



TUGAS AKHIR-RC09-1501

**PERENCANAAN KONSTRUKSI ABUTMENT DAN
SISTEM PERKUATAN TANAH DASAR PADA OPRIT
JEMBATAN JALAN TOL MOJOKERTO-KERTOSONO
STA 5+950 S/D 6+350**

AHMAD SUYUTI ABDUL AZIZ
NRP. 3113 105 034

Dosen Pembimbing I
Putu Tantri Kumala Sari, ST.MT

Dosen Pembimbing II
Ir. Suwarno, ST.MT

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



FINAL PROJECT - RC09-1501

**ABUTMENT CONSTRUCTION PLANNING AND
SUBGRADE STRENGTHENING SYSTEM OF
APPROACH AT MOJOKERTO-KERTOSONO TOLL
ROAD BRIDGE
STA 5+950 until 6+350**

AHMAD SUYUTI ABDUL AZIZ
NRP. 3113 105 034

Supervisor I
Putu Tantri Kumala S, ST.MT

Supervisor II
Ir. Suwarno, ST.MT

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology

**PERENCANAAN KONSTRUKSI ABUTMENT DAN
SISTEM PERKUATAN TANAH DASAR PADA OPRIT
JEMBATAN JALAN TOL MOJOKERTO-KERTOSONO
STA 5+950 S/D 6+350**

TUGAS AKHIR

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada**

Bidang Studi Geoteknik

**Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

Oleh :

AHMAD SUYUTI ABDUL AZIZ

Nrp. 3113 105 034

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Pembimbing I :

1. Putu Tantri Kumala Sari, ST, MT

Pembimbing II :

2. Suwarno, Ir, M.Eng



**SURABAYA
JULI, 2015**

**PERENCANAAN KONSTRUKSI ABUTMENT DAN
SISTEM PERKUATAN TANAH DASAR PADA OPRIIT
JEMBATAN JALAN TOL MOJOKERTO-KERTOSONO
STA 5+950 S/D 6+350**

Nama Mahasiswa : Ahmad Suyuti Abdul Aziz
NRP : 3113 105 034
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Putu Tantri Kumala S, ST.MT
Ir. Suwarno, M.Eng.

ABSTRAK

Oprit Jembatan Jalan Tol Mojokerto-Kertosono yang terletak pada Sta.5+950 s.d. Sta.6+350, dibangun di atas tanah lempung. Kondisi seperti ini dapat menyebabkan perkerasan jalan pada jembatan mudah mengalami kerusakan karena daya dukung tanah yang rendah. Selain itu, konstruksi abutment dan timbunan oprit juga beresiko mengalami kelongsoran. Untuk menghindari agar kelongsoran tidak terjadi, maka perlu dilakukan perkuatan pada tanah.

Dalam tugas akhir ini, jenis perkuatan yang akan dipakai adalah geotextile dengan PVD dan cerucuk dengan PVD. Perkuatan dengan geotextile berguna untuk perkuatan pada tanah timbunan. PVD digunakan untuk mempercepat proses penurunan tanah. Perkuatan cerucuk juga direncanakan untuk menahan kelongsoran yang terjadi pada tanah timbunan bersama dengan tanah dasar di bawahnya.

Dari hasil perhitungan, jenis perkuatan yang dipakai adalah Geotextile tipe Stablenka 200/50 untuk geotextile arah melintang dibutuhkan 44 lapis dan 400/100 untuk geotextile wall arah memanjang dibutuhkan 21 lapis. Jenis Cerucuk yang dipakai adalah jenis micropile dengan ukuran 20x20cm dibutuhkan sebanyak 14 tiang. PVD yang digunakan adalah jenis PVD

“NYLEX FLODRAIN” dengan spesifikasi lebar : 100 mm dan dengan ketebalan : 5 mm. Perkuatan pondasi abutment menggunakan tiang pancang dimensi 80 cm sebanyak 28 buah dengan kedalaman 32 m.

Kata kunci : oprit jembatan, geotextile, micropile, PVD, abutmen, tiang pancang.

**ABUTMENT CONSTRUCTION PLANNING AND
SUBGRADE STRENGTHENING SYSTEM OF APPROACH
AT MOJOKERTO-KERTOSONO TOLL ROAD BRIDGE
STA 5+950 UNTIL 6+350**

Student's Name : Ahmad Suyuti Abdul Aziz
Student's Number : 3113 105 034
Department : Teknik Sipil FTSP-ITS
Supervisor Lecture : Putu Tantri Kumala Sari, ST.MT
Ir. Suwarno, M.Eng.

ABSTRACT

Approach of Mojokerto-Kertosono Toll Road Bridge located at Sta.5+950 until Sta.6+350 was built on clay soil. These condition can cause the pavement on bridge susceptible to damage because low bearing capacity. In addition, abutment construction and approaching bridge also at risk of sliding. To avoid from soil sliding, it needs to strengthening soil.

In this final project, the type of strengthening to be used is geotextile combined PVD and micropile combined PVD. Strengthening with geotextile is used for soil embankment. PVD is used for accelerate the soil consolidation. Micropile also planned to hold sliding that occurs in the soil embankment with subgrade below.

From the calculation, the strengthening type used is type Stabilenka Geotextile 200/45 for transversal direction with 44 layer of geotextile and 400/100 for longitudinal direction with 21 layer of geotextile. Type of micropile dimensions used 20x20cm with 14 piles. PVD is used a type of PVD ``NYLEX FLODRAIN`` with the spesification width 100 mm and thickness 5 mm. The strengthening of abutment foundation using pile dimensions 80 cm with 28 piles, and depth of 32 m.

Keywords : *approach bridge, geotextile, micropile, PVD, abutment, piles.*

“ Halaman ini sengaja dikosongkan”

KATA PENGANTAR

Kami selaku penulis mengucapkan puji syukur kepada Allah SWT, karena hanya atas rahmat dan karunia-Nya penulis dapat menyelesaikan penyusunan tugas akhir yang berjudul **"PERENCANAAN KONSTRUKSI ABUTMENT DAN SISTEM PERKUATAN TANAH DASAR PADA OPRIT JEMBATAN JALAN TOL MOJOKERTO-KERTOSONO STA 5+950 S/D 6+350"**. Tugas Akhir ini dilaksanakan sebagai persyaratan untuk mengambil Tugas Akhir di Jurusan S1 Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Penulis mengucapkan terima kasih sebanyak-banyaknya atas terselesaikannya laporan tugas akhir ini kepada:

1. Ibu dan Bapak yang telah memberikan saya dorongan, motivasi, dan doa baik moral maupun material.
2. Ibu Putu Tantri Kumala S, ST.MT dan Bapak Ir. Suwarno, M.Eng, selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir ini.
3. Teman-teman yang selalu memberikan semangat.
4. Semua pihak yang telah membantu dalam proses penyusunan laporan tugas akhir ini.

Penulis menyadari dalam penyusunan Laporan Tugas Akhir ini masih terdapat kekurangan dan membutuhkan kesempurnaan. Untuk itu kami memohon kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan laporan tugas akhir ini.

Pada akhirnya kami berharap laporan tugas akhir ini dapat membawa manfaat bagi para pembaca khususnya mahasiswa Teknik Sipil.

Surabaya, Juni 2015

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
LEMBAR PENGESAHAN	
ABSTRAK	
KATA PENGANTAR	
DAFTAR ISI	i
DAFTAR GAMBAR	v

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah	4

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Analisa Tanah Timbunan	5
2.1.1 Besar Pemampatan Tanah.....	5
2.1.2 Lama Waktu Konsolidasi.....	9
2.1.3 Peningkatan Daya Dukung Tanah	9
2.1.4 Beban Traffic	11
2.2 Penentuan Tinggi Timbunan Awal (<i>H initial</i>)	11
2.3 Analisa Stabiliatas Timbunan pada Oprit	12
2.3.1 Analisa Stabilitas Timbunan dengan Program Bantu DXSTABL.....	12
2.4 Sistem Perkuatan Tanah.....	12
2.4.1 Preloading dengan Tanah Timbunan	12
2.4.2 Metode Percepatan Pemampatan dengan PVD (<i>Preabricated Vertical Drain</i>)	14
2.5 Perkuatan Tanah dengan Geotextile	19
2.5.1 <i>Internal Stability</i>	19
2.5.2 <i>Foundation Stability</i>	20
2.5.3 <i>Overall Stability</i>	21
2.5.4 Kebutuhan Geotextile	22
2.6 Perkuatan Tanah dengan Geotextile Wall	23

2.6.1	<i>Internal Stability</i>	23
2.6.2	<i>External Stability</i>	25
2.7	Peningkatan Perkuatan Tanah dengan Cerucuk (<i>Minipile</i>) 26	
2.7.1	Perhitungan E komposit.....	27
2.7.2	Perhitungan Faktor Kekakuan Relatif (T).....	28
2.7.3	Perhitungan Kekuatan untuk 1 cerucuk	29
2.7.4	Perhitungan Kebutuhan <i>Minipile</i> (n)	31
2.8	Desain Konstruksi Abutment	31
2.8.1	Pembebanan	31
2.8.2	Stabilitas Abutment.....	34
2.9	Desain Pondasi Tiang Pancang	35
2.9.1	Kekuatan Bahan Tiang.....	35
2.9.2	Daya Dukung Tiang yang berdiri sendiri.....	35
2.9.3	Daya Dukung Tiang dalam kelompok	37
2.9.4	Daya Dukung Tiang dari hasil SPT	37
2.9.5	Daya Dukung Lateral.....	38

BAB III METODOLOGI

3.1	Diagram Alir	41
3.2	Studi Literatur	43
3.3	Pengumpulan Data	44
3.4	Perencanaan Sistem Perkuatan Tanah Dasar	44
3.4.1	Perencanaan Geotextile dengan PVD	44
3.4.2	Perencanaan Cerucuk dengan PVD	44

BAB IV DATA DAN ANALISA DATA

4.1	Data Tanah	47
4.1.1	Data Tanah Dasar.....	47
4.1.2	Data Tanah Timbunan.....	47
4.2	Lokasi.....	49
4.3	Data Spesifikasi Bahan	49

BAB V PERENCANAAN PERKUATAN *OPRIT* TIMBUNAN

5.1	Perencanaan <i>Oprit</i>	51
5.1.1	Perhitungan Beban.....	51

5.1.2	Perhitungan Tinggi Awal ($H_{initial}$)	52
5.2	Analisa Stabilitas Timbunan dengan Program XSTABL	56
5.3	Perhitungan Waktu Konsolidasi	56
5.4	Perencanaan Timbunan dengan PVD (<i>Prefabricated Vertical Drain</i>).....	58
5.5	Perencanaan <i>Preloading</i> kombinasi dengan PVD	62
5.6	Perencanaan <i>Geotextile</i> (Arah Melintang)	70
5.6.1	Perhitungan Kebutuhan <i>Geotextile</i>	70
5.7	Perencanaan <i>Geotextile Wall</i> (Arah Memanjang).....	76
5.7.1	<i>Internal Stability</i>	76
5.7.2	<i>External Stability</i>	84
5.8	Perhitungan Konstruksi Cerucuk	84
5.8.1	Perhitungan Gaya Horizontal (P_{max} 1 cerucuk)	87
5.8.2	Penentuan Kebutuhan Micropile.....	87
5.9	Alternatif Pemilihan Sistem Perkuatan Tanah	89

BAB VI PERENCANAAN KONSTRUKSI ABUTMEN DAN PONDASI

6.1	Perencanaan <i>Abutmen</i>	91
6.1.1	Perhitungan Beban	92
6.1.2	Kombinasi Pembebanan	110
6.2	Perhitungan Pondasi.....	119
6.2.1	Menghitung Daya Dukung Tiang Pancang	119
6.2.2	Menghitung Gaya yang bekerja pada tiang	124
6.2.3	Menghitung Efisiensi Tiang Pancang	125
6.2.4	Kontrol Kekuatan Tiang Pancang.....	126
6.2.5	Perhitungan Faktor Kekakuan Relatif.....	127
6.2.6	Menghitung Nilai M_p akibat beban luar	127
6.2.7	Menghitung Defleksi tiang akibat beban lateral	128
6.3	Perencanaan Tulangan Abutmen dan PileCap	130
6.3.1	Penulangan PileCap	130
6.3.2	Penulangan Dinding Abutment.....	133

BAB VII KESIMPULAN

Daftar Pustaka	109
Rencana Jadwal Pengerjaan Tugas Akhir	112
Lampiran	115

DAFTAR GAMBAR

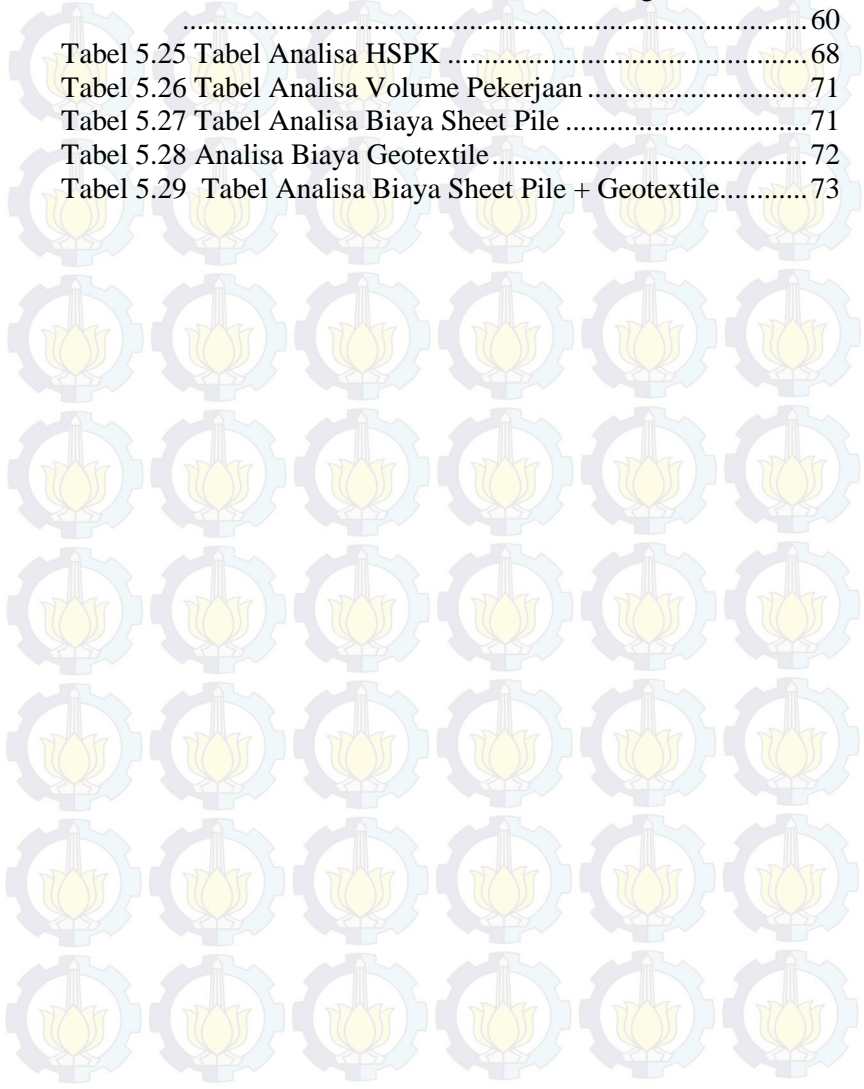
- Gambar 1.1** Peta Lokasi Jembatan
- Gambar 2.1** Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Trapesium (NAVFAC DM-7, 1970)
- Gambar 2.2** Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Segiempat (NAVFAC DM-7, 1970)
- Gambar 2.3** Kurva hubungan antara tebal timbunan dengan intensitas beban yang bersesuaian dengan beban *traffic* (Japan Road Association, 1986)
- Gambar 2.4** Pengaruh *Settlement* (S_c) terhadap tinggi timbunan.
- Gambar 2.5** Pemberian Preloading secara Bertahap
- Gambar 2.6** Pemberian Preloading secara *Counter Weight*
- Gambar 2.7** Pola Susunan Bujur Sangkar, $D = 1,13 S$
- Gambar 2.8** Pola Susunan Segitiga, $D = 1,05 S$
- Gambar 2.9** Equivalent Diameter (d_w) untuk PVD
- Gambar 2.10** Gaya- gaya pada *Internal Stability*
- Gambar 2.11** Gaya- gaya pada *Foundation Stability*
- Gambar 2.12** Gaya Tarik Geotextile pada *Overall Stability*
- Gambar 2.13** Asumsi Gaya yang diterima Cerucuk (NAVFAC DM-7 1971)
- Gambar 2.14** Harga f berdasarkan NAVFAC DM-7 1971
- Gambar 2.15** Harga F_m
- Gambar 2.16** Distribusi Pembebanan
- Gambar 2.17** Grafik ketahanan lateral ultimate untuk tiang pendek dalam tanah kohesif
- Gambar 2.18** Grafik ketahanan lateral ultimate untuk tiang pendek dalam tanah tidak kohesif
- Gambar 4.1** Potongan melintang timbunan STA 5+950
- Gambar 4.4** Denah tampak atas perencanaan
- Gambar 5.1** Potongan melintang konstruksi *oprit* dengan timbunan
- Gambar 5.2** Grafik Hubungan H_{final} dengan $H_{initial}$
- Gambar 5.3** Grafik Hubungan H_{final} dengan *Settlement* (S_c)
- Gambar 5.4** Grafik Perbandingan Pemasangan PVD Pola Segitiga dan Pola Segiempat

- Gambar 5.6** Pembagian Zona Kekuatan Tanah
- Gambar 5.7** Sketsa Pemasangan *Geotextile*
- Gambar 5.8** Sketsa Panjang *Geotextile Wall*
- Gambar 5.9** *Geotextile wall* dengan Panjang L_e pakai yang sama
- Gambar 5.10** Gaya-gaya pada Timbunan
- Gambar 5.11** Panjang akhir *Geotextile Wall*
- Gambar 5.12** Garis kelongsoran pada timbunan
- Gambar 5.13** Sketsa Pemasangan *Micropile*
- Gambar 5.14** Sketsa Denah Pemasangan *Micropile*
- Gambar 6.1** Perencanaan Abutmen
- Gambar 6.2** Dimensi Box Girder (Bangunan Atas)
- Gambar 6.3** Beban Lajur “D”
- Gambar 6.4** Sketsa Beban Temperatur pada *elastomeric bearing*
- Gambar 6.5** Dimensi Abutmen dan Tanah di atasnya dalam segmen-segmen
- Gambar 6.6** Dimensi *WingWall* dalam segmen-segmen
- Gambar 6.7** Distribusi Tekanan Tanah Lateral
- Gambar 6.8** Distribusi Gaya Gempa Lateral
- Gambar 6.9** Grafik Daya Dukung Ijin Tiang pancang
- Gambar 6.10** Denah Rencana Pemancangan Pondasi Tiang Pancang Diameter 80cm
- Gambar 6.11** Gambar Hasil Perhitungan Tiang Pancang
- Gambar 6.12** Abutmen dan Denah Tiang Pancang
- Gambar 6.13** Gambar Dinding Abutmen
- Gambar 6.14** Gambar Kepala Abutmen

DAFTAR TABEL

Tabel 4.1 Korelasi N-SPT dengan Nilai s_{at} dan	23
Tabel 4.2 Korelasi Nilai s_{at} dengan Nilai (d)	24
Tabel 4.3 Korelasi Konsistensi Tanah dengan nilai E	24
Tabel 4.4 Data Tanah Dasar	25
Tabel 4.5 Data Tanah Dasar	25
Tabel 4.6 Data Tanah Timbunan	25
Tabel 5.1 Tabel Rangkuman Hasil Perhitungan Tinggi Initial dan Tinggi Final Timbunan Berdasarkan Perhitungan Penahan Beban	29
Tabel 5.2 Tabel Rangkuman Hasil Penurunan	31
Tabel 5.3 Tabel Rangkuman Hasil Perhitungan	31
Tabel 5.4 Faktor Waktu Terhadap Derajat Konsolidasi	32
Tabel 5.5 Tabel Immediate Settlement Pada Tanah Dasar	34
Tabel 5.6 Tabel Consolidation Settlement Pada Tanah Dasar ...	34
Tabel 5.7 Tabel Total Settlement Pada Tanah Dasar	35
Tabel 5.8 Perhitungan S_i , H initial, dan H Final pada Tanah Dasar	35
Tabel 5.9 Pemberian Timbunan yang Harus Diberikan Pada Masing-masing H Rencana Pada Oprit	37
Tabel 5.10 Tabel Faktor Reduksi Untuk Pemasangan Geotextile	39
Tabel 5.11 Tabel Kebutuhan Geotextile Arah Melintang	42
Tabel 5.12 Tabel Moment Penahan Akibat Geotextile (M_R) ...	46
Tabel 5.13 Tabel Kebutuhan Geotextile Pada $H=6,5m$	47
Tabel 5.14 Tabel Kebutuhan Geotextile Pada $H=5,5m$	47
Tabel 5.15 Tabel Kebutuhan Geotextile Pada $H=4,5m$	47
Tabel 5.16 Tabel Kebutuhan Geotextile Pada $H=3,5m$	48
Tabel 5.17 Tabel Kebutuhan Geotextile Pada $H=2,5m$	48
Tabel 5.18 Tabel Kebutuhan Geotextile Pada $H=1,5m$	48
Tabel 5.19 Mencari Nilai L_4 dengan Cara Trial & Error	51
Tabel 5.20 Nilai d Dengan Cara Trial & Error	52
Tabel 5.21 Nilai D Sheet Pile dengan Angkur	54
Tabel 5.22 Nilai x Dengan Cara Trial & Error	55

Tabel 5.23 Nilai L4 pada Sheet	55
Tabel 5.24 Tabel Faktor Reduksi Untuk Pemasangan Geotextile	60
Tabel 5.25 Tabel Analisa HSPK	68
Tabel 5.26 Tabel Analisa Volume Pekerjaan	71
Tabel 5.27 Tabel Analisa Biaya Sheet Pile	71
Tabel 5.28 Analisa Biaya Geotextile	72
Tabel 5.29 Tabel Analisa Biaya Sheet Pile + Geotextile.....	73



BAB I

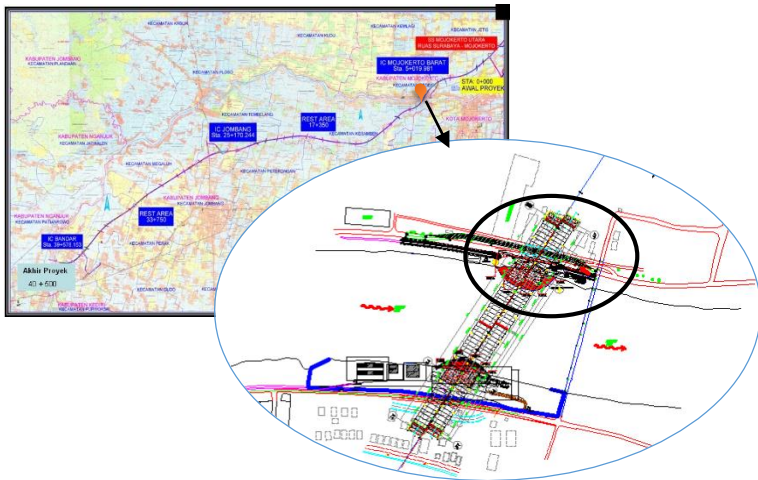
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Salah satu akses transportasi yang semakin dibutuhkan saat ini adalah jalan tol. Hal ini disebabkan oleh meningkatnya jumlah kendaraan yang sebanding dengan peningkatan jumlah penduduk dan kebutuhan ekonomi. Untuk mengatasi pertumbuhan lalu lintas terutama di propinsi Jawa Timur, pemerintah mempunyai program salah satunya adalah pembangunan Jalan Tol Mojokerto-Kertosono. Jalan tol ini merupakan akses jalan yang termasuk dalam proyek pembangunan jalan tol Trans Jawa yang menghubungkan dua kota besar Surabaya dan Jakarta. Jalan yang dibangun sepanjang $\pm 40,5$ km ini dibagi menjadi 4 (empat) seksi pembangunan yakni; Seksi I: Mojokerto Utara-Mojokerto Barat, Seksi II: Mojokerto Barat-Jombang, Seksi III: Jombang-Bandar, Seksi IV: Bandar-Kertosono. Pada pembangunan jalan tol Mojokerto-Kertosono seksi II STA 5+000 sampai STA 24+900 ini melewati sungai Brantas dengan lebar 120 m, sehingga perlu adanya pembangunan jembatan untuk melintasi sungai tersebut.

Bentang jembatan yang direncanakan adalah 299 m dengan empat pilar dan empat abutment. Pada pangkal jembatan tersebut perlu direncanakan adanya penimbunan yang dinamakan oprit atau *approaching bridge*, dengan timbunan tertinggi sebesar 11.5 m. Tugas akhir ini akan mengkaji tentang perencanaan pembangunan timbunan dan konstruksi abutmen di lokasi ini. Timbunan yang dikaji adalah timbunan Jembatan Sungai Brantas sisi utara yang terletak pada STA 5+950 sampai dengan STA 6+350. Abutmen yang dikaji adalah bagian sisi utara. Tanah dasar pada oprit jembatan tersebut adalah tanah lempung yang memiliki sifat plastisitas, kandungan air yang tinggi, dan daya dukung yang rendah sehingga dapat menyebabkan tanah mengalami penurunan yang besar dalam waktu yang lama.

Melihat kondisi tanah seperti di atas, perlu dilakukan perkuatan tanah yang dapat meningkatkan daya dukung dan mempercepat pemampatan. Karena alasan tersebut maka dalam tugas akhir ini akan direncanakan perkuatan tanah yang bertujuan untuk meningkatkan daya dukung tanah dan mempercepat pemampatan akibat oprit jembatan. Perkuatan tanah yang akan dipilih adalah dengan menggunakan *geotextile* dengan PVD, dan cerucuk dengan *PVD*, serta kombinasi antara *geotextile* dan cerucuk. Alasan pemilihan metode *geotextile* adalah untuk menjaga agar daya dukung pada timbunan meningkat dan lebih stabil. Sedangkan PVD yang terbuat dari bahan *syntethics* dapat mengalirkan air dengan baik serta untuk mempercepat proses penurunan tanah, sehingga waktu yang diperlukan lebih singkat. Cerucuk dipilih sebagai perkuatan karena mampu menahan kelongsoran yang mungkin terjadi pada tanah timbunan bersama tanah dasar di bawahnya.



Gambar 1.1 Peta Lokasi Jembatan

1.2 Rumusan Masalah

Dari latar belakang di atas, ada beberapa masalah yang dibahas dalam penulisan laporan tugas akhir ini:

1. Bagaimana merencanakan oprit jembatan dengan konstruksi timbunan tinggi.
2. Bagaimana stabilitas oprit timbunan terhadap kelongsoran.
3. Bagaimana merencanakan konstruksi abutment pada jembatan.
4. Bagaimana merencanakan perkuatan tanah dasar di bawah oprit jembatan dengan sistem cerucuk dan *geotextile* dikombinasikan dengan PVD (*Preabricated Vertical Drain*).

1.3 Tujuan

Tujuan dari penulisan laporan tugas akhir ini adalah:

1. Mampu merencanakan oprit jembatan dengan konstruksi timbunan tinggi.
2. Mampu menghitung stabilitas oprit timbunan terhadap kelongsoran.
3. Mampu merencanakan konstruksi abutment pada jembatan.
4. Mampu merencanakan perkuatan tanah dasar di bawah oprit jembatan dengan sistem cerucuk dan *geotextile* dikombinasikan dengan PVD (*Preabricated Vertical Drain*).

1.4 Batasan Masalah

Ada beberapa batasan masalah yang diperlukan dalam penulisan laporan tugas akhir ini:

1. Tidak membahas perhitungan struktur bangunan atas jembatan.
2. Perhitungan hanya dilakukan pada oprit Jembatan Jalan Tol Mojokerto-Kertosono seksi II STA 5+950 sampai dengan STA 6+350.
3. Beban kendaraan dihitung sesuai dengan peraturan BMS (*Bridge Management System*)
4. Data yang digunakan adalah data sekunder dari Kontraktor Pelaksana PT Adhi Karya.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Analisa Tanah Timbunan

2.1.1 Besar Pemampatan Tanah

Penurunan tanah pada umumnya disebabkan oleh pembebanan, dapat dibagi dalam dua kelompok besar yaitu:

1. Penurunan segera (*immediate settlement*) yaitu penurunan yang diakibatkan oleh perubahan bentuk elastis tanah tanpa perubahan kadar air. Penurunan segera umumnya didasarkan pada penurunan yang diturunkan dari teori elastisitas. (Das, Braja M. 1991).
2. Penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*) yaitu penurunan yang diakibatkan oleh perubahan volume tanah jenuh air akibat dari keluarnya air yang menempati pori-pori tanah.

Adapun teori Terzaghi (1925) untuk perhitungan pemampatan pada tanah lempung adalah:

1. Untuk tanah terkonsolidasi normal (NC Soil)

$$S_{ci} = \left[\frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right] \times H_i \dots\dots\dots (2.1)$$

2. Untuk tanah terkonsolidasi lebih (OC Soil)

Jika $p'_o + \Delta p < p'_c$ maka :

$$S_{ci} = \left[\frac{C_s}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right] \times H_i \dots\dots\dots (2.2)$$

Jika $p'_o + \Delta p > p'_c$ maka :

$$S_{ci} = \left[\frac{C_s}{1 + e_o} \log \frac{p'_c}{p'_o} + \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_c} \right] \times H_i \dots\dots\dots (2.3)$$

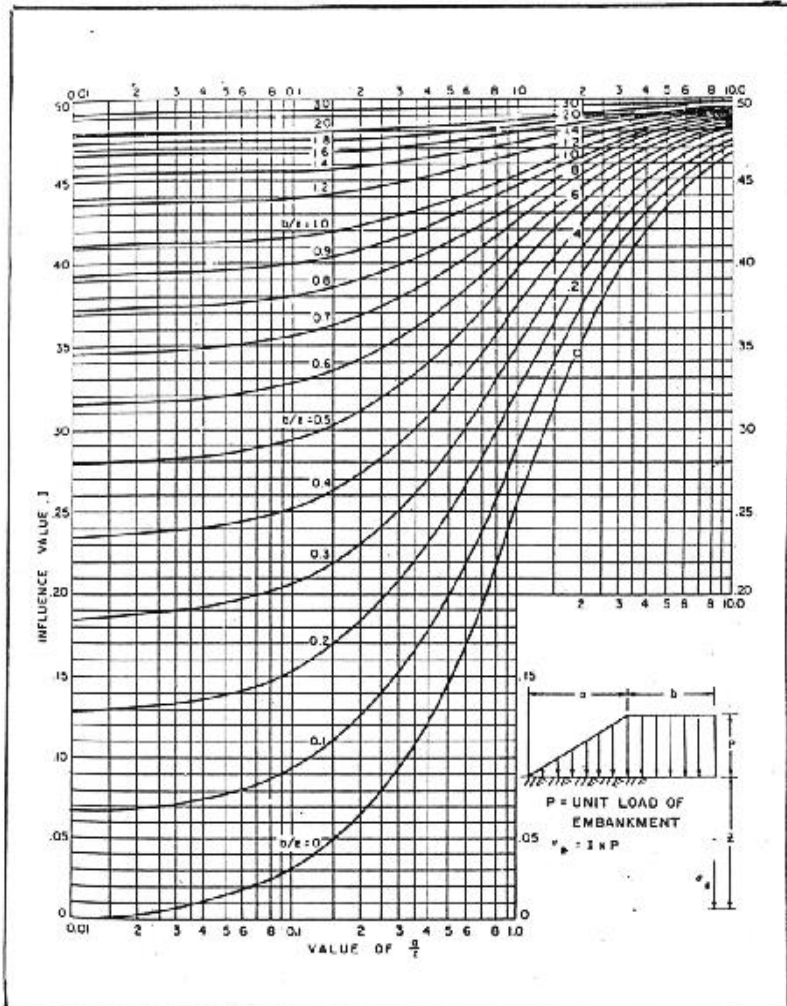
Di mana:

S_{ci} : pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah ke-i yang ditinjau.

- H_i : tebal lapisan tanah ke-i
 e_o : angka pori awal dari lapisan tanah ke-i
 C_c : indeks kompresi dari lapisan ke-i
 C_s : indeks mengembang dari lapisan ke-i
 P_o' : Tegangan Overburden efektif
 P_c' : Tegangan prakonsolidasi efektif
 Δp : penambahan beban vertikal pada lapisan yang ditinjau akibat beban timbunan dihitung dengan persamaan:
 $\Delta p : I \times q \dots\dots\dots (2.4)$

Di mana:

- q : tegangan *vertical effective* di permukaan tanah akibat embankment jalan.
 I : Faktor pengaruh yang diperoleh yang dari grafik pada **Gambar 2.1** dan **Gambar 2.2** (NAVFAC DM – 7, 1970).



Influence Value for Vertical Stress Under Embankment Load of Infinite Length

Gambar 2.2 Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Trapesium (NAVFAC DM - 7, 1970)

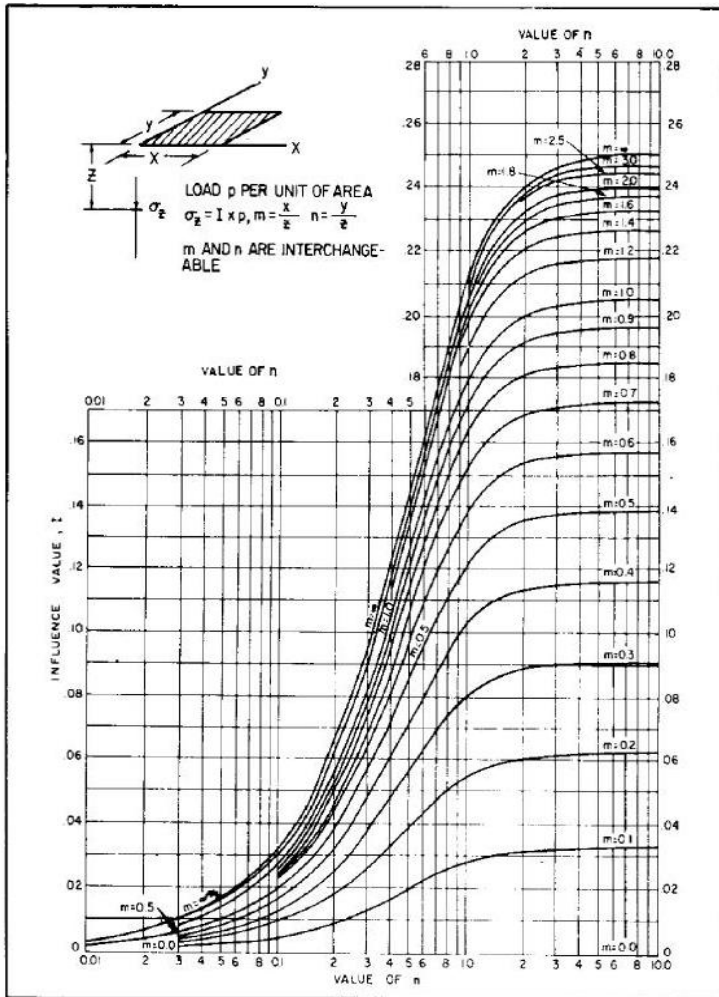


FIGURE 4
 Influence Value for Vertical Stress Beneath a Corner of a
 Uniformly Loaded Rectangular Area (Boussinesq Case)

Gambar 2.3 Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada
 Beban Segiempat (NAVFAC DM – 7, 1970)

2.1.2 Lama Waktu Konsolidasi

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

$$t = \frac{T_v(H_{dr})^2}{C_v} \dots\dots\dots (2.5)$$

Di mana:

T_v = faktor waktu, tergantung dari derajat konsolidasi U

H_{dr} = tebal lapisan yang memampat (panjang aliran yang harus ditembus air pori)

C_v = koefisien konsolidasi untuk aliran air pori arah vertikal

t = lama waktu untuk menyelesaikan konsolidasi

Untuk menentukan derajat konsolidasi akibat aliran air pori secara vertikal, digunakan persamaan berikut:

Untuk \bar{U}_v antara 0 s/d 60%

$$U_v^- = \left(2\sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\% \dots\dots\dots (2.6)$$

Untuk $\bar{U}_v > 60\%$

$$U_v^- = (100 - 10^a)\% \dots\dots\dots (2.7)$$

Di mana:

$$T_v = \frac{t \cdot C_v}{H_{dr}^2} \dots\dots\dots (2.8)$$

$$a = \frac{1.781 - T_v}{0.933} \dots\dots\dots (2.9)$$

2.1.3 Peningkatan Daya Dukung Tanah Setelah Konsolidasi

Tanah yang memampat akan menjadi lebih padat dan lebih kuat. Hal ini menyebabkan semakin besar pula daya dukung tanah tersebut. Dari pengamatan dan penelitian diketahui adanya

hubungan antara kekuatan geser *undrained* ($C_u = \text{undrained shear strength}$) dengan tegangan tanah vertikal efektif (σ_p') yang bekerja pada tanah lempung. Untuk tanah lempung yang *normally consolidated* (NC-Soil), didapat hubungan:

a. Menurut Jamiolkowski dkk. (1985)

$$(C_u / \sigma_p') = 0,23 \pm 0,04 \dots\dots\dots (2.10)$$

b. Menurut Mesri (1975) & Balasubramaniam (1991)

$$(C_u / \sigma_p') = 0,22 \dots\dots\dots (2.11)$$

c. Menurut Skempton dan Henkel (1953)

$$(C_u / \sigma_p') = 0,11 + 0,0037 (PI) \dots\dots\dots (2.12)$$

d. Menurut Ardana dan Mochtar (1999)

- Untuk harga PI tanah < 120 %.

$$C_u \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0,0737 + (0,1899 - 0,0016 PI) \sigma_p' \dots\dots (2.13)$$

- Untuk harga PI tanah > 120 %

$$C_u \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0,0737 + (0,0454 - 0,00004 PI) \sigma_p' \dots\dots (2.14)$$

σ_p' : tegangan tanah vertikal efektif (kg/cm²).

Tanah yang sedang mengalami konsolidasi, harga σ_p' berubah dengan waktu.

Harga σ_p' dapat dicari dengan cara berikut :

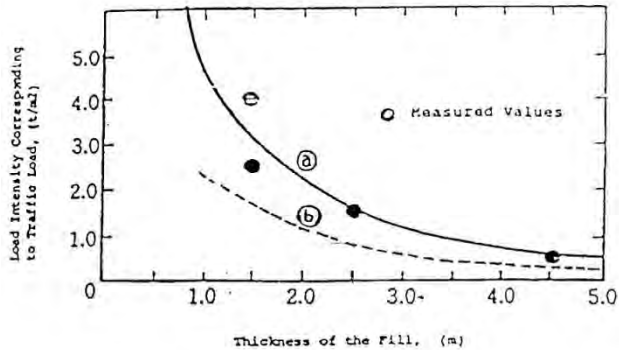
$$\sigma_p' = \left(\frac{p_o' + \Delta p'}{p_o'} \right)^U \cdot p_o' \dots\dots\dots (2.15)$$

Bila $U = 100 \% = 1 \rightarrow \sigma_p' = p_o' + \Delta p'$

$U < 100\% \rightarrow \sigma_p' < p_o' + \Delta p'$

2.1.4 Beban Traffic

Perhitungan beban *traffic* pada timbunan Jembatan Jalan Tol diperhitungkan sebagai beban merata yang tergantung dari tinggi timbunan *embankment* (*Japan Road Association, 1986*). Dari kurva **Gambar 2.3** dapat diketahui bahwa semakin tinggi timbunan jalan, maka semakin kecil beban *traffic* yang dirasakan oleh lapisan tanah di bawah timbunan jalan. Beberapa perencana menganggap intensitas beban *traffic* berupa suatu harga konstan ($q_{traffic} = 1,0 \text{ ton/m}^2$). Asumsi seperti ini boleh saja akan tetapi sebaiknya pengaruh *traffic* dibedakan menurut tebal timbunannya (*Mochtar, 2000*).

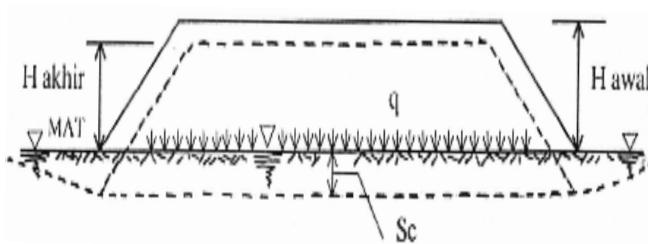


Gambar 2.3 Kurva Hubungan antara Tebal Timbunan dengan Intensitas Beban (*Japan Road Association, 1986*)

2.2 Penentuan Tinggi Timbunan Awal ($H_{initial}$ /Hawal)

Setelah pemampatan tanah dasar terjadi, tinggi timbunan awal (Hawal) yang direncanakan akan sesuai dengan tinggi timbunan yang diinginkan (Hakhir). Perhitungan H_{awal} dan H_{akhir} perlu dilakukan untuk mengetahui besar penurunan (S_c) yang terjadi akibat beban yang ada. Penentuan tinggi awal pada saat pelaksanaan (dengan memperhatikan penurunan), dapat hitung dengan rumus:

$$\begin{aligned}
 q_{akhir} &= q = (H_{awal} - S_c) \gamma_{timb} + S_c (\gamma_{sat\ timb} - \gamma_w) \\
 q &= H_{awal} \cdot \gamma_{timb} - S_c \cdot \gamma_{timb} + S_c \cdot \gamma'_{timb} \\
 q &= H_{awal} \cdot \gamma_{sat} - S_c (\gamma_{timb} - \gamma') \\
 \text{jadi, } H_{awal-i} &= \frac{q_i + S_{ci} (\gamma_{timb} - \gamma'_{timb})}{\gamma_{sat}} \\
 H_{akhir-i} &= H_{awal-i} - S_{ci} \dots\dots\dots (2.16)
 \end{aligned}$$



Gambar 2.4 Pengaruh *Settlement* (S_c) terhadap tinggi timbunan

2.3 Analisa Stabilitas Timbunan Pada Oprit

2.3.1 Analisa Stabilitas Timbunan dengan Program Bantu XSTABL

XSTABL adalah program yang dibuat untuk menyelesaikan kasus stabilitas timbunan (bidang miring) dalam dua dimensi. Parameter tanah (input) yang dibutuhkan pada program ini antara lain: γ , c' , ϕ , letak muka air tanah, dan koordinat permukaan tanah yang akan ditinjau. Dan output yang dihasilkan antara lain: jari-jari bidang longsor (R), koordinat bidang longsor, angka keamanan (SF), dan momen penahan dari tanah (MR).

2.4 Sistem Perkuatan Tanah

2.4.1 Preloading dengan Tanah Timbunan

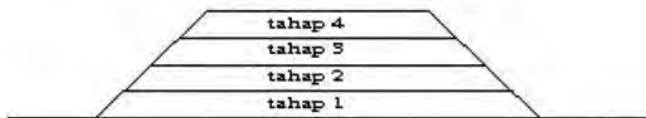
Metode untuk memampatkan tanah dasar yang lunak adalah dengan menggunakan beberapa cara yaitu: dapat berupa beban tanah timbunan (*surcharge*), beban air tangki air atau kolam air buatan, maupun beban luar lainnya yang diletakkan di atas

tanah aslinya. Kondisi tanah asli yang lunak (tanah lempung), membutuhkan waktu yang lama untuk memampat. Karena tidak mungkin menunggu waktu selama itu, sehingga perlu percepatan. Untuk mempercepat waktu *preloading*, dapat digunakan drainase vertikal (*vertical drain*) dan untuk memperpendek aliran (*drainage path*) dari air pori.

Beban timbunan direncanakan dengan ketinggian tertentu sesuai dengan besar pemampatan konsolidasi yang akan dihilangkan. Untuk meletakkan timbunan di atas tanah dasar, daya dukung tanah dasar harus diperhatikan agar kelongsoran tidak terjadi. Ada dua hal yang dapat dilakukan agar tidak terjadi kelongsoran, yaitu : dengan pemberian timbunan dengan cara bertahap dan pemberian timbunan *counter weight* .

1. Pemberian timbunan dengan sistim bertahap

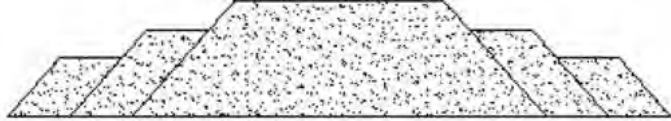
Dengan beban bertahap, waktu yang dibutuhkan untuk mencapai ketinggian timbunan rencana cukup lama dan tergantung pada peningkatan daya dukung tanah dasarnya. Penambahan beban setiap lapisan beban *preloading* mengacu pada ketinggian yang masih mampu dipikul H kritis oleh tanah dasarnya agar tidak terjadi kelongsoran. Untuk menentukan H kritis digunakan program bantu DX-STABL. Pemberian timbunan secara bertahap dapat dilihat pada **Gambar 2.5**.



Gambar 2.5 Pemberian *Preloading* secara Bertahap

2. Pemberian timbunan dengan sistim *Counter weight*

Pada tanah dasar dengan daya dukung yang sangat rendah dan luas lahan yang cukup luas, bisa dipakai sistem *preloading* dengan *counter weight*, seperti pada **Gambar 2.6**



Gambar 2.6 Pemberian *Preloading* secara *Counter Weight*

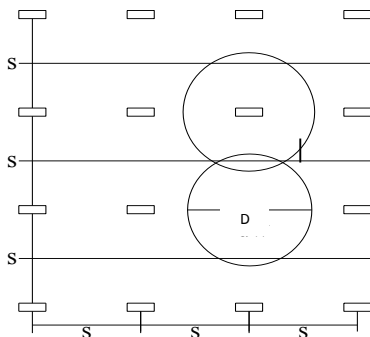
2.4.2 Metode Percepatan Pemampatan dengan PVD (*Prevacibrated Vertical Drain*)

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

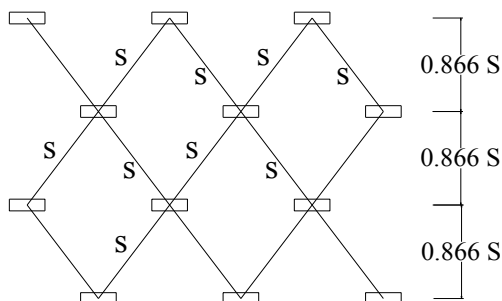
$$t = \left(\frac{D^2}{8Ch} \right) F(n) \ln \left(\frac{1}{1 - \bar{U}h} \right) \dots\dots\dots (2.17)$$

Dimana :

- t = waktu untuk menyelesaikan konsolidasi primer.
- D = diameter equivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari PVD.
- D = 1,13 x S untuk pola susunan bujur sangkar (**Gambar 2.7**).
- D = 1,05 x S untuk pola susunan segitiga (**Gambar 2.8**)
- Ch = koefisien konsolidasi untuk aliran air arah horisontal
- $\bar{U}h$ = derajat konsolidasi tanah (arah horisontal)



Gambar 2.7 Pola Susunan Bujur Sangkar, $D = 1,13 S$



Gambar 2.8 Pola Susunan Segitiga, $D = 1,05 S$

Persamaan 2.17 dikembangkan lagi oleh Hansbo (1979) yang mendekati teori Barron. Teori Hansbo (1979) lebih sederhana dengan memasukkan dimensi fisik dan karakteristik PVD. Fungsi $F_{(n)}$ adalah merupakan fungsi hambatan akibat jarak antara titik pusat PVD. Menurut Hansbo (1979), harga $F_{(n)}$ didefinisikan dalam Persamaan 2.18:

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

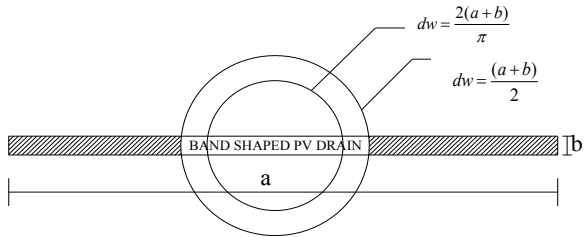
atau

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \left[\ln(n) - 3/4 - \left(\frac{1}{4n^2} \right) \right] \dots\dots\dots (2.18)$$

Dimana:

n = D/d_w

d_w = diameter *equivalen* dari vertikal drain (**Gambar 2.9**)



Gambar 2.9 *Equivalent* Diameter (d_w) untuk PVD

Pada umumnya, n > 20 sehingga dapat dianggap 1/n = 0 dan

$$\left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \approx 1 ; \text{ jadi :}$$

$$F_{(n)} = \ln(n) - 3/4 \text{ atau}$$

$$F_{(n)} = \ln(D/d_w) - 3/4 \dots\dots\dots (2.19)$$

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

$$t = \left(\frac{D^2}{8.C_h} \right) \cdot (F(n) + F_s + F_r) \cdot \ln \left(\frac{1}{1 - \bar{U}h} \right) \dots\dots\dots (2.20)$$

Dimana :

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

- D = diameter equivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari PVD.
- 1,13 x S untuk pola susunan bujur sangkar
 - 1,05 x S untuk pola susunan segitiga
- S = jarak antara titik pusat PVD
- C_h = koefisien aliran horisontal = $(k_h/k_v) \cdot C_v$
- K_h/K_v = perbandingan antara koefisien permeabilitas tanah arah horisontal dan vertikal, untuk tanah lempung jenuh air berkisar antara 2 – 5
- $F_{(n)}$ = faktor hambatan disebabkan karena jarak antar PVD
- F_r = faktor hambatan akibat gangguan pada PVD sendiri
- F_s = faktor hambatan tanah yang terganggu (*disturbed*)
- \bar{U}_h = derajat konsolidasi tanah (arah horisontal)

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

$$F_r = \pi \cdot z \cdot (L - z) \cdot \left(\frac{k_h}{q_w} \right) \dots\dots\dots (2.21)$$

Dimana:

- z = kedalaman titik yang ditinjau pada PVD terhadap permukaan tanah
- L = panjang *vertical drain*
- K_h = koefisien permeabilitas arah horisontal dalam tanah yang tidak terganggu (*undisturbed*)
- Q_w = *Discharge capacity* (kapasitas *discharge*) dari *drain* (tergantung dari jenis PVDnya).

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

$$F_s = \left(\frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \cdot \ln \left(\frac{ds}{dw} \right) \dots\dots\dots (2.22)$$

Dimana :

K_s = koefisien permeabilitas arah horisontal pada tanah sudah terganggu (*disturbed*).

D_s = diameter tanah yang terganggu (*disturbed*) sekeliling *vertical drain*.

d_w = *equivalen* diameter.

Dalam Persamaan 2.17, adanya faktor F_s dan F_r cenderung memperlambat kecepatan konsolidasi. Factor yang paling penting adalah $F_{(n)}$ sedangkan nilai F_s dapat mendekati atau lebih besar dari $F_{(n)}$. Data lapangan didapatkan harga $F_s/F_{(n)}$ berkisar antara 1 sampai 3; untuk memudahkan perencanaan maka diasumsikan $F_{(n)} = F_s$ dan harga F_r dianggap nol sehingga Persamaan 2.17 berubah menjadi:

$$t = \left(\frac{D^2}{8 C_h} \right) \cdot (2 F_{(n)}) \cdot \ln \left(\frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right) \dots\dots\dots (2.23)$$

Dimana :

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

D = diameter lingkaran

$F_{(n)}$ = faktor hambatan disebabkan karena jarak antara PVD

C_h = koefisien konsolidasi tanah horisontal

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

Dengan memasukkan harga t tertentu, dapat dicari harga \bar{U}_h pada lapisan tanah yang dipasang PVD. Selain konsolidasi akibat aliran pori arah horisontal, juga terjadi konsolidasi akibat aliran air arah vertikal \bar{U}_v . Harga \bar{U}_v dicari dengan Persamaan :

$$T_v = \frac{t \cdot C_v}{(H d_r)^2} \dots\dots\dots (2.24)$$

Dimana :

H_{dr} = ketebalan lapisan tanah yang dipasang PVD

C_v = harga C_v tanah pada lapisan setebal panjang PVD

Untuk nilai C_v yang berbeda di setiap lapisan tanah maka dihitung nilai C_v gabungan yang dicari dengan persamaan:

$$C_{v \text{ gab}} = \frac{(H_1 + H_2 + \dots + H_n)^2}{\left[\frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \dots + \frac{H_n}{\sqrt{C_{vn}}} \right]^2} \quad \dots\dots\dots (2.25)$$

t = waktu konsolidasi yang dipilih

Harga \bar{U}_v dicari dengan persamaan 2.6 dan 2.7.

Derajat konsolidasi rata-rata \bar{U} dapat dicari dengan cara :

$$\bar{U} = [1 - (1 - U_h)(1 - U_v)] \times 100\% \quad \dots\dots\dots (2.26)$$

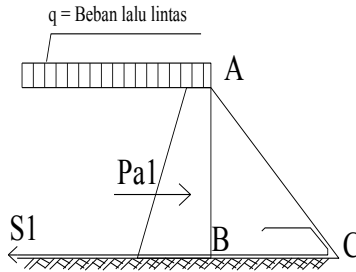
2.5 Perkuatan Tanah dengan Geotextile

Geotextile merupakan salah satu jenis bahan *Geosynthesis* yang paling luas penggunaannya dalam bidang teknik sipil. Salah satunya adalah penggunaan pada timbunan. Pada perencanaan *Geotextile* untuk *embankment*, perlu ditinjau stabilitas pada :

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

2.5.1 *Internal Stability*

Dapat dilihat pada **Gambar 2.10**, Kondisi *internal stability* tercapai bila tidak terjadi longsor pada lereng AC



Gambar 2.10 Gaya-gaya pada *Internal Stability*

1. Syarat Tidak Terjadi *Failure* di Lereng AC

$$P_{a1} \leq \frac{(\text{Berat efektif ABC}) \times \tan \delta}{SF} \dots\dots\dots (2.27)$$

Dimana :

δ = sudut geser antara tanah timbunan dan material *geotextile* $\approx \emptyset$

SF = 1,35 untuk jalan sementara
 = 2,00 untuk jalan permanen

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

2. Syarat Kekuatan Bahan

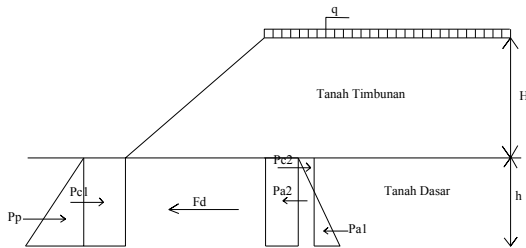
$$P_{a1} \leq S_1 \dots\dots\dots (2.28)$$

Dimana :

S_1 = kekuatan tarik material *geotextile* yang diijinkan ($T_{allowable}$)

2.5.2 Foundation Stability

Kondisi *foundation stability* tercapai apabila tidak terjadi longsor di daerah F_d seperti pada **Gambar 2.11**



Gambar 2.11 Gaya-gaya pada *Foundation Stability*

$$1. P_{a2} \leq \frac{Pp + 2SuxL}{SF} \dots\dots\dots (2.29)$$

Dimana :

S_u = Undrained Shear Strength dari tanah lunak

SF = 1,35 untuk jalan sementara

= 2,00 untuk jalan permanen

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

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$2. S_2 \geq (S_u \times L)SF \dots\dots\dots (2.30)$$

2.5.3 Overall Stability

Pada perhitungan *overall stability*, dicari Momen

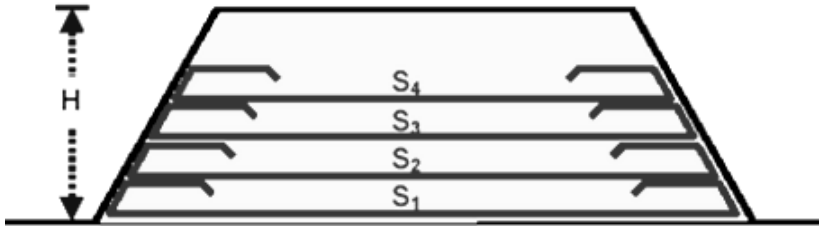
Penahan (M_r)

$$\begin{aligned} M_r &= R \cdot \sum \tau_i \cdot l_i + T_i \cdot S_i \\ &= M_r + \Delta M_r \dots\dots\dots (2.31) \end{aligned}$$

Di mana :

S_i adalah gaya tarik *geotextile* seperti yang terlihat pada

Gambar 2.12.



Gambar 2.12 Gaya Tarik *Geotextile* pada *Overall Stability*

Syarat *stability* :

$$SF \leq \frac{M_{\text{penahan}}}{M_{\text{penggerak}}} \dots\dots\dots (2.32)$$

SF_{min} = 1,25 (beban tetap)

SF_{min} = 1,1 (beban sementara)

(Mochtar,2000)

2.5.4 Kebutuhan *Geotextile*

Panjang *geotextile* yang ditanam (L) pada satu sisi timbunan :

$$L = L_e + L_d \dots\dots\dots (2.33)$$

Dimana :

L_d : (koordinat-X bidang longsor lapisan i *geotextile* terpasang) – (koordinat tepi timbunan lapisan i *geotextile* dipasang)

L_e : Panjang *geotextile* yang berada di belakang bidang longsor (minimum 1m)

$$L_e = \frac{T_{\text{allow}} \times FS}{(2\tau) \times E} \dots\dots\dots (2.34)$$

Dimana :

τ = Tegangan geser antar tanah timbunan dengan geotextile

$$\tau = C_u + \sigma_v \tan \phi_1 \dots\dots\dots (2.35)$$

E = efisiensi \rightarrow diambil E = 0.8

Untuk panjang total 1 sisi *geotextile* $> \frac{1}{2}$ lebar timbunan, maka untuk mempermudah pemasangan di lapangan, *geotextile* dipasang selebar timbunan.

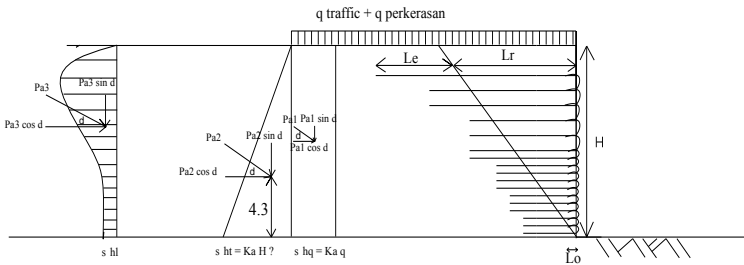
2.6 Perkuatan Tanah dengan *Geotextile Wall*

Geotextile Wall merupakan perkuatan pada tanah dengan kemiringan hampir nol atau tegak lurus dengantanah dasar. Untuk merencanakan *geotextile wall*, maka perlu ditinjau 2 aspek stabilitas, yaitu :

- *Internal Stability* meliputi langkah pertama untuk menentukan panjang *geotextile*, spasi vertikal, maupun jarak overlap.
- *External stability* meliputi perhitungan momen guling, gaya geser, dan daya dukung.

2.6.1 *Internal Stability*

Untuk menghitung *internal stability*, maka perlu dihitung tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh beban tanah itu sendiri, beban mati dan beban hidup seperti yang terlihat pada **Gambar 2.13**. *Geotextile wall* yang dipasang harus mampu melawan gaya lateral total (σ_h) yang terdiri dari $\sigma_q + \sigma_{hs} + \sigma_{hl}$. Untuk itu, harus dicari panjang total *geotextile* pada bidang longsor yang terdiri dari $L_e + L_r + L_o$.



Gambar 2.13 Gaya – gaya pada Internal Stability

- L_e merupakan panjang *geotextile* di belakang bidang longsor yang dapat dicari dengan cara :

$$L_e = \frac{S_v \times \sigma_h \times FS}{2(C_a + \gamma z \tan \delta)} \dots \dots \dots (2.35)$$

Pada persamaan di atas, terdapat S_v (*vertical spacing*) yang

- dapat dicari dengan persamaan sebagai berikut :

$$S_v = \frac{T_{allow}}{\sigma_h \times FS} \dots \dots \dots (2.36)$$

- L_r merupakan panjang *geotextile* di depan bidang longsor yang dapat dicari dengan persamaan sebagai berikut :

$$L_r = (h-z) \tan (45-(\phi/2)) \dots \dots \dots (2.37)$$

- L_o merupakan panjang overlap *geotextile* dapat dicari dengan persamaan sebagai berikut :

$$L_o = \frac{S_v \times \sigma_h \times FS}{4(C_a + \gamma z \tan \delta)} \dots \dots \dots (2.38)$$

Dimana :

- L_o minimum adalah 1 meter
- Sudut antara tanah dasar dengan *geotextile* (δ) dapat dicari pada **Tabel 2.2**.

Tabel 2.2 Sudut Geser antara Tanah Timbunan dengan Geotextile (δ)

Geotextile Type	Concrete Sand ($\phi=30^\circ$)	Rounded Sand ($\phi=28^\circ$)	Rounded Sand ($\phi=26^\circ$)
Woven, monofilament	26° (84%)	-	-
Woven, slit-film	24°(77%)	26° (84%)	23° (87%)
Nonwoven, heat-bonded	26°(84%)	-	-
Nonwoven, needle-punched	30°(100%)	26° (92%)	25° (96%)

Sumber : Koerner,1999

2.6.2 External Stability

External stability pada *geotextile* meliputi: kontrol terhadap guling, kontrol terhadap geser dan kontrol daya dukung tanah.

Kontrol terhadap guling, dapat dicari dengan persamaan sebagai berikut :

$$SF = \frac{\sum \text{Momen Penahan}}{\sum \text{Momen Dorong}} \dots\dots\dots (2.39)$$

SF \geq 2 (Berdasarkan rekomendasi dari *Federal Highway Administration*)

Kontrol terhadap geser, dapat dicari dengan persamaan sebagai berikut :

$$SF = \frac{\sum \text{Gaya Penahan}}{\sum \text{Gaya Geser}} \dots\dots\dots (2.40)$$

SF \geq 1,5 (Berdasarkan rekomendasi dari *Federal Highway Administration*)

Kontrol terhadap daya dukung tanah, dapat dicari dengan persamaan sebagai berikut :

$$SF = \frac{P_{ult}}{P_{act}} \dots\dots\dots (2.41)$$

$SF \geq 2$ (Berdasarkan rekomendasi dari *Federal Highway Administration*)

Dimana :

$$P_{ult} = c' N_c + q N_q + 0,5\gamma B N_\gamma$$

$$P_{act} = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_D}{1/6B^2L}$$

Harga N_c , N_q , dan N_γ dicari pada **Tabel 2.3**

Tabel 2.3 Harga-harga N_c , N_γ , N_q dari Caquot & Kerisel

No	ϕ°	N_c	N_γ	N_q
1	0	5.14	0	1
2	5	6.5	0.1	1.6
3	10	8.4	0.5	2.5
4	15	11	1.4	4
5	20	14.8	3.5	6.4
6	25	20.7	8.1	10.7
7	30	30	18.1	18.4
8	35	46	41.1	33.3
9	40	75.3	100	64.2
10	45	134	254	135

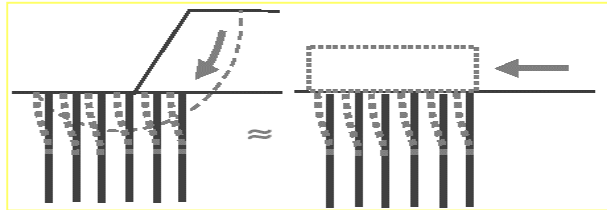
Sumber : Wahyudi, 1999

2.7 Peningkatan Perkuatan Tanah dengan Cerucuk (*minipile*)

Minipile adalah salah satu jenis cerucuk yang terbuat dari beton dan merupakan perkuatan untuk tanah. Pemakaian *minipile* bertujuan untuk:

1. Meningkatkan daya dukung tanah
Apabila suatu tiang *minipile* dimasukkan ke dalam tanah, maka tanah di sekitarnya akan memadat. Jadi dapat dikatakan jika pemasangan tiang lebih dari satu akan berpengaruh pada pemadatan tanah.
2. Mengindari terjadinya sliding
Hal ini dikarenakan cerucuk dapat menahan gaya geser lebih besar dari pada tanah.

3. Menahan kelongsoran pada tanah timbunan bersama dengan tanah dasar di bawahnya (kelongsoran keseluruhan).



Gambar 2.13 Asumsi Gaya yang diterima Cerucuk (NAVFAC DM-7 1971)

2.7.1 Perhitungan E komposit

Pada perhitungan E komposit, sudah diketahui nilai mutu beton (f_c), dimensi b dan h , dari jenis minipile itu sendiri.

$$E_{\text{komposit}} = \frac{(A_c \times E_c) + (A_t \times E_t) + (A_s \times E_s)}{A_c + A_t + A_s} \dots\dots\dots (2.42)$$

Di mana:

- $E_c = 4700\sqrt{f_c}$
- $E_s = 200000 \text{ Mpa}$
- $A_c = b \times h$
- $A_t = \text{luas total tulangan pada minipile}$
- $A_s = 16 \times A_t$

Keterangan :

E_c = modulus elastisitas beton (kg/cm^2)

E_s = modulus elastisitas baja (kg/cm^2)

A_c = luasan beton (m^2)

A_t = luasan tulangan (m^2)

A_s = luasan sengkang (m^2)

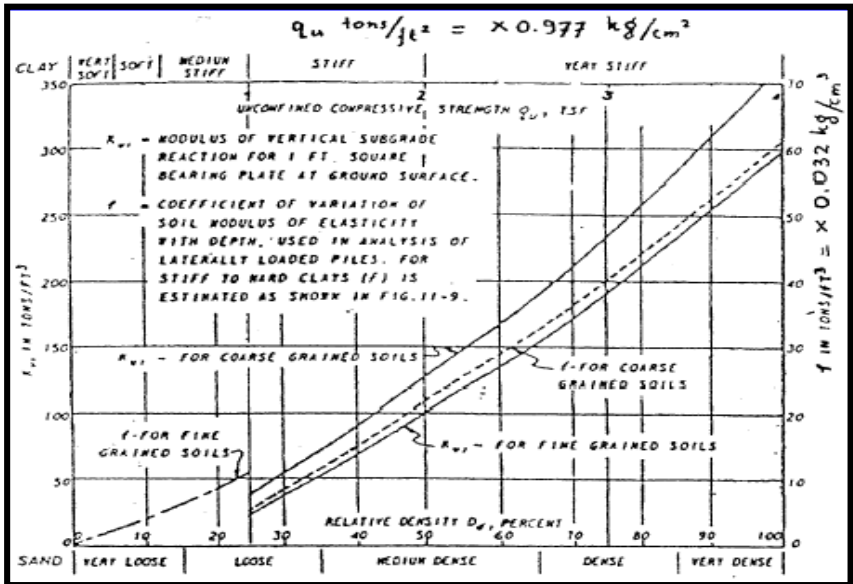
2.7.2 Perhitungan Faktor Kekakuan Relatif (T)

Adapun perhitungan faktor kekakuan relatif adalah

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}} \dots\dots\dots (2.43)$$

Di mana:

- $I = \frac{1}{12}bh^3$ = momen inersia (cm⁴)
- $Cu = \frac{3}{2}C$
- E = Modulus Elastisitas bahan cerucuk (kg/cm²) f = koefisien modulus tanah (kg/cm²), ditentukan dari grafik **Gambar 2.14** (qu = 2 Cu)



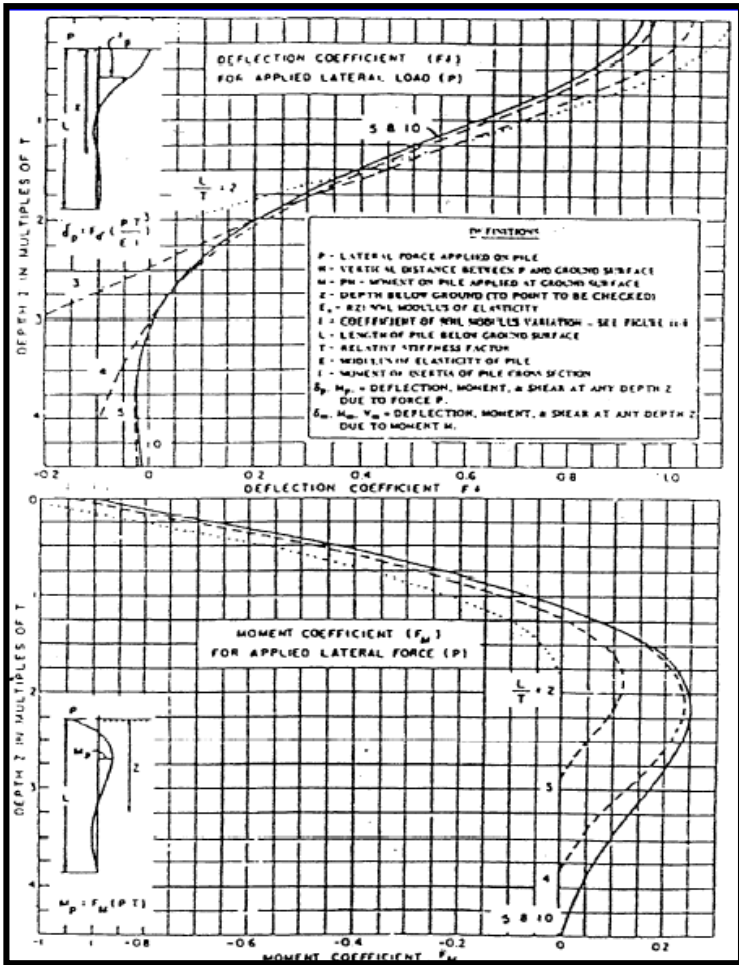
Gambar 2.14 Harga f berdasarkan NAVFAC DM-7 1971

2.7.3 Perhitungan Kekuatan untuk 1 cerucuk

$$P_{\max} = \frac{M_p}{F_m \times T} \dots\dots\dots (2.44)$$

Di mana:

- $M_p \text{ max 1 cerucuk} = M_p = w \times \sigma t$
- $w = \frac{1}{C}$
- $F_m = \text{koefisien momen lentur akibat beban lateral dari grafik **Gambar 2.15**}$



Gambar 2.15 Harga F_m

2.7.4 Perhitungan Kebutuhan minipile (n)

Dalam perhitungan kebutuhan minipile, dibutuhkan data momen penahan (MR), SF min, jari-jari kelongsoran (R), dan lain-lain. Data-data tersebut dapat diperoleh dari program XSTABL.

Adapun rumus dari perhitungan kebutuhan minipile adalah

$$n = \frac{(SF_{rencana} - SF_{yang\ ada}) \times MD}{P_{max} 1minipile \times R}$$

Di mana:

$$MD = \frac{MR}{SF}$$

2.8 Desain Konstruksi Abutment

2.8.1 Pembebanan

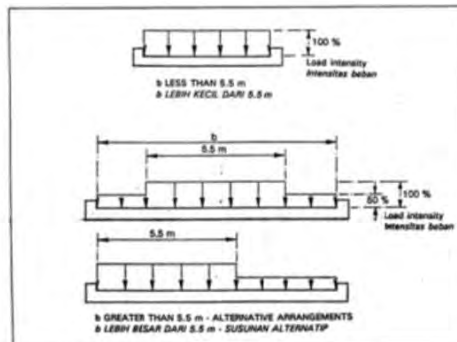
Jenis pembebanan yang akan diperhitungkan dalam pembebanan antara lain:

a. Beban Mati

Beban mati pada jembatan terdiri dari berat pelat beton, berat box girder, berat aspal.

b. Beban Hidup

Beban yang diperhitungkan adalah beban UDL dan KEL.



Gambar 2.16 Distribusi Pembebanan

- Beban hidup D merata (UDL)
Untuk $L < 30$ m
 $q_{UDL} = 8$ kPa
Untuk $L > 30$ m
 $q_{UDL} = 8(0,5 + \frac{15}{L})$ kPa(2.45)

- Beban hidup D garis (KEL)
 $P_{KEL} = P(1 + DLA)$ Ku.....(2.46)

Di mana:

$$P = 44 \text{ KN/m}$$

DLA = Faktor Dynamic Load Allowance dapat dilihat pada grafik 2.3

$$q_{tot} = q_{UDL} + q_{KEL}$$

c. Beban Angin

Dalam menentukan kecepatan angin rencana (V_w), diasumsikan beban angin lateral bekerja pada seluruh bangunan atas secara merata. Gaya nominal ultimate:
 $Tew_1 = 0,006.C_w.V_w^2.A_b$ (2.47)

Dimana :

C_w = Koefesien seret

V_w = Kecepatan angin

A_b = Luas jembatan yang terkena angin

d. Beban Gesekan

Akan terjadi pemuaian, penyusutan, maupun gaya gempa akibat dari beban gesekan (beban horizontal longitudinal) pada tumpuan yang bergerak.

$$H_L = m.(R_L + R_D)..... (2.48)$$

e. Beban Rem

Reaksi perletakan akibat pengereman (R_m) adalah:

$$R_m = 0,5.Tr..... (2.49)$$

Di mana:

Tr adalah gaya sentrifugal yang bekerja pada bagian jembatan.

f. Beban Gempa

$$T_{EQ} = K_H \cdot I \cdot W_T \dots \dots \dots (2.50)$$

Dimana :

T_{EQ} = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau

K_H = Koefesien beban gempa horizontal

$$K_H = C \cdot S$$

C = Koefesien dasar untuk daerah waktu dan kondisi setempat yang sesuai, yang dapat dicari dengan gambar zona gempa pada BMS sesuai dengan daerah gempa, fleksibilitas tanah dibawah permukaan dan waktu getar bangunan.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_{TP}}{gK_P}} \dots \dots \dots (2.51)$$

Di mana:

T = waktu getar dalam detik

W_{TP} = Berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berat dari pilar

K_P = Kekakuan gabungan sebagai gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan pada bagian atas pilar.

S = Faktor tipe bangunan

I = Faktor kepentingan

W_T = Berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban beban mati tambahan

2.8.2 Stabilitas Abutment

Ada beberapa analisa untuk mengontrol analisa stabilitas abutment:

a. Kontrol Geser

Dapat digunakan persamaan sebagai berikut:

$$F = \frac{f \cdot W}{\Sigma H} \dots\dots\dots 2.40)$$

Di mana:

$$F = 1,5$$

f = Koefesien gesek antara beton dengan tanah

w = Beban vertikal yang bekerja pada dinding yaitu berat sendiri abutment, berat tanah dan beban struktur bangunan atas = $w_{total} + R_D$

w_{total} = Berat sendiri abutmen dan berat tanah diatas abutmen

R_D = Beban struktur bangunan atas yang dipikul oleh abutmen

ΣH = Beban horizontal akibat tekanan tanah dan gaya rem

$$\Sigma H = E_{a1} + E_{a2} + E_{w1} + E_{w2} \dots\dots\dots (2.41)$$

b. Kontrol Guling

Dapat digunakan persamaan sebagai berikut:

$$\frac{\Sigma \text{Momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} \geq 1,5 \dots\dots\dots (2.52)$$

c. Kontrol Daya Dukung

Dapat digunakan persamaan sebagai berikut:

$$SF = \frac{q_L}{q_{adm}} > 3 \dots\dots\dots (2.53)$$

Di mana:

$$q_L = \left[\left(1 - 0,2 \frac{B}{L} \right) \frac{B}{2} \gamma' N_\gamma \right] + \left[\left(1 + 0,2 \frac{B}{L} \right) c \cdot N_c \right] + \left[\gamma' \cdot D \cdot N_q \right] \dots \dots \dots (2.54)$$

$$q_{adm} = \frac{V}{A} + \frac{\Sigma M}{\frac{1}{6} B^2 L} \dots \dots \dots (2.55)$$

2.9 Desain Pondasi Tiang Pancang

2.9.1 Kekuatan Bahan Tiang

Kekuatan tiang berdasarkan mutu dan luas penampang tiang. Sebagai pemikul beban luar kekuatan tiang yang sudah terpasang berdasarkan kekuatan bahan sebesar :

$$Q_b = \sigma_{\text{bahan}} \times A \dots \dots \dots (2.56)$$

Di mana :

σ_{bahan} = tegangan ijin bahan

A = luas penampang

2.9.2 Daya Dukung Tiang yang berdiri sendiri

Daya dukung tiang berdiri sendiri dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_{ult} = Q_e + Q_f - W \dots \dots \dots (2.57)$$

Di mana :

Q_{ult} = Ultimate pile capacity

Q_e = End bearing capacity

Q_f = Side friction capacity

W = Berat tiang

Besarnya Q_e dapat ditentukan dengan menggunakan teori daya dukung sebagai berikut

$$Q_e = \Delta (C \cdot N_c + \sigma_v \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma) \dots \dots \dots (2.58)$$

Di mana :

Δ = Luas dasar penampang tiang

C = Kohesi

σ_v = Tegangan vertikal tanah pada dasar tiang

γ = Berat volume tanah

D = Diameter tiang

N_c, N_q, N_γ = Faktor-faktor daya dukung

Besarnya Q_f dapat ditentukan dengan rumus:

$$Q_f = \int_0^L \phi \tau dz = \int_0^L \phi (C_a + k \sigma_v \operatorname{tg} \phi_a) dz \dots \dots \dots (2.59)$$

Di mana :

C_a = kekuatan geser tanah
 k = koefesien tegangan lateral
 σ_v = tegangan vertikal tanah pada dasar tiang
 ϕ_a = sudut geser antara tiang dan tanah

Untuk tanah kohesif

$$Q_{ult} = \Delta (C_u \cdot N_c + \sigma_v) + \int_0^L \phi C_a dz - W \dots \dots \dots (2.60)$$

Untuk tanah berbutir

$$Q_{ult} = \Delta \sigma_v \cdot N_q + \int_0^L \phi k \sigma_v \operatorname{tg} \phi_a dz - W \dots \dots \dots (2.61)$$

Effisiensi kelompok yang dipakai persamaan :

$$E_k = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] \dots \dots \dots (2.62)$$

Dimana :

m = jumlah tiang dalam baris
 n = jumlah tiang dalam kolom
 θ = $\operatorname{arc} \tan \frac{D}{s}$
 D = diameter tiang
 s = jarak antara pusat ke pusat tiang

Sehingga daya dukung 1 tiang dalam kelompok adalah :

Q_{ult} = $E_k \cdot Q_{ult}$ (tiang berdiri sendiri)
 Q_d = Q_{ult} / SF

2.9.3 Daya Dukung Tiang dalam kelompok

Besarnya gaya yang bekerja pada 1 tiap pancang pada kelompok tiang adalah:

$$P_i = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{M_x d_{yi}}{\Sigma_{i=1}^n d_{yi}^2} \pm \frac{M_y d_{xi}}{\Sigma_{i=1}^n d_{xi}^2} \dots\dots\dots (2.63)$$

Di mana :

ΣV = Jumlah beban vertikal

n = Jumlah tiang

M_x dan M_y = Momen-momen yang bekerja di atas poer

d_{xi} dan d_{yi} = Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang

Dari gaya axial P_i yang maksimum dan minimum harus dikontrol terhadap daya dukungnya :

$$P_{max} \leq Q_{all} = Q_{ijin} = Q_{ult}/SF$$

2.9.4 Daya Dukung Tiang dari hasil SPT

Dengan rumus Luciano Decourt, dipakai rumus seperti di bawah ini:

$$Q_{ult} = K \cdot N_p \cdot A_p + (N_s/3 + 1) \cdot A_s \dots\dots\dots (2.64)$$

$$Q_d = Q_{ult}/SF ; SF = 3$$

Di mana :

K = Koefesien karakteristik tanah

N_p = Nilai rata-rata SPT (N) sepanjang 4D diatas s/d 4D dibawah ujung tiang

A_p = Luas penampang diujung tiang

N_s = nilai rata-rata N sepanjang tiang dengan nilai $3 \leq N \leq 50$

A_s = Luas selimut tiang

2.9.5 Daya Dukung Lateral

a. Tiang dengan kepala tertahan (untuk tanah tidak *cohesive*)

Menentukan kondisi kedalaman (pendek dan panjang) direncanakan dengan kuat lentur *ultimate* M_y dari tiang

$$L_I = \left[\frac{M_y}{Kp\gamma_s D} \right]^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (2.65)$$

Bila $L \leq L_I$ maka sebagai tiang pendek dan Q_L ditentukan dengan menggunakan **Gambar 2.17**.

Bila $L > L_I$ diperiksa

$$M_{max} = Q_L \cdot f - M_y + 0,5 \cdot \gamma_s \cdot Kp \cdot Df^3 \dots\dots\dots (2.66)$$

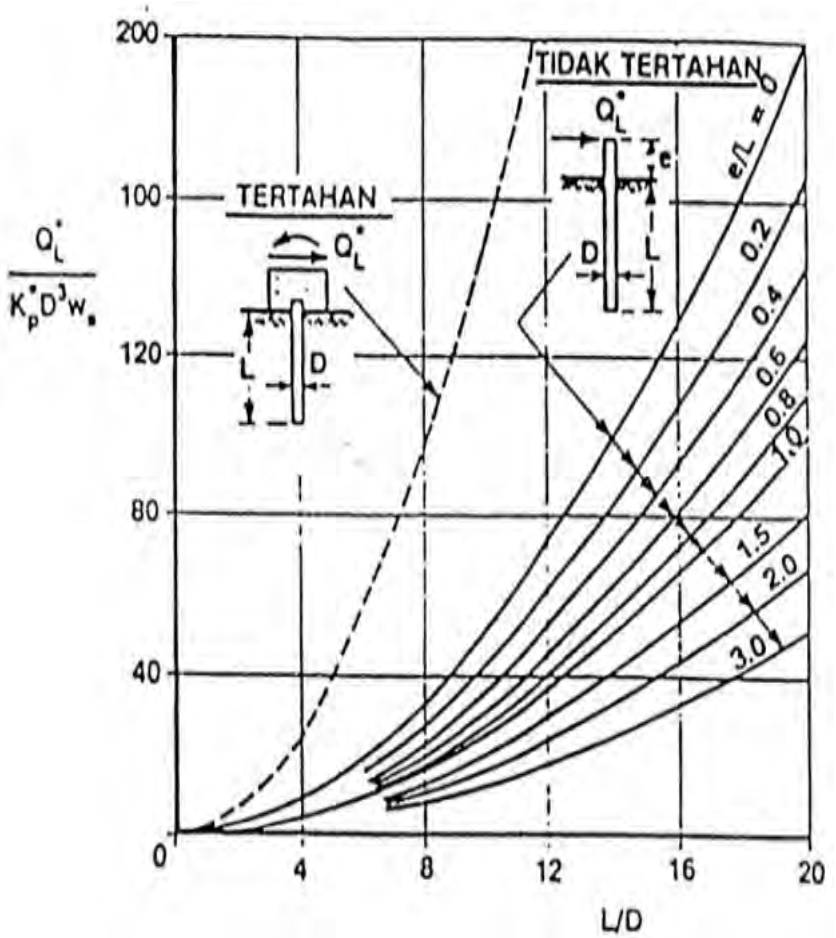
$$L_I = \left[\frac{2M_y}{Kp\gamma_s D} \right]^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (2.67)$$

$$Q_L = 1,5 \cdot Kp \cdot \gamma_s \cdot f^2 \cdot D \dots\dots\dots (2.68)$$

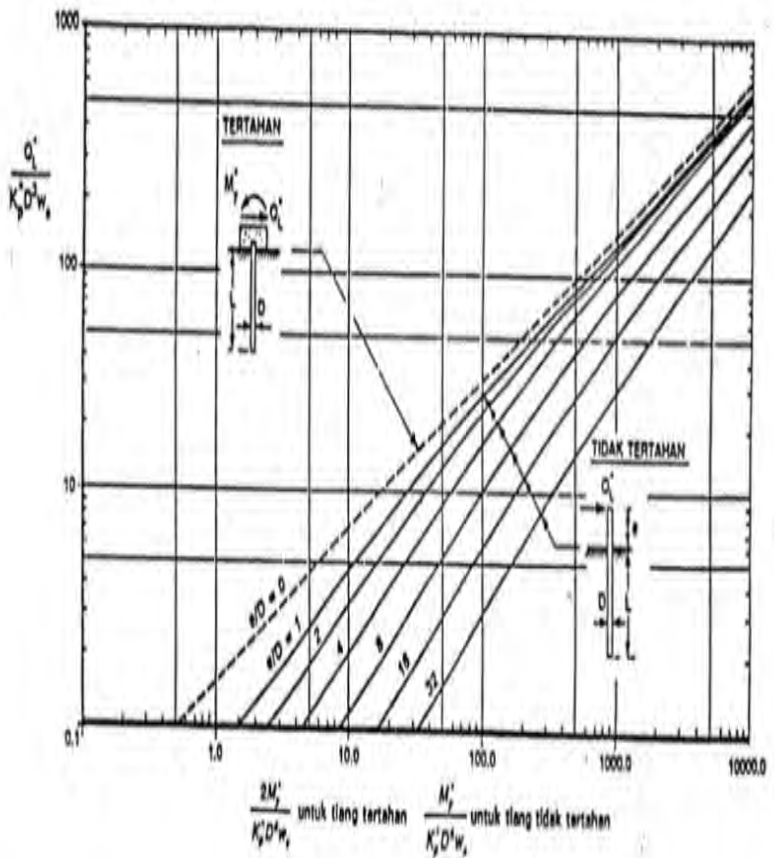
Bila $M_{max} \geq M_y$ maka sebagai tiang panjang dan Q_L ditentukan dengan menggunakan **Gambar 2.18**.

Bila $M_{max} < M_y$ maka sebagai tiang menengah dan

$$Q_L = 0,5 \cdot Kp \cdot \gamma_s \cdot L^2 D + \frac{M_y}{L} \dots\dots\dots (2.69)$$



Gambar 2.17 Grafik Ketahanan lateral ultimate untuk tiang pendek dalam tanah kohesif

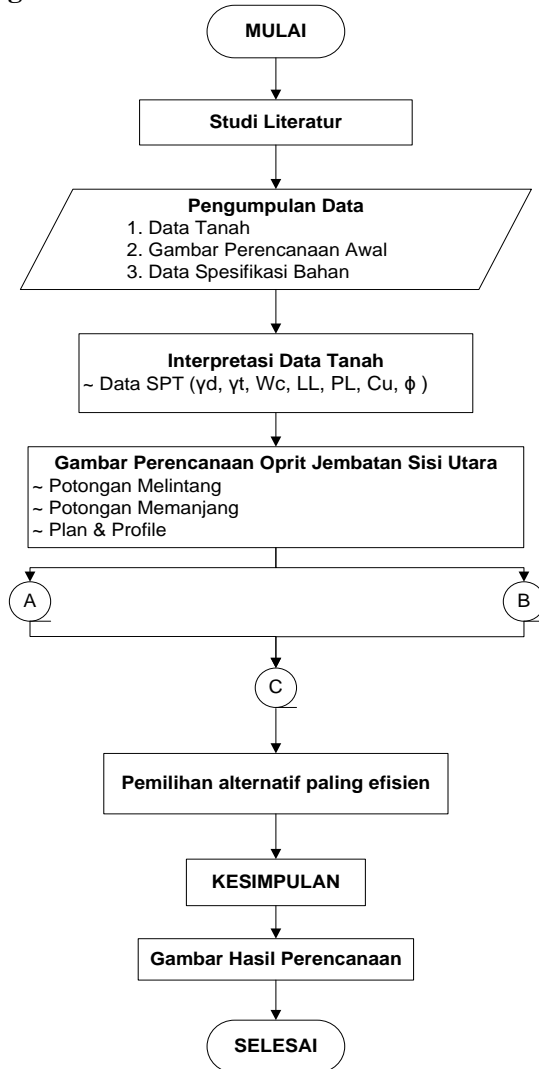


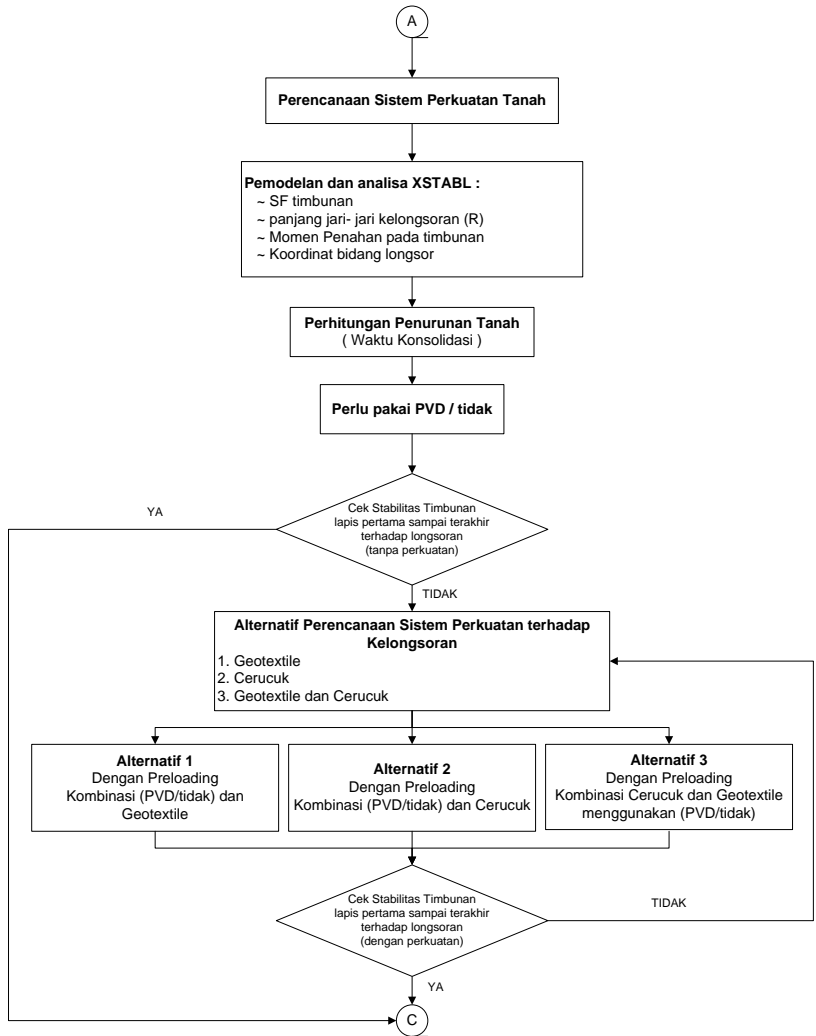
Catatan : Kapasitas rencana dari panjang tiang tertahan yang digambarkan diatas boleh dihitung dari : $Q_c'_{\text{maks}} = \left[13.8 K_s' W_p D M_p'^2 \right]^{1/3}$

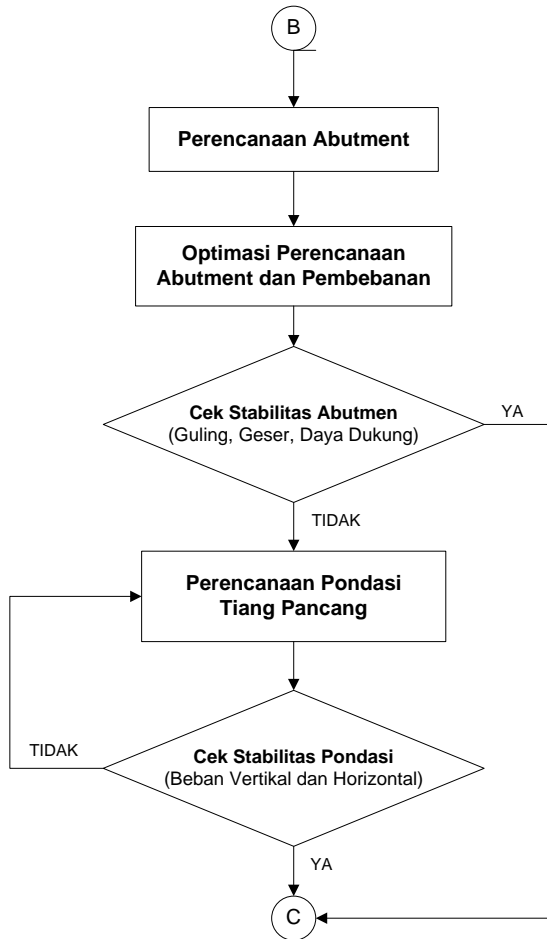
Gambar 2.18 Grafik Ketahanan lateral ultimate untuk tiang panjang dalam tanah tidak kohesif

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir







3.2 Studi Literatur

Dalam pengerjaan Laporan Tugas Akhir ini diperlukan studi literatur untuk menunjang dan menambah pengetahuan tentang alternatif perkuatan tanah, daya dukung tanah, dan stabilitas

timbunan terhadap kelongsoran. Studi literatur didapat dari buku diktat kuliah, internet, jurnal, serta buku – buku penunjang yang berhubungan dengan penyelesaian Laporan Tugas Akhir, antara lain:

1. Referensi mengenai perencanaan oprit/ timbunan
2. Referensi tentang pemodelan dan analisa program xstabl.
3. Referensi tentang perencanaan dan perhitungan sistim Geotextile dan Minipile untuk perkuatan lereng.
4. Referensi mengenai perhitungan struktur abutment.

3.3 Pengumpulan data

Data yang digunakan dalam Laporan Tugas Akhir ini adalah data sekunder. Data yang digunakan dalam proses perhitungan antara lain:

- Data Tanah Dasar
Data Tanah yang digunakan berasal dari Laboratorium Uji Material Diploma Teknik Sipil. Data tanah berupa data sifat-sifat tanah dan *bore log*.
- Data Tanah Timbunan
Data tanah yang ada seperti sifat fisik dan dimensi yang telah ada, dianalisa agar dapat menghasilkan timbunan yang sesuai.
- Data Spesifikasi Bahan
Mencari beberapa data referensi untuk jenis- jenis Geotextile dan Cerucuk dalam pemilihan perkuatan tanah sesuai kondisi tanahnya
 1. Spesifikasi geotextile yang digunakan adalah type Stablenka 100/50
 2. Jenis cerucuk yang dipakai adalah *minipile* segiempat dari PT Wika Beton dengan dimensi 20 x 20 cm, mutu beton K 450 dan mutu baja tulangan U-39.
 3. Jenis PVD yang dipakai berupa PVD “CeTeau-Drain CT-D822” dengan Spesifikasi Lebar : 100 mm dan dengan ketebalan : 5 mm.

- Data Gambar Proyek
Data Gambar berasal dari Kontraktor pelaksana, PT Adhi Karya. Gambar detail Proyek Jembatan Jalan Tol Mojokerto-Kertosono yang dibutuhkan untuk merencanakan timbunan adalah berupa gambar potongan melintang, potongan memanjang, *plan & profile*.

3.4 Perencanaan Sistem Perkuatan Tanah Dasar

Pada perencanaan perkuatan tanah ini, digunakan 2 kombinasi yaitu: geotextile dengan PVD dan Minipile dengan PVD.

3.4.1 Perencanaan Geotextile dengan PVD

Dalam perkuatan tanah dengan geotextile dilakukan kontrol stabilitas terhadap internal stability, external stability, dan overall stability. Dan untuk mempercepat penurunan tanah maka dipasang *Prefabricated Vertical Drain* (PVD).

3.4.2 Perencanaan Cerucuk dengan PVD

Selain menggunakan geotextile, alternatif lain yang juga digunakan adalah dengan konstruksi cerucuk (*minipile*). Minipile tersebut juga digunakan untuk meningkatkan perkuatan tanah dan menahan kelongsoran tanah timbunan bersama dengan tanah dasar itu sendiri.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV DATA DAN ANALISA DATA

4.1. Data Tanah

4.1.1 Data Tanah Dasar

Data tanah dasar yang didapatkan berupa *bore log* dan hasil test laboratorium.. Dengan lokasi tanah yang ditinjau adalah daerah Kota Mojokerto. Data *bore log* dan hasil analisa data tanah dasar dapat dilihat pada **Lampiran 1**. Untuk hasil rekapitulasi data tanah dasar dapat dilihat pada **tabel 4.1**.

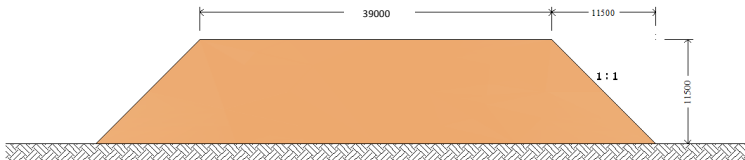
4.1.2 Data Tanah Timbunan

Data timbunan di lapangan yang digunakan berupa dimensi timbunan dan sifat fisik timbunan.

1. Dimensi timbunan

Timbunan direncanakan dengan tinggi *final* sesuai dengan elevasi pada oprit yaitu $H = 11.5$ m, lebar timbunan $L = 39$ m dan kemiringan talud 1:1.

2. Sifat fisik timbunan meliputi: $\gamma_t = 1.8$ t/m², $\phi = 30^\circ$, $C_u = 0$.



Gambar 4.1 Potongan melintang timbunan STA 5+950

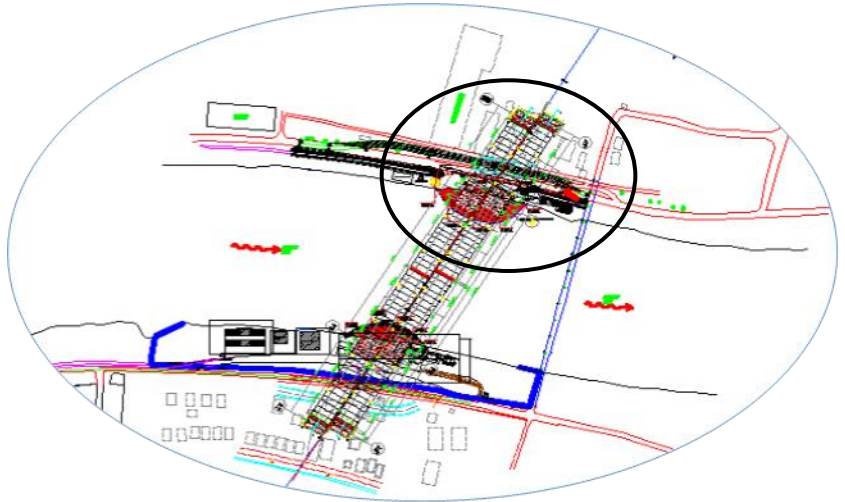
Tabel 4.1 Data Rekapitulasi Tanah Dasar

kedalaman (m)	Tebal lapisan (m)	N	Konsistensi Tanah	Jenis Tanah	γ_d t/m ³	Wc %	Gs	LL %	PL %	PI %	ϕ °	c kg/cm ²	e	γ_t t/m ³	γ_{sat} t/m ³	Cu t/cm ²	SR	Cc	Cv Cm ² /sec
0-1,0	1	0	Sungai Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.110	40,26	2,550	76,30	36,06	39,44	2,10	0,11	1,230	1,550	1,695	-	100	0,397	0,004
1,0-2,0	1	0	Sungai Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.110	40,26	2,550	76,30	36,06	39,44	2,10	0,11	1,230	1,550	1,695	-	100	0,397	0,004
2,0-3,0	1	0	Sungai Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.110	40,26	2,550	76,30	36,06	39,44	2,10	0,11	1,230	1,550	1,695	-	100	0,397	0,004
3,0-4,0	1	1	Sungai Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.140	39,69	2,560	76,30	36,06	39,44	2,10	0,11	1,230	1,550	1,695	-	100	0,397	0,004
4,0-5,0	1	2	Sungai Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.140	39,69	2,560	76,30	36,06	39,44	2,10	0,11	1,230	1,550	1,695	-	100	0,397	0,004
5,0-6,0	1	2	Sungai Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.140	39,69	2,560	76,30	36,06	39,44	2,10	0,11	1,230	1,550	1,695	-	100	0,397	0,004
6,0-7,0	1	2	Sungai Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.130	38,78	2,540	60,80	32,21	28,59	2,10	0,11	1,230	1,500	1,691	-	100	0,457	0,004
7,0-8,0	1	2	Sungai Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.130	38,78	2,540	60,80	32,21	28,59	2,10	0,11	1,230	1,500	1,691	-	100	0,457	0,004
8,0-9,0	1	2	Sungai Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.130	38,78	2,540	60,80	32,21	28,59	2,10	0,11	1,230	1,500	1,691	-	100	0,457	0,004
9,0-10,0	1	2	Sungai Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.030	49,79	2,520	65,74	36,62	28,92	1,40	0,117	1,430	1,550	1,626	-	100	0,392	0,004
10,0-11,0	1	3	Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.030	49,79	2,520	65,74	36,62	28,92	1,40	0,117	1,430	1,550	1,626	-	100	0,392	0,004
11,0-12,0	1	3	Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.030	49,79	2,520	65,74	36,62	28,92	1,40	0,117	1,430	1,550	1,626	-	100	0,392	0,004
12,0-13,0	1	3	Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.120	39,93	2,540	67,66	37,28	30,38	1,60	0,129	1,260	1,570	1,681	-	100	0,516	0,004
13,0-14,0	1	3	Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.120	39,93	2,540	67,66	37,28	30,38	1,60	0,129	1,260	1,570	1,681	-	100	0,516	0,004
14,0-15,0	1	3	Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.120	39,93	2,540	67,66	37,28	30,38	1,60	0,129	1,260	1,570	1,681	-	100	0,516	0,004
15,0-16,0	1	4	Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.280	30,71	2,580	84,52	33,15	51,37	2,20	0,161	1,010	1,670	1,796	-	100	0,632	0,0016
16,0-17,0	1	4	Latak	Lempung Berair atau Berpasir	1.280	30,71	2,580	84,52	33,15	51,37	2,20	0,161	1,010	1,670	1,796	-	100	0,632	0,0016
17,0-18,0	1	6	Sedung	Lempung Berair atau Berpasir	1.280	30,71	2,580	84,52	33,15	51,37	2,20	0,161	1,010	1,670	1,796	-	100	0,632	0,0016
18,0-19,0	1	6	Sedung	Lempung Berair atau Berpasir	1.440	35,26	2,600	84,52	33,15	51,37	2,20	0,161	1,010	1,670	1,796	-	100	0,632	0,0016
19,0-20,0	1	6	Sedung	Lempung Berair atau Berpasir	1.420	35,36	2,600	84,52	33,15	51,37	2,20	0,161	1,010	1,670	1,796	-	100	0,632	0,0016
20,0-21,0	1	6	Sedung	Lempung Berair atau Berpasir	1.420	35,36	2,600	84,52	33,15	51,37	2,20	0,161	1,010	1,670	1,796	-	100	0,632	0,0016
21,0-22,0	1	5	Latak	Pasir Berair atau Berpasir	1.310	29,40	2,640	NP	NP	NP	NP	NP	0,370	1,600	1,888	-	100	-	-
22,0-23,0	1	5	Latak	Pasir Berair atau Berpasir	1.310	29,40	2,640	NP	NP	NP	NP	NP	0,370	1,600	1,888	-	100	-	-
23,0-24,0	1	8	Sedung	Pasir Berair atau Berpasir	1.510	29,40	2,640	NP	NP	NP	NP	NP	0,370	1,700	1,816	-	100	-	-
24,0-25,0	1	12	Resik	Pasir Berair atau Berpasir	1.310	29,40	2,640	NP	NP	NP	NP	NP	0,370	1,700	1,816	-	100	-	-

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2. Lokasi

Lokasi yang menjadi kajian dalam Tugas Akhir ini adalah oprit jembatan dan abutmen Jembatan Jalan Tol Mojokerto – Kertosono Sta. 5+950 s.d. 6+350. Denah tampak atas disajikan dalam **Gambar 4.2**.



Gambar 4.2 Denah tampak atas perencanaan

4.3. Data Spesifikasi Bahan

1. Data Spesifikasi *Geotextile*

Geotextile yang digunakan sebagai perkuatan tanah adalah *geotextile* dengan tipe STABILENKA 100/45”.

2. Data Spesifikasi *Minipile*

Minipile yang digunakan adalah tipe segiempat dari PT. Wika Beton dengan dimensi 20 cm x 20 cm, mutu beton K-600 dan mutu baja tulangan U-39.

3. Data Spesifikasi *Prefabricated Vertical Drain (PVD)*

PVD yang digunakan pada perencanaan ini berupa *PVD* “CeTeau-Drain CT-D822” dengan Spesifikasi Lebar : 100 mm dan dengan ketebalan : 5 mm.

Detail data spesifikasi bahan ditunjukkan di **Lampiran 2**.

BAB V

PERENCANAAN PERKUATAN

OPRIT TIMBUNAN

5.1 Perencanaan Oprit

5.1.1 Perhitungan Beban

Sebelum merencanakan perhitungan tinggi awal, hal yang perlu dilakukan terlebih dahulu adalah menghitung beban yang akan diterima tanah dasar yang meliputi :

1. Beban Timbunan
2. Beban Perkerasan
3. Beban Lalu Lintas (*Traffic*)

Dalam pengerjaan tugas akhir ini, jenis perkerasan jalan yang digunakan adalah *rigid pavement* dengan rincian data sebagai berikut :

- Lebar jalan eksisting = 39 m
- Lebar bahu jalan = 2.5 x 2.5 m
- Umur rencana = 20 tahun
- Pelat beton (f_c' 35 MPa) = 35 cm
- *Lean concrete* k-125 = 10 cm
- BJ beton = 2.4 t/m²

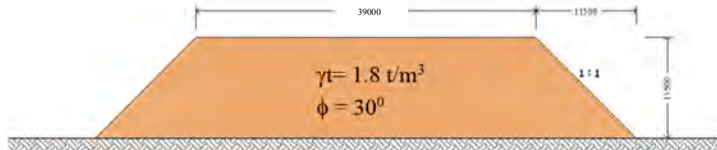
Beban traffic (q_{traffic}), digunakan asumsi bahwa q_{traffic} berkorelasi dengan tinggi timbunan yang direncanakan (*Japan Road Association, 1986*) pada **Gambar 2.4**

Data pembebanan sebagai berikut :

- q_{timbunan}	= 11.5 x 1.8	=	20.70	t/m ²
- $q_{\text{perkerasan}}$	= 0.35 x 2.5	=	0.87	t/m ²
- q_{traffic}	=	=	0.50	t/m ²
q_{total}		=	22.07	t/m ²

Beban timbunan yang digunakan sebagai pemisalan adalah 7 t/m², 9 t/m², 11 t/m², 13 t/m², 15 t/m², dan seterusnya yang nanti akan didistribusikan ke kedalaman tanah yang ditinjau (z) sebagai beban merata trapesium. Selain itu penambahan beban

juga diakibatkan oleh perkerasan jalan yang akan didistribusikan sebagai beban merata persegi pada kedalaman (z).



Gambar 5.1 Potongan melintang konstruksi *oprut* dengan timbunan

5.1.2 Perhitungan Tinggi Awal (H_{initial})

Dari data tanah yang terdapat pada Bab IV, diketahui tinggi final (H_{final}) timbunan yang direncanakan pada oprit jembatan jalan tol Mojokerto-Kertosono adalah sebesar 11.5 meter. Dengan tingginya timbunan tersebut dapat menyebabkan beban yang diterima tanah dasar di bawahnya menjadi besar dan dapat mengakibatkan pemampatan konsolidasi yang besar pula. Kondisi tanah dasar pada lokasi tersebut juga jelek dan kurang mendukung karena terdiri dari lapisan lempung lembek setebal 19 meter dan lapisan tanah pasir setebal 6 meter. Maka, untuk mengantisipasi kerusakan pada tanah timbunan dan jalan di atasnya, perlu dilakukan perhitungan terhadap pemampatan konsolidasi.

Dengan mengetahui besar pemampatan (S_c) pada tiap lapisan tanah dasarnya, maka dapat diketahui pula besar pemampatan totalnya ketika diberi beban. Pemampatan konsolidasi pada tugas akhir ini karena tanah dasar merupakan tanah terkonsolidasi lebih (*Overly Consolidated Soil*), maka dihitung sesuai persamaan 2.2 dan persamaan 2.3. Dan untuk menghitung pemampatan pada tanah pasir, dilakukan dengan perhitungan *immediate settlement*.

Langkah Pertama adalah perhitungan besar pemampatan konsolidasi akibat tanah timbunan dan beban jalan di atasnya. Perhitungan dilakukan untuk tanah lempung (*consolidation*

settlement) pada **Tabel 5.1** dan tanah pasir (*immediate settlement*) pada **Tabel 5.2**. Akibat dari pemampatan tersebut, maka timbunan akan menjadi lebih rendah dari elevasi rencana. Maka dari itu dapat dicari tinggi timbunan awal (H_{inisial}) menggunakan persamaan 2.10.

Setelah mendapatkan H_{inisial} , kemudian dihitung lagi besar pemampatan akibat beban tambahan dengan kedalaman yang sudah disesuaikan dengan H_{inisial} yang sudah didapatkan. Dari hasil perhitungan pemampatan konsolidasi akibat beban timbunan maupun perkerasan (pemampatan total) pada *consolidation settlement* dan *immediate settlement* disajikan pada **Tabel 5.3**. Untuk perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran 3.

Untuk mengetahui besar S_c pada timbunan yang direncanakan maka dari Tabel 5.3 dapat dibuat grafik hubungan H_{final} vs H_{inisial} dan H_{final} vs *Settlement* akibat timbunan, perkerasan, dan traffic yang disajikan pada Gambar 5.2 dan Gambar 5.3, sehingga tinggi akhir yang telah direncanakan dapat mencapai elevasi jembatan walaupun telah mengalami pemampatan.

Tabel 5.1 Tabel Perhitungan *Consolidation Settlement*

q	H_{inisial}	H_{final}	S_c
t/m²	m	m	m
19.000	12.165	9.268	2.897
21.000	13.356	10.315	3.041
23.000	14.542	11.367	3.175
25.000	15.722	12.422	3.300
27.000	16.899	13.481	3.418
29.000	18.071	14.543	3.528
31.000	19.240	15.608	3.632

Sumber: hasil perhitungan

Tabel 5.2 Tabel Perhitungan *Immediate Settlement*

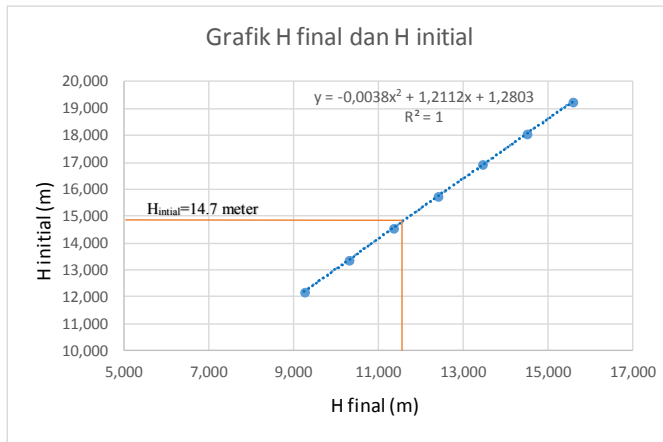
q	Hinisial	Hfinal	Si
t/m2	m	m	m
19.000	10.556	10.541	0.014
21.000	11.667	11.651	0.016
23.000	12.778	12.761	0.017
25.000	13.889	13.870	0.019
27.000	15.000	14.980	0.020
29.000	16.111	16.090	0.021
31.000	17.222	17.199	0.023

Sumber: hasil perhitungan

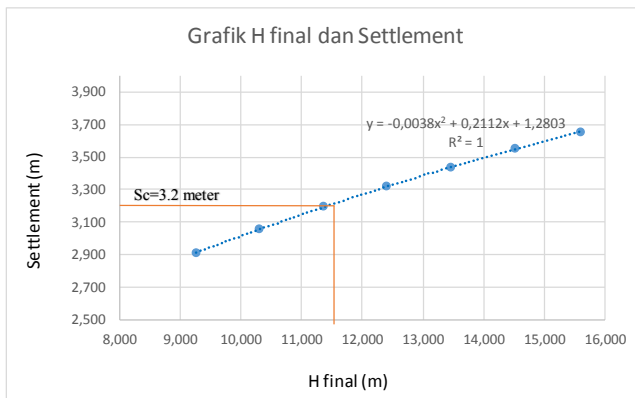
Tabel 5.3 Tabel Perhitungan *Consolidation Settlement* dan *Immediate Settlement*

q	Sc + Si	Hinisial	Hfinal
t/m2	m	m	m
19.000	2.911	12.173	9.262
21.000	3.057	13.365	10.308
23.000	3.192	14.551	11.359
25.000	3.319	15.733	12.414
27.000	3.438	16.910	13.472
29.000	3.549	18.083	14.534
31.000	3.655	19.253	15.598

Sumber: hasil perhitungan



Gambar 5.2 Grafik Hubungan H_{final} dengan H_{initial}



Gambar 5.3 Grafik Hubungan H_{final} dengan *Settlement* (Sc)

Dari pembacaan grafik, dapat dilihat pada **Tabel 5.4** rangkuman hasil perhitungan.

Tabel 5.4 Tabel Rangkuman Perhitungan

H _{initial} =	14.7	m
H _{final} =	11.5	m
Sc total =	3.2	m
γ timb =	1.8	t/m ³
γ_w =	1.0	t/m ³

Sumber : hasil perhitungan

5.2 Analisa Stabilitas Timbunan dengan Program XSTABL

Dari perhitungan manual sebelumnya didapatkan nilai H_{initial} dari timbunan. Selanjutnya adalah menghitung stabilitas dengan cara melakukan percobaan menggunakan program XSTABL. Dari perhitungan angka keamanan dengan program tersebut didapatkan angka $SF \leq 1$, yang berarti ada kemungkinan untuk terjadi kelongsoran. Angka keamanan yang didapatkan adalah 0.902.

Output dari hasil perhitungan XSTABL terdapat pada **Lampiran 4**. Karena kemungkinan ada kelongsoran dan akhirnya diperlukan suatu perkuatan pada tanah.

5.3 Perhitungan Waktu Konsolidasi

Tanah lempung mempunyai sifat rembesan yang kecil sehingga kemampuan mengalirkan air relatif lambat. Hal ini menyebabkan air yang terdesak akibat penambahan beban timbunan dan beban di atasnya akan keluar dari lapisan lempung tersebut dalam waktu yang lama. Dan untuk menghitung waktu konsolidasi tersebut, arah alirannya merupakan *double drainage*, di mana di bawah lapisan lempung terdapat tanah pasir, sehingga arah alirannya adalah $\frac{1}{2}$ dari H. Lapisan setebal 19 meter dengan $H_{\text{dr}} = 9.5$ meter. Derajat konsolidasi (U) = 90% dengan faktor waktu (Tv) = 0.848 (Das, 1985) pada **Tabel 5.5**. Untuk nilai Cv disajikan dalam **Tabel 5.6**.

Tabel 5.5 Faktor Waktu terhadap Derajat Konsolidasi

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	∞

Sumber : Braja M. Das, 1985

Tabel 5.6 Nilai Cv pada Tiap Kedalaman Lapisan Tanah

No	Kedalaman (m)		Cv (cm ² /det)	H/ (Cv ^{0.5})	Cv (m ² /tahun)
1	0	2	0.004	31.623	9.464
2	2	4	0.004	31.623	
3	4	6	0.004	31.623	
4	6	8	0.004	31.623	
5	8	10	0.004	31.623	
6	10	12	0.004	31.623	
7	12	14	0.004	31.623	
8	14	16	0.0016	50.000	
9	16	18	0.0016	50.000	
10	18	19	0.0016	25.000	
	Hdr	9.5		346.359	

Sumber : hasil perhitungan

Dari tabel tersebut didapatkan nilai $Tv_{90\%} = 0.848$. Sehingga untuk perhitungan waktu konsolidasi yang dibutuhkan untuk mencapai derajat konsolidasi 90% adalah :

$$t = \frac{Tv_{90\%}(Hdr)^2}{Cv}$$

$$= \frac{0.848(9.50)^2}{9.464}$$

$$t_{90} = 8.087 \text{ tahun}$$

$$St \ 90\% = 90\% \times Sc$$

$$St \ 90\% = 90\% \times 3.20 \text{ meter} = 2.880 \text{ meter}$$

Sehingga waktu yang diperlukan untuk menghabiskan *settlement* 90% = 2.880 meter yang terjadi pada lapisan tanah dasar diperlukan waktu 8.087 tahun. Waktu pemampatan pada tanah dasar yang lama, perlu dilakukan pemasangan PVD untuk mempersingkat waktu pemampatan tersebut.

5.4 Perencanaan Timbunan dengan PVD (*Prefabricated Vertical Drain*)

Seperti pada penjelasan sebelumnya, waktu yang dibutuhkan tanah dasar untuk pemampatan sangat lama. Tanahnya merupakan tanah kompresible yang cukup tebal yaitu 25 meter. Akan dikhawatirkan terjadi differential settlement pada tanah timbunannya yang berakibat pada perkerasan jalan di atasnya. Untuk itu pada Tugas Akhir ini dipakai metode pemasangan PVD (*Prefabricated Vertical Drain*). Berikut ini adalah langkah-langkah perencanaannya.

1. Pemilihan Pola dan Jarak Pemasangan PVD

Pada perencanaan pemasangan PVD, pola yang digunakan ada dua macam, yaitu pola segiempat dan segitiga yang tersaji dalam **Gambar 5.4** dan **Gambar 5.8**. Dari masing-masing pola, akan dicari derajat konsolidasi untuk jarak pemasangan selebar 0,8 m; 1 m; 1,2 m; dan 1,5 m. Setelah dihitung derajat konsolidasi total, akan ditentukan pola dan jarak berapa yang akan dipilih dengan mempertimbangkan waktu dan biaya.

2. Perhitungan Derajat Konsolidasi Vertical (U_v)

Perhitungan derajat konsolidasi vertical (U_v) ditentukan dengan menggunakan persamaan 2.6 dan persamaan 2.7. Dalam persamaan tersebut terdapat fungsi T_v (faktor waktu)

yang dicari dengan menggunakan persamaan 2.8. Untuk menghitung waktu T_v , sebelumnya perlu dicari $C_{vgabungan}$. Adapun perhitungan $C_{vgabungan}$ adalah sebagai berikut :

$$C_{vgabungan} = \frac{(\sum H)^2}{\left[\frac{H1}{\sqrt{Cv1}} + \frac{H2}{\sqrt{Cv2}} + \dots + \frac{Hi}{\sqrt{Cvi}} \right]}$$

$$= 0.003 \text{ cm}^2/\text{detik} = 0.182 \text{ m}^2/\text{minggu}$$

$$= 9.464 \text{ m}^2/\text{tahun}$$

Untuk perhitungan T_v , dapat diambil contoh pada pola segitiga dengan diameter 0,8 meter :

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

$$= \frac{1 \times 0.182}{(9.5)^2}$$

$$= 0.002$$

3. Perhitungan Derajat Konsolidasi Horisontal (U_h)

Untuk menghitung derajat konsolidasi, dapat digunakan persamaan 2.17 yang berubah menjadi :

$$U_h = \left[1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{1}{\left(\frac{16 \times 8 \times C_h}{D^2 \times 2 \times F(n)} \right)} \right)} \right) \right]$$

Pada persamaan di atas, dapat diketahui bahwa parameter tanah yang digunakan untuk mendapatkan Derajat Konsolidasi Horisontal (U_h) adalah koefisien konsolidasi horizontal (C_h), di mana harga C_h diambil $2C_v$.

Selain C_h , terdapat faktor lain yang merupakan faktor penghambat akibat jarak antar PVD yang dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 2.9. Adapun hasil

perhitungan $F_{(n)}$ untuk masing-masing pola pemasangan PVD dapat dilihat pada **Tabel 5.7** dan **Tabel 5.8**.

Tabel 5.7 Perhitungan Faktor Penghambat Akibat Jarak Pemasangan PVD ($F_{(n)}$) Pola Segitiga

Jarak PVD (s)	D	a	b	dw	n	F(n)
(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0.8	840	100	5	66.845	12.566	1.791
1	1050	100	5	66.845	15.708	2.011
1.2	1260	100	5	66.845	18.850	2.192
1.5	1575	100	5	66.845	23.562	2.414
1.7	1785	100	5	66.845	26.704	2.538

Sumber : hasil Perhitungan

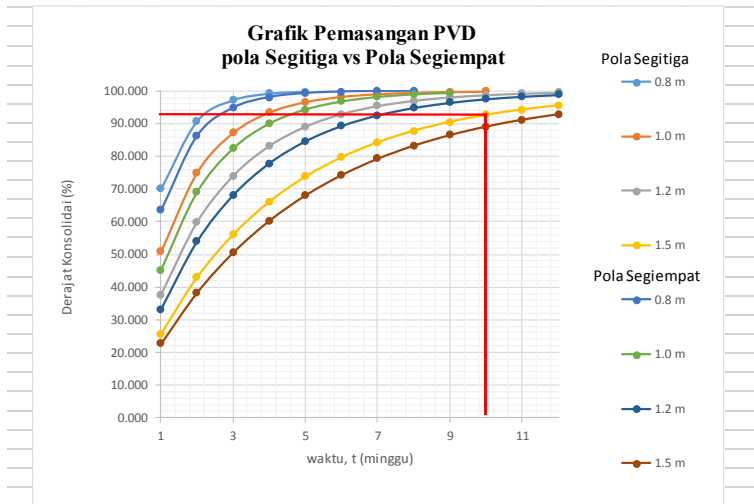
Tabel 5.8 Perhitungan Faktor Penghambat Akibat Jarak Pemasangan PVD ($F_{(n)}$) Pola Segiempat

Jarak PVD (s)	D	a	b	dw	n	F(n)
(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0.8	904	100	5	66.845	13.524	1.863
1	1130	100	5	66.845	16.905	2.084
1.2	1356	100	5	66.845	20.286	2.265
1.5	1695	100	5	66.845	25.357	2.487
1.7	1921	100	5	66.845	28.738	2.611

Sumber : Hasil perhitungan

Setelah menghitung faktor penghambat akibat jarak pemasangan PVD, maka derajat konsolidasi arah horizontal dapat dicari.

Setelah mendapatkan harga U_v dan U_h untuk masing-masing pola, maka konsolidasi total dapat dicari dengan persamaan 2.20 sehingga didapatkan derajat konsolidasi total untuk masing-masing pola pemasangan PVD yang ditampilkan dalam Lampiran 5 dan Lampiran 6. sehingga dapat dibuat grafik hubungan antara U_{total} dan waktu yang dibutuhkan (minggu) seperti yang tersaji dalam **Gambar 5.4**.



Gambar 5.4 Grafik Perbandingan Pemasangan PVD Pola Segitiga dan Pola Segiempat

Karena waktu yang disediakan untuk preloading adalah selama 24.5 minggu \approx 25 minggu, jadi waktu yang dibutuhkan tanah untuk terkonsolidasi menggunakan PVD tidak boleh dari waktu itu. Maka berdasarkan grafik di atas, dapat dipilih pola pemasangan PVD segitiga dengan jarak 1.5 meter dengan waktu yang diperlukan untuk konsolidasi adalah 10 minggu, dan sudah tidak ada sisa pemampatan karena derajat konsolidasi sudah mencapai 90%. Hal ini bisa berubah-ubah berdasarkan perencanaan. Maksudnya lama waktu perencanaan bisa diganti dengan waktu yang lain dan disesuaikan dengan pola pemasangan yang dipilih.

4. Perhitungan Panjang Kedalaman PVD

Penentuan kedalaman PVD direncanakan sepanjang tanah lunak sebelum mencapai pasir. Kedalaman tanah lunak sedalam 19 meter. Perencanaan kedalaman direncanakan berdasarkan dari cara pemasangan dan kemampuan alat yang digunakan untuk memasang PVD yaitu maksimal 19 meter.

5.5 Perencanaan *Preloading* kombinasi dengan PVD

Pada saat pelaksanaan di lapangan timbunan yang ada tidak langsung ditimbun atau diurug secara langsung tetapi di letakkan secara bertahap (*preloading*). Untuk mencapai $H_{\text{final}} = 11.5$ meter, penimbunan secara bertahap direncanakan memiliki kecepatan 60 cm/minggu. Sehingga jumlah tahap perletakan pengurugan tanah untuk mencapai H_{final} adalah :

$$\begin{aligned} H_{\text{initial}} &= 14.7 \text{ m} \\ \text{Jumlah pentahapan} &= 14.7 \text{ m} / 0.60 \text{ m} \\ &= 24.5 \text{ tahap} \end{aligned}$$

Untuk mengawali tahap penimbunan, langkah pertama yang harus dilakukan adalah mencari tinggi kritis (H_{cr}) dari timbunan yang mampu dipikul oleh tanah dasar di bawahnya. H_{cr} dapat dicari dengan program XSTABL dan didapatkan $H_{cr} = 3$ meter dengan $SF = 1.017$ (untuk harga $SF = 1.00$).

Setelah didapatkan nilai tinggi kritis, langkah berikutnya adalah mencari C_u baru dari tanah dasar apakah tanah cukup mampu menahan tahapan beban berikutnya, atau perlu ada penundaan karena tanah belum cukup mampu menahan beban. Berikut adalah langkah mencari C_u baru:

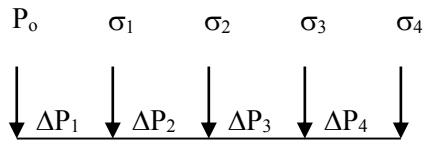
1. Menentukan tinggi H_{cr} dari tahapan penimbunan

Tahap penimbunan sampai tahap minggu ke 5 disajikan dalam **tabel 5.9**.

Tinggi Timbunan	Waktu (minggu)				
	0.6 m	1.2 m	1.8 m	2.4 m	3 m
0.6 m	1 mg				
1.2 m	2 mg	1 mg			
1.8 m	3 mg	2 mg	1 mg		
2.4 m	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg	
3 m	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg

2. Menghitung tegangan di tiap lapisan tanah untuk derajat konsolidasi 100%

Contoh penambahan beban akibat beban timbunan bertahap 1 s.d. 4 tahap dapat disajikan dalam **Gambar 5.10**



Gambar 5.5 Sketsa Perubahan Tegangan Akibat Beban Bertahap

Perhitungan perubahan tegangan didapat dari :

$$\sigma_1' = P_0 + \Delta P_1$$

$$\sigma_2' = \sigma_1' + \Delta P_2 \text{ dan seterusnya hingga } \sigma_4'$$

Harga P_0 , σ_1' , σ_2' dan seterusnya berbeda-beda untuk setiap kedalaman tanah.

$$\Delta P_1 = I \times q$$

Dimana :

$$\begin{aligned} q &= H_{\text{timb tahap ke-i}} \times \gamma_{\text{timb}} \\ &= 0.6 \times 1.80 \\ &= \mathbf{1.08 \text{ t/m}^2} \end{aligned}$$

Untuk hasil perhitungan perubahan tegangan akibat beban bertahap sampai pada dari tahap 1 s.d. tahap ke-4 dengan derajat konsolidasi 100 %, dapat dilihat pada **Tabel 5.10**. Perhitungan lengkapnya tersaji dalam **Lampiran 7**.

3. Menghitung penambahan tegangan efektif akibat beban timbunan apabila derajat konsolidasi kurang dari 100%.

Untuk menghitung penambahan tegangan efektif apabila derajat konsolidasi kurang dari 100% maka dipakai derajat konsolidasi total (U_{total}) pada pemasangan PVD pola segitiga dengan jarak 1.5 meter seperti pada **Tabel 5.11**.

Tabel 5.10 Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi, $U=100\%$

Tegangan	Po'	σ_1'	σ_2'	σ_3'	σ_4'	σ_5'
	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
Kedalaman	H0	H1	H2	H3	H4	H5
(m)	0 m	0.6 m	1.2 m	1.8 m	2.4 m	3 m
0 - 1.0	0.28	1.355	2.435	3.515	4.595	5.675
1.0 - 2.0	0.83	1.905	2.985	4.065	5.145	6.225
2.0 - 3.0	1.38	2.455	3.535	4.615	5.695	6.775
3.0 - 4.0	1.95	3.025	4.105	5.185	6.265	7.345
4.0 - 5.0	2.54	3.615	4.695	5.775	6.855	7.935
5.0 - 6.0	3.13	4.205	5.285	6.365	7.445	8.525
6.0 - 7.0	3.71	4.784	5.828	6.882	7.9436	9.002
7.0 - 8.0	4.29	5.3484	6.408	7.462	8.5236	9.582
8.0 - 9.0	4.87	5.9284	6.9868	8.0452	9.1036	10.162
9.0 - 10.0	5.44	6.4718	7.5086	8.5454	9.5822	10.619
10.0 - 11.0	5.99	7.0218	8.0586	9.0954	10.1322	11.169
11.0 - 12.0	6.54	7.5718	8.6086	9.6454	10.6822	11.719
12.0 - 13.0	7.10	8.1102	9.1254	10.1406	11.1558	12.171
13.0 - 14.0	7.67	8.6802	9.6954	10.7106	11.7258	12.741
14.0 - 15.0	8.24	9.2502	10.2654	11.2806	12.2958	13.311
15.0 - 16.0	8.86	9.8486	10.8422	11.8358	12.8294	13.823
16.0 - 17.0	9.53	10.5186	11.5122	12.5058	13.4994	14.493
17.0 - 18.0	10.20	11.1454	12.0958	13.0462	13.9966	14.947
18.0 - 19.0	10.87	11.8204	12.7708	13.7212	14.6716	15.622

Sumber : Hasil perhitungan

Tabel 5.11 Konsolidasi Total untuk Pemasangan Pola Segitiga dengan Jarak 1.5 meter

t	Tv	Uv	Uh	Utotal
(minggu)		(%)	(%)	(%)
1	0.002	0.051	0.216	25.561
2	0.004	0.072	0.385	42.921
3	0.006	0.088	0.518	56.019
4	0.008	0.101	0.622	66.027
5	0.010	0.113	0.704	73.716
6	0.012	0.124	0.768	79.641
7	0.014	0.134	0.818	84.217
8	0.016	0.143	0.857	87.757
9	0.018	0.152	0.888	90.497
10	0.020	0.160	0.912	92.621

11	0.022	0.168	0.931	94.268
12	0.024	0.176	0.946	95.546
13	0.026	0.183	0.958	96.538
14	0.028	0.190	0.967	97.308
15	0.030	0.196	0.974	97.906
16	0.032	0.203	0.980	98.371
17	0.034	0.209	0.984	98.733
18	0.036	0.215	0.987	99.014
19	0.038	0.221	0.990	99.233
20	0.040	0.227	0.992	99.403
21	0.042	0.232	0.994	99.535
22	0.044	0.238	0.995	99.638
23	0.046	0.243	0.996	99.718
24	0.048	0.248	0.997	99.781
25	0.050	0.253	0.998	99.829
26	0.052	0.258	0.998	99.867
27	0.054	0.263	0.999	99.896
28	0.056	0.268	0.999	99.919
29	0.058	0.273	0.999	99.937
30	0.060	0.278	0.999	99.951
31	0.063	0.282	0.999	99.962
32	0.065	0.287	1.000	99.970
33	0.067	0.291	1.000	99.977
34	0.069	0.295	1.000	99.982
35	0.071	0.300	1.000	99.986
36	0.073	0.304	1.000	99.989
37	0.075	0.308	1.000	99.991
38	0.077	0.312	1.000	99.993
39	0.079	0.316	1.000	99.995
40	0.081	0.320	1.000	99.996

Sumber : Hasil perhitungan

Derajat konsolidasi total (U_{total}) pada **Tabel 5.11** tersebut, digunakan untuk merumuskan perubahan tegangan di tiap lapisan tanah untuk menghitung derajat konsolidasi kurang dari 100% yang tersaji pada **Tabel 5.13**. Untuk tabel penambahan tegangan efektif, disajikan pada **Tabel 5.12**.

Tabel 5.12 Tabel Penambahan Tegangan Efektif apabila Derajat Konsolidasi < 100%

Tahapan Penimbunan	Umur Timbunan (Minggu)	Derajat Konsolidasi U_{total} (%)	ΔP_1 pada $U < 100\%$
Tanah Asli		100	
0.0-0.6 (1)	4	66.027	$\left\{ \left(\frac{\sigma_1'}{P_o'} \right)^{0.4564} x P_o' \right\} - P_o'$
0.6-1.2 (2)	3	56.019	$\left\{ \left(\frac{\sigma_2'}{\sigma_1'} \right)^{0.3702} x \sigma_1' \right\} - \sigma_1'$
1.2-1.8 (3)	2	42.921	$\left\{ \left(\frac{\sigma_3'}{\sigma_2'} \right)^{0.2696} x \sigma_2' \right\} - \sigma_2'$
1.8-2.4 (4)	1	25.561	$\left\{ \left(\frac{\sigma_4'}{\sigma_3'} \right)^{0.15104} x \sigma_3' \right\} - \sigma_3'$

4. Menghitung kenaikan daya dukung tanah (akibat dari meningkatnya harga C_u).

Harga C_u baru diperoleh dengan menggunakan persamaan 2.13 dan 2.14 sehingga diperoleh harga C_u baru seperti yang ditampilkan pada **Tabel 5.13**.

Tabel 5.13 Perubahan Tegangan di Tiap Lapisan Tanah pada Derajat Konsolidasi, $U < 100\%$

Perubahan Tegangan	P_o' t/m ²	$\Delta p_1'$ t/m ²	$\Delta p_2'$ t/m ³	$\Delta p_3'$ t/m ⁴	$\Delta p_4'$ t/m ⁵	$\Delta p_5'$ t/m ⁶
Tinggi Penimbunan	H = 0 m	H = 0.6 m	H = 1.2 m	H = 1.8 m	H = 2.4 m	H = 3 m
Umur Timbunan	-	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg
U%	100%	73.7%	66.03%	56.02%	42.92%	25.56%
Kedalaman						
0 - 1.0	0.28	0.616	0.886	0.871	0.646	0.321
1.0 - 2.0	0.83	0.704	1.103	1.191	0.985	0.558
2.0 - 3.0	1.38	0.733	1.190	1.335	1.156	0.692
3.0 - 4.0	1.95	0.748	1.240	1.424	1.268	0.787
4.0 - 5.0	2.54	0.758	1.273	1.486	1.350	0.859
5.0 - 6.0	3.13	0.764	1.296	1.530	1.411	0.914
6.0 - 7.0	3.71	0.754	1.288	1.536	1.434	0.943
7.0 - 8.0	4.29	0.757	1.301	1.561	1.470	0.978
8.0 - 9.0	4.87	0.760	1.311	1.581	1.500	1.007
9.0 - 10.0	5.44	0.747	1.293	1.568	1.498	1.015
10.0 - 11.0	5.99	0.748	1.299	1.581	1.517	1.035

11.0 - 12.0	6.54	0.749	1.304	1.593	1.534	1.052
12.0 - 13.0	7.10	0.735	1.283	1.572	1.521	1.049
13.0 - 14.0	7.67	0.736	1.286	1.580	1.534	1.063
14.0 - 15.0	8.24	0.737	1.290	1.588	1.546	1.075
15.0 - 16.0	8.86	0.722	1.267	1.563	1.527	1.068
16.0 - 17.0	9.53	0.723	1.269	1.569	1.538	1.079
17.0 - 18.0	10.20	0.692	1.218	1.510	1.486	1.047
18.0 - 19.0	10.87	0.693	1.220	1.515	1.493	1.056

σ t/m ²	PI	Cu Lama t/m ²	Cu Baru t/m ²
3.615	39.44	1.1	1.195
5.366	39.44	1.1	1.417
6.480	39.44	1.1	1.559
7.412	39.44	1.1	1.677
8.260	NP	NP	NP
9.040	NP	NP	NP
9.665	28.59	1.1	2.130
10.357	28.59	1.1	2.230
11.029	28.59	1.1	2.327
11.555	28.92	1.17	2.397
12.165	28.92	1.17	2.484
12.768	28.92	1.17	2.571
13.255	30.38	1.29	2.610
13.865	30.38	1.29	2.696
14.471	30.38	1.29	2.782
15.002	51.37	1.61	2.353
15.703	51.37	1.61	2.428
16.149	51.37	1.61	2.476
16.847	51.37	1.61	2.552

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, diketahui harga Cu baru langsung mengalami peningkatan. Akan tetapi penimbunan hanya dapat dilakukan setinggi H kritis = 3 m, dan setelah itu tahapan timbunan tidak dapat dilanjutkan karena berdasarkan angka keamanan, tinggi timbunan tidak memenuhi syarat aman sehingga harus diberikan perkuatan tanah. Perkuatan yang diberikan

dengan menggunakan geotextile maupun cerucuk. Dan C_u yang digunakan untuk mendesain geotextile.

REVISI

Berdasarkan perencanaan, dalam perhitungan kebutuhan geotextile tidak perlu ada perhitungan preloading atau pentahapan karena sudah digunakan sistem PVD (*Prefabricated Vertical Drain*). Dan untuk ketinggian yang digunakan dalam perencanaan geotextile adalah tinggi rencana atau H_{final} dari timbunan. Jadi tinggi rencana adalah tinggi timbunan setelah mengalami pemampatan. Hal ini dilakukan karena akan berdampak pada penggunaan kebutuhan geotextile dan dapat direncanakan untuk jangka panjang.

Jadi untuk perhitungan C_u baru dapat dihitung dengan menggunakan tegangan overburden (P_o') dalam perhitungan C_u transisi dan C_u tanah yang terkonsolidasi. Dalam pemodelan pada XSTABL juga akan dimodelkan dengan tinggi rencana dan menggunakan C_u yang sudah dihitung terlebih dahulu seperti di bawah ini.

Zona A = C_u asli

Zona B = C_u transisi

Zona C = C_u baru

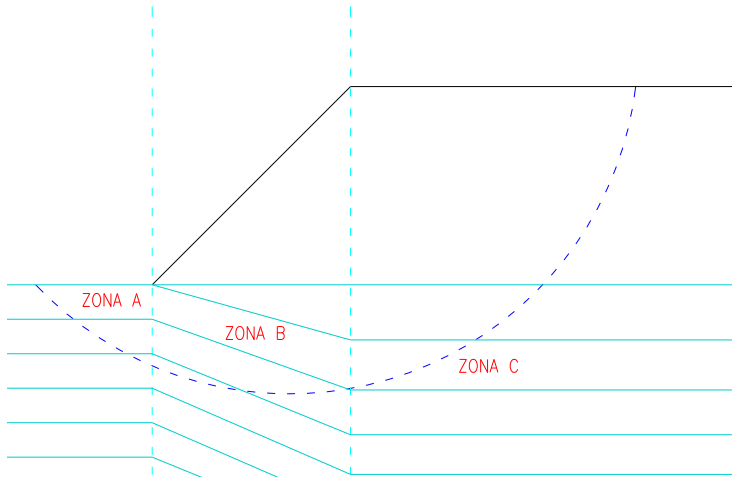
$$C_u \text{ transisi} = \frac{C_{u_{asli}} + C_{u_{baru}}}{2}$$

$$C_u \text{ baru} = [0.0737 + (0.1899 - 0.0016 \text{ PI})] \times P_o'$$

(untuk $\text{PI} < 120\%$)

$$[0.0737 + (0.0454 - 0.00004 \text{ PI})] \times P_o'$$

(untuk $\text{PI} \geq 120\%$)



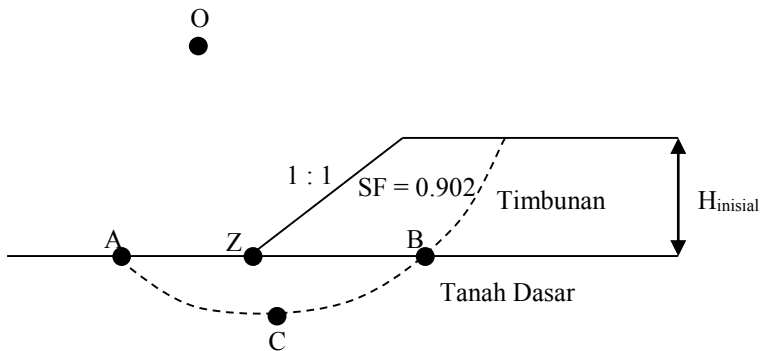
Gambar 5.6 Pembagian Zona Kekuatan Tanah

Untuk perhitungan *Geotextile* pada Sub bab 5.6 di bawah adalah perhitungan awal yang salah. Dan untuk revisi yang baru dapat di lihat pada **Lampiran 9**

5.6 Perencanaan *Geotextile* (Arah Melintang)

5.6.1 Perhitungan Kebutuhan *Geotextile*

Pada perencanaan *geotextile* pada perkuatan tanah timbunan, ada yang direncanakan untuk arah melintang dan arah memanjang timbunan. Untuk arah melintang menggunakan tipe *geotextile* jenis *polypropylene woven geotextiles* STABILENKA 100/50 dengan angka keamanan 1,35. Dari hasil program Dari hasil program XSTABL didapatkan gambar bidang longsor seperti pada **Gambar 5.6**.



Gambar 5.6 Sketsa Bidang Longsor Timbunan

Adapun perhitungan perencanaannya adalah sebagai berikut :

1. Mencari nilai Momen Dorong (M_D)

$$SF = \frac{M_{R_{\min}}}{M_{\text{dorong}}}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{dorong}} &= \frac{57350}{0.902} \\ &= 63580.93 \text{ KNm} \end{aligned}$$

2. Mencari nilai Momen Rencana dengan angka keamanan rencana $SF_{rencana} = 1.35$

$$\begin{aligned} M_{Rrencana} &= M_{Dorong} \times SF_{rencana} \\ &= 63580.93 \times 1.35 \\ &= 85834.26 \text{ KNm} \end{aligned}$$

3. Mencari nilai Tambahan Momen Penahan (ΔM_R)

$$\begin{aligned} \Delta M_R &= M_{Rrencana} - M_{Rmin} \\ &= 85834.26 - 57350 \\ &= 28484.26 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4. Mencari Kekuatan *geotextile* yang diizinkan

Kekuatan tarik max = 100 KN/m

Angka keamanan untuk instalasi (F_{sid}) = 1.5

Angka keamanan untuk faktor rangkai (F_{scr}) = 3

Angka keamanan untuk faktor kimia (F_{scd}) = 1.3

Angka keamanan untuk biologi (F_{sbd}) = 1.3

$$T_{allow} = \frac{T}{FS_{ib} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}}$$

$$\begin{aligned} T_{allow} &= \frac{100}{1.3 \times 2.5 \times 1.25 \times 1.2} \\ &= 15.459 \text{ KNm} \end{aligned}$$

5. Menghitung Panjang *Geotextile* di Belakang Bidang Longsor

$$\Sigma F \times = 0$$

$$T_{allow} \times FS = (2 \times \tau) \times L_e \times E$$

$$L_e = \frac{T_{allow} \times FS}{(2 \times \tau) \times E}$$

Dimana :

L_e = Panjang *geotextile* di belakang bidang longsor

τ = Tegangan geser antar tanah timbunan dengan *geotextile*

$$\tau = C_u + \sigma_v \tan \phi_i$$

E = efisiensi \rightarrow diambil E = 0.8

FS_{rencana} = 1.35

H_i = Tinggi timbunan di atas *geotextile*

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan :

$$T_{\text{allow}} = 15.459 \text{ KNm}$$

Data tanah timbunan :

$$H_i = 14.70 \text{ meter}$$

$$\gamma_{\text{timb}} = 1.8 \text{ t/m}^3 = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \gamma_{\text{timb}} \times H_i \\ &= 18.00 \times 14.7 \\ &= 264.6 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$C_u = 0$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\begin{aligned} \tau &= 0 + (264.6 \times \tan 30^\circ) \\ &= 152.77 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Data tanah dasar :

$$\gamma_t = 1.55 \text{ t/m}^3 = 15.50 \text{ kN/m}^3$$

$$C_u = 11 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 0^\circ$$

$$\begin{aligned} \tau &= 11 + (264.6 \times \tan 0^\circ) \\ &= 15.50 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Panjang *geotextile* di belakang bidang longsor :

$$\begin{aligned} L_e &= \frac{T_{\text{allow}} \times FS}{(\tau_1 \times \tau_2) \times E} \\ &= \frac{15.459 \times 1.35}{(152.77 + 15.50) \times 0.8} \end{aligned}$$

$$= 0,16 \text{ meter}$$

Hasil perhitungan panjang geotextile di belakang bidang longsor dapat dilihat pada **Tabel 5.14**

Tabel 5.14 Perhitungan panjang geotextile di belakang bidang longsor

n	h _{timbunan}	T _i	T _{allow}	τ ₁	τ ₂	M geotextile	ΣM geotextile	Le	Le pakai
(lapis)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m)
1	14.7	35.65	15.46	152.77	11.00	551.11	551.11	0.159	1.00
2	14.4	35.35	15.46	149.65	149.65	546.47	1097.58	0.087	1.00
3	14.1	35.05	15.46	146.53	146.53	541.84	1639.42	0.089	1.00
4	13.8	34.75	15.46	143.41	143.41	537.20	2176.62	0.091	1.00
5	13.5	34.45	15.46	140.30	140.30	532.56	2709.18	0.093	1.00
6	13.2	34.15	15.46	137.18	137.18	527.92	3237.10	0.095	1.00
7	12.9	33.85	15.46	134.06	134.06	523.29	3760.39	0.097	1.00
8	12.6	33.55	15.46	130.94	130.94	518.65	4279.03	0.100	1.00
9	12.3	33.25	15.46	127.83	127.83	514.01	4793.04	0.102	1.00
10	12	32.95	15.46	124.71	124.71	509.37	5302.42	0.105	1.00

Perhitungan selengkapnya disajikan pada **Lampiran 6**.

6. Menghitung Kebutuhan *Geotextile*

Geotextile dipasang tiap 30 cm

$$M_{geotextile} = T_{allow} \times T_i$$

dimana :

T_{allow} = Kekuatan *Geotextile*

T_i = Jarak vertikal antara *geotextile* dengan pusat bidang longsor (Titik O pada **Gambar 5.7**)

Pada *geotextile* lapisan pertama (pada dasar timbunan)

$$H_{i1} = H_{timbunan} = 14.7 \text{ meter}$$

$$T_{i1} = y_o - y_z = 60.65 - 25 = 35.65 \text{ meter}$$

$$M_{geotextile} = 15.46 \times 35.65 = 551.11 \text{ KNm}$$

Kebutuhan *geotextile* ditentukan dari ΣMomen akibat semua pemasangan *geotextile* harus lebih besar dari tambahan momen penahan yang dibutuhkan. Hasil perhitungan ΣMomen dapat dilihat pada **Lampiran 6**.

$$\begin{aligned} \Sigma \text{Momen} &> \Delta M_R \\ \Sigma M &= M_{\text{geotextile}1} + M_{\text{geotextile}2} + \dots + M_{\text{geotextile-n}} > \Delta M_R \\ 28807.73 \text{ kNm} &> 28484.26 \text{ kNm} \rightarrow (\text{OK}) \end{aligned}$$

Jadi jumlah lapisan Geotextile yang dibutuhkan adalah sebanyak 62 layer geotextile dengan pemasangan 16 lapis ada 2 layer dan 46 lapis ada 1 layer.

7. Menghitung Panjang *Geotextile* di depan bidang longsor (L_D)
 Panjang *geotextile* ini dihitung dengan bantuan out put dari program XSTABL dengan cara :
 $L_D = (\text{koordinat-X bidang longsor lapisan } i \text{ geotextile terpasang}) - (\text{koordinat tepi timbunan lapisan } i \text{ geotextile dipasang})$
 Panjang *geotextile* di depan bidang longsor dapat dilihat pada **Tabel 5.15**.

Tabel 5.15 Perhitungan panjang geotextile di depan bidang longsor

n	koordinat	koordinat pakai		koordinat	Ld
(lapis)	Y geotex	x	y	Xtepi timbunan	(m)
1	25	62.77	25	60	2.77
2	25.3	90.07	39.7	60.3	29.77
3	25.6	90.07	39.7	60.6	29.47
4	25.9	90.07	39.7	60.9	29.17
5	26.2	90.07	39.7	61.2	28.87
6	26.5	90.07	39.7	61.5	28.57
7	26.8	90.07	39.7	61.8	28.27
8	27.1	90.07	39.7	62.1	27.97
9	27.4	90.07	39.7	62.4	27.67
10	27.7	90.07	39.7	62.7	27.37

Perhitungan selengkapnya disajikan pada **Lampiran 6**.

8. Menghitung Panjang lipatan *Geotextile* (L_o)
 Perhitungan panjang lipatan geotextile diambil sepanjang $0.5L_e$ atau setengah dari panjang geotextile di belakang bidang longsor.

9. Menghitung Panjang Total *Geotextile*

Panjang total *geotextile* 1 sisi = $L_e + L_D + L_o + S_v$

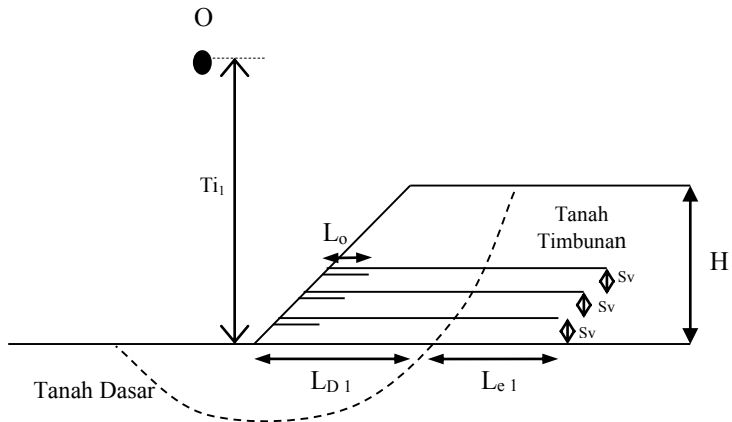
Panjang total *geotextile* 2 sisi = $2 \times (L_e + L_D + L_o + S_v)$

Hasil Perhitungan dapat dilihat pada **Tabel 5.16**. Untuk sketsa pemasangan *Geotextile* dapat dilihat pada **Gambar 5.7**.

Tabel 5.16 Perhitungan panjang total *Geotextile*

n (lapis)	1 sisi					L pakai (m)	L pasang (m)	L pakai 2 sisi (m)
	L_e (m)	L_d (m)	L_o (m)	S_v (m)	L_{tot} (m)			
1	1,00	2,77	0,50	0,30	4,57	15,00	34,50	69,00
2	1,00	29,77	0,50	0,30	31,57	14,70	34,20	68,40
3	1,00	29,47	0,50	0,30	31,27	14,40	33,90	67,80
4	1,00	29,17	0,50	0,30	30,97	14,10	33,60	67,20
5	1,00	28,87	0,50	0,30	30,67	13,80	33,30	66,60
6	1,00	28,57	0,50	0,30	30,37	13,50	33,00	66,00
7	1,00	28,27	0,50	0,30	30,07	13,20	32,70	65,40
8	1,00	27,97	0,50	0,30	29,77	12,90	32,40	64,80
9	1,00	27,67	0,50	0,30	29,47	12,60	32,10	64,20
10	1,00	27,37	0,50	0,30	29,17	12,30	31,80	63,60

Perhitungan selengkapnya disajikan pada **Lampiran 6**.



Gambar 5.7 Sketsa Pemasangan *Geotextile*

5.7 Perencanaan *Geotextile Wall* (Arah Memanjang)

5.7.1 *Internal Stability*

Direncanakan *Geotextile Wall* untuk arah memanjang timbunan menggunakan STABILENKA 400/50 dengan angka keamanan 1,5. Pada perhitungan internal stability, maka akan dicari jarak vertical pemasangan, panjang *geotextile* di belakang bidang longsor (L_e), panjang *geotextile* di depan bidang longsor (L_r), panjang overlap dan total *geotextile*. Konstruksi ini dipasang pada tanah timbunan agar secara internal stabil (*internal stability*) dan nantinya akan berfungsi menahan tekanan lateral tanah yang membebani abutment jembatan. Adapun perhitungannya :

Data tanah timbunan :

$H_{initial}$	= 14.7 meter
γ timbunan	= 18.00 KN/m ³
q traffic	= 0.5 t/m ² = 5 KN/m ²
q perkerasan	= 0.87 t/m ² = 8.7 KN/m ²
C_u	= 0
ϕ	= 30°
δ	= 26° (Diasumsikan menggunakan <i>geotextile woven monofilament</i> , Tabel 2.2)
Sin δ	= 0.4
Cos δ	= 0.9
Tan δ	= 0.5
Ka	= $\text{Tan}^2 (45 - (30/2))$ = 0.333
SF rencana	= 1.35

1. Menghitung kekuatan *geotextile* yang diizinkan, T_{allow}

$$S_v = \frac{T_{allow}}{SF \times \sigma_h}$$

$$T_{allow} = \frac{T}{FS_{ib} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}}$$

$$T_{allow} = \frac{400}{1.5 \times 3 \times 1.25 \times 1.15}$$

$$= 61.84 \text{ KN/m}^2$$

2. Menghitung tekanan tanah

- Akibat berat tanah sendiri

$$\begin{aligned}\sigma_{hs} &= (z \times K_a \times \gamma) \\ &= (1.2 \times 0.333 \times 18.00) = 7.40 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

- Akibat beban merata q (*traffic* dan *pavement*)

$$\begin{aligned}\sigma_{hq} &= K_a \times q \\ &= 0,333 \times 8,70 = 2.90 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

- Total berat tanah dan beban merata

$$\begin{aligned}\sigma_h &= \sigma_{hs} + \sigma_{hq} \\ &= 7.40 + 2.9 = 10.30 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

Di mana :

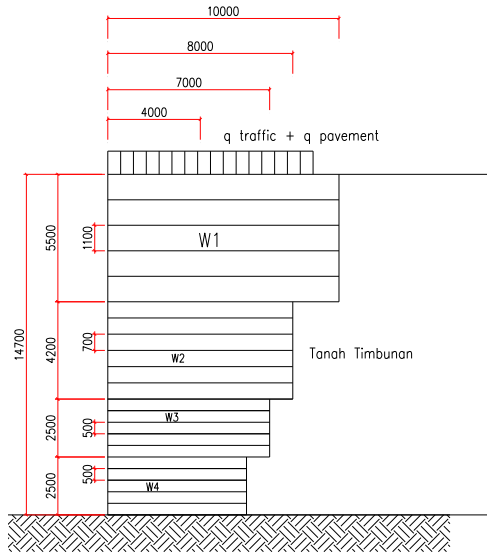
z = harga kedalaman tanah coba-coba dari atas permukaan tanah

n = z/H_{total}

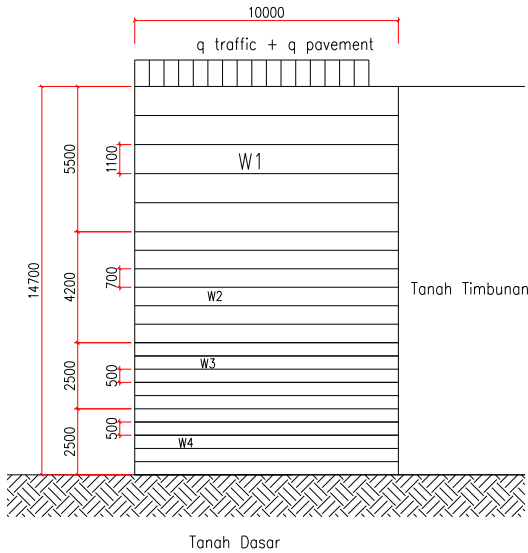
Dengan coba-coba harga z , maka dapat diketahui harga S_v seperti pada **Tabel 5.14**.

Setelah mengetahui harga S_v , maka harga L_e , L_r , L_o dan L_{total} dapat diketahui seperti pada **Tabel 5.14**. Untuk sketsa panjang *geotextile wall* tersebut dapat dilihat pada **Gambar 5.8**.

Berdasarkan pada **Gambar 5.8**, dapat dilihat bahwa panjang *geotextile* di belakang bidang longsor tidak sama (L_e), sehingga untuk mempermudah dalam pelaksanaan, maka panjang L_e tersebut disamakan dan hasilnya dapat dilihat pada **Gambar 5.9**.



Tanah Dasar
Gambar 5.8 Sketsa Panjang Geotextile Wall



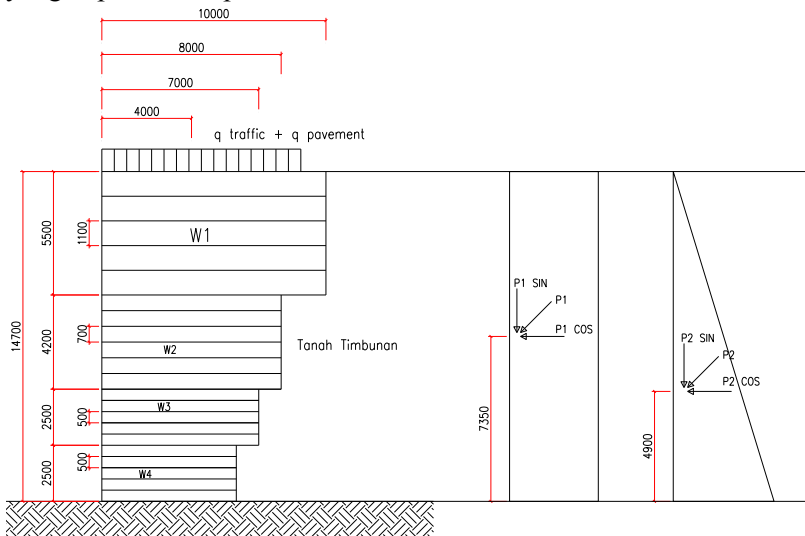
Tanah Dasar
Gambar 5.9 Geotextile wall dengan Panjang L_c pakai yang sama

5.7.2 External Stability

Pada perhitungan *external stability*, akan dicari kontrol stabilitas dalam tiga hal :

1. Kontrol Guling
2. Kontrol Geser
3. Kontrol Daya dukung

Sebelum menghitung kontrol stabilitas tersebut, maka perlu diketahui gaya-gaya yang bekerja pada tanah timbunan yang dapat dilihat pada **Gambar 5.11**.



Tanah Dasar

Gambar 5.10 Gaya-gaya pada Timbunan

Pada **Gambar 5.10** di atas, dapat diketahui gaya-gaya sebagai berikut :

- $P_{a1} = H_{initial} \times K_a \times q$
 $= 14.7 \times 0.333 \times 8.70$
 $= 42.63 \text{ KN/m}$
- $P_{a2} = 0.5 \times K_a \times (H^2) \times \gamma_{timbunan}$
 $= 0.5 \times 0.333 \times (14.7^2) \times 18$
 $= 648.27 \text{ KN/m}$

- $P_{a1} \cos \delta = 38.316 \text{ KN/m}$
- $P_{a1} \sin \delta = 18.688 \text{ KN/m}$
- $P_{a2} \cos \delta = 582.661 \text{ KN/m}$
- $P_{a2} \sin \delta = 284.183 \text{ KN/m}$

1. Kontrol Guling

Untuk menghitung kontrol guling, maka perlu dicari momen penahan dan momen dorong pada timbunan tersebut. Untuk momen penahan yang berasal dari *geotextile* dapat dilihat pada **Tabel 5.23**.

Tabel 5.15 Momen Penahan pada Timbunan yang Diberi *Geotextile*

No	Wi	Wi	Xi	MR
1	W1	1080	4.55	4914
2	W2	432	3.35	1447.2
3	W3	518.4	2.75	1425.6
4	W4	226.8	2.2	498.96
	Total	2257.2	Total	8285.76

Sumber : Hasil Perhitungan

Setelah diperoleh nilai di atas, maka kontrol guling dihitung dengan cara sebagai berikut :

$$SF = \frac{\sum \text{Momen Penahan}}{\sum \text{Momen Dorong}}$$

$$SF = \frac{\sum 5285.76 + (Pa1 \sin \delta \times 10) + (Pa2 \sin \delta \times 8)}{(Pa1 \cos \delta \times 7.35) + (Pa2 \cos \delta \times 4.9)}$$

$$= 2.513 > 2 \rightarrow \text{OK}$$

2. Kontrol Geser / Sliding

Untuk menghitung kontrol geser, maka perlu dicari gaya penahan dan gaya geser yang bekerja pada timbunan tersebut. Adapun perhitungan kontrol geser adalah sebagai berikut :

$$SF = \sum \frac{\text{Gaya Penahan}}{\text{Gaya Geser}}$$

$$SF = \frac{(C' + ((\sum Wi + Pa1 \sin \delta + Pa2 \sin \delta) / L) \times \tan \delta)) \times L}{(Pa1 \cos \delta + Pa2 \cos \delta)}$$

$$SF = \frac{(11 + (((2257.2 + 18.688 + 284.183) / 10) \times 0.5)) \times 10}{(18.688 + 582.661)}$$

$$= 2,181 > 1,5 \rightarrow \text{OK}$$

3. Kontrol Daya Dukung (Keruntuhan Pondasi)

$$SF = \frac{P_{ult}}{P_{act}}$$

$$P_{ult} = c' N_c + q N_q + 0,5 \gamma' B N_\gamma$$

$$= (11 \times 7.3) + ([5 + 8.70] \times 2) + (0.5 \times [15.5 - 1] \times 10 \times 0,26)$$

$$= 136.75 \text{ KN/m}$$

Harga N_c , N_q , dan N_γ diperoleh dari **Tabel 2.3**.

$$P_{act} = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_D}{1/6 B^2 L}$$

$$= \frac{(\sum 1080 + 432 + 518.4 + 226.8)}{10 \times 1} \pm \frac{4491.094}{1/6 \times 10^2 \times 1}$$

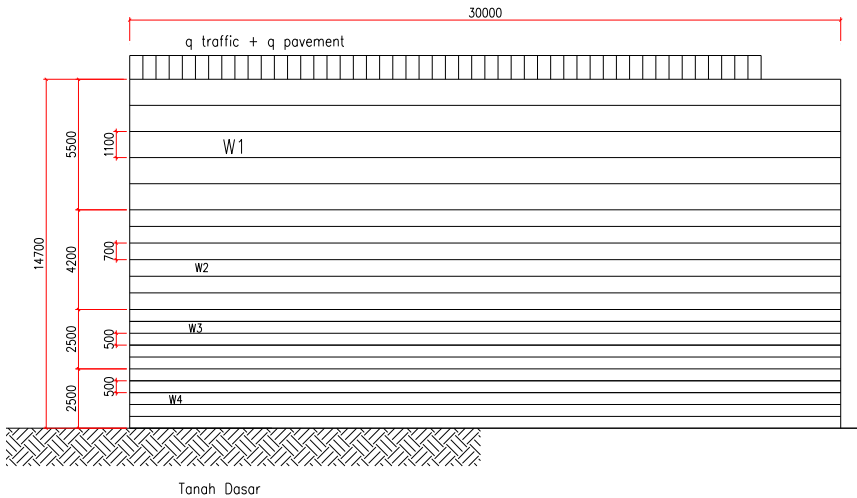
$$= 100.9 \text{ KN/m}$$

$$SF = \frac{136.75}{100.9}$$

$$= 1.36 < 2 \rightarrow \text{NOT OK}$$

Karena tidak Ok, maka B diperpanjang menjadi = **30 meter**.

$$P_{ult} = c' N_c + q N_q + 0,5 \gamma' B N_\gamma$$

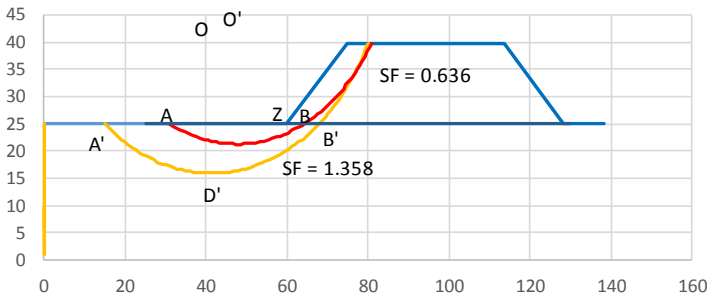


Gambar 5.11 Panjang akhir *Geotextile Wall*

5.8 Perhitungan Konstruksi Cerucuk

Cerucuk yang digunakan sebagai perkuatan tanah pada tugas akhir ini adalah cerucuk beton (*micropile*) dengan dimensi ukuran 20x20 cm.

Dari hasil program DX-STABL, untuk $SF=1.35$ (SF rencana), didapatkan data sebagai berikut :



Gambar 5.12 Garis kelongsoran pada timbunan

- Koordinat dasar timbunan di Titik Z
 - $x_z = 0$
 - $y_z = 25$
- Angka keamanan :
 - $SF_{\min} = 1.359$
- Jari-jari kelongsoran :
 - $R_{(\text{jari-jari})} = 48.41 \text{ meter}$
- Koordinat pusat bidang longsor (Titik O' pada Gambar)
 - $x_o = 46.52$
 - $y_o = 69.30$
- Koordinat dasar bidang longsor (lihat Titik D' pada Gambar) :
 - $x_C = 49.43$
 - $y_C = 20.98$
- Koordinat batas longsor (lihat Titik A dan B pada Gambar) :
 - $x_A = 27$
 - $y_A = 25$
 - $x_B = 65.87$
 - $y_B = 25$
- Momen Penahan :
 - $M_{R\min} = 69530 \text{ kNm}$

Urutan perhitungan perencanaan *micropile* sebagai perkuatan timbunan :

Untuk menghitung kebutuhan *micropile*, adapun urutan perenanaan sebagai :

1. Menentukan tipe *micropile*

Spesifikasi *micropile* : (PT. Pasific Prestress Indonesia)

- Dimensi (bxh) : 20x20 cm
- Tipe : PB
- Luas permukaan beton (A) : 400 cm²
- Kuat tekan beton (f_c') : 45 MPa
- Momen Kapasitas Ultimate : 2.75 tm

2. Panjang *micropile*

$$\begin{aligned}
 L_a \text{ (di atas bidang longsor)} &= \text{koordinat } y_z - y_c \\
 &= 25 - 21.32 \\
 &= 3.68 \text{ meter} \\
 L_b \text{ (di bawah bidang longsor)} &= \text{koordinat } y_c - y_D \\
 &= 31.32 - 15.94 \\
 &= 5.38 \text{ meter} \\
 L \text{ total} &= L_a + L_b \\
 &= 9.06 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

3. Perhitungan Gaya Penahan (Resisting)

- Faktor Modulus Tanah
 - $C_u = 11 \text{ KN/m}^2$
 - $= 0.11 \text{ kg/cm}^2$
 - $q_u = 2 C_u$
 - $= 2 \times 0.11 = 0.22 \text{ kg/cm}^2$
 - $f = 0.096 \text{ kg/cm}^2$
 - (dari grafik NAVFAC, DM-7, 1971)
- Momen Inersia
 - $I = 1/12 b h^3$
 - $= 1/12 \times 20 \times 20^3 = 13333.33 \text{ cm}^4$
- Momen Tahanan (W)
 - $W = I/C$
 - $= 13333.33 / (0.5h)$
 - $= 13333.33 / (0.5 \times 20)$
 - $= 1333.33 \text{ cm}^3$
- Modulus Elastisitas (E)
 - $E = 4700 \sqrt{f_c}$
 - $= 4700 \sqrt{0.85 \times 45}$
 - $= 287238.84 \text{ cm}^4$
- $T = (EI/f)^{1/5}$
 - $= 131.88 \text{ cm}$
- Koefisien Momen akibat gaya lateral
(dari grafik NAVFAC, DM-7, 1971)
 - $L_b/T = 538/131.88$

$$\begin{aligned}
 &= 4.079 \\
 Z &= 0 \\
 FM &= 0.9
 \end{aligned}$$

5.8.1 Perhitungan Gaya Horizontal cerucuk (P_{\max} 1cerucuk)

$$\begin{aligned}
 P &= M / (FM \times T) \\
 &= 2.75 / (0.9 \times 131.88) \\
 &= 23.17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.8.2 Menentukan Kebutuhan *Micropile*

Dari program DX-STABL diperoleh :

- $H_{\text{inisial}} = 11.5$ meter
- $SF_{\text{min}} = 0.636$
- $M_{R\text{min}} = 19120$ kNm
- $R = 47.89$ meter
- $SF_{\text{rencana}} = 1.35$

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_D &= \frac{MR_{\text{min}}}{SF_{\text{min}}} \\
 &= 30062.9 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- $SF_{\text{rencana}} = 1.35$

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad \Delta M_R &= (SF_{\text{rencana}} \times M_D) - M_{R\text{min}} \\
 &= (1.35 \times 30062.9) - 19120 \\
 &= 21464.9 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Kebutuhan Micropile} = \frac{\Delta M_R}{(P_{\max 1\text{cerucuk}} \times R)}$$

$$n = 20 \text{ buah / meter}$$

Jarak antar micropile ditentukan berdasarkan koordinat x pada tanah dasar yang didapatkan dari program XSTABL.

$$x_A = 57.67$$

$$x_B = 64.64$$

$$\text{Dengan panjang bidang longsor} = x_B - x_A = 64.64 - 57.67 = 6.97 \text{ m}$$

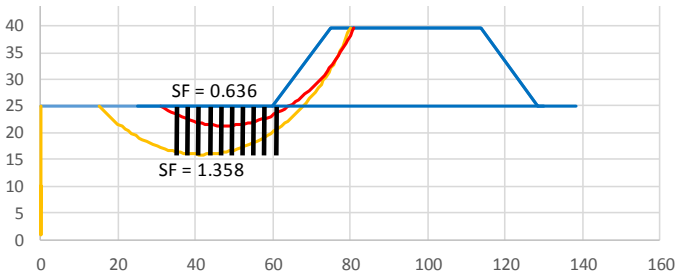
Digunakan jarak antar *micropile* = 60 cm (jarak minimum $3\emptyset$ *micropile*). Dipasang secara merata di sepanjang x bidang longsor.

Menentukan Panjang *Micropile*

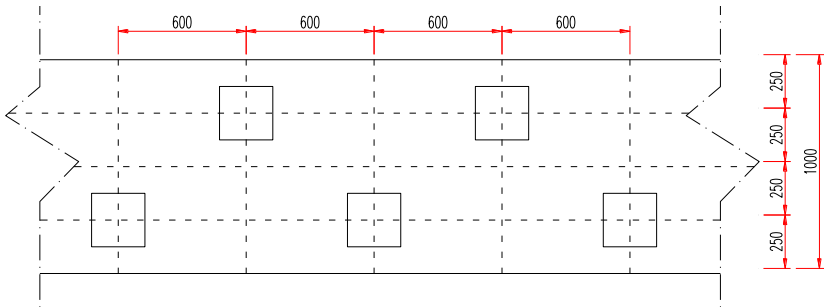
Panjang *micropile* yang dipakai dapat diketahui dari sketsa pemasangan *micropile* pada **Gambar 5.6** dimana telah ditentukan dari perhitungan bahwa panjang minimum *micropile* di bawah bidang longsor adalah 5.38 meter. Sehingga untuk panjang keseluruhan, direncanakan panjang *micropile* total adalah $(L_a + L_b) + 1 \text{ meter} = 6.97 \approx 7 \text{ meter}$.

Untuk sketsa pemasangan *micropile* dapat dilihat pada **Gambar 5.13** dan sketsa denahnya pada **Gambar 5.14**.

15.94



Gambar 5.13 Sketsa Pemasangan *Micropile*



Gambar 5.14 Sketsa Denah Pemasangan *Micropile*

5.9 Alternatif Pemilihan Sistem Perkuatan Tanah

Setelah melakukan perhitungan terhadap kebutuhan masing-masing metode perkuatan, maka selanjutnya adalah pemilihan alternatif yang akan digunakan untuk perkuatan tanah. Dalam pemilihan alternatif ini yang menjadi acuan utama adalah perbandingan antara *geotextile* dan *micropile*. Adapun uraiannya adalah sebagai berikut :

1. Timbunan (Arah Melintang)

Metode yang dipakai adalah kombinasi PVD, *preloading*, *geotextile*, dan *micropile*. Hal ini didasarkan pada beberapa alasan, di antaranya adalah:

a. Kemudahan Pelaksanaan

Pada metode pelaksanaan *geotextile*, alat yang dibutuhkan hanyalah bekisting dan alat untuk menjahit *geotextile* pada daerah lipatan. Namun, pada metode pelaksanaan *micropile*, juga dibutuhkan pile driver untuk memasukkan *micropile* tersebut ke dalam tanah, sehingga pelaksanaannya lebih kompleks dan lama dibandingkan dengan pelaksanaan pada *geotextile*. Tetapi jika dipakai perkuatan kombinasi *micropile* dan *geotextile*, akan membutuhkan material yg tidak terlalu banyak dan pelaksanaan bisa lebih mudah dan cepat.

b. Kemudahan membawa material ke lapangan

Dibandingkan dengan *micropile*, transportasi *geotextile* untuk dibawa ke lapangan lebih mudah karena bentuk *geotextile* berupa lembaran-lembaran sehingga dapat dilipat dan dapat dibawa dalam jumlah yang banyak untuk sekali pengangkutan. Sedangkan pada *micropile*, karena berbentuk tiang, maka cukup sulit dalam mobilisasi. Selain itu, berdasarkan perhitungan, *micropile* yang dibutuhkan

sebagai perkuatan pada kanan-kiri timbunan ini sangat banyak sehingga membutuhkan transportasi yang banyak pula. Akan tetapi, kondisi lapangan yang sebenarnya berada pada lokasi yang mudah dijangkau oleh transportasi khususnya alat berat. Dan jumlah micropile yang tidak banyak akan mempercepat pelaksanaan.

c. Waktu Pelaksanaan

Waktu yang diperlukan dalam menyelesaikan *geotextile* lebih cepat dibanding dengan pada pelaksanaan *micropile*. Hal ini dikarenakan untuk metode yang digunakan untuk memasang *geotextile* lebih mudah dibanding dengan metode pelaksanaan *micropile*. Selain itu, jumlah *micropile* yang harus dipasang sangat banyak sehingga menghabiskan waktu yang banyak pula. Akan tetapi jika menggunakan perhitungan kombinasi *geotextile* dan *micropile*, jumlah masing-masing perkuatan akan menjadi berkurang, sehingga dapat mempercepat pelaksanaan.

2. Timbunan (Arah Memanjang)

Untuk memperkuat timbunan ke arah melintang timbunan, metode yang dipilih adalah *geotextile wall*, sebagai penahan tanah. Untuk pemasangan *geotextile wall*, tanah dasar merupakan tanah lunak yang harus kuat sebagai daya dukung, sehingga juga dipakai perkuatan *micropile*.

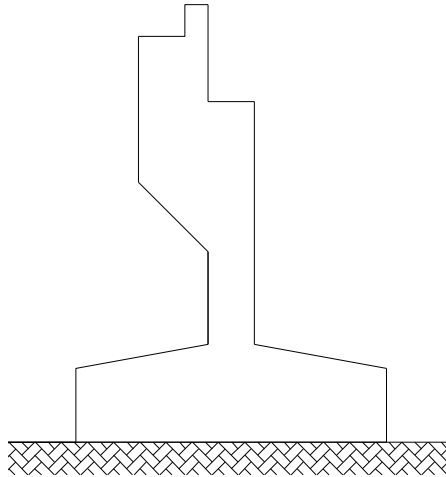
Untuk melihat detail gambar perencanaan masing-masing alternatif perkuatan, dapat dilihat pada **Lampiran Gambar**.

BAB VI

PERHITUNGAN KONSTRUKSI ABUTMEN DAN PONDASI

6.1 Perencanaan Abutmen

Bangunan bawah jembatan yang berfungsi untuk menyalurkan beban-beban dari bangunan atas ke pondasi jembatan adalah abutmen. Kepala jembatan (abutmen) adalah suatu bangunan yang meneruskan beban baik beban mati maupun beban hidup dari bangunan atas dan tekanan tanah ke tanah keras. Perencanaan abutmen ditunjukkan pada **Gambar 6.1** di bawah:



Gambar 6.1 Perencanaan Abutmen

6.1.1 Perhitungan Beban

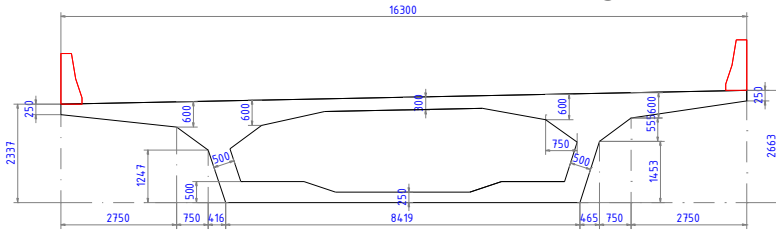
Analisis pembebanan untuk abutment terdiri atas beban berat struktur atas, struktur bawah, dan beban oprit/ timbunan jembatan. Untuk beban struktur atas terdiri dari berat sendiri (box girder) dan beban mati (perkerasan, pelat lanai kendaraan, sandaran), beban lalu lintas, beban rem, beban gesekan, beban angin, beban temperatur, dan beban gempa (akibat beban struktur atas).

Untuk beban struktur bawah terdiri dari berat abutmen dan tanah di atasnya, serta beban gempa (akibat beban struktur bawah). Untuk beban timbunan/ oprit jembatan terdiri atas beban tekanan tanah aktif.

Struktur bangunan atas jembatan menggunakan bahan beton dengan spesifikasi pembebanan sebagai berikut :

A. Struktur Atas

1. Berat Sendiri dan Beban Mati Akibat Bangunan Atas



Gambar 6.2 Dimensi Box Girder (Bangunan Atas)

Tabel 6.1 Perhitungan Berat Beban Bangunan Atas

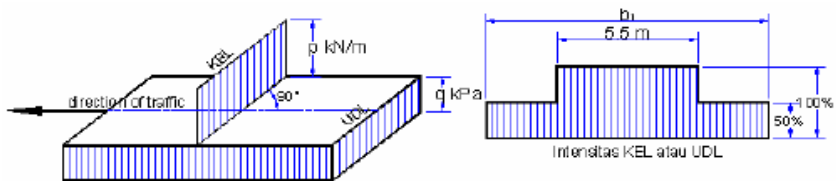
Jenis	tebal (m)	lebar (m)	luas (m ²)	panjang (m)	volume (m ³)	γ (t/m ³)	berat (ton)
Girder			13.00	38.50	500.50	2.40	1201.20
Perkerasan (Aspal)	0.05	15.30	0.77	38.50	29.45	2.20	64.80
Pelat lantai kendaraan	0.30	15.30	4.59	38.50	176.72	2.40	424.12
Sandaran	1.20	0.35	0.42	38.50	16.17	2.40	38.81
Air hujan	0.05	15.30	0.77	38.50	29.45	1.00	29.45
						W1	1758.37

- ❖ Beban yang diterima oleh *abutment* adalah
 $P = W/2 = 1758.37/2 = 879.19 \text{ ton}$.
- ❖ Momen yang terjadi $P \times e = 879.19 \times 0.66 = 577.88 \text{ ton m}$

Untuk perhitungan nilai e dapat dilihat pada **tabel 6.6**.

2. Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk rencana jembatan jalan raya terdiri dari pembebanan lajur "D" (RSNI T-02-2005 Pasal 6.3) dan pembebanan truk "T" (RSNI T-02-2005 Pasal 6.4). Pembebanan lajur "D" ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Jumlah total pembebanan lajur "D" yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan.



Gambar 6.3 Beban Lajur "D"

- ❖ Beban Terbagi Rata (UDL)

Beban terbagi rata (UDL) dengan intensitas q kPa, dengan q tergantung pada panjang yang dibebani total (L) sebagai berikut:

$$L < 30 \text{ m} : q = 9.0 \text{ kPa}$$

$$L > 30 \text{ m} : q = 9.0 (0.5 + 15/L) \text{ kPa}$$

Karena bentang jembatan yang dibebani sepanjang $L=38.5\text{m} > 30\text{m}$, maka $q = 8.01 \text{ kPa} = 8.01 \text{ KN/m}^2$

Untuk jembatan dengan lebar lantai kendaraan lebih besar dari 5.5 m, beban "D" sepenuhnya (100%) dibebankan pada lebar jalur 5.5 m sedang selebihnya di bebani hanya separuh beban "D" (*PPPJL PU hal. 7*)

$$\text{UDL total} = ((5.5 \times q) + (b - 5.5) \times 0.5 \times q) \times L$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban UDL} &= ((5.5 \times q) + (b - 5.5) \times 0.5 \times q) \times L \\ &= ((5.5 \times 8.01) + (15.3 - 5.5) \times 0.5 \times 8.01) \times 38.5 \\ &= 4716.225 \text{ KN} \end{aligned}$$

❖ **Beban Truk "T"**

Beban truk atau beban garis sebesar P kN/m, ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas.

$$P = 49 \text{ KN/m}$$

$$P \text{ total} = ((5.5 \times P) + (b - 5.5)) \times 0.5 \times P$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban KEL} &= ((5.5 \times P) + (b - 5.5)) \times 0.5 \times P \\ &= ((5.5 \times 49) + (15.3 - 5.5)) \times 0.5 \times 49 \\ &= 749.7 \text{ KN} \end{aligned}$$

• **Perhitungan beban lalu-lintas**

$$\begin{aligned} \text{Faktor beban dinamik (DLA)} &= 40\% \\ (1 + \text{DLA}) &= 140\% \\ \text{Beban UDL} \times (1 + \text{DLA}) &= 4716.225 \times 140\% \\ &= 660.27 \text{ ton} \\ \text{Beban KEL} \times (1 + \text{DLA}) &= 749.7 \times 140\% \\ &= 104.96 \text{ Ton} \end{aligned}$$

❖ **Beban yang diterima oleh *abutment* adalah $\text{UDL}/2 + \text{KEL} = 660.27/2 + 104.96 = 439.09$ ton. (bekerja pada *elastomeric bearing*)**

3. Beban Angin

Besarnya gaya horizontal akibat pengaruh angin berdasarkan SNI T-02-2005 Pasal 7.6, beban angin yang harus dihitung pada dua kondisi, yaitu:

$$T_{EW1} = 0.0006 \times C_w \times V_w^2 \times Ab$$

$$T_{EW2} = 0.0012 \times C_w \times V_w^2 \times L/2$$

Tabel 6.2 Beban Angin

Keadaan Batas	Lokasi	
	< 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya Layan	30 m/s	25 m/s
Ultimate	35 m/s	30 m/s

Panjang bentang jembatan (L) = 38.5 m

Tinggi samping jembatan (d) = 3.7 m

Lebar Jembatan (b) = 15.3 m

Ratio $\left(\frac{b}{d}\right)$ = 4.14 m

Koef. Seret (C_w) = 1.50 m

Luasan samping (Ab) = 142.45 m²

Kec. Angin rencana (V_w) = 30 m/s

❖ $T_{EW1} = 0.0006 \times C_w \times V_w^2 \times Ab$
 $= 0.006 \times 1.5 \times 30^2 \times 142.45 = 11.54 \text{ ton}$

❖ $T_{EW2} = 0.0012 \times C_w \times V_w^2 \times L/2$
 $= 0.006 \times 1.5 \times 30^2 \times 142.45 = 15.59 \text{ ton}$

• $T_{EW} = T_{EW1} \times T_{EW2}$
 $= 27.13 \text{ ton}$

❖ Beban yang diterima oleh *abutment* adalah $T_{EW}/2 = 27.13/2 = 13.57 \text{ ton}$.

4. **Beban Temperatur**

Besarnya gaya horizontal akibat pengaruh temperatur berdasarkan RSNI T-02-2005 Pasal 7.3, beban temperatur yang harus diperhitungkan dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 6.3 Temperatur jembatan rata-rata nominal

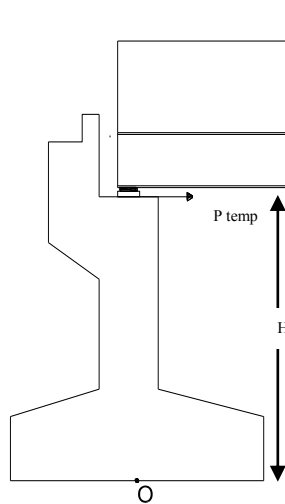
Tipe Bangunan Atas	Temperatur Jembatan Rata-rata Minimum (1)	Temperatur Jembatan Rata-rata Maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton.	15°C	40°C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	40°C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	45°C
CATATAN (1) Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m diatas permukaan laut.		

Sumber: RSNI T-02-2005 Pasal 7.3

Tabel 6.4 Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur

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

Sumber: RSNI T-02-2005 Pasal 7.3



Gambar 6.4 Sketsa Beban Temperatur pada *elastomeric bearing*

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

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien muai (a)} &= 0.000011/\text{C} \\
 \text{Kekakuan (k)} &= 1500 \text{ kN/m} \\
 \text{Panjang jembatan} &= 38.5 \text{ m} \\
 \text{Jumlah tumpuan(n)} &= 8 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

- ❖ P temperatur = $a \times \Delta T \times k \times (L/2) \times n$
 $= 28.87 \text{ kN} = 2.887 \text{ ton}$
 (bekerja pada *elastomeric bearing*)
- ❖ M temperatur = P temperatur x tinggi elastomer (H)
 $= 2.887 \times 10.6 = 30.67 \text{ ton m.}$

5. Beban Rem

Berdasarkan RSNI T-02-2005 Pasal 6.7, Pengaruh rem dan percepatan lalu lintas harus dipertimbangkan sebagai gaya memanjang. Gaya ini tidak tergantung pada lebar jembatan. Beban rem bekerja sejarak 1.25 meter di atas lantai kendaraan di atas abutmen.

Di mana Panjang Jembatan bentang pinggir (L) adalah 38.5 meter. Dilihat pada **tabel 6.5** Gaya Rem (Tr) = 250 KN.

Tabel 6.5 Gaya Rem

Panjang Struktur (m)	Gaya Rem S.L.S (KN)
$L \leq 80$	250
$80 < L < 180$	$2.5L + 50$
$L \geq 180$	500

- ❖ Beban yang diterima oleh *abutment* adalah $Pr = Tr / 2 = 250/2 = 125 \text{ kN} = 12.5 \text{ ton}$.
- ❖ Momen yang terjadi akibat Beban Rem
 $= Pr \times \text{lengan terhadap titik O}$
 $= 12.5 \text{ ton} \times (1.25 + \text{tebal pelat lantai} \times \text{perkerasan})$
 $= 20 \text{ ton}$

6. Beban Gesekan

Beban gesekan pada tumpuan bergerak (Beban horizontal Longitudinal pada perletakan). Beban Gesekan merupakan beban horizontal terbesar yang bisa muncul akibat dari beban lalu lintas, gempa, muai-susut, tetapi tidak akan melebihi dari besar gaya aslinya.

$$\begin{aligned}
 H_L &= 0.15 \times (R_D + R_L) \\
 &= 0.15 \times (879.19 + 435.09) \\
 &= 197.14 \text{ ton (bekerja pada } \textit{elastomeric bearing})
 \end{aligned}$$

Jika nilai beban gesekan lebih besar dari beban aslinya (beban yang mengakitkannya), maka beban gesekan itu tidak perlu dimasukkan sebagai beban tambahan.

7. Beban Gempa (dari Sruktur Atas)

Analisa beban gempa berdasarkan RSNI T-02-2005 Pasal 7.7, beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa dari bangunan atas yang masuk pada abutment dihitung sendiri tanpa ada pengaruh dari bangunan bawah, dan ditinjau untuk arah memanjang (x) dan melintang (y) dari jembatan.

Direncanakan dimensi abutmen atau penampang dinding abutmen dengan ukuran:

- ❖ $L_b = 8.8$ m (tinggi dinding abutmen)
- ❖ $b = 14.3$ m (lebar dinding abutmen arah y)
- ❖ $h = 1.8$ m (lebar dinding abutmen arah x)

$$W_{\text{total}} = P_{\text{atas}} + 0.5 P_{\text{bawah}}$$

- ❖ $P_{\text{atas}} = 8791.86$ kN
- ❖ $P_{\text{bawah}} = 34152.86$ kN
- $W_{\text{total}} = 25868.29$ kN
- ❖ Mutu Beton K 600 ,
- ❖ $f_c' = 0.83 K = 49.8$ MPa
- ❖ Modulus Elastisitas beton (E_c)= $4700\sqrt{f_c'}$ = 33167.48 MPa
= 33167484.1 Kpa
- ❖ Percepatan Gravitasi (g) = 9.81 m/detik²

Perhitungan beban gempa :

1. Arah Memanjang Jembatan (arah x)

- Inersia Penampang dinding abutmen (I_c)=
 $1/12 \times (60\% \times b \times h^3) = 4.170$ m⁴
- Nilai Kekakuan (K_p) = $(3 \times E_c \times I_c)/L^3$
= 608848.62 kN/m
- Waktu Getar Alami Struktur (T)=
 $T = 2\pi \sqrt{\frac{W_{\text{total}}}{g \times K_p}} = 0.41$ detik

- Koefisien Geser dasar (C) = 0.21
(Zona 2 Kota Mojokerto dengan keadaan Tanah Lunak)
- Faktor Tipe Bangunan (S) = 1
(Diasumsikan sebagai jembatan daktail tipe B {bangunan atas terpisah dengan bangunan bawah})
- Faktor kepentingan (I) = 1
(Diasumsikan bahwa jembatan direncanakan untuk permanen)
- Koefisien beban gempa horizontal (Kh = C x S)
= 0.21 x Wtotal
= 0.21 x 25868.29 kN
- ❖ Gaya gempa arah memanjang (Teq1) = Kh x I
= 0.21 x 25868.29 x 1
= 1846.29 kN
- ❖ Momen gempa arah memanjang (Meq1) = Teq1 x H
= 1846.29 x 10.6
= 1957.06 ton.m

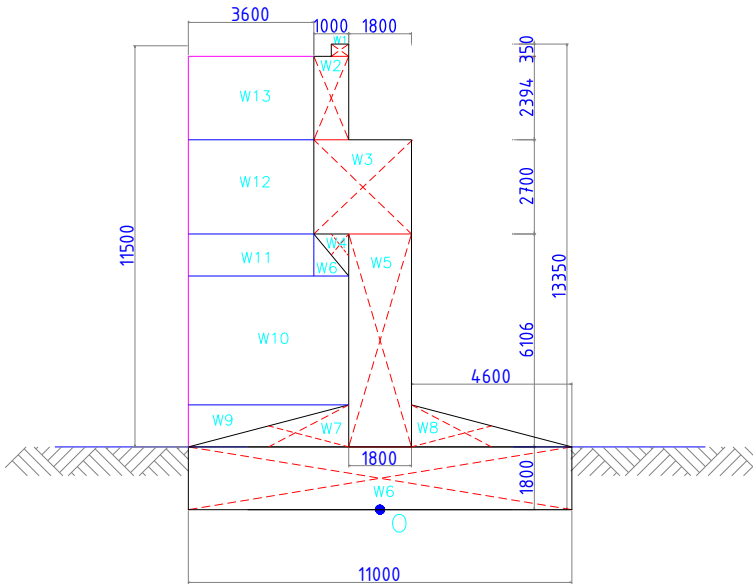
2. Arah Melintang Jembatan (arah y)

- Inersia Penampang dinding abutmen (Ic)=
 $1/12 \times (60\% \times h \times b^3) = 263.18 \text{ m}^4$
- Nilai Kekakuan (Kp) = $(3 \times Ec \times Ic)/L^3$
= 38426991.95 kN/m
- Waktu Getar Alami Struktur (T)=
 $T = 2\pi \sqrt{\frac{W_{total}}{g \times Kp}} = 0.9 \text{ detik}$
- Koefisien Geser dasar (C) = 0.16
(Zona 2 Kota Mojokerto dengan keadaan Tanah Lunak)
- Faktor Tipe Bangunan (S) = 1
(Diasumsikan sebagai jembatan daktail tipe B {bangunan atas terpisah dengan bangunan bawah})
- Faktor kepentingan (I) = 1
(Diasumsikan bahwa jembatan direncanakan untuk permanen)

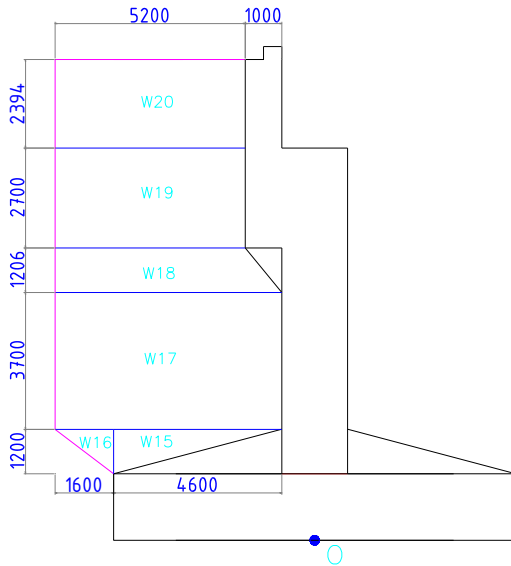
- Koefisin beban gempa horizontal ($K_h = C \times S$)
 - $= 0.16 W_{total}$
 - $= 0.16 \times 25868.29 \text{ kN}$
- ❖ Gaya gempa arah memanjang (T_{eq1}) = $K_h \times I$
 - $= 0.21 \times 25868.29 \times 1$
 - $= 1406.7 \text{ kN}$
- ❖ Momen gempa arah memanjang (M_{eq1}) = $T_{eq1} \times Y$
 - $= 1406.7 \times 10.6$
 - $= 1491.1 \text{ ton.m}$

B. Struktur Bawah

1. Berat Abutmen dan Tanah di atasnya



Gambar 6.5 Dimensi Abutmen dan Tanah di atasnya dalam segmen-segmen



Gambar 6. 6 Dimensi *WingWall* dalam segmen-segmen

Perhitungan berat dan momen dari abutmen, tanah di atasnya, dan *wingwall* disajikan dalam bentuk tabel di bawah ini.

Tabel 6.6 Perhitungan Berat Beban Abutmen

Bidang	b (m)	h (m)	L (m)	Bentuk	jarak x ke O (m)	arah	Berat (Kg)	Momen (Kgm)	Momen (KNm)
ABUTMENT									
W1	5.0	3.5	14.3	1	1.15	-1	600600	-690690	-6906.90
W2	1	2.4	14.3	1	1.40	-1	82368	-115315.2	-1153.15
W3	2.8	2.7	14.3	1	0.48	-1	259459.2	-124540.416	-1245.40
W4	1	1.2	14.3	0.5	1.23	-1	20592	-25396.8	-253.97
W5	1.8	6.1	14.3	1	0.00	0	376833.6	0	0.00
W6	11	1.8	14.3	1	0.00	0	679536	0	0.00
W7	4.6	1.2	14.3	0.5	2.43	-1	94723.2	-230493.12	-2304.93
W8	4.6	1.2	14.3	0.5	2.43	1	94723.2	230493.12	2304.93
BERAT TANAH									
W9	4.6	1.2	14.3	0.5	4.00	-1	71042.4	-284169.6	-2841.70
W10	4.6	3.6	14.3	1	3.20	-1	426254.4	-1364014.08	-13640.14
W11	1	1.2	14.3	0.5	1.23	-1	15444	-19047.6	-190.48
W12	3.6	1.2	14.3	1	3.70	-1	111196.8	-411428.16	-4114.28
W13	3.6	2.7	14.3	1	3.70	-1	250192.8	-925713.36	-9257.13
W14	3.6	2.4	14.3	1	3.70	-1	222393.6	-822856.32	-8228.56
WINGWALL									
W15	4.6	1.2	1	0.5	3.97	-1	5106	-20253.8	-202.54
W16	1.6	1.2	1	0.5	6.03	-1	1776	-10715.2	-107.15
W17	6.2	3.7	1	1	4.00	-1	42439	-169756	-1697.56
W18	5.2	1.2	1	1	3.50	-1	11544	-40404	-404.04
W19	5.2	2.7	1	1	3.50	-1	25974	-90909	-909.09
W20	5.2	2.4	1	1	3.50	-1	23088	-80808	-808.08
					TOTAL=		3415286.20	-5196017.54	

Keterangan : - Bentuk 0.5 = segitiga
 - Bentuk 1 = segirmpat

- ❖ W total = 3415286.20 kg = 34152.8620 kN
- ❖ M total = 5196017.54 kgm = 51960.17 kNm

$$\begin{aligned} \text{Nilai eksentrisitas (e)} &= X_o = (W \text{ total} / M \text{ total}) \\ &= (34152.8620 / 51960.17) = 0.66 \text{ m} \end{aligned}$$

2. Beban Gempa (dari Struktur Bawah)

Perhitungan beban gempa untuk bangunan bawah dihitung dalam arah gempa memanjang dan melintang jembatan, yang dapat dilihat pada tabel di bawah.

Tabel 6.7 Gaya dan Momen Gempa pada abutmen arah memanjang jembatan

No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
ABUTMENT					
W1	6006	1261.26	13.18	-1	-16617.10
W2	823.68	172.97	11.80	-1	-2041.60
W3	2594.59	544.86	9.26	-1	-5043.26
W4	205.92	43.24	8.24	-1	-356.30
W5	3768.34	791.35	4.85	-1	-3840.42
W6	6795.36	1427.03	0.90	-1	-1284.32
W7	947.232	198.92	0.40	-1	-79.83
W8	947.232	198.92	0.40	1	79.83
TANAH					
W9	710.424	149.19	2.20	1	328.22
W10	4262.54	895.13	4.85	1	4344.98
W11	154.44	32.43	7.31	1	236.98
W12	1111.97	233.51	9.26	1	2161.40
W13	2501.93	525.40	11.80	1	6201.35
W14	2223.94	467.03	7.10	1	
WING WALL					
W15	51.06	10.72	2.60	-1	-27.88
W16	17.76	3.73	2.60	-1	-9.70
W17	424.39	89.12	4.85	-1	-432.24
W18	115.44	24.24	7.30	-1	-176.97
W19	259.74	54.55	7.45	-1	-406.36
W20	230.88	48.48	10.00	-1	-484.85
	Teq =	7172.10		Meq =	-17448.07

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 6.8 Gaya dan Momen Gempa pada abutmen arah melintang jembatan

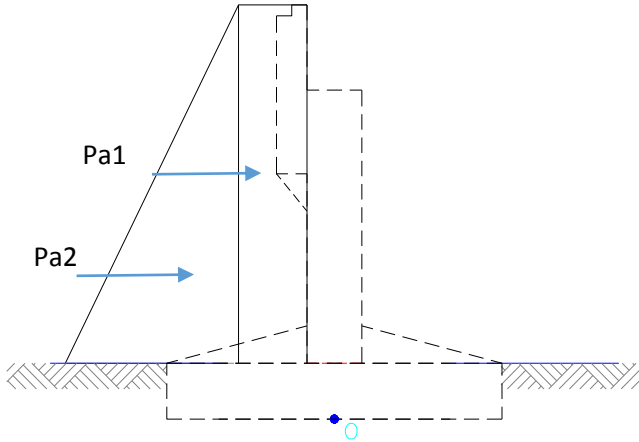
No	Berat	Teq	y	Arah	Meq
	Wt (kN)	(kN)	(m)		(kNm)
ABUTMENT					
W1	6006	960.96	13.18	-1	-12660.65
W2	823.68	131.79	11.80	-1	-1555.50
W3	2594.592	415.13	9.26	-1	-3842.49
W4	205.92	32.95	8.24	-1	-271.46
W5	3768.336	602.93	4.85	-1	-2926.04
W6	6795.36	1087.26	0.90	-1	-978.53
W7	947.232	151.56	0.40	-1	-60.82
W8	947.232	151.56	0.40	1	60.82
TANAH					
W9	710.424	113.67	2.20	1	250.07
W10	4262.544	682.01	4.85	1	3310.46
W11	154.44	24.71	7.31	1	180.56
W12	1111.968	177.91	9.26	1	1646.78
W13	2501.928	400.31	11.80	1	4724.84
W14	2223.936	355.83	7.10	1	2526.87
WING WALL					
W15	51.06	8.17	2.60	-1	-21.24
W16	17.76	2.84	2.60	-1	-7.39
W17	424.39	67.90	4.85	-1	-329.33
W18	115.44	18.47	7.30	-1	-134.83
W19	259.74	41.56	7.45	-1	-309.61
W20	230.88	36.94	10.00	-1	-369.41
	Teq =	5464.46		Meq =	-10766.90

Sumber: Hasil Perhitungan

C. Timbunan/ Oprit Jembatan

1. Tekanan Tanah akibat Beban Jalan dan Timbunan

Dalam perhitungan abutment ini, direncanakan dengan mencoba memperhitungkan tekanan tanah sebagai beban lateral terhadap abutment itu sendiri.



Gambar 6.7 Distribusi Tekanan Tanah Lateral

Data Abutmen dan Data Tanah:

- H abutmen = 11.5 m
- B timbunan = 14.3 m
- γ timbunan = 18 kN/m³
- θ = 30°
- C = 0 kN/m²
- q jalan = 10 kN/m²

➤ Besar tekanan tanah aktif pada tanah timbunan (K_{a1})

$$\begin{aligned} K_{a1} &= \tan^2 (45^\circ - \theta/2) \\ &= \tan^2 (45^\circ - 30^\circ/2) \\ &= 0.33 \end{aligned}$$

- Besar tekanan tanah aktif pada tanah dasar (K_{a2})

$$\begin{aligned} K_{a2} &= \tan^2 (45^\circ - \theta/2) \\ &= \tan^2 (45^\circ - 0^\circ/2) \\ &= 1 \end{aligned}$$
- - Tegangan tanah aktif akibat beban jalan (σ_1)

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= K_a \times q_{\text{jalan}} \\ &= 3.33 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$
 - Tekanan tanah aktif akibat beban jalan (P_{a1})

$$\begin{aligned} P_{a1} &= \sigma_1 \times H \text{ timbunan} \times B \text{ timbunan} \\ &= 548.17 \text{ kN} \end{aligned}$$
- - Tegangan tanah aktif akibat timbunan (σ_2)

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= K_a \times (\gamma \text{ timbunan} \times H \text{ timbunan} + q_{\text{jalan}}) \\ &= 72.33 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$
 - Tekanan tanah aktif akibat timbunan (P_{a2})

$$\begin{aligned} P_{a2} &= (\sigma_2 - \sigma_1)/2 \times H \text{ timbunan} \times B \text{ timbunan} \\ &= 5673.53 \text{ kN} \end{aligned}$$
- Momen Tekanan tanah aktif akibat beban jalan (M_{a1})

$$\begin{aligned} M_{a1} &= P_{a1} \times \text{jarak terhadap titik O} \\ &= 3151.96 \text{ kNm} \end{aligned}$$
- Momen Tekanan tanah aktif akibat beban jalan (M_{a2})

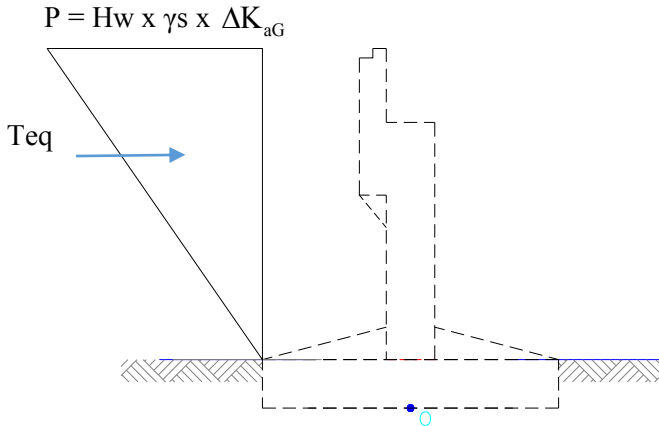
$$\begin{aligned} M_{a2} &= P_{a2} \times \text{jarak terhadap titik O} \\ &= 21748.47 \text{ kNm} \end{aligned}$$
- ❖ Total tekanan tanah aktif P_{a1} dan P_{a2}

$$\begin{aligned} &= 548.17 \text{ kN} + 5673.53 \text{ kN} \\ &= 6221.69 \text{ kN} = 622.169 \text{ ton} \end{aligned}$$
- ❖ Total Momen tekanan tanah aktif M_{a1} dan M_{a2}

$$\begin{aligned} &= 3151.96 \text{ kNm} + 21748.47 \text{ kNm} \\ &= 24900.47 \text{ kNm} = 2490.047 \text{ tonm} \end{aligned}$$

2. Gaya Gempa akibat Tekanan Tanah Dinamis

Dari beban tanah pada abutmen juga mengakibatkan gaya gempa arah lateral. Gaya Gempa tersebut dapat dihitung dengan menggunakan koefisien tekanan tanah dinamis (ΔK_{aG}) sebagai berikut:



Gambar 6.8 Distribusi Gaya Gempa Lateral

- Koefisien Tekanan Tanah Dinamis (ΔK_{aG}) =
 $\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a$

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\left[\cos^2\theta \cdot \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin\phi' \cdot \sin(\phi' - \theta)}}{\cos\theta} \right\} \right]}$$

$$= 0.924$$

$$Kh = C \times S = 0.21 \text{ (kondisi tanah lunak)}$$

$$\theta = \tan^{-1}(Kh) = 0.207 \text{ rad}$$

$$\phi = \emptyset/2 = 30^\circ/2 = 15^\circ = 0.262 \text{ rad}$$

- Besar Tekanan Tanah Aktif (K_a)

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 (45^\circ - \theta/2) \\ &= \tan^2 (45^\circ - 30^\circ/2) \\ &= 0.33 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta K_{aG} &= K_{aG} - K_a \\ &= 0.924 - 0.33 = 0.59 \end{aligned}$$

- Gaya Gempa Lateral (T_{eq}) =
 $T_{eq} = 0.5 \times H^2 \times \gamma_s \times \Delta K_{aG} \times B$ timbunan

$$\begin{aligned} &= 0.5 \times 11.5^2 \times 18 \times 0.59 \times 14.3 \\ &= 10047.25 \text{ kN} = 1004.725 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Lengan terhadap titik O dasar Pilecap (Y_{eq}) =

$$\begin{aligned} Y_{eq} &= 2/3 \times H \text{ abutmen} \\ &= 2/3 \times 11.5 \\ &= 7.67 \text{ m} \end{aligned}$$

- Momen akibat Gaya Gempa Lateral (M_{eq}) =

$$\begin{aligned} M_{eq} &= T_{eq} \times Y_{eq} \\ &= 10047.25 \text{ kN} \times 7.67 \text{ m} \\ &= 77028.92 \text{ kNm} = 7702.892 \text{ ton m} \end{aligned}$$

6.1.2 Kombinasi Pembebanan

Dari hasil perhitungan pembebanan, ada 5 kombinasi pembebanan yang nantinya akan digunakan dalam perencanaan pondasi tiang pancang. Sesuai dengan SNI T-02-2005, kombinasi tersebut adalah sebagai berikut :

Tabel 6.9 Kombinasi Pembebanan

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi tetap (beban mati, <u>Mti</u> + beban tanah, <u>Tan</u>)	x	x	x	x	x	x	x
Beban lalu lintas (beban hidup, <u>Hdp</u>)	x	x	x	x			x
Pengaruh temperature (<u>Tmp</u>)		x		x			
Arus/hanyutan/hidro/daya apung (<u>Hdr</u>)	x	x	x	x	x		
Beban angin (<u>Ang</u>)			x	x			
Pengaruh gempa (<u>Gmp</u>)					x		
Beban tumbukan (<u>Tmb</u>)							x
Beban selama pelaksanaan (<u>Plk</u>)						x	
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan	0%	25%	25%	40%	50%	30%	50%
Kenaikan daya dukung ijin yang dibolehkan	100%	125%	125%	140%	150%	130%	150%

Pada tugas akhir ini hanya meninjau kombinasi 1 sampai dengan 5 dari total 7 kombinasi yang ada karena pada perhitungan tugas akhir ini tidak memperhitungkan beban pelaksanaan maupun beban tumbukan. Untuk perencanaan pertama, beban tekanan tanah dari timbunan jalan/ oprit jembatan juga diperhitungkan. Berikut adalah rekapitulasi perhitungan beban dan kombinasi pembebanan.

A. Kombinasi Pembebanan dengan ada Tekanan Tanah

Tabel 6.10 Rekapitulasi beban vertikal, horizontal, dan momen

	Beban	P	Hy	Hx	Ordinat y	Ordinat x	My	Mx
		(ton)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton m)	(ton m)
	Bangunan atas							
1	Berat Sendiri & Beban Mati	879.19				0.66	577.88	
2	Beban Lalu Lintas	435.09						
3	Beban rem			12.50		1.60	20.00	
4	Beban Gesekan			197.14		10.60	2089.70	
5	Beban Angin		13.57		10.60			143.79
6	Beban Gempa X			140.67		10.60	1491.10	
7	Beban Gempa Y		184.63		10.60			1957.07
	Bangunan Bawah							
8	Berat Abutment	2208.84						
9	Berat Tanah di Abutment	1096.52						
10	Beban Gempa X			140.67		10.60	1491.10	
11	Beban Gempa Y		184.63		10.60			1957.07
	Oprit/ Timbunan							
12	Beban Tekanan Tanah Aktif			622.17			2490.05	
13	Beban Gempa akibat tanah dinamis			1004.73			7702.89	

Tabel 6.11 Kombinasi Pembebanan I

No	Beban	Vertikal	Horisontal		Momen	
		P (ton)	Hy (ton)	Hx (ton)	My (ton m)	Mx (ton m)
KOMBINASI 1		Aksi Tetap + Hidup + Arus (Hidro)				
Aksi Tetap						
1	Beban Struktu Atas	879.19	0.00	0.00	577.88	0.00
2	Beban Struktur Bawah	3305.36	0.00	0.00	-5196.02	0.00
3	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	622.17	2490.05	0.00
Beban Hidup						
4	Beban Struktu Atas	435.09	0.00	209.64	2109.70	0.00
5	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	TOTAL	4619.64	0.00	831.81	-18.39	0.00

Tabel 6.12 Kombinasi Pembebanan II

No	Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (ton)	Hy (ton)	Hx (ton)	My (ton m)	Mx (ton m)
KOMBINASI 2		Aksi Tetap + Hidup + Temperatur + Arus (Hidro)				
Aksi Tetap						
1	Beban Struktur Atas	879.19	0.00	0.00	577.88	0.00
2	Beban Struktur Bawah	3305.36	0.00	0.00	-5196.02	0.00
3	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	622.17	2490.05	0.00
Beban Hidup						
4	Beban Struktur Atas	435.09	0.00	209.64	2109.70	0.00
5	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatur						
7	Beban Struktur Atas	0.00	0.00	2.89	30.61	0.00
8	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL		0.00	0.00	834.70	12.22	0.00

Tabel 6.13 Kombinasi Pembebanan III

No	Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (ton)	Hy (ton)	Hx (ton)	My (ton m)	Mx (ton m)
KOMBINASI 3		Aksi Tetap + Hidup + Arus (Hidro) + Angin				
Aksi Tetap						
1	Beban Struktur Atas	879.19	0.00	0.00	577.88	0.00
2	Beban Struktur Bawah	3305.36	0.00	0.00	-5196.02	0.00
3	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	622.17	2490.05	0.00
Beban Hidup						
4	Beban Struktur Atas	435.09	0.00	209.64	2109.70	0.00
5	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Angin						
7	Beban Struktur Atas	0.00	13.57	0.00	0.00	143.79
8	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	622.17	2490.05	0.00
TOTAL		4619.64	13.57	1453.98	2471.66	143.79

Tabel 6.14 Kombinasi Pembebanan IV

No	Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (ton)	Hy (ton)	Hx (ton)	My (ton m)	Mx (ton m)
	KOMBINASI 4	Aksi Tetap + Hidup + Temperatur + Arus (Hidro) + Angin				
Aksi Tetap						
1	Beban Struktur Atas	879.19	0.00	0.00	577.88	0.00
2	Beban Struktur Bawah	3305.36	0.00	0.00	-5196.02	0.00
3	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	622.17	2490.05	0.00
Beban Hidup						
4	Beban Struktur Atas	435.09	0.00	209.64	2109.70	0.00
5	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatur						
7	Beban Struktur Atas	0.00	0.00	2.89	30.61	0.00
8	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Angin						
10	Beban Struktur Atas	0.00	13.57	0.00	0.00	143.79
11	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	622.17	2490.05	0.00
	TOTAL	4619.64	13.57	1456.87	2502.27	143.79

Tabel 6.15 Kombinasi Pembebanan V(x)

No	Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (ton)	Hy (ton)	Hx (ton)	My (ton m)	Mx (ton m)
	KOMBINASI 5 (x)	Aksi Tetap + Arus (Hidro) + Gempa (x)				
Aksi Tetap						
1	Beban Struktur Atas	879.19	0.00	0.00	577.88	0.00
2	Beban Struktur Bawah	3305.36	0.00	0.00	-5196.02	0.00
3	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	622.17	2490.05	0.00
Beban gempa (x)						
4	Beban Struktur Atas	0.00	0.00	184.63	1957.07	0.00
5	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	717.21	-1744.81	0.00
6	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	1004.73	7702.89	0.00
	TOTAL	4184.55	0.00	2528.73	5787.06	0.00

Tabel 6.16 Kombinasi Pembebanan V(y)

No	Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (ton)	Hy (ton)	Hx (ton)	My (ton m)	Mx (ton m)
	KOMBINASI 5 (y)	Aksi Tetap + Arus (Hidro) + Gempa (y)				
Aksi Tetap						
1	Beban Struktur Atas	879.19	0.00	0.00	577.88	0.00
2	Beban Struktur Bawah	3305.36	0.00	0.00	-5196.02	0.00
3	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	2490.05	0.00
Beban gempa (y)						
4	Beban Struktur Atas	0.00	140.67	0.00	0.00	149.11
5	Beban Struktur Bawah	0.00	546.45	0.00	0.00	-1076.69
6	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTAL		4184.55	687.12	0.00	-2128.09	-927.58

Tabel 6.17 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan

No	Kombinasi Pembebanan	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (ton)	Hy (ton)	Hx (ton)	My (ton m)	Mx (ton m)
1	Kombinasi 1	4619.64	0.00	831.81	-18.39	0.00
2	Kombinasi 2	4643.92	0.00	834.70	12.22	0.00
3	Kombinasi 3	4619.64	13.57	1453.98	2471.66	143.79
4	Kombinasi 4	4619.64	13.57	1456.87	2502.27	143.79
5	Kombinasi 5 (x)	4184.55	0.00	2528.73	5787.06	0.00
6	Kombinasi 5 (y)	4184.55	687.12	0.00	-2128.09	-927.58

B. Kombinasi Pembebanan tanpa ada Tekanan Tanah

Tabel 6.18 Rekapitulasi beban vertikal, horizontal, dan momen

No	Beban	P	Hy	Hx	Ordinat y	Ordinat x	My	Mx
		(ton)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton m)	(ton m)
	Bangunan Struktur Atas							
1	Berat Sendiri & Beban Mati	879.19				0.66	577.88	
2	Beban Lalu Lintas	435.09						
3	Beban rem			12.50		1.60	20.00	
4	Beban Gesekan			197.14		10.60	2089.70	
5	Beban Angin		13.57		10.60			143.79
6	Beban Gempa X			140.67		10.60	1491.10	
7	Beban Gempa Y		184.63		10.60			1957.07
	Bangunan Struktur Bawah							
8	Berat Abutment	2208.84						
9	Berat Tanah di Abutment	1096.52						
10	Beban Gempa X			140.67		10.60	1491.10	
11	Beban Gempa Y		184.63		10.60			1957.07
	Oprit/ Timbunan							
12	Beban Tekanan Tanah Aktif			0.00			0.00	
13	Beban Gempa akibat tanah dinamis			0.00			0.00	

Tabel 6.19 Kombinasi Pembebanan I

No	Beban	Vertikal	Horisontal		Momen	
		P (ton)	Hy (ton)	Hx (ton)	My (ton m)	Mx (ton m)
	KOMBINASI 1	Aksi Tetap + Hidup + Arus (Hidro)				
		Aksi Tetap				
1	Beban Struktur Atas	879.19	0.00	0.00	577.88	0.00
2	Beban Struktur Bawah	3305.36	0.00	0.00	-5196.02	0.00
3	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Beban Hidup				
4	Beban Struktur Atas	435.09	0.00	209.64	2109.70	0.00
5	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	TOTAL	4619.64	0.00	209.64	-2508.43	0.00

Tabel 6.20 Kombinasi Pembebanan II

No	Beban	Vertikal	Horisontal		Momen	
		P (ton)	Hy (ton)	Hx (ton)	My (ton m)	Mx (ton m)
	KOMBINASI 2	Aksi Tetap + Hidup + Temperatur + Arus (Hidro)				
Aksi Tetap						
1	Beban Struktur Atas	879.19	0.00	0.00	577.88	0.00
2	Beban Struktur Bawah	3305.36	0.00	0.00	-5196.02	0.00
3	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Hidup						
4	Beban Struktur Atas	435.09	0.00	209.64	2109.70	0.00
5	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatur						
7	Beban Struktur Atas	0.00	0.00	2.89	30.61	0.00
8	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	TOTAL	4619.64	0.00	212.53	-2477.83	0.00

Tabel 6.21 Kombinasi Pembebanan III

No	Beban	Vertikal	Horisontal		Momen	
		P (ton)	Hy (ton)	Hx (ton)	My (ton m)	Mx (ton m)
	KOMBINASI 3	Aksi Tetap + Hidup + Arus (Hidro) + Angin				
Aksi Tetap						
1	Beban Strukturu Atas	879.19	0.00	0.00	577.88	0.00
2	Beban Struktur Bawah	3305.36	0.00	0.00	-5196.02	0.00
3	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Hidup						
4	Beban Strukturu Atas	435.09	0.00	209.64	2109.70	0.00
5	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Angin						
7	Beban Strukturu Atas	0.00	13.57	0.00	0.00	143.79
8	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	TOTAL	4619.64	13.57	209.64	-2508.43	143.79

Tabel 6.22 Kombinasi Pembebanan IV

No	Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (ton)	Hy (ton)	Hx (ton)	My (ton m)	Mx (ton m)
	KOMBINASI 4	Aksi Tetap + Hidup + Temperatur + Arus (Hidro) + Angin				
Aksi Tetap						
1	Beban Struktur Atas	879.19	0.00	0.00	577.88	0.00
2	Beban Struktur Bawah	3305.36	0.00	0.00	-5196.02	0.00
3	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Hidup						
4	Beban Hidup Rem	435.09	0.00	209.64	2109.70	0.00
5	Beban Hidup Gesekan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	Beban Angin	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Temperatur						
7	Beban Struktur Atas	0.00	0.00	2.89	30.61	0.00
8	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban Angin						
10	Beban Struktur Atas	0.00	13.57	0.00	0.00	143.79
11	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	TOTAL	4619.64	13.57	212.53	-2477.83	143.79

Tabel 6.23 Kombinasi Pembebanan V(x)

No	Beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (ton)	Hy (ton)	Hx (ton)	My (ton m)	Mx (ton m)
	KOMBINASI 5 (x)	Aksi Tetap + Arus (Hidro) + Gempa (x)				
Aksi Tetap						
1	Beban Struktur Atas	879.19	0.00	0.00	577.88	0.00
2	Beban Struktur Bawah	3305.36	0.00	0.00	-5196.02	0.00
3	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Beban gempa (x)						
4	Beban Struktur Atas	0.00	0.00	184.63	1957.07	0.00
5	Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	717.21	-1744.81	0.00
6	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	TOTAL	4184.55	0.00	901.84	-4405.88	0.00

Tabel 6.24 Kombinasi Pembebanan V(y)

No	Beban	Vertikal	Horizontal		Momen		
		P (ton)	Hy (ton)	Hx (ton)	My (ton m)	Mx (ton m)	
	KOMBINASI 5 (y)	Aksi Tetap + Arus (Hidro) + Gempa (y)					
Aksi Tetap							
1	Beban Struktur Atas	879.19	0.00	0.00	577.88	0.00	
2	Beban Struktur Bawah	3305.36	0.00	0.00	-5196.02	0.00	
3	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Beban gempa (y)							
4	Beban Struktur Atas	0.00	140.67	0.00	0.00	149.11	
5	Beban Struktur Bawah	0.00	546.45	0.00	0.00	-1076.69	
6	Beban Oprit / Timbunan	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	TOTAL	4184.55	687.12	0.00	-4618.14	-927.58	

Tabel 6.25 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan

No	Kombinasi Pembebanan	Vertikal	Horizontal		Momen	
		P (ton)	Hy (ton)	Hx (ton)	My (ton m)	Mx (ton m)
1	Kombinasi 1	4619.64	0.00	209.64	-2508.43	0.00
2	Kombinasi 2	4619.64	0.00	212.53	-2477.83	0.00
3	Kombinasi 3	4619.64	13.57	209.64	-2508.43	143.79
4	Kombinasi 4	4619.64	13.57	212.53	-2477.83	143.79
5	Kombinasi 5 (x)	4184.55	0.00	901.84	-4405.88	0.00
6	Kombinasi 5 (y)	4184.55	687.12	0.00	-4618.14	-927.58

6.2 Perhitungan Pondasi

6.2.1 Menghitung Daya Dukung Tiang Pancang

Dengan kondisi tanah yang jelek (lunak), konstruksi *abutment* perlu diperkuat dengan tiang pancang. Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang berdasarkan data hasil Standard Penetration Test (S.P.T) pada **Lampiran 1**. Metode yang dipakai untuk menghitung besarnya daya dukung pancang yaitu menggunakan metode Luciano Decourt (1982).

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

Dimana :

Q_L = daya dukung tanah maximum pada pondasi

Q_P = Resistance Ultimate di dasar pondasi (Q_{ujung})

Q_S = Resistance Ultimate akibat lekatan lateral (ΣR_{si})

Dengan nilai $SF = 3$

Dalam merencanakan kedalaman tiang tidak langsung dengan cara asumsi, tetapi berdasarkan pada kekuatan penampang beton ($P/A < K/6$). Direncanakan diameter tiang pancang 80 cm dengan mutu K-600. Mempunyai luas penampang (A) = 2564 cm².

$$P < \frac{K \times A}{6} = \frac{600 \times 2564}{6} = 256.40 \text{ ton}$$

Sehingga dapat dipilih kedalaman tiang pancang dengan daya dukung ijin ± 256.40 ton. Dan untuk kedalaman 32 meter didapatkan hasil perhitungan daya dukung ijin (Q_{ijin}) = 260.49 ton

Berikut adalah contoh langkah- langkah perhitungan daya dukung tiang pancang dengan kedalaman rencana 32 meter.

1. Koreksi terhadap Muka Air Tanah.

Karena jenis tanah dasar adalah tanah pasir berlanau berkerikil yang berada di bawah muka air tanah, dengan nilai $N > 15$, maka nilai N_1 yang dipakai adalah nilai terkecil (*minimum*) dari 2 nilai N yaitu:

$$N_1 = 15 + 0.5(N-15) \text{ atau } N_1 = 0.6 N.$$

Dari perbandingan tersebut didapatkan dan dipakai nilai $N_1 = 45$

2. Koreksi Terhadap *Overburden Pressure* dari tanah. Hasil dari koreksi 1 (N_1) dikoreksi lagi berdasarkan pengaruh tekanan vertikal efektif.

$$\begin{aligned} P_o' &= P_o'_{awal} + Z \times (\gamma_{sat} - \gamma_w) \\ &= 23.30 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Karena nilai $P_o' > 7.5 \text{ t/m}^2$, maka dipakai rumus:

$$\begin{aligned} N_2 &= \frac{4 \times N_1}{3.25 + 0.1 \times P_o} \\ &= \frac{4 \times 34.8}{3.25 + 0.1 \times 23.30} = 32.26 \end{aligned}$$

$$2N_1 = 2 \times 45 = 90 > N_2 = 32.26$$

Karena nilai N_2 lebih kecil dari $2N_1$ maka dipakai nilai $N_2 = 32.26$

3. Mencari nilai Q_{ujung} tiang

$$Q_{ujung} = 40\bar{N} \frac{1}{4} \pi D^2$$

Dengan nilai N rata-rata ujung harga rata-rata N_2 4D dibawah ujung s/d 8D diatas ujung tiang = 25.80

$$Q_{ujung} = 40 \times 25.80 \times \frac{1}{4} \pi \times 0.8^2 = 518.84 \text{ ton}$$

Karena pada segmen di ujung tiang jenis tanah merupakan tanah pasir berlanau, maka nilai fsi:

$$f_{si} = \frac{N}{2} = \frac{32.26}{5} = 16.13$$

4. Mencari nilai ΣRSi

$$RSi = f_{si} \times \pi \times D \times H = 16.13 \times \pi \times 0.8 \times 0.5 = 20.27 \text{ ton}$$

dan untuk nilai ΣRSi pada kedalaman 32 m = 262.62 ton

5. Mencari nilai Q_{ult} tiang

$$Q_{ult} = Q_{ujung} + \sum RSi = 781.46 \text{ ton}$$

6. Mencari nilai Q_{ijin} tiang

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{SF} = \frac{781.46}{3} = 260.49 \text{ ton}$$

7. Mencari nilai Q_{tarik} tiang

$$Q_{tarik} = \frac{\sum RSi}{SF} = \frac{262.62}{3} = 87.54 \text{ ton}$$

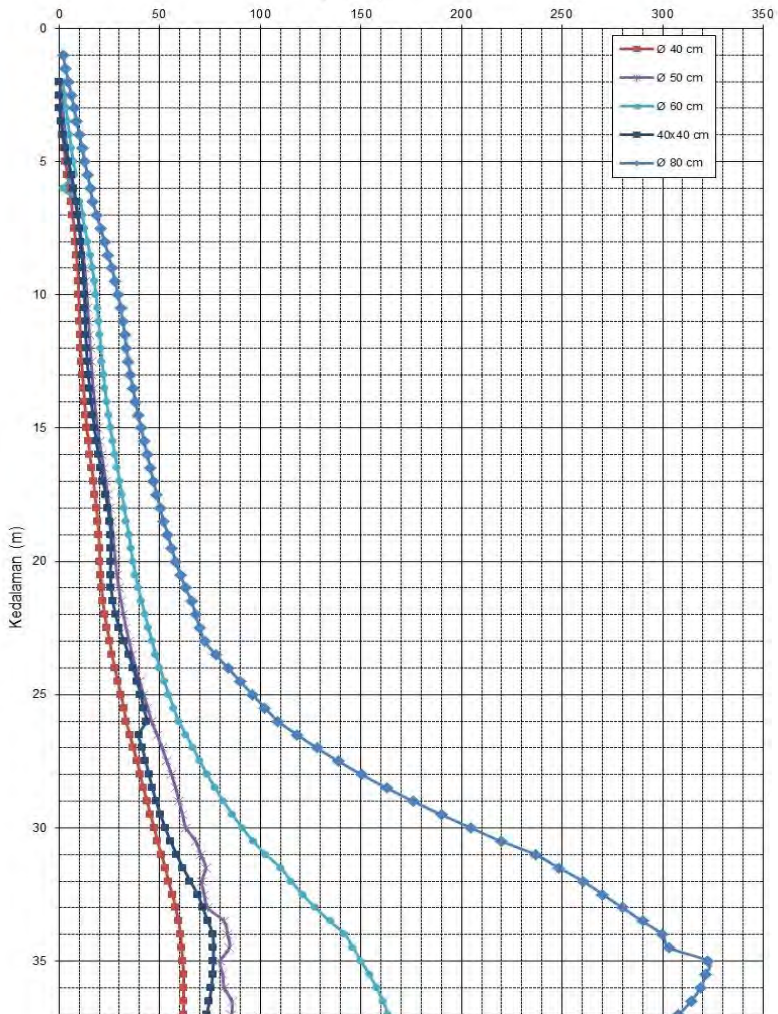
Adapun hasil perhitungan mengenai perhitungan daya dukung pancang ini ditampilkan pada **Lampiran 7**. Dan untuk nilai daya dukung dapat dilihat dalam tabel rekapitulasi daya dukung tiang pancang berikut.

Tabel 6.26 Rekapitulasi Daya Dukung Tiang Pancang

Kedalaman (m)	Daya Dukung Q_{ijin} (ton) untuk $SF=3$				
	40x40	Ø 40	Ø 50	Ø 60	Ø 80
1.0					1.91
2.0	0.00	0.19	0.75	1.84	4.68
3.0	0.28	0.82	1.83	3.42	7.47
4.0	1.93	1.73	3.18	5.19	10.14
4.5	3.20	2.46	3.90	6.08	11.48
5.0	4.71	3.26	4.62	6.98	12.82
5.5	6.16	4.11	5.67	7.90	14.17
6.0	7.40	5.02	6.79	2.06	15.54
6.5	8.45	5.94	7.93	10.19	16.80
7.0	9.34	6.77	9.10	11.54	18.75
7.5	10.08	7.51	10.24	12.86	20.67
8.0	10.70	8.14	11.24	14.17	22.57
9.0	11.86	9.13	12.81	16.59	26.31
10.0	12.65	9.80	13.87	18.35	29.37

Perhitungan selengkapnya disajikan pada **Lampiran 7**

Dari tabel hasil perhitungan di atas, dapat dibuat sebuah grafik hubungan antara kedalaman dengan daya dukung ijin tiang pancang seperti pada **Gambar 6.4**

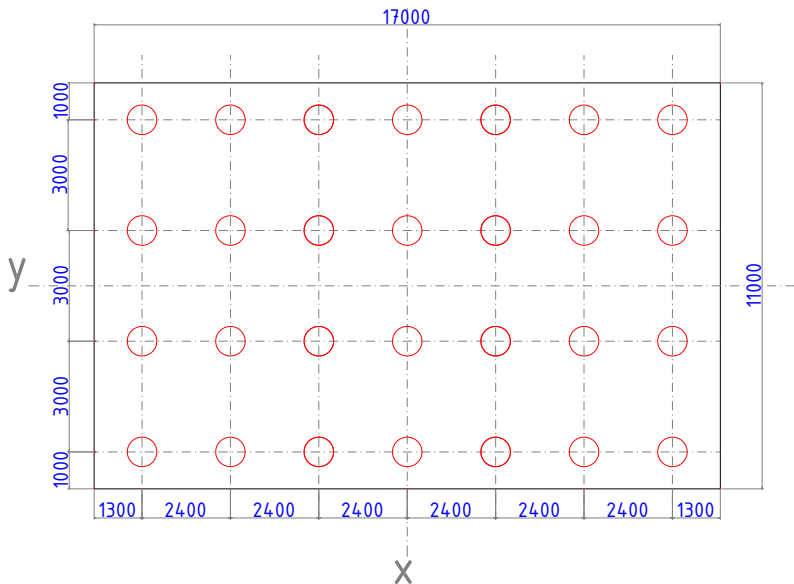


Gambar 6.9 Grafik Daya Dukung Ijin Tiang pancang

Setelah perhitungan daya dukung tiang pancang berdasarkan nilai SPT selesai, dilanjutkan ke perhitungan untuk diameter tiang pancang yang lain seperti diameter 50 cm dan 60 cm.

Selanjutnya adalah menghitung daya dukung tiang tunggal untuk dapat menahan beban luar (tekan dan tarik) akibat dari beban kombinasi 1 s/d 5. Selain itu, tiang juga direncanakan untuk mampu menahan momen akibat beban kombinasi juga, sehingga defleksi tiang pancang harus dapat memenuhi syarat (kurang dari 2 cm).

Sebelum memulai perhitungan tiang pancang, direncanakan diameter tiang, jarak antar tiang, jumlah tiang, dan kedalaman tiang pancang.



Gambar 6.10 Denah Rencana Pemancangan Pondasi Tiang Pancang Diameter 80cm

Berikut adalah contoh perhitungan untuk tiang pancang diameter 80 cm, menggunakan kombinasi pembebanan. Untuk rencana perhitungan tiang pancang, kombinasi beban yang digunakan adalah kombinasi tanpa beban tekanan lateral tanah aktif. Karena beban tanah tersebut sangat besar, maka direncanakan perkuatan tanah dengan *geotextile* untuk tanah timbunan di belakang abutment. Untuk detail perhitungan *geotextile* tersebut dapat dilihat pada **Bab 5** Perencanaan Perkuatan Oprit Timbunan.

Tabel 6.27 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan tanpa beban Tekanan Tanah Lateral

No	Kombinasi Pembebanan	Vertikal	Horisontal		Momen	
		P (ton)	Hy (ton)	Hx (ton)	My (ton m)	Mx (ton m)
1	Kombinasi 1	4619.64	0.00	209.64	-2508.43	0.00
2	Kombinasi 2	4619.64	0.00	212.53	-2477.83	0.00
3	Kombinasi 3	4619.64	13.57	209.64	-2508.43	143.79
4	Kombinasi 4	4619.64	13.57	212.53	-2477.83	143.79
5	Kombinasi 5 (x)	4184.55	0.00	901.84	-4405.88	0.00
6	Kombinasi 5 (y)	4184.55	687.12	0.00	-4618.14	-927.58

6.2.2 Menghitung Besarnya Gaya Yang Bekerja Pada Sebuah Tiang Pancang

Berdasarkan pada hasil perhitungan kombinasi pembebanan maka dapat dihitung gaya yang bekerja pada tiang pancang berdasarkan perhitungan beban vertikal ekivalen (P_v) akibat beban vertikal (V), horisontal (H) dan momen (M) pada kepala tiang (poer). Contoh perhitungan ini menggunakan tiang pancang diameter \varnothing 80 cm, sebagai berikut :

Dalam perhitungan di bawah ini, dipakai kombinasi yang dominan paling besar, yaitu kombinasi 5(x) .

$$P_{max} = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\sum Y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{\sum X_i^2}$$

n = jumlah tiang dalam group = 28 buah

x	= jarak sebuah tiang dengan sumbu netral grup tiang
M	= Momen pada kepala pondasi
Σx^2	= 409.5 m ²
Σy^2	= 645.12 m ²
X max	= 4.5 m
Y max	= 7 m

$$P_{\max} = \frac{4185.55}{28} + \frac{-4618.14 \times 7}{409.5} + \frac{-927.58 \times 4.5}{645.12}$$

$$= 101.03 \text{ ton}$$

$$P_{\min} = \frac{4185.55}{28} - \frac{-4618.14 \times 7}{409.5} - \frac{-927.58 \times 4.5}{645.12}$$

$$= 210.26 \text{ ton}$$

6.2.3 Menghitung Efisiensi Tiang Pancang

Perhitungan *efisiensi* tiang pancang diperlukan untuk menentukan kebutuhan yang diperlukan di lapangan dengan memikirkan aspek ekonomis penggunaan bahan tiang pancang. Berikut ini perhitungan efisiensi tiang pancang :

Direncanakan

- Diameter tiang pancang (D) = 80 cm
- Kedalaman (L) = 35 m
- m (jumlah tiang dalam kolom) = 4
- n (jumlah tiang dalam baris) = 7

$$Ek = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right]$$

Dimana :

- m : (jumlah tiang dalam baris) = 4
- n : (jumlah tiang dalam kolom) = 7
- φ : Arc tg (D/S)

- D : diameter tiang
- S : jarak antara pusat ke pusat tiang = 2.4 m

$$Ek = 1 - \arctg \frac{0.8}{2.4} \left[\frac{(7-1)4 + (4-1)7}{90 \times 4 \times 7} \right]$$

$$= 0,67$$

$$Q_{ult} \text{ 1 kell} = Ek \times Q_d$$

Dimana :

Qd atau Qijin = daya dukung ijin satu tiang dari perhitungan SPT, dari Grafik pada **Tabel 6.26** untuk kedalaman rencana 32 meter, diperoleh Qd = 260.49 ton

$$Q_{ult} = 0.67 \times 260.49$$

$$= 174.74 \text{ ton} \geq P_{max} = 101.03 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{OK}$$

6.2.4 Kontrol Kekuatan Tiang

Tiang pancang yang digunakan pada Tugas Akhir ini menggunakan produk dari PT. WIKA BETON di mana nilai yang digunakan adalah tiang pancang yang sesuai dengan spesifikasi *Wika Pile Classification* sebagai berikut :

- Diameter = 80 cm
- Tebal = 12 cm
- Kelas = C
- f'_c = 6000 kg/cm²
- *Allowable axial* = 367.6 Ton
- *Bending moment crack* = 70.6 t-m
- *Bending moment ultimate* = 129.8 t-m

Untuk perhitungan tiang pancang yang sesuai dengan kondisi pile cap (kepal tiang tertahan), harus dihitung dengan kondisi 2 menurut peraturan NAVFAC.

6.2.5 Perhitungan Faktor Kekakuan Relatif (T)

- Modulus elastisitas (E) $= 4700 \cdot \sqrt{fc'}$
 $= 4700 \times \sqrt{600}$
 $= 331674.84 \text{ kg/cm}^2$
- Momen Inersia (I) $= \frac{1}{64} \pi (80^4 - (2 \times 12)^4)$
 $= 1527869 \text{ cm}^4$
- Cu $= 1.10 \text{ ton/m}^2$
- qu = 2 x Cu $= 2.20 \text{ ton/m}^2$
 (Kondisi tanah *very soft*)
 Dari nilai qu dapat ditentukan nilai f dari grafik NAVFAC,
 DM - 7, 1971
- f $= 3 \times 0.032 \text{ kg/cm}^2$
 $= 0.096 \text{ kg/cm}^2$

Maka didapat nilai faktor kekakuan relative (T) :

$$T = \frac{EI^{\frac{1}{5}}}{f} = \frac{331674.84 \times 1527869.60^{\frac{1}{5}}}{0.096} = 350.35 \text{ cm}$$

6.2.6 Perhitungan Nilai Mp akibat beban luar

$$\frac{L}{T} = \frac{3200}{350.35} = 9.13$$

$$P = \frac{H}{n} = \frac{\sqrt{901.84^2 + 0^2}}{28} = 24.96 \text{ ton}$$

Lalu lihat grafik NAVFAC, DM – 7, 1971. Didapatkan nilai $F_m = 0.90$

Maka didapatkan nilai M_p :

$$\begin{aligned} M_p &= F_m \times (P \times T) \\ &= 0.90 \times (24.96 \times 350.35) \\ &= 78.70 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Nilai M_p dibandingkan dengan nilai M_{crack} yang dimiliki oleh tiang pancang sebesar $M_{\text{crack}} = 70.6 \text{ ton.m}$

$$M_p = 78.70 \text{ ton.m} > M_{\text{crack}} = 70.6 \text{ ton.m}$$

....**not OK**

Untuk M_{crack} toleransi pada kombinasi 5 adalah sebesar 150%. Jadi nilai $M_{\text{crack}} = 0.15 \times 70.60 = 105.90 \text{ ton m}$.

Sehingga nilai

$$M_p = 78.70 \text{ ton.m} < M_{\text{crack}} \text{ toleransi} = 105.90 \text{ ton.m}$$

.....**OK**

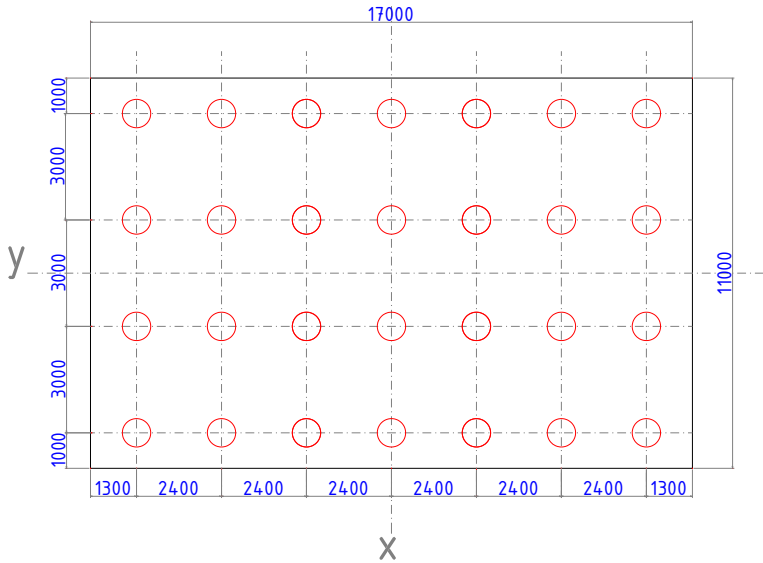
6.2.7 Menghitung Defleksi Tiang Vertikal Akibat *Lateral Loads*

Defleksi yang terjadi pada tiang pancang dapat dihitung dengan perumusan pada grafik NAVFAC, DM-7,1971 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \delta_p &= F \delta \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \\ &= 0.94 \left(\frac{7490 \times 350.35^3}{331674.84 \times 1527869.6} \right) = 1.99 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$= 1.99 \text{ cm} < \delta_{\text{maks}} \text{ ijin} = 2 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{OK}$$

Dari perhitungan pondasi tiang pancang di atas, dapat dirangkum dalam sebuah tabel atau urutan perhitungan yang disajikan dalam **Lampiran 7**.



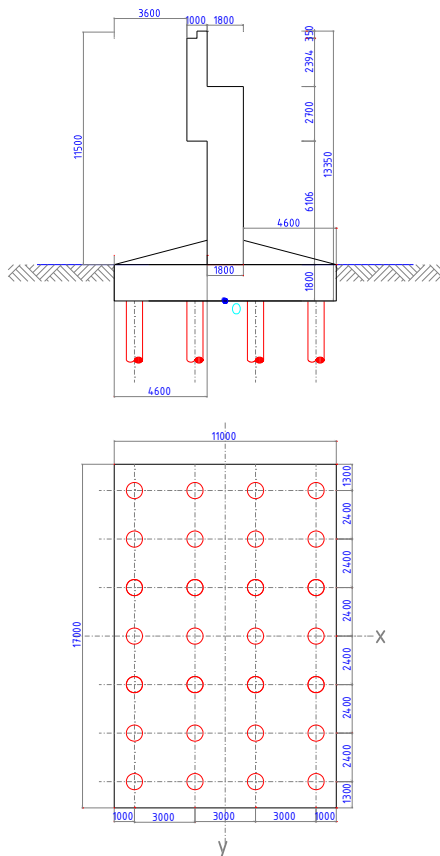
Gambar 6.11 Gambar Hasil Perhitungan Tiang Pancang

Berdasarkan perhitungan dan analisa di atas maka dapat disimpulkan dimensi tiang pancang yang digunakan pada abutmen adalah $\varnothing 80$ dengan jarak antar tiang pancang 3 m (arah x) dan 2.4 m (arah y), dengan kedalaman pemancangan 32 m.

6.2.8 Perencanaan Tulangan *Pilecap* Dan *Abutment*

A. Penulangan *Pilecap*

Nilai M_u yang digunakan dalam menghitung penulangan *PileCap* didapatkan dari perhitungan nilai reaksi tiang pancang.



Gambar 6.12 Abutmen dan Denah Tiang Pancang

- P tiang Pancang = 4619.6 ton
- Eksentrisitas (e) = 4.6 m

$$\begin{aligned} \text{Momen ultimite} &= P \times e \\ &= 4619.6 \times 4.6 \\ &= 21250.3 \text{ ton m} \end{aligned}$$

- f_y = 390 MPa
 - M_u = 21 250.3 ton.m
= 212 503 391 700 Nmm
 - Tebal Pelat Pile Cap = 1.8 m = 1800 mm
 - Dimensi Pelat Pile Cap = (17000 x 11000 x 1800) mm
 - Diameter tulangan utama = 22 mm
 - Diameter tul. memanjang = 19 mm
 - Selimut beton = 50 mm
- $$\begin{aligned} d &= t - \text{selimut beton} - 0,5 \phi_{\text{utama}} - \phi_{\text{memanjang}} \\ &= 1800 - 50 - (0.5 \times 22) - 19 \\ &= 1720 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0.85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.039$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 12.3.3} \\ &= 0.029 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} = 0.00359$$

a. Koefisien Ketahanan

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{212\,503\,391\,700}{0.85 \times 11000 \times 1720^2} \\ &= 7.55 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{390}{0.85 \times 35} \\ &= 13.109 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13.11} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.109 \times 7.55}{390}} \right) = 0.02276\end{aligned}$$

Syarat :

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}}$$

$$\text{Pakai } \rho_{\text{perlu}} = 0.02276$$

b. Luas Tulangan

1. Tulangan Melintang :

$$\begin{aligned}\text{As Perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0.02276 \times 1000 \times 1720 = 39969.38 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D22 ($A_s = 380.13 \text{ mm}^2$)

Untuk kebutuhan tulangan per meter panjang ($b = 1000 \text{ mm}$),
maka:

Direncanakan tulangan D 22 – 100 $\rightarrow A_s = 41814.6 \text{ mm}^2$

Jadi untuk penulangan arah melintang dipakai **D 22 – 100**.

2. Tulangan Memanjang :

Untuk tulangan arah memanjang direncanakan dengan mengambil
 ρ_{min}

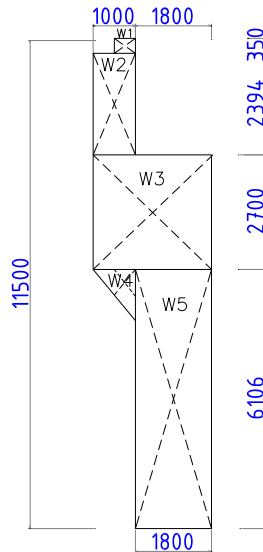
$$\begin{aligned}\text{As Perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0.00359 \times 11000 \times 1720 = 67917.9 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D 19 - 200 $\rightarrow A_s = 15594 \text{ mm}^2$

Jadi untuk penulangan arah memanjang dipakai **D 19 – 200**.

B. Penulangan Dinding Abutmen

Untuk perencanaan dinding abutmen direncanakan berdasarkan momen yang terjadi akibat dari beban yang menumpu pada dinding abutment itu:



Gambar 6.13 Gambar Dinding Abutmen

1. Perhitungan Momen

~ Berat sendiri

Kode.	b	H	Shape	Berat (kN)
W5	1.8	6.1	1	4479.84
W4	1	1	0.5	204
W3	2.8	2.7	1	3084.48
W2	1	2.4	1	979.2
W1	0.5	0.35	1	71.4
Struktur Atas (Superstruktur)				17583.72
Pms				26402.64

~ **Tekanan Tanah**

(Tidak ada karena ditahan oleh geotextile wall)

~ **Beban Gempa**

$K_h = 0.21$

Kode	Berat (kN)	Teq (kN)	Lengan(m)	Momen (kNm)
W5	4479.84	940.77	3.05	2869.34
W4	204.00	42.84	5.77	247.04
W3	3084.48	647.74	7.45	4825.67
W2	979.20	205.63	8.3	1706.75
W1	71.40	14.99	11.375	170.56
Struktur Atas	17583.72	3692.58	6.1	22524.75
	Peq=	5544.5544	Meq=	32344.10

2. Perhitungan Penulangan

- Mu = 32344.1 kNm
= 32 344 100 000 Nmm
- Tebal dinding *abutment* = 1800 mm
- Diameter tulangan utama = 25 mm
- Diameter tul. horizontal = 22 mm
- Selimut beton = 75 mm

$$dx = t - \text{selimut beton} - 0.5 \varnothing_{\text{utama}} - \varnothing_{\text{memanjang}}$$

$$= 1800 - 75 - (0.5 \times 25) - 22$$

$$= 1690.5 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0.85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.0336$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 12.3.3}$$

$$= 0.025$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} = 0.00359$$

a. Koefisien Ketahanan

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{32\,344\,100\,000}{0.85 \times 17000 \times 1690.5^2}$$

$$= 0.832 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{390}{0.85 \times 35}$$

$$= 13.109$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{13.109} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.109 \times 0.832}{390}} \right)$$

$$= 0.00216$$

Syarat :

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}}$$

$$\text{Dipakai} \rightarrow \rho_{\text{min}} = 0.00359$$

b. Luas Tulangan

1. Tulangan Vertical:

$$\text{As Perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0.00359 \times 17000 \times 1690.5$$

$$= 138\,737.59 \text{ mm}^2$$

Digunakan jumlah tulangan 283 D 25–100 \rightarrow As = 138 917.30 mm²

Untuk kebutuhan tulangan per meter panjang (b = 1000 mm), maka:

$$\text{As Perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0.00359 \times 1000 \times 1690.5$$

$$= 8161.03 \text{ mm}^2$$

Diambil 17 D 25 -100 \rightarrow As = 8344.86 mm²

Jadi untuk penulangan vertical dipakai **D 25 – 100**.

2. Tulangan Horizontal :

Untuk Tulangan Horizontal, kebutuhan tulangan per meter panjang ($b = 1000 \text{ mm}$), dipakai 20% tulangan vertikal, maka:

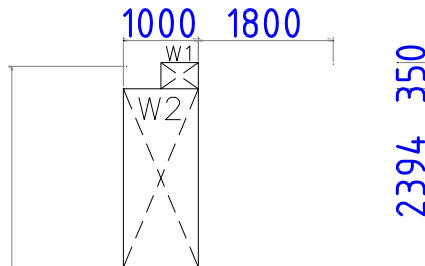
$$\begin{aligned} \text{As Perlu} &= 0.2 \times \rho \times b \times d \\ &= 0.2 \times 0.00359 \times 1000 \times 1690.5 \\ &= 1632.21 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diambil 10 D 22 – 100 $\rightarrow \text{As} = 3801.33 \text{ mm}^2$

Jadi untuk penulangan arah horizontal dipakai **D 22 – 100**.

C. Penulangan Kepala Abutmen

Untuk perencanaan dinding abutmen direncanakan berdasarkan momen yang terjadi akibat dari beban yang menumpu pada kepala abutment itu:



Gambar 6.14 Gambar Kepala Abutmen

1. Perhitungan Momen

~ **Berat sendiri**

Kode.	b	H	Shape	Berat (kN)
W2	1	2.4	1	979.2
W1	0.5	0.35	1	71.4
Pms				18634.32

~ Tekanan Tanah

(Tidak ada karena ditahan oleh geotextile wall)

~ Beban Gempa

$K_h = 0.21$

Kode	Berat (kN)	Teq (kN)	Lengan(m)	Momen (kNm)
W2	979.20	205.63	1.2	246.76
W1	71.40	14.99	2.575	38.61
	Peq=	3913.2072	Meq=	285.36795

2. Perhitungan Penulangan

- Mu = 285.37 kNm
= 285 370 Nmm
- Tebal dinding *abutment* = 1800 mm
- Diameter tulangan utama = 25 mm
- Diameter tul. horizontal = 22 mm
- Selimut beton = 75 mm

$$\begin{aligned}
 dx &= t - \text{selimut beton} - 0.5 \varnothing_{\text{utama}} - \varnothing_{\text{memanjang}} \\
 &= 1000 - 75 - (0.5 \times 25) - 22 \\
 &= 890 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0.85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.05$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 12.3.3} \\
 &= 0.0377
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0048$$

a. Koefisien Ketahanan

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{285\,370}{0.85 \times 17000 \times 1690.5^2} \\
 &= 0.1 \text{ N/mm}^2 \\
 m &= \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{390}{0.85 \times 35} = 13.109 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{13.109} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.109 \times 0.1}{390}} \right) \\
 &= 0.0000216
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$$

$$\text{Dipakai} \rightarrow \rho_{\min} = 0.0048$$

b. Koefisien Ketahanan

1. Tulangan Vertical:

$$\begin{aligned}
 \text{As Perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0048 \times 17000 \times 890 \\
 &= 73\,082.41 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan jumlah tulangan 150 D 25–150 \rightarrow As = 73 631.08 mm²

Jadi untuk penulangan vertical dipakai **D 25 – 150**.

2. Tulangan Horizontal :

Untuk Tulangan Horizontal, kebutuhan tulangan per meter panjang (b = 1000 mm), dipakai 20% tulangan vertikal, maka:

$$\text{As Perlu} = 0.2 \times \rho \times b \times d$$

$$\begin{aligned} &= 0.2 \times 0.0048 \times 1000 \times 890 \\ &= 2699 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diambil 10 D 22 – 100 $\rightarrow A_s = 3801.33 \text{ mm}^2$

Jadi untuk penulangan arah horizontal dipakai **D 22 – 100**.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII

KESIMPULAN

7.1 Kesimpulan

Dalam perencanaan Tugas Akhir ini dapat diperoleh beberapa kesimpulan antara lain:

1. Oprit jembatan yang direncanakan adalah pada Sta. 5+950 (Tinggi = 11.5 meter).
2. Tinggi awal timbunan ($H_{initial}$) yang harus diletakkan agar tinggi final oprit tercapai adalah 14.7 meter.
3. Besar pemampatan akibat $H_{initial}$ oprit adalah 3.20 meter.
4. Angka keamanan yang diperoleh dari program XSTABL tidak memenuhi persyaratan atau < 1.35 .
5. Pemasangan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD) direncanakan untuk mempercepat proses pemampatan; tipe PVD yang dipilih adalah "Nylex Flodrain" dengan lebar 100 mm, tebal 5 mm, pola pemasangan segitiga, dengan jarak pemasangan 1.5 m dan kedalaman 19 meter. Waktu yang dibutuhkan untuk menghilangkan 90% total *settlement* ($U\% = 90\%$) adalah 10 minggu.
6. Jumlah total *micropile* yang dibutuhkan di satu sisi oprit adalah 20 buah dengan ukuran micropile 20 x 20 cm, sedalam 10 m.
7. *Geotextile* yang dipasang pada oprit arah melintang timbunan adalah 35 lapis. Untuk arah memanjang oprit dibutuhkan 21 lapis. Type *Geotextile* yang dipilih adalah type Stablenka 100/50 dan 400/100.
8. Pondasi yang digunakan untuk abutmen adalah pondasi tiang pancang dengan diameter 80 cm dengan jumlah 28 buah kedalaman 32 m.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

LAMPIRAN 1



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM DIPLOMA TEKNIK SIPIL LABORATORIUM UJI MATERIAL

Kampus ITS Manyar, Jl. Menur 127 Surabaya 60116
Telp. : 031 5981006, 5947637 Fax : 031-5981006
E-mail : labujimatnal.its@gmail.com

DRILLING LOG												
Project No. : 1		Project : Ambaran			Type of Drilling : Rotary		Remarks					
Form No. : BM-1		Location : Jomb. Psychrome Box Station (Pilar)			Date : 16-19 Januari 2012		M = Underside Sample					
Water Table : 2.00 M		Elevation : ± 8.81 (angka tanah setempat)			Driller : Parwanto		M = SPF Test					
Mud level	Depth (m)	Thickness (m)	Legend	Type of Soil	Color	Moisture Content (%)	Cone Penetration	Standard Penetration Test				N-Value
								Depth (m)	Blow Count	Blow Count	Blow Count	
								15 cm	30 cm	45 cm	60 cm	
	0.00											
	4.00			Lempung Berlempung Berpasir	Coklat	Very Soft		10	0	0	0	0
	8.00			Lempung Berpasir	Abu-abu	Loose		10	2	0	1	1
	8.00			Lempung Berlempung Berpasir	Abu-abu	Very Soft		10	2	0	1	1
	15.00			Lempung Berlempung Berpasir	Abu-abu	Very Soft		10	3	0	1	2
	15.00			Lempung Berlempung Berpasir	Abu-abu	Soft		10	3	0	1	2
	19.00			Lempung Berlempung Berpasir	Abu-abu	Soft		10	4	0	1	3
	19.00			Lempung Berlempung Berpasir	Abu-abu	Soft		10	6	1	2	4
	26.00			Pasir Berlempung Berpasir	Abu-abu	Loose		10	5	1	2	3
	26.00			Pasir Berlempung Berpasir	Abu-abu	Loose		10	8	2	3	5
	26.00			Lempung Berlempung Berpasir	Coklat	Medium and Soft		10	13	3	5	7
	31.00			Lempung Berlempung Berpasir	Coklat	Medium and Soft		10	15	5	7	8
	31.00			Lempung Berlempung Berpasir Berlempung Berpasir	Coklat	Soft		10	17	4	7	10
	34.00			Lempung Berlempung Berpasir Berlempung Berpasir	Coklat	Soft		10	24	6	10	14
	34.00			Pasir Berlempung Berlempung Berpasir	Coklat	Very Dense		10	140	25	40	140
	40.00			Pasir Berlempung Berlempung Berpasir	Coklat	Very Dense		10	140	38	140	-
	40.00			Pasir Berlempung Berlempung Berpasir	Coklat	Very Dense		10	140	42	140	-

Legenda:
 Lempung = [Symbol] Pasir = [Symbol]
 Lelecek = [Symbol] Karang = [Symbol]
 Batu = [Symbol]
 Muka air Tanah = [Symbol]

Table SUMMARY OF LABORATORY TEST RESULTS

Project : Jembatan Sungai Brantas Sta :
Standard : ASTM BH : BMI (Pilar)
Lokasi : Jemb. Pageruyung Sisi Selatan (Pilar)

BH		BMI	BMI	BMI	BMI	BMI
Sample Depth (m)		- 3	- 6	- 9	- 12	- 15
Physical Properties	Unit weight γ_t (t/m^3)	1,558	1,595	1,581	1,551	1,577
	Dry unit weight γ_d (t/m^3)	1,111	1,142	1,139	1,035	1,127
	Water content W_e (%)	40,26	39,69	38,78	49,79	39,93
	Degree of Saturation S_r (%)	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
	Porosity n (%)	56,5	55,5	55,2	59,0	55,7
	Void Ratio e	1,298	1,246	1,232	1,438	1,259
Specific Gravity G_s	2,553	2,565	2,543	2,524	2,546	
Atterberg Limit	Liquid limit LL (%)	76,30	NP	60,80	65,74	67,66
	Plastic limit PL (%)	36,86	NP	32,21	36,82	37,28
	Plasticity Index PI (%)	39,44	NP	28,59	28,92	30,38
Grain Size Distribution	Gravel (%)	-	-	-	-	-
	Sand (%)	15,19	42,57	15,19	17,86	16,90
	Silt (%)	26,63	56,51	57,16	58,65	52,69
	Clay (%)	58,18	0,92	27,65	23,49	30,41
	Max. diameter (mm)	*	*	*	*	*
	Diam. at 60% (mm)	*	*	*	*	*
Unconfined Compression Test	Diam. at 10% (mm)	*	*	*	*	*
	Peak Deviator Stress, q_u (kg/cm^2)	*	*	*	*	*
	Undisturbed Cohesion, C_u (kg/cm^2)	*	*	*	*	*
	Modulus Elasticity, E_{50} (kg/cm^2)	*	*	*	*	*
	Strain at failure (%)	*	*	*	*	*
Triaxial Test	Friction Angle (degree)	2,10	*	2,10	1,40	1,60
	Cohesion Intercept (kg/cm^2)	0,11	*	0,11	0,117	0,129
	Drainage condition	UU	*	UU	UU	UU
Direct Shear Test	Friction Angle (degree)	*	24,11	*	*	*
	Cohesion Intercept (kg/cm^2)	*	0,013	*	*	*
Permeability Test	Unit weight γ_t (t/m^3)	1,558	*	*	*	*
	Koefisien Permeability (cm/s)	2,01E-04	*	*	*	*
Consolidation Test	Preconsolidation Pressure (kg/cm^2)	0,812	*	0,751	0,838	0,712
	Compression Index, C_c	0,597	*	0,457	0,502	0,519
Remarks :						
* : Not tested NP = Non Plastis NS = Not Sample/SPT >50						

Table SUMMARY OF LABORATORY TEST RESULTS

Project : Jembatan Sungai Brantas Sta :
Standard : ASTM BH : BM I (Pilar)
Lokasi : Jemb. Pagerluyung Sisi Selatan (Pilar)

Sample No.		BMI	BMI	BMI	BMI	BMI
Sample Depth (m)		- 18	- 21	- 24	- 27	- 30
Physical Properties	Unit weight γ_t (t/m^3)	1,678	1,689	1,700	1,662	1,633
	Dry unit weight γ_d (t/m^3)	1,284	1,427	1,314	1,185	1,177
	Water content W_c (%)	30,71	18,36	29,40	40,29	38,70
	Degree of Saturation S_r (%)	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
	Porosity n (%)	50,4	46,5	50,3	54,7	56,1
	Void Ratio e	1,016	0,870	1,013	1,206	1,275
	Specific Gravity G_s	2,588	2,668	2,645	2,613	2,679
Atterberg Limit	Liquid limit LL (%)	84,52	NP	NP	82,22	80,20
	Plastic limit PL (%)	33,15	NP	NP	32,12	36,48
	Plasticity Index PI (%)	51,37	NP	NP	50,10	43,72
Grain Size Distribution	Gravel (%)	-	-	-	-	-
	Sand (%)	-	74,46	73,37	-	-
	Silt (%)	37,40	24,87	26,21	33,40	31,40
	Clay (%)	62,60	0,66	0,43	66,60	68,60
	Max. diameter (mm)	*	*	*	*	*
	Diam. at 60% (mm)	*	*	*	*	*
Unconfined Compression Test	Diam. at 10% (mm)	*	*	*	*	*
	Peak Deviator Stress, q_u (kg/cm^2)	*	*	*	*	*
	Undisturbed Cohesion, C_u (kg/cm^2)	*	*	*	*	*
	Modulus Elasticity, E_{50} (kg/cm^2)	*	*	*	*	*
	Strain at failure (%)	*	*	*	*	*
Triaxial Test	Friction Angle (degree)	2,20	*	*	2,40	3,10
	Cohesion Intercept (kg/cm^2)	0,161	*	*	0,285	0,483
	Drainage condition	UU	*	*	UU	UU
Direct Shear Test	Friction Angle (degree)	*	26,76	28,22	*	*
	Cohesion Intercept (kg/cm^2)	*	0,012	0,015	*	*
Permeability Test	Unit weight γ_t (t/m^3)	*	*	*	*	*
	Koefisien Permeability (cm/s)	*	*	*	*	*
Consolidation Test	Preconsolidation Pressure (kg/cm^2)	*	*	*	*	0,832
	Compression Index, C_c	*	*	*	*	0,632
Remarks :						
* : Not tested NP = Non Plastis NS = Not Sample/SPT >50						



Table SUMMARY OF LABORATORY TEST RESULTS

Project : Jembatan Sungai Brantas Sta :
Standard : ASTM BH : BM I (Pilar)
Lokasi : Jemb. Pagerluyung Sisi Selatan (Pilar)

Sample No.	BMI	BMI	BMI		
Sample Depth (m)	- 33	- 36	- 39		
Physical Properties	Unit weight γ_t (t/m^3)	1,675	NS	NS	
	Dry unit weight γ_d (t/m^3)	1,207	NS	NS	
	Water content W_c (%)	38,80	NS	NS	
	Degree of Saturation S_r (%)	100,0	NS	NS	
	Porosity n (%)	53,9	NS	NS	
	Void Ratio e	1,170	NS	NS	
	Specific Gravity G_s	2,619	NS	NS	
Atterberg Limit	Liquid limit LL (%)	70,73	NP	NP	
	Plastic limit PL (%)	33,15	NP	NP	
	Plasticity Index PI (%)	37,58	NP	NP	
Grain Size Distribution	Gravel (%)	2,10	7,81	7,35	
	Sand (%)	22,55	78,95	69,23	
	Silt (%)	23,65	12,63	23,05	
	Clay (%)	51,69	0,61	0,37	
	Max. diameter (mm)	*	*	*	
	Diam. at 60% (mm)	*	*	*	
Unconfined Compression Test	Peak Deviator Stress, q_u (kg/cm^2)	*	*	*	
	Undisturbed Cohesion, C_u (kg/cm^2)	*	*	*	
	Modulus Elasticity, E_{50} (kg/cm^2)	*	*	*	
	Strain at failure (%)	*	*	*	
	Triaxial Test	Friction Angle (degree)	3,10	*	*
Cohesion Intercept (kg/cm^2)		0,534	*	*	
Drainage condition		UU	*	*	
Direct Shear Test	Friction Angle (degree)	*	*	*	
	Cohesion Intercept (kg/cm^2)	*	*	*	
Permeability Test	Unit weight γ_t (t/m^3)	*	*	*	
	Koefisien Permeability (cm/s)	*	*	*	
Consolidation Test	Preconsolidation Pressure (kg/cm^2)	*	*	*	
	Compression Index, C_c	*	*	*	
Remarks :					
* : Not tested NP = Non Plastic NS = Not Sample/SPT >50					

LAMPIRAN 2

UnggulTex

POLYPROPYLENE WOVEN GEOTEXTILES

TECHNICAL SPESIFICATIONS

PROPERTIES	UNIT	TEST METHOD	UW - 150	UW - 200	UW - 250
Physical Properties					
Mass	g/m ²	ASTM D 5261-92	150	200	250
Thickness	mm	ASTM D 5199-91	0.5	0.6	0.7
Colour	-	-	Black	Black	Black
Mechanical Properties					
Strip Tensile Strength (Wrab/Weft)	kN/m	ASTM D 4595-94	37/35	42/39	52/52
Elongation at Max. Load (Wrab/Weft)	%	ASTM D 4595-94	19/18	20/20	20/20
Grap Tensile Strength (Wrab/Weft)	N	ASTM D 4632-91	1210/1200	1600/1600	1750/1750
Elongation at Max. Load (Wrab/Weft)	%	ASTM D 4632-91	14/13	22/22	22/22
Trapezoidal Tear Strength (Wrab/Weft)	N	ASTM D 4533-91	615/615	700/700	800/800
Hydraulic Properties					
Pore Size O ₉₅	µm	ASTM D 4751-95	320	275	250
Water Permeability	l/m ² /sec	100 mm water head	28	16	7.5
Environmental Properties					
Effect of soil Alkalinity	-	-	nil	nil	nil
Effect of soil Acidity	-	-	nil	nil	nil
Effect of Bacteria	-	-	nil	nil	nil
Effect of U.V. Light	-	-	Stabilized	Stabilized	Stabilized
Packaging					
Roll Length	m	-	150 - 200	150 - 200	150 - 200
Roll Width	m	-	3 - 4	3 - 4	3 - 4
Roll Area	m ²	-	640 - 760	640 - 760	640 - 760
Roll Diameter (Approx)	m	-	0.4 - 0.5	0.4 - 0.5	0.4 - 0.5
Roll Weight (Approx)	kg	-	96 - 114	128 - 152	160 - 190

All information, illustration and specification are based on the latest product information available at the time of printing. The right is reserved to make changes at any time without notice.

Distributed by :



PT. TEKNINDO GEOSISTEM UNGGUL

Wisma SIER Building, 1st Floor, Jl. Rungkut Industri Raya 10, Surabaya 60293
Tel. 031-8475062 Fax. 031-8475063

Website : www.geosistem.co.id Email : info@geosistem.co.id



ATA BETON
Concrete Precast Industry
DAFTAR HARGA MINI PILE



No	Type	No. Beton	Mencan	Sengkang	Diameter	Beban Batas	Jumlah	Tinggi	Jumlah Beton			Jumlah Persegi Panjang	Jumlah Persegi Panjang	Jumlah Persegi Panjang	Jumlah Persegi Panjang
									batang	kg	m ³				
1	Segi Tiga	C-45	3	8	E	200 kg	20	40.000	per 1 m	per 2 m	per 3 m	40.000	40.000	40.000	40.000
									kg	kg	kg				
									m ³	m ³	m ³				
1	Segi Tiga	C-45	3	8	E	250 kg	25	40.000	per 1 m	per 2 m	per 3 m	40.000	40.000	40.000	40.000
									kg	kg	kg				
									m ³	m ³	m ³				
1	Segi Empat	C-45	3	8	E	240 kg	25	40.000	per 1 m	per 2 m	per 3 m	40.000	40.000	40.000	40.000
									kg	kg	kg				
									m ³	m ³	m ³				
1	Segi Empat	C-45	3	8	E	245 kg	25	40.000	per 1 m	per 2 m	per 3 m	40.000	40.000	40.000	40.000
									kg	kg	kg				
									m ³	m ³	m ³				
1	Segi Empat	C-45	3	8	E	245 kg	25	40.000	per 1 m	per 2 m	per 3 m	40.000	40.000	40.000	40.000
									kg	kg	kg				
									m ³	m ³	m ³				
1	Segi Empat	C-45	3	8	E	245 kg	25	40.000	per 1 m	per 2 m	per 3 m	40.000	40.000	40.000	40.000
									kg	kg	kg				
									m ³	m ³	m ³				

* Harga dalam lembar Per 100.
* Setiap harga sudah termasuk ongkos kirim dan biaya pemasangan seperlunya ditanggung pembeli.
* Harga diatas bruto jebatbek.

Karya Beton
Certified Partner - Widyadarmas
Phone : 021-68872334 / 021-68716333
Fax : 09972334

CeTeau-Drain CT-D822

Drain Body

Extrusion profile of 100% polypropylene with the following important properties:

- environmental safe
- large water flow capacity
- flexible
- high tensile strength and toughness
- inert to natural occurring acids alkalis and salt
- workable and easy to handle at low temperatures
- no wet shrinkage or growth

Filter Jacket

Nonwoven fabric of 100% polyester without any binders, with the following important properties:

- balanced strength in both directions
- high tensile strength and toughness
- no wet shrinkage or growth
- good resistance to rot, moisture and insects
- high water permeability
- inert to natural occurring acids, alkalis and salt
- excellent filtration characteristics
- tear, burst and puncture resistant
- environmental safe

Physical properties		Unit	CT-D822
Drain Body	Configuration	-	PP
	Material	-	white
	Colour	-	PET
Filter Jacket	Material	-	grey
	Colour	-	75
Assembled Drain	Weight	mm	100
	Width	mm	4
	Thickness	mm	

Mechanical properties	Symbol	Test	Unit	CT-D822
Filter Jacket				
Grab Tensile Strength	<i>F</i>	ASTM D4632	N	480
Elongation	ϵ	ASTM D4632	%	32
Tear Strength		ASTM D4533	N	120
Pore Size	O_c	ASTM D4751	μm	< 75
Permeability	<i>k</i>	ASTM D4491	m/s	> 1.0 x 10 ⁻⁸
Assembled Drain				
Tensile Strength	<i>F</i>	ASTM D4595	kN	2.75
Elongation at break	ϵ	ASTM D4595	%	40
Strength at 10% elongation	<i>F</i>	ASTM D4595	kN	2.2
Elongation at 1 kN tensile strength	ϵ	ASTM D4595	%	1.5
Discharge capacity at 100 kPa	<i>q_L</i>	ASTM D4716	m ³ /s	158 x 10 ⁻⁸
Discharge capacity at 150 kPa	<i>q_L</i>	ASTM D4716	m ³ /s	157 x 10 ⁻⁸
Discharge capacity at 200 kPa	<i>q_L</i>	ASTM D4716	m ³ /s	155 x 10 ⁻⁸
Discharge capacity at 250 kPa	<i>q_L</i>	ASTM D4716	m ³ /s	150 x 10 ⁻⁸
Discharge capacity at 300 kPa	<i>q_L</i>	ASTM D4716	m ³ /s	141 x 10 ⁻⁸
Discharge capacity at 350 kPa	<i>q_L</i>	ASTM D4716	m ³ /s	135 x 10 ⁻⁸

Transport details	Unit	CT-D822
Roll length	m	250
Outside diameter roll	m	1.10
Inside diameter roll	m	0.15
Weight roll	kg	20
40ft container	m	125,000

All information, illustrations and specifications are based on the latest product information available at the time of printing. The right is reserved to make changes at any time without notice. All mechanical properties are average values. Standard variations in mechanical strength of 10% and in hydraulic flow and pore size of 20% have to be allowed for.

Agent & Distributor in Indonesia Area :

PT. TEKNIKO GEOSISTEM UNGGUL

Wisma SIER Building, 1st Floor
 Jl. Rungkut Industri Raya No.10 Surabaya 60293
 Tel. 62-31-8475062 Fax. 62-31-8475063
 Email : info@geosistem.co.id Website : www.geosistem.co.id



LAMPIRAN 3

Kedalaman	Titik Tinjau	N-SPT	Soil Description	H	Pusat	z	γ	γ_w	γ'	Po'	Pc'
				(m)	(m)	(m)	(t/m ³)	(t/m ³)	(t/m ³)	(t/m ²)	data
	B		C	D	E	F=D-E	F*C	(t/m ²)			
1	a	0	Lempung Berlanau Berpasir	1	0.5	0.5	1.550	1	0.550	0.28	8.12
2	b	0	Lempung Berlanau Berpasir	1	0.5	1.5	1.550	1	0.550	0.83	8.12
3	c	0	Lempung Berlanau Berpasir	1	0.5	2.5	1.550	1	0.550	1.38	8.12
4	d	2	Lempung Berlanau Berpasir	1	0.5	3.5	1.590	1	0.590	1.95	7.51
5	e	2	Lanau Berpasir	1	0.5	4.5	1.590	1	0.590	2.54	7.51
6	f	2	Lanau Berpasir	1	0.5	5.5	1.590	1	0.590	3.13	7.51
7	g	2	Lanau Berpasir	1	0.5	6.5	1.580	1	0.580	3.71	7.51
8	h	2	Lanau Berpasir	1	0.5	7.5	1.580	1	0.580	4.29	7.51
9	i	2	Lanau Berlempung Berpasir	1	0.5	8.5	1.580	1	0.580	4.87	7.51
10	j	2	Lanau Berlempung Berpasir	1	0.5	9.5	1.550	1	0.550	5.44	8.38
11	k	3	Lanau Berlempung Berpasir	1	0.5	10.5	1.550	1	0.550	5.99	8.38
12	l	3	Lanau Berlempung Berpasir	1	0.5	11.5	1.550	1	0.550	6.54	8.38
13	m	3	Lanau Berlempung Berpasir	1	0.5	12.5	1.570	1	0.570	7.10	7.12
14	n	3	Lanau Berlempung Berpasir	1	0.5	13.5	1.570	1	0.570	7.67	7.12
15	o	3	Lanau Berlempung Berpasir	1	0.5	14.5	1.570	1	0.570	8.24	7.12
16	p	4	Lempung Berlanau	1	0.5	15.5	1.670	1	0.670	8.86	8.32
17	q	4	Lempung Berlanau	1	0.5	16.5	1.670	1	0.670	9.53	8.32
18	r	6	Lempung Berlanau	1	0.5	17.5	1.670	1	0.670	10.20	8.32
19	s	6	Lempung Berlanau	1	0.5	18.5	1.680	1	0.680	10.87	8.32
20	t	6	Pasir Berlanau	1	0.5	19.5	1.680	1	0.680	11.55	8.32
21	u	5	Pasir Berlanau	1	0.5	20.5	1.680	1	0.680	12.23	8.32
22	v	5	Pasir Berlanau	1	0.5	21.5	1.700	1	0.700	12.92	8.32
23	w	8	Pasir Berlanau	1	0.5	22.5	1.700	1	0.700	13.62	8.32
24	x	8	Pasir Berlanau	1	0.5	23.5	1.700	1	0.700	14.32	8.32
25	y	12	Pasir Berlanau	1	0.5	24.5	1.700	1	0.700	15.02	8.32

CONSOLIDATION SETTLEMENT

$$1 \quad q = \frac{19.000}{1} \text{ t/m}^2$$

$$H \text{ timb} = \frac{10.556}{1} \text{ m}$$

$$\text{rasio miring} = \frac{1.000}{1}$$

$$a = \frac{10.556}{1}$$

Kedalaman	Titik Tinjau	N-SPT	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po'+ΔP (t/m ²)	> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
							z	a=10.556 m	b = 19.5 m	I						
							(m)	a/z	b/z							
1	a	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	21.111	39.000	0.500	19.000	19.275	>	8.120	0.284	0.284
2	b	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	7.037	13.000	0.500	19.000	19.825	>	8.120	0.247	0.531
3	c	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	4.222	7.800	0.500	19.000	20.375	>	8.120	0.224	0.754
4	d	2.000	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	3.016	5.571	0.500	19.000	20.945	>	7.510	0.205	0.959
5	e	2.000	1.000			1.240	4.500	2.346	4.333	0.500	19.000	21.535	>	7.510		0.959
6	f	2.000	1.000			1.240	5.500	1.919	3.545	0.500	19.000	22.125	>	7.510		0.959
7	g	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	1.624	3.000	0.490	18.620	22.330	>	7.510	0.127	1.086
8	h	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	1.407	2.600	0.490	18.620	22.910	>	7.510	0.120	1.206
9	i	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	1.242	2.294	0.490	18.620	23.490	>	7.510	0.114	1.320
10	j	2.000	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	1.111	2.053	0.480	18.240	23.675	>	8.380	0.108	1.428
11	k	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.005	1.857	0.480	18.240	24.225	>	8.380	0.103	1.531
12	l	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	0.918	1.696	0.480	18.240	24.775	>	8.380	0.099	1.630
13	m	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	0.844	1.560	0.470	17.860	24.955	>	7.120	0.104	1.734
14	n	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	0.782	1.444	0.470	17.860	25.525	>	7.120	0.100	1.835
15	o	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	0.728	1.345	0.470	17.860	26.095	>	7.120	0.096	1.931
16	p	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	0.681	1.258	0.460	17.480	26.335	>	8.320	0.125	2.056
17	q	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	0.640	1.182	0.460	17.480	27.005	>	8.320	0.120	2.176
18	r	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	0.603	1.114	0.440	16.720	26.915	>	8.320	0.112	2.288
19	s	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	0.571	1.054	0.440	16.720	27.590	>	8.320	0.107	2.395
														Total Sc	2.395	

x = 19.500 m
y = ¥ m
q = 1.000 t/m²

Titik Tinjau	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban lalu lintas						> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)
					z	m	n	I	ΔP	Po'+ΔP			
					(m)	x/z	y/z		(t/m ²)	(t/m ²)			
a	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	39.000	¥	0.250	1.000	1.275	<	8.120	0.014
b	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	13.000	¥	0.250	1.000	1.825	<	8.120	0.020
c	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	7.800	¥	0.250	1.000	2.375	<	8.120	0.024
d	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	5.571	¥	0.250	1.000	2.945	<	7.510	0.027
e	1.000			1.240	4.500	4.333	¥	0.248	0.992	3.527	<	7.510	
f	1.000			1.240	5.500	3.545	¥	0.248	0.992	4.117	<	7.510	
g	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	3.000	¥	0.246	0.984	4.694	<	7.510	0.027
h	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.600	¥	0.244	0.976	5.266	<	7.510	0.028
i	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	2.294	¥	0.242	0.968	5.838	<	7.510	0.029
j	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	2.053	¥	0.240	0.960	6.395	<	8.380	0.031
k	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.857	¥	0.238	0.952	6.937	<	8.380	0.032
l	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.696	¥	0.236	0.944	7.479	<	8.380	0.033
m	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.560	¥	0.228	0.912	8.007	>	0.284	0.038
n	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.444	¥	0.222	0.888	8.553	>	7.120	0.039
o	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.345	¥	0.220	0.880	9.115	>	7.120	0.039
p	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.258	¥	0.214	0.856	9.711	>	8.320	0.052
q	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	1.182	¥	0.210	0.840	10.365	>	8.320	0.053
r	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	1.114	¥	0.208	0.832	11.027	>	8.320	0.055
s	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	1.054	¥	0.206	0.824	11.694	>	8.320	0.055
												Total Sc	0.487

IMMEDIATE SETTLEMENT

Kedalaman	Titik Tinjau	No.	Tebal lap (m)	Z (m)	h (m)	H (m)	E (ton/m ²)	a (m)	a' (m)	h/a (m)	x/a (m)	rH (m)	h/a' (m)	x/a' (m)	rH' (m)	Si (m)	Sci kum (m)
20	t	1.000	1.000	0.500	6.000	10.556	2500	31.000	19.500	0.194	0.000	0.100	0.308	0.000	0.100	0.002	0.002
21	u	2.000	1.000	1.500	6.000	10.556	2500	31.000	19.500	0.194	0.000	0.100	0.308	0.000	0.100	0.002	0.005
22	v	3.000	1.000	2.500	6.000	10.556	2500	31.000	19.500	0.194	0.000	0.100	0.308	0.000	0.100	0.002	0.007
23	w	4.000	1.000	3.500	6.000	10.556	2500	31.000	19.500	0.194	0.000	0.100	0.308	0.000	0.100	0.002	0.009
24	x	5.000	1.000	4.500	6.000	10.556	2500	31.000	19.500	0.194	0.000	0.100	0.308	0.000	0.100	0.002	0.012
25	y	6.000	1.000	5.500	6.000	10.556	2500	31.000	19.500	0.194	0.000	0.100	0.308	0.000	0.100	0.002	0.014
																0.014	

Sc total =	2.897	m
H initial =	12.165	m
H final =	9.268	m

CONSOLIDATION SETTLEMENT

$2 \quad q = \frac{21.000}{m^2}$
 $H_{\text{timb}} = \frac{11.667}{m}$
 rasio miring = $\frac{1.000}{m}$
 $a = \frac{11.667}{m}$

Kedalaman	Titik Tinjau	N-SPT	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po'+ΔP (t/m ²)	> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
							z	a=11.677 m	b = 19.5 m	I						
							(m)	a/z	b/z							
1	a	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	23.333	39.000	0.500	21.000	21.275	>	8.120	0.295	0.295
2	b	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	7.778	13.000	0.500	21.000	21.825	>	8.120	0.258	0.553
3	c	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	4.667	7.800	0.500	21.000	22.375	>	8.120	0.235	0.788
4	d	2.000	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	3.333	5.571	0.500	21.000	22.945	>	7.510	0.215	1.003
5	e	2.000	1.000			1.240	4.500	2.593	4.333	0.500	21.000	23.535	>	7.510		1.003
6	f	2.000	1.000			1.240	5.500	2.121	3.545	0.500	21.000	24.125	>	7.510		1.003
7	g	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	1.795	3.000	0.490	20.580	24.290	>	7.510	0.134	1.138
8	h	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	1.556	2.600	0.490	20.580	24.870	>	7.510	0.127	1.265
9	i	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	1.373	2.294	0.490	20.580	25.450	>	7.510	0.121	1.386
10	j	2.000	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	1.228	2.053	0.480	20.160	25.595	>	8.380	0.115	1.501
11	k	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.111	1.857	0.480	20.160	26.145	>	8.380	0.110	1.611
12	l	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.014	1.696	0.480	20.160	26.695	>	8.380	0.106	1.717
13	m	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	0.933	1.560	0.470	19.740	26.835	>	7.120	0.111	1.828
14	n	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	0.864	1.444	0.470	19.740	27.405	>	7.120	0.107	1.935
15	o	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	0.805	1.345	0.470	19.740	27.975	>	7.120	0.103	2.039
16	p	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	0.753	1.258	0.460	19.320	28.175	>	8.320	0.134	2.173
17	q	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	0.707	1.182	0.460	19.320	28.845	>	8.320	0.129	2.302
18	r	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	0.667	1.114	0.440	18.480	28.675	>	8.320	0.120	2.422
19	s	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	0.631	1.054	0.440	18.480	29.350	>	8.320	0.116	2.538
														Total Sc	2.538	

$$x = 19.500 \text{ m}$$

$$y = \text{¥} \text{ m}$$

$$q = 1.000 \text{ t/m}^2$$

Titik Tinjau	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban lalu lintas						> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)
					z	m	n	I	ΔP	Po'+ΔP			
					(m)	x/z	y/z		(t/m ²)	(t/m ²)			
a	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	39.000	¥	0.250	1.000	1.275	<	8.120	0.014
b	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	13.000	¥	0.250	1.000	1.825	<	8.120	0.020
c	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	7.800	¥	0.250	1.000	2.375	<	8.120	0.024
d	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	5.571	¥	0.250	1.000	2.945	<	7.510	0.027
e	1.000			1.240	4.500	4.333	¥	0.248	0.992	3.527	<	7.510	
f	1.000			1.240	5.500	3.545	¥	0.248	0.992	4.117	<	7.510	
g	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	3.000	¥	0.246	0.984	4.694	<	7.510	0.027
h	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.600	¥	0.244	0.976	5.266	<	7.510	0.028
i	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	2.294	¥	0.242	0.968	5.838	<	7.510	0.029
j	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	2.053	¥	0.240	0.960	6.395	<	8.380	0.031
k	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.857	¥	0.238	0.952	6.937	<	8.380	0.032
l	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.696	¥	0.236	0.944	7.479	<	8.380	0.033
m	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.560	¥	0.228	0.912	8.007	>	0.284	0.038
n	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.444	¥	0.222	0.888	8.553	>	7.120	0.039
o	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.345	¥	0.220	0.880	9.115	>	7.120	0.039
p	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.258	¥	0.214	0.856	9.711	>	8.320	0.052
q	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	1.182	¥	0.210	0.840	10.365	>	8.320	0.053
r	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	1.114	¥	0.208	0.832	11.027	>	8.320	0.055
s	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	1.054	¥	0.206	0.824	11.694	>	8.320	0.055
												Total Sc	0.487

IMMEDIATE SETTLEMENT

Kedalaman	Titik Tinjau	No.	Tebal lap (m)	Z (m)	h (m)	H (m)	E ton/m ²	a (m)	a' (m)	h/a (m)	x/a (m)	rH (m)	h/a' (m)	x/a' (m)	rH' (m)	Si (m)	Sci kum (m)
20	t	1.000	1.000	0.500	6.000	11.667	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.003
21	u	2.000	1.000	1.500	6.000	11.667	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.005
22	v	3.000	1.000	2.500	6.000	11.667	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.008
23	w	4.000	1.000	3.500	6.000	11.667	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.010
24	x	5.000	1.000	4.500	6.000	11.667	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.013
25	y	6.000	1.000	5.500	6.000	11.667	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.016
																0.016	

Sc total =	3.041	m
H initial =	13.356	m
H final =	10.315	m

CONSOLIDATION SETTLEMENT

3 q = 23.000 t/m²
 H timb = 12.778 m
 rasio miring = 1.000
 a = 12.778 m

Kedalaman	Titik Tinjau	N-SPT	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po'+ΔP (t/m ²)	> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
							z (m)	a=12.778 m a/z	b = 19.5 m b/z	I						
1	a	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	25.556	39.000	0.500	23.000	23.275	>	8.120	0.305	0.305
2	b	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	8.519	13.000	0.500	23.000	23.825	>	8.120	0.268	0.574
3	c	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	5.111	7.800	0.500	23.000	24.375	>	8.120	0.245	0.819
4	d	2.000	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	3.651	5.571	0.500	23.000	24.945	>	7.510	0.225	1.044
5	e	2.000	1.000			1.240	4.500	2.840	4.333	0.500	23.000	25.535	>	7.510		1.044
6	f	2.000	1.000			1.240	5.500	2.323	3.545	0.500	23.000	26.125	>	7.510		1.044
7	g	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	1.966	3.000	0.490	22.540	26.250	>	7.510	0.141	1.185
8	h	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	1.704	2.600	0.490	22.540	26.830	>	7.510	0.134	1.319
9	i	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	1.503	2.294	0.490	22.540	27.410	>	7.510	0.128	1.447
10	j	2.000	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	1.345	2.053	0.480	22.080	27.515	>	8.380	0.121	1.568
11	k	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.217	1.857	0.480	22.080	28.065	>	8.380	0.116	1.684
12	l	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.111	1.696	0.480	22.080	28.615	>	8.380	0.112	1.796
13	m	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.022	1.560	0.470	21.620	28.715	>	7.120	0.118	1.915
14	n	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	0.947	1.444	0.470	21.620	29.285	>	7.120	0.114	2.028
15	o	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	0.881	1.345	0.470	21.620	29.855	>	7.120	0.110	2.138
16	p	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	0.824	1.258	0.460	21.160	30.015	>	8.320	0.143	2.281
17	q	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	0.774	1.182	0.460	21.160	30.685	>	8.320	0.137	2.419
18	r	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	0.730	1.114	0.440	20.240	30.435	>	8.320	0.128	2.547
19	s	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	0.691	1.054	0.440	20.240	31.110	>	8.320	0.124	2.671
														Total Sc	2.671	

$$x = 19.500 \text{ m}$$

$$y = \text{¥} \text{ m}$$

$$q = 1.000 \text{ t/m}^2$$

Titik Tinjau	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban lalu lintas						> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)
					z	m	n	I	ΔP	Po'+ΔP			
					(m)	x/z	y/z		(t/m ²)	(t/m ²)			
a	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	39.000	¥	0.250	1.000	1.275	<	8.120	0.014
b	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	13.000	¥	0.250	1.000	1.825	<	8.120	0.020
c	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	7.800	¥	0.250	1.000	2.375	<	8.120	0.024
d	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	5.571	¥	0.250	1.000	2.945	<	7.510	0.027
e	1.000			1.240	4.500	4.333	¥	0.248	0.992	3.527	<	7.510	
f	1.000			1.240	5.500	3.545	¥	0.248	0.992	4.117	<	7.510	
g	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	3.000	¥	0.246	0.984	4.694	<	7.510	0.027
h	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.600	¥	0.244	0.976	5.266	<	7.510	0.028
i	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	2.294	¥	0.242	0.968	5.838	<	7.510	0.029
j	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	2.053	¥	0.240	0.960	6.395	<	8.380	0.031
k	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.857	¥	0.238	0.952	6.937	<	8.380	0.032
l	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.696	¥	0.236	0.944	7.479	<	8.380	0.033
m	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.560	¥	0.228	0.912	8.007	>	0.284	0.038
n	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.444	¥	0.222	0.888	8.553	>	7.120	0.039
o	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.345	¥	0.220	0.880	9.115	>	7.120	0.039
p	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.258	¥	0.214	0.856	9.711	>	8.320	0.052
q	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	1.182	¥	0.210	0.840	10.365	>	8.320	0.053
r	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	1.114	¥	0.208	0.832	11.027	>	8.320	0.055
s	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	1.054	¥	0.206	0.824	11.694	>	8.320	0.055
												Total Sc	0.487

IMMEDIATE SETTLEMENT

Kedalaman	Titik Tinjau	No.	Tebal lap (m)	Z (m)	h (m)	H (m)	E ton/m ²	a (m)	a' (m)	h/a (m)	x/a (m)	rH (m)	h/a' (m)	x/a' (m)	rH' (m)	Si (m)	Sci kum (m)
20	t	1.000	1.000	0.500	6.000	12.778	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.003
21	u	2.000	1.000	1.500	6.000	12.778	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.006
22	v	3.000	1.000	2.500	6.000	12.778	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.009
23	w	4.000	1.000	3.500	6.000	12.778	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.011
24	x	5.000	1.000	4.500	6.000	12.778	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.014
25	y	6.000	1.000	5.500	6.000	12.778	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.017
																0.017	

Sc total =	3.175	m
H initial =	14.542	m
H final =	11.367	m

CONSOLIDATION SETTLEMENT

4 q = 25.000 t/m²
 H timb = 13.889 m
 rasio miring = 1.000
 a = 13.889 m

Kedalaman	Titik Tinjau	N-SPT	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po'+ΔP (t/m ²)	> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
							z (m)	a=13.889 m	b = 19.5 m	I						
							a/z	b/z								
1	a	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	27.778	39.000	0.500	25.000	25.275	>	8.120	0.315	0.315
2	b	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	9.259	13.000	0.500	25.000	25.825	>	8.120	0.278	0.593
3	c	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	5.556	7.800	0.500	25.000	26.375	>	8.120	0.254	0.847
4	d	2.000	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	3.968	5.571	0.500	25.000	26.945	>	7.510	0.234	1.081
5	e	2.000	1.000			1.240	4.500	3.086	4.333	0.500	25.000	27.535	>	7.510		1.081
6	f	2.000	1.000			1.240	5.500	2.525	3.545	0.500	25.000	28.125	>	7.510		1.081
7	g	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	2.137	3.000	0.490	24.500	28.210	>	7.510	0.148	1.228
8	h	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	1.852	2.600	0.490	24.500	28.790	>	7.510	0.140	1.369
9	i	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	1.634	2.294	0.490	24.500	29.370	>	7.510	0.134	1.502
10	j	2.000	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	1.462	2.053	0.480	24.000	29.435	>	8.380	0.127	1.630
11	k	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.323	1.857	0.480	24.000	29.985	>	8.380	0.122	1.752
12	l	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.208	1.696	0.480	24.000	30.535	>	8.380	0.118	1.870
13	m	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.111	1.560	0.470	23.500	30.595	>	7.120	0.125	1.995
14	n	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.029	1.444	0.470	23.500	31.165	>	7.120	0.120	2.115
15	o	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	0.958	1.345	0.470	23.500	31.735	>	7.120	0.116	2.231
16	p	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	0.896	1.258	0.460	23.000	31.855	>	8.320	0.151	2.382
17	q	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	0.842	1.182	0.460	23.000	32.525	>	8.320	0.145	2.527
18	r	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	0.794	1.114	0.440	22.000	32.195	>	8.320	0.136	2.663
19	s	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	0.751	1.054	0.440	22.000	32.870	>	8.320	0.131	2.794
														Total Sc	2.794	

$$x = 19.500 \text{ m}$$

$$y = \text{¥} \text{ m}$$

$$q = 1.000 \text{ t/m}^2$$

Titik Tinjau	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban lalu lintas						> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)
					z	m	n	I	ΔP	Po'+ΔP			
					(m)	x/z	y/z		(t/m ²)	(t/m ²)			
a	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	39.000	¥	0.250	1.000	1.275	<	8.120	0.014
b	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	13.000	¥	0.250	1.000	1.825	<	8.120	0.020
c	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	7.800	¥	0.250	1.000	2.375	<	8.120	0.024
d	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	5.571	¥	0.250	1.000	2.945	<	7.510	0.027
e	1.000			1.240	4.500	4.333	¥	0.248	0.992	3.527	<	7.510	
f	1.000			1.240	5.500	3.545	¥	0.248	0.992	4.117	<	7.510	
g	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	3.000	¥	0.246	0.984	4.694	<	7.510	0.027
h	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.600	¥	0.244	0.976	5.266	<	7.510	0.028
i	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	2.294	¥	0.242	0.968	5.838	<	7.510	0.029
j	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	2.053	¥	0.240	0.960	6.395	<	8.380	0.031
k	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.857	¥	0.238	0.952	6.937	<	8.380	0.032
l	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.696	¥	0.236	0.944	7.479	<	8.380	0.033
m	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.560	¥	0.228	0.912	8.007	>	0.284	0.038
n	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.444	¥	0.222	0.888	8.553	>	7.120	0.039
o	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.345	¥	0.220	0.880	9.115	>	7.120	0.039
p	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.258	¥	0.214	0.856	9.711	>	8.320	0.052
q	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	1.182	¥	0.210	0.840	10.365	>	8.320	0.053
r	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	1.114	¥	0.208	0.832	11.027	>	8.320	0.055
s	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	1.054	¥	0.206	0.824	11.694	>	8.320	0.055
												Total Sc	0.487

IMMEDIATE SETTLEMENT

Kedalaman	Titik Tinjau	No.	Tebal lap	Z	h	H	E	a	a'	h/a	x/a	rH	h/a'	x/a'	rH'	Si	Sci kum
			(m)	(m)	(m)	(m)	ton/m ²	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
20	t	1.000	1.000	0.500	6.000	13.889	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.003
21	u	2.000	1.000	1.500	6.000	13.889	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.006
22	v	3.000	1.000	2.500	6.000	13.889	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.009
23	w	4.000	1.000	3.500	6.000	13.889	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.012
24	x	5.000	1.000	4.500	6.000	13.889	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.015
25	y	6.000	1.000	5.500	6.000	13.889	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.019
																0.019	

Sc total =	3.300	m
H initial =	15.722	m
H final =	12.422	m

CONSOLIDATION SETTLEMENT

5 $q = \frac{27.000}{1} \text{ t/m}^2$
 $H_{\text{timb}} = \frac{15.000}{1} \text{ m}$
 rasio miring = $\frac{1.000}{1}$
 $a = \frac{15.000}{1} \text{ m}$

Kedalaman	Titik Tinjau	N-SPT	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po'+ΔP (t/m ²)	> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
							z	a=15.000 m	b = 19.5 m	I						
							(m)	a/z	b/z							
1	a	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	30.000	39.000	0.500	27.000	27.275	>	8.120	0.324	0.324
2	b	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	10.000	13.000	0.500	27.000	27.825	>	8.120	0.286	0.610
3	c	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	6.000	7.800	0.500	27.000	28.375	>	8.120	0.262	0.873
4	d	2.000	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	4.286	5.571	0.500	27.000	28.945	>	7.510	0.242	1.115
5	e	2.000	1.000			1.240	4.500	3.333	4.333	0.500	27.000	29.535	>	7.510		1.115
6	f	2.000	1.000			1.240	5.500	2.727	3.545	0.500	27.000	30.125	>	7.510		1.115
7	g	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	2.308	3.000	0.490	26.460	30.170	>	7.510	0.154	1.269
8	h	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.000	2.600	0.490	26.460	30.750	>	7.510	0.146	1.415
9	i	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	1.765	2.294	0.490	26.460	31.330	>	7.510	0.139	1.554
10	j	2.000	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	1.579	2.053	0.480	25.920	31.355	>	8.380	0.133	1.687
11	k	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.429	1.857	0.480	25.920	31.905	>	8.380	0.128	1.815
12	l	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.304	1.696	0.480	25.920	32.455	>	8.380	0.123	1.939
13	m	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.200	1.560	0.470	25.380	32.475	>	7.120	0.130	2.069
14	n	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.111	1.444	0.470	25.380	33.045	>	7.120	0.126	2.195
15	o	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.034	1.345	0.470	25.380	33.615	>	7.120	0.122	2.317
16	p	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	0.968	1.258	0.460	24.840	33.695	>	8.320	0.159	2.475
17	q	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	0.909	1.182	0.460	24.840	34.365	>	8.320	0.153	2.628
18	r	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	0.857	1.114	0.440	23.760	33.955	>	8.320	0.143	2.772
19	s	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	0.811	1.054	0.440	23.760	34.630	>	8.320	0.138	2.910
														Total Sc	2.910	

$$x = 19.500 \text{ m}$$

$$y = \text{¥} \text{ m}$$

$$q = 1.000 \text{ t/m}^2$$

Titik Tinjau	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban lalu lintas						> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)
					z	m	n	I	ΔP	Po'+ΔP			
					(m)	x/z	y/z		(t/m ²)	(t/m ²)			
a	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	39.000	¥	0.250	1.000	1.275	<	8.120	0.014
b	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	13.000	¥	0.250	1.000	1.825	<	8.120	0.020
c	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	7.800	¥	0.250	1.000	2.375	<	8.120	0.024
d	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	5.571	¥	0.250	1.000	2.945	<	7.510	0.027
e	1.000			1.240	4.500	4.333	¥	0.248	0.992	3.527	<	7.510	
f	1.000			1.240	5.500	3.545	¥	0.248	0.992	4.117	<	7.510	
g	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	3.000	¥	0.246	0.984	4.694	<	7.510	0.027
h	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.600	¥	0.244	0.976	5.266	<	7.510	0.028
i	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	2.294	¥	0.242	0.968	5.838	<	7.510	0.029
j	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	2.053	¥	0.240	0.960	6.395	<	8.380	0.031
k	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.857	¥	0.238	0.952	6.937	<	8.380	0.032
l	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.696	¥	0.236	0.944	7.479	<	8.380	0.033
m	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.560	¥	0.228	0.912	8.007	>	0.284	0.038
n	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.444	¥	0.222	0.888	8.553	>	7.120	0.039
o	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.345	¥	0.220	0.880	9.115	>	7.120	0.039
p	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.258	¥	0.214	0.856	9.711	>	8.320	0.052
q	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	1.182	¥	0.210	0.840	10.365	>	8.320	0.053
r	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	1.114	¥	0.208	0.832	11.027	>	8.320	0.055
s	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	1.054	¥	0.206	0.824	11.694	>	8.320	0.055
												Total Sc	0.487

IMMEDIATE SETTLEMENT

Kedalaman	Titik Tinjau	No.	Tebal lap (m)	Z (m)	h (m)	H (m)	E (ton/m ²)	a (m)	a' (m)	h/a (m)	x/a (m)	rH (m)	h/a' (m)	x/a' (m)	rH' (m)	Si (m)	Sci kum (m)
20	t	1.000	1.000	0.500	6.000	15.000	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.003
21	u	2.000	1.000	1.500	6.000	15.000	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.007
22	v	3.000	1.000	2.500	6.000	15.000	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.010
23	w	4.000	1.000	3.500	6.000	15.000	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.013
24	x	5.000	1.000	4.500	6.000	15.000	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.017
25	y	6.000	1.000	5.500	6.000	15.000	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.020
																0.020	

Sc total =	3.418	m
H initial =	16.899	m
H final =	13.481	m

CONSOLIDATION SETTLEMENT

6 $q = 29.000$ t/m²
 $H_{\text{timb}} = 16.111$ m
 rasio miring = 1.000
 $a = 16.111$ m

Kedalaman	Titik Tinjau	N-SPT	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po'+ΔP (t/m ²)	> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
							z	a=16.111 m	b = 19.5 m	I						
							(m)	a/z	b/z							
1	a	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	32.222	39.000	0.500	29.000	29.275	>	8.120	0.332	0.332
2	b	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	10.741	13.000	0.500	29.000	29.825	>	8.120	0.294	0.627
3	c	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	6.444	7.800	0.500	29.000	30.375	>	8.120	0.270	0.897
4	d	2.000	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	4.603	5.571	0.500	29.000	30.945	>	7.510	0.250	1.147
5	e	2.000	1.000			1.240	4.500	3.580	4.333	0.500	29.000	31.535	>	7.510		1.147
6	f	2.000	1.000			1.240	5.500	2.929	3.545	0.500	29.000	32.125	>	7.510		1.147
7	g	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	2.479	3.000	0.490	28.420	32.130	>	7.510	0.159	1.306
8	h	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.148	2.600	0.490	28.420	32.710	>	7.510	0.152	1.458
9	i	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	1.895	2.294	0.490	28.420	33.290	>	7.510	0.145	1.603
10	j	2.000	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	1.696	2.053	0.480	27.840	33.275	>	8.380	0.138	1.741
11	k	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.534	1.857	0.480	27.840	33.825	>	8.380	0.133	1.874
12	l	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.401	1.696	0.480	27.840	34.375	>	8.380	0.128	2.003
13	m	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.289	1.560	0.470	27.260	34.355	>	7.120	0.136	2.139
14	n	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.193	1.444	0.470	27.260	34.925	>	7.120	0.131	2.270
15	o	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.111	1.345	0.470	27.260	35.495	>	7.120	0.127	2.397
16	p	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.039	1.258	0.460	26.680	35.535	>	8.320	0.166	2.563
17	q	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	0.976	1.182	0.460	26.680	36.205	>	8.320	0.160	2.723
18	r	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	0.921	1.114	0.440	25.520	35.715	>	8.320	0.150	2.874
19	s	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	0.871	1.054	0.440	25.520	36.390	>	8.320	0.145	3.019
														Total Sc	3.019	

$$x = 19.500 \text{ m}$$

$$y = \text{¥} \text{ m}$$

$$q = 1.000 \text{ t/m}^2$$

Titik Tinjau	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban lalu lintas						> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)
					z	m	n	I	ΔP	Po'+ΔP			
					(m)	x/z	y/z		(t/m ²)	(t/m ²)			
a	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	39.000	¥	0.250	1.000	1.275	<	8.120	0.014
b	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	13.000	¥	0.250	1.000	1.825	<	8.120	0.020
c	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	7.800	¥	0.250	1.000	2.375	<	8.120	0.024
d	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	5.571	¥	0.250	1.000	2.945	<	7.510	0.027
e	1.000			1.240	4.500	4.333	¥	0.248	0.992	3.527	<	7.510	
f	1.000			1.240	5.500	3.545	¥	0.248	0.992	4.117	<	7.510	
g	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	3.000	¥	0.246	0.984	4.694	<	7.510	0.027
h	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.600	¥	0.244	0.976	5.266	<	7.510	0.028
i	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	2.294	¥	0.242	0.968	5.838	<	7.510	0.029
j	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	2.053	¥	0.240	0.960	6.395	<	8.380	0.031
k	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.857	¥	0.238	0.952	6.937	<	8.380	0.032
l	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.696	¥	0.236	0.944	7.479	<	8.380	0.033
m	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.560	¥	0.228	0.912	8.007	>	0.284	0.038
n	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.444	¥	0.222	0.888	8.553	>	7.120	0.039
o	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.345	¥	0.220	0.880	9.115	>	7.120	0.039
p	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.258	¥	0.214	0.856	9.711	>	8.320	0.052
q	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	1.182	¥	0.210	0.840	10.365	>	8.320	0.053
r	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	1.114	¥	0.208	0.832	11.027	>	8.320	0.055
s	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	1.054	¥	0.206	0.824	11.694	>	8.320	0.055
												Total Sc	0.487

IMMEDIATE SETTLEMENT

Kedalaman	Titik Tinjau	No.	Tebal lap	Z	h	H	E	a	a'	h/a	x/a	rH	h/a'	x/a'	rH'	Si	Sci kum
			(m)	(m)	(m)	(m)	ton/m ²	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
20	t	1.000	1.000	0.500	6.000	16.111	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.004
21	u	2.000	1.000	1.500	6.000	16.111	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.007
22	v	3.000	1.000	2.500	6.000	16.111	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.011
23	w	4.000	1.000	3.500	6.000	16.111	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.014
24	x	5.000	1.000	4.500	6.000	16.111	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.018
25	y	6.000	1.000	5.500	6.000	16.111	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.021
																0.021	

Sc total =	3.528	m
H initial =	18.071	m
H final =	14.543	m

CONSOLIDATION SETTLEMENT

$7 \quad q = \frac{31.000}{t/m^2}$
 $H_{\text{timb}} = \frac{17.222}{m}$
 rasio miring = $\frac{1.000}{}$
 $a = \frac{17.222}{m}$

Kedalaman	Titik Tinjau	N-SPT	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po'+ΔP (t/m ²)	> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
							z (m)	a=17.222 m a/z	b = 19.5 m b/z	I						
1	a	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	34.444	39.000	0.500	31.000	31.275	>	8.120	0.340	0.340
2	b	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	11.481	13.000	0.500	31.000	31.825	>	8.120	0.302	0.642
3	c	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	6.889	7.800	0.500	31.000	32.375	>	8.120	0.278	0.920
4	d	2.000	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	4.921	5.571	0.500	31.000	32.945	>	7.510	0.257	1.177
5	e	2.000	1.000			1.240	4.500	3.827	4.333	0.500	31.000	33.535	>	7.510	0.000	1.177
6	f	2.000	1.000			1.240	5.500	3.131	3.545	0.500	31.000	34.125	>	7.510	0.000	1.177
7	g	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	2.650	3.000	0.490	30.380	34.090	>	7.510	0.165	1.341
8	h	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.296	2.600	0.490	30.380	34.670	>	7.510	0.157	1.498
9	i	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	2.026	2.294	0.490	30.380	35.250	>	7.510	0.150	1.648
10	j	2.000	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	1.813	2.053	0.480	29.760	35.195	>	8.380	0.144	1.792
11	k	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.640	1.857	0.480	29.760	35.745	>	8.380	0.138	1.930
12	l	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.498	1.696	0.480	29.760	36.295	>	8.380	0.133	2.063
13	m	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.378	1.560	0.470	29.140	36.235	>	7.120	0.141	2.205
14	n	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.276	1.444	0.470	29.140	36.805	>	7.120	0.137	2.341
15	o	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.188	1.345	0.470	29.140	37.375	>	7.120	0.132	2.473
16	p	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.111	1.258	0.460	28.520	37.375	>	8.320	0.173	2.646
17	q	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	1.044	1.182	0.460	28.520	38.045	>	8.320	0.167	2.813
18	r	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	0.984	1.114	0.440	27.280	37.475	>	8.320	0.157	2.970
19	s	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	0.931	1.054	0.440	27.280	38.150	>	8.320	0.152	3.122
														Total Sc	3.122	

$$x = 19.500 \text{ m}$$

$$y = \text{¥} \text{ m}$$

$$q = 1.000 \text{ t/m}^2$$

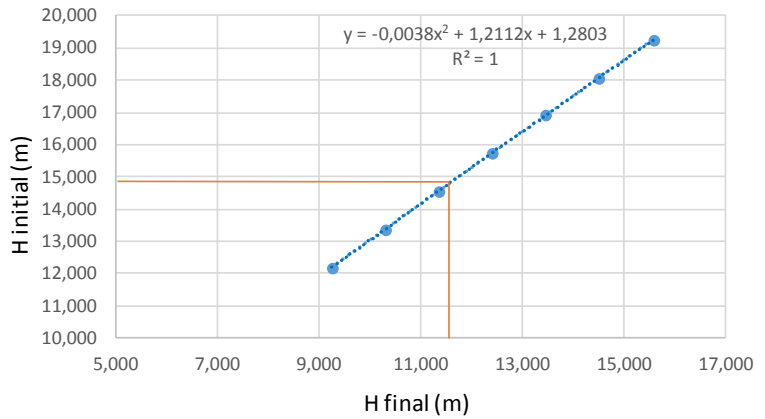
Titik Tinjau	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban lalu lintas						> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)
					z	m	n	I	ΔP	Po'+ΔP			
					(m)	x/z	y/z		(t/m ²)	(t/m ²)			
a	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	39.000	¥	0.250	1.000	1.275	<	8.120	0.014
b	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	13.000	¥	0.250	1.000	1.825	<	8.120	0.020
c	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	7.800	¥	0.250	1.000	2.375	<	8.120	0.024
d	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	5.571	¥	0.250	1.000	2.945	<	7.510	0.027
e	1.000			1.240	4.500	4.333	¥	0.248	0.992	3.527	<	7.510	
f	1.000			1.240	5.500	3.545	¥	0.248	0.992	4.117	<	7.510	
g	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	3.000	¥	0.246	0.984	4.694	<	7.510	0.027
h	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.600	¥	0.244	0.976	5.266	<	7.510	0.028
i	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	2.294	¥	0.242	0.968	5.838	<	7.510	0.029
j	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	2.053	¥	0.240	0.960	6.395	<	8.380	0.031
k	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.857	¥	0.238	0.952	6.937	<	8.380	0.032
l	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.696	¥	0.236	0.944	7.479	<	8.380	0.033
m	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.560	¥	0.228	0.912	8.007	>	0.284	0.038
n	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.444	¥	0.222	0.888	8.553	>	7.120	0.039
o	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.345	¥	0.220	0.880	9.115	>	7.120	0.039
p	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.258	¥	0.214	0.856	9.711	>	8.320	0.052
q	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	1.182	¥	0.210	0.840	10.365	>	8.320	0.053
r	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	1.114	¥	0.208	0.832	11.027	>	8.320	0.055
s	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	1.054	¥	0.206	0.824	11.694	>	8.320	0.055
												Total Sc	0.487

IMMEDIATE SETTLEMENT

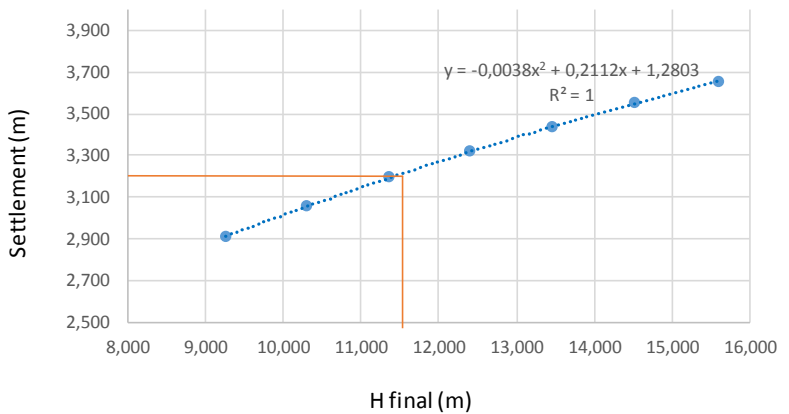
Kedalaman	Titik Tinjau	No.	Tebal lap (m)	Z (m)	h (m)	H (m)	E ton/m ²	a (m)	a' (m)	h/a (m)	x/a (m)	rH (m)	h/a' (m)	x/a' (m)	rH' (m)	Si (m)	Sci kum (m)
20	t	1.000	1.000	0.500	6.000	17.222	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.004
21	u	2.000	1.000	1.500	6.000	17.222	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.008
22	v	3.000	1.000	2.500	6.000	17.222	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.011
23	w	4.000	1.000	3.500	6.000	17.222	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.015
24	x	5.000	1.000	4.500	6.000	17.222	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.019
25	y	6.000	1.000	5.500	6.000	17.222	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.023
																0.023	

Sc total =	3.632	m
H initial =	19.240	m
H final =	15.608	m

Grafik H final dan H initial



Grafik H final dan Settlement



LAMPIRAN 3

Kedalaman	Titik Tinjau	N-SPT	Soil Description	H	Pusat	z	γ	γ_w	γ'	Po'	Pc'
				(m)	(m)	(m)	(t/m ³)	(t/m ³)	(t/m ³)	(t/m ²)	data
	B		C	D	E	F=D-E	F*C	(t/m ²)			
1	a	0	Lempung Berlanau Berpasir	1	0.5	0.5	1.550	1	0.550	0.28	8.12
2	b	0	Lempung Berlanau Berpasir	1	0.5	1.5	1.550	1	0.550	0.83	8.12
3	c	0	Lempung Berlanau Berpasir	1	0.5	2.5	1.550	1	0.550	1.38	8.12
4	d	2	Lempung Berlanau Berpasir	1	0.5	3.5	1.590	1	0.590	1.95	7.51
5	e	2	Lanau Berpasir	1	0.5	4.5	1.590	1	0.590	2.54	7.51
6	f	2	Lanau Berpasir	1	0.5	5.5	1.590	1	0.590	3.13	7.51
7	g	2	Lanau Berpasir	1	0.5	6.5	1.580	1	0.580	3.71	7.51
8	h	2	Lanau Berpasir	1	0.5	7.5	1.580	1	0.580	4.29	7.51
9	i	2	Lanau Berlempung Berpasir	1	0.5	8.5	1.580	1	0.580	4.87	7.51
10	j	2	Lanau Berlempung Berpasir	1	0.5	9.5	1.550	1	0.550	5.44	8.38
11	k	3	Lanau Berlempung Berpasir	1	0.5	10.5	1.550	1	0.550	5.99	8.38
12	l	3	Lanau Berlempung Berpasir	1	0.5	11.5	1.550	1	0.550	6.54	8.38
13	m	3	Lanau Berlempung Berpasir	1	0.5	12.5	1.570	1	0.570	7.10	7.12
14	n	3	Lanau Berlempung Berpasir	1	0.5	13.5	1.570	1	0.570	7.67	7.12
15	o	3	Lanau Berlempung Berpasir	1	0.5	14.5	1.570	1	0.570	8.24	7.12
16	p	4	Lempung Berlanau	1	0.5	15.5	1.670	1	0.670	8.86	8.32
17	q	4	Lempung Berlanau	1	0.5	16.5	1.670	1	0.670	9.53	8.32
18	r	6	Lempung Berlanau	1	0.5	17.5	1.670	1	0.670	10.20	8.32
19	s	6	Lempung Berlanau	1	0.5	18.5	1.680	1	0.680	10.87	8.32
20	t	6	Pasir Berlanau	1	0.5	19.5	1.680	1	0.680	11.55	8.32
21	u	5	Pasir Berlanau	1	0.5	20.5	1.680	1	0.680	12.23	8.32
22	v	5	Pasir Berlanau	1	0.5	21.5	1.700	1	0.700	12.92	8.32
23	w	8	Pasir Berlanau	1	0.5	22.5	1.700	1	0.700	13.62	8.32
24	x	8	Pasir Berlanau	1	0.5	23.5	1.700	1	0.700	14.32	8.32
25	y	12	Pasir Berlanau	1	0.5	24.5	1.700	1	0.700	15.02	8.32

CONSOLIDATION SETTLEMENT

$$1 \quad q = \frac{19.000}{1} \text{ t/m}^2$$

$$H \text{ timb} = \frac{10.556}{1} \text{ m}$$

$$\text{rasio miring} = \frac{1.000}{1}$$

$$a = \frac{10.556}{1}$$

Kedalaman	Titik Tinjau	N-SPT	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po'+ΔP (t/m ²)	> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
							z	a=10.556 m	b = 19.5 m	I						
							(m)	a/z	b/z							
1	a	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	21.111	39.000	0.500	19.000	19.275	>	8.120	0.284	0.284
2	b	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	7.037	13.000	0.500	19.000	19.825	>	8.120	0.247	0.531
3	c	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	4.222	7.800	0.500	19.000	20.375	>	8.120	0.224	0.754
4	d	2.000	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	3.016	5.571	0.500	19.000	20.945	>	7.510	0.205	0.959
5	e	2.000	1.000			1.240	4.500	2.346	4.333	0.500	19.000	21.535	>	7.510		0.959
6	f	2.000	1.000			1.240	5.500	1.919	3.545	0.500	19.000	22.125	>	7.510		0.959
7	g	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	1.624	3.000	0.490	18.620	22.330	>	7.510	0.127	1.086
8	h	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	1.407	2.600	0.490	18.620	22.910	>	7.510	0.120	1.206
9	i	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	1.242	2.294	0.490	18.620	23.490	>	7.510	0.114	1.320
10	j	2.000	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	1.111	2.053	0.480	18.240	23.675	>	8.380	0.108	1.428
11	k	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.005	1.857	0.480	18.240	24.225	>	8.380	0.103	1.531
12	l	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	0.918	1.696	0.480	18.240	24.775	>	8.380	0.099	1.630
13	m	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	0.844	1.560	0.470	17.860	24.955	>	7.120	0.104	1.734
14	n	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	0.782	1.444	0.470	17.860	25.525	>	7.120	0.100	1.835
15	o	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	0.728	1.345	0.470	17.860	26.095	>	7.120	0.096	1.931
16	p	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	0.681	1.258	0.460	17.480	26.335	>	8.320	0.125	2.056
17	q	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	0.640	1.182	0.460	17.480	27.005	>	8.320	0.120	2.176
18	r	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	0.603	1.114	0.440	16.720	26.915	>	8.320	0.112	2.288
19	s	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	0.571	1.054	0.440	16.720	27.590	>	8.320	0.107	2.395
														Total Sc	2.395	

$x = 19.500$ m
 $y = \text{¥}$ m
 $q = 1.000$ t/m²

Titik Tinjau	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban lalu lintas						> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)
					z	m	n	I	ΔP	Po'+ΔP			
					(m)	x/z	y/z		(t/m ²)	(t/m ²)			
a	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	39.000	¥	0.250	1.000	1.275	<	8.120	0.014
b	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	13.000	¥	0.250	1.000	1.825	<	8.120	0.020
c	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	7.800	¥	0.250	1.000	2.375	<	8.120	0.024
d	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	5.571	¥	0.250	1.000	2.945	<	7.510	0.027
e	1.000			1.240	4.500	4.333	¥	0.248	0.992	3.527	<	7.510	
f	1.000			1.240	5.500	3.545	¥	0.248	0.992	4.117	<	7.510	
g	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	3.000	¥	0.246	0.984	4.694	<	7.510	0.027
h	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.600	¥	0.244	0.976	5.266	<	7.510	0.028
i	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	2.294	¥	0.242	0.968	5.838	<	7.510	0.029
j	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	2.053	¥	0.240	0.960	6.395	<	8.380	0.031
k	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.857	¥	0.238	0.952	6.937	<	8.380	0.032
l	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.696	¥	0.236	0.944	7.479	<	8.380	0.033
m	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.560	¥	0.228	0.912	8.007	>	0.284	0.038
n	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.444	¥	0.222	0.888	8.553	>	7.120	0.039
o	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.345	¥	0.220	0.880	9.115	>	7.120	0.039
p	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.258	¥	0.214	0.856	9.711	>	8.320	0.052
q	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	1.182	¥	0.210	0.840	10.365	>	8.320	0.053
r	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	1.114	¥	0.208	0.832	11.027	>	8.320	0.055
s	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	1.054	¥	0.206	0.824	11.694	>	8.320	0.055
												Total Sc	0.487

IMMEDIATE SETTLEMENT

Kedalaman	Titik Tinjau	No.	Tebal lap (m)	Z (m)	h (m)	H (m)	E (ton/m ²)	a (m)	a' (m)	h/a (m)	x/a (m)	rH (m)	h/a' (m)	x/a' (m)	rH' (m)	Si (m)	Sci kum (m)
20	t	1.000	1.000	0.500	6.000	10.556	2500	31.000	19.500	0.194	0.000	0.100	0.308	0.000	0.100	0.002	0.002
21	u	2.000	1.000	1.500	6.000	10.556	2500	31.000	19.500	0.194	0.000	0.100	0.308	0.000	0.100	0.002	0.005
22	v	3.000	1.000	2.500	6.000	10.556	2500	31.000	19.500	0.194	0.000	0.100	0.308	0.000	0.100	0.002	0.007
23	w	4.000	1.000	3.500	6.000	10.556	2500	31.000	19.500	0.194	0.000	0.100	0.308	0.000	0.100	0.002	0.009
24	x	5.000	1.000	4.500	6.000	10.556	2500	31.000	19.500	0.194	0.000	0.100	0.308	0.000	0.100	0.002	0.012
25	y	6.000	1.000	5.500	6.000	10.556	2500	31.000	19.500	0.194	0.000	0.100	0.308	0.000	0.100	0.002	0.014
																0.014	

Sc total =	2.897	m
H initial =	12.165	m
H final =	9.268	m

CONSOLIDATION SETTLEMENT

2 $q = \frac{21.000}{t/m^2}$
 $H_{\text{timb}} = \frac{11.667}{m}$
rasio miring = $\frac{1.000}{m}$
 $a = \frac{11.667}{m}$

Kedalaman	Titik Tinjau	N-SPT	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po'+ΔP (t/m ²)	> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
							z	a=11.677 m	b = 19.5 m	I						
							(m)	a/z	b/z							
1	a	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	23.333	39.000	0.500	21.000	21.275	>	8.120	0.295	0.295
2	b	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	7.778	13.000	0.500	21.000	21.825	>	8.120	0.258	0.553
3	c	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	4.667	7.800	0.500	21.000	22.375	>	8.120	0.235	0.788
4	d	2.000	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	3.333	5.571	0.500	21.000	22.945	>	7.510	0.215	1.003
5	e	2.000	1.000			1.240	4.500	2.593	4.333	0.500	21.000	23.535	>	7.510		1.003
6	f	2.000	1.000			1.240	5.500	2.121	3.545	0.500	21.000	24.125	>	7.510		1.003
7	g	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	1.795	3.000	0.490	20.580	24.290	>	7.510	0.134	1.138
8	h	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	1.556	2.600	0.490	20.580	24.870	>	7.510	0.127	1.265
9	i	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	1.373	2.294	0.490	20.580	25.450	>	7.510	0.121	1.386
10	j	2.000	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	1.228	2.053	0.480	20.160	25.595	>	8.380	0.115	1.501
11	k	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.111	1.857	0.480	20.160	26.145	>	8.380	0.110	1.611
12	l	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.014	1.696	0.480	20.160	26.695	>	8.380	0.106	1.717
13	m	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	0.933	1.560	0.470	19.740	26.835	>	7.120	0.111	1.828
14	n	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	0.864	1.444	0.470	19.740	27.405	>	7.120	0.107	1.935
15	o	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	0.805	1.345	0.470	19.740	27.975	>	7.120	0.103	2.039
16	p	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	0.753	1.258	0.460	19.320	28.175	>	8.320	0.134	2.173
17	q	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	0.707	1.182	0.460	19.320	28.845	>	8.320	0.129	2.302
18	r	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	0.667	1.114	0.440	18.480	28.675	>	8.320	0.120	2.422
19	s	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	0.631	1.054	0.440	18.480	29.350	>	8.320	0.116	2.538
														Total Sc	2.538	

$$x = 19.500 \text{ m}$$

$$y = \text{¥} \text{ m}$$

$$q = 1.000 \text{ t/m}^2$$

Titik Tinjau	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban lalu lintas						> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)
					z	m	n	I	ΔP	Po'+ΔP			
					(m)	x/z	y/z		(t/m ²)	(t/m ²)			
a	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	39.000	¥	0.250	1.000	1.275	<	8.120	0.014
b	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	13.000	¥	0.250	1.000	1.825	<	8.120	0.020
c	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	7.800	¥	0.250	1.000	2.375	<	8.120	0.024
d	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	5.571	¥	0.250	1.000	2.945	<	7.510	0.027
e	1.000			1.240	4.500	4.333	¥	0.248	0.992	3.527	<	7.510	
f	1.000			1.240	5.500	3.545	¥	0.248	0.992	4.117	<	7.510	
g	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	3.000	¥	0.246	0.984	4.694	<	7.510	0.027
h	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.600	¥	0.244	0.976	5.266	<	7.510	0.028
i	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	2.294	¥	0.242	0.968	5.838	<	7.510	0.029
j	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	2.053	¥	0.240	0.960	6.395	<	8.380	0.031
k	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.857	¥	0.238	0.952	6.937	<	8.380	0.032
l	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.696	¥	0.236	0.944	7.479	<	8.380	0.033
m	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.560	¥	0.228	0.912	8.007	>	0.284	0.038
n	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.444	¥	0.222	0.888	8.553	>	7.120	0.039
o	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.345	¥	0.220	0.880	9.115	>	7.120	0.039
p	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.258	¥	0.214	0.856	9.711	>	8.320	0.052
q	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	1.182	¥	0.210	0.840	10.365	>	8.320	0.053
r	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	1.114	¥	0.208	0.832	11.027	>	8.320	0.055
s	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	1.054	¥	0.206	0.824	11.694	>	8.320	0.055
												Total Sc	0.487

IMMEDIATE SETTLEMENT

Kedalaman	Titik Tinjau	No.	Tebal lap (m)	Z (m)	h (m)	H (m)	E ton/m ²	a (m)	a' (m)	h/a (m)	x/a (m)	rH (m)	h/a' (m)	x/a' (m)	rH' (m)	Si (m)	Sci kum (m)
20	t	1.000	1.000	0.500	6.000	11.667	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.003
21	u	2.000	1.000	1.500	6.000	11.667	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.005
22	v	3.000	1.000	2.500	6.000	11.667	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.008
23	w	4.000	1.000	3.500	6.000	11.667	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.010
24	x	5.000	1.000	4.500	6.000	11.667	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.013
25	y	6.000	1.000	5.500	6.000	11.667	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.016
																0.016	

Sc total =	3.041	m
H initial =	13.356	m
H final =	10.315	m

CONSOLIDATION SETTLEMENT

3 $q = 23.000 \text{ t/m}^2$
 $H_{\text{timb}} = 12.778 \text{ m}$
 rasio miring = 1.000
 $a = 12.778 \text{ m}$

Kedalaman	Titik Tinjau	N-SPT	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po'+ΔP (t/m ²)	> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
							z	a=12.778 m	b = 19.5 m	I						
							(m)	a/z	b/z							
1	a	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	25.556	39.000	0.500	23.000	23.275	>	8.120	0.305	0.305
2	b	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	8.519	13.000	0.500	23.000	23.825	>	8.120	0.268	0.574
3	c	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	5.111	7.800	0.500	23.000	24.375	>	8.120	0.245	0.819
4	d	2.000	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	3.651	5.571	0.500	23.000	24.945	>	7.510	0.225	1.044
5	e	2.000	1.000			1.240	4.500	2.840	4.333	0.500	23.000	25.535	>	7.510		1.044
6	f	2.000	1.000			1.240	5.500	2.323	3.545	0.500	23.000	26.125	>	7.510		1.044
7	g	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	1.966	3.000	0.490	22.540	26.250	>	7.510	0.141	1.185
8	h	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	1.704	2.600	0.490	22.540	26.830	>	7.510	0.134	1.319
9	i	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	1.503	2.294	0.490	22.540	27.410	>	7.510	0.128	1.447
10	j	2.000	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	1.345	2.053	0.480	22.080	27.515	>	8.380	0.121	1.568
11	k	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.217	1.857	0.480	22.080	28.065	>	8.380	0.116	1.684
12	l	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.111	1.696	0.480	22.080	28.615	>	8.380	0.112	1.796
13	m	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.022	1.560	0.470	21.620	28.715	>	7.120	0.118	1.915
14	n	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	0.947	1.444	0.470	21.620	29.285	>	7.120	0.114	2.028
15	o	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	0.881	1.345	0.470	21.620	29.855	>	7.120	0.110	2.138
16	p	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	0.824	1.258	0.460	21.160	30.015	>	8.320	0.143	2.281
17	q	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	0.774	1.182	0.460	21.160	30.685	>	8.320	0.137	2.419
18	r	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	0.730	1.114	0.440	20.240	30.435	>	8.320	0.128	2.547
19	s	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	0.691	1.054	0.440	20.240	31.110	>	8.320	0.124	2.671
														Total Sc	2.671	

$$x = 19.500 \text{ m}$$

$$y = \text{¥} \text{ m}$$

$$q = 1.000 \text{ t/m}^2$$

Titik Tinjau	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban lalu lintas						> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)
					z	m	n	I	ΔP	Po'+ΔP			
					(m)	x/z	y/z		(t/m ²)	(t/m ²)			
a	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	39.000	¥	0.250	1.000	1.275	<	8.120	0.014
b	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	13.000	¥	0.250	1.000	1.825	<	8.120	0.020
c	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	7.800	¥	0.250	1.000	2.375	<	8.120	0.024
d	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	5.571	¥	0.250	1.000	2.945	<	7.510	0.027
e	1.000			1.240	4.500	4.333	¥	0.248	0.992	3.527	<	7.510	
f	1.000			1.240	5.500	3.545	¥	0.248	0.992	4.117	<	7.510	
g	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	3.000	¥	0.246	0.984	4.694	<	7.510	0.027
h	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.600	¥	0.244	0.976	5.266	<	7.510	0.028
i	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	2.294	¥	0.242	0.968	5.838	<	7.510	0.029
j	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	2.053	¥	0.240	0.960	6.395	<	8.380	0.031
k	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.857	¥	0.238	0.952	6.937	<	8.380	0.032
l	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.696	¥	0.236	0.944	7.479	<	8.380	0.033
m	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.560	¥	0.228	0.912	8.007	>	0.284	0.038
n	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.444	¥	0.222	0.888	8.553	>	7.120	0.039
o	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.345	¥	0.220	0.880	9.115	>	7.120	0.039
p	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.258	¥	0.214	0.856	9.711	>	8.320	0.052
q	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	1.182	¥	0.210	0.840	10.365	>	8.320	0.053
r	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	1.114	¥	0.208	0.832	11.027	>	8.320	0.055
s	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	1.054	¥	0.206	0.824	11.694	>	8.320	0.055
												Total Sc	0.487

IMMEDIATE SETTLEMENT

Kedalaman	Titik Tinjau	No.	Tebal lap (m)	Z (m)	h (m)	H (m)	E ton/m ²	a (m)	a' (m)	h/a (m)	x/a (m)	rH (m)	h/a' (m)	x/a' (m)	rH' (m)	Si (m)	Sci kum (m)
20	t	1.000	1.000	0.500	6.000	12.778	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.003
21	u	2.000	1.000	1.500	6.000	12.778	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.006
22	v	3.000	1.000	2.500	6.000	12.778	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.009
23	w	4.000	1.000	3.500	6.000	12.778	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.011
24	x	5.000	1.000	4.500	6.000	12.778	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.014
25	y	6.000	1.000	5.500	6.000	12.778	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.017
																0.017	

Sc total =	3.175	m
H initial =	14.542	m
H final =	11.367	m

CONSOLIDATION SETTLEMENT

4 q = 25.000 t/m2
 H timb = 13.889 m
 rasio miring = 1.000
 a = 13.889 m

Kedalaman	Titik Tinjau	N-SPT	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m2)	Po'+ΔP (t/m2)	> atau < Pc'	Pc' (t/m2)	Sci (m)	Sci kum (m)
							z (m)	a=13.889 m	b = 19.5 m	I						
							a/z	b/z								
1	a	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	27.778	39.000	0.500	25.000	25.275	>	8.120	0.315	0.315
2	b	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	9.259	13.000	0.500	25.000	25.825	>	8.120	0.278	0.593
3	c	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	5.556	7.800	0.500	25.000	26.375	>	8.120	0.254	0.847
4	d	2.000	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	3.968	5.571	0.500	25.000	26.945	>	7.510	0.234	1.081
5	e	2.000	1.000			1.240	4.500	3.086	4.333	0.500	25.000	27.535	>	7.510		1.081
6	f	2.000	1.000			1.240	5.500	2.525	3.545	0.500	25.000	28.125	>	7.510		1.081
7	g	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	2.137	3.000	0.490	24.500	28.210	>	7.510	0.148	1.228
8	h	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	1.852	2.600	0.490	24.500	28.790	>	7.510	0.140	1.369
9	i	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	1.634	2.294	0.490	24.500	29.370	>	7.510	0.134	1.502
10	j	2.000	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	1.462	2.053	0.480	24.000	29.435	>	8.380	0.127	1.630
11	k	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.323	1.857	0.480	24.000	29.985	>	8.380	0.122	1.752
12	l	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.208	1.696	0.480	24.000	30.535	>	8.380	0.118	1.870
13	m	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.111	1.560	0.470	23.500	30.595	>	7.120	0.125	1.995
14	n	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.029	1.444	0.470	23.500	31.165	>	7.120	0.120	2.115
15	o	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	0.958	1.345	0.470	23.500	31.735	>	7.120	0.116	2.231
16	p	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	0.896	1.258	0.460	23.000	31.855	>	8.320	0.151	2.382
17	q	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	0.842	1.182	0.460	23.000	32.525	>	8.320	0.145	2.527
18	r	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	0.794	1.114	0.440	22.000	32.195	>	8.320	0.136	2.663
19	s	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	0.751	1.054	0.440	22.000	32.870	>	8.320	0.131	2.794
														Total Sc	2.794	

$$x = 19.500 \text{ m}$$

$$y = \text{¥} \text{ m}$$

$$q = 1.000 \text{ t/m}^2$$

Titik Tinjau	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban lalu lintas						> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)
					z	m	n	I	ΔP	Po'+ΔP			
					(m)	x/z	y/z		(t/m ²)	(t/m ²)			
a	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	39.000	¥	0.250	1.000	1.275	<	8.120	0.014
b	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	13.000	¥	0.250	1.000	1.825	<	8.120	0.020
c	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	7.800	¥	0.250	1.000	2.375	<	8.120	0.024
d	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	5.571	¥	0.250	1.000	2.945	<	7.510	0.027
e	1.000			1.240	4.500	4.333	¥	0.248	0.992	3.527	<	7.510	
f	1.000			1.240	5.500	3.545	¥	0.248	0.992	4.117	<	7.510	
g	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	3.000	¥	0.246	0.984	4.694	<	7.510	0.027
h	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.600	¥	0.244	0.976	5.266	<	7.510	0.028
i	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	2.294	¥	0.242	0.968	5.838	<	7.510	0.029
j	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	2.053	¥	0.240	0.960	6.395	<	8.380	0.031
k	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.857	¥	0.238	0.952	6.937	<	8.380	0.032
l	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.696	¥	0.236	0.944	7.479	<	8.380	0.033
m	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.560	¥	0.228	0.912	8.007	>	0.284	0.038
n	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.444	¥	0.222	0.888	8.553	>	7.120	0.039
o	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.345	¥	0.220	0.880	9.115	>	7.120	0.039
p	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.258	¥	0.214	0.856	9.711	>	8.320	0.052
q	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	1.182	¥	0.210	0.840	10.365	>	8.320	0.053
r	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	1.114	¥	0.208	0.832	11.027	>	8.320	0.055
s	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	1.054	¥	0.206	0.824	11.694	>	8.320	0.055
												Total Sc	0.487

IMMEDIATE SETTLEMENT

Kedalaman	Titik Tinjau	No.	Tebal lap	Z	h	H	E	a	a'	h/a	x/a	rH	h/a'	x/a'	rH'	Si	Sci kum
			(m)	(m)	(m)	(m)	ton/m ²	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
20	t	1.000	1.000	0.500	6.000	13.889	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.003
21	u	2.000	1.000	1.500	6.000	13.889	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.006
22	v	3.000	1.000	2.500	6.000	13.889	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.009
23	w	4.000	1.000	3.500	6.000	13.889	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.012
24	x	5.000	1.000	4.500	6.000	13.889	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.015
25	y	6.000	1.000	5.500	6.000	13.889	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.019
																0.019	

Sc total =	3.300	m
H initial =	15.722	m
H final =	12.422	m

CONSOLIDATION SETTLEMENT

5 $q = \frac{27.000}{1} \text{ t/m}^2$
 $H_{\text{timb}} = \frac{15.000}{1} \text{ m}$
 rasio miring = $\frac{1.000}{1}$
 $a = \frac{15.000}{1} \text{ m}$

Kedalaman	Titik Tinjau	N-SPT	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po'+ΔP (t/m ²)	> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
							z	a=15.000 m	b = 19.5 m	I						
							(m)	a/z	b/z							
1	a	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	30.000	39.000	0.500	27.000	27.275	>	8.120	0.324	0.324
2	b	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	10.000	13.000	0.500	27.000	27.825	>	8.120	0.286	0.610
3	c	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	6.000	7.800	0.500	27.000	28.375	>	8.120	0.262	0.873
4	d	2.000	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	4.286	5.571	0.500	27.000	28.945	>	7.510	0.242	1.115
5	e	2.000	1.000			1.240	4.500	3.333	4.333	0.500	27.000	29.535	>	7.510		1.115
6	f	2.000	1.000			1.240	5.500	2.727	3.545	0.500	27.000	30.125	>	7.510		1.115
7	g	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	2.308	3.000	0.490	26.460	30.170	>	7.510	0.154	1.269
8	h	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.000	2.600	0.490	26.460	30.750	>	7.510	0.146	1.415
9	i	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	1.765	2.294	0.490	26.460	31.330	>	7.510	0.139	1.554
10	j	2.000	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	1.579	2.053	0.480	25.920	31.355	>	8.380	0.133	1.687
11	k	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.429	1.857	0.480	25.920	31.905	>	8.380	0.128	1.815
12	l	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.304	1.696	0.480	25.920	32.455	>	8.380	0.123	1.939
13	m	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.200	1.560	0.470	25.380	32.475	>	7.120	0.130	2.069
14	n	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.111	1.444	0.470	25.380	33.045	>	7.120	0.126	2.195
15	o	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.034	1.345	0.470	25.380	33.615	>	7.120	0.122	2.317
16	p	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	0.968	1.258	0.460	24.840	33.695	>	8.320	0.159	2.475
17	q	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	0.909	1.182	0.460	24.840	34.365	>	8.320	0.153	2.628
18	r	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	0.857	1.114	0.440	23.760	33.955	>	8.320	0.143	2.772
19	s	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	0.811	1.054	0.440	23.760	34.630	>	8.320	0.138	2.910
														Total Sc	2.910	

$$x = 19.500 \text{ m}$$

$$y = \text{¥} \text{ m}$$

$$q = 1.000 \text{ t/m}^2$$

Titik Tinjau	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban lalu lintas						> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)
					z	m	n	I	ΔP	Po'+ΔP			
					(m)	x/z	y/z		(t/m ²)	(t/m ²)			
a	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	39.000	¥	0.250	1.000	1.275	<	8.120	0.014
b	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	13.000	¥	0.250	1.000	1.825	<	8.120	0.020
c	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	7.800	¥	0.250	1.000	2.375	<	8.120	0.024
d	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	5.571	¥	0.250	1.000	2.945	<	7.510	0.027
e	1.000			1.240	4.500	4.333	¥	0.248	0.992	3.527	<	7.510	
f	1.000			1.240	5.500	3.545	¥	0.248	0.992	4.117	<	7.510	
g	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	3.000	¥	0.246	0.984	4.694	<	7.510	0.027
h	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.600	¥	0.244	0.976	5.266	<	7.510	0.028
i	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	2.294	¥	0.242	0.968	5.838	<	7.510	0.029
j	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	2.053	¥	0.240	0.960	6.395	<	8.380	0.031
k	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.857	¥	0.238	0.952	6.937	<	8.380	0.032
l	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.696	¥	0.236	0.944	7.479	<	8.380	0.033
m	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.560	¥	0.228	0.912	8.007	>	0.284	0.038
n	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.444	¥	0.222	0.888	8.553	>	7.120	0.039
o	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.345	¥	0.220	0.880	9.115	>	7.120	0.039
p	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.258	¥	0.214	0.856	9.711	>	8.320	0.052
q	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	1.182	¥	0.210	0.840	10.365	>	8.320	0.053
r	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	1.114	¥	0.208	0.832	11.027	>	8.320	0.055
s	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	1.054	¥	0.206	0.824	11.694	>	8.320	0.055
												Total Sc	0.487

IMMEDIATE SETTLEMENT

Kedalaman	Titik Tinjau	No.	Tebal lap	Z	h	H	E	a	a'	h/a	x/a	rH	h/a'	x/a'	rH'	Si	Sci kum
			(m)	(m)	(m)	(m)	ton/m ²	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
20	t	1.000	1.000	0.500	6.000	15.000	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.003
21	u	2.000	1.000	1.500	6.000	15.000	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.007
22	v	3.000	1.000	2.500	6.000	15.000	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.010
23	w	4.000	1.000	3.500	6.000	15.000	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.013
24	x	5.000	1.000	4.500	6.000	15.000	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.017
25	y	6.000	1.000	5.500	6.000	15.000	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.003	0.020
																0.020	

Sc total =	3.418	m
H initial =	16.899	m
H final =	13.481	m

CONSOLIDATION SETTLEMENT

6 $q = 29.000$ t/m²
 $H_{\text{timb}} = 16.111$ m
 rasio miring = 1.000
 $a = 16.111$ m

Kedalaman	Titik Tinjau	N-SPT	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po'+ΔP (t/m ²)	> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
							z	a=16.111 m	b = 19.5 m	I						
							(m)	a/z	b/z							
1	a	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	32.222	39.000	0.500	29.000	29.275	>	8.120	0.332	0.332
2	b	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	10.741	13.000	0.500	29.000	29.825	>	8.120	0.294	0.627
3	c	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	6.444	7.800	0.500	29.000	30.375	>	8.120	0.270	0.897
4	d	2.000	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	4.603	5.571	0.500	29.000	30.945	>	7.510	0.250	1.147
5	e	2.000	1.000			1.240	4.500	3.580	4.333	0.500	29.000	31.535	>	7.510		1.147
6	f	2.000	1.000			1.240	5.500	2.929	3.545	0.500	29.000	32.125	>	7.510		1.147
7	g	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	2.479	3.000	0.490	28.420	32.130	>	7.510	0.159	1.306
8	h	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.148	2.600	0.490	28.420	32.710	>	7.510	0.152	1.458
9	i	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	1.895	2.294	0.490	28.420	33.290	>	7.510	0.145	1.603
10	j	2.000	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	1.696	2.053	0.480	27.840	33.275	>	8.380	0.138	1.741
11	k	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.534	1.857	0.480	27.840	33.825	>	8.380	0.133	1.874
12	l	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.401	1.696	0.480	27.840	34.375	>	8.380	0.128	2.003
13	m	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.289	1.560	0.470	27.260	34.355	>	7.120	0.136	2.139
14	n	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.193	1.444	0.470	27.260	34.925	>	7.120	0.131	2.270
15	o	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.111	1.345	0.470	27.260	35.495	>	7.120	0.127	2.397
16	p	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.039	1.258	0.460	26.680	35.535	>	8.320	0.166	2.563
17	q	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	0.976	1.182	0.460	26.680	36.205	>	8.320	0.160	2.723
18	r	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	0.921	1.114	0.440	25.520	35.715	>	8.320	0.150	2.874
19	s	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	0.871	1.054	0.440	25.520	36.390	>	8.320	0.145	3.019
														Total Sc	3.019	

$$x = 19.500 \text{ m}$$

$$y = \text{¥} \text{ m}$$

$$q = 1.000 \text{ t/m}^2$$

Titik Tinjau	Hi	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban lalu lintas						> atau < Pc'	Pc'	Sci
					z	m	n	I	ΔP	Po'+ΔP			
	(m)	(m)	x/z	y/z	(t/m ²)	(t/m ²)							
a	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	39.000	¥	0.250	1.000	1.275	<	8.120	0.014
b	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	13.000	¥	0.250	1.000	1.825	<	8.120	0.020
c	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	7.800	¥	0.250	1.000	2.375	<	8.120	0.024
d	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	5.571	¥	0.250	1.000	2.945	<	7.510	0.027
e	1.000			1.240	4.500	4.333	¥	0.248	0.992	3.527	<	7.510	
f	1.000			1.240	5.500	3.545	¥	0.248	0.992	4.117	<	7.510	
g	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	3.000	¥	0.246	0.984	4.694	<	7.510	0.027
h	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.600	¥	0.244	0.976	5.266	<	7.510	0.028
i	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	2.294	¥	0.242	0.968	5.838	<	7.510	0.029
j	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	2.053	¥	0.240	0.960	6.395	<	8.380	0.031
k	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.857	¥	0.238	0.952	6.937	<	8.380	0.032
l	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.696	¥	0.236	0.944	7.479	<	8.380	0.033
m	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.560	¥	0.228	0.912	8.007	>	0.284	0.038
n	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.444	¥	0.222	0.888	8.553	>	7.120	0.039
o	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.345	¥	0.220	0.880	9.115	>	7.120	0.039
p	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.258	¥	0.214	0.856	9.711	>	8.320	0.052
q	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	1.182	¥	0.210	0.840	10.365	>	8.320	0.053
r	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	1.114	¥	0.208	0.832	11.027	>	8.320	0.055
s	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	1.054	¥	0.206	0.824	11.694	>	8.320	0.055
												Total Sc	0.487

IMMEDIATE SETTLEMENT

Kedalaman	Titik Tinjau	No.	Tebal lap	Z	h	H	E	a	a'	h/a	x/a	rH	h/a'	x/a'	rH'	Si	Sci kum
			(m)	(m)	(m)	(m)	ton/m ²	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
20	t	1.000	1.000	0.500	6.000	16.111	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.004
21	u	2.000	1.000	1.500	6.000	16.111	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.007
22	v	3.000	1.000	2.500	6.000	16.111	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.011
23	w	4.000	1.000	3.500	6.000	16.111	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.014
24	x	5.000	1.000	4.500	6.000	16.111	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.018
25	y	6.000	1.000	5.500	6.000	16.111	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.021
																0.021	

Sc total =	3.528	m
H initial =	18.071	m
H final =	14.543	m

CONSOLIDATION SETTLEMENT

$7 \quad q = \frac{31.000}{t/m^2}$
 $H_{\text{timb}} = \frac{17.222}{m}$
 rasio miring = $\frac{1.000}{}$
 $a = \frac{17.222}{m}$

Kedalaman	Titik Tinjau	N-SPT	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po'+ΔP (t/m ²)	> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
							z (m)	a=17.222 m a/z	b = 19.5 m b/z	I						
1	a	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	34.444	39.000	0.500	31.000	31.275	>	8.120	0.340	0.340
2	b	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	11.481	13.000	0.500	31.000	31.825	>	8.120	0.302	0.642
3	c	0.000	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	6.889	7.800	0.500	31.000	32.375	>	8.120	0.278	0.920
4	d	2.000	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	4.921	5.571	0.500	31.000	32.945	>	7.510	0.257	1.177
5	e	2.000	1.000			1.240	4.500	3.827	4.333	0.500	31.000	33.535	>	7.510	0.000	1.177
6	f	2.000	1.000			1.240	5.500	3.131	3.545	0.500	31.000	34.125	>	7.510	0.000	1.177
7	g	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	2.650	3.000	0.490	30.380	34.090	>	7.510	0.165	1.341
8	h	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.296	2.600	0.490	30.380	34.670	>	7.510	0.157	1.498
9	i	2.000	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	2.026	2.294	0.490	30.380	35.250	>	7.510	0.150	1.648
10	j	2.000	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	1.813	2.053	0.480	29.760	35.195	>	8.380	0.144	1.792
11	k	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.640	1.857	0.480	29.760	35.745	>	8.380	0.138	1.930
12	l	3.000	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.498	1.696	0.480	29.760	36.295	>	8.380	0.133	2.063
13	m	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.378	1.560	0.470	29.140	36.235	>	7.120	0.141	2.205
14	n	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.276	1.444	0.470	29.140	36.805	>	7.120	0.137	2.341
15	o	3.000	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.188	1.345	0.470	29.140	37.375	>	7.120	0.132	2.473
16	p	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.111	1.258	0.460	28.520	37.375	>	8.320	0.173	2.646
17	q	4.000	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	1.044	1.182	0.460	28.520	38.045	>	8.320	0.167	2.813
18	r	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	0.984	1.114	0.440	27.280	37.475	>	8.320	0.157	2.970
19	s	6.000	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	0.931	1.054	0.440	27.280	38.150	>	8.320	0.152	3.122
														Total Sc	3.122	

$$x = 19.500 \text{ m}$$

$$y = \text{¥} \text{ m}$$

$$q = 1.000 \text{ t/m}^2$$

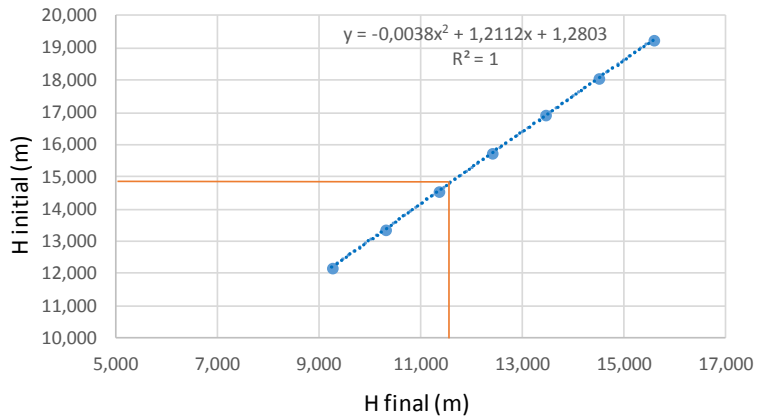
Titik Tinjau	Hi (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban lalu lintas						> atau < Pc'	Pc' (t/m ²)	Sci (m)
					z	m	n	I	ΔP	Po'+ΔP			
					(m)	x/z	y/z		(t/m ²)	(t/m ²)			
a	1.000	0.597	0.085	1.230	0.500	39.000	¥	0.250	1.000	1.275	<	8.120	0.014
b	1.000	0.597	0.085	1.230	1.500	13.000	¥	0.250	1.000	1.825	<	8.120	0.020
c	1.000	0.597	0.085	1.230	2.500	7.800	¥	0.250	1.000	2.375	<	8.120	0.024
d	1.000	0.597	0.085	1.240	3.500	5.571	¥	0.250	1.000	2.945	<	7.510	0.027
e	1.000			1.240	4.500	4.333	¥	0.248	0.992	3.527	<	7.510	
f	1.000			1.240	5.500	3.545	¥	0.248	0.992	4.117	<	7.510	
g	1.000	0.457	0.065	1.230	6.500	3.000	¥	0.246	0.984	4.694	<	7.510	0.027
h	1.000	0.457	0.065	1.230	7.500	2.600	¥	0.244	0.976	5.266	<	7.510	0.028
i	1.000	0.457	0.065	1.230	8.500	2.294	¥	0.242	0.968	5.838	<	7.510	0.029
j	1.000	0.502	0.072	1.430	9.500	2.053	¥	0.240	0.960	6.395	<	8.380	0.031
k	1.000	0.502	0.072	1.430	10.500	1.857	¥	0.238	0.952	6.937	<	8.380	0.032
l	1.000	0.502	0.072	1.430	11.500	1.696	¥	0.236	0.944	7.479	<	8.380	0.033
m	1.000	0.519	0.074	1.260	12.500	1.560	¥	0.228	0.912	8.007	>	0.284	0.038
n	1.000	0.519	0.074	1.260	13.500	1.444	¥	0.222	0.888	8.553	>	7.120	0.039
o	1.000	0.519	0.074	1.260	14.500	1.345	¥	0.220	0.880	9.115	>	7.120	0.039
p	1.000	0.632	0.090	1.010	15.500	1.258	¥	0.214	0.856	9.711	>	8.320	0.052
q	1.000	0.632	0.090	1.010	16.500	1.182	¥	0.210	0.840	10.365	>	8.320	0.053
r	1.000	0.632	0.090	1.010	17.500	1.114	¥	0.208	0.832	11.027	>	8.320	0.055
s	1.000	0.632	0.090	1.010	18.500	1.054	¥	0.206	0.824	11.694	>	8.320	0.055
												Total Sc	0.487

IMMEDIATE SETTLEMENT

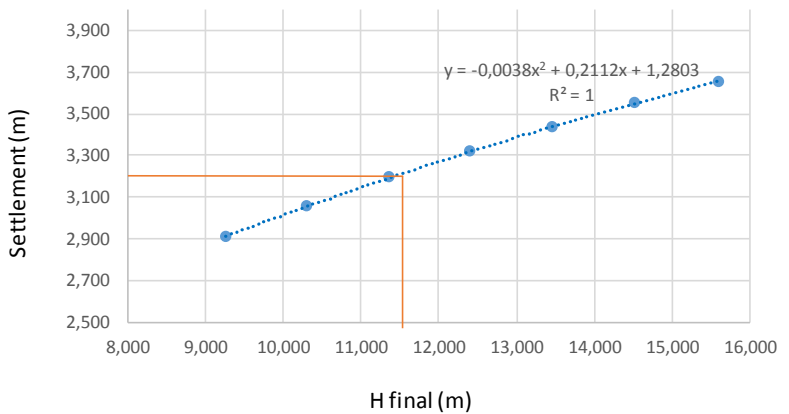
Kedalaman	Titik Tinjau	No.	Tebal lap (m)	Z (m)	h (m)	H (m)	E ton/m ²	a (m)	a' (m)	h/a (m)	x/a (m)	rH (m)	h/a' (m)	x/a' (m)	rH' (m)	Si (m)	Sci kum (m)
20	t	1.000	1.000	0.500	6.000	17.222	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.004
21	u	2.000	1.000	1.500	6.000	17.222	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.008
22	v	3.000	1.000	2.500	6.000	17.222	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.011
23	w	4.000	1.000	3.500	6.000	17.222	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.015
24	x	5.000	1.000	4.500	6.000	17.222	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.019
25	y	6.000	1.000	5.500	6.000	17.222	2500	31.000	19.500	0.194	0.500	0.100	0.308	0.500	0.100	0.004	0.023
																0.023	

Sc total =	3.632	m
H initial =	19.240	m
H final =	15.608	m

Grafik H final dan H initial



Grafik H final dan Settlement



LAMPIRAN 5

	a =	b =	
dimensi PVD	100	5	mm
Cv gab =	9.464	m ² /tahun =	0.182 m ² /minggu
Ch = 2Cv =	18.928	m ² /tahun =	0.364 m ² /minggu
Hdr =	9.500	m	

Kesimpulan

PVD yang digunakan adalah Pola	=	segitiga
dengan jarak	=	1.5 m
untuk lama waktu, t	=	10 minggu

PERHITUNGAN FAKTOR HAMBATAN OLEH PVD POLA SEGITIGA UNTUK LEBAR 100 mm

Jarak PVD (s)	D = 1.05 S	a	b	dw	n	F(n)
(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0.8	840	100	5	66.845	12.566	1.791
1	1050	100	5	66.845	15.708	2.011
1.2	1260	100	5	66.845	18.850	2.192
1.5	1575	100	5	66.845	23.562	2.414
1.7	1785	100	5	66.845	26.704	2.538

BESAR PENURUNAN KONSOLIDASI PADA UMUR UNTUK SPASI 0.8 M

t	Tv	Uv	Uh	Utotal
(minggu)				(%)
1	0.002	0.051	0.684	70.009
2	0.004	0.072	0.900	90.735
3	0.006	0.088	0.968	97.124
4	0.008	0.101	0.990	99.105
5	0.010	0.113	0.997	99.721
6	0.012	0.124	0.999	99.913
7	0.014	0.134	1.000	99.973
8	0.016	0.143	1.000	99.991
9	0.018	0.152	1.000	99.997
10	0.020	0.160	1.000	99.999
11	0.022	0.168	1.000	100.000
12	0.024	0.176	1.000	100.000
13	0.026	0.183	1.000	100.000
14	0.028	0.190	1.000	100.000
15	0.030	0.196	1.000	100.000
16	0.032	0.203	1.000	100.000
17	0.034	0.209	1.000	100.000
18	0.036	0.215	1.000	100.000
19	0.038	0.221	1.000	100.000
20	0.040	0.227	1.000	100.000
21	0.042	0.232	1.000	100.000
22	0.044	0.238	1.000	100.000
23	0.046	0.243	1.000	100.000
24	0.048	0.248	1.000	100.000
25	0.050	0.253	1.000	100.000

UNTUK SPASI 1 M

t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Utotal (%)
1	0.002	0.051	0.481	50.767
2	0.004	0.072	0.731	75.031
3	0.006	0.088	0.861	87.276
4	0.008	0.101	0.928	93.499
5	0.010	0.113	0.962	96.673
6	0.012	0.124	0.981	98.296
7	0.014	0.134	0.990	99.126
8	0.016	0.143	0.995	99.552
9	0.018	0.152	0.997	99.770
10	0.020	0.160	0.999	99.882
11	0.022	0.168	0.999	99.939
12	0.024	0.176	1.000	99.969
13	0.026	0.183	1.000	99.984
14	0.028	0.190	1.000	99.992
15	0.030	0.196	1.000	99.996
16	0.032	0.203	1.000	99.998
17	0.034	0.209	1.000	99.999
18	0.036	0.215	1.000	99.999
19	0.038	0.221	1.000	100.000
20	0.040	0.227	1.000	100.000
21	0.042	0.232	1.000	100.000
22	0.044	0.238	1.000	100.000
23	0.046	0.243	1.000	100.000
24	0.048	0.248	1.000	100.000
25	0.050	0.253	1.000	100.000
26	0.052	0.258	1.000	100.000
27	0.054	0.263	1.000	100.000
28	0.056	0.268	1.000	100.000
29	0.058	0.273	1.000	100.000
30	0.060	0.278	1.000	100.000
31	0.063	0.282	1.000	100.000
32	0.065	0.287	1.000	100.000
33	0.067	0.291	1.000	100.000
34	0.069	0.295	1.000	100.000
35	0.071	0.300	1.000	100.000
36	0.073	0.304	1.000	100.000
37	0.075	0.308	1.000	100.000
38	0.077	0.312	1.000	100.000
39	0.079	0.316	1.000	100.000
40	0.081	0.320	1.000	100.000

UNTUK SPASI 1.2 M

t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Utotal (%)
1	0.002	0.051	0.342	37.524
2	0.004	0.072	0.567	59.793
3	0.006	0.088	0.715	73.999
4	0.008	0.101	0.812	83.143
5	0.010	0.113	0.877	89.054
6	0.012	0.124	0.919	92.884
7	0.014	0.134	0.947	95.370
8	0.016	0.143	0.965	96.986
9	0.018	0.152	0.977	98.036
10	0.020	0.160	0.985	98.720
11	0.022	0.168	0.990	99.166
12	0.024	0.176	0.993	99.456
13	0.026	0.183	0.996	99.645
14	0.028	0.190	0.997	99.768
15	0.030	0.196	0.998	99.849
16	0.032	0.203	0.999	99.901
17	0.034	0.209	0.999	99.936
18	0.036	0.215	0.999	99.958
19	0.038	0.221	1.000	99.973
20	0.040	0.227	1.000	99.982
21	0.042	0.232	1.000	99.988
22	0.044	0.238	1.000	99.992
23	0.046	0.243	1.000	99.995
24	0.048	0.248	1.000	99.997
25	0.050	0.253	1.000	99.998
26	0.052	0.258	1.000	99.999
27	0.054	0.263	1.000	99.999
28	0.056	0.268	1.000	99.999
29	0.058	0.273	1.000	100.000
30	0.060	0.278	1.000	100.000
31	0.063	0.282	1.000	100.000
32	0.065	0.287	1.000	100.000
33	0.067	0.291	1.000	100.000
34	0.069	0.295	1.000	100.000
35	0.071	0.300	1.000	100.000
36	0.073	0.304	1.000	100.000
37	0.075	0.308	1.000	100.000
38	0.077	0.312	1.000	100.000
39	0.079	0.316	1.000	100.000
40	0.081	0.320	1.000	100.000

UNTUK SPASI 1.5 M

t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Utotal (%)
1	0.002	0.051	0.216	25.561
2	0.004	0.072	0.385	42.921
3	0.006	0.088	0.518	56.019
4	0.008	0.101	0.622	66.027
5	0.010	0.113	0.704	73.716
6	0.012	0.124	0.768	79.641
7	0.014	0.134	0.818	84.217
8	0.016	0.143	0.857	87.757
9	0.018	0.152	0.888	90.497
10	0.020	0.160	0.912	92.621
11	0.022	0.168	0.931	94.268
12	0.024	0.176	0.946	95.546
13	0.026	0.183	0.958	96.538
14	0.028	0.190	0.967	97.308
15	0.030	0.196	0.974	97.906
16	0.032	0.203	0.980	98.371
17	0.034	0.209	0.984	98.733
18	0.036	0.215	0.987	99.014
19	0.038	0.221	0.990	99.233
20	0.040	0.227	0.992	99.403
21	0.042	0.232	0.994	99.535
22	0.044	0.238	0.995	99.638
23	0.046	0.243	0.996	99.718
24	0.048	0.248	0.997	99.781
25	0.050	0.253	0.998	99.829
26	0.052	0.258	0.998	99.867
27	0.054	0.263	0.999	99.896
28	0.056	0.268	0.999	99.919
29	0.058	0.273	0.999	99.937
30	0.060	0.278	0.999	99.951
31	0.063	0.282	0.999	99.962
32	0.065	0.287	1.000	99.970
33	0.067	0.291	1.000	99.977
34	0.069	0.295	1.000	99.982
35	0.071	0.300	1.000	99.986
36	0.073	0.304	1.000	99.989
37	0.075	0.308	1.000	99.991
38	0.077	0.312	1.000	99.993
39	0.079	0.316	1.000	99.995
40	0.081	0.320	1.000	99.996

UNTUK SPASI 1.7 M

t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Utotal (%)
1	0.002	0.051	0.165	20.709
2	0.004	0.072	0.302	35.238
3	0.006	0.088	0.417	46.847
4	0.008	0.101	0.513	56.266
5	0.010	0.113	0.594	63.958
6	0.012	0.124	0.661	70.264
7	0.014	0.134	0.716	75.445
8	0.016	0.143	0.763	79.711
9	0.018	0.152	0.802	83.226
10	0.020	0.160	0.835	86.125
11	0.022	0.168	0.862	88.519
12	0.024	0.176	0.885	90.497
13	0.026	0.183	0.904	92.132
14	0.028	0.190	0.920	93.484
15	0.030	0.196	0.933	94.602
16	0.032	0.203	0.944	95.528
17	0.034	0.209	0.953	96.294
18	0.036	0.215	0.961	96.928
19	0.038	0.221	0.967	97.454
20	0.040	0.227	0.973	97.889
21	0.042	0.232	0.977	98.249
22	0.044	0.238	0.981	98.548
23	0.046	0.243	0.984	98.796
24	0.048	0.248	0.987	99.001
25	0.050	0.253	0.989	99.172
26	0.052	0.258	0.991	99.313
27	0.054	0.263	0.992	99.430
28	0.056	0.268	0.994	99.527
29	0.058	0.273	0.995	99.607
30	0.060	0.278	0.995	99.674
31	0.063	0.282	0.996	99.730
32	0.065	0.287	0.997	99.776
33	0.067	0.291	0.997	99.814
34	0.069	0.295	0.998	99.845
35	0.071	0.300	0.998	99.872
36	0.073	0.304	0.998	99.893
37	0.075	0.308	0.999	99.912
38	0.077	0.312	0.999	99.927
39	0.079	0.316	0.999	99.939
40	0.081	0.320	0.999	99.949

PERHITUNGAN FAKTOR HAMBATAN OLEH PVD POLA SEGIEMPAT UNTUK LEBAR 100 mm

Jarak PVD (s)	D = 1.13 S	a	b	dw	n	F(n)
(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0.8	904	100	5	66.845	13.524	1.863
1	1130	100	5	66.845	16.905	2.084
1.2	1356	100	5	66.845	20.286	2.265
1.5	1695	100	5	66.845	25.357	2.487
1.7	1921	100	5	66.845	28.738	2.611

UNTUK SPASI 0.8 M

t	Tv	Uv	Uh	Utotal
(minggu)				(%)
1	0.002	0.051	0.616	63.512
2	0.004	0.072	0.852	86.286
3	0.006	0.088	0.943	94.820
4	0.008	0.101	0.978	98.039
5	0.010	0.113	0.992	99.256
6	0.012	0.124	0.997	99.718
7	0.014	0.134	0.999	99.893
8	0.016	0.143	1.000	99.959
9	0.018	0.152	1.000	99.984
10	0.020	0.160	1.000	99.994
11	0.022	0.168	1.000	99.998
12	0.024	0.176	1.000	99.999
13	0.026	0.183	1.000	100.000
14	0.028	0.190	1.000	100.000
15	0.030	0.196	1.000	100.000
16	0.032	0.203	1.000	100.000
17	0.034	0.209	1.000	100.000
18	0.036	0.215	1.000	100.000
19	0.038	0.221	1.000	100.000
20	0.040	0.227	1.000	100.000
21	0.042	0.232	1.000	100.000
22	0.044	0.238	1.000	100.000
23	0.046	0.243	1.000	100.000
24	0.048	0.248	1.000	100.000
25	0.050	0.253	1.000	100.000

UNTUK SPASI 1 M

t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Utotal (%)
1	0.002	0.051	0.421	45.072
2	0.004	0.072	0.665	68.921
3	0.006	0.088	0.806	82.330
4	0.008	0.101	0.888	89.928
5	0.010	0.113	0.935	94.250
6	0.012	0.124	0.962	96.714
7	0.014	0.134	0.978	98.120
8	0.016	0.143	0.987	98.924
9	0.018	0.152	0.993	99.384
10	0.020	0.160	0.996	99.647
11	0.022	0.168	0.998	99.798
12	0.024	0.176	0.999	99.884
13	0.026	0.183	0.999	99.933
14	0.028	0.190	1.000	99.962
15	0.030	0.196	1.000	99.978
16	0.032	0.203	1.000	99.987
17	0.034	0.209	1.000	99.993
18	0.036	0.215	1.000	99.996
19	0.038	0.221	1.000	99.998
20	0.040	0.227	1.000	99.999
21	0.042	0.232	1.000	99.999
22	0.044	0.238	1.000	100.000
23	0.046	0.243	1.000	100.000
24	0.048	0.248	1.000	100.000
25	0.050	0.253	1.000	100.000
26	0.052	0.258	1.000	100.000
27	0.054	0.263	1.000	100.000
28	0.056	0.268	1.000	100.000
29	0.058	0.273	1.000	100.000
30	0.060	0.278	1.000	100.000
31	0.063	0.282	1.000	100.000
32	0.065	0.287	1.000	100.000
33	0.067	0.291	1.000	100.000
34	0.069	0.295	1.000	100.000
35	0.071	0.300	1.000	100.000
36	0.073	0.304	1.000	100.000
37	0.075	0.308	1.000	100.000
38	0.077	0.312	1.000	100.000
39	0.079	0.316	1.000	100.000
40	0.081	0.320	1.000	100.000

UNTUK SPASI 1.2 M

t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Utotal (%)
1	0.002	0.051	0.295	33.077
2	0.004	0.072	0.503	53.865
3	0.006	0.088	0.650	68.042
4	0.008	0.101	0.753	77.806
5	0.010	0.113	0.826	84.563
6	0.012	0.124	0.877	89.250
7	0.014	0.134	0.913	92.508
8	0.016	0.143	0.939	94.775
9	0.018	0.152	0.957	96.354
10	0.020	0.160	0.970	97.455
11	0.022	0.168	0.979	98.222
12	0.024	0.176	0.985	98.758
13	0.026	0.183	0.989	99.132
14	0.028	0.190	0.993	99.393
15	0.030	0.196	0.995	99.576
16	0.032	0.203	0.996	99.703
17	0.034	0.209	0.997	99.793
18	0.036	0.215	0.998	99.855
19	0.038	0.221	0.999	99.898
20	0.040	0.227	0.999	99.929
21	0.042	0.232	0.999	99.950
22	0.044	0.238	1.000	99.965
23	0.046	0.243	1.000	99.976
24	0.048	0.248	1.000	99.983
25	0.050	0.253	1.000	99.988
26	0.052	0.258	1.000	99.992
27	0.054	0.263	1.000	99.994
28	0.056	0.268	1.000	99.996
29	0.058	0.273	1.000	99.997
30	0.060	0.278	1.000	99.998
31	0.063	0.282	1.000	99.999
32	0.065	0.287	1.000	99.999
33	0.067	0.291	1.000	99.999
34	0.069	0.295	1.000	100.000
35	0.071	0.300	1.000	100.000
36	0.073	0.304	1.000	100.000
37	0.075	0.308	1.000	100.000
38	0.077	0.312	1.000	100.000
39	0.079	0.316	1.000	100.000
40	0.081	0.320	1.000	100.000

UNTUK SPASI 1.5 M

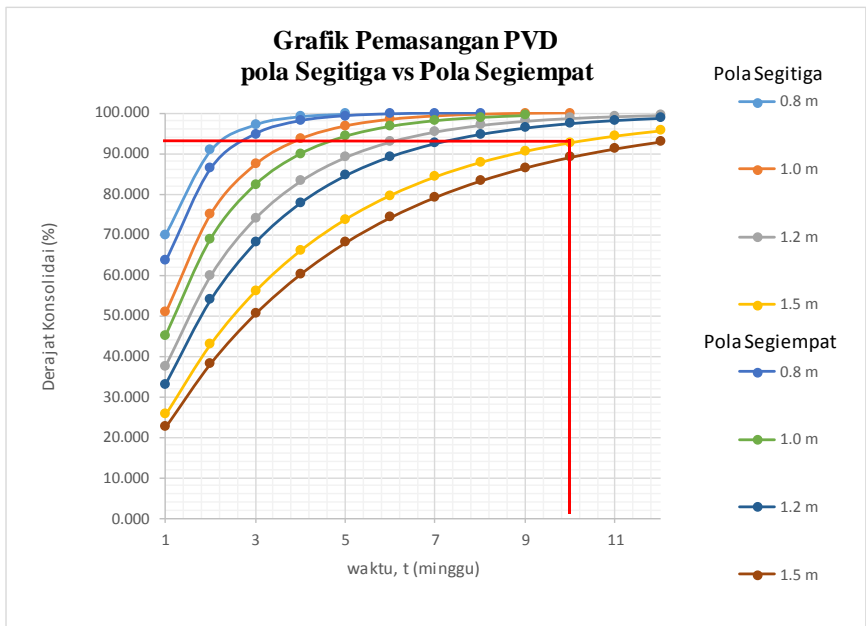
t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Utotal (%)
1	0.002	0.051	0.184	22.571
2	0.004	0.072	0.335	38.244
3	0.006	0.088	0.457	50.504
4	0.008	0.101	0.557	60.231
5	0.010	0.113	0.639	67.995
6	0.012	0.124	0.706	74.215
7	0.014	0.134	0.760	79.208
8	0.016	0.143	0.804	83.223
9	0.018	0.152	0.840	86.455
10	0.020	0.160	0.870	89.060
11	0.022	0.168	0.894	91.160
12	0.024	0.176	0.913	92.855
13	0.026	0.183	0.929	94.223
14	0.028	0.190	0.942	95.328
15	0.030	0.196	0.953	96.221
16	0.032	0.203	0.962	96.942
17	0.034	0.209	0.969	97.525
18	0.036	0.215	0.974	97.997
19	0.038	0.221	0.979	98.379
20	0.040	0.227	0.983	98.687
21	0.042	0.232	0.986	98.937
22	0.044	0.238	0.989	99.139
23	0.046	0.243	0.991	99.303
24	0.048	0.248	0.992	99.435
25	0.050	0.253	0.994	99.543
26	0.052	0.258	0.995	99.629
27	0.054	0.263	0.996	99.700
28	0.056	0.268	0.997	99.757
29	0.058	0.273	0.997	99.803
30	0.060	0.278	0.998	99.840
31	0.063	0.282	0.998	99.871
32	0.065	0.287	0.999	99.895
33	0.067	0.291	0.999	99.915
34	0.069	0.295	0.999	99.931
35	0.071	0.300	0.999	99.944
36	0.073	0.304	0.999	99.955
37	0.075	0.308	0.999	99.963
38	0.077	0.312	1.000	99.970
39	0.079	0.316	1.000	99.976
40	0.081	0.320	1.000	99.980

UNTUK SPASI 1.7 M

t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Utotal (%)
1	0.002	0.051	0.140	18.381
2	0.004	0.072	0.261	31.379
3	0.006	0.088	0.364	42.026
4	0.008	0.101	0.454	50.898
5	0.010	0.113	0.530	58.346
6	0.012	0.124	0.596	64.625
7	0.014	0.134	0.653	69.931
8	0.016	0.143	0.701	74.424
9	0.018	0.152	0.743	78.234
10	0.020	0.160	0.779	81.468
11	0.022	0.168	0.810	84.216
12	0.024	0.176	0.837	86.551
13	0.026	0.183	0.860	88.538
14	0.028	0.190	0.879	90.228
15	0.030	0.196	0.896	91.668
16	0.032	0.203	0.911	92.894
17	0.034	0.209	0.923	93.938
18	0.036	0.215	0.934	94.828
19	0.038	0.221	0.943	95.587
20	0.040	0.227	0.951	96.234
21	0.042	0.232	0.958	96.785
22	0.044	0.238	0.964	97.256
23	0.046	0.243	0.969	97.657
24	0.048	0.248	0.973	98.000
25	0.050	0.253	0.977	98.292
26	0.052	0.258	0.980	98.541
27	0.054	0.263	0.983	98.754
28	0.056	0.268	0.985	98.936
29	0.058	0.273	0.988	99.091
30	0.060	0.278	0.989	99.224
31	0.063	0.282	0.991	99.337
32	0.065	0.287	0.992	99.433
33	0.067	0.291	0.993	99.516
34	0.069	0.295	0.994	99.586
35	0.071	0.300	0.995	99.646
36	0.073	0.304	0.996	99.698
37	0.075	0.308	0.996	99.742
38	0.077	0.312	0.997	99.779
39	0.079	0.316	0.997	99.811
40	0.081	0.320	0.998	99.839

Tabel Rekapitulasi Perhitungan Derajat Konsolidasi (Pola Segitiga dan Segiempat)

T (minggu)	Segi Tiga				Segi Empat			
	0.8 m	1 m	1.2 m	1.5 m	0.8 m	1 m	1.2 m	1.5 m
1	70.009	50.767	37.524	25.561	63.512	45.072	33.077	22.571
2	90.735	75.031	59.793	42.921	86.286	68.921	53.865	38.244
3	97.124	87.276	73.999	56.019	94.820	82.330	68.042	50.504
4	99.105	93.499	83.143	66.027	98.039	89.928	77.806	60.231
5	99.721	96.673	89.054	73.716	99.256	94.250	84.563	67.995
6	99.913	98.296	92.884	79.641	99.718	96.714	89.250	74.215
7	99.973	99.126	95.370	84.217	99.893	98.120	92.508	79.208
8	99.991	99.552	96.986	87.757	99.959	98.924	94.775	83.223
9	99.997	99.770	98.036	90.497	99.984	99.384	96.354	86.455
10	99.999	99.882	98.720	92.621	99.994	99.647	97.455	89.060
11	100.000	99.939	99.166	94.268	99.998	99.798	98.222	91.160
12	100.000	99.969	99.456	95.546	99.999	99.884	98.758	92.855



LAMPIRAN 6

Perhitungan Panjang geotextile di belakang bidang longsor

n	h_{timbunan}	T_i	T_{allow}	τ_1	τ_2	M geotextile	ΣM geotextile	Le	Le pakai
(lapis)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m)
1	14.7	35.65	15.46	152.77	11.00	551.11	551.11	0.159	1.00
2	14.4	35.35	15.46	149.65	149.65	546.47	1097.58	0.087	1.00
3	14.1	35.05	15.46	146.53	146.53	541.84	1639.42	0.089	1.00
4	13.8	34.75	15.46	143.41	143.41	537.20	2176.62	0.091	1.00
5	13.5	34.45	15.46	140.30	140.30	532.56	2709.18	0.093	1.00
6	13.2	34.15	15.46	137.18	137.18	527.92	3237.10	0.095	1.00
7	12.9	33.85	15.46	134.06	134.06	523.29	3760.39	0.097	1.00
8	12.6	33.55	15.46	130.94	130.94	518.65	4279.03	0.100	1.00
9	12.3	33.25	15.46	127.83	127.83	514.01	4793.04	0.102	1.00
10	12	32.95	15.46	124.71	124.71	509.37	5302.42	0.105	1.00
11	11.7	32.65	15.46	121.59	121.59	504.73	5807.15	0.107	1.00
12	11.4	32.35	15.46	118.47	118.47	500.10	6307.25	0.110	1.00
13	11.1	32.05	15.46	115.35	115.35	495.46	6802.71	0.113	1.00
14	10.8	31.75	15.46	112.24	112.24	490.82	7293.53	0.116	1.00
15	10.5	31.45	15.46	109.12	109.12	486.18	7779.71	0.120	1.00
16	10.2	31.15	15.46	106.00	106.00	481.55	8261.26	0.123	1.00
17	9.9	30.85	15.46	102.88	102.88	476.91	8738.16	0.127	1.00
18	9.6	30.55	15.46	99.77	99.77	472.27	9210.43	0.131	1.00
19	9.3	30.25	15.46	96.65	96.65	467.63	9678.07	0.135	1.00
20	9	29.95	15.46	93.53	93.53	463.00	10141.06	0.139	1.00

21	8.7	29.65	15.46	90.41	90.41	458.36	10599.42	0.144	1.00
22	8.4	29.35	15.46	87.30	87.30	453.72	11053.14	0.149	1.00
23	8.1	29.05	15.46	84.18	84.18	449.08	11502.22	0.155	1.00
24	7.8	28.75	15.46	81.06	81.06	444.44	11946.67	0.161	1.00
25	7.5	28.45	15.46	77.94	77.94	439.81	12386.47	0.167	1.00
26	7.2	28.15	15.46	74.82	74.82	435.17	12821.64	0.174	1.00
27	6.9	27.85	15.46	71.71	71.71	430.53	13252.17	0.182	1.00
28	6.6	27.55	15.46	68.59	68.59	425.89	13678.07	0.190	1.00
29	6.3	27.25	15.46	65.47	65.47	421.26	14099.32	0.199	1.00
30	6	26.95	15.46	62.35	62.35	416.62	14515.94	0.209	1.00
31	5.7	26.65	15.46	59.24	59.24	411.98	14927.92	0.220	1.00
32	5.4	26.35	15.46	56.12	56.12	407.34	15335.27	0.232	1.00
33	5.1	26.05	15.46	53.00	53.00	402.71	15737.97	0.246	1.00
34	4.8	25.75	15.46	49.88	49.88	398.07	16136.04	0.261	1.00
35	4.5	25.45	15.46	46.77	46.77	393.43	16529.47	0.279	1.00
36	4.2	25.15	15.46	43.65	43.65	388.79	16918.26	0.299	1.00
37	3.9	24.85	15.46	40.53	40.53	384.15	17302.42	0.322	1.00
38	3.6	24.55	15.46	37.41	37.41	379.52	17681.93	0.349	1.00
39	3.3	24.25	15.46	34.29	34.29	374.88	18056.81	0.380	1.00
40	3	23.95	15.46	31.18	31.18	370.24	18427.05	0.418	1.00
41	2.7	23.65	15.46	28.06	28.06	365.60	18792.66	0.465	1.00

41	2.7	23.65	15.46	28.06	28.06	365.60	18792.66	0.465	1.00
42	2.4	23.35	15.46	24.94	24.94	360.97	19153.62	0.523	1.00
43	2.1	23.05	15.46	21.82	21.82	356.33	19509.95	0.598	1.00
44	1.8	22.75	15.46	18.71	18.71	351.69	19861.64	0.697	1.00
45	1.5	22.45	15.46	15.59	15.59	347.05	20208.70	0.837	1.00
46	1.2	22.15	15.46	12.47	12.47	342.42	20551.11	1.046	1.05

n	h _{timbunan}	T _i	T _{allow}	τ_1	τ_2	M geotextile	ΣM geotextile	Le	Le pakai
(lapis)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m)
1'	14.7	35.65	15.46	152.77	11.00	551.11	21097.58	0.16	1.00
2'	14.4	35.35	15.46	149.65	149.65	546.47	21644.06	0.09	1.00
3'	14.1	35.05	15.46	146.53	146.53	541.84	22185.89	0.09	1.00
4'	13.8	34.75	15.46	143.41	143.41	537.20	22723.09	0.09	1.00
5'	13.5	34.45	15.46	140.30	140.30	532.56	23255.65	0.09	1.00
6'	13.2	34.15	15.46	137.18	137.18	527.92	23783.57	0.10	1.00
7'	12.9	33.85	15.46	134.06	134.06	523.29	24306.86	0.10	1.00
8'	12.6	33.55	15.46	130.94	130.94	518.65	24825.51	0.10	1.00
9'	12.3	33.25	15.46	127.83	127.83	514.01	25339.52	0.10	1.00
10'	12	32.95	15.46	124.71	124.71	509.37	25848.89	0.10	1.00
11'	11.7	32.65	15.46	121.59	121.59	504.73	26353.62	0.11	1.00
12'	11.4	32.35	15.46	118.47	118.47	500.10	26853.72	0.11	1.00
13'	11.1	32.05	15.46	115.35	115.35	495.46	27349.18	0.11	1.00
14'	10.8	31.75	15.46	112.24	112.24	490.82	27840.00	0.12	1.00
15'	10.5	31.45	15.46	109.12	109.12	486.18	28326.18	0.12	1.00
16'	10.2	31.15	15.46	106.00	106.00	481.55	28807.73	0.12	1.00

Panjang Total Geotextile

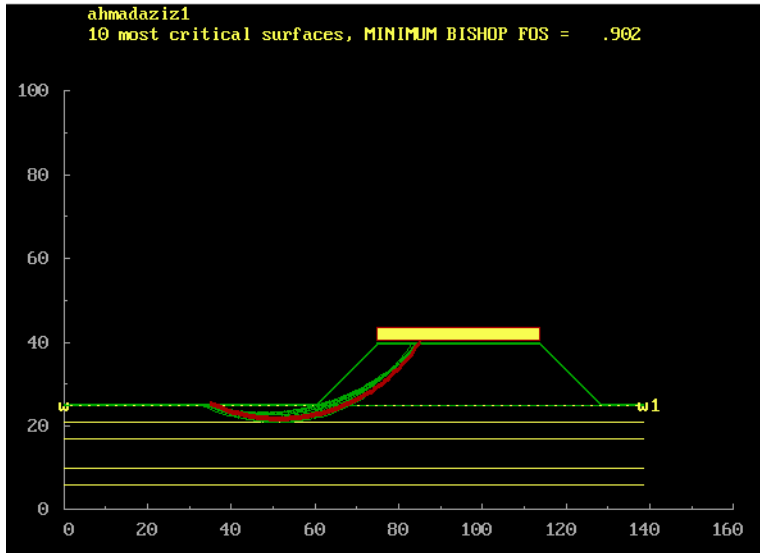
n	1 sisi							L pakai 2 sisi
(lapis)	Le (m)	Ld (m)	Lo (m)	Sv (m)	L tot (m)	L pakai (m)	L pasang (m)	(m)
1	1.00	6.84	0.50	0.30	8.64	15.00	34.50	69.00
2	1.00	29.77	0.50	0.30	31.57	14.70	34.20	68.40
3	1.00	29.47	0.50	0.30	31.27	14.40	33.90	67.80
4	1.00	29.17	0.50	0.30	30.97	14.10	33.60	67.20
5	1.00	28.87	0.50	0.30	30.67	13.80	33.30	66.60
6	1.00	28.57	0.50	0.30	30.37	13.50	33.00	66.00
7	1.00	28.27	0.50	0.30	30.07	13.20	32.70	65.40
8	1.00	27.97	0.50	0.30	29.77	12.90	32.40	64.80
9	1.00	27.67	0.50	0.30	29.47	12.60	32.10	64.20
10	1.00	27.37	0.50	0.30	29.17	12.30	31.80	63.60
11	1.00	27.07	0.50	0.30	28.87	12.00	31.50	63.00
12	1.00	26.77	0.50	0.30	28.57	11.70	31.20	62.40
13	1.00	26.47	0.50	0.30	28.27	11.40	30.90	61.80
14	1.00	26.17	0.50	0.30	27.97	11.10	30.60	61.20
15	1.00	25.87	0.50	0.30	27.67	10.80	30.30	60.60

16	1.00	25.57	0.50	0.30	27.37	10.50	30.00	60.00
17	1.00	25.27	0.50	0.30	27.07	10.20	29.70	59.40
18	1.00	24.97	0.50	0.30	26.77	9.90	29.40	58.80
19	1.00	24.67	0.50	0.30	26.47	9.60	29.10	58.20
20	1.00	24.37	0.50	0.30	26.17	9.30	28.80	57.60
21	1.00	24.07	0.50	0.30	25.87	9.00	28.50	57.00
22	1.00	23.77	0.50	0.30	25.57	8.70	28.20	56.40
23	1.00	23.47	0.50	0.30	25.27	8.40	27.90	55.80
24	1.00	23.17	0.50	0.30	24.97	8.10	27.60	55.20
25	1.00	22.87	0.50	0.30	24.67	7.80	27.30	54.60
26	1.00	22.57	0.50	0.30	24.37	7.50	27.00	54.00
27	1.00	22.27	0.50	0.30	24.07	7.20	26.70	53.40
28	1.00	21.97	0.50	0.30	23.77	6.90	26.40	52.80
29	1.00	21.67	0.50	0.30	23.47	6.60	26.10	52.20
30	1.00	21.37	0.50	0.30	23.17	6.30	25.80	51.60
31	1.00	21.07	0.50	0.30	22.87	6.00	25.50	51.00
32	1.00	20.77	0.50	0.30	22.57	5.70	25.20	50.40
33	1.00	20.47	0.50	0.30	22.27	5.40	24.90	49.80
34	1.00	20.17	0.50	0.30	21.97	5.10	24.60	49.20
35	1.00	19.87	0.50	0.30	21.67	4.80	24.30	48.60

36	1.00	19.57	0.50	0.30	21.37	4.50	24.00	48.00
37	1.00	19.27	0.50	0.30	21.07	4.20	23.70	47.40
38	1.00	18.97	0.50	0.30	20.77	3.90	23.40	46.80
39	1.00	18.67	0.50	0.30	20.47	3.60	23.10	46.20
40	1.00	18.37	0.50	0.30	20.17	3.30	22.80	45.60
41	1.00	18.07	0.50	0.30	19.87	3.00	22.50	45.00
42	1.00	17.77	0.50	0.30	19.57	2.70	22.20	44.40
43	1.00	17.47	0.50	0.30	19.27	2.40	21.90	43.80
44	1.00	17.17	0.50	0.30	18.97	2.10	21.60	43.20
45	1.00	16.87	0.50	0.30	18.67	1.80	21.30	42.60
46	1.05	16.57	0.52	0.30	18.44	1.50	21.00	42.00

n	1 sisi							L pakai 2 sisi
(lapis)	Le (m)	Ld (m)	Lo (m)	Sv (m)	L tot (m)	L pakai (m)	L pasang (m)	(m)
1'	1.00	6.84	0.50	0.30	8.64	15.00	34.50	69.00
2'	1.00	29.77	0.50	0.30	31.57	14.70	34.20	68.40
3'	1.00	29.47	0.50	0.30	31.27	14.40	33.90	67.80
4'	1.00	29.17	0.50	0.30	30.97	14.10	33.60	67.20
5'	1.00	28.87	0.50	0.30	30.67	13.80	33.30	66.60
6'	1.00	28.57	0.50	0.30	30.37	13.50	33.00	66.00
7'	1.00	28.27	0.50	0.30	30.07	13.20	32.70	65.40
8'	1.00	27.97	0.50	0.30	29.77	12.90	32.40	64.80
9'	1.00	27.67	0.50	0.30	29.47	12.60	32.10	64.20
10'	1.00	27.37	0.50	0.30	29.17	12.30	31.80	63.60
11'	1.00	27.07	0.50	0.30	28.87	12.00	31.50	63.00
12'	1.00	26.77	0.50	0.30	28.57	11.70	31.20	62.40
13'	1.00	26.47	0.50	0.30	28.27	11.40	30.90	61.80
14'	1.00	26.17	0.50	0.30	27.97	11.10	30.60	61.20
15'	1.00	25.87	0.50	0.30	27.67	10.80	30.30	60.60
16'	1.00	25.57	0.50	0.30	27.37	10.50	30.00	60.00

Garis Kelongsoran pada permodelan dengan program XSTABL dengan SF= 0.902



The following is a summary of the TEN most critical surfaces
Problem Description : ahmadaziz1

	FOS	Circle Center (BISHOP) x-coord (m)	y-coord (m)	Radius (m)	Initial x-coord (m)	Terminal x-coord (m)	Resisting Moment (kN-m)
1.	.902	51.58	60.56	39.23	35.00	84.81	5.735E+04
2.	.909	48.46	70.79	47.73	35.00	84.67	5.181E+04
3.	.911	49.95	64.36	42.10	35.00	84.07	5.179E+04
4.	.919	47.55	74.10	50.82	34.44	84.95	5.302E+04
5.	.920	48.82	68.74	46.05	34.44	84.55	5.348E+04
6.	.928	48.68	69.77	47.15	33.89	84.99	5.674E+04
7.	.931	50.07	61.28	39.50	34.44	83.15	5.014E+04
8.	.935	47.27	73.58	50.39	33.89	84.57	5.246E+04
9.	.938	50.37	62.61	41.52	32.78	85.00	6.292E+04
10.	.942	51.54	58.50	37.61	34.44	84.11	5.787E+04

8.5	Lanau Berlempung Berpasir	2.83	L	2.83	1.63	0.63	5.49	3.55	2.73	54.91	1.77	2.23	18.41	73.32	24.44	6.14
9		3.00	L	3.00	1.63	0.63	5.81	3.61	2.90	58.25	1.81	2.27	20.67	78.92	26.31	6.89
9.5		3.00	L	3.00	1.63	0.63	6.12	3.48	3.03	60.99	1.74	2.19	22.86	83.86	27.95	7.62
10		3.00	L	3.00	1.63	0.63	6.44	3.36	3.14	63.15	1.68	2.11	24.97	88.12	29.37	8.32
10.5		3.00	L	3.00	1.63	0.63	6.75	3.24	3.22	64.83	1.62	2.04	27.01	91.84	30.61	9.00
11		3.00	L	3.00	1.63	0.63	7.07	3.14	3.29	66.13	1.57	1.97	28.98	95.11	31.70	9.66
11.5		3.00	L	3.00	1.63	0.63	7.38	3.04	3.34	67.10	1.52	1.91	30.89	97.98	32.66	10.30
12		3.00	L	3.00	1.63	0.63	7.69	2.99	3.37	67.79	1.49	1.88	32.76	100.56	33.52	10.92
12.5		3.17	L	3.17	1.63	0.63	8.01	3.13	3.42	68.71	1.56	1.96	34.73	103.44	34.48	11.58
13		3.33	L	3.33	1.63	0.63	8.32	3.27	3.47	69.84	1.63	2.05	36.78	106.62	35.54	12.26
13.5		3.50	L	3.50	1.63	0.63	8.64	3.40	3.54	71.19	1.70	2.14	38.92	110.11	36.70	12.97
14		3.67	L	3.67	1.63	0.63	8.95	3.54	3.62	72.77	1.77	2.22	41.14	113.91	37.97	13.71
14.5		3.83	L	3.83	1.63	0.63	9.27	3.67	3.71	74.55	1.84	2.31	43.45	118.00	39.33	14.48
15		4.00	L	4.00	1.63	0.63	9.58	3.80	3.81	76.55	1.90	2.39	45.84	122.39	40.80	15.28
15.5		Lempung Berlanau	4.33	L	4.33	1.79	0.79	9.98	4.08	3.90	78.47	2.04	2.56	48.40	126.87	42.29
16	4.67		L	4.67	1.79	0.79	10.38	4.35	3.99	80.32	2.18	2.74	51.14	131.46	43.82	17.05
16.5	5.00		L	5.00	1.79	0.79	10.77	4.62	4.08	82.08	2.31	2.90	54.04	136.12	45.37	18.01
17	5.33		L	5.33	1.79	0.79	11.17	4.89	4.17	83.75	2.44	3.07	57.11	140.86	46.95	19.04
17.5	5.67		L	5.67	1.79	0.79	11.56	5.14	4.24	85.32	2.57	3.23	60.34	145.67	48.56	20.11
18	6.00		L	6.00	1.79	0.79	11.96	5.40	4.31	86.75	2.70	3.39	63.73	150.49	50.16	21.24
18.5	5.83		L	5.83	1.79	0.79	12.35	5.20	4.43	89.09	2.60	3.27	67.00	156.09	52.03	22.33
19	5.67		L	5.67	1.79	0.79	12.75	5.01	4.59	92.31	2.50	3.15	70.15	162.46	54.15	23.38

19.5	Pasir Berlanau	5.50	P	5.50	1.82	0.82	13.16	4.82	4.79	96.40	0.96	1.21	71.36	167.76	55.92	23.79
20		5.33	P	5.33	1.82	0.82	13.57	4.63	5.04	101.35	0.93	1.16	72.53	173.87	57.96	24.18
20.5		5.17	P	5.17	1.82	0.82	13.98	4.45	5.33	107.14	0.89	1.12	73.64	180.78	60.26	24.55
21		5.00	P	5.00	1.82	0.82	14.39	4.27	5.66	113.76	0.85	1.07	74.72	188.47	62.82	24.91
21.5		6.17	P	6.17	1.82	0.82	14.80	5.22	6.06	121.92	1.04	1.31	76.03	197.95	65.98	25.34
22		7.33	P	7.33	1.82	0.82	15.21	6.15	6.26	125.79	1.23	1.55	77.57	203.36	67.79	25.86
22.5		8.50	P	8.50	1.82	0.82	15.62	7.07	6.49	130.43	1.41	1.78	79.35	209.78	69.93	26.45
23		9.67	P	9.67	1.82	0.82	16.03	7.97	6.76	135.84	1.59	2.00	81.35	217.19	72.40	27.12
23.5		10.83	P	10.83	1.82	0.82	16.44	8.86	7.46	149.95	1.77	2.23	83.58	233.53	77.84	27.86
24		12.00	P	12.00	1.82	0.82	16.85	9.73	8.23	165.49	1.95	2.44	86.02	251.51	83.84	28.67
24.5		14.17	P	14.17	1.82	0.82	17.26	11.39	9.02	181.38	2.28	2.86	88.88	270.26	90.09	29.63
25		16.33	P	9.80	1.82	0.82	17.67	7.81	9.83	197.59	1.56	1.96	90.85	288.44	96.15	30.28
25.5		18.50	P	11.10	1.82	0.82	18.08	8.78	10.65	214.14	1.76	2.21	93.05	307.20	102.40	31.02
26		20.67	P	12.40	1.82	0.82	18.49	9.73	11.49	231.02	1.95	2.45	95.50	326.52	108.84	31.83
26.5		22.83	L	22.83	1.79	0.79	18.88	17.78	12.35	248.21	8.89	11.17	106.67	354.88	118.29	35.56
27	25.00	L	25.00	1.79	0.79	19.28	19.31	13.22	265.72	9.66	12.13	118.80	384.53	128.18	39.60	
27.5	25.33	L	25.33	1.79	0.79	19.67	19.42	14.21	285.69	9.71	12.20	131.01	416.70	138.90	43.67	
28	25.67	L	25.67	1.79	0.79	20.07	19.53	15.32	308.08	9.76	12.27	143.28	451.36	150.45	47.76	
28.5	26.00	L	26.00	1.79	0.79	20.47	19.63	16.56	332.86	9.82	12.34	155.61	488.47	162.82	51.87	
29	26.33	L	26.33	1.79	0.79	20.86	19.74	17.90	359.99	9.87	12.40	168.01	528.01	176.00	56.00	
29.5	26.67	L	26.67	1.79	0.79	21.26	19.84	19.37	389.45	9.92	12.47	180.48	569.93	189.98	60.16	
30	27.00	L	27.00	1.79	0.79	21.66	19.94	20.95	421.20	9.97	12.53	193.01	614.21	204.74	64.34	
30.5	31.50	L	31.50	1.82	0.82	22.07	23.09	22.46	451.57	11.55	14.51	207.52	659.09	219.70	69.17	
31.0	36.00	L	36.00	1.82	0.82	22.48	26.19	24.19	486.40	13.10	16.46	223.98	710.38	236.79	74.66	

31.5	Lempung Berlanau Berpasir Berkerikil	40.50	L	40.50	1.82	0.82	22.89	29.25	25.02	503.01	14.62	18.38	242.35	745.37	248.46	80.78
32.0		45.00	L	45.00	1.82	0.82	23.30	32.26	25.80	518.84	16.13	20.27	262.62	781.46	260.49	87.54
32.5		49.50	L	49.50	1.82	0.82	23.71	35.23	26.16	525.94	17.61	22.13	284.76	810.70	270.23	94.92
33.0		54.00	L	54.00	1.82	0.82	24.12	38.15	26.44	531.60	19.08	23.97	308.73	840.32	280.11	102.91
33.5		55.00	L	55.00	1.82	0.82	24.53	38.58	26.71	536.94	19.29	24.24	332.97	869.91	289.97	110.99
34.0		56.00	L	56.00	1.82	0.82	24.94	39.00	26.96	541.98	19.50	24.50	357.47	899.45	299.82	119.16
34.5	Pasir Berlanau Berkerikil	57.00	P	34.20	1.82	0.82	25.35	23.65	27.19	546.72	4.73	5.94	363.42	910.14	303.38	121.14
35.0		58.00	P	34.80	1.82	0.82	25.76	23.89	29.73	597.77	4.78	6.01	369.42	967.19	322.40	123.14
35.5		59.00	P	35.40	1.82	0.82	26.17	24.14	29.28	588.77	4.83	6.07	375.49	964.26	321.42	125.16
36.0		60.00	P	36.00	1.82	0.82	26.58	24.37	28.57	574.45	4.87	6.13	381.61	956.07	318.69	127.20
36.5		60.00	P	36.00	1.82	0.82	26.99	24.21	27.60	554.90	4.84	6.08	387.70	942.60	314.20	129.23
37.0		60.00	P	36.00	1.82	0.82	27.40	24.04	26.37	530.19	4.81	6.04	393.74	923.93	307.98	131.25
37.5		60.00	P	36.00	1.82	0.82	27.81	23.88	25.09	504.50	4.78	6.00	399.74	904.24	301.41	133.25
38.0		60.00	P	36.00	1.82	0.82	28.22	23.72	23.77	477.85	4.74	5.96	405.70	883.55	294.52	135.23
38.5		60.00	P	36.00	1.82	0.82	28.63	23.56	23.72	476.91	4.71	5.92	411.62	888.54	296.18	137.21
39.0		60.00	P	36.00	1.82	0.82	29.04	23.40	23.65	475.57	4.68	5.88	417.50	893.07	297.69	139.17
39.5		60.00	P	36.00	1.82	0.82	29.45	23.25	23.57	473.82	4.65	5.84	423.35	897.17	299.06	141.12
40.0		60.00	P	36.00	1.82	0.82	29.86	23.09	23.49	472.35	4.62	5.80	429.15	901.49	300.50	143.05

TABEL DAYA DUKUNG IJIN PONDASI TIANG PANCANG

Proyek : Pembangunan Jembatan Jalan Tol

Lokasi : Tol Mojokerto-Kertosono Desa Pagerluyung

Kedalaman (m)	Daya Dukung Q Ijin (ton) untuk SF=3				
	40x40	Ø 40	Ø 50	Ø 60	Ø 80
1.0					
2.0	0.00	0.19	0.75	1.84	4.68
3.0	0.28	0.82	1.83	3.42	7.47
4.0	1.93	1.73	3.18	5.19	10.14
5.0	4.71	3.26	4.62	6.98	12.82
6.0	7.40	5.02	6.79	2.06	15.54
7.0	9.34	6.77	9.10	11.54	18.75
8.0	10.70	8.14	11.24	14.17	22.57
9.0	11.86	9.13	12.81	16.59	26.31
10.0	12.65	9.80	13.87	18.35	29.37
11.0	13.08	10.36	14.70	19.70	31.70
12.0	13.58	10.93	15.53	20.83	33.52
13.0	14.55	11.62	16.45	22.10	35.54
14.0	15.99	12.56	17.63	23.65	37.97
15.0	17.62	13.81	19.20	25.51	40.80
16.0	19.61	15.35	21.18	27.78	43.82
17.0	21.97	17.01	23.25	30.14	46.95
18.0	24.30	18.55	25.19	32.49	50.16
19.0	25.80	19.82	26.83	34.76	54.15
20.0	25.68	20.30	28.03	36.77	57.96
21.0	25.83	21.20	29.70	39.42	62.82
22.0	28.04	22.72	32.02	42.68	67.79
23.0	32.31	25.01	34.78	46.22	72.40
24.0	36.89	27.80	38.14	50.14	83.84
25.0	40.54	30.80	41.99	54.60	96.15

17.0	21.97	17.01	23.23	30.14	48.93
18.0	24.30	18.55	25.19	32.49	50.16
19.0	25.80	19.82	26.83	34.76	54.15
20.0	25.68	20.30	28.03	36.77	57.96
21.0	25.83	21.20	29.70	39.42	62.82
22.0	28.04	22.72	32.02	42.68	67.79
23.0	32.31	25.01	34.78	46.22	72.40
24.0	36.89	27.80	38.14	50.14	83.84
25.0	40.54	30.80	41.99	54.60	96.15
26.0	43.27	33.40	45.98	59.48	108.84
27.0	41.40	37.00	51.21	66.65	128.18
28.0	44.69	40.29	55.95	73.64	150.45
29.0	48.23	43.63	59.68	81.72	176.00
30.0	52.73	47.16	63.13	90.99	204.74
31.0	58.42	50.86	70.43	102.90	236.79
32.0	65.21	54.58	70.97	115.33	260.49
33.0	71.41	57.84	73.97	127.44	280.11
34.0	76.38	60.32	83.73	142.12	299.82
35.0	76.72	61.64	80.10	150.16	322.40
36.0	75.70	62.15	82.04	157.88	318.69
37.0	73.42	62.10	85.77	163.67	307.98
38.0	71.17	60.71	83.93	166.96	294.52
39.0	70.22	59.53	83.89	166.33	298.44
40.0	69.33	57.99	84.65	177.50	301.50

Desain Pondasi Tanpa Tekanan Tanah Lateral

Desain Pondasi Tiang Pancang (Diameter 80 cm)

D (dia tiang)	=	0.80	m	E	=	331674.84	kg/cm ²
T (tebal tiang)	=	0.12	m	I	=	1527869.60	cm ⁴
Class	=	C		L	=	35.00	m
M Crack	=	70.60	ton.m	Mutu beton	=	600.00	kg/cm ²
Cu	=	1.10	ton/m ²	Jarak tiang Y	=	2.40	m
q ijin	=	322.40	ton	q tarik	=	123.14	ton
ΣX ²	=	409.5	m ²	X _{max}	=	4.5	m
ΣY ²	=	645.12	m ²	Y _{max}	=	7	m
A	=	766	cm ²	Mutu beton (K600)	=	49.80	Mpa

grafik Fm (NAVFAC DM-7, 1971)

Fm	=	0.90
Fs	=	0.94

grafik f (NAVFAC DM-7, 1971)

f	=	0.096	kg/cm ³
---	---	-------	--------------------

Kombinasi	V	H	tiang pakai	posisi	ΣM _y	ΣM _x
	ton	ton	n		ton.m	ton.m
I (100 %)	4532.93	357.66	28	4x7	3791.14	0.00
II (125 %)	4532.93	357.66	28	4x7	3791.14	0.00
III (125 %)	4532.93	357.84	28	4x7	3791.14	122.31
IV (140 %)	4532.93	357.84	28	4x7	3791.14	122.31
V (150 %)	3767.70	316.75	28	4x7	2579.38	2149.48

P _{max}	P _{max} toleransi	Q ijin x Ce	q ijin > P max	Pmin	q tarik > P min	T
ton	ton	ton		ton		cm
203.55	203.55	216.27	OK	120.23	OK	350.35
203.55	162.84	216.27	OK	120.23	OK	350.35
204.88	163.90	216.27	OK	118.90	OK	350.35
204.88	146.34	216.27	OK	118.90	OK	350.35
186.23	124.15	216.27	OK	82.89	OK	350.35

L / T	P = H/n	Mp	M crack toleransi	M crack > Mp	δ	δ < 2
	ton	ton.m	ton.m		cm	cm
9.99	12.77	40.28	70.60	OK	1.02	OK
9.99	12.77	40.28	88.25	OK	1.02	OK
9.99	12.78	40.30	88.25	OK	1.02	OK
9.99	12.78	40.30	98.84	OK	1.02	OK
9.99	11.31	35.67	98.84	OK	0.90	OK

KONTROL EFISIENSI TIANG Zona 1 (AS1 - AS 7)

(rumusan Converse-Labare)

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{S}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

φtiang=	0.80	meter
Jarak antara tiang (S)=	2.4	meter
Jumlah baris tiang dalam group (m)=	4	buah
Jumlah kolom tiang dalam group (n)=	7	buah
φ/S=	0.33	
arctanφ/S=	18.43	
Ce	0.67	

Desain Pondasi Dengan Tekanan Tanah Lateral

Desain Pondasi Tiang Pancang (Diameter 80 cm)							
D (dia tiang)	=	0.80	m	E	=	331674.84	kg/cm ²
T (tebal tiang)	=	0.12	m	I	=	1527869.60	cm ⁴
Class	=	C		L	=	35.00	m
M Crack	=	70.60	ton.m	Mutu beton (K600)	=	600.00	kg/cm ²
Cu	=	1.10	ton/m ²	Jarak tiang Y	=	2.40	m
q ijin	=	260.49	ton	q tarik	=	88.00	ton
ΣX ²	=	409.5	m ²	X _{max}	=	4.5	m
ΣY ²	=	645.12	m ²	Y _{max}	=	7	m
A	=	2564	cm ²	Kuat tekan penampang beton (K600)	=	256.40	ton
grafik Fm (NAVFAC DM-7, 1971)				grafik f (NAVFAC DM-7, 1971)			
Fm	=	0.90		f	=	0.096	kg/cm ³
Fs	=	0.94					

Kombinasi	V	H	tiang pakai	posisi	ΣM _y	ΣM _x
	ton	ton	n		ton.m	ton.m
I (100 %)	4619.64	831.81	28	4x7	-2508.43	0.00
II (125 %)	4619.64	834.70	28	4x7	-2477.83	0.00
III (125 %)	4619.64	1454.04	28	4x7	-2508.43	143.79
IV (140 %)	4619.64	1456.93	28	4x7	-2477.83	143.79
V-(x) (150 %)	4184.55	2528.73	28	4x7	-4405.88	0.00
V-(y) (150 %)	4184.55	687.12	28	4x7	-4618.14	-927.58

P _{max}	P _{max} toleransi	Q ijin x Ce	q ijin>P max	Pmin	q tarik>P min	T
ton	ton	ton		ton		cm
137.42	137.42	174.74	OK	192.55	OK	350.35
137.76	110.21	174.74	OK	192.22	OK	350.35
138.98	111.19	174.74	OK	190.99	OK	350.35
139.32	99.51	174.74	OK	190.66	OK	350.35
101.03	67.35	174.74	OK	197.86	OK	350.35
88.63	59.09	174.74	OK	210.26	OK	350.35

L / T	P = H/n	Mp	M crack toleransi	M crack > Mp	δ	δ < 2
	ton	ton.m	ton.m		cm	cm
9.99	29.71	93.67	70.60	REDESIGN	2.37	REDESIGN
9.99	29.81	94.00	88.25	REDESIGN	2.38	REDESIGN
9.99	51.93	163.74	88.25	REDESIGN	4.14	REDESIGN
9.99	52.03	164.07	98.84	REDESIGN	4.15	REDESIGN
9.99	90.31	284.77	105.90	REDESIGN	7.20	REDESIGN
9.99	24.54	77.38	105.90	OK	1.96	OK

KONTROL EFISIENSI TIANG Zona 1 (AS1 - AS 7)
(rumusan Converse-Labare)

$$Ce = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{S}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

φtiang=	0.80	meter
Jarak antara tiang (S)=	2.4	meter
Jumlah baris tiang dalam group (m)=	4	buah
Jumlah kolom tiang dalam group (n)=	7	buah
φ/S=	0.33	
arctanφ/S=	18.43	
Ce	0.67	

LAMPIRAN 9

(Revisi Perhitungan Sub bab 5.5)

Perhitungan Cu transisi dan Cu baru yang digunakan untuk mendesain geotextile.

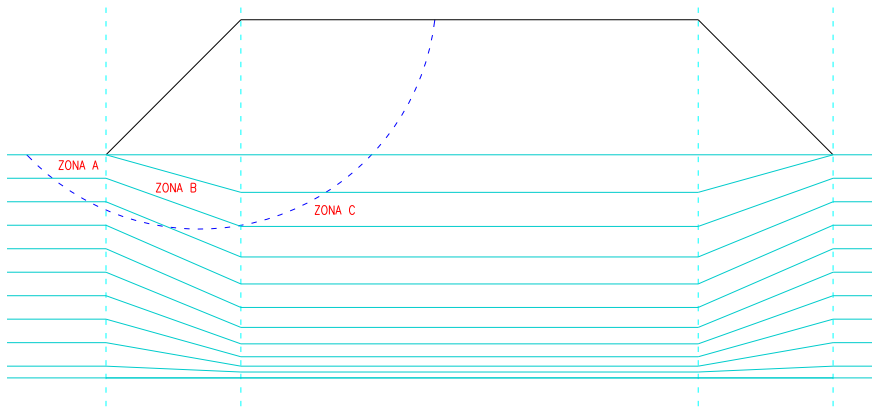
Kedalaman	σ' t/m ²	PI (%)	Cu Lama t/m ²	Cu Baru t/m ²	Cu transisi t/m ²
1	0.28	39.44	1.10	0.77	0.94
2	0.83	39.44	1.10	0.84	0.97
3	1.38	39.44	1.10	0.91	1.01
4	1.95	39.44	1.10	0.98	1.04
5	2.54	39.44	1.10	1.06	1.08
6	3.13	39.44	1.10	1.13	1.12
7	3.71	28.59	1.10	1.27	1.19
8	4.29	28.59	1.10	1.36	1.23
9	4.87	28.59	1.10	1.44	1.27
10	5.44	28.92	1.17	1.52	1.34
11	5.99	28.92	1.17	1.60	1.38
12	6.54	28.92	1.17	1.68	1.42
13	7.10	30.38	1.29	1.74	1.51
14	7.67	30.38	1.29	1.82	1.56
15	8.24	30.38	1.29	1.90	1.60
16	8.86	51.37	1.61	1.69	1.65
17	9.53	51.37	1.61	1.76	1.69
18	10.20	51.37	1.61	1.84	1.72
19	10.87	51.37	1.61	1.91	1.76

Zona A = Cu asli
Zona B = Cu transisi
Zona C = Cu baru

$$\text{Cu transisi} = \frac{Cu_{\text{asli}} + Cu_{\text{baru}}}{2}$$

$$\text{Cu baru} = [0.0737 + (0.1899 - 0.0016 \text{ PI})] \times Po'$$

(untuk PI < 120%)

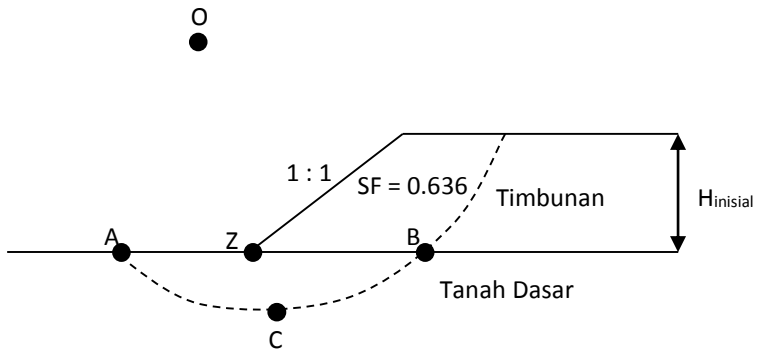


Gambar 5.6 Pembagian Zona Kekuatan Tanah

5.5 Perencanaan *Geotextile* (Arah Melintang)

5.5.1 Perhitungan Kebutuhan *Geotextile*

Pada perencanaan *geotextile* pada perkuatan tanah timbunan, ada yang direncanakan untuk arah melintang dan arah memanjang timbunan. Untuk arah melintang menggunakan tipe *geotextile* jenis *polypropylene woven geotextiles* STABILENKA 100/50 dengan angka keamanan 1,35. Dari hasil program Dari hasil program XSTABL didapatkan gambar bidang longsor seperti pada **Gambar 5.6**.



Gambar 5.6 Sketsa Bidang Longsor Timbunan

Adapun perhitungan perencanaannya adalah sebagai berikut :

1. Mencari nilai Momen Dorong (M_D)

$$SF = \frac{M_{R \min}}{M_{dorong}}$$
$$M_{dorong} = \frac{19120}{0.636}$$
$$= 30063 \text{ KNm}$$

2. Mencari nilai Momen Rencana dengan angka keamanan rencana $SF_{rencana} = 1.35$

$$\begin{aligned}
 M_{R\text{rencana}} &= M_{\text{Dorong}} \times SF_{\text{rencana}} \\
 &= 30063 \times 1.35 \\
 &= 40585 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

3. Mencari nilai Tambahan Momen Penahan (ΔM_R)

$$\begin{aligned}
 \Delta M_R &= M_{R\text{rencana}} - M_{R\text{min}} \\
 &= 40585 - 19120 \\
 &= 21465 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

4. Mencari Kekuatan *geotextile* yang diizinkan

Kekuatan tarik max = 100 KN/m

Angka keamanan untuk instalasi (F_{sid}) = 1.5

Angka keamanan untuk faktor rangkai (F_{scr}) = 3

Angka keamanan untuk faktor kimia (F_{scd}) = 1.3

Angka keamanan untuk biologi (F_{sbd}) = 1.3

$$T_{allow} = \frac{T}{F_{S_{ib}} \times F_{S_{cr}} \times F_{S_{cd}} \times F_{S_{bd}}}$$

$$\begin{aligned}
 T_{allow} &= \frac{100}{1.3 \times 2.5 \times 1.25 \times 1.2} \\
 &= 15.459 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

5. Menghitung Panjang *Geotextile* di Belakang Bidang Longsor

$$\Sigma F_x = 0$$

$$T_{allow} \times FS = (2 \times \tau) \times L_e \times E$$

$$L_e = \frac{T_{allow} \times FS}{(2 \times \tau) \times E}$$

Dimana :

L_e = Panjang *geotextile* di belakang bidang longsor

τ = Tegangan geser antar tanah timbunan dengan *geotextile*

$$\tau = C_u + \sigma_v \tan \phi_1$$

E = efisiensi → diambil E = 0.8

FS_{rencana} = 1.35

H_i = Tinggi timbunan di atas *geotextile*

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan :

$$T_{allow} = 15.459 \text{ KNm}$$

Data tanah timbunan :

$$H_i = 11.50 \text{ meter}$$

$$\gamma_{timb} = 1.8 \text{ t/m}^3 = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \gamma_{timb} \times H_i \\ &= 18.00 \times 11.5 \\ &= 207 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$C_u = 0$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\begin{aligned} \tau &= 0 + (207 \times \tan 30^\circ) \\ &= 119.51 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Data tanah dasar :

$$\gamma_t = 1.55 \text{ t/m}^3 = 15.50 \text{ kN/m}^3$$

$$C_u = 11 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 0^\circ$$

$$\begin{aligned} \tau &= 11 + (207 \times \tan 0^\circ) \\ &= 11 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Panjang *geotextile* di belakang bidang longsor :

$$\begin{aligned} L_e &= \frac{T_{allow} \times FS}{(\tau_1 \times \tau_2) \times E} \\ &= \frac{15.459 \times 1.35}{(119.51 + 11) \times 0.8} \\ &= 0.2 \text{ meter} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan panjang geotextile di belakang bidang longsor dapat dilihat pada **Tabel 5.14**

Tabel 5.14 Perhitungan panjang geotextile di belakang bidang longsor

n	h timbunan	T _i	T _{allow}	τ ₁	τ ₂	M geotextile	ΣM geotextile	Le	Le pakai
(lapis)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m)
1	11.5	45.44	15.46	119.51	11.00	702.45	702.45	0.200	1.00
2	11.2	45.14	15.46	116.39	116.39	697.82	1400.27	0.112	1.00
3	10.9	44.84	15.46	113.28	113.28	693.18	2093.45	0.115	1.00
4	10.6	44.54	15.46	110.16	110.16	688.54	2781.99	0.118	1.00
5	10.3	44.24	15.46	107.04	107.04	683.90	3465.89	0.122	1.00
6	10	43.94	15.46	103.92	103.92	679.27	4145.16	0.126	1.00
7	9.7	43.64	15.46	100.81	100.81	674.63	4819.79	0.129	1.00
8	9.4	43.34	15.46	97.69	97.69	669.99	5489.78	0.134	1.00
9	9.1	43.04	15.46	94.57	94.57	665.35	6155.13	0.138	1.00
10	8.8	42.74	15.46	91.45	91.45	660.71	6815.85	0.143	1.00

Perhitungan selengkapnya disajikan pada **Akhir Lampiran.**

6. Menghitung Kebutuhan *Geotextile*

Geotextile dipasang tiap 30 cm

$$M_{geotextile} = T_{allow} \times T_i$$

dimana :

T_{allow} = Kekuatan *Geotextile*

T_i = Jarak vertikal antara *geotextile* dengan pusat bidang longsor (Titik O pada **Gambar 5.7**)

Pada *geotextile* lapisan pertama (pada dasar timbunan)

$$Hi_1 = H_{timbunan} = 11.5 \text{ meter}$$

$$Ti_1 = y_o - y_z = 69.51 - 19 = 45.44 \text{ meter}$$

$$M_{geotextile} = 15.46 \times 45.44 = 702.45 \text{ KNm}$$

Kebutuhan *geotextile* ditentukan dari ΣMomen akibat semua pemasangan *geotextile* harus lebih besar dari tambahan momen penahan yang dibutuhkan. Hasil perhitungan ΣMomen dapat dilihat pada **Akhir Lampiran.**

$$\Sigma Momen > \Delta M_R$$

$$\Sigma M = M_{geotextile1} + M_{geotextile2} + \dots + M_{geotextile-n} > \Delta M_R$$

$$21826.47 \text{ kNm} > 21464.91 \text{ kNm} \rightarrow (\text{OK})$$

Jadi jumlah lapisan Geotextile yang dibutuhkan adalah sebanyak 35 layer geotextile dengan 1 lapis.

7. Menghitung Panjang *Geotextile* di depan bidang longsor (L_D)
 Panjang *geotextile* ini dihitung dengan bantuan out put dari program XSTABL dengan cara :

$$L_D = (\text{koordinat-X bidang longsor lapisan } i \text{ geotextile terpasang}) - (\text{koordinat tepi timbunan lapisan } i \text{ geotextile dipasang})$$

Panjang *geotextile* di depan bidang longsor dapat dilihat pada **Tabel 5.15**.

Tabel 5.15 Perhitungan panjang geotextile di depan bidang longsor

n	koordinat	koordinat pakai		koordinat	Ld
(lapis)	Y geotex	x	y	Xtepi timbunan	(m)
1	19	69.51	19	60	9.51
2	19.3	90.07	39.7	60.3	29.77
3	19.6	90.07	39.7	60.6	29.47
4	19.9	90.07	39.7	60.9	29.17
5	20.2	90.07	39.7	61.2	28.87
6	20.5	90.07	39.7	61.5	28.57
7	20.8	90.07	39.7	61.8	28.27
8	21.1	90.07	39.7	62.1	27.97
9	21.4	90.07	39.7	62.4	27.67
10	21.7	90.07	39.7	62.7	27.37

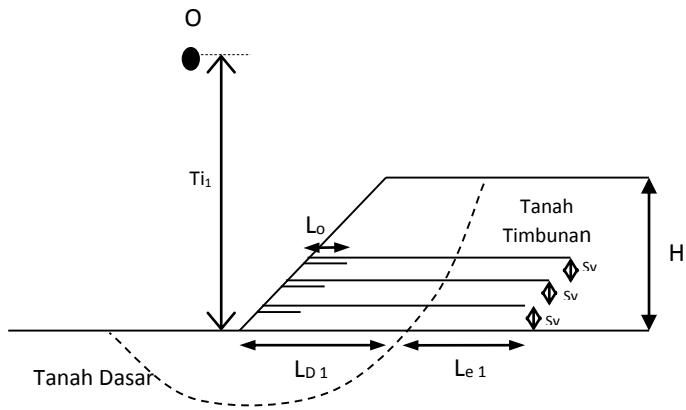
Perhitungan selengkapnya disajikan pada **Akhir Lampiran**.

8. Menghitung Panjang lipatan *Geotextile* (L_o)
Perhitungan panjang lipatan geotextile diambil sepanjang $0.5L_e$ atau setengah dari panjang geotextile di belakang bidang longsor.
9. Menghitung Panjang Total *Geotextile*
Panjang total *geotextile* 1 sisi = $L_e + L_D + L_o + S_v$
Panjang total *geotextile* 2 sisi = $2 \times (L_e + L_D + L_o + S_v)$
Hasil Perhitungan dapat dilihat pada **Tabel 5.16**. Untuk sketsa pemasangan *Geotextile* dapat dilihat pada **Gambar 5.7**.

Tabel 5.16 Perhitungan panjang total *Geotextile*

n	1 sisi							L pakai 2 sisi
(lapis)	L_e (m)	L_d (m)	L_o (m)	S_v (m)	L_{tot} (m)	L_{pakai} (m)	L_{pasang} (m)	(m)
1	1.00	9.51	1.00	0.30	11.81	15.00	34.50	69.00
2	1.00	29.77	1.00	0.30	32.07	14.70	34.20	68.40
3	1.00	29.47	1.00	0.30	31.77	14.40	33.90	67.80
4	1.00	29.17	1.00	0.30	31.47	14.10	33.60	67.20
5	1.00	28.87	1.00	0.30	31.17	13.80	33.30	66.60
6	1.00	28.57	1.00	0.30	30.87	13.50	33.00	66.00
7	1.00	28.27	1.00	0.30	30.57	13.20	32.70	65.40
8	1.00	27.97	1.00	0.30	30.27	12.90	32.40	64.80
9	1.00	27.67	1.00	0.30	29.97	12.60	32.10	64.20
10	1.00	27.37	1.00	0.30	29.67	12.30	31.80	63.60

Perhitungan selengkapnya disajikan pada **Akhir Lampiran**.



Gambar 5.7 Sketsa Pemasangan *Geotextile*

Perhitungan panjang geotextile di belakang bidang longsor

n	h_{timbunan}	T_i	T_{allow}	τ_1	τ_2	M geotextile	ΣM geotextile	Le	Le pakai
(lapis)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m)
1	11.5	45.44	15.46	119.51	11.00	702.45	702.45	0.200	1.00
2	11.2	45.14	15.46	116.39	116.39	697.82	1400.27	0.112	1.00
3	10.9	44.84	15.46	113.28	113.28	693.18	2093.45	0.115	1.00
4	10.6	44.54	15.46	110.16	110.16	688.54	2781.99	0.118	1.00
5	10.3	44.24	15.46	107.04	107.04	683.90	3465.89	0.122	1.00
6	10	43.94	15.46	103.92	103.92	679.27	4145.16	0.126	1.00
7	9.7	43.64	15.46	100.81	100.81	674.63	4819.79	0.129	1.00
8	9.4	43.34	15.46	97.69	97.69	669.99	5489.78	0.134	1.00
9	9.1	43.04	15.46	94.57	94.57	665.35	6155.13	0.138	1.00
10	8.8	42.74	15.46	91.45	91.45	660.71	6815.85	0.143	1.00
11	8.5	42.44	15.46	88.33	88.33	656.08	7471.92	0.148	1.00
12	8.2	42.14	15.46	85.22	85.22	651.44	8123.36	0.153	1.00
13	7.9	41.84	15.46	82.10	82.10	646.80	8770.16	0.159	1.00
14	7.6	41.54	15.46	78.98	78.98	642.16	9412.33	0.165	1.00
15	7.3	41.24	15.46	75.86	75.86	637.53	10049.86	0.172	1.00
16	7	40.94	15.46	72.75	72.75	632.89	10682.74	0.179	1.00
17	6.7	40.64	15.46	69.63	69.63	628.25	11311.00	0.187	1.00

18	6.4	40.34	15.46	66.51	66.51	623.61	11934.61	0.196	1.00
19	6.1	40.04	15.46	63.39	63.39	618.98	12553.58	0.206	1.00
20	5.8	39.74	15.46	60.28	60.28	614.34	13167.92	0.216	1.00
21	5.5	39.44	15.46	57.16	57.16	609.70	13777.62	0.228	1.00
22	5.2	39.14	15.46	54.04	54.04	605.06	14382.69	0.241	1.00
23	4.9	38.84	15.46	50.92	50.92	600.43	14983.11	0.256	1.00
24	4.6	38.54	15.46	47.80	47.80	595.79	15578.90	0.273	1.00
25	4.3	38.24	15.46	44.69	44.69	591.15	16170.05	0.292	1.00
26	4	37.94	15.46	41.57	41.57	586.51	16756.56	0.314	1.00
27	3.7	37.64	15.46	38.45	38.45	581.87	17338.43	0.339	1.00
28	3.4	37.34	15.46	35.33	35.33	577.24	17915.67	0.369	1.00
29	3.1	37.04	15.46	32.22	32.22	572.60	18488.27	0.405	1.00
30	2.8	36.74	15.46	29.10	29.10	567.96	19056.23	0.448	1.00
31	2.5	36.44	15.46	25.98	25.98	563.32	19619.56	0.502	1.00
32	2.2	36.14	15.46	22.86	22.86	558.69	20178.24	0.571	1.00
33	1.9	35.84	15.46	19.75	19.75	554.05	20732.29	0.661	1.00
34	1.6	35.54	15.46	16.63	16.63	549.41	21281.70	0.784	1.00
35	1.3	35.24	15.46	13.51	13.51	544.77	21826.47	0.965	1.00

Perhitungan panjang geotextile di depan bidang longsor

n	koordinat	koordinat pakai		koordinat	Ld
(lapis)	Y geotex	x	y	Xtepi timbunan	(m)
1	19	69.51	19	60	9.51
2	19.3	90.07	39.7	60.3	29.77
3	19.6	90.07	39.7	60.6	29.47
4	19.9	90.07	39.7	60.9	29.17
5	20.2	90.07	39.7	61.2	28.87
6	20.5	90.07	39.7	61.5	28.57
7	20.8	90.07	39.7	61.8	28.27
8	21.1	90.07	39.7	62.1	27.97
9	21.4	90.07	39.7	62.4	27.67
10	21.7	90.07	39.7	62.7	27.37
11	22	90.07	39.7	63	27.07
12	22.3	90.07	39.7	63.3	26.77
13	22.6	90.07	39.7	63.6	26.47
14	22.9	90.07	39.7	63.9	26.17
15	23.2	90.07	39.7	64.2	25.87
16	23.5	90.07	39.7	64.5	25.57
17	23.8	90.07	39.7	64.8	25.27

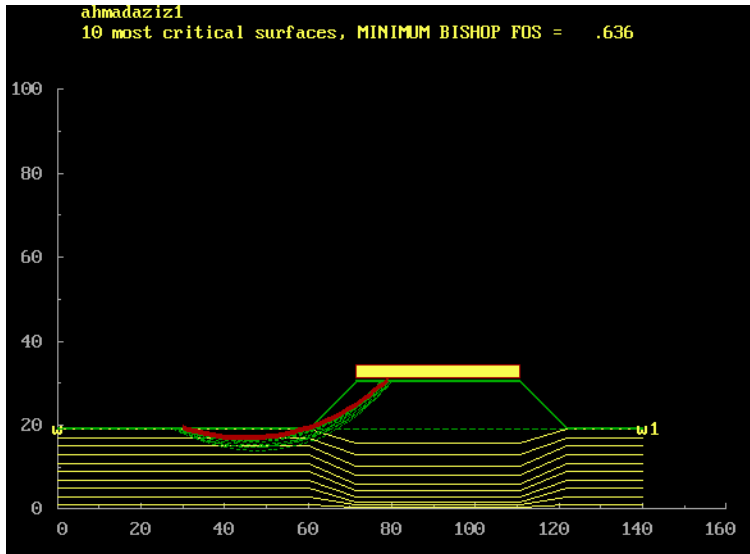
18	24.1	90.07	39.7	65.1	24.97
19	24.4	90.07	39.7	65.4	24.67
20	24.7	90.07	39.7	65.7	24.37
21	25	90.07	39.7	66	24.07
22	25.3	90.07	39.7	66.3	23.77
23	25.6	90.07	39.7	66.6	23.47
24	25.9	90.07	39.7	66.9	23.17
25	26.2	90.07	39.7	67.2	22.87
26	26.5	90.07	39.7	67.5	22.57
27	26.8	90.07	39.7	67.8	22.27
28	27.1	90.07	39.7	68.1	21.97
29	27.4	90.07	39.7	68.4	21.67
30	27.7	90.07	39.7	68.7	21.37
31	28	90.07	39.7	69	21.07
32	28.3	90.07	39.7	69.3	20.77
33	28.6	90.07	39.7	69.6	20.47
34	28.9	90.07	39.7	69.9	20.17
35	29.2	90.07	39.7	70.2	19.87

Menghitung Panjang Geotextile yang dipakai ($L_d + L_e + L_o + sv$)

n	1 sisi							L pakai 2 sisi
(lapis)	Le (m)	Ld (m)	Lo (m)	Sv (m)	L tot (m)	L pakai (m)	L pasang (m)	(m)
1	1.00	9.51	1.00	0.30	11.81	15.00	34.50	69.00
2	1.00	29.77	1.00	0.30	32.07	14.70	34.20	68.40
3	1.00	29.47	1.00	0.30	31.77	14.40	33.90	67.80
4	1.00	29.17	1.00	0.30	31.47	14.10	33.60	67.20
5	1.00	28.87	1.00	0.30	31.17	13.80	33.30	66.60
6	1.00	28.57	1.00	0.30	30.87	13.50	33.00	66.00
7	1.00	28.27	1.00	0.30	30.57	13.20	32.70	65.40
8	1.00	27.97	1.00	0.30	30.27	12.90	32.40	64.80
9	1.00	27.67	1.00	0.30	29.97	12.60	32.10	64.20
10	1.00	27.37	1.00	0.30	29.67	12.30	31.80	63.60
11	1.00	27.07	1.00	0.30	29.37	12.00	31.50	63.00
12	1.00	26.77	1.00	0.30	29.07	11.70	31.20	62.40
13	1.00	26.47	1.00	0.30	28.77	11.40	30.90	61.80
14	1.00	26.17	1.00	0.30	28.47	11.10	30.60	61.20
15	1.00	25.87	1.00	0.30	28.17	10.80	30.30	60.60
16	1.00	25.57	1.00	0.30	27.87	10.50	30.00	60.00
17	1.00	25.27	1.00	0.30	27.57	10.20	29.70	59.40

18	1.00	24.97	1.00	0.30	27.27	9.90	29.40	58.80
19	1.00	24.67	1.00	0.30	26.97	9.60	29.10	58.20
20	1.00	24.37	1.00	0.30	26.67	9.30	28.80	57.60
21	1.00	24.07	1.00	0.30	26.37	9.00	28.50	57.00
22	1.00	23.77	1.00	0.30	26.07	8.70	28.20	56.40
23	1.00	23.47	1.00	0.30	25.77	8.40	27.90	55.80
24	1.00	23.17	1.00	0.30	25.47	8.10	27.60	55.20
25	1.00	22.87	1.00	0.30	25.17	7.80	27.30	54.60
26	1.00	22.57	1.00	0.30	24.87	7.50	27.00	54.00
27	1.00	22.27	1.00	0.30	24.57	7.20	26.70	53.40
28	1.00	21.97	1.00	0.30	24.27	6.90	26.40	52.80
29	1.00	21.67	1.00	0.30	23.97	6.60	26.10	52.20
30	1.00	21.37	1.00	0.30	23.67	6.30	25.80	51.60
31	1.00	21.07	1.00	0.30	23.37	6.00	25.50	51.00
32	1.00	20.77	1.00	0.30	23.07	5.70	25.20	50.40
33	1.00	20.47	1.00	0.30	22.77	5.40	24.90	49.80
34	1.00	20.17	1.00	0.30	22.47	5.10	24.60	49.20
35	1.00	19.87	1.00	0.30	22.17	4.80	24.30	48.60

Garis Kelongsoran pada permodelan dengan program XSTABL dengan SF= 0.636



The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : ahmadaziz1

	FOS	Circle Center (BISHOP) x-coord (m)	y-coord (m)	Radius (m)	Initial x-coord (m)	Terminal x-coord (m)	Resisting Moment (kN-m)
1.	.636	45.11	64.44	47.89	30.00	78.88	1.912E+04
2.	.643	45.50	63.39	47.02	30.00	79.10	2.045E+04
3.	.654	44.73	66.53	50.10	28.89	79.53	2.193E+04
4.	.656	46.00	60.40	44.38	30.00	78.79	2.083E+04
5.	.669	45.61	58.48	42.45	30.00	77.54	1.755E+04
6.	.674	46.68	58.55	43.15	29.44	79.45	2.472E+04
7.	.687	47.10	57.35	42.45	28.89	79.98	2.790E+04
8.	.700	47.85	52.46	38.46	28.89	79.42	2.819E+04
9.	.703	46.47	58.43	43.64	27.78	80.00	2.909E+04
10.	.707	46.48	54.47	39.59	28.89	77.99	2.253E+04

CATATAN

SHOP DRAWING

PROJEK

JALAN TOL KERTOSONO - MOJOKERTO
SEKSI 1 : RUCUN PERBATAN SUNGAI BRANJAS
SKALA 6/1000 SUD S1/A 6/1000

JUDUL GAMBAR

DETAIL POT. MELINTANG

PEMBERI TUGAS

PT. MARGA HARJAWA INFRASTRUKTUR
Head Office: Sidinggri Village Building
Jl. Hls. Gunung Sidiwon, G. Sindangrijo
Kec. Jombang, Kab. Jombang, Jawa Timur
Telp. (031) 822 2711 (10 Garis)
Fax. (031) 822 2712 (10 Garis)
Email: info@mhjw.com

DISETUJUI

PEMERIKSA

LE. SAMET ADI
PRAWIRA PROYEK

PT. VIRAMA KARYA
DIREKTORING & MANAGEMENT CONSULTING
Jl. Tugu Pahlawan No. 10, Gedung 10, Surabaya
Telp. (031) 843 3111 (10 Garis)
Fax. (031) 843 3112 (10 Garis)
Email: info@viramakarya.com

DISETUJUI

LE. TONY BUDIANTO, MT
BIMBING TEKNIK DAN IRI

LE. SUKARNINGGUNG
ASISTEN PRAWIRA

KONTRAKTOR PEKERJAAN
PT. ADHARAWA (PERSERO), Tbk
DIVISI KONSTRUKSI - SURABAYA
JAWA TIMUR, DI TUGASIKAN, JAWA TIMUR
www.adhara.com

DIAJUKAN

LE. GANBARVANTO, ST
PROJEK MANAGER

DIPERIKSA

AGUS BUDIANTO, ST
BIMBING TEKNIK DAN IRI

LE. YULIANTO, ST
HONOR GAMBAR

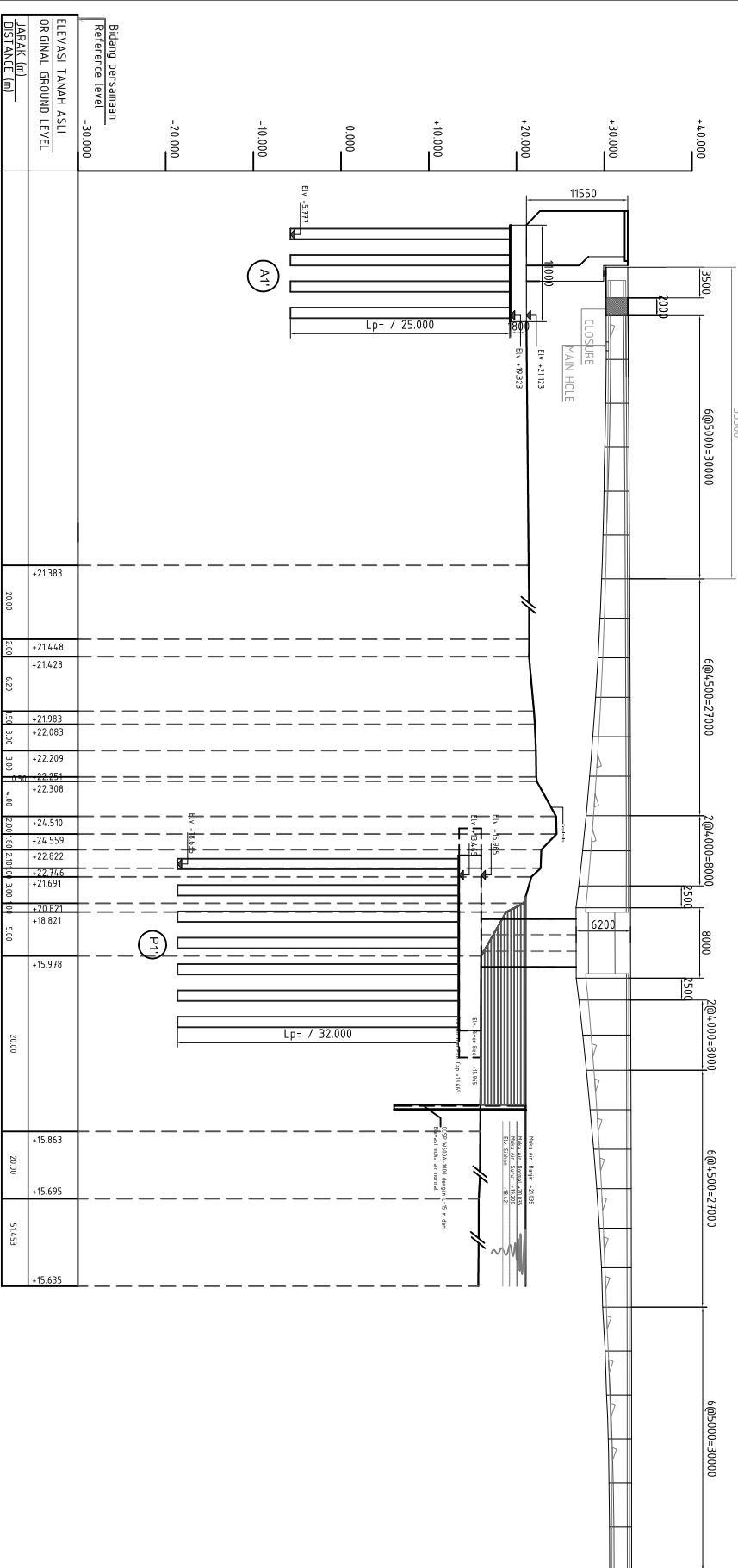
LE. ANIK/SIRI/IR/4
KEPERAWAN / REFERENSI GAMBAR

REVISI 1

REVISI 2

REVISI 3

REVISI 4



DETAIL POTONGAN SISI UTARA
SKALA 1 : 200

Structural Engineer	Design Engineer	Highway Engineer	Bridge Const. Manager	Soil & Material Eng.	Geotech. Engineer	Quantity Engineer
---------------------	-----------------	------------------	-----------------------	----------------------	-------------------	-------------------

NO	REVISI	REVISION	DATE	BY	CHKD	APPROVD
DRAWING TITLE						
DRAWING NO.						
DRAWING DATE						
DRAWING SCALE						
DRAWING SHEET NO.						
DRAWING SHEET TOTAL						
DRAWING NO.						
DRAWING DATE						
DRAWING SCALE						
DRAWING SHEET NO.						
DRAWING SHEET TOTAL						

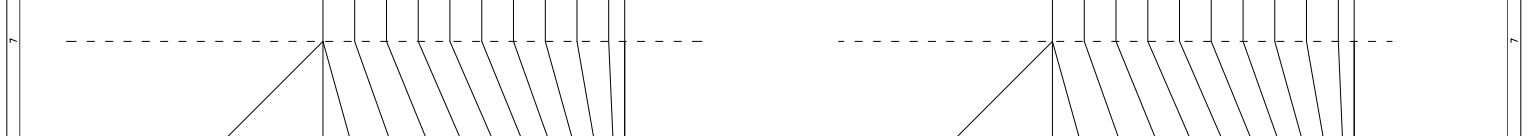
ALL RIGHTS RESERVED
 THE CONTENTS OF THIS DRAWING ARE THE PROPERTY OF THE ENGINEER AND SHOULD NOT BE REPRODUCED OR TRANSMITTED IN ANY FORM OR BY ANY MEANS, ELECTRONIC OR MECHANICAL, INCLUDING PHOTOCOPYING, RECORDING, OR BY ANY INFORMATION STORAGE AND RETRIEVAL SYSTEM, WITHOUT PERMISSION IN WRITING FROM THE ENGINEER. ANY REPRODUCTION OR TRANSMISSION WITHOUT PERMISSION IS STRICTLY PROHIBITED.

STUDENT :
AHMAD SUYUTI ABDUL AZIZ
 3113.105.034

LECTURER :
POPY TANTRI KUMALASARI, ST,MT
 Ir. SUWARNO, M.Eng

PROJEK :
PERENCANAAN KONSTRUKSI LANTAI DAN SISTEM PERKUATAN TANAH DASAR PADA ORBIT BERGANTIAN JALAN POLYMER-BOGORA-KERTOSONO
 BAGIAN 11.105.034

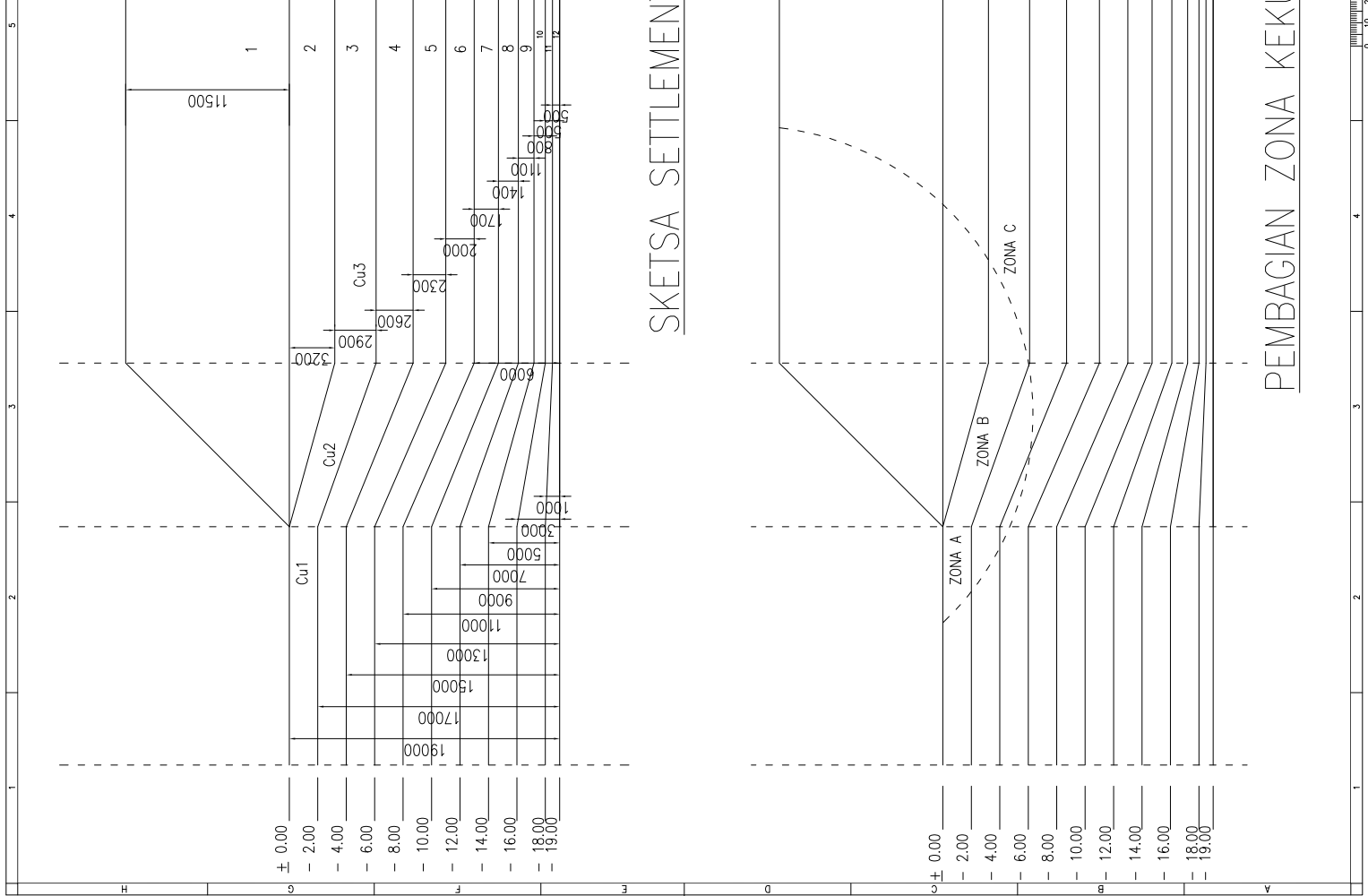
DATA :
 NAME :
 DATE :
 SCALE :
 SHEET NO. :
 SHEET TOTAL :



SKETSA SETTLEMENT TANAH



PEMBAGIAN ZONA KEKUATAN TANAH



DAFTAR PUSTAKA

- Koener, Robert M. 1999. **Designing with Geosynthetics**. USA : Research Institute.
- Mochtar, Noor E. dan Mochtar, Indrasurya B. 1988. **Mekanika Tanah 1 (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)**. Jakarta: Erlangga.
- NAVFAC DM-7. 1971. **Design Manual, Soil Mechanics, Foundation and Earth Structures**. USA : Dept. of the Navy Naval Facilities Engineering Command
- Bowles, J.E. (1988). **Analisis dan Desain Pondasi Jilid 1 dan 2**. Jakarta: Erlangga
- Das, Braja M. 1988. **Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid I**. Jakarta : Erlangga
- Das, Braja M. 1988. **Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid II**. Jakarta : Erlangga
- Das, Braja M. 1985. **Principles of Foundation Engineering**. PWS-KENT Publishing Company

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BIODATA PENULIS



Ahmad Suyuti Abdul Aziz

Penulis dilahirkan di Ponorogo, 3 Agustus 1991, merupakan anak pertama dari tiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 1 Somoroto, SMP Terpadu Ponorogo, SMA Negeri 3 Ponorogo. Setelah lulus dari jenjang pendidikan SMA, penulis melanjutkan pendidikan di program Diploma Teknik Sipil ITS dan mengambil bidang studi Bangunan Gedung terdaftar dengan NRP 3110.030.104. Setelah lulus dari program Diploma, pada tahun 2013 penulis melanjutkan studi program sarjana Teknik Sipil Lintas Jalur ITS dan terdaftar dengan NRP 3113.105.034. Penulis pernah aktif dalam beberapa kegiatan Organisasi Mahasiswa, seminar dan pelatihan yang diselenggarakan di dalam kampus ITS maupun luar kampus. Selama masa perkuliahan, penulis juga aktif bekerja sebagai engineer di PT Krakatau Engineering.

“halaman ini sengaja dikosonkan”