.74	1.37	100.00	93.74	-	-	CH	1.59	0.90					0.004	1.58E-06	5.440	
BM6	14,50-15,00	72.93	2.26	83.01	48.69	34.32	0.71	1.61	100.00	85.79	-	-	CH	1.50	0.87			3.74	0.0593	0.01	2.51E-06	1.140	
BM6	17,50-18,00	61.76	2.23	60.79	37.68	23.11	1.04	2.01	68.66	99.00	-	-	CH	1.20	0.74	5.54	0.085			0.15	3.67E-07	1.52	

NOTE : Cc and Cu if only finer #200 less than 12 %

Lampiran 3
Perhitungan Sc dan Hinisial

Perhitungan harga settlement dengan $q_{timbunan}$ = 11 ton/m²

No	Kedalaman m	Tebal lap m	qo t/m2	γt t/m3	γsat t/m3	γ' t/m3	Cc	Cs	Po t/m2	OCR	Z m	2X m	2x/B	2z/B	I	ΔP t/m2	Pc' t/m2	Po+ΔP t/m2	Sc m
1	0-3	3	11	1.52	1.67	0.67	0.17	0.02	1.01	0.36	1.50	0	0	0.11	1.00	22.02	2.81	23.03	0.00
2	3-6	3	11	1.52	1.62	0.62	0.67	0.07	2.95	0.62	4.50	0	0	0.33	0.98	21.52	4.75	24.47	0.55
3	6-9	3	11	1.49	1.51	0.51	0.91	0.09	4.65	0.72	7.50	0	0	0.55	0.94	20.62	6.45	25.28	0.58
4	9-12	3	11	1.52	1.54	0.54	1.03	0.10	6.23	0.78	10.50	0	0	0.77	0.88	19.46	8.03	25.69	0.51
5	12-15	3	11	1.68	1.66	0.66	0.61	0.06	8.04	0.82	13.50	0	0	1.00	0.82	18.12	9.84	26.16	0.32
6	15-18	3	11	1.44	1.62	0.62	0.77	0.08	9.97	0.85	16.50	0	0	1.22	0.76	16.71	11.77	26.67	0.33
																			2.28

Perhitungan harga settlement dengan $q_{timbunan}$= 12 ton/m²

No	Kedalaman m	Tebal lap m	qo t/m2	γt t/m3	γsat t/m3	γ' t/m3	Cc	Cs	Po t/m2	OCR	Z m	2X m	2x/B	2z/B	I	ΔP t/m2	Pc' t/m2	Po+ΔP t/m2	Sc m
1	0-3	3	12	1.52	1.67	0.67	0.17	0.02	1.01	0.36	1.50	0	0	0.11	1.00	24.02	2.81	25.03	0.00
2	3-6	3	12	1.52	1.62	0.62	0.67	0.07	2.95	0.62	4.50	0	0	0.33	0.98	23.48	4.75	26.43	0.57
3	6-9	3	12	1.49	1.51	0.51	0.91	0.09	4.65	0.72	7.50	0	0	0.55	0.94	22.50	6.45	27.15	0.60
4	9-12	3	12	1.52	1.54	0.54	1.03	0.10	6.23	0.78	10.50	0	0	0.77	0.88	21.23	8.03	27.46	0.54
5	12-15	3	12	1.68	1.66	0.66	0.61	0.06	8.04	0.82	13.50	0	0	1.00	0.82	19.77	9.84	27.81	0.34
6	15-18	3	12	1.44	1.62	0.62	0.77	0.08	9.97	0.85	16.50	0	0	1.22	0.76	18.23	11.77	28.19	0.35
																			2.40

Perhitungan harga settlement dengan $q_{timbunan}$= 13 ton/m²

No	Kedalaman m	Tebal lap m	qo t/m2	γt t/m3	γsat t/m3	γ' t/m3	Cc	Cs	Po t/m2	OCR	Z m	2X m	2x/B	2z/B	I	ΔP t/m2	Pc' t/m2	Po+ΔP t/m2	Sc m
1	0-3	3	13	1.52	1.67	0.67	0.17	0.02	1.01	0.36	1.50	0.00	0.00	0.11	1.00	26.03	2.81	27.04	0.00
2	3-6	3	13	1.52	1.62	0.62	0.67	0.07	2.95	0.62	4.50	0.00	0.00	0.33	0.98	25.43	4.75	28.38	0.60
3	6-9	3	13	1.49	1.51	0.51	0.91	0.09	4.65	0.72	7.50	0.00	0.00	0.55	0.94	24.37	6.45	29.03	0.63
4	9-12	3	13	1.52	1.54	0.54	1.03	0.10	6.23	0.78	10.50	0.00	0.00	0.77	0.88	22.99	8.03	29.23	0.57
5	12-15	3	13	1.68	1.66	0.66	0.61	0.06	8.04	0.82	13.50	0.00	0.00	1.00	0.82	21.41	9.84	29.45	0.36
6	15-18	3	13	1.44	1.62	0.62	0.77	0.08	9.97	0.85	16.50	0.00	0.00	1.22	0.76	19.74	11.77	29.71	0.37
																			2.52

Perhitungan harga settlement dengan $q_{timbunan}$= 14 ton/m²

No	Kedalaman m	Tebal lap m	qo t/m2	γt t/m3	γsat t/m3	γ' t/m3	Cc	Cs	Po t/m2	OCR	Z m	2X m	2x/B	2z/B	I	ΔP t/m2	Pc' t/m2	Po+ΔP t/m2	Sc m
1	0-3	3	14	1.52	1.67	0.67	0.17	0.02	1.01	0.36	1.50	0.00	0.00	0.11	1.00	28.03	2.81	29.04	0.00
2	3-6	3	14	1.52	1.62	0.62	0.67	0.07	2.95	0.62	4.50	0.00	0.00	0.33	0.98	27.39	4.75	30.34	0.62
3	6-9	3	14	1.49	1.51	0.51	0.91	0.09	4.65	0.72	7.50	0.00	0.00	0.55	0.94	26.25	6.45	30.90	0.66
4	9-12	3	14	1.52	1.54	0.54	1.03	0.10	6.23	0.78	10.50	0.00	0.00	0.77	0.88	24.76	8.03	31.00	0.59
5	12-15	3	14	1.68	1.66	0.66	0.61	0.06	8.04	0.82	13.50	0.00	0.00	1.00	0.82	23.06	9.84	31.10	0.37
6	15-18	3	14	1.44	1.62	0.62	0.77	0.08	9.97	0.85	16.50	0.00	0.00	1.22	0.76	21.26	11.77	31.23	0.39
																			2.63

Perhitungan harga settlement dengan $q_{timbunan}$= 15 ton/m²

No	Kedalaman m	Tebal lap m	qo t/m2	γt t/m3	γsat t/m3	γ' t/m3	Cc	Cs	Po t/m2	OCR	Z m	2X m	2x/B	2z/B	I	ΔP t/m2	Pc' t/m2	Po+ΔP t/m2	Sc m
1	0-3	3	15	1.52	1.67	0.67	0.17	0.02	1.01	0.36	1.50	0.00	0.00	0.11	1.00	30.03	2.81	31.04	0.00
2	3-6	3	15	1.52	1.62	0.62	0.67	0.07	2.95	0.62	4.50	0.00	0.00	0.33	0.98	29.34	4.75	32.30	0.64
3	6-9	3	15	1.49	1.51	0.51	0.91	0.09	4.65	0.72	7.50	0.00	0.00	0.55	0.94	28.12	6.45	32.78	0.68
4	9-12	3	15	1.52	1.54	0.54	1.03	0.10	6.23	0.78	10.50	0.00	0.00	0.77	0.88	26.53	8.03	32.77	0.62
5	12-15	3	15	1.68	1.66	0.66	0.61	0.06	8.04	0.82	13.50	0.00	0.00	1.00	0.82	24.71	9.84	32.75	0.39
6	15-18	3	15	1.44	1.62	0.62	0.77	0.08	9.97	0.85	16.50	0.00	0.00	1.22	0.76	22.78	11.77	32.75	0.41
																			2.73

Perhitungan harga settlement dengan $q_{timbunan}$= 16 ton/m²

No	Kedalaman m	Tebal lap m	qo t/m2	γt t/m3	γsat t/m3	γ' t/m3	Cc	Cs	Po t/m2	OCR	Z m	2X m	2x/B	2z/B	I	ΔP t/m2	Pc' t/m2	Po+ΔP t/m2	Sc m
1	0-3	3	16	1.52	1.67	0.67	0.17	0.02	1.01	0.36	1.50	0.00	0.00	0.11	1.00	32.03	2.81	33.04	0.00
2	3-6	3	16	1.52	1.62	0.62	0.67	0.07	2.95	0.62	4.50	0.00	0.00	0.33	0.98	31.30	4.75	34.25	0.66
3	6-9	3	16	1.49	1.51	0.51	0.91	0.09	4.65	0.72	7.50	0.00	0.00	0.55	0.94	30.00	6.45	34.65	0.71
4	9-12	3	16	1.52	1.54	0.54	1.03	0.10	6.23	0.78	10.50	0.00	0.00	0.77	0.88	28.30	8.03	34.53	0.64
5	12-15	3	16	1.68	1.66	0.66	0.61	0.06	8.04	0.82	13.50	0.00	0.00	1.00	0.82	26.36	9.84	34.40	0.41
6	15-18	3	16	1.44	1.62	0.62	0.77	0.08	9.97	0.85	16.50	0.00	0.00	1.22	0.76	24.30	11.77	34.27	0.42
																			2.83

Perhitungan harga settlement dengan $q_{timbunan}$= 17 ton/m²

No	Kedalaman m	Tebal lap m	qo t/m2	γt t/m3	γsat t/m3	γ' t/m3	Cc	Cs	Po t/m2	OCR	Z m	2X m	2x/B	2z/B	I	ΔP t/m2	Pc' t/m2	Po+ΔP t/m2	Sc m
1	0-3	3	17	1.52	1.67	0.67	0.17	0.02	1.01	0.36	1.50	0.00	0.00	0.11	1.00	34.03	2.81	35.04	0.00
2	3-6	3	17	1.52	1.62	0.62	0.67	0.07	2.95	0.62	4.50	0.00	0.00	0.33	0.98	33.26	4.75	36.21	0.68
3	6-9	3	17	1.49	1.51	0.51	0.91	0.09	4.65	0.72	7.50	0.00	0.00	0.55	0.94	31.87	6.45	36.53	0.73
4	9-12	3	17	1.52	1.54	0.54	1.03	0.10	6.23	0.78	10.50	0.00	0.00	0.77	0.88	30.07	8.03	36.30	0.66
5	12-15	3	17	1.68	1.66	0.66	0.61	0.06	8.04	0.82	13.50	0.00	0.00	1.00	0.82	28.00	9.84	36.04	0.42
6	15-18	3	17	1.44	1.62	0.62	0.77	0.08	9.97	0.85	16.50	0.00	0.00	1.22	0.76	25.82	11.77	35.79	0.44
																			2.93

Perhitungan harga settlement dengan $q_{timbunan}$= 18 ton/m²

No	Kedalaman m	Tebal lap m	qo t/m2	γt t/m3	γsat t/m3	γ' t/m3	Cc	Cs	Po t/m2	OCR	Z m	2X m	2x/B	2z/B	I	ΔP t/m2	Pc' t/m2	Po+ΔP t/m2	Sc m
1	0-3	3	18	1.52	1.67	0.67	0.17	0.02	1.01	0.36	1.50	0.00	0.00	0.11	1.00	36.04	2.81	37.05	0.00
2	3-6	3	18	1.52	1.62	0.62	0.67	0.07	2.95	0.62	4.50	0.00	0.00	0.33	0.98	35.21	4.75	38.17	0.69
3	6-9	3	18	1.49	1.51	0.51	0.91	0.09	4.65	0.72	7.50	0.00	0.00	0.55	0.94	33.75	6.45	38.40	0.75
4	9-12	3	18	1.52	1.54	0.54	1.03	0.10	6.23	0.78	10.50	0.00	0.00	0.77	0.88	31.84	8.03	38.07	0.68
5	12-15	3	18	1.68	1.66	0.66	0.61	0.06	8.04	0.82	13.50	0.00	0.00	1.00	0.82	29.65	9.84	37.69	0.43
6	15-18	3	18	1.44	1.62	0.62	0.77	0.08	9.97	0.85	16.50	0.00	0.00	1.22	0.76	27.34	11.77	37.30	0.46
																			3.01

Perhitungan harga settlement dengan qtimbunan= 21 ton/m²

No	Kedalaman m	Tebal lap m	qo t/m2	γt t/m3	γsat t/m3	γ' t/m3	Cc	Cs	Po t/m2	OCR	Z m	2X m	2x/B	2z/B	I	ΔP t/m2	Pc' t/m2	Po+ΔP t/m2	Sc m
1	0-3	3	19	1.52	1.67	0.67	0.17	0.02	1.01	0.36	1.50	0.00	0.00	0.11	1.00	38.04	2.81	39.05	0.00
2	3-6	3	19	1.52	1.62	0.62	0.67	0.07	2.95	0.62	4.50	0.00	0.00	0.33	0.98	37.17	4.75	40.12	0.71
3	6-9	3	19	1.49	1.51	0.51	0.91	0.09	4.65	0.72	7.50	0.00	0.00	0.55	0.94	35.62	6.45	40.28	0.77
4	9-12	3	19	1.52	1.54	0.54	1.03	0.10	6.23	0.78	10.50	0.00	0.00	0.77	0.88	33.61	8.03	39.84	0.70
5	12-15	3	19	1.68	1.66	0.66	0.61	0.06	8.04	0.82	13.50	0.00	0.00	1.00	0.82	31.30	9.84	39.34	0.45
6	15-18	3	19	1.44	1.62	0.62	0.77	0.08	9.97	0.85	16.50	0.00	0.00	1.22	0.76	28.86	11.77	38.82	0.47
																			3.10

Lampiran 4

WAKTU PENURUNAN PVD

PVD POLA SEGITIGA

S(jarak PVD)=			0.8	m
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Uratarata (%)
1	1.79.E-08	1.51.E-04	0.42	42.36
2	3.58.E-08	2.14.E-04	0.67	66.77
3	5.37.E-08	2.61.E-04	0.81	80.85
4	7.16.E-08	3.02.E-04	0.89	88.96
5	8.95.E-08	3.38.E-04	0.94	93.64
6	1.07.E-07	3.70.E-04	0.96	96.33
7	1.25.E-07	3.99.E-04	0.98	97.88
8	1.43.E-07	4.27.E-04	0.99	98.78
9	1.61.E-07	4.53.E-04	0.99	99.30
10	1.79.E-07	4.77.E-04	1.00	99.59
11	1.97.E-07	5.01.E-04	1.00	99.77
12	2.15.E-07	5.23.E-04	1.00	99.87
13	2.33.E-07	5.44.E-04	1.00	99.92
14	2.51.E-07	5.65.E-04	1.00	99.96
15	2.69.E-07	5.85.E-04	1.00	99.97
16	2.86.E-07	6.04.E-04	1.00	99.99
17	3.04.E-07	6.22.E-04	1.00	99.99
18	3.22.E-07	6.41.E-04	1.00	100.00
19	3.40.E-07	6.58.E-04	1.00	100.00
20	3.58.E-07	6.75.E-04	1.00	100.00
21	3.76.E-07	6.92.E-04	1.00	100.00
22	3.94.E-07	7.08.E-04	1.00	100.00
23	4.12.E-07	7.24.E-04	1.00	100.00
24	4.30.E-07	7.40.E-04	1.00	100.00

S(jarak PVD)=			1	m
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Uratarata (%)
1	1.79.E-08	1.51.E-04	0.269382	26.94924
2	3.58.E-08	2.14.E-04	0.466198	46.63115
3	5.37.E-08	2.61.E-04	0.609994	61.00964
4	7.16.E-08	3.02.E-04	0.715055	71.5141
5	8.95.E-08	3.38.E-04	0.791814	79.18843
6	1.07.E-07	3.70.E-04	0.847896	84.79519
7	1.25.E-07	3.99.E-04	0.88887	88.89142
8	1.43.E-07	4.27.E-04	0.918806	91.8841
9	1.61.E-07	4.53.E-04	0.940678	94.07053
10	1.79.E-07	4.77.E-04	0.956659	95.66793
11	1.97.E-07	5.01.E-04	0.968334	96.83499
12	2.15.E-07	5.23.E-04	0.976864	97.68764
13	2.33.E-07	5.44.E-04	0.983097	98.31058
14	2.51.E-07	5.65.E-04	0.98765	98.76571
15	2.69.E-07	5.85.E-04	0.990977	99.09822
16	2.86.E-07	6.04.E-04	0.993408	99.34116
17	3.04.E-07	6.22.E-04	0.995183	99.51865
18	3.22.E-07	6.41.E-04	0.996481	99.64832
19	3.40.E-07	6.58.E-04	0.997429	99.74306
20	3.58.E-07	6.75.E-04	0.998122	99.81228
21	3.76.E-07	6.92.E-04	0.998628	99.86285
22	3.94.E-07	7.08.E-04	0.998997	99.8998
23	4.12.E-07	7.24.E-04	0.999267	99.92679
24	4.30.E-07	7.40.E-04	0.999465	99.94651

S(jarak PVD)=			1.2	m
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Uratarata (%)
1	1.79E-08	0.000151	0.18	18.14
2	3.58E-08	0.000214	0.33	32.98
3	5.37E-08	0.000261	0.45	45.13
4	7.16E-08	0.000302	0.55	55.08
5	8.95E-08	0.000338	0.63	63.22
6	1.07E-07	0.00037	0.70	69.89
7	1.25E-07	0.000399	0.75	75.35
8	1.43E-07	0.000427	0.80	79.82
9	1.61E-07	0.000453	0.83	83.48
10	1.79E-07	0.000477	0.86	86.47
11	1.97E-07	0.000501	0.89	88.93
12	2.15E-07	0.000523	0.91	90.93
13	2.33E-07	0.000544	0.93	92.58
14	2.51E-07	0.000565	0.94	93.92
15	2.69E-07	0.000585	0.95	95.02
16	2.86E-07	0.000604	0.96	95.93
17	3.04E-07	0.000622	0.97	96.66
18	3.22E-07	0.000641	0.97	97.27
19	3.4E-07	0.000658	0.98	97.76
20	3.58E-07	0.000675	0.98	98.17
21	3.76E-07	0.000692	0.99	98.50
22	3.94E-07	0.000708	0.99	98.77
23	4.12E-07	0.000724	0.99	99.00
24	4.3E-07	0.00074	0.99	99.18

S(jarak PVD)=			1.4	m
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Uratarata (%)
1	1.79.E-08	1.51.E-04	0.13	12.85
2	3.58.E-08	2.14.E-04	0.24	24.04
3	5.37.E-08	2.61.E-04	0.34	33.79
4	7.16.E-08	3.02.E-04	0.42	42.29
5	8.95.E-08	3.38.E-04	0.50	49.70
6	1.07.E-07	3.70.E-04	0.56	56.15
7	1.25.E-07	3.99.E-04	0.62	61.78
8	1.43.E-07	4.27.E-04	0.67	66.69
9	1.61.E-07	4.53.E-04	0.71	70.96
10	1.79.E-07	4.77.E-04	0.75	74.69
11	1.97.E-07	5.01.E-04	0.78	77.94
12	2.15.E-07	5.23.E-04	0.81	80.77
13	2.33.E-07	5.44.E-04	0.83	83.24
14	2.51.E-07	5.65.E-04	0.85	85.39
15	2.69.E-07	5.85.E-04	0.87	87.27
16	2.86.E-07	6.04.E-04	0.89	88.90
17	3.04.E-07	6.22.E-04	0.90	90.32
18	3.22.E-07	6.41.E-04	0.92	91.57
19	3.40.E-07	6.58.E-04	0.93	92.65
20	3.58.E-07	6.75.E-04	0.94	93.59
21	3.76.E-07	6.92.E-04	0.94	94.41
22	3.94.E-07	7.08.E-04	0.95	95.13
23	4.12.E-07	7.24.E-04	0.96	95.76
24	4.30.E-07	7.40.E-04	0.96	96.30

S(jarak PVD)=			1.6	m
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Uratarata (%)
1	1.8.E-08	1.5.E-04	0.09	9.49
2	3.6.E-08	2.1.E-04	0.18	18.07
3	5.4.E-08	2.6.E-04	0.26	25.83
4	7.2.E-08	3.0.E-04	0.33	32.86
5	9.0.E-08	3.4.E-04	0.39	39.22
6	1.1.E-07	3.7.E-04	0.45	44.98
7	1.3.E-07	4.0.E-04	0.50	50.20
8	1.4.E-07	4.3.E-04	0.55	54.92
9	1.6.E-07	4.5.E-04	0.59	59.19
10	1.8.E-07	4.8.E-04	0.63	63.05
11	2.0.E-07	5.0.E-04	0.67	66.56
12	2.1.E-07	5.2.E-04	0.70	69.72
13	2.3.E-07	5.4.E-04	0.73	72.59
14	2.5.E-07	5.6.E-04	0.75	75.19
15	2.7.E-07	5.8.E-04	0.78	77.54
16	2.9.E-07	6.0.E-04	0.80	79.67
17	3.0.E-07	6.2.E-04	0.82	81.60
18	3.2.E-07	6.4.E-04	0.83	83.34
19	3.4.E-07	6.6.E-04	0.85	84.92
20	3.6.E-07	6.8.E-04	0.86	86.35
21	3.8.E-07	6.9.E-04	0.88	87.64
22	3.9.E-07	7.1.E-04	0.89	88.81
23	4.1.E-07	7.2.E-04	0.90	89.87
24	4.3.E-07	7.4.E-04	0.91	90.83

S(jarak PVD)=			1.7	m
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Uratarata (%)
1	1.79E-08	1.51E-04	0.08	8.26
2	3.58E-08	2.14E-04	0.16	15.83
3	5.37E-08	2.61E-04	0.23	22.78
4	7.16E-08	3.02E-04	0.29	29.15
5	8.95E-08	3.38E-04	0.35	34.99
6	1.07E-07	3.70E-04	0.40	40.36
7	1.25E-07	3.99E-04	0.45	45.28
8	1.43E-07	4.27E-04	0.50	49.79
9	1.61E-07	4.53E-04	0.54	53.93
10	1.79E-07	4.77E-04	0.58	57.73
11	1.97E-07	5.01E-04	0.61	61.22
12	2.15E-07	5.23E-04	0.64	64.42
13	2.33E-07	5.44E-04	0.67	67.35
14	2.51E-07	5.65E-04	0.70	70.05
15	2.69E-07	5.85E-04	0.73	72.52
16	2.86E-07	6.04E-04	0.75	74.78
17	3.04E-07	6.22E-04	0.77	76.86
18	3.22E-07	6.41E-04	0.79	78.77
19	3.40E-07	6.58E-04	0.81	80.52
20	3.58E-07	6.75E-04	0.82	82.13
21	3.76E-07	6.92E-04	0.84	83.60
22	3.94E-07	7.08E-04	0.85	84.96
23	4.12E-07	7.24E-04	0.86	86.20
24	4.30E-07	7.40E-04	0.87	87.33

S(jarak PVD)=			1.8	m
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Uratarata (%)
1	1.79E-08	1.51E-04	0.07	7.25
2	3.58E-08	2.14E-04	0.14	13.96
3	5.37E-08	2.61E-04	0.20	20.19
4	7.16E-08	3.02E-04	0.26	25.97
5	8.95E-08	3.38E-04	0.31	31.32
6	1.07E-07	3.70E-04	0.36	36.29
7	1.25E-07	3.99E-04	0.41	40.90
8	1.43E-07	4.27E-04	0.45	45.18
9	1.61E-07	4.53E-04	0.49	49.15
10	1.79E-07	4.77E-04	0.53	52.83
11	1.97E-07	5.01E-04	0.56	56.24
12	2.15E-07	5.23E-04	0.59	59.41
13	2.33E-07	5.44E-04	0.62	62.34
14	2.51E-07	5.65E-04	0.65	65.07
15	2.69E-07	5.85E-04	0.68	67.60
16	2.86E-07	6.04E-04	0.70	69.94
17	3.04E-07	6.22E-04	0.72	72.11
18	3.22E-07	6.41E-04	0.74	74.13
19	3.40E-07	6.58E-04	0.76	76.00
20	3.58E-07	6.75E-04	0.78	77.74
21	3.76E-07	6.92E-04	0.79	79.35
22	3.94E-07	7.08E-04	0.81	80.84
23	4.12E-07	7.24E-04	0.82	82.23
24	4.30E-07	7.40E-04	0.84	83.52

S(jarak PVD)=			0.6	m
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Uratarata (%)
1	1.79E-08	1.51E-04	0.62	61.66
2	3.58E-08	2.14E-04	0.85	85.30
3	5.37E-08	2.61E-04	0.94	94.36
4	7.16E-08	3.02E-04	0.98	97.84
5	8.95E-08	3.38E-04	0.99	99.17
6	1.07E-07	3.70E-04	1.00	99.68
7	1.25E-07	3.99E-04	1.00	99.88
8	1.43E-07	4.27E-04	1.00	99.95
9	1.61E-07	4.53E-04	1.00	99.98
10	1.79E-07	4.77E-04	1.00	99.99
11	1.97E-07	5.01E-04	1.00	100.00
12	2.15E-07	5.23E-04	1.00	100.00
13	2.33E-07	5.44E-04	1.00	100.00
14	2.51E-07	5.65E-04	1.00	100.00
15	2.69E-07	5.85E-04	1.00	100.00
16	2.86E-07	6.04E-04	1.00	100.00
17	3.04E-07	6.22E-04	1.00	100.00
18	3.22E-07	6.41E-04	1.00	100.00
19	3.40E-07	6.58E-04	1.00	100.00
20	3.58E-07	6.75E-04	1.00	100.00
21	3.76E-07	6.92E-04	1.00	100.00
22	3.94E-07	7.08E-04	1.00	100.00
23	4.12E-07	7.24E-04	1.00	100.00
24	4.30E-07	7.40E-04	1.00	100.00

PVD POLA SEGIEMPAT

S(jarak PVD)=			0.8	m
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Uratarata (%)
1	1.79E-08	1.51E-04	0.37	36.70
2	3.58E-08	2.14E-04	0.60	59.92
3	5.37E-08	2.61E-04	0.75	74.63
4	7.16E-08	3.02E-04	0.84	83.94
5	8.95E-08	3.38E-04	0.90	89.83
6	1.07E-07	3.70E-04	0.94	93.56
7	1.25E-07	3.99E-04	0.96	95.92
8	1.43E-07	4.27E-04	0.97	97.42
9	1.61E-07	4.53E-04	0.98	98.37
10	1.79E-07	4.77E-04	0.99	98.97
11	1.97E-07	5.01E-04	0.99	99.35
12	2.15E-07	5.23E-04	1.00	99.59
13	2.33E-07	5.44E-04	1.00	99.74
14	2.51E-07	5.65E-04	1.00	99.83
15	2.69E-07	5.85E-04	1.00	99.89
16	2.86E-07	6.04E-04	1.00	99.93
17	3.04E-07	6.22E-04	1.00	99.96
18	3.22E-07	6.41E-04	1.00	99.97
19	3.40E-07	6.58E-04	1.00	99.98
20	3.58E-07	6.75E-04	1.00	99.99
21	3.76E-07	6.92E-04	1.00	99.99
22	3.94E-07	7.08E-04	1.00	100.00
23	4.12E-07	7.24E-04	1.00	100.00
24	4.30E-07	7.40E-04	1.00	100.00

S(jarak PVD)=			1	m
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Uratarata (%)
1	1.79E-08	1.51E-04	0.23	23.03
2	3.58E-08	2.14E-04	0.41	40.74
3	5.37E-08	2.61E-04	0.54	54.38
4	7.16E-08	3.02E-04	0.65	64.88
5	8.95E-08	3.38E-04	0.73	72.97
6	1.07E-07	3.70E-04	0.79	79.19
7	1.25E-07	3.99E-04	0.84	83.98
8	1.43E-07	4.27E-04	0.88	87.67
9	1.61E-07	4.53E-04	0.91	90.50
10	1.79E-07	4.77E-04	0.93	92.69
11	1.97E-07	5.01E-04	0.94	94.37
12	2.15E-07	5.23E-04	0.96	95.67
13	2.33E-07	5.44E-04	0.97	96.66
14	2.51E-07	5.65E-04	0.97	97.43
15	2.69E-07	5.85E-04	0.98	98.02
16	2.86E-07	6.04E-04	0.98	98.48
17	3.04E-07	6.22E-04	0.99	98.83
18	3.22E-07	6.41E-04	0.99	99.10
19	3.40E-07	6.58E-04	0.99	99.31
20	3.58E-07	6.75E-04	0.99	99.47
21	3.76E-07	6.92E-04	1.00	99.59
22	3.94E-07	7.08E-04	1.00	99.68
23	4.12E-07	7.24E-04	1.00	99.76
24	4.30E-07	7.40E-04	1.00	99.81

S(jarak PVD)=			1.2	m
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Uratarata (%)
1	1.79E-08	1.51E-04	0.15	15.40
2	3.58E-08	2.14E-04	0.28	28.43
3	5.37E-08	2.61E-04	0.39	39.45
4	7.16E-08	3.02E-04	0.49	48.77
5	8.95E-08	3.38E-04	0.57	56.65
6	1.07E-07	3.70E-04	0.63	63.33
7	1.25E-07	3.99E-04	0.69	68.97
8	1.43E-07	4.27E-04	0.74	73.75
9	1.61E-07	4.53E-04	0.78	77.79
10	1.79E-07	4.77E-04	0.81	81.21
11	1.97E-07	5.01E-04	0.84	84.10
12	2.15E-07	5.23E-04	0.87	86.55
13	2.33E-07	5.44E-04	0.89	88.62
14	2.51E-07	5.65E-04	0.90	90.37
15	2.69E-07	5.85E-04	0.92	91.85
16	2.86E-07	6.04E-04	0.93	93.11
17	3.04E-07	6.22E-04	0.94	94.17
18	3.22E-07	6.41E-04	0.95	95.07
19	3.40E-07	6.58E-04	0.96	95.83
20	3.58E-07	6.75E-04	0.96	96.47
21	3.76E-07	6.92E-04	0.97	97.01
22	3.94E-07	7.08E-04	0.97	97.47
23	4.12E-07	7.24E-04	0.98	97.86
24	4.30E-07	7.40E-04	0.98	98.19

S(jarak PVD)=			1.4	m
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Uratarata (%)
1	1.79E-08	1.51E-04	0.11	10.88
2	3.58E-08	2.14E-04	0.21	20.57
3	5.37E-08	2.61E-04	0.29	29.20
4	7.16E-08	3.02E-04	0.37	36.89
5	8.95E-08	3.38E-04	0.44	43.75
6	1.07E-07	3.70E-04	0.50	49.86
7	1.25E-07	3.99E-04	0.55	55.31
8	1.43E-07	4.27E-04	0.60	60.17
9	1.61E-07	4.53E-04	0.64	64.50
10	1.79E-07	4.77E-04	0.68	68.36
11	1.97E-07	5.01E-04	0.72	71.79
12	2.15E-07	5.23E-04	0.75	74.86
13	2.33E-07	5.44E-04	0.78	77.59
14	2.51E-07	5.65E-04	0.80	80.03
15	2.69E-07	5.85E-04	0.82	82.20
16	2.86E-07	6.04E-04	0.84	84.13
17	3.04E-07	6.22E-04	0.86	85.86
18	3.22E-07	6.41E-04	0.87	87.39
19	3.40E-07	6.58E-04	0.89	88.76
20	3.58E-07	6.75E-04	0.90	89.98
21	3.76E-07	6.92E-04	0.91	91.07
22	3.94E-07	7.08E-04	0.92	92.04
23	4.12E-07	7.24E-04	0.93	92.91
24	4.30E-07	7.40E-04	0.94	93.68

S(jarak PVD)=			1.5	m
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Uratarata (%)
1	1.79E-08	1.51E-04	0.09	9.30
2	3.58E-08	2.14E-04	0.18	17.72
3	5.37E-08	2.61E-04	0.25	25.36
4	7.16E-08	3.02E-04	0.32	32.29
5	8.95E-08	3.38E-04	0.39	38.58
6	1.07E-07	3.70E-04	0.44	44.28
7	1.25E-07	3.99E-04	0.49	49.46
8	1.43E-07	4.27E-04	0.54	54.15
9	1.61E-07	4.53E-04	0.58	58.41
10	1.79E-07	4.77E-04	0.62	62.27
11	1.97E-07	5.01E-04	0.66	65.77
12	2.15E-07	5.23E-04	0.69	68.95
13	2.33E-07	5.44E-04	0.72	71.83
14	2.51E-07	5.65E-04	0.74	74.45
15	2.69E-07	5.85E-04	0.77	76.82
16	2.86E-07	6.04E-04	0.79	78.97
17	3.04E-07	6.22E-04	0.81	80.93
18	3.22E-07	6.41E-04	0.83	82.70
19	3.40E-07	6.58E-04	0.84	84.30
20	3.58E-07	6.75E-04	0.86	85.76
21	3.76E-07	6.92E-04	0.87	87.08
22	3.94E-07	7.08E-04	0.88	88.28
23	4.12E-07	7.24E-04	0.89	89.37
24	4.30E-07	7.40E-04	0.90	90.36

S(jarak PVD)=			1.8	m
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Uratarata (%)
1	1.79E-08	1.51E-04	0.06	6.12
2	3.58E-08	2.14E-04	0.12	11.87
3	5.37E-08	2.61E-04	0.17	17.26
4	7.16E-08	3.02E-04	0.22	22.32
5	8.95E-08	3.38E-04	0.27	27.07
6	1.07E-07	3.70E-04	0.31	31.52
7	1.25E-07	3.99E-04	0.36	35.71
8	1.43E-07	4.27E-04	0.40	39.64
9	1.61E-07	4.53E-04	0.43	43.33
10	1.79E-07	4.77E-04	0.47	46.79
11	1.97E-07	5.01E-04	0.50	50.05
12	2.15E-07	5.23E-04	0.53	53.10
13	2.33E-07	5.44E-04	0.56	55.97
14	2.51E-07	5.65E-04	0.59	58.66
15	2.69E-07	5.85E-04	0.61	61.19
16	2.86E-07	6.04E-04	0.64	63.56
17	3.04E-07	6.22E-04	0.66	65.79
18	3.22E-07	6.41E-04	0.68	67.88
19	3.40E-07	6.58E-04	0.70	69.84
20	3.58E-07	6.75E-04	0.72	71.68
21	3.76E-07	6.92E-04	0.73	73.42
22	3.94E-07	7.08E-04	0.75	75.04
23	4.12E-07	7.24E-04	0.77	76.57
24	4.30E-07	7.40E-04	0.78	78.00

Lampiran 5
Perhitungan Geotextile Wall

Tinggi Timbunan 10 meter

Perhitungan Sv

No	z	σ Hs	σ Hq	n	σHL (H/QL)	σ HL	σHp (H^2/Qp)	σ Hp	σ Htotal	sv
	m	t/m2	t/m2			t/m2		t/m2	t/m2	m
1	10	5.67	0.67	1.0	0.20	0.31	0.18	0.03	6.64	0.52
2	9	5.10	0.67	0.9	0.26	0.38	0.25	0.04	6.15	0.56
3	8	4.53	0.67	0.8	0.32	0.48	0.35	0.05	5.68	0.61
4	7	3.97	0.67	0.7	0.41	0.61	0.50	0.07	5.25	0.66
5	6	3.40	0.67	0.6	0.52	0.77	0.72	0.11	4.84	0.71
6	5	2.83	0.67	0.5	0.64	0.96	1.02	0.15	4.46	0.77
7	4	2.27	0.67	0.4	0.76	1.14	1.37	0.21	4.08	0.84
8	3	1.70	0.67	0.3	0.83	1.25	1.61	0.24	3.61	0.95
9	2	1.13	0.67	0.2	0.76	1.14	1.40	0.21	2.94	1.17
10	1	0.57	0.67	0.1	0.47	0.71	0.57	0.09	1.94	1.77

Perhitungan Panjang Geotextile

Use Sv	z	σ Hs	σ Hq	n	σHL (H/QL)	σ HL	σHp (H^2/Qp)	σ Hp	σ Htotal	Lr	Le	Lo	L	Use L
m	m	t/m2	t/m2			t/m2		t/m2	t/m2	m	m	m	m	
0.5	9.75	5.525	0.666667	1.00	0.21	0.324661723	0.18	0.028305	6.54	0.0	1.00	0.2	1.0	5.5
0.5	9.25	5.241667	0.666667	0.95	0.24	0.363217922	0.21	0.033382	6.30	0.3	1.00	0.2	1.3	5.5
0.5	8.75	4.958333	0.666667	0.90	0.26	0.407176331	0.25	0.039549	6.07	0.6	1.00	0.2	1.6	5.5
0.5	8.25	4.675	0.666667	0.85	0.30	0.457241621	0.30	0.047061	5.85	0.9	1.00	0.2	1.9	5.5
0.5	7.75	4.391667	0.666667	0.79	0.33	0.514122552	0.36	0.056228	5.63	1.2	1.00	0.2	2.2	5.5
0.5	7.25	4.108333	0.666667	0.74	0.38	0.578463081	0.43	0.067418	5.42	1.4	1.00	0.2	2.5	5.5
0.5	6.75	3.825	0.666667	0.69	0.42	0.6507244	0.51	0.081048	5.22	1.7	1.00	0.2	2.8	5.5
0.5	6.25	3.541667	0.666667	0.64	0.48	0.730993456	0.62	0.097562	5.04	2.0	1.00	0.2	3.1	5.5
0.5	5.75	3.258333	0.666667	0.59	0.53	0.818686482	0.74	0.117353	4.86	2.3	1.00	0.2	3.4	5.5
0.5	5.25	2.975	0.666667	0.54	0.59	0.912112725	0.89	0.140632	4.69	2.6	1.00	0.2	3.6	5.5
0.5	4.75	2.691667	0.666667	0.49	0.66	1.007872275	1.06	0.167155	4.53	2.9	1.00	0.3	3.9	5.5
0.5	4.25	2.408333	0.666667	0.44	0.72	1.100098795	1.24	0.195785	4.37	3.2	1.00	0.3	4.2	5.5
0.75	3.75	2.125	0.666667	0.38	0.77	1.179648	1.42	0.223842	4.20	3.5	1.00	0.4	4.5	7
0.75	3	1.7	0.666667	0.31	0.81	1.245674744	1.60	0.253231	3.87	3.9	1.02	0.5	5.0	7
0.75	2.25	1.275	0.666667	0.23	0.78	1.195015582	1.54	0.242606	3.38	4.3	1.18	0.6	5.6	7
0.75	1.5	0.85	0.666667	0.15	0.63	0.969615352	1.07	0.168775	2.66	4.8	1.39	0.7	6.2	7
0.75	0.75	0.425	0.666667	0.08	0.36	0.550929275	0.36	0.057237	1.70	5.2	1.79	0.9	7.0	7

Perhitungan Pa_3 & Pa_4

use Sv	z	σHL	σ Hp	Pa3	Pa4	H to	Ql	Qp
m	m	t/m2	t/m2	t/m	t/m	point		
0.5	9.75	0.32	0.03	0.16	0.01	0.3	0.0	0.0
0.5	9.25	0.36	0.03	0.18	0.02	0.8	0.1	0.0
0.5	8.75	0.41	0.04	0.20	0.02	1.3	0.3	0.0
0.5	8.25	0.46	0.05	0.23	0.02	1.8	0.4	0.0
0.5	7.75	0.51	0.06	0.26	0.03	2.3	0.6	0.1
0.5	7.25	0.58	0.07	0.29	0.03	2.8	0.8	0.1
0.5	6.75	0.65	0.08	0.33	0.04	3.3	1.1	0.1
0.5	6.25	0.73	0.10	0.37	0.05	3.8	1.4	0.2
0.5	5.75	0.82	0.12	0.41	0.06	4.3	1.7	0.2
0.5	5.25	0.91	0.14	0.46	0.07	4.8	2.2	0.3
0.5	4.75	1.01	0.17	0.50	0.08	5.3	2.6	0.4
0.5	4.25	1.10	0.20	0.55	0.10	5.8	3.2	0.6
0.75	3.75	1.18	0.22	0.88	0.17	6.3	5.5	1.0
0.75	3.00	1.25	0.25	0.93	0.19	7.0	6.5	1.3
0.75	2.25	1.20	0.24	0.90	0.18	7.8	6.9	1.4
0.75	1.50	0.97	0.17	0.73	0.13	8.5	6.2	1.1
0.75	0.75	0.55	0.06	0.41	0.04	8.5	3.5	0.4
			jumlah	7.79	1.25	jumlah	43.1	7.4
					titik berat		5.5	5.9

Hasil Perhitungan Pa

Pa1=	26.93	t/m	γ
Pa2=	6.50	t/m	q
Pa3=	7.79	t/m	QL
Pa4=	1.25	t/m	Qp
Pa1*cosδ=	23.33	t/m	
Pa2*cosδ=	5.63	t/m	
Pa3*cosδ=	6.74	t/m	
Pa4*cosδ=	1.08	t/m	
Pa1*sinδ=	13.47	t/m	
Pa2*sinδ=	3.25	t/m	
Pa3*sinδ=	3.89	t/m	
Pa4*sinδ=	0.62	t/m	

$$FS_{overturning} = \frac{411.2871}{169.648} = 2.424356$$

$$FS_{geser\ 1} = \frac{62.23399}{36.77813} = 1.692147$$

$$FS_{geser\ 2} = \frac{57.89189}{36.77813} = 1.574085$$

$$FS_{ambles} = \frac{52.1596}{19.68201} = 2.650115$$

Tinggi Timbunan 8,5 meter

Perhitungan Sv

No	z	σ Hs	σ Hq	n	σHL (H/QL)	σ HL	σHp (H^2/Qp)	σ Hp	σ Htotal	sv
	m	t/m2	t/m2			t/m2		t/m2	t/m2	m
1	8.5	4.82	0.67	1.0	0.24	0.43	0.18	0.04	5.91	0.58
2	7.5	4.25	0.67	0.9	0.31	0.55	0.26	0.05	5.46	0.63
3	6.5	3.68	0.67	0.8	0.39	0.69	0.40	0.08	5.04	0.68
4	5.5	3.12	0.67	0.6	0.49	0.86	0.60	0.13	4.65	0.74
5	4.5	2.55	0.67	0.5	0.60	1.05	0.92	0.19	4.27	0.81
6	3.5	1.98	0.67	0.4	0.69	1.21	1.33	0.28	3.86	0.89
7	2.5	1.42	0.67	0.3	0.70	1.23	1.62	0.34	3.31	1.04
8	1.5	0.85	0.67	0.2	0.55	0.97	1.25	0.26	2.49	1.38
9	0.5	0.28	0.67	0.1	0.21	0.38	0.22	0.05	1.33	2.60

Perhitungan Panjang Geotextile

use Sv	z	σ Hs	σ Hq	n	σHL(H/QL)	σ HL	σHp(H^2/Qp)	σ Hp	σ Htotal	Lr	Le	Lo	L	use L
m	m	t/m2	t/m2			t/m2		t/m2	t/m2	m	m	m	m	m
0.5	8.5	4.817	0.667	1.00	0.24	0.431	0.18	0.037	5.95	0.0	1.00	0.2	1.0	4.5
0.5	8	4.533	0.667	0.94	0.27	0.485	0.22	0.045	5.73	0.3	1.00	0.2	1.3	4.5
0.5	7.5	4.25	0.667	0.88	0.31	0.545	0.26	0.055	5.52	0.6	1.00	0.2	1.6	4.5
0.5	7	3.967	0.667	0.82	0.35	0.614	0.32	0.067	5.31	0.9	1.00	0.2	1.9	4.5
0.5	6.5	3.683	0.667	0.76	0.39	0.690	0.40	0.082	5.12	1.2	1.00	0.2	2.2	4.5
0.5	6	3.4	0.667	0.71	0.44	0.774	0.49	0.102	4.94	1.4	1.00	0.2	2.5	4.5
0.5	5.5	3.117	0.667	0.65	0.49	0.865	0.60	0.126	4.77	1.7	1.00	0.2	2.8	4.5
0.5	5	2.833	0.667	0.59	0.54	0.960	0.75	0.155	4.62	2.0	1.00	0.2	3.1	4.5
0.5	4.5	2.55	0.667	0.53	0.60	1.055	0.92	0.191	4.46	2.3	1.00	0.3	3.4	4.5
0.5	4	2.267	0.667	0.47	0.65	1.142	1.12	0.232	4.31	2.6	1.00	0.3	3.6	4.5
0.5	3.5	1.983	0.667	0.41	0.69	1.211	1.33	0.275	4.14	2.9	1.00	0.3	3.9	4.5
0.5	3	1.7	0.667	0.35	0.71	1.246	1.51	0.314	3.93	3.2	1.00	0.3	4.2	4.5
0.5	2.5	1.417	0.667	0.29	0.70	1.229	1.62	0.336	3.65	3.5	1.00	0.4	4.5	4.5
1	2	1.133	0.667	0.24	0.65	1.141	1.55	0.322	3.26	3.8	1.71	0.9	5.5	6.6
1	1	0.567	0.667	0.12	0.40	0.710	0.74	0.153	2.10	4.3	2.20	1.1	6.6	6.6

Perhitungan Pa_3 & Pa_4

use Sv	z	σ HL	σ Hp	Pa HL	Pa Hp	H to point O	Ql	Qp
m	m	t/m2	t/m2	t/m	t/m		t	t
0.5	8.5	0.43	0.04	0.22	0.02	0.25	0.054	0.005
0.5	8.0	0.48	0.05	0.24	0.02	0.75	0.182	0.017
0.5	7.5	0.55	0.05	0.27	0.03	1.25	0.341	0.034
0.5	7.0	0.61	0.07	0.31	0.03	1.75	0.537	0.059
0.5	6.5	0.69	0.08	0.34	0.04	2.25	0.776	0.093
0.5	6.0	0.77	0.10	0.39	0.05	2.75	1.064	0.140
0.5	5.5	0.86	0.13	0.43	0.06	3.25	1.405	0.204
0.5	5.0	0.96	0.16	0.48	0.08	3.75	1.800	0.291
0.5	4.5	1.05	0.19	0.53	0.10	4.25	2.242	0.406
0.5	4.0	1.14	0.23	0.57	0.12	4.75	2.713	0.551
0.5	3.5	1.21	0.28	0.61	0.14	5.25	3.178	0.723
0.5	3.0	1.25	0.31	0.62	0.16	5.75	3.581	0.903
0.5	2.5	1.23	0.34	0.61	0.17	6.25	3.840	1.049
1.0	2.0	1.14	0.32	1.14	0.32	6.75	7.705	2.175
1.0	1.0	0.71	0.15	0.71	0.15	7.75	5.503	1.187
			jumlah	7.47	1.48	jumlah	34.921	7.835
						titik berat	4.672	5.281

Hasil Perhitungan Pa

Pa1=	20.47	t/m	γ
Pa2=	5.67	t/m	q
Pa3=	7.47	t/m	QL
Pa4=	1.48	t/m	Qp
Pa1*cosδ=	17.73	t/m	
Pa2*cosδ=	4.91	t/m	
Pa3*cosδ=	6.47	t/m	
Pa4*cosδ=	1.28	t/m	
Pa1*sinδ=	10.24	t/m	
Pa2*sinδ=	2.83	t/m	
Pa3*sinδ=	3.74	t/m	
Pa4*sinδ=	0.74	t/m	

$$FS_{overturning} = \frac{301.7496}{124.8406} = 2.41708$$

$$FS_{geser\ 1} = \frac{47.73025}{30.39392} = 1.570388$$

$$FS_{geser\ 2} = \frac{48.80125}{30.39392} = 1.605626$$

$$FS_{ambles} = \frac{44.216}{17.55701} = 2.518424$$

Tinggi Timbunan 7,5 meter

Perhitungan Sv

No	z	σ Hs	σ Hq	n	σHL (H/QL)	σ HL	σHp (H^2/Qp)	σ Hp	σ Htotal	sv
	m	t/m2	t/m2			t/m2		t/m2	t/m2	m
1	7.5	4.25	0.67	1.00	0.27	0.55	0.18	0.05	5.46	0.63
2	7	3.97	0.67	0.93	0.31	0.61	0.22	0.06	5.25	0.66
3	6	3.40	0.67	0.80	0.39	0.77	0.35	0.09	4.84	0.71
4	5	2.83	0.67	0.67	0.48	0.96	0.56	0.15	4.46	0.77
5	4	2.27	0.67	0.53	0.57	1.14	0.91	0.24	4.08	0.84
6	3	1.70	0.67	0.40	0.62	1.25	1.37	0.36	3.61	0.95
7	2	1.13	0.67	0.27	0.57	1.14	1.61	0.43	2.94	1.17
8	1	0.57	0.67	0.13	0.36	0.71	0.89	0.24	1.94	1.77

Perhitungan Panjang Geotextile

useSv	z	σ Hs	σ Hq	n	σHL (H/QL)	σ HL	σHp (H^2/Qp)	σ Hp	σ Htotal	Lr	Le	Lo	L	useL
m	m	t/m2	t/m2			t/m2		t/m2	t/m2	m	m	m	m	m
0.5	7.5	4.25	0.67	1.00	0.27	0.55	0.18	0.0478	5.51	0	1	0.5	1	5.5
0.5	7	3.97	0.67	0.93	0.31	0.61	0.22	0.0593	5.31	0.288675	1	0.5	1.3	5.5
0.5	6.5	3.68	0.67	0.87	0.34	0.69	0.28	0.0742	5.11	0.57735	1	0.5	1.6	5.5
0.5	6	3.40	0.67	0.80	0.39	0.77	0.35	0.0933	4.93	0.866025	1	0.5	1.9	5.5
0.5	5.5	3.12	0.67	0.73	0.43	0.86	0.44	0.1182	4.77	1.154701	1	0.5	2.2	5.5
0.5	5	2.83	0.67	0.67	0.48	0.96	0.56	0.1503	4.61	1.443376	1	0.5	2.5	5.5
0.5	4.5	2.55	0.67	0.60	0.53	1.05	0.72	0.1912	4.46	1.732051	1	0.5	2.8	5.5
0.5	4	2.27	0.67	0.53	0.57	1.14	0.91	0.2419	4.32	2.020726	1	0.5	3.1	5.5
0.5	3.5	1.98	0.67	0.47	0.61	1.21	1.13	0.3016	4.16	2.309401	1	0.5	3.4	5.5
0.5	3	1.70	0.67	0.40	0.62	1.25	1.37	0.3646	3.98	2.598076	1	0.5	3.6	5.5
0.5	2.5	1.42	0.67	0.33	0.61	1.23	1.56	0.4163	3.73	2.886751	1	0.5	3.9	5.5
0.5	2	1.13	0.67	0.27	0.57	1.14	1.61	0.4301	3.37	3.175426	1	0.5	4.2	5.5
0.5	1.5	0.85	0.67	0.20	0.48	0.97	1.40	0.3733	2.86	3.464102	1.001	0.500674	4.5	5.5
0.5	1	0.57	0.67	0.13	0.36	0.71	0.89	0.2363	2.18	3.752777	1.1	0.6	4.9	5.5
0.5	0.5	0.28	0.67	0.07	0.19	0.38	0.28	0.0746	1.40	4.041452	1.5	0.7	5.6	5.5

Perhitungan Pa_3 & Pa_4

use Sv	z	σ HL	σ Hp	Pa HL	Pa Hp	H to point O	Ql	Qp
m	m	t/m2	t/m2	t/m	t/m		t	t
0.5	7.5	0.55	0.05	0.27	0.02	0.25	0.07	0.006
0.5	7	0.61	0.06	0.31	0.03	0.75	0.23	0.0222
0.5	6.5	0.69	0.07	0.34	0.04	1.25	0.43	0.0463
0.5	6	0.77	0.09	0.39	0.05	1.75	0.68	0.0817
0.5	5.5	0.86	0.12	0.43	0.06	2.25	0.97	0.133
0.5	5	0.96	0.15	0.48	0.08	2.75	1.32	0.2066
0.5	4.5	1.05	0.19	0.53	0.10	3.25	1.71	0.3107
0.5	4	1.14	0.24	0.57	0.12	3.75	2.14	0.4536
0.5	3.5	1.21	0.30	0.61	0.15	4.25	2.57	0.6409
0.5	3	1.25	0.36	0.62	0.18	4.75	2.96	0.8659
0.5	2.5	1.23	0.42	0.61	0.21	5.25	3.23	1.0929
0.5	2	1.14	0.43	0.57	0.22	5.75	3.28	1.2366
0.5	1.5	0.97	0.37	0.48	0.19	6.25	3.03	1.1667
0.5	1	0.71	0.24	0.36	0.12	6.75	2.40	0.7973
0.5	0.5	0.38	0.07	0.19	0.04	7.25	1.36	0.2705
			jumlah	6.76	1.59	jumlah	26.39	7.3309
					titik berat		3.90	4.6207

Hasil Perhitungan Pa

Pa1=	15.94	t/m	γ
Pa2=	5.00	t/m	q
Pa3=	6.76	t/m	Ql
Pa4=	1.59	t/m	Qp
Pa1*cosδ=	13.80	t/m	
Pa2*cosδ=	4.33	t/m	
Pa3*cosδ=	5.86	t/m	
Pa4*cosδ=	1.37	t/m	
Pa1*sinδ=	7.97	t/m	
Pa2*sinδ=	2.50	t/m	
Pa3*sinδ=	3.38	t/m	
Pa4*sinδ=	0.79	t/m	

$$FS_{overturning} = \frac{247.9374}{92.3099} = 2.685924$$

$$FS_{geser\ 1} = \frac{43.39304}{27.52153} = 1.576694$$

$$FS_{ambles} = \frac{42.316}{15.85701} = 2.668599$$

Tinggi Timbunan 6 meter

Perhitungan Sv

No	z	σ Hs	σ Hq	n	σHL (H/QL)	σ HL	σHp (H^2/Qp)	σ Hp	σ Htotal	sv
	m	t/m2	t/m2			t/m2		t/m2	t/m2	m
1	6.26	3.547	0.667	1	0.30	0.73	0.18	0.07	4.94	0.70
2	7	3.967	0.667	1.12	0.26	0.61	0.12	0.05	5.25	0.66
3	6	3.4	0.667	0.96	0.32	0.77	0.20	0.08	4.84	0.71
4	5	2.833	0.667	0.8	0.40	0.96	0.35	0.13	4.46	0.77
5	4	2.267	0.667	0.64	0.48	1.14	0.62	0.24	4.08	0.84
6	3	1.7	0.667	0.48	0.52	1.25	1.08	0.42	3.61	0.95
7	2	1.133	0.667	0.32	0.48	1.14	1.59	0.61	2.94	1.17
8	1	0.567	0.667	0.16	0.30	0.71	1.12	0.43	1.94	1.77

Perhitungan Panjang Geotextile

use Sv	z	σ Hs	σ Hq	n	σHL (H/QL)	σ HL	σHp (H^2/Qp)	σ Hp	σ Htotal	Lr	Le	Lo	L	use L
m	m	t/m2	t/m2			t/m2		t/m2	t/m2	m	m	m	m	m
0.5	6	3.4	0.667	1.00	0.31	0.773985488	0.18	0.0747	4.92	0.0	1.00	0.5	1.0	5
0.5	5.5	3.117	0.667	0.92	0.35	0.864847157	0.24	0.098	4.75	0.3	1.00	0.5	1.3	5
0.5	5	2.833	0.667	0.83	0.38	0.96	0.31	0.1299	4.59	0.6	1.00	0.5	1.6	5
0.5	4.5	2.55	0.667	0.75	0.42	1.054912854	0.42	0.174	4.45	0.9	1.00	0.5	1.9	5
0.5	4	2.267	0.667	0.67	0.46	1.142177275	0.56	0.2348	4.31	1.2	1.00	0.5	2.2	5
0.5	3.5	1.983	0.667	0.58	0.48	1.210756272	0.76	0.3171	4.18	1.4	1.00	0.5	2.5	5
0.5	3	1.7	0.667	0.50	0.50	1.24567474	1.02	0.4232	4.04	1.7	1.00	0.5	2.8	5
0.5	2.5	1.417	0.667	0.42	0.49	1.2288	1.31	0.5455	3.86	2.0	1.00	0.5	3.1	5
0.5	2	1.133	0.667	0.33	0.46	1.141498216	1.56	0.6505	3.59	2.3	1.00	0.5	3.4	5
0.5	1.5	0.85	0.667	0.25	0.39	0.969615352	1.59	0.662	3.15	2.6	1.10	0.6	3.8	5
0.5	1	0.567	0.667	0.17	0.28	0.710059172	1.17	0.4895	2.43	2.9	1.28	0.6	4.2	5
0.5	0.5	0.283	0.667	0.08	0.15	0.376433683	0.42	0.1741	1.50	3.2	1.58	0.8	4.8	5

Perhitungan Pa_3 & Pa_4

use Sv	z	σ HL	σ Hp	Pa HL	Pa Hp	H to point O	Ql	Qp
m	m	t/m2	t/m2	t/m	t/m		t	t
0.50	6.00	0.77	0.07	0.39	0.04	0.25	0.10	0.01
0.50	5.50	0.86	0.10	0.43	0.05	0.75	0.32	0.04
0.50	5.00	0.96	0.13	0.48	0.06	1.25	0.60	0.08
0.50	4.50	1.05	0.17	0.53	0.09	1.75	0.92	0.15
0.50	4.00	1.14	0.23	0.57	0.12	2.25	1.28	0.26
0.50	3.50	1.21	0.32	0.61	0.16	2.75	1.66	0.44
0.50	3.00	1.25	0.42	0.62	0.21	3.25	2.02	0.69
0.50	2.50	1.23	0.55	0.61	0.27	3.75	2.30	1.02
0.50	2.00	1.14	0.65	0.57	0.33	4.25	2.43	1.38
0.50	1.50	0.97	0.66	0.48	0.33	4.75	2.30	1.57
0.50	1.00	0.71	0.49	0.36	0.24	5.25	1.86	1.28
0.50	0.50	0.38	0.17	0.19	0.09	5.75	1.08	0.50
			jumlah	5.84	1.99	jumlah	16.90	7.43
					titik berat		2.89	3.74

Hasil Perhitungan Pa

Pa1=	10.2	t/m	γ
Pa2=	4	t/m	q
Pa3=	5.839	t/m	QL
Pa4=	1.987	t/m	Qp
Pa1*cosδ=	9.585	t/m	
Pa2*cosδ=	3.759	t/m	
Pa3*cosδ=	5.487	t/m	
Pa4*cosδ=	1.867	t/m	
Pa1*sinδ=	3.489	t/m	
Pa2*sinδ=	1.368	t/m	
Pa3*sinδ=	1.997	t/m	
Pa4*sinδ=	0.679	t/m	

$$FS_{overturning} = \frac{165.1667}{56.72684} = 2.911614$$

$$FS_{geser\ 1} = \frac{32.19429}{20.69765} = 1.555456$$

$$FS_{ambles} = \frac{41.936}{13.30701} = 3.151421$$

Tinggi Timbunan 5 meter

Perhitungan Sv

No	z	σ Hs	σ Hq	n	σHL (H/QL)	σ HL	σHp (H^2/Qp)	σ Hp	σ Htotal	sv
	m	t/m2	t/m2			t/m2		t/m2	t/m2	m
1	5	2.83	0.67	1.0	0.32	0.96	0.18	0.1089	4.46	0.8
2	4.8	2.72	0.67	1.0	0.33	0.998335414	0.21	0.1238	4.39	0.8
3	3.8	2.15	0.67	0.8	0.39	1.172603055	0.41	0.2446	3.99	0.9
4	2.8	1.59	0.67	0.6	0.42	1.246214993	0.84	0.5016	3.50	1.0
5	1.8	1.02	0.67	0.4	0.36	1.08338884	1.51	0.9067	2.77	1.2
6	0.8	0.45	0.67	0.2	0.19	0.584110728	1.13	0.6804	1.70	2.0

Perhitungan Panjang Geotextile

useSv	z	σ Hs	σ Hq	n	σHL (H/QL)	σ HL	σHp (H^2/Qp)	σ Hp	σ Htotal	Lr	Le	Lo	L	useL
m	m	t/m2	t/m2			t/m2		t/m2	t/m2	m	m	m	m	m
0.5	5	2.833	0.667	1	0.32	0.96	0.18	0.1089	4.57	0	1	0.5	1	5
0.5	4.5	2.55	0.667	0.9	0.35	1.05	0.25	0.1508	4.42	0.288675	1	0.5	1.3	5
0.5	4	2.267	0.667	0.8	0.38	1.14	0.35	0.2124	4.29	0.57735	1	0.5	1.6	5
0.5	3.5	1.983	0.667	0.7	0.40	1.21	0.51	0.3032	4.16	0.866025	1	0.5	1.9	5
0.5	3	1.7	0.667	0.6	0.42	1.25	0.73	0.435	4.05	1.154701	1	0.5	2.2	5
0.5	2.5	1.417	0.667	0.5	0.41	1.23	1.03	0.6164	3.93	1.443376	1	0.5	2.5	5
0.5	2	1.133	0.667	0.4	0.38	1.14	1.38	0.8297	3.77	1.732051	1	0.5	2.8	5
0.5	1.5	0.85	0.667	0.3	0.32	0.97	1.63	0.9787	3.47	2.020726	1.21	0.61	3.3	5
0.5	1	0.567	0.667	0.2	0.24	0.71	1.42	0.8496	2.79	2.309401	1.47	0.73	3.8	5
0.5	0.5	0.283	0.667	0.1	0.13	0.38	0.58	0.3459	1.67	2.598076	1.76	0.88	4.4	5

Perhitungan Pa_3 & Pa_4

useSv	z	σ HL	σ Hp	Pa HL	Pa Hp	H to point O	Ql	Qp
m	m	t/m2	t/m2	t/m	t/m		t	t
0.5	5	0.96	0.109	0.48	0.054430276	0.25	0.12	0.0136
0.5	4.5	1.055	0.151	0.53	0.075402253	0.75	0.39559232	0.0566
0.5	4	1.142	0.212	0.57	0.1062	1.25	0.713860797	0.1328
0.5	3.5	1.211	0.303	0.61	0.151589986	1.75	1.059411738	0.2653
0.5	3	1.246	0.435	0.62	0.217523896	2.25	1.401384083	0.4894
0.5	2.5	1.229	0.616	0.61	0.308178929	2.75	1.6896	0.8475
0.5	2	1.141	0.83	0.57	0.41484375	3.25	1.854934602	1.3482
0.5	1.5	0.97	0.979	0.48	0.4893696	3.75	1.818028785	1.8351
0.5	1	0.71	0.85	0.36	0.4248	4.25	1.50887574	1.8054
0.5	0.5	0.376	0.346	0.19	0.172928964	4.75	0.894029997	0.8214
			jumlah	5.02	2.415267654	jumlah	11.45571806	7.6153
					titik berat		2.282032014	3.153

Hasil Perhitungan Pa

Pa1=	7.083	t/m	γ
Pa2=	3.333	t/m	q
Pa3=	5.02	t/m	QL
Pa4=	2.415	t/m	Qp
Pa1*cosδ=	6.656	t/m	
Pa2*cosδ=	3.132	t/m	
Pa3*cosδ=	4.717	t/m	
Pa4*cosδ=	2.27	t/m	
Pa1*sinδ=	2.423	t/m	
Pa2*sinδ=	1.14	t/m	
Pa3*sinδ=	1.717	t/m	
Pa4*sinδ=	0.826	t/m	

$$F_{overturning} = \frac{117.3557}{39.20991} = 2.993011$$

$$F_{overturning} = \frac{27.16643}{16.7753} = 1.619431$$

$$F_{overturning} = \frac{41.936}{11.60701} = 3.612985$$

”Halaman ini sengaja dikosongkan”

Lampiran 6

HASIL PROGRAM STABLE

No	Tinggi	SF	Circle Center (m)		Radius	MR	ΔMR
	m		titik x	titik y	m	kN/m	kN/m
1	10	0.967	40.7	42.99	35.85	46420.00	15985.38
2	10	0.965	40.57	42.88	35.68	47000.00	16316.06
Hkrits	9	1.022	40.8	43.11	36.01	45750.00	12444.72
							4.47E+04

No	Tinggi	SF	Circle Center (m)		Radius	MR	ΔMR
	m		titik x	titik y	m	kN/m	kN/m
1	10	0.863	43.31	40.62	32.49	37520.00	18999.12
2	10	0.86	43.2	40.51	32.32	38000.00	19441.86
3	9	0.913	43.41	40.72	32.62	37020.00	15691.94
4	8	0.98	43.64	40.95	32.95	36120.00	11794.29
5	7	1.078	43.76	42.25	33.95	35580.00	7327.24
							7.33E+04

No	Tinggi	SF	Circle Center (m)		Radius	MR	ΔMR
	m		titik x	titik y	m	kN/m	kN/m
1	10	0.74	45.95	38.26	29.14	28800.00	21794.59
2	10	0.736	45.85	38.15	29	29220.00	22391.41
3	9	0.738	46.03	38.34	29.26	28390.00	21619.49
4	8	0.842	46.24	38.56	29.56	27680.00	15056.34
5	7	0.932	46.35	39.71	30.45	27400.00	10818.88
6	6	1.026	46.63	40.01	30.86	26740.00	7141.09
							9.88E+04

No	Tinggi	SF	Circle Center (m)		Radius	MR	□ MR
	m		titik x	titik y	m	kN/m	kN/m
1	10	0.656	48.61	35.91	25.83	22460.00	22049.15
2	10	0.651	48.52	35.83	25.71	22780.00	22710.02
3	9	0.711	48.52	36.74	26.35	22570.00	18697.23
4	8	0.749	48.87	36.18	26.2	21590.00	15882.63
5	7	0.817	49.08	36.39	26.5	21080.00	12462.23
6	6	0.924	49.16	37.78	27.54	21000.00	8545.45
7	5	1.023	49.59	36.93	22.25	20250.00	5483.14
							1.06E+05

No	Tinggi	SF	Circle Center (m)		Radius	MR	ΔMR
	m		titik x	titik y	m	kN/m	kN/m
1	10	0.57	51.3	33.63	22.58	16810.00	21528.60
2	10	0.563	51.23	33.53	22.47	17040.00	22306.36
3	9	0.615	51.23	34.31	22.99	16840.00	18756.75
4	8	0.655	51.52	33.83	22.87	16210.00	15962.52
5	7	0.728	51.57	34.7	23.35	16020.00	12587.14
6	6	0.808	51.8	34.94	23.86	15670.00	9541.63
7	5	0.92	52.03	35.5	24.42	15430.00	6373.26
8	4	1.062	52.45	34.75	24.19	15050.00	3372.79
							1.10E+05

No	Tinggi	SF	Circle Center (m)		Radius	MR	ΔMR
	m		titik x	titik y	m	kN/m	kN/m
1	10	0.471	54.04	31.36	19.38	11580.00	20381.78
2	10	0.46	53.99	31.3	19.3	11640.00	21255.65
3	9	0.503	54.08	31.4	19.44	11520.00	18253.36
4	8	0.556	54.02	32.27	20	11390.00	15241.29
5	7	0.605	54.29	31.93	19.96	11030.00	12670.83
6	6	0.683	54.48	32.12	20.23	10920.00	9864.77
7	5	0.766	54.62	32.92	20.89	10540.00	7347.73
8	4	0.9	54.86	33.53	21.5	10410.00	4626.67
9	3	1.131	55.05	35.46	23.05	10620.00	1586.90
							1.11E+05

No	Tinggi	SF	Circle Center (m)		Radius	MR	ΔMR
	m		titik x	titik y	m	kN/m	kN/m
1	10	0.443	55.15	30.47	18.12	10000.00	19345.37
2	10	0.436	55.11	30.43	18.07	10160.00	20133.58
3	9	0.471	55.18	30.51	18.17	9897.00	17419.56
4	8	0.512	55.29	30.59	18.31	9643.00	14841.18
5	7	0.564	55.42	30.74	18.5	9406.00	12274.50
6	6	0.63	55.59	30.91	18.74	9201.00	9785.19
7	5	0.717	55.8	31.1	19.02	9003.00	7320.43
8	4	0.846	56	31.63	19.54	8908.00	4780.42
Hkrits	3	1.017	56.24	32.19	20.11	8856.00	2464.35
							1.08E+05

No	Tinggi	SF	Circle Center (m)		Radius	MR	ΔMR
	m		titik x	titik y	m	kN/m	kN/m
1	10	0.411	56.84	29.16	16.27	8015.00	17336.58
2	10	0.404	56.82	29.13	16.23	8145.00	18064.16
3	9	0.437	56.86	29.16	16.29	7930.00	15660.39
4	8	0.477	56.94	29.24	16.4	7733.00	13342.26
5	7	0.526	57.05	29.34	16.54	7538.00	11092.04
6	6	0.591	57.18	29.51	16.76	7382.00	8855.90
7	5	0.675	57.37	29.67	17.01	7230.00	6694.44
8	4	0.795	57.59	29.92	17.33	7108.00	4515.14
9	3	0.978	57.84	30.36	17.82	7046.00	2319.85
Hkrits	2.5	1.104	58.02	30.32	17.92	6989.00	1240.80
							9.91E+04

No	Tinggi	SF	Circle Center (m)		Radius	MR	ΔMR
	m		titik x	titik y	m	kN/m	kN/m
1	10	0.389	58.47	28.11	14.56	6389.00	14962.41
2	10	0.392	58.28	28.57	14.75	6671.00	15452.21
3	9	0.41	58.57	27.89	14.47	6227.00	13517.15
4	8	0.448	58.62	27.91	14.52	6053.00	11511.51
5	7	0.496	58.69	28.01	14.64	5909.00	9578.30
6	6	0.558	58.8	28.12	14.8	5775.00	7679.30
7	5	0.64	58.96	28.25	15.01	5655.00	5831.72
8	4	0.758	59.13	28.61	15.38	5577.00	3987.78
9	3	0.932	59.4	28.7	15.64	5488.00	2166.94
Hkrits	2.5	1.059	59.55	28.85	15.84	5467	1244.143
							8.59E+04

No	Tinggi	SF	Circle Center (m)		Radius	MR	ΔMR
	m		titik x	titik y	m	kN/m	kN/m
1	10	0.392	59.28	28.14	13.75	5631.00	13043.23
2	10	0.397	59.02	28.73	14.02	5981.00	13604.14
3	9	0.406	59.48	27.69	13.55	5392.00	11873.02
4	8	0.434	59.75	27.07	13.31	5076.00	10128.61
5	7	0.481	59.8	27.1	13.37	4934.00	8401.14
6	6	0.542	59.89	27.19	13.5	4821.00	6742.28
7	5	0.623	60.03	27.32	13.69	4720.00	5129.12
8	4	0.739	60.17	27.67	14.64	4651.00	3530.73
9	3	0.915	60.4	28	14.43	4600.00	1935.52
Hkrits	2.5	1.039	60.57	27.87	14.46	4557	1144.73244
							7.55E+04

No	Tinggi	SF	Circle Center (m)		Radius	MR	ΔMR
	m		titik x	titik y	m	kN/m	kN/m
1	10	0.39	58.21	28.16	14.82	6601.00	15402.33
2	10	0.393	58.03	28.6	15	6913.00	15954.43
3	9	0.415	58.22	28.17	14.84	6546.00	13959.54
4	8	0.431	60.95	27.16	12.12	3956.00	7976.25
5	7	0.472	61	27.23	12.22	3788.00	6645.05
6	6	0.536	61.55	25.88	11.62	3582.00	5105.69
7	5	0.612	61.29	27.35	12.5	3563.00	4005.46
8	4	0.732	61.24	28.82	13.6	3588.00	2784.13
9	3	0.884	61.57	29.07	14	3408.00	1603.76
Hkrits	2.5	1.042	62.06	26.8	12.64	3366.00	833.42
							7.43E+04

No	Tinggi	SF	Circle Center (m)		Radius	MR	ΔMR
	m		titik x	titik y	m	kN/m	kN/m
1	10	0.392	58.95	28.18	14.09	5937.00	13752.03
2	10	0.391	57.58	28.57	15.45	7331.00	17043.17
3	9	0.403	60.29	27.78	12.75	4587.00	10209.77
4	8	0.428	60.36	27.75	12.78	4304.00	8768.90
5	7	0.474	60.98	26.23	12.1	4037.00	7034.94
6	6	0.538	61.04	26.29	12.19	3928.00	5563.45
7	5	0.611	60.6	28.68	13.64	3963.00	4468.91
8	4	0.721	60.84	29.99	14.04	3855.00	3095.76
9	3	0.901	61.1	29.66	14.72	3821.00	1692.10
Hkrits	2.5	1.029	62.91	27.15	12.09	2590.00	682.11
							7.23E+04

No	Tinggi	SF	Circle Center (m)		Radius	MR	ΔMR
	m		titik x	titik y	m	kN/m	kN/m
1	10	0.391	58.8	28.19	14.23	6057.00	14081.36
2	10	0.396	57.28	28.79	15.76	7653.00	17470.48
3	9	0.403	59.06	27.51	13.96	5780.00	12865.16
4	8	0.433	60.65	26.76	12.39	4336.00	8682.01
5	7	0.475	60.87	26.28	12.21	4121.00	7157.53
6	6	0.535	60.93	26.39	12.33	4019.00	5746.79
7	5	0.616	61.04	26.5	12.48	3925.00	4358.28
8	4	0.73	62.54	26.49	11.4	2725.00	2127.74
9	3	0.9	60.96	29.99	15.03	3917.00	1740.89
Hkrits	2.5	1.035	61.54	26.95	13.16	3771.00	965.52
							7.52E+04

No	Tinggi		Circle Center (m)		Radius	ΔMR
	m	SF	titik x	titik y	m	kN/m
1	10	1.3	33.74	49.49	45.03	78030
2	10	1.3	33.56	49.36	44.85	78980
3	9	1.3	35.36	48.31	43.26	69520
4	8	1.3	37.14	47.75	41.94	60290
5	7	1.3	38.71	46.6	40.53	52850
6	6	1.3	41.59	44.35	37.44	42910
7	5	1.3	44.49	41.8	34.15	34130
8	4	1.3	48.21	40.61	31	23730
9	3	1.3	51.75	37.14	26.69	16830

Lampiran 7
Perhitungan Cerucuk

Micropile untuk Tinggi Timbunan 10 m Arah Longitudinal

SF min	0.656		SF renc	1.3	
R	25.83	m	R	45.03	m
x1	48.61	m	x2	33.74	m
y1	35.91	m	y2	49.49	m
MR	22460	kN/m	MR	78030	kN/m

panjang total cerucuk

Kedalaman Bidang Longsor SFmin (m)	= R-(y1-Hdr) =	7.92
Kedalaman Bidang Longsor SFrenc (m)	= R-(y2-Hdr) =	13.5

L

La diatas bidang lonsor	7.92	
Lb dibawah bidang lonsor	5.62	
maka, L =	13.54	m

Perencanaan micropile

Dimensi

bt	25	cm	250	mm
ht	25	cm	250	mm
fy'	400	Mpa	400	N/mm2
fc'	45	Mpa	45	N/mm2
D	16	mm		
r	6	mm		
d'	20	mm		

jumlah tulangan tarik = 2 buah
jumlah tulangan tekan = 2 buah (dipasang praktis)
jumlah tulangan sengkang = 2 buah (dipasang praktis)

As tarik = 2 x (1/4 x 3.14 x D^2)
= 401.92 mm2

As tekan = 2 x (1/4 x 3.14 x D2)
= 401.92 mm2

d = h-d'-(1/2D)-r
= 216 mm

Panjang micropile
L total = 14 m

Perhitungan Momen
Gaya tekan = Gaya tarik
0.85 fc' b a = As tarik x fy

a = 16.8123 mm

Gaya tekan
C = 160768 N

Momen nominal (Mn) ;
Mn = 6.5E+07 Nmm
6488.5 t mm

Momen ultimate :

Mu	=	0.8 x Mn	
	=	5190.8	t mm
	=	519.08	t cm

Gaya penahan (resisting) :

faktor modulus tanah

Cu	=	9.28791	kN/m2
	=	0.09288	kg/cm2
qu	=	2 Cu	
	=	0.18576	kg/m2
	=	0.19013	tons/ft2

(lihat grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

f	=	3	t/ft3
	=	0.096	kg/cm2

Momen inersia

I	=	1/12 b h3	
	=	3.3E+08	mm4
	=	32552.1	cm4

Momen tahanan (W)

W	=	I/C	
	=	I/(0.5h)	
	=	2604.17	cm3

Modulus elastisitas (E)

E	=	240000	kg/cm2

Faktor kekakuan relatif (T)

T	=	(EI/f)^1/5	
	=	152.091	cm

Koefisien momen akibat gaya lateral :
(dari grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

Lb/T	=	9	
Z	=	0	m
Fm	=	0.9	

Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 buah mikropile

P	=	Mu/(Fm.T)	
	=	3.79217	ton
	=	37.9217	kN

Jumlah mikropile yang dibutuhkan :

H	=	10	m
SF min	=	0.656	
MR min	=	22460	
R(jari-jari)	=	25.83	m
SF rencana	=	1.3	(direncanakan untuk beban tetap)
D	=	9.97609	mm
M dorong	=	(MR min/SF min)	
	=	34237.8	kN m
Delta MR	=	(M dorongSF - MR min)	
	=	22049.1	kN m

Fk = 9.2443

Prenc	=	P x Fk	
	=	350.561	kN
n	=	ΔMR/(PxRjari-jari)	
	=	2.43502	
	=	3	buah
Panjang	=	14	meter
jumlah	=	84	buah

Micropile untuk Tinggi Timbunan 10 m Arah Lateral

SF min	0.651		SF renc	1.3	
R	25.71	m	R	44.85	m
x1	48.52	m	x2	33.56	m
y1	35.83	m	y2	49.36	m
MR	22780	kN/m	MR	78980	kN/m

panjang total cerucuk

Kedalaman Bidang Longsor SFmin (m) = R-(y1-Hdr) = 7.88

Kedalaman Bidang Longsor SFrenc (m) = R-(y2-Hdr) = 13.5

L

La diatas bidang lonsor		7.88	
Lb dibawah bidang lonsor		5.61	
maka,	L =	13.49	m

Perencanaan micropile

Dimensi

bt	25	cm	250	mm
ht	25	cm	250	mm

fy'	400	Mpa=	400	N/mm2
fc'	45	Mpa=	45	N/mm2
D	16	mm		
r	6	mm		
d'	20	mm		

jumlah tulangan tarik = 2 buah
jumlah tulangan tekan = 2 buah (dipasang praktis)
jumlah tulangan sengkang = 2 buah (dipasang praktis)

As tarik = 2 x (1/4 x 3.14 x D2)
= 401.92 mm2

As tekan = 2 x (1/4 x 3.14 x D2)
= 401.92 mm2

d = h-d'-(1/2D)-r
= 216 mm

Panjang micropile
L total = 14 m

Perhitungan Momen
Gaya tekan = Gaya tarik
0.85 fc' b a = As tarik x fy
a = 16.8123 mm
Gaya tekan
C = 160768 N

Momen nominal (Mn) ;

Mn	=	6.5E+07	Nmm
		6488.5	t mm

Momen ultimate :

Mu	=	0.8 x Mn	
	=	5190.8	t mm
	=	519.08	t cm

Gaya penahan (resisting) :

faktor modulus tanah

Cu	=	9.28791	kN/m2
	=	0.09288	kg/cm2
qu	=	2 Cu	
	=	0.18576	kg/m2
	=	0.19013	tons/ft2

(lihat grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

f	=	3	t/ft3
	=	0.096	kg/cm2

Momen inersia

I	=	1/12 b h3	
	=	3.3E+08	mm4
	=	32552.1	cm4

Momen tahanan (W)

W	=	I/C	
	=	I/(0.5h)	
	=	2604.17	cm3

Modulus elastisitas (E)

E	=	240000	kg/cm2

Faktor kekakuan relatif (T)

T	=	(EI/f)^1/5	
	=	152.091	cm

Koefisien momen akibat gaya lateral :
(dari grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

Lb/T	=	9	
Z	=	0	m
Fm	=	0.9	

Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 buah mikropile

P	=	Mu/(Fm.T)	
	=	3.79217	ton
	=	37.9217	kN

Jumlah mikropile yang dibutuhkan :

H	=	10	
SF min	=	0.651	
MR min	=	22780	
R(jari-jari)	=	25.71	
SF rencana	=	1.3	(direncanakan untuk beban tetap)
D	=	9.97609	mm

M dorong	=	(MR min/SF min)	
	=	34992.3	kN m

Delta MR	=	(M dorongSF - MR min)	
	=	22710	kN m
Fk =	9.3032		
Prenc	=	P x Fk	
	=	352.795	kN
	=		
n	=	ΔMR/(PxRjari-jari)	
	=	2.50376	
	=	3	buah
Panjang	=	14	meter
jumlah	=	72	

Micropile untuk Tinggi Timbunan 9 m Arah Lateral

SF min	0.711		SF renc	1.3	
R	26.35	m	R	43.26	m
x1	48.52	m	x2	35.36	m
y1	36.74	m	y2	48.31	m
MR	22570	kN/m	MR	69520	kN/m

panjang total cerucuk

Kedalaman Bidang Longsor SFmin (m)	= R-(y1-Hdr) =	7.61
Kedalaman Bidang Longsor SFrenc (m)	= R-(y2-Hdr) =	13

L

La diatas bidang lonsor		7.61	
Lb dibawah bidang lonsor		5.34	
maka,	L =	12.95	m

Perencanaan micropile

Dimensi

bt	25	cm	250	mm
ht	25	cm	250	mm
fy'	400	Mpa=	400	N/mm2
fc'	45	Mpa=	45	N/mm2
D	16	mm		
r	6	mm		
d'	20	mm		

jumlah tulangan tarik = 2 buah

jumlah tulangan tekan = 2 buah (dipasang praktis)

jumlah tulangan sengkang = 2 buah (dipasang praktis)

As tarik = 2 x (1/4 x 3.14 x D2)

= 401.92 mm2

As tekan = 2 x (1/4 x 3.14 x D2)

= 401.92 mm2

d = h-d'-(1/2D)-r

= 216 mm

Panjang micropile

L total = 13 m

Perhitungan Momen

Gaya tekan = Gaya tarik

0.85 fc' b a = As tarik x fy

a = 16.8123 mm

Gaya tekan

C	=	160768	N

Momen nominal (Mn) ;

Mn	=	6.5E+07	Nmm
		6488.5	t mm

Momen ultimate :

Mu	=	0.8 x Mn	
	=	5190.8	t mm
	=	519.08	t cm

Gaya penahan (resisting) :

faktor modulus tanah

Cu	=	9.28791	kN/m2
	=	0.09288	kg/cm2
qu	=	2 Cu	
	=	0.18576	kg/m2
	=	0.19013	tons/ft2

(lihat grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

f	=	3	t/ft3
	=	0.096	kg/cm2

Momen inersia

I	=	1/12 b h3	
	=	3.3E+08	mm4
	=	32552.1	cm4

Momen tahanan (W)

W	=	I/C
	=	I/(0.5h)
	=	2604.17 cm3

Modulus elastisitas (E)

E	=	240000 kg/cm2

Faktor kekakuan relatif (T)

T	=	(EI/f)^1/5
	=	152.091 cm

Koefisien momen akibat gaya lateral :
(dari grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

Lb/T	=	9
Z	=	0 m
Fm	=	0.9

Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 buah mikropile

P	=	Mu/(Fm.T)
	=	3.79217 ton
	=	37.9217 kN

Jumlah mikropile yang dibutuhkan :

H	=	9
SF min	=	0.711
MR min	=	22570
R(jari-jari)	=	26.35
SF rencana	=	1.3 (direncanakan untuk beban tetap)

D	=	9.97609 mm
M dorong	=	(MR min/SF min)
	=	31744 kN m
Delta MR	=	(M dorongSF - MR min)
	=	18697.2 kN m
Fk	=	8.22849
Prenc	=	P x Fk
	=	312.038 kN
	=	
n	=	ΔMR/(PxRjari-jari)
	=	2.27399
	=	3 buah
Panjang	=	14 meter
jumlah	=	72

Micropile untuk Tinggi Timbunan 8 m Arah Lateral

SF min	0.655		SF renc	1.3	
R	22.87	m	R	41.94	m
x1	51.52	m	x2	37.14	m
y1	33.83	m	y2	47.75	m
MR	16210	kN/m	MR	60290	kN/m

panjang total cerucuk

Kedalaman Bidang Longsor SFmin (m)	= R-(y1-Hdr) =	7.04
Kedalaman Bidang Longsor SFrenc (m)	= R-(y2-Hdr) =	12.2

L

La diatas bidang lonsor			7.04	
Lb dibawah bidang lonsor			5.15	
maka,	L =	12.19	m	

Perencanaan micropile

Dimensi

bt	25	cm	250	mm
ht	25	cm	250	mm
fy'	400	Mpa=	400	N/mm2
fc'	45	Mpa=	45	N/mm2
D	16	mm		
r	6	mm		
d'	20	mm		

jumlah tulangan tarik = 2 buah

jumlah tulangan tekan = 2 buah (dipasang praktis)

jumlah tulangan sengkang = 2 buah (dipasang praktis)

As tarik = 2 x (1/4 x 3.14 x D2)

= 401.92 mm2

As tekan = 2 x (1/4 x 3.14 x D2)

= 401.92 mm2

d = h-d'-(1/2D)-r

= 216 mm

Panjang micropile

L total = 13 m

Perhitungan Momen

Gaya tekan	=	Gaya tarik	
0.85 fc' b a	=	As tarik x fy	
a	=	16.8123	mm
Gaya tekan			
C	=	160768	N
Momen nominal (Mn) ;			
Mn	=	6.5E+07	Nmm
		6488.5	t mm
Momen ultimate :			
Mu	=	0.8 x Mn	
	=	5190.8	t mm
	=	519.08	t cm
Gaya penahan (resisting) :			
faktor modulus tanah			
Cu	=	9.28791	kN/m2
	=	0.09288	kg/cm2
qu	=	2 Cu	
	=	0.18576	kg/m2
	=	0.19013	tons/ft2
(lihat grafik NAVFAC, DM-7, 1971)			
f	=	3	t/ft3
	=	0.096	kg/cm2

Momen inersia

I	=	1/12 b h3
	=	3.3E+08 mm4
	=	32552.1 cm4

Momen tahanan (W)

W	=	I/C
	=	I/(0.5h)
	=	2604.17 cm3

Modulus elastisitas (E)

E	=	240000 kg/cm2

Faktor kekakuan relatif (T)

T	=	(EI/f)^1/5
	=	152.091 cm

Koefisien momen akibat gaya lateral :
(dari grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

Lb/T	=	9
Z	=	0 m
Fm	=	0.9

Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 buah mikropile

P	=	Mu/(Fm.T)
	=	3.79217 ton
	=	37.9217 kN

Jumlah mikropile yang dibutuhkan :

H	=	9	
SF min	=	0.655	
MR min	=	16210	
R(jari-jari)	=	22.87	
SF rencana	=	1.3	(direncanakan untuk beban tetap)
D	=	9.97609	mm
M dorong	=	(MR min/SF min)	
	=	24748.1	kN m
Delta MR	=	(M dorongSF - MR min)	
	=	15962.5	kN m
Fk	=	9.06767	
Prenc	=	P x Fk	
	=	343.862	kN
	=		
n	=	ΔMR/(PxRjari-jari)	
	=	2.02979	
	=	3	buah
Panjang	=	13	meter
jumlah	=	72	

Micropile untuk Tinggi Timbunan 7 m Arah Lateral

SF min	0.605		SF renc	1.3	
R	19.96	m	R	40.53	m
x1	54.29	m	x2	38.71	m
y1	31.93	m	y2	46.6	m
MR	11030	kN/m	MR	52850	kN/m

panjang total cerucuk

Kedalaman Bidang Longsor SFmin (m) = R-(y1-Hdr) = 6.03

Kedalaman Bidang Longsor SFrenc (m) = R-(y2-Hdr) = 11.9

L

La diatas bidang lonsor 6.03

Lb dibawah bidang lonsor 5.9

maka, L = 11.93 m

Perencanaan micropile

Dimensi

bt	25	cm	250	mm
ht	25	cm	250	mm
fy'	400	Mpa=	400	N/mm2
fc'	45	Mpa=	45	N/mm2
D	16	mm		
r	6	mm		
d'	20	mm		

jumlah tulangan tarik = 2 buah

jumlah tulangan tekan = 2 buah (dipasang praktis)

jumlah tulangan sengkang = 2 buah (dipasang praktis)

As tarik	=	2 x (1/4 x 3.14 x D2)
	=	401.92 mm2
As tekan	=	2 x (1/4 x 3.14 x D2)
	=	401.92 mm2
d	=	h-d'-(1/2D)-r
	=	216 mm

Panjang micropile

L total	=	12 m

Perhitungan Momen

Gaya tekan	=	Gaya tarik
0.85 fc' b a	=	As tarik x fy
a	=	16.8123 mm

Gaya tekan

C	=	160768 N

Momen nominal (Mn) ;

Mn	=	6.5E+07 Nmm
		6488.5 t mm

Momen ultimate :

Mu	=	0.8 x Mn
	=	5190.8 t mm
	=	519.08 t cm

Gaya penahan (resisting) :
faktor modulus tanah

Cu	=	9.28791	kN/m2
	=	0.09288	kg/cm2
qu	=	2 Cu	
	=	0.18576	kg/m2
	=	0.19013	tons/ft2

(lihat grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

f	=	3	t/ft3
	=	0.096	kg/cm2

Momen inersia

I	=	1/12 b h3	
	=	3.3E+08	mm4
	=	32552.1	cm4

Momen tahanan (W)

W	=	I/C	
	=	I/(0.5h)	
	=	2604.17	cm3

Modulus elastisitas (E)

E	=	240000	kg/cm2

Faktor kekakuan relatif (T)

T	=	(EI/f)^1/5	
	=	152.091	cm

Koefisien momen akibat gaya lateral :
(dari grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

Lb/T	=	8	
Z	=	0	m
Fm	=	0.9	

Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 buah mikropile

P	=	Mu/(Fm.T)	
	=	3.79217	ton
	=	37.9217	kN

Jumlah mikropile yang dibutuhkan :

H	=	9	
SF min	=	0.605	
MR min	=	11030	
R(jari-jari)	=	19.96	
SF rencana	=	1.3	(direncanakan untuk beban tetap)
D	=	9.97609	mm
M dorong	=	(MR min/SF min)	
	=	18231.4	kN m
Delta MR	=	(M dorongSF - MR min)	
	=	12670.8	kN m
Fk	=	9.0824	
Prenc	=	P x Fk	
	=	344.42	kN

n	=	ΔMR/(PxRjari-jari)
	=	1.84313
	=	2 buah
Panjang	=	12 meter
jumlah	=	48 buah

Micropile untuk Tinggi Timbunan 6 m Arah Lateral

SF min	0.683		SF renc	1.3	
R	20.23	m	R	37.44	m
x1	54.48	m	x2	41.59	m
y1	32.12	m	y2	44.35	m
MR	10920	kN/m	MR	42910	kN/m

panjang total cerucuk

Kedalaman Bidang Longsor SFmin (m)	= R-(y1-Hdr) =	6.11
Kedalaman Bidang Longsor SFrenc (m)	= R-(y2-Hdr) =	11.1

L

La diatas bidang lonsor		6.11	
Lb dibawah bidang lonsor		4.98	
maka,	L =	11.09	m

Perencanaan micropile

Dimensi

bt	25	cm	250	mm
ht	25	cm	250	mm
fy'	400	Mpa=	400	N/mm2
fc'	45	Mpa=	45	N/mm2
D	16	mm		

r	6	mm	
d'	20	mm	
jumlah tulangan tarik		= 2 buah	
jumlah tulangan tekan		= 2 buah	(dipasang praktis)
jumlah tulangan sengkang		= 2 buah	(dipasang praktis)

As tarik	=	2 x (1/4 x 3.14 x D2)	
	=	401.92	mm2
As tekan	=	2 x (1/4 x 3.14 x D2)	
	=	401.92	mm2
d	=	h-d'-(1/2D)-r	
	=	216	mm

Panjang micropile

L total	=	12	m

Perhitungan Momen

Gaya tekan	=	Gaya tarik	
0.85 fc' b a	=	As tarik x fy	
a	=	16.8123	mm

Gaya tekan

C	=	160768	N

Momen nominal (Mn) ;

Mn	=	6.5E+07	Nmm
		6488.5	t mm

Momen ultimate :

Mu	=	0.8 x Mn	
	=	5190.8	t mm
	=	519.08	t cm

Gaya penahan (resisting) :

faktor modulus tanah

Cu	=	9.28791	kN/m2
	=	0.09288	kg/cm2
qu	=	2 Cu	
	=	0.18576	kg/m2
	=	0.19013	tons/ft2

(lihat grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

f	=	3	t/ft3
	=	0.096	kg/cm2

Momen inersia

I	=	1/12 b h3	
	=	3.3E+08	mm4
	=	32552.1	cm4

Momen tahanan (W)

W	=	I/C	
	=	I/(0.5h)	
	=	2604.17	cm3

Modulus elastisitas (E)

E	=	240000	kg/cm2

Faktor kekakuan relatif (T)

T	=	(EI/f)^1/5	
	=	152.091	cm

Koefisien momen akibat gaya lateral :
(dari grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

Lb/T	=	8	
Z	=	0	m
Fm	=	0.9	

Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 buah mikropile

P	=	Mu/(Fm.T)	
	=	3.79217	ton
	=	37.9217	kN

Jumlah mikropile yang dibutuhkan :

H	=	9	
SF min	=	0.683	
MR min	=	10920	
R(jari-jari)	=	20.23	
SF rencana	=	1.3	(direncanakan untuk beban tetap)
D	=	9.97609	mm
M dorong	=	(MR min/SF min)	
	=	15988.3	kN m
Delta MR	=	(M dorongSF - MR min)	
	=	9864.77	kN m

Fk	=	8.96462
Prenc	=	P x Fk
	=	339.954 kN
	=	
n	=	ΔMR/(PxRjari-jari)
	=	1.4344
	=	2 buah
Panjang	=	12 meter
jumlah	=	48 buah

Micropile untuk Tinggi Timbunan 5 m Arah Lateral

SF min	0.766		SF renc	1.3	
R	20.89	m	R	34.15	m
x1	54.62	m	x2	44.49	m
y1	32.92	m	y2	41.8	m
MR	10540	kN/m	MR	34130	kN/m

panjang total cerucuk

Kedalaman Bidang Longsor SFmin (m)	= R-(y1-Hdr) =	5.97
Kedalaman Bidang Longsor SFrenc (m)	= R-(y2-Hdr) =	10.4

L

La diatas bidang lonsor	5.97	
Lb dibawah bidang lonsor	4.38	
maka, L =	10.35	m

Perencanaan micropile

Dimensi

bt	25	cm	250	mm
ht	25	cm	250	mm
fy'	400	Mpa=	400	N/mm2
fc'	45	Mpa=	45	N/mm2
D	16	mm		
r	6	mm		
d'	20	mm		

jumlah tulangan tarik = 2 buah

jumlah tulangan tekan = 2 buah (dipasang praktis)

jumlah tulangan sengkang = 2 buah (dipasang praktis)

As tarik = 2 x (1/4 x 3.14 x D2)

= 401.92 mm2

As tekan = 2 x (1/4 x 3.14 x D2)

= 401.92 mm2

d = h-d'-(1/2D)-r

= 216 mm

Panjang micropile

L total = 11 m

Perhitungan Momen

Gaya tekan = Gaya tarik

0.85 fc' b a = As tarik x fy

a = 16.8123 mm

Gaya tekan

C	=	160768	N

Momen nominal (Mn) ;

Mn	=	6.5E+07	Nmm
		6488.5	t mm

Momen ultimate :

Mu	=	0.8 x Mn	
	=	5190.8	t mm
	=	519.08	t cm

Gaya penahan (resisting) :

faktor modulus tanah

Cu	=	9.28791	kN/m2
	=	0.09288	kg/cm2
qu	=	2 Cu	
	=	0.18576	kg/m2
	=	0.19013	tons/ft2

(lihat grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

f	=	3	t/ft3
	=	0.096	kg/cm2

Momen inersia

I	=	1/12 b h3	
	=	3.3E+08	mm4
	=	32552.1	cm4

Momen tahanan (W)

W	=	I/C
	=	I/(0.5h)
	=	2604.17 cm3

Modulus elastisitas (E)

E	=	240000 kg/cm2

Faktor kekakuan relatif (T)

T	=	(EI/f)^1/5
	=	152.091 cm

Koefisien momen akibat gaya lateral :
(dari grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

Lb/T	=	7
Z	=	0 m
Fm	=	0.9

Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 buah mikropile

P	=	Mu/(Fm.T)
	=	3.79217 ton
	=	37.9217 kN

Jumlah mikropile yang dibutuhkan :

H	=	9
SF min	=	0.766
MR min	=	10540
R(jari-jari)	=	20.89
SF rencana	=	1.3 (direncanakan untuk beban tetap)

D	=	9.97609 mm
M dorong	=	(MR min/SF min)
	=	13759.8 kN m
Delta MR	=	(M dorongSF - MR min)
	=	7347.73 kN m
Fk	=	7.69848
Prenc	=	P x Fk
	=	291.939 kN
	=	
n	=	ΔMR/(PxRjari-jari)
	=	1.20482
	=	2 buah
Panjang	=	11 meter
jumlah	=	48 buah

Micropile untuk Tinggi Timbunan 4 m Arah Lateral

SF min	0.846		SF renc	1.3	
R	19.54	m	R	31	m
x1	56	m	x2	48.21	m
y1	31.63	m	y2	40.61	m
MR	8908	kN/m	MR	23730	kN/m

panjang total cerucuk

Kedalaman Bidang Longsor SFmin (m)	= R-(y1-Hdr) =	5.91
Kedalaman Bidang Longsor SFrenc (m)	= R-(y2-Hdr) =	8.39

L

La diatas bidang lonsor			5.91	
Lb dibawah bidang lonsor			2.48	
maka,	L =	8.39	m	

Perencanaan micropile

Dimensi

bt	25	cm	250	mm
ht	25	cm	250	mm
fy'	400	Mpa=	400	N/mm2
fc'	45	Mpa=	45	N/mm2
D	16	mm		
r	6	mm		
d'	20	mm		

jumlah tulangan tarik = 2 buah

jumlah tulangan tekan = 2 buah (dipasang praktis)

jumlah tulangan sengkang = 2 buah (dipasang praktis)

As tarik = 2 x (1/4 x 3.14 x D2)

= 401.92 mm2

As tekan = 2 x (1/4 x 3.14 x D2)

= 401.92 mm2

d = h-d'-(1/2D)-r

= 216 mm

Panjang micropile

L total = 9 m

Perhitungan Momen

Gaya tekan	=	Gaya tarik	
0.85 fc' b a	=	As tarik x fy	
a	=	16.8123	mm

Gaya tekan

C	=	160768	N

Momen nominal (Mn) ;

Mn	=	6.5E+07	Nmm
		6488.5	t mm

Momen ultimate :

Mu	=	0.8 x Mn	
	=	5190.8	t mm
	=	519.08	t cm

Gaya penahan (resisting) :

faktor modulus tanah

Cu	=	9.28791	kN/m2
	=	0.09288	kg/cm2
qu	=	2 Cu	
	=	0.18576	kg/m2
	=	0.19013	tons/ft2

(lihat grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

f	=	3	t/ft3
	=	0.096	kg/cm2

Momen inersia

I	=	1/12 b h3
	=	3.3E+08 mm4
	=	32552.1 cm4

Momen tahanan (W)

W	=	I/C
	=	I/(0.5h)
	=	2604.17 cm3

Modulus elastisitas (E)

E	=	240000 kg/cm2

Faktor kekakuan relatif (T)

T	=	(EI/f)^1/5
	=	152.091 cm

Koefisien momen akibat gaya lateral :
(dari grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

Lb/T	=	6
Z	=	0 m
Fm	=	0.9

Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 buah mikropile

P	=	Mu/(Fm.T)
	=	3.79217 ton
	=	37.9217 kN

Jumlah mikropile yang dibutuhkan :

H	=	9	
SF min	=	0.846	
MR min	=	8908	
R(jari-jari)	=	19.54	
SF rencana	=	1.3	(direncanakan untuk beban tetap)
D	=	9.97609	mm
M dorong	=	(MR min/SF min)	
	=	10529.6	kN m
Delta MR	=	(M dorongSF - MR min)	
	=	4780.42	kN m
Fk	=	4.8423	
Prenc	=	P x Fk	
	=	183.628	kN
	=		
n	=	ΔMR/(PxRjari-jari)	
	=	1.3323	
	=	2	buah
Panjang	=	9	meter
jumlah	=	48	buah

Micropile untuk Tinggi Timbunan 3 m Arah Lateral

SF min	1.017		SF renc	1.3	
R	20.11	m	R	26.69	m
x1	56.24	m	x2	51.75	m
y1	32.19	m	y2	37.14	m
MR	8856	kN/m	MR	16830	kN/m

panjang total cerucuk

Kedalaman Bidang Longsor SFmin (m)	= R-(y1-Hdr) =	5.92
Kedalaman Bidang Longsor SFrenc (m)	= R-(y2-Hdr) =	7.55
La diatas bidang lonsor	5.92	
Lb dibawah bidang lonsor	1.63	
maka, L =	7.55 m	

Perencanaan micropile

Dimensi

bt	25	cm	250	mm
ht	25	cm	250	mm
fy'	400	Mpa=	400	N/mm2
fc'	45	Mpa=	45	N/mm2
D	16	mm		
r	6	mm		
d'	20	mm		

jumlah tulangan tarik = 2 buah

jumlah tulangan tekan = 2 buah (dipasang praktis)

jumlah tulangan sengkang = 2 buah (dipasang praktis)

As tarik = 2 x (1/4 x 3.14 x D2)

= 401.92 mm2

As tekan	=	2 x (1/4 x 3.14 x D2)
	=	401.92 mm2
d	=	h-d'-(1/2D)-r
	=	216 mm

Panjang micropile

L total	=	8 m

Perhitungan Momen

Gaya tekan	=	Gaya tarik
0.85 fc' b a	=	As tarik x fy
a	=	16.8123 mm

Gaya tekan

C	=	160768 N

Momen nominal (Mn) ;

Mn	=	6.5E+07 Nmm
		6488.5 t mm

Momen ultimate :

Mu	=	0.8 x Mn
	=	5190.8 t mm
	=	519.08 t cm

Gaya penahan (resisting) :

faktor modulus tanah

Cu	=	9.28791 kN/m2
	=	0.09288 kg/cm2

qu = 2 Cu
= 0.18576 kg/m2
= 0.19013 tons/ft2
(lihat grafik NAVFAC, DM-7, 1971)
f = 3 t/ft3
= 0.096 kg/cm2

Momen inersia
I = 1/12 b h3
= 3.3E+08 mm4
= 32552.1 cm4

Momen tahanan (W)
W = I/C
= I/(0.5h)
= 2604.17 cm3

Modulus elastisitas (E)
E = 240000 kg/cm2

Faktor kekakuan relatif (T)
T = (EI/f)^1/5
= 152.091 cm

Koefisien momen akibat gaya lateral :
(dari grafik NAVFAC, DM-7, 1971)
Lb/T = 5 Z = 0 m
Fm = 0.9

Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 buah mikropile

P	=	Mu/(Fm.T)	
	=	3.79217	ton
	=	37.9217	kN

Jumlah mikropile yang dibutuhkan :

H	=	9	
SF min	=	1.017	
MR min	=	8856	
R(jari-jari)	=	20.11	
SF rencana	=	1.3	(direncanakan untuk beban tetap)
D	=	9.97609	mm
M dorong	=	(MR min/SF min)	
	=	8707.96	kN m
Delta MR	=	(M dorongSF - MR min)	
	=	2464.35	kN m
Fk	=	3.35532	
Prenc	=	P x Fk	
	=	127.239	kN
n	=	ΔMR/(PxRjari-jari)	
	=	0.9631	
	=	1	buah
Panjang	=	8	meter
jumlah	=	24	buah

LAMPIRAN 8

Analisa Daya Dukung Tanah Untuk Tiang Pancang Abutment

Diketahui: driven pile

Diameter Pondasi

(B) = 0.6 m

4B = 2.4 m

a= 1

b= 1

Luas dasar tiang (Ap) = 0.283 m2

Qp						Qs				Qult (ton)	
z m	N lap	N'	Np	K t/m2	Qp (ton)	Ns	Ns'	As (m2)	Qs (ton)		
0	0	0	0.0	25	0.00	3	3.00	0.00	0.00	0.00	
0.5	0	0	0.1	25	1.01	3	3.00	0.94	1.88	2.89	
1	0	0	0.3	25	1.77	3	3.00	1.88	3.77	5.54	
1.5	0	0	0.3	25	2.36	3	3.00	2.83	5.65	8.01	silty sand
2	0	0	0.4	25	2.83	3	3.00	3.77	7.54	10.37	
2.5	0	0	0.5	25	3.21	3	3.00	4.71	9.42	12.64	
3	1	1	0.5	25	3.86	3	3.00	5.65	11.31	15.17	
3.5	1	1	0.6	22	3.96	3	3.00	6.60	13.19	17.15	
4	1	1	0.7	22	4.62	3	3.00	7.54	15.08	19.70	
4.5	1	1	0.9	22	5.37	3	3.00	8.48	16.96	22.34	
5	1	1	1.0	22	6.22	3	3.00	9.42	18.85	25.07	silt
5.5	1	1	1.2	22	7.16	3	3.00	10.37	20.73	27.90	
6	1	1	1.2	22	7.63	3	3.00	11.31	22.62	30.25	
6.5	1	1	1.3	12	4.47	3	3.00	12.25	24.50	28.98	
7	1	1	1.4	12	4.83	3	3.00	13.19	26.39	31.22	
7.5	2	2	1.5	12	5.24	3	3.00	14.14	28.27	33.52	
8	2	2	1.7	12	5.71	3	3.00	15.08	30.16	35.87	
8.5	2	2	1.8	12	6.22	3	3.00	16.02	32.04	38.26	
9	2	2	2.0	12	6.79	3	3.00	16.96	33.93	40.72	
9.5	2	2	2.2	12	7.35	3	3.00	17.91	35.81	43.17	
10	2	2	2.3	12	7.97	3	3.00	18.85	37.70	45.67	
10.5	3	3	2.5	12	8.64	3	3.00	19.79	39.58	48.22	
11	3	3	2.8	12	9.36	3	3.00	20.73	41.47	50.83	
11.5	3	3	3.0	12	10.13	3	3.00	21.68	43.35	53.48	
12	3	3	3.2	12	10.95	3	3.00	22.62	45.24	56.19	
12.5	3	3	3.5	12	11.82	3	3.01	23.56	47.22	59.05	clay
13	4	4	3.9	12	13.37	4	3.04	24.50	49.31	62.68	
13.5	4	4	4.6	12	15.58	4	3.07	25.45	51.50	67.08	
14	4	4	5.4	12	18.46	4	3.11	26.39	53.79	72.25	
14.5	5	5	6.5	12	22.00	5	3.17	27.33	56.18	78.18	
15	5	5	7.7	12	25.96	5	3.23	28.27	58.68	84.64	
15.5	7	7	8.9	12	30.18	7	3.35	29.22	61.88	92.06	
16	10	10	10.1	12	34.11	10	3.55	30.16	65.80	99.91	
16.5	12	12	11.1	12	37.76	12	3.79	31.10	70.44	108.20	
17	14	14	12.1	12	41.13	14	4.10	32.04	75.79	116.91	
17.5	17	16	13.0	12	44.21	16	4.42	32.99	81.60	125.81	
18	19	17	13.9	12	47.01	17	4.76	33.93	87.78	134.79	

18.5	18	16	14.4	12	48.91	16	5.07	34.87	93.78	142.70	
19	17	16	14.8	12	50.12	16	5.34	35.81	99.61	149.73	
19.5	16	15	14.9	12	50.64	15	5.59	36.76	105.27	155.90	
20	14	15	14.9	12	50.46	15	5.81	37.70	110.75	161.20	
20.5	13	14	14.7	12	49.84	14	6.01	38.64	116.05	165.89	
21	12	14	14.4	12	48.89	14	6.18	39.58	121.18	170.07	
21.5	12	14	14.2	12	48.14	14	6.35	40.53	126.34	174.48	
22	12	14	14.1	12	47.76	14	6.51	41.47	131.52	179.28	
22.5	13	14	14.1	12	47.73	14	6.67	42.41	136.74	184.47	
23	13	14	14.2	12	48.07	14	6.82	43.35	141.98	190.04	
23.5	13	14	14.4	12	48.76	14	6.97	44.30	147.24	196.01	
24	13	14	14.7	12	49.81	14	7.12	45.24	152.54	202.35	clay
24.5	14	15	15.0	12	51.02	15	7.27	46.18	158.02	209.04	
25	15	15	15.4	12	52.36	15	7.42	47.12	163.68	216.03	
25.5	17	16	15.9	12	53.82	16	7.58	48.07	169.52	223.34	
26	18	16	16.3	12	55.42	16	7.75	49.01	175.54	230.96	
26.5	19	17	16.8	12	57.14	17	7.92	49.95	181.74	238.88	
27	20	18	17.4	12	58.99	18	8.09	50.89	188.13	247.12	
27.5	21	18	17.9	12	60.82	18	8.27	51.84	194.67	255.48	
28	22	19	18.2	12	61.75	19	8.45	52.78	201.37	263.12	
28.5	23	19	18.5	12	62.67	19	8.63	53.72	208.22	270.90	
29	24	20	18.7	12	63.58	20	8.81	54.66	215.23	278.81	
29.5	25	20	19.0	12	64.47	20	9.00	55.61	222.40	286.86	
30	26	21	19.3	12	65.31	21	9.19	56.55	229.72	295.04	

Diketahui: driven pile

Diameter Pondasi

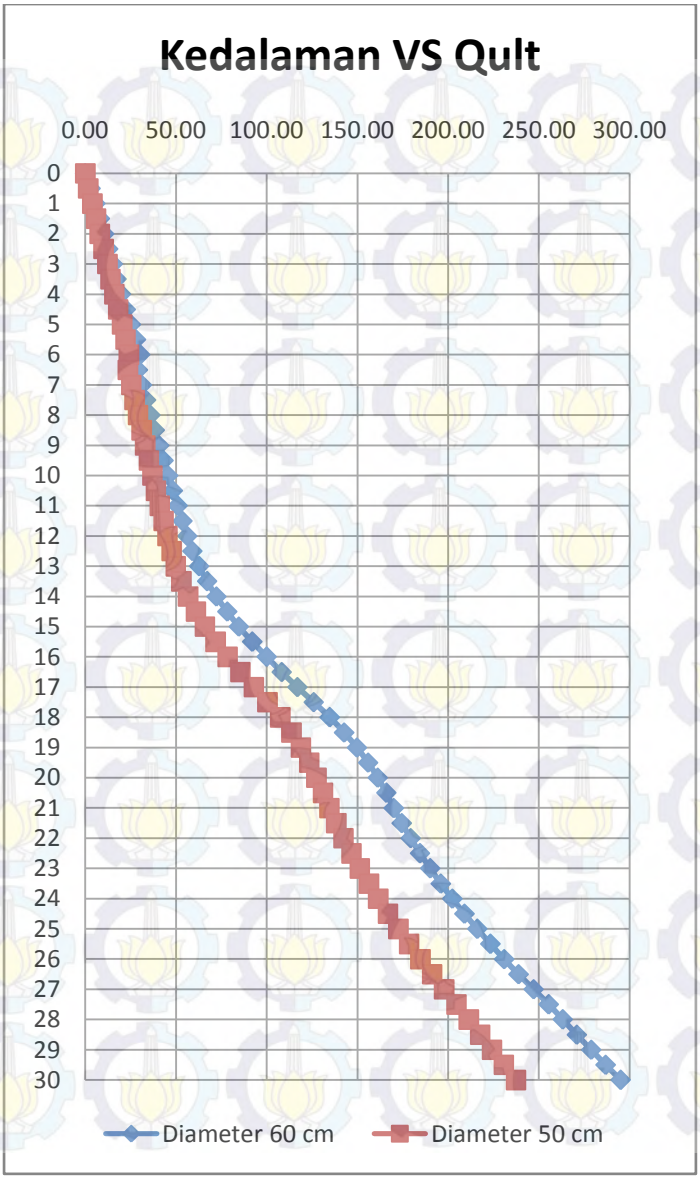
(B) = 0.5 m a= 1

4B = 2 m b= 1

Luas dasar tiang (Ap) = 0.196 m2

			Qp				Qs			Qult (ton)	
z m	N lap	N'	Np	K t/m2	Qp (ton)	Ns	Ns'	As (m2)	Qs (ton)		
0	0	0	0	25	0.00	3	3.00	0.00	0.00	0.00	silty sand
0.5	0	0	0	25	0.00	3	3.00	0.79	1.57	1.57	
1	0	0	0.14	25	0.70	3	3.00	1.57	3.14	3.84	
1.5	0	0	0.25	25	1.23	3	3.00	2.36	4.71	5.94	
2	0	0	0.33	25	1.64	3	3.00	3.14	6.28	7.92	
2.5	0	0	0.44	25	2.18	3	3.00	3.93	7.85	10.04	
3	1	1	0.56	25	2.73	3	3.00	4.71	9.42	12.15	silt
3.5	1	1	0.67	22	2.88	3	3.00	5.50	11.00	13.88	
4	1	1	0.78	22	3.36	3	3.00	6.28	12.57	15.93	
4.5	1	1	0.91	22	3.92	3	3.00	7.07	14.14	18.06	
5	1	1	1.06	22	4.56	3	3.00	7.85	15.71	20.27	
5.5	1	1	1.11	22	4.80	3	3.00	8.64	17.28	22.08	
6	1	1	1.19	22	5.12	3	3.00	9.42	18.85	23.97	clay
6.5	1	1	1.28	12	3.01	3	3.00	10.21	20.42	23.43	
7	1	1	1.39	12	3.27	3	3.00	11.00	21.99	25.26	

7.5	2	2	1.52	12	3.58	3	3.00	11.78	23.56	27.14	
8	2	2	1.67	12	3.93	3	3.00	12.57	25.13	29.06	
8.5	2	2	1.83	12	4.32	3	3.00	13.35	26.70	31.02	
9	2	2	2	12	4.71	3	3.00	14.14	28.27	32.99	
9.5	2	2	2.17	12	5.11	3	3.00	14.92	29.85	34.95	
10	2	2	2.33	12	5.50	3	3.00	15.71	31.42	36.91	
10.5	3	3	2.52	12	5.93	3	3.00	16.49	32.99	38.92	
11	3	3	2.72	12	6.41	3	3.00	17.28	34.56	40.97	
11.5	3	3	2.94	12	6.94	3	3.00	18.06	36.13	43.07	
12	3	3	3.19	12	7.50	3	3.00	18.85	37.70	45.20	
12.5	3	3	3.44	12	8.12	3	3.01	19.63	39.35	47.47	
13	4	4	3.72	12	8.77	4	3.04	20.42	41.09	49.86	
13.5	4	4	4.24	12	9.99	4	3.07	21.21	42.92	52.91	
14	4	4	5	12	11.78	4	3.11	21.99	44.82	56.61	
14.5	5	5	6	12	14.14	5	3.17	22.78	46.82	60.96	
15	5	5	7.22	12	17.02	5	3.23	23.56	48.90	65.91	
15.5	7	7	8.57	12	20.20	7	3.35	24.35	51.57	71.77	
16	10	10	10	12	23.61	10	3.55	25.13	54.84	78.44	
16.5	12	12	11.4	12	26.77	12	3.79	25.92	58.70	85.47	
17	14	14	12.6	12	29.69	14	4.10	26.70	63.16	92.85	
17.5	17	16	13.7	12	32.38	16	4.42	27.49	68.00	100.38	
18	19	17	14.6	12	34.30	17	4.76	28.27	73.15	107.44	
18.5	18	16	15	12	35.45	16	5.07	29.06	78.15	113.60	clay
19	17	16	15.2	12	35.84	16	5.34	29.85	83.01	118.85	
19.5	16	15	15.1	12	35.65	15	5.59	30.63	87.72	123.37	
20	14	15	14.9	12	35.08	15	5.81	31.42	92.29	127.37	
20.5	13	14	14.5	12	34.23	14	6.01	32.20	96.71	130.94	
21	12	14	14.2	12	33.55	14	6.18	32.99	100.98	134.54	
21.5	12	14	14	12	33.05	14	6.35	33.77	105.28	138.33	
22	12	14	13.9	12	32.72	14	6.51	34.56	109.60	142.33	
22.5	13	14	13.9	12	32.70	14	6.67	35.34	113.95	146.65	
23	13	14	14	12	32.99	14	6.82	36.13	118.31	151.30	
23.5	13	14	14.3	12	33.58	14	6.97	36.91	122.70	156.28	
24	13	14	14.6	12	34.30	14	7.12	37.70	127.12	161.41	
24.5	14	15	14.9	12	35.15	15	7.27	38.48	131.68	166.83	
25	15	15	15.3	12	36.13	15	7.42	39.27	136.40	172.52	
25.5	17	16	15.8	12	37.22	16	7.58	40.06	141.26	178.48	
26	18	16	16.3	12	38.42	16	7.75	40.84	146.28	184.70	
26.5	19	17	16.9	12	39.73	17	7.92	41.63	151.45	191.18	
27	20	18	17.4	12	41.02	18	8.09	42.41	156.77	197.79	
27.5	21	18	17.9	12	42.28	18	8.27	43.20	162.22	204.50	
28	22	19	18.5	12	43.52	19	8.45	43.98	167.81	211.33	
28.5	23	19	18.7	12	44.15	19	8.63	44.77	173.52	217.67	
29	24	20	19	12	44.77	20	8.81	45.55	179.36	224.13	
29.5	25	20	19.3	12	45.36	20	9.00	46.34	185.33	230.69	
30	26	21	19.5	12	45.95	21	9.19	47.12	191.44	237.38	


Kedalaman VS Qult
0.00
50.00
100.00
150.00
200.00
250.00
300.00
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
25
26
27
28
29
30
Diameter 60 cm
Diameter 50 cm

STA 0+550 TO 0+575

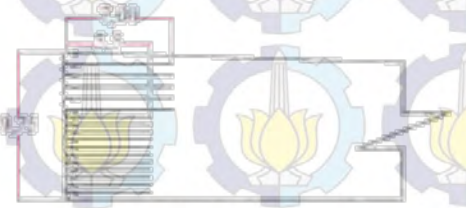
STA 0+525 TO 0+550

STA 0+500 TO 0+525

STA 0+475 TO 0+500

STA 0+450 TO 0+475

STA 0+425 TO 0+500



GEOTEXTILE LONGITUDINAL

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL

TUGAS AKHIR

PEMBIMBING

Dr. YUDHI LASTIASIH, ST.,MT.
Ir. SUWARNO, M.Eng

MAHASISWA

IQBAL YASIANTO

3110100705

GAMBAR

GEOTEXTILE WALL

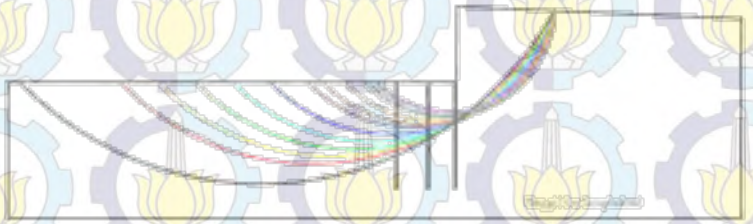
SKALA

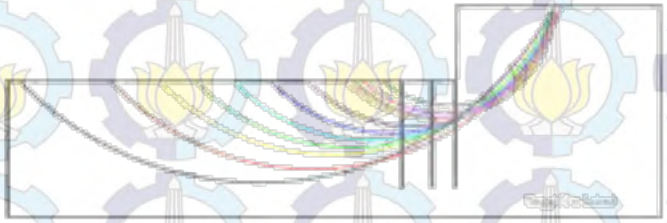
1:50

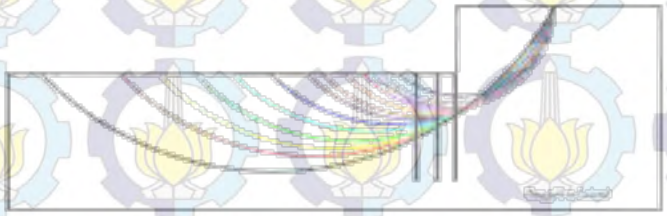
NOMER

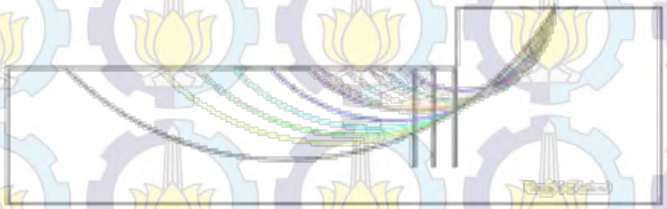
1

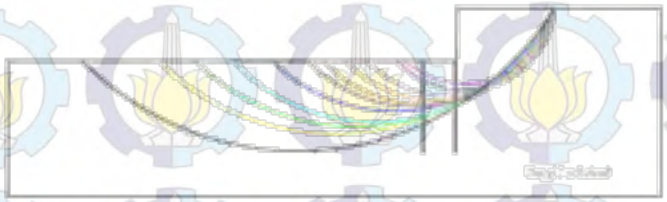
CATATAN

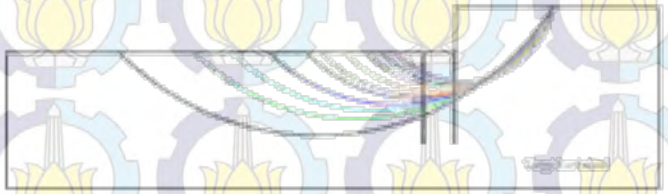


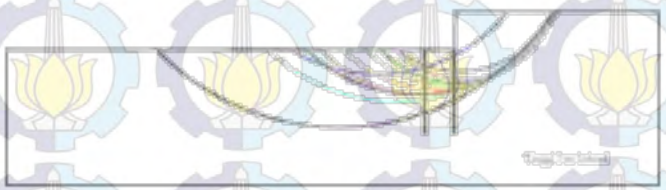


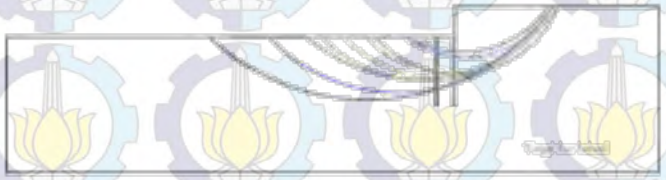


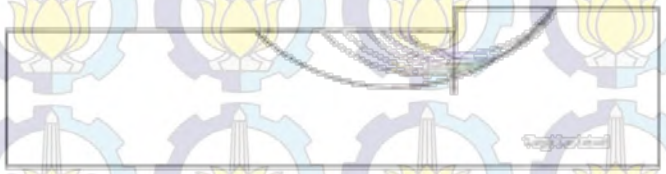












JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL

TUGAS
AKHIR

PEMBIMBING

Dr. YUDHI LASTIASIH, ST.,MT.
Ir. SUWARNO, M.Eng

MAHASISWA

IQBAL YASIANTO

3110100705

GAMBAR

MICROPILE

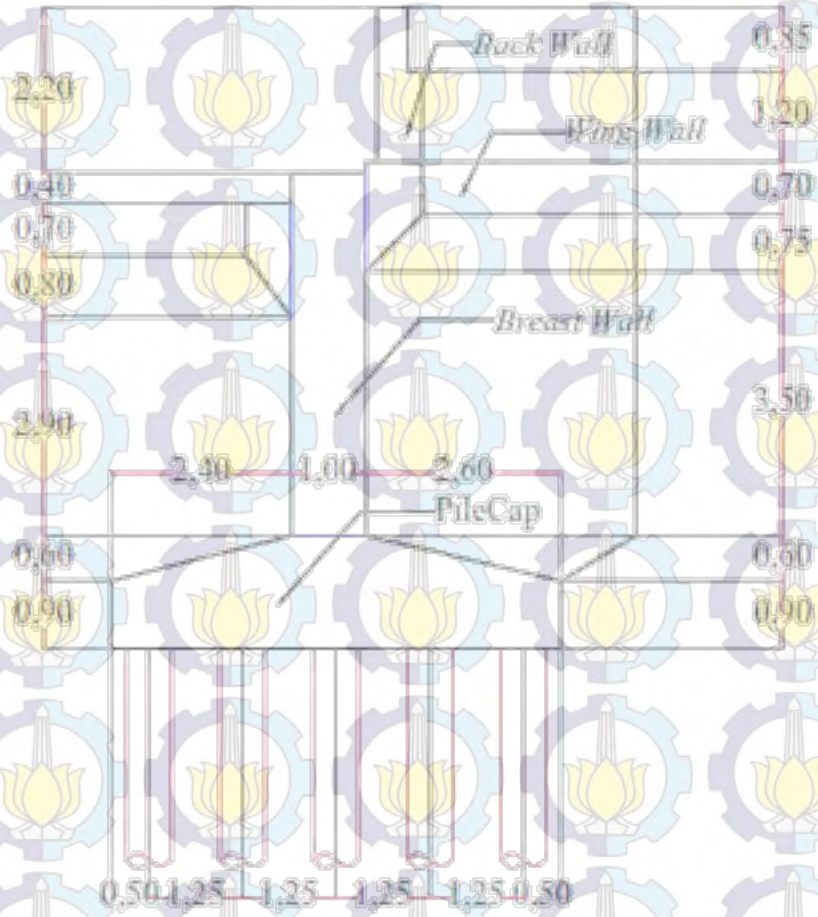
SKALA

1:100

NOMER

2

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL

TUGAS AKHIR

PEMBIMBING

Dr. YUDHI LASTIASIH, ST.,MT.
Ir. SUWARNO, M.Eng

MAHASISWA

IQBAL YASIANTO

3116100705

GAMBAR

ABUTMENT POTONGAN MEMANJANG

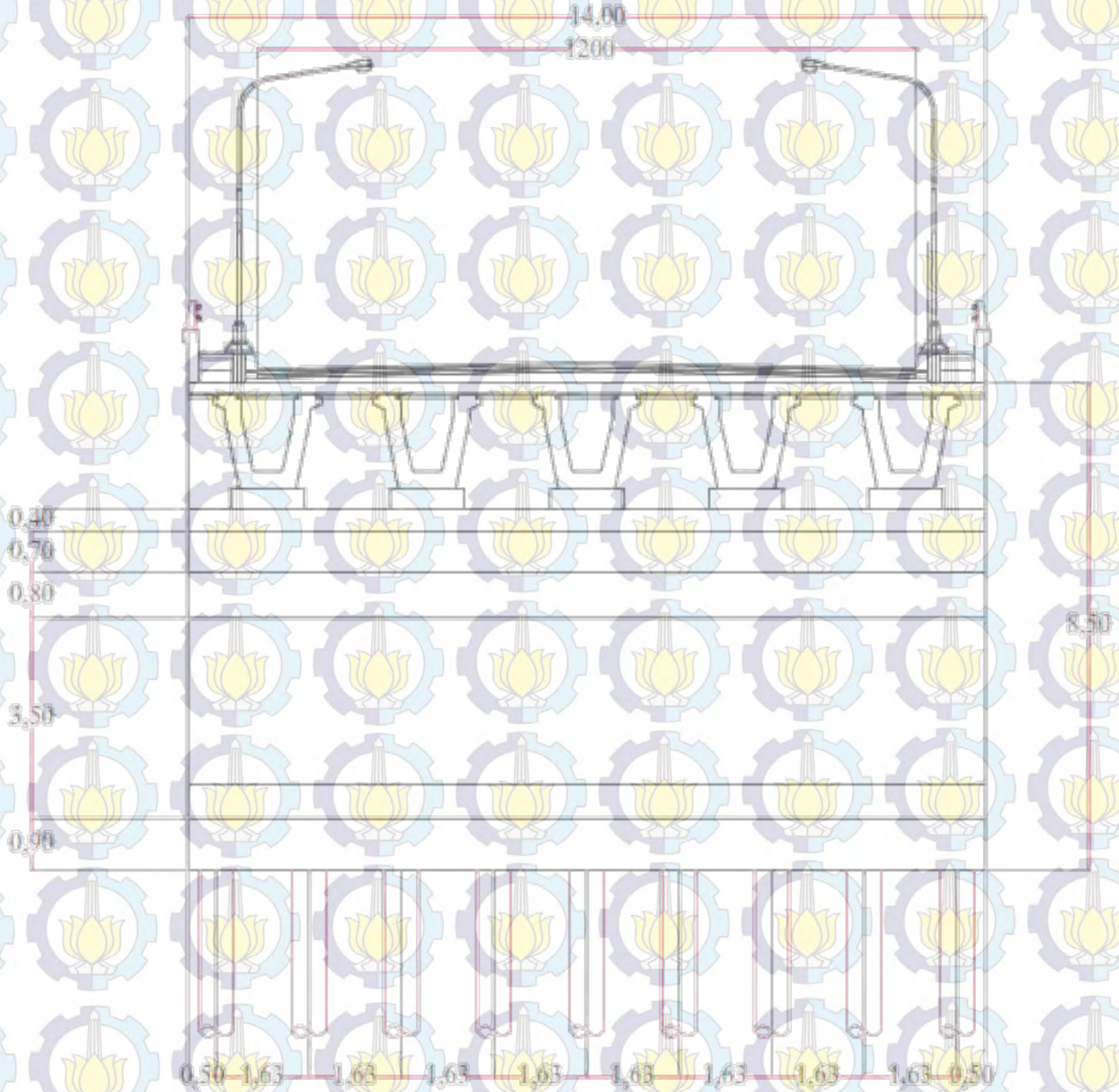
SKALA

1:100

NOMER

3

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL

TUGAS AKHIR

PEMBIMBING

Dr. YUDHI LASTIASIH, ST.,MT.
Ir. SUWARNO, M.Eng

MAHASISWA

IQBAL YASIANTO

3116100705

GAMBAR

ABUTMENT POTONGAN MELINTANG

SKALA

1:100

NOMER

3

CATATAN

DAFTAR PUSTAKA

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

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

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

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

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

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

Wahyudi, Herman. 2012. *Daya Dukung Pondasi Dangkal***.** Surabaya

Wahyudi, Herman. 2013. *Daya Dukung Pondasi Dalam***.** Surabaya

Nakazawa, Kazuto. 2000. *Mekanika Tanah Dan Teknik Pondasi*.Jakarta

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BIODATA PENULIS

Penulis dilahirkan di Jakarta tanggal 10 Oktober 1992 merupakan anak pertama dari tiga bersaudara dari pasangan Sismoro dan Sri Yatin. Pada Tahun 1998 penulis masuk SD Cipedak 01 pagi dan berhasil lulus tahun 2004, kemudian penulis melanjutkan studinya ke Al-Azhar Medan Bontang dan berhasil lulus pada tahun 2007, kemudian di tahun yang sama penulis melanjutkan pendidikannya ke Pondok Pesantren Alhamidiyah Depok dan berhasil lulus pada tahun 2010. Pada tahun 2010 penulis mengikuti ujian tulis Program Beasiswa Santri Berprestasi (PBSB) dan diterima sebagai mahasiswa di Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Tenologi Sepuluh Nopember (ITS). Selama kuliah di ITS penulis sempat aktif mengikuti beberapa seminar-seminar yang diadakan jurusan maupun institut. Penulis juga aktif dalam Organisasi Ekspa Mahasiswa yaitu CSS MoRA Sebagai Anggota Departement Syiar.