TUGAS AKHIR (RC14-1501)

PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA – GEMPOL, RUAS PORONG – GEMPOL PORONG – KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350

DIAN APRILIANA
NRP 3116 105 003

Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi
Musta'in Arif, ST., MT.

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

TUGAS AKHIR (RC14-1501)

PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA – GEMPOL, RUAS PORONG – GEMPOL PORONG – KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350

DIAN APRILIANA
NRP 3116 105 003

Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi
Musta'in Arif, ST., MT.

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

FINAL PROJECT (RC14-1501)

THE PLANNING OF ABUTMENT, OPRIT, AND LAND BASIC STRENGTH IN SURABAYA – GEMPOL HIGHWAY, SEGMENT PORONG - GEMPOL PORONG – KEJAPANAN PACKAGE 2 STA. 38 + 672.5 UNTIL STA. 40 + 350

DIAN APRILIANA
NRP 3116 105 003

Lecturer
Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi
Musta'in Arif, ST., MT.

Department of Civil Engineering
Faculty of Civil Engineering, Environment, and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2018

PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA – GEMPOL, RUAS PORONG – GEMPOL PORONG – KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350

TUGAS AKHIR

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

Oleh:
DIAN APRILIANA
NRP. 03111 6450 00003

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi (.....)
2. Musta'in Arif, ST., MT. (.....)

SURABAYA
JUNI, 2018

PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA – GEMPOL, RUAS PORONG – GEMPOL PORONG – KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350

Nama Mahasiswa	**: Dian Apriliana**
NRP	**: 03111 6450 00003**
Jurusan	**: Teknik Sipil FTSLK – ITS**
Dosen Pembimbing 1	**: Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi**
Dosen Pembimbing 2	**: Musta'in Arif, ST., MT.**

Abstrak

Dalam rangka mengatasi pertumbuhan lalu lintas terutama di propinsi Jawa Timur, pemerintah mempunyai program pembangunan jalan tol, salah satunya proyek Jalan Tol Surabaya – Gempol. Proyek ini terbagi menjadi 2 Paket, yaitu Paket 1 yang membentang dari Sidoarjo hingga Porong, dan Paket 2 dari Porong hingga Kejapanan. Diharapkan nantinya Jalan Tol Surabaya-Gempol ini dapat menjadi jalan alternatif untuk mengatasi kemacetan panjang yang biasa terjadi di daerah luapan lumpur Lapindo. Pada proyek Jalan Tol tersebut terdapat pembangunan oprit dan juga abutment yang dimulai dari STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350.

Dari hasil penyelidikan tanah pada lokasi pekerjaan proyek tersebut, diketahui bahwa oprit jalan tol memiliki konsistensi tanah lanau dengan kedalaman tanah lunak sampai 24 meter. Oleh karena itu pada tugas akhir ini akan dilakukan perencanaan oprit dan abutment beserta perkuatan tanah di bawah oprit tersebut. Adapun perencanaan timbunan miring yang tingginya berkisar antara 3,6 sampai 11,8 meter.

Melihat kondisi tersebut, maka akan dihitung lama waktu pemampatan yang ternyata membutuhkan waktu selama 300 tahun sehingga diperlukan PVD untuk mempercepat waktu pemampatan. PVD dipasang dengan pola segitiga dan jarak 1,2 meter sedalam 24 meter.

Kemudian dilakukan analisa kekuatan timbunan dan tanah dasarnya menggunakan program bantu Xstable untuk mengetahui kebutuhan perkuatan tanahnya. Setelah dihitung, ternyata tanah membutuhkan perkuatan berupa micropile yang dipasang di luar bawah tanah timbunan.

Setelah menghitung perkuatan, dihitung pula perencanaan abutment setinggi 9,7 meter di atas tanah asli dan selebar 34 meter. Abutment tersebut membutuhkan pondasi dalam berupa tiang panjang D60 sedalam 34 meter dari dasar poer. Tiang pancang akan dipasang sebanyak 60 buah dengan konfigurasi tiang 4 x 15 buah. Analisa displacement tiang dan juga keamanannya akan dihitung dengan program bantu Plaxis yang mendapatkan hasil sebesar 0,07 m untuk displacementnya dan Safety Factor sebesar 1,6.

Kata kunci: Oprit, Abutment, PVD, Micropile, Surabaya – Gempol

THE PLANNING OF ABUTMENT, OPRIT, AND LAND BASIC STRENGTH IN SURABAYA – GEMPOL HIGHWAY, SEGMENT PORONG - GEMPOL PORONG – KEJAPANAN PACKAGE 2 STA. 38 + 672.5 s.d STA. 40 + 350

Name	**: Dian Apriliana**
Student ID	**: 03111 6450 00003**
Department	**: Civil Engineering – FTSLK ITS**
Lecturer 1	**: Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi**
Lecturer 2	**: Musta'in Arif, ST., MT.**

Abstract

In order to overcome traffic growth especially in East Java province, the government has highway development programs, one of them is the Surabaya - Gempol Highway project. The project is divided into 2 Packages, Package 1 extends from Sidoarjo to Porong, and Package 2 from Porong to Kejapanan. It is expected that this highway can be an alternative way to overcome the long traffic jam that usually happens in the Lapindo mudflow area. In this highway there is an oprit development and abutment starting from STA. 38 + 672.5 until STA. 40 + 350.

From the results of the land investigation at the location of the project work, it is known that the oprit has a consistency of silt soil with soft soil depth up to 24 meters. Therefore, in this final project will be planning the oprit and abutment along with strengthen of land under the oprit. The planning of sloping heaps ranged between 3.6 to 11.8 meters.

With these conditions, the settlement time will be calculated which turns out to take 300 years so PVD is needed to speed up the settlement time. PVD is installed with a triangular pattern and a distance of 1.2 meters as deep as 24 meters.

Then analyzed the strength of the embankment and its ground using Xstable auxiliary program to find out the need of soi strenghthen. After calculating, the ground requires the micropile mounted outside the underground heap.

After calculating the reinforcement, also calculate the abutment as high as 9.7 meters above the original ground level and 34 meters wide. The abutment requires a deep foundation in the form of a D60 long pole 34 meters deep from the bottom of the poer. The stake will be installed as many as 60 pieces with a 4 x 15 pole configuration. The pole displacement analysis and safety factor will be calculated by a Plaxis program that obtains 0.07 m for displacement and 1.6 fo safety factor.

Keywords: Oprit, Abutment, PVD, Micropile, Surabaya – Gempol

KATA PENGANTAR

Segala puji syukur penulis panjatkan kepasa Tuhan Yang Maha Esa, yang telah memberikan rahmat dan hidayah-Nya serta kekuatan, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Proposal Tugas Akhir ini disusun guna melengkapi dan memenuhi persyaratan kelulusan pendidikan pada Program Studi Lintas Jalur Strata I Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Tersusunnya Tugas Akhir ini juga tidak terlepas dari dukungan dan bantuan dari berbagai pihak. Untuk itu penulis mengucapkan terimakasih terutama kepada:

1. Bapak Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi dan Bapak Musta'in Arif, ST., MT. selaku dosen pembimbing yang telah membimbing dan mengarahkan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Kedua orang tua penulis yang senantiasa menjadi penyemangat terbesar.
3. Rekan – rekan seperjuangan geoteknik yang selalu membantu dan tidak pernah lelah berjuang bersama, terutama Fathirul, Triyoga Pangestu, dan Oki.

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

Surabaya, Juli 2018

Penulis

DAFTAR ISI

DAFTAR ISI ii
DAFTAR GAMBAR x
Abstrak.....ii
Abstract.....iv
KATA PENGANTAR vi
BAB I PENDAHULUAN 1
1. 1 Latar Belakang.....1
1. 2 Rumusan Masalah.....4
1. 3 Tujuan 4
1. 4 Lingkup Pekerjaan 4
1. 5 Batasan Masalah 5
1. 6 Manfaat 5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 7
2.1 Karakteristik Tanah Lunak 7
2.2 Analisa Tanah Timbunan 9
2.2.1 Analisa Beban *Traffic* 9
2.2.2 Pemampatan Tanah Lunak 9
2.2.3 Waktu Konsolidasi 11
2.2.4 Parameter Tanah untuk Lamanya Pemampatan Konsolidasi.....12
2.2.5 Tinggi Timbunan Awal (H inisial) 13
2.2.6 Penentuan Tinggi Kritis (Hcr).....14
2.2.7 Peningkatan Daya Dukung Tanah dengan Metode *Preloading*.....14
2.2.8 TimbunanBertahap dan Besar Pemampatan.....16
2.3 Perencanaan *Vertical Drain*.....18
2.3.1 Menentukan Kedalaman *Vertical Drain* 18
2.3.2 Menentukan Waktu Konsolidasi Akibat *Vertical Drain*.....19
2.3.3 Menghitung Derajat Konsolidasi Rata-Rata.....23
2.4 Perencanaan Cerucuk 24

2.4.1 Menentukan Tambahan Momen Perlawanan (ΔMR).....24
2.4.2 Menghitung Momen Lentur yang Bekerja Pada Cerucuk.....25
2.4.3 Menghitung Gaya Horizontal yang Mampu Ditahan Satu Tiang.....25
2.4.4 Menentukan Jumlah Cerucuk.....27
2.5 Perencanaan *Geotextile Wall*.....28
2.5.1 Prinsip Geotextile untuk Dinding Penahan Tanah29
2.5.2 Menghitung Panjang Geotextile.....31
2.5.3 Kestabilan Eksternal Dinding Penahan.....33
2.6 Perencanaan Abutment.....34
2.6.1 Beban yang digunakan.....34
2.6.2 Stabilitas.....43
2.7 Daya Dukung Tiang Pancang.....44
2.7.1 Perumusan Daya Dukung Pondasi Tiang.....44
2.7.2 Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan SPT Lapangan.....45
2.7.3 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang.....47
2.7.4 Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang Pancang 47
2.7.5 Ketahanan Pondasi Tiang Pancang terhadap Gaya Lateral.....48
2.7.6 Penurunan Konsolidasi Kelompok Tiang.....54
BAB III METODE PENELITIAN.....57
3.1 Bagan Alir.....57
3.2 Studi Literatur.....58
3.3 Pengumpulan Data dan Analisa Data.....58
3.4 Perencanaan Geoteknik.....58
3.5 Perencanaan Perbaikan dan Perkuatan Tanah.....59
3.6 Perencanaan Oprit Jembatan.....59
3.7 Perencanaan *Abutment* Jembatan.....59
3.8 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang.....59
3.9 Kesimpulan.....59
BAB IV DATA DAN ANALISA.....61

4.1 Data Tanah.....61
4.2 Analisa Parameter Tanah.....61
4.3 Penentuan Parameter Tanah Menggunakan Metode Statistik.....62
4.4 Data Tanah Timbunan.....62
BAB V PERENCANAAN PERKUATAN TANAH DASAR 65
5.1 Perhitungan Tinggi Timbunan Awal.....65
5.1.1 Perhitungan Beban.....65
5.1.2 Perhitungan Tinggi Timbunan.....66
5.2 Perhitungan Waktu Konsolidasi 78
5.3 Perencanaan Prefabricated Vertical Drain (PVD)....80
5.3.1 Perencanaan PVD Pola Segiempat.....80
5.3.2 Perencanaan PVD Pola Segitiga 84
5.4 Kenaikan Daya Dukung Tanah.....87
BAB VI PERENCANAAN PERKUATAN TIMBUNAN 89
6.1 Perkuatan Tanah 89
6.1.1 Perkuatan Menggunakan *Micropile*.....89
6.1.2 Mengecek Internal Stability 93
BAB VII PERENCANAAN ABUTMENT 97
7.1 Pembebanan Abutment 97
7.1.1 Data Perencanaan 97
7.1.2 Perhitungan Berat Struktur.....97
7.1.3 Perhitungan Gempa 112
7.1.4 Stabilitas.....121
7.1.5 Perencanaan Tiang Pancang.....123
7.1.6 Penulangan Abutment.....128
BAB VII KESIMPULAN 137
DAFTAR PUSTAKA 141

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Lokasi Paket 1 dan Paket 2 Proyek Jalan Tol Surabaya – Gempol 3
Gambar 1. 2 Lokasi Luapan Lumpur..... 3
Gambar 2. 1 Kurva Hubungan antara tebal timbunan dengan intensitas beban yang bersesuaian dengan beban traffic 9
Gambar 2. 2 Grafik faktor pengaruh Beban Segi empat..... 11
Gambar 2. 3 Kedudukan Timbunan Saat Mengalami Pemampatan..... 13
Gambar 2. 4 Prinsip Pembebanan *Preloading* pada Pemampatan Tanah dengan Beban Awal pf+s>pf 15
Gambar 2. 5 Pemasangan *vertical drain* pada kedalaman tanah yang *compressible* 19
Gambar 2. 6 Pola susun bujur sangkar D = 1,13 S..... 20
Gambar 2. 7 Pola susun segitiga D = 1,05 S..... 20
Gambar 2. 8 Equivalen Diameter Untuk PVD 22
Gambar 2. 9 Asumsi Gaya yang Diterima Cerucuk (NAVFAC DM-7, 1971)..... 24
Gambar 2. 10 Mencari Harga f untuk Berbagai Jenis Tanah 27
Gambar 2. 11 Grafik untuk Mencari Besar FM..... 28
Gambar 2. 12 Konsep Tekanan Tanah Dari Teori Untuk Dinding Geotextile..... 30
Gambar 2. 13 Konsep Penyaluran Beban Titik dan Beban Garis 31
Gambar 2. 14 Beban Lajur “D”..... 35
Gambar 2. 15 BTR VS Panjang yang Dibebani 35
Gambar 2. 16 Faktor Beban Dinamis (FBD) Untuk Beban BGT 36
Gambar 2. 17 Penyebaran Pembebanan Pada Arah Melintang . 37
Gambar 2. 18 Nilai Ss untuk Setiap Daerah..... 42
Gambar 2. 19 Nilai S1 untuk Setiap Daerah 43
Gambar 2. 20 Prosedur Desainuntuk Masing-Masing Kondisi . 50
Gambar 2. 21 Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi I 51

Gambar 2. 22 Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi II 52
Gambar 2. 23 Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi III 53
Gambar 2. 24 Kurva Untuk Menentukan Harga F Dari Berbagai Jenis Tanah 54
Gambar 2. 25 Penurunan Konsolidasi Tiang Kelompok 55
Gambar 3. 1 Diagram Alir Prosedur Pengerjaan Tugas Akhir 57
Gambar 4. 1 Lokasi Penyelidikan Tanah 61
Gambar 5. 1 Grafik Hubungan H Initial Vs H Final 77
Gambar 5. 2 Grafik Hubungan Settlement Vs H Final 77
Gambar 5. 3 Grafik Derajat Konsolidasi Pola Segiempat 84
Gambar 5. 4 Hasil Analisa Xstable H Timbunan 11,8 m 88
Gambar 5. 5 Rekapitulasi Hasil Analisa Xstable H = 11,8 m . 89
Gambar 5. 6 Grafik Penurunan Akibat Beban Bertahap 90
Gambar 6. 1 Ilustrasi Pemasangan Micropile 93
Gambar 6. 2 Ilustrasi Beban 94
Gambar 7. 1 Sketsa Berat Sendiri Abutment 99
Gambar 7. 2 Sketsa Berat Sendiri Wing Wall 100
Gambar 7. 3 Sketsa Berat Sendiri Tanah 101
Gambar 7. 4 Diagram Tekanan Tanah 104
Gambar 7. 5 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan Tanah 113
Gambar 7. 6 Skema Tekanan Tanah Dinamis 117
Gambar 7. 7 Ilustrasi Konfigurasi Tiang Pancang 124
Gambar 7. 8 Grafik Daya Dukung 1 Tiang 125
Gambar 7. 9 Permodelan Menggunakan Plaxis 126
Gambar 7. 10 Hasil Analisa Displacement 127
Gambar 7. 11 Hasil Analisa Safety Factor 127

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Korelasi N-SPT dan Konsistensi Tanah (Untuk Tanah Dominan Lanau dan Lempung) 7
Tabel 2. 2 Korelasi Antara Tv dan U 12
Tabel 2. 3 Harga Faktor Reduksi Berdasarkan Kegunaan 29
Tabel 2. 4 Harga Nc, Nγ, Nq 33
Tabel 2. 5 Temperatur Jembatan Rata-rata Nominal 38
Tabel 2. 6 Sifat Bahan Rata-Rata Akibat Pengaruh Temperatur 38
Tabel 2. 7 Koefisien Seret Cw 39
Tabel 2. 8 Koefisien Vw 39
Tabel 2. 9 Nilai Fa 41
Tabel 2. 10 Nilai Fv 41
Tabel 2. 11 Faktor Kepentingan 42
Tabel 4. 1 Parameter Tanah Dasar Pada Lokasi Proyek..... 62
Tabel 4. 2 Tinggi Timbunan Tiap Segment..... 63
Tabel 5. 1 Beban Akibat Tanah Timbunan 65
Tabel 5. 2 Beban Akibat Perkerasan Jalan 66
Tabel 5. 3 Nilai Po' dan Pc' tiap Lapisan 68
Tabel 5. 4 Perhitungan Distribusi Tegangan Akibat Beban Timbunan 70
Tabel 5. 5 Settlement Akibat Beban Timbunan..... 72
Tabel 5. 6 Perhitungan Distribusi Tegangan Akibat Beban Perkerasan dan Traffic 73
Tabel 5. 7Settlement Akibat Beban Perkerasan 75
Tabel 5. 8 H Initial, H Final, dan Settlement..... 76
Tabel 5. 9 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Tinggi dan Settlement 78
Tabel 5. 10 Perhitungan Cv Rata – Rata 79
Tabel 5. 11 Hasil Perhitungan Nilai f(n) Pola Segiempat 81
Tabel 5. 12 Nilai Uh Pola Segiempat..... 81
Tabel 5. 13 Nilai U Total Pola Segiempat..... 83
Tabel 5. 14 Hasil Perhitungan Nilai f(n) Pola Segitiga..... 84
Tabel 5. 15 Nilai Uh Pola Segitiga 85
Tabel 5. 17 Peningkatan Nilai Cu untuk Tahap ke 30 88

Tabel 5. 18 Penurunan yang Harus Dihilangkan 90
Tabel 6. 1 Hasil Kebutuhan Micropile.....93
Tabel 6. 2 Hasil Perhitungan *Internal Stability* 95
Tabel 7. 1 Berat Struktur Atas.....98
Tabel 7. 2 Berat Sendiri Struktur Bawah 103
Tabel 7. 3 Momen Akibat Tekanan Tanah.....107
Tabel 7. 4 Distribusi Beban Gempa Arah Memanjang 115
Tabel 7. 5 Distribusi Beban Gempa Arah Melintang.....116
Tabel 7. 6 Kombinasi Pembebanan Bangunan Bawah Jembatan 118
Tabel 7. 7 Kombinasi Pembebanan 1.....118
Tabel 7. 8 Kombinasi Pembebanan 2.....119
Tabel 7. 9 Kombinasi Pembebanan 3.....119
Tabel 7. 10 Kombinasi Pembebanan 4.....120
Tabel 7. 11 Kombinasi Pembebanan 5 (Arah X).....120
Tabel 7. 12 Kombinasi Pembebanan 5 (Arah Y).....121
Tabel 7. 13 Rekapitulasi Hasil Kombinasi Pembebanan 121
Tabel 7. 14 Kontrol Guling 122
Tabel 7. 15 Kontrol Geser 122
Table 8. 1 Kesimpulan H initial dan settlement.....137
Table 8. 2 Kesimpulan Hasil Xstable Timbunan.....138
Table 8. 3 Kesimpulan Perkuatan Micropile 138

BAB I
PENDAHULUAN

1. 1 Latar Belakang

Salah satu akses transportasi yang semakin dibutuhkan saat ini adalah jalan tol. Jalan tol (jalan bebas hambatan) adalah suatu jalan yang dikhususkan untuk kendaraan bersumbu lebih dari dua (mobil, bus, truk) dan bertujuan untuk mempersingkat jarak dan waktu tempuh dari satu tempat ke tempat lain. Seiring dengan tingginya pertumbuhan lalu lintas, maka diperlukan ruas – ruas jalan baru untuk mengakomodasi kebutuhan masyarakat akan akses transportasi. Untuk mengatasi pertumbuhan lalu lintas terutama di propinsi Jawa Timur, pemerintah mempunyai program pembangunan jalan tol salah satunya Jalan Tol Surabaya – Gempol.

Proyek ini terbagi menjadi 2 Paket, yaitu Paket 1 yang membentang dari Sidoarjo hingga Porong, dan Paket 2 dari Porong hingga Kejapanan (Gambar 1.1). Pada bulan Agustus 2006, ruas jalan tol ini terganggu akibat peristiwa banjir lumpur panas yang menggenangi jalan tol. Saat ini bencana lumpur panas tersebut benar-benar menenggelamkan jalan tol di Porong, serta mengancam akses lain yang melintasi kawasan Porong. Sehingga mustahil untuk melakukan pelebaran jalan pada satu-satunya jalan akses utama yaitu Jalan Raya Malang – Surabaya. Maka dari itu, relokasi jalan tol baru Surabaya – Gempol dibangun pada jalan daerah yang jauh dari luapan lumpur tersebut. Daerah luapan lumpur ditunjukkan dalam Gambar 1.2.

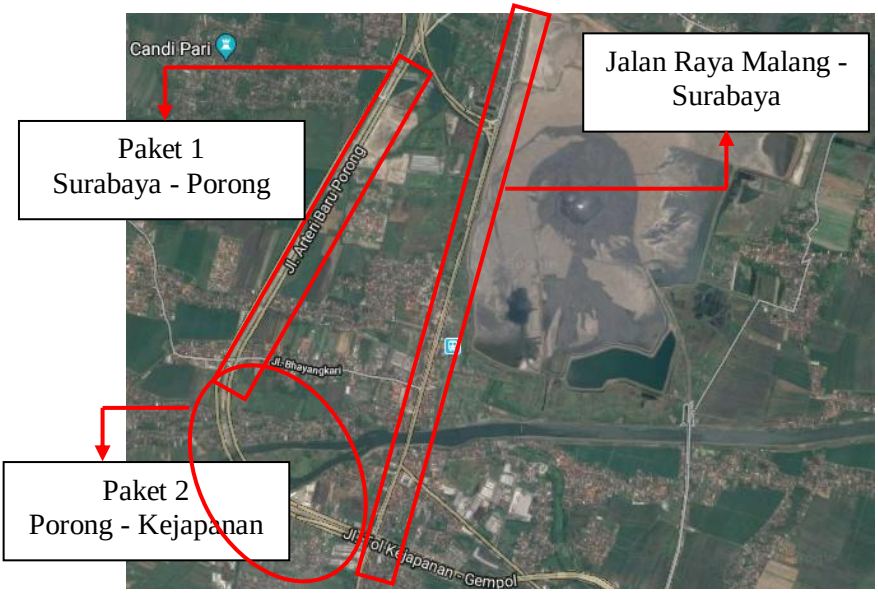
Jalan Tol Surababaya – Gempol ini nantinya akan terhubung dengan Jalan Tol Gempol – Pandaan yang dihubungkan dengan Jalan Tol Ruas Porong – Kejapanan yang akan menjadi objek pada Tugas Akhir ini. Ruas Porong – Kejapanan mempunyai panjang ± 3 km yang dimulai pada STA. 38+672,5 sampai STA. 41+200.

Tanah dasar dari oprit Jalan Tol Porong – Kejapanan ini didominasi oleh tanah lunak sampai kedalaman 24 meter. Melihat kondisi tersebut, maka akan dihitung lama waktu pemampatan agar diketahui apakah diperlukan penggunaan PVD. Kemudian digunakan dan cerucuk untuk perkuatan tanah aslinya. Perhitungan dan desain abutment juga dilakukan dengan perencanaan pondasi berupa tiang pancang.

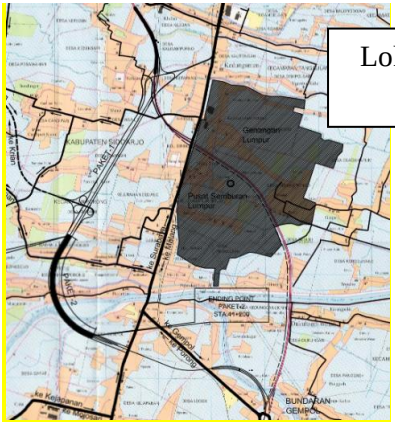
Maka Tugas Akhir ini akan merencanakan abutment, oprit, dan juga perbaikan tanah dasarnya yaitu pada STA. 38+672,5 sampai STA. 40+350. Selain itu, juga akan kebutuhan materialnya, seperti PVD, *geotextile*, *micropile*, serta dinding penahan tanah dan diameter tiang pancang.

Abutment yang direncanakan harus mampu menahan beban dari struktur atas jembatan, kestabilan konstruksi harus ditinjau terhadap pengaruh gaya-gaya eksternal yang dapat menyebabkan keruntuhan guling, keruntuhan geser, dan keruntuhan daya dukung tanah, maupun terhadap gaya-gaya internal yang dapat menyebabkan gagalnya konstruksi.

Oleh karena itu studi ini penting dilakukan untuk dapat merencanakan perkuatan tanah dasar, oprit jembatan serta abutment yang sesuai sehingga mampu menahan dan menerima beban di atasnya tanpa mengalami kelongsoran maupun kerusakan.



Gambar 1. 1 Lokasi Paket 1 dan Paket 2 Proyek Jalan Tol Surabaya – Gempol
(Sumber : Google Maps)



Gambar 1. 2 Lokasi Luapan Lumpur
(Sumber : Google Maps)

1. 2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah yang harus diselesaikan dalam Tugas Akhir ini adalah:

1. Berdasarkan kondisi tanah pada lokasi yang relatif jelek (soft clayey silt), bagaimanakah cara untuk memperkecil amplitudo settlement dan mempersingkat waktu settlementnya?
2. Dengan perencanaan tinggi timbunan yang relatif tinggi, diperlukan analisa soil improvement seperti penggunaaan PVD, geotextile, juga micropile.
3. Bagaimanakah mendesain abutment agar stabil mengingat kondisi tanah yang jelek di lokasi proyek.

1. 3 Tujuan

Tujuan yang ingin dicapai dari Tugas Akhir ini adalah dapat merencanakan perbaikan dan perkuatan tanah pada oprit Jalan Tol Surabaya – Gempol Paket II. Selain itu juga dapat merencanakan abutment dan pondasi yang sesuai agar dapat menahan timbunan di belakangnya dan beban – beban di atasnya.

1. 4 Lingkup Pekerjaan

Adapun lingkup pekerjaan Tugas Akhir untuk proyek Jalan Tol ini, antara lain:

1. Menghitung tinggi timbunan pelaksanaan yang sesuai untuk mendapatkan tinggi timbunan yang direncanakan.
2. Menghitung waktu pemampatan untuk mengetahui keperluan penggunaan PVD.
3. Memeriksa keruntuhan timbunan untuk mengetahui keperluan penggunaan *micropile*.
4. Menghitung kebutuhan *geotextile* untuk perkuatan tanah timbunan.
5. Menghitung perencanaan abutment dan pondasinya.

1. 5 Batasan Masalah

Berdasarkan perumusan masalah yang telah dipaparkan sebelumnya, maka batasan – batasan masalah yang diperlukan dalam penulisan tugas akhir ini, antara lain:

1. Tidak membahas perhitungan struktur atas jembatan
2. Tidak membahas drainase jalan
3. Tidak membahas metode pelaksanaan
4. Tidak menghitung pilar jembatan
5. Tidak menghitung rencana anggaran biaya

1. 6 Manfaat

Perencanaan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat sebagai alternatif perbaikan tanah dan perencanaan abutment pada Jalan Tol Surabaya – Gempol Ruas Porong – Gempol Paket 2 Porong – Kejapanan STA. 38+672,5 sampai STA. 40+350 dan sebagai salah satu referensi studi pustaka untuk merencanakan perkuatan tanah khususnya pada proyek pembangunan jalan.

Halaman ini sengaja dikosongkan.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Karakteristik Tanah Lunak

Tanah adalah kumpulan agregat/ butiran mineral alami yang bisa dipisahkan oleh suatu cara mekanik bila agregat tersebut diaduk dalam air. Tanah terdiri dari kumpulan mineral, bahan organik, dan endapan–endapan yang relatif lepas (*loose*) yang terletak diatas batuan dasar (*bad rock*). Menurut K. Terzaghi, tanah terdiri dari butiran-butiran material hasil pelapukan massa batuan *massive*, dimana ukuran butirannya bisa sebesar bongkahan, berangka, kerikil, pasir, lanau, lempung, dan kontak butirnya tidak tersementasi termasuk bahan organik.

Lapisan tanah yang disebut sebagai lapisan tanah yang lunak adalah lempung (*clay*) atau lanau (silt) yang mempunyai harga penetrasi standar N (SPT) yang lebih kecil dari 4; atau tanah organik seperti gambut yang mempunyai kadar air alamiah yang sangat tinggi. Selain itu terdapat korelasi antara N-SPT dengan jenis konsistensi tanah yang lain seperti dijelaskan pada Tabel 2.1

Tabel 2. 1 Korelasi N-SPT dan Konsistensi Tanah (Untuk Tanah Dominan Lanau dan Lempung)
(Sumber : Mochtar, 2006; revised, 2012)

Konsistensi Tanah	Taksiran Harga Kekuatan Geser Undrained, Cu		Taksiran Harga SPT, Harga N	Taksiran Harga Tahanan Conus, qc (dari Sondir)	
	kPa	ton/m²		kg/cm²	kPa
Sangat lunak (very soft)	0 – 12,5	0 – 1,25	0 – 2.5	0 – 10	0 – 1000
Lunak (soft)	12,5 – 25	1,25 – 2,5	2.5 – 5	10 – 20	1000 – 2000
Menengah (medium)	25 – 50	2,5 – 5,0	5 – 10	20 – 40	2000 – 4000
Kaku (stiff)	50 – 100	5,0 – 10	10 – 20	40 – 75	4000 – 7500

Tabel 2.1 Korelasi N-SPT dan Konsistensi Tanah (Untuk Tanah Dominan Lanau dan Lempung) (Lanjutan)

Sangat kaku (very stiff)	100 – 200	10 – 20	20 – 40	75 – 150	7500 – 15000
Keras (hard)	>200	>20	>40	>150	>15000

Tanah lempung merupakan jenis tanah berbutir halus dengan ukurannya < 2μ atau < 5 μ (Mochtar dan Mochtar, 1988*)*. Tanah lempung merupakan tanah kohesif yang memiliki:

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

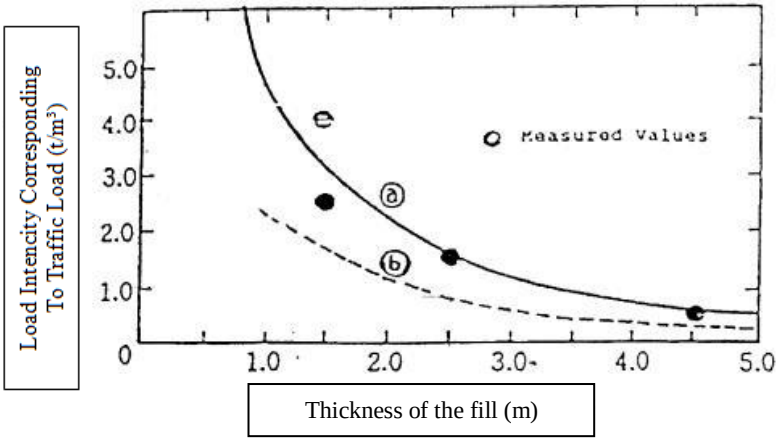
Tanah lempung memiliki gaya geser yang kecil, kemampatan yang besar, dan koefisien permeabilitas yang kecil. Nilai kekuatan geser tanah lempung lembek ditentukan dari ikatan butiran antar partikel tanah. Tanah lempung lembek merupakan tanah lunak yang mempunyai kadar air yang bervariasi. Apabila tanah lempung lembek diberi beban melampaui daya dukung kritisnya, maka secara langsung akan terjadi pemampatan pada rongga antar partikel tanah dalam jangka waktu yang cukup lama.

Dari permasalahan di atas, secara teknis tanah lempung bersifat kurang menguntungkan untuk mendukung suatu pekerjaan konstruksi. Hal ini seringkali menjadi kendala dalam pelaksanaan suatu pekerjaan konstruksi.

2.2 Analisa Tanah Timbunan

2.2.1 Analisa Beban *Traffic*

Pada perencanaan timbunan jalan, tentu saja beban traffic menjadi salah satu beban yang harus diterima oleh tanah dasar. Beban *traffic* diperhitungkan sebagai beban merata yang tergantung dari tinggi timbunan embankment (*Japan Road Association, 1986*). Makin tebal tinggi timbunan, makin kecil pengaruh beban traffic terhadap tanah dasar. Kurva hubungan antara tinggi timbunan dengan beban traffic yang digunakan untuk perencanaan disajikan pada Gambar 2.1.



Gambar 2. 1 Kurva Hubungan antara tebal timbunan dengan intensitas beban yang bersesuaian dengan beban traffic
(Sumber : *Japan Road Association,* 1986)

2.2.2 Pemampatan Tanah Lunak

Penurunan tanah akibat pemampatan tanah pada umumnya dapat dibagi menjadi dua macam, yaitu:

1. Penurunan segera (*immediate settelment*) 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 settelment*) yaitu penurunan yang disebabkan oleh perubahan volume tanah akibat keluarnya air yang ada pada pori-pori tanah.

Terzaghi (1925) memberikan teori perhitungan untuk pemampatan pada tanah lempung yaitu:

1. Untuk tanah terkonsolidasi normal (NC soil)

$$S_{ci} = \frac{H}{1+e_o}\left[C_c \log\left(\frac{\sigma_o'+\Delta\sigma}{\sigma_o'}\right)\right] \qquad (2.1)$$

2. Untuk tanah terkonsolidasi lebih (OC soil)
   Bila $(\sigma o' + \Delta\sigma) \leq \sigma c$, maka :

$$S_{ci} = \frac{H}{1+e_o}\left[C_s \log\left(\frac{\sigma_o'+\Delta\sigma}{\sigma_o'}\right)\right] \qquad (2.2)$$

   Bila $(\sigma o' + \Delta\sigma) > \sigma c$

$$S_{ci} = \left[\frac{H}{1+e_0} C_s \log\frac{\sigma_c'}{\sigma_o'}\right] + \left[\frac{H}{1+e_0} C_c \log\frac{\sigma_o'+\Delta\sigma}{\sigma_c'}\right] \qquad (2.3)$$

$\Delta\sigma = I \times q$

Dimana:

Sci = pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah ke-i yang ditinjau.
Hi = tebal lapisan tanah ke-i
eo = angka pori awal dari lapisan tanah ke-i
Cc = indeks kompresi dari lapisan ke-i
Cs = indeks mengembang dari lapisan ke-i
σ_o' = tegangan Overburden efektif
σ_c' = tegangan prakonsolidasi efektif
$\Delta\sigma$ = penambahan beban vertikal pada lapisan yang ditinjau akibat beban timbunan dihitung dengan persamaan

q = tegangan vertical effective di permukaan tanah akibat embankment jalan.

I = faktor pengaruh yang diperoleh yang dari grafik pada Gambar 2.2 (NAVFAC DM – 7 1970)

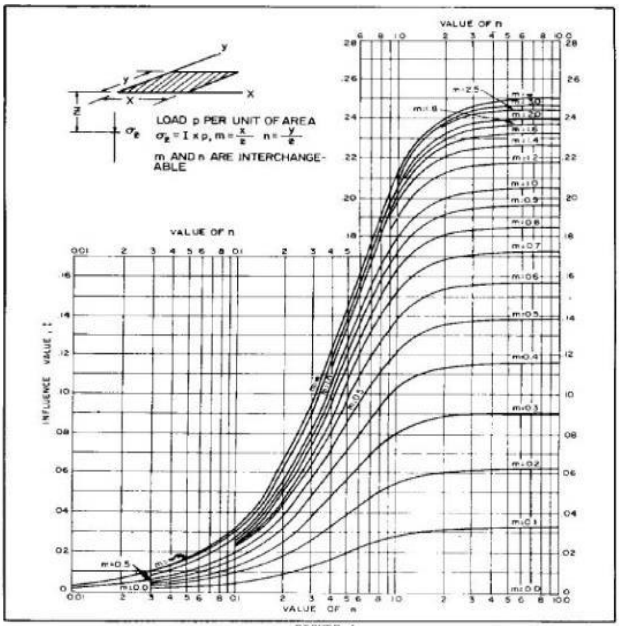


FIGURE 4
Influence Value for Vertical Stress Beneath a Corner of a Uniformly Loaded Rectangular Area (Boussinesq Case)

Gambar 2. 2 Grafik faktor pengaruh Beban Segi empat (Sumber : NAVFAC DM – 7, 1970)

2.2.3 Waktu Konsolidasi

Penurunan konsolidasi pada tanah lempung yang tebal berlangsung sangat lama. Pada tanah yang tidak dikonsolidasi dengan PVD, pengaliran yang terjadi hanyalah pada arah vertikal saja. Menurut Terzaghi dalam Das (1990), lama waktu konsolidasi (t) dapat dicari dengan Persamaan 2.4.

$$t = \frac{T_v \ (H_{dr})^2}{C_v} \qquad (2.4)$$

Dimana:

t = waktu konsolidasi
Tv = faktor waktu
Hdr = panjang aliran air/ *drainage* terpanjang
Cv = koefisien konsolidasi vertical

2.2.4 Parameter Tanah untuk Lamanya Pemampatan Konsolidasi

a. Faktor Waktu

Faktor waktu Tv adalah merupakan fungsi langsung dari derajat konsolidasi (U%) dan bentuk dari distribusi tegangan air pori (u) di dalam tanah (aliran satu arah atau dua arah). Apabila distribusi tegangan air porinya merata (homogen) maka hubungan Tv dan U seperti terlihat pada Tabel 2.2.

Tabel 2. 2 Korelasi Antara Tv dan U
(Sumber : Das, 1988)

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

b. Koefisien Konsolidasi Vertikal (Cv)

Koefisien konsolidasi vertikal Cv diperoleh dari grafik korelasi antara besarnya pemampatan tanah dengan waktu (t) berdasarkan Persamaam 2.5.

$$Cv = \frac{0{,}197(H \ x \ 2)^2}{t_{50}} \qquad (2.5)$$

Apabila lapisan tanahnya heterogen dan mempunyai beberapa nilai Cv, maka harga Cv yang dipakai adalah nilai Cv gabungan (ABSI,1965) seperti yang terlihat pada Persamaan 2.6.

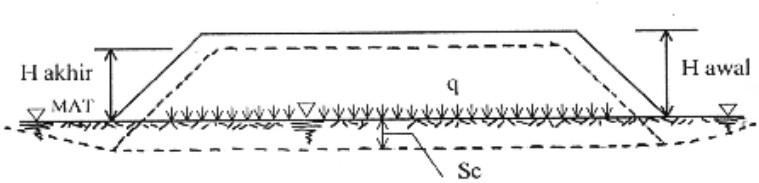
$$Cv\,gab = \frac{(H_1 + H_2 + ... + H_n)^2}{\left[\frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + ... + \frac{H_n}{\sqrt{C_{vn}}}\right]^2} \qquad (2.6)$$

Dimana:
hi = tebal lapisan i
Cvi = harga Cv lapisan i

c. Panjang aliran *drainage* H (Hdr)
Apabila tebal lapisan lempung (*compressible soil*) kita sebut H, maka panjang aliran *drainage* Hdr adalah:
Hdr = ½ H, bila arah aliran air selama proses konsolidasi adalah dua arah (ke atas dan ke bawah)
Hdr = H, bila arah aliran *drainage*-nya satu arah (ke atas atau ke bawah). Hal ini terjadi bila di atas atau biasanya di bawah lapisan lempung tersebut merupakan lapisan yang kedap air (*impermeable*)

2.2.5 Tinggi Timbunan Awal (H inisial)

Tinggi timbunan awal (H initial) yang direncanakan harus sudah memperhitungkan besarnya penurunan (Sc) yang akan terjadi, sehingga dapat memenuhi tinggi timbunan yang diinginkan(H akhir).Setelah mengalami pemampatan, timbunan akan mengalami perubahan berat yang disebabkan pada saat terjadinya proses pemampatan sebagian tanah "tenggelam" berada di muka air tanah, seperti terlihat pada Gambar 2.3.



Gambar 2. 3 Kedudukan Timbunan Saat Mengalami Pemampatan (Sumber : Mochtar, 2000)

$$q_{final} = q = \left(H_{inisial} - S_c\right) x\, \gamma_{timb} + S_c\ x\ \gamma'_{timb} \quad (2.7)$$

$$q_{final} = q = (H_{inisial} \times \gamma_{timb}) - (S_c \times \gamma_{timb}) + (S_c \times \gamma'_{timb}) \quad (2.8)$$

$$H_{inisial} = \frac{q + (S_c \times \gamma_{timb}) - (S_c \times \gamma'_{timb})}{\gamma_{timb}} \quad (2.9)$$

$$H_{akhir} = H_{inisial} - S_c \quad (2.10)$$

2.2.6 Penentuan Tinggi Kritis (Hcr)

Penentuan tinggi kritis digunakan sebagai beban awal preloading. Untuk muka air yang berada di atas muka tanah, tinggi timbunan kritis beban *preloading* dapat dihitung dengan Persamaan 2.11.

$$H_{cr} = \frac{2 \times C_u}{\gamma_{timbunan}} \quad (2.11)$$

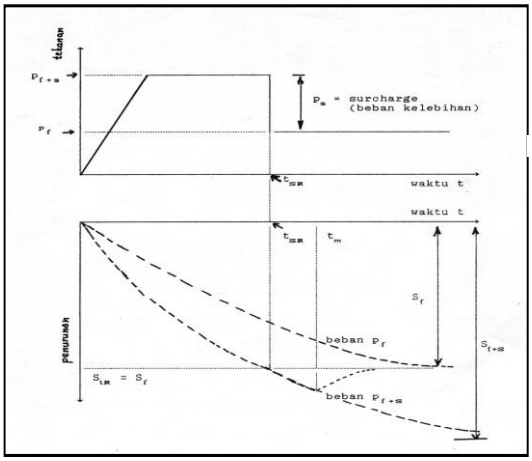
Dimana:

Cu = kohesi tanah dasar (t/m²)
Γ timbunan = berat volume tanah timbunan (t/m²)
Hcr = tinggi timbunan kritis (m)

Selain menggunakan persamaan diatas, penentuan Hcr dapat menggunakan program bantu.

2.2.7 Peningkatan Daya Dukung Tanah dengan Metode *Preloading*

Beban *preloading* yang diletakkan secara bertahap ditentukan berdasarkan besar pemampatan tanah dasar yang akan dihilangkan. Kekuatan geser tanah lempung akan mempengaruhi tinggi timbunan kritis. Sistem *precompression* atau *preloading* ialah metode perbaikan tanah dengan memberikan beban awal yang berlebih Pf+s sedemikian rupa sehingga pada waktu yang pendek tsr didapatkan penurunan yang sama besarnya dengan total penurunan Sf dari beban rencana Pf, sebagaimana terlihat pada Gambar 2.4.



Gambar 2. 4 Prinsip Pembebanan *Preloading* pada Pemampatan Tanah dengan Beban Awal pf+s>pf
(Sumber : Mochtar, 2000)

Bila pada beban awal pf+s penurunan Sf terjadi pada waktu tsr, beban surcharge Ps dapat dibongkar. Kemudian dengan asumsi bahwa tanah sudah termampatkan sampai Sf, beban pf tidak lagi menyebabkan penurunan tambahan. Makin besar pf+s makin pendek waktu tsr.

Daya dukung tanah dasar meningkat karena adanya pemampatan tanah dasar sebagai akibat adanya beban timbunan yang diletakkan secara bertahap. Beban bertahap dapat diletakkan secara terus menerus sampai dengan tinggi timbunan kritis (Hcr) dicapai. Adapun langkah-langkah untuk menghitung peningkatan Cu adalah sebagai berikut :

1. Menentukan tahapan penimbunan yang akan direncanakan
2. Menghitung Tegangan tanah mula-mula (tegangan *overburden)* = po'
3. Penambahan tegangan beban ΔP, apabila periode pemberian beban t1 dan derajat konsolidasi = U1, maka dapat dihitunh dengan Persamaan 2.12.

$$\Delta P u_i = \left(\frac{\sigma'_i}{p'_o} \right)^{u1} p'_o - p'_o \qquad (2.12)$$

4. Menghitung Kenaikan daya dukung tanah dengan perumusan sebagai berikut:
   a. Untuk harga *Plastiscity Index*, PI tanah < 120 %
      Cu (kg/cm²) = 0,073 + (0,1899 – 0.0016 PI) σp' (2.13)
   b. Untuk harga *Plastiscity Index*, PI tanah > 120 %
      Cu (kg/cm²) = 0,073 + (0,0454 – 0.00004 PI) σp' (2.14)

Dimana harga σp' dalam kg/cm2

2.2.8 TimbunanBertahap dan Besar Pemampatan

Seperti diketahui bahwa timbunan di lapangan diletakkan lapis demi lapis dengan kecepatan sesuai dengan yang direncanakan. Dengan demikian, formula yang dipergunakan untuk menghitung besar pemampatan konsolidasi perlu disesuaikan dengan besar beban dan pemakaian harga Cc dan Cs.

Untuk pembebanan secara bertahap dimana besar beban di setiap tahapan adalah Δp, digunakan persamaan berikut:

1. Bila $(po' + \Delta p1) \leq pc'$

$$Sc = \frac{Cs.H}{1+e_0} \left[\log \left(\frac{p_0' + \Delta p1}{p_0'} \right) \right] \qquad (2.15)$$

2. Bila $(po' + \Delta p1 + \Delta p2) > pc'$

$$Sc = \frac{Cs.H}{1+e_0} \log \frac{p'_c}{p'_0 + \Delta p1} + \frac{C_c.H}{1+e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p1 + \Delta p2}{p'_c} \qquad (2.16)$$

3. Bila $(po' + \Delta p1 + \Delta p2 + \Delta p3) > pc'$

$$Sc = \frac{C_c.H}{1+e_0} \log \frac{p'_0 + \Delta p1 + \Delta p2 + \Delta p3}{p'o + \Delta p1 + \Delta p2} \qquad (2.17)$$

Dimana:

Sc = pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah yang ditinjau
H = tebal lapisan tanah *compressible*

e0 = angka pori awal (*initial void ratio*)
Cc = indeks kompresi
Cs = indeks mengembang
Δp = beban *surcharge*
p'o = tekanan tanah vertikal efektif dari suatu titik di tengah-tengah lapisan ke-i akibat beban tanah sendiri di atas titik tersebut di lapangan (*effective overburden pressure*)
p'c = tegangan konsolidasi efektif di masa lampau *(effective past overburden pressure)*

Besarnya beban preloading yang akan diberikan dapat ditentukan terlebih dahulu, kemudian dibandingkan dengan tinggi timbunan atau beban yang mampu diterima oleh tanah dasar yaitu H kritis (Hcr). Apabila ternyata tinggi timbunan sebagai beban preloading yang akan diberikan lebih besar daripada Hcr, maka timbunan tersebut harus diletakkan secara bertahap (*stepped preloading*).

Langkah-langkah perhitungan penurunan akibat beban preloading secara bertahap (*stepped preloading*) adalah sebagai berikut :

1. Menghitung pemampatan yang akan terjadi pada tahap pertama disetiap lapisan.
2. Menghitung pemampatan akibat penambahan tinggi timbunan perlapisan.
3. Menghitung besar pemampatan akibat beban tahap selanjutnya untuk U rata-rata <90 % . Sehingga penurunan pada perlapisan dikalikan dengan nilai derajat konsolidasi (U) PVD pada umur timbunan seperti pada Persamaan 2.18.
   $Sc = Sci \times U(\%)i$ (2.18)
4. Menentukan beban tahap selanjutnya seperti langkah sebelumnya sehingga sampai total pemampatan yang harus dihilangkan tercapai.
5. Membuat grafik pemampatan pertahapan dengan lama penimbunan. Kemudian memplotkan nilai pemampatan yang

harus dihilangkan sehingga diketahui lama waktu untuk menghabiskan pemampatnya.

2.3 Perencanaan *Vertical Drain*

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

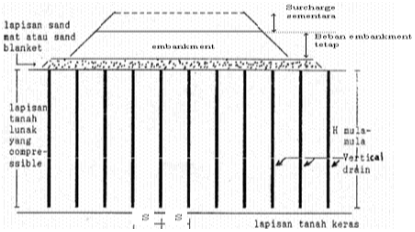
Vertical drain yang mudah mengalirkan air biasanya berupa *sand drain*/tiang pasir atau dari bahan geosintetis yang dikenal dengan *"wick drain"* atau juga dikenal sebagai *Prefabricated Vertical Drain* (PVD). Pada umumnya PVD banyak digunakan karena kemudahan dalam pemasangan di lapangan. Tiang-tiang atau lubang-lubang tersebut "dipasang" di dalam tanah pada jarak tertentu sehingga memperpendek jarak aliran drainase air pori *(drainage path).* (Mochtar, 2000).

2.3.1 Menentukan Kedalaman *Vertical Drain*

Vertical drain perlu dipasang untuk mengatasi penurunan akibat konsolidasi tanah dengan penentuan kedalaman yang tergantung dari beberapa faktor:

1. PVD hanya cocok diaplikasikan untuk jenis tanah *cohessive compressible soil*
2. PVD tidak valid untuk lapisan tanah pasir
3. Kedalaman PVD dihentikan sampai nilai N SPT > 16 (*stiff clay*)
4. Mempertimbangkan kemampuan alat pemancangan PVD (umumnya maksimal kedalaman 30 meter)

Sketsa pemasangan *vertical drain* dapat dilihat pada Gambar 2.5.



Gambar 2. 5 Pemasangan *vertical drain* pada kedalaman tanah yang *compressible*
(Sumber : Mochtar, 2000)

2.3.2 Menentukan Waktu Konsolidasi Akibat *Vertical Drain*

Pemasangan PVD (*Prevabricated Vertical Drain*) dilakukan untuk mempercepat proses pemampatan dengan cara memperpendek aliran (*drainage path*) dari air pori. Sistem Drainase vertikal dijelaskan oleh (Barron,1984) berdasarkan terori aliran arah vertikaldengan menggunakan asumsi teori Terzaghi tentang konsolidasi primer 1 dimensi. Teori tersebut menetapkan hubungan antara waktu, diameter drain, jarak antara drain, koefisien konsolidasi dan rata – rata derajat konsolidasi. Penentuan waktu konsolidasi dapat dicari dengan Persamaan 2.19.

$$t = \left(\frac{D^2}{8\, C_h} \right) F(n) \ln \left(\frac{1}{1 - \bar{U}h} \right) \qquad (2.19)$$

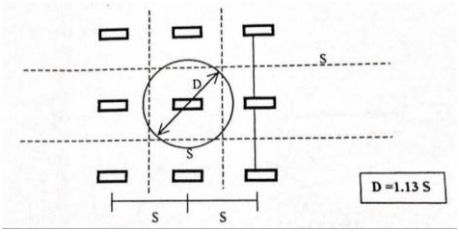
Dimana:

t = waktu untuk menyelesaikan konsolidasi primer

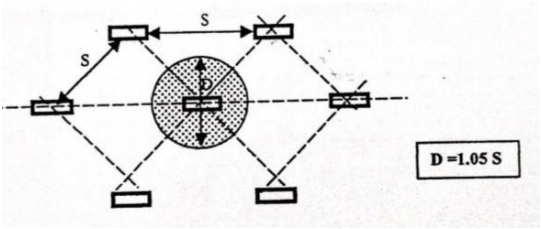
D = diameter ekivalen dari lingkaran tanah yangmerupakan daerah pengaruh PVD
harga D = 1,13 x S, untuk pola susunan bujur sangkar (Gambar 2.6)
harga D = 1,05 x S, untuk pola susunan segitiga (Gambar 2.7)

Ch = koefisien konsolidasi tanah arah horizontal

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



Gambar 2. 6 Pola susun bujur sangkar D = 1,13 S
(Sumber : Mochtar, 2000)



Gambar 2. 7 Pola susun segitiga D = 1,05 S
(Sumber : Mochtar, 2000)

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

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2-1}\right)\left[\ln(n) - \left(\frac{3n^2-1}{4n^2}\right)\right] \qquad (2.20)$$

atau

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2-1}\right)\left[\ln(n) - 3/4 - \left(\frac{1}{4n^2}\right)\right] \qquad (2.21)$$

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

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

dan$\left(\frac{n^2}{n^2-1}\right) \approx 1$, sehingga:

F(n) = ln(n) – ¾ , atau (2.22)

$F(n) = \ln\left(\frac{D}{dw}\right) - ¾$ (2.23)

Hansbo (1979) menentukan waktu konsolidasi dengan menggunakan Persamaan 2.24 berikut ini

$$t = \left(\frac{D^2}{8.C_h}\right)(F(n) + Fs + Fr)\ln\left(\frac{1}{1-\overline{U}h}\right) \quad (2.24)$$

Dimana:

t = waktu yang diperlukan untuk mencapai $\overline{Uh}$
D = diameter equivalen lingkaran PVD
S = jarak antar titik pusat PVD
Ch = koefisien konsolidasi arah horizontal

$$C_h = \frac{k_h}{k_v} \times C_V \quad (2.25)$$

Dimana:

kh/kv = perbandingan antara koefisien permeabilitas tanah arah horisontal danvertikal, untuk tanah lempung yang jenuh air, harga berkisar antara 2 – 5
F(n) = faktor hambatan disebabkan karena jarak antar PVD
Fr = faktor hambatan akibat pada PVD itu sendiri
Fs = faktor hambatan tanah yang terganggu (*disturbed*)
$\overline{U}_h$ = derajat konsolidasi tanah akibat aliran air arah horizontal

Harga Fr merupakan faktor tahanan akibat adanya gangguan PVD itu sendiri dan dirumuskan seperti Persamaan 2.26.

$$Fr = \pi\, z\,(L-z)\left(\frac{k_h}{q_w}\right) \quad (2.26)$$

Dimana:

z = kedalaman titik tinjau pada PVD terhadap permukaan tanah

L = panjang drain

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

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

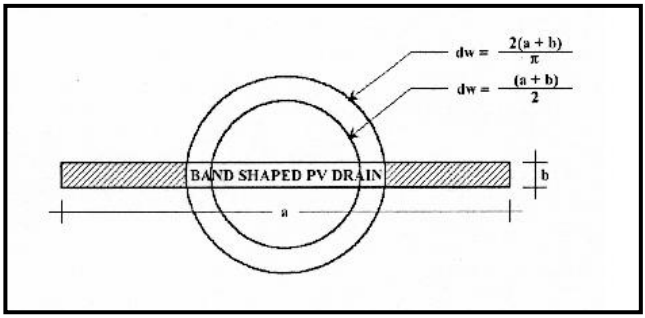
$$Fs = \left(\frac{K_h}{K_s} - 1\right).\ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) \qquad (2.27)$$

Dimana:

ks = koefisien permeabilitas arah horisontal pada tanah terganggu(*disturbed*)

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

dw = diameter ekivalen (Gambar 2.8)



Gambar 2. 8 Equivalen Diameter Untuk PVD
(Sumber : Mochtar, 2000)

Untuk memudahkan perencanaan maka dapat diasumsikan bahwa F(n) = Fs dan harga Fr umumnya kecil dan tidak begitu penting, maka harga Fr dianggap nol. Dengan memasukkan anggapan-anggapan tersebut, maka persamaan 2.24 berubah menjadi Persamaan 2.28 berikut ini:

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

Dimana:

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

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

2.3.3 Menghitung Derajat Konsolidasi Rata-Rata

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

- Untuk 0 < Uv < 60%

$$\overline{U}_V = \left(2\sqrt{\frac{T_V}{\pi}}\right)\times 100\% \quad (2.29)$$

- Untuk Uv > 60%

$$\overline{U}_V = (100 - 10^{\bar{a}})\% \quad (2.30)$$

Dimana:

$$\bar{a} = \frac{1{,}781 - T_V}{0{,}933} \quad (2.31)$$

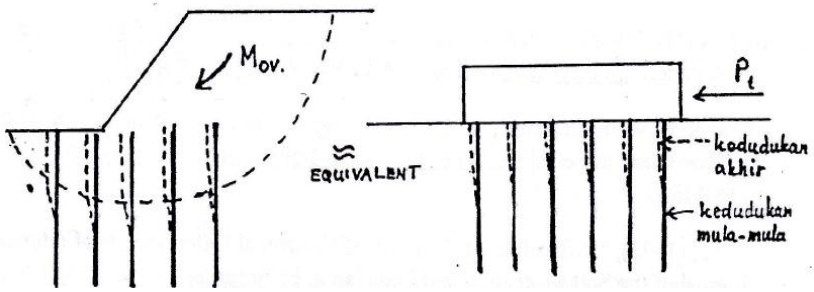
Tv = faktor waktu (dicari dengan menggunakan persamaan 2.4)

Derajat konsolidasi rata-rata $\overline{U}$ dapat dicari dengan menggunakan rumus Carillo seperti pada Persamaan 2.32.:

$$\overline{U} = \left[1 - (1 - \overline{U}_h)(1 - \overline{U}_V)\right]\times 100\% \quad (2.32)$$

2.4 Perencanaan Cerucuk

Penggunaan cerucuk dimaksudkan untuk meningkatkan tahanan geser tanah. Apabila tahanan tanah terhadap geser meningkat, maka daya dukung dari tanah tersebut juga akan meningkat. Asumsi yang dipergunakan dalam konstruksi cerucuk dapat dilihat pada Gambar 2.9. Pada Gambar tersebut kelompok tiang (cerucuk) dengan "rigid cap" pada permukaan tanah menerima gaya horizontal. Gaya horizontal ini adalah merupakan tegangan geser yang terjadi sepanjang bidang gelincir.



Gambar 2. 9 Asumsi Gaya yang Diterima Cerucuk (NAVFAC DM-7, 1971)
(Sumber : Mochtar, 2000)

2.4.1 Menentukan Tambahan Momen Perlawanan (ΔMR)

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

Momen tambahan (ΔMR) dihitung dengan Persamaan 2.33.

$\Delta MR = (SF_{rencana} \times Mp) - MR$ (2.33)

$Mp = MR/SF$ (2.34)

Dimana:

Δ MR = momen penahan tambahan yang akan dipikul oleh cerucuk
MR = momen penahan atau momen perlawanan
Mp = momen penggerak atau momen dorong
SF = angka keamanan awal (tanpa cerucuk)
SF rencana = angka keamanan yang direncanakan

2.4.2 Menghitung Momen Lentur yang Bekerja Pada Cerucuk

Menurut desain manual NAVFAC DM-7 (1971) dalam Mochtar (2000), besarnya momen lentur yang bekerja pada cerucuk didapat dari Persamaan 2.35.

$$Mp\ maks = \frac{\sigma\ maks\ \ bahan\ \ x\ In}{C} \quad (2.35)$$

Dimana:

σmaks = tegangan tarik/ tekan maksimum dari bahan cerucuk
In = momen inersia penampang cerucuk terhadap garis yang melewati penampang
C = ½ D
D = diameter cerucuk

2.4.3 Menghitung Gaya Horizontal yang Mampu Ditahan Satu Tiang

Besarnya gaya maksimal (Pmaks) yang dapat ditahan oleh satu tiang/ cerucuk terjadi apabila nilai Mp sama dengan nilai momen maksimum lentur bahan cerucuk. Sehingga nilai dari gaya horizontal maksimal yang dapat ditahan oleh satu tiang diperoleh dari Persamaan 2.36 (NAVFAC DM-17, 1971).

$$P_{max}(1\ cerucuk) = \frac{Mp_{max}\,1\ cerucuk}{T \times F_M}\ Fkg \quad (2.36)$$

$$Mp_{max} = \frac{\sigma_{all} \times I}{y} \quad (2.37)$$

Dimana:

Pmaks = gaya horizontal yang diterima cerucuk (kg)
Mpmaks = momen lentur yang bekerja pada cerucuk (kg-cm)
T = faktor kekakuan relative (cm)
FM = koefisien momen akibat gaya lateral. Harga Fm didapat dari Gambar 2.11 yang merupakan grafik hubungan dari kedalaman (z) L/T. Dimana L adalah panjang cerucuk yang tertahan di bawah/atas bidang gelincir.
σ_{all} = tegangan lentur ijin bahan cerucuk
I = momen inersia tiang cerucuk, cm4
y = jarak antara serat teratas atau terbawah dari penampang cerucuk terhadap garis netral (cm)
Fkg = faktor koreksi gabungan
Untuk mencari Fk digunakan Persamaan 2.38

Fk = 2,3 Yt x Ys x Yn x Yd (2.38)

Dimana:

Yt = Variasi rasio tancap
Ys = Variasi rasio spasi
Yn = Variasi rasio jumah
Yt = Variasi rasio diameter

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} \quad (2.39)$$

Dimana:

E = modulus elastisitas tiang (cerucuk), kg/cm2
f = koefisien dari variasi modulus tanah (dapat dicari dari (Gambar 2.10) yang merupakan grafik hubungan antara f dengan *unconfined compression strength* (qu = 2 Cu)).
I = momen inersia tiang (cerucuk), cm4

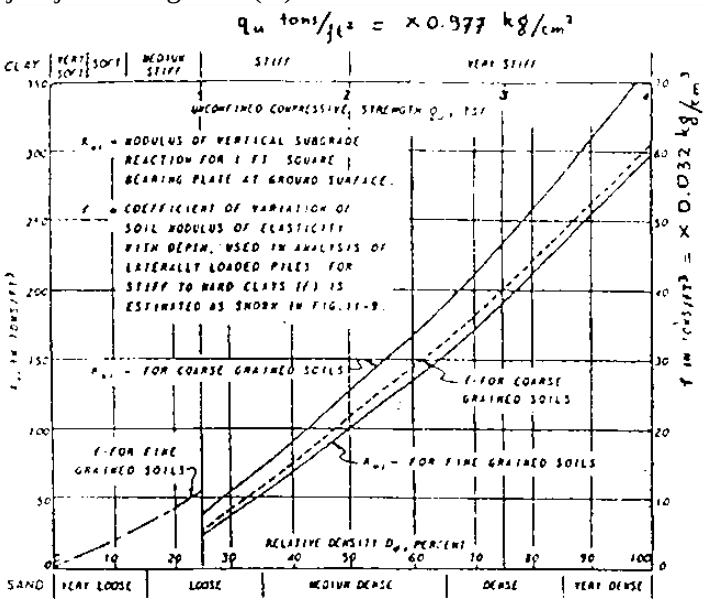
2.4.4 Menentukan Jumlah Cerucuk

Jumlah cerucuk yang dibutuhkan dapat diperoleh dari Persamaan 2.40.

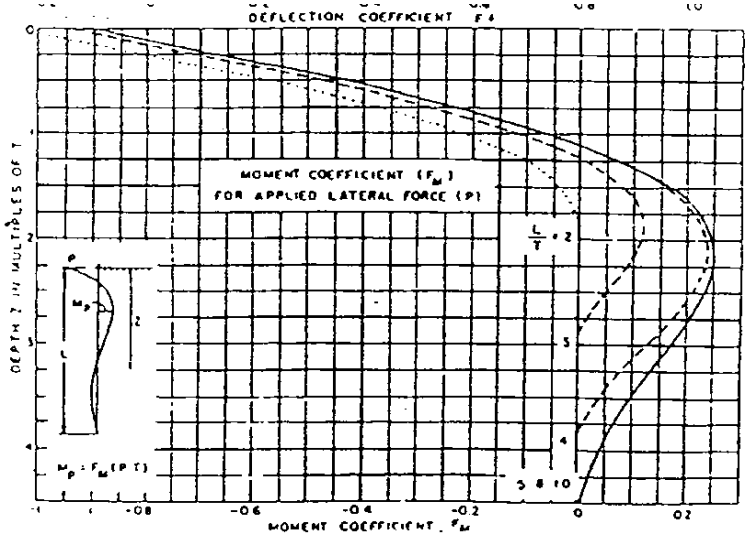
$$n = \frac{\Delta M_R}{R \times P_{max1cerucuk}} \qquad (2.40)$$

Dimana:

R= jari-jari kelongsoran (m)



Gambar 2. 10 Mencari Harga f untuk Berbagai Jenis Tanah
(Sumber : NAVFAC DM-7, 1971 dalam Mochtar, 2000)



Gambar 2. 11 Grafik untuk Mencari Besar FM
(Sumber : NAVFAC DM-7, 1971 dalam Mochtar, 2000)

2.5 Perencanaan *Geotextile Wall*

Geosiynthesis yang paling banyak digunakan untuk perkuatan timbunan pada bidang teknik sipil salah satunya adalah *Geotextile.* Pada perencanaannya perlu memperhatikan kekuatan tarik dari bahan dalam menerima dan memikul gaya geser saat terjadi kelongsoran. Kekuatan bahan dari *geotextile* dapat dihitung menggunakan Persamaan 2.41.

$$T\,allow = T\,ult\left(\frac{1}{FSid\,x\,FScr\,x\,FScd\,x\,FSbd}\right) \qquad (2.41)$$

Dimana :

Tallow = kekuatan geotextile yang tersedia
T = kekuatan tarik max geotextile yang dipakai
FSid = FS akibat kerusakan saat pemasangan
FScr = FS terhadap kerusakan akibat rangkak
FScd = FS terhadap kerusakan akibat bahan kimia
FSbd = FS terhadap kerusakan akibat aktifitas biologi

Harga-harga FS diatas dapat diambil dari Tabel 2.3

Tabel 2. 3 Harga Faktor Reduksi Berdasarkan Kegunaan
(Sumber : Koerner, 1999)

Kegunaan	FSID	FSCR	FSCD	FSBD
Dinding Penahan	1,1 - 2,0	2,0 - 4,0	1,0 - 1,5	1,0 - 1,3
Timbunan	1,1 - 2,0	2,0 - 3,0	1,0 - 1,5	1,0 - 1,3
Daya Dukung	1,1 - 2,0	2,0 - 4,0	1,0 - 1,5	1,0 - 1,3
Overlay Pav.	1,1 - 1,5	1,0 - 1,2	1,0 - 1,5	1,0 - 1,1
Stabilitas Talud	1,1 - 1,5	1,5 - 2,0	1,0 - 1,5	1,0 - 1,3
Unpaved Road	1,1 - 2,0	1,5 - 2,5	1,0 - 1,5	1,0 - 1,2
Pemisah	1,1 - 2,5	1,0 - 1,2	1,0 - 1,5	1,0 - 1,2

Adapun kontrol stabilitaspada perencanaan dengan perkuatan *Geotextile* harus ditinjau stabilitasnya pada:

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

2.5.1 Prinsip Geotextile untuk Dinding Penahan Tanah

Gaya-gaya yang harus diperhatikan adalah (dijelaskan seperti Gambar 2.12 dan Gambar 2.13) :

1. Tanah dibelakang dinding
2. Beban luar seperti beban *surcharge* dan beban hidup

Besar tegangan horisontal yang diterima dinding (σH) dapat dihitung menggunakan Persamaan 2.42.

$$\sigma_H = \sigma_{HS} + \sigma_{Hq} + \sigma_{HL} \qquad (2.42)$$

Dimana:

σH = tegangan horisontal yang diterima dinding

σHS = tegangan horisontal akibat tanah dibelakang dinding

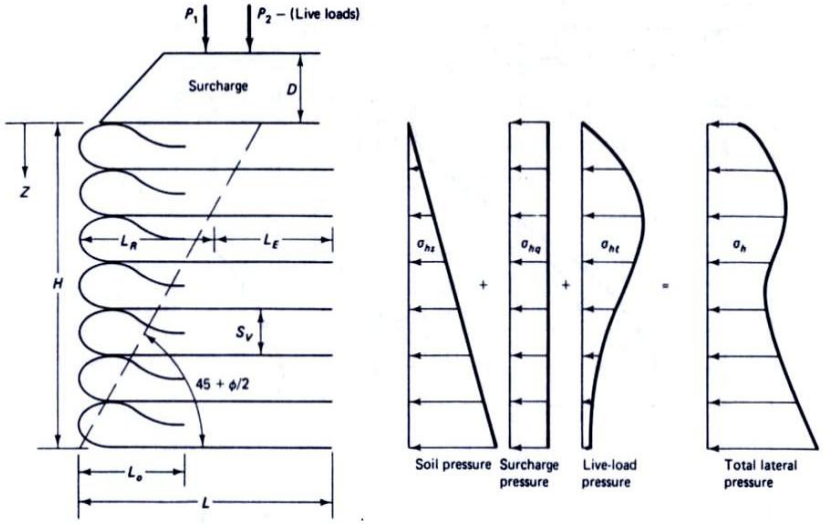
σHq = tegangan horisontal akibat tanah timbunan / surcharge
σHL = tegangan horisontal akibat tanah hidup

Tegangan horizontal akibat beban diatas tanah dasar dapat dilakukan pengecekan pada Gambar 2.12. Jarak Vertikal pemasangan geotextile (Sv) seperti pada Gambar 2.12 diperhitungkan menggunakan Persamaan 2.44.

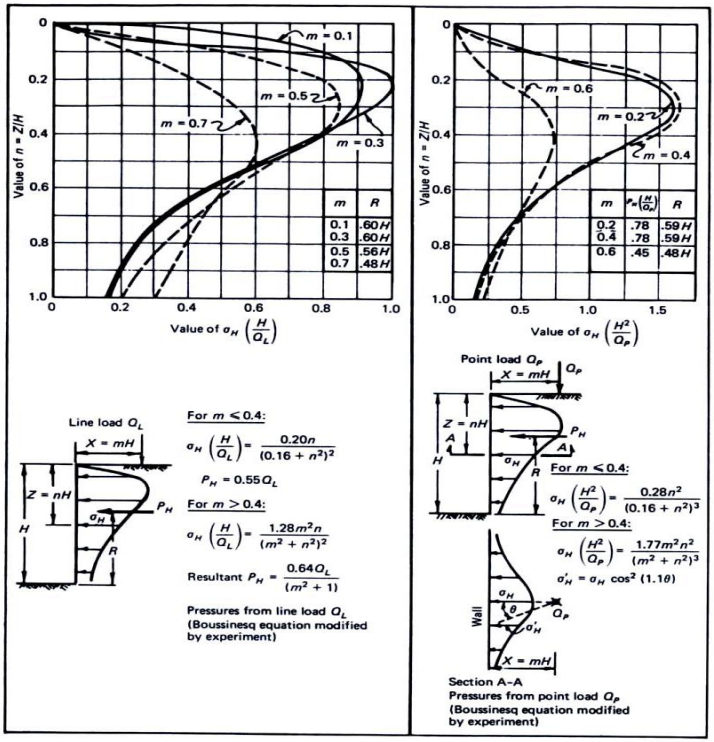
$$\sigma_{HZ} \times S_V \times 1 = \frac{T_{ALL}}{SF} \qquad (2.43)$$

$$S_V = \frac{T_{ALL}}{SF \times \sigma_{HZ} \times 1} \qquad (2.44)$$

Dimana:
σHZ = tegangan horisontal pada kedalaman Z
Tall = kekuatan Geotextile yang tersedia
SF = Faktor keamanan 1.3 s/d 1.5



Gambar 2. 12 Konsep Tekanan Tanah Dari Teori Untuk Dinding Geotextile
(Sumber : Koerner, 1999)



Gambar 2. 13 Konsep Penyaluran Beban Titik dan Beban Garis
(Sumber : NAVFAC DM-7, 1971)

2.5.2 Menghitung Panjang Geotextile

Panjang Geotextile yang dibutuhkan dapat dihitung dengan Persamaan 2.45.

$$L = Le + LR \tag{2.45}$$

Dimana:

$$L_R = (H - Z)\, x \left[tg\left(45^0 - \varphi/2\right)\right] \tag{2.46}$$

$$Le = \sigma_H\, S_V\, SF = 2\, \tau\, L_e \rightarrow \tau = c + \sigma_V\, tg\delta \tag{2.47}$$

Sehingga, panjang geotextile yang berada dalam anchorage zone menjadi seperti Persamaan 2.48.

$$L_e = \frac{S_V \ \sigma_H \ SF}{2\left[c + \sigma_V (tg\delta)\right]} \qquad (2.48)$$

Dimana:

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

LR = panjang geotextile yang berada di depan bidang longsor

τ = kekuatan geser tanah terhadap *geotextile*

c = kohesi antar tanah dengan *geotextile* (c = 0 apabila tanah pasir)

δ = sudut geser antara tanah dan *geotextile*

σ_H = tegangan horizontal

σ_V = tegangan vertikal (σ_V = γ x z)

Sf = faktor keamanan

Panjang lipatan (Lo) dimana gaya yang diperhitungkan ½ σH, maka rumusnya dapat dilihat pada Persamaan 2.49.

$$L_o = \frac{S_V \sigma_H \ SF}{4\left[c + \sigma_V (tg\delta)\right]} \qquad (2.49)$$

Dimana:

c = kohesi antar tanah dengan *geotextile* (c = 0 apabila tanah pasir)

δ = sudut geser antara tanah dan *geotextile*

σ_H = tegangan horizontal

σ_V = tegangan vertikal (σ_V = γ x z)

Sf = faktor keamanan

2.5.3 Kestabilan Eksternal Dinding Penahan

Perencanaan menggunakan geotextile dan geogrid juga harus diperhitungkan kontrol terhadap daya dukungnya yaitu:

$$SF = \frac{\text{q ultimate}}{\text{q actual}} \qquad (2.54)$$

Perhitungan q ult menggunakan teori daya dukung untuk pondasi dangkal sedangkan qact adalah tegangan yang disebabkan oleh beban luar (berat timbunan dan beban lain yang bekerja diatas timbunan).

Kontrol daya dukung tanah yang dikemukakan oleh Terzaghi adalah seperti yang terlihat pada Persamaan 2.55.

$$q\ ultimate = 0{,}5\,\gamma\ B\ N_{\gamma}\ + C\ Nc + \left(\gamma\ D + q_o\right)\ Nq \qquad (2.55)$$

Dimana:

ql = tegangan tanah maksimum
B = lebar dasar pondasi
D = kedalaman pondasi (terdalam)
γ = berat volume tanah
C = kohesi tanah
Nγ, Nc, Nq = koefisien daya dukung tanah akibat Ø (Tabel 2.4)

Tabel 2. 4 Harga Nc, Nγ, Nq
(Sumber: Caquot dan Kerisel)

Ø°	Nc	Nγ	Nq
0	5,14	0	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
35	46,00	41,10	33,30
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00

Untuk mencari tegangan yang terjadi juga dapat dihitung dengan Persamaan 2.56.

$$\sigma maks = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma Mo}{W} \quad (2.56)$$

Rumus tersebut berlaku bila $\frac{\Sigma V}{A} > \frac{\Sigma Mo}{W}$, bila $\frac{\Sigma V}{A} < \frac{\Sigma Mo}{W}$ maka rumus yang digunakan adalah seperti Persamaan 2.57.

$$\sigma terjadi = \frac{2\ Va}{3\left(0{,}5B - \frac{Mo}{V}\right)} \quad (2.57)$$

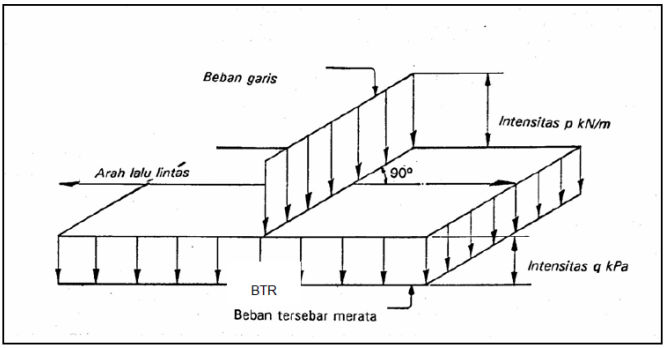
2.6 Perencanaan Abutment

2.6.1 Beban yang digunakan

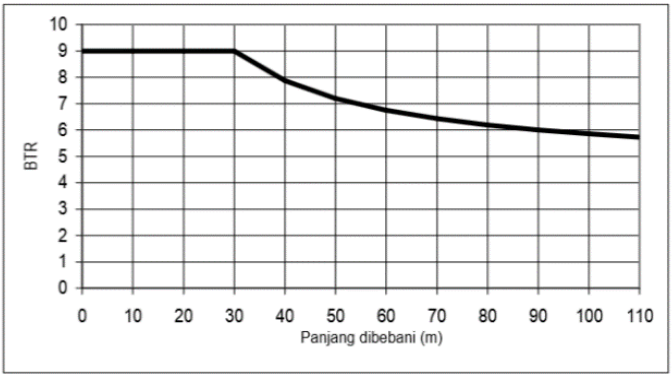
Jenis pembebanan yang akan digunakan dalam perencanaan ini yaitu beban terhadap aksi tetap dan beban akibat aksi lingkungan, adapun untuk aksi tetap dapat dijabarkan sebagai berikut:

1. Berat Sendiri
   Berat sendiri adalah berat bahan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non struktural yang dianggap tetap. Dalam hal ini adalah girder, diapgrapma, dan lantai jembatan
2. Beban mati tambahan
   Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non sturktural dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Beban mati tambahan pada struktur ini adalah median, parapet, aspal, lampu penerangan, railing dan air hujan.
3. Beban Hidup
   Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur "D" dan beban garis truk "T". Secara umum, beban "D" akan menjadi beban penentu dalam perhitungan jembatan yang mempunyai bentang sedang sampai panjang,

sedangkan beban "T" digunakan untuk bentang pendek dan lantai kendaraan seperti dijelaskan pada Gambar 2.14.
Beban lajur "D" terdiri dari beban tersebar merata (BTR/UDL) dan beban garis (BGT/KEL) seperti pada Gambar 2.15. Nilai beban (BTR/UDL) tergantung dari panjang total bentang yang dibebani lalu lintas. mempunyai intensitas q kPa Atau dinyatakan dengan persamaan berikut:
$q = 9.0$ kPa, untuk $L \leq 30$ m
$q = 9.0 \times (0.5 + 15/L)$ kPa, untuk $L > 30$ m

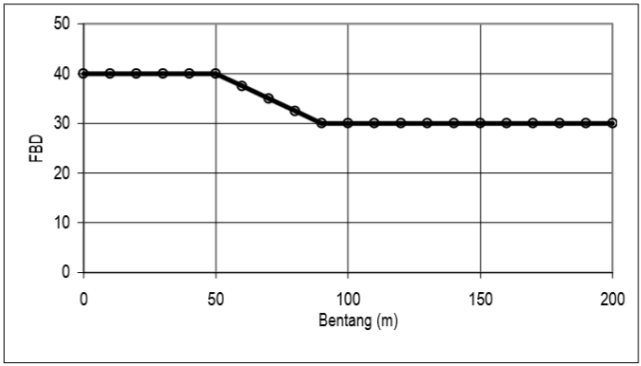


Gambar 2. 14 Beban Lajur "D"
(Sumber : RSNI T-02-2005)



Gambar 2. 15 BTR VS Panjang yang Dibebani
(Sumber : RSNI T-02-2005)

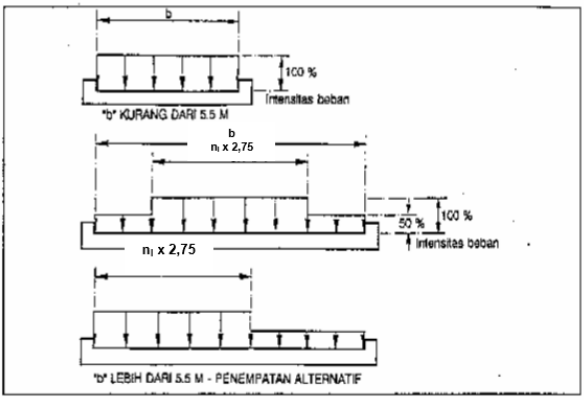
Beban garis (BGT) dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49,0 kN/m dan memiliki faktor beban dinamis (FBD) yang bergantung pada bentang jembatan seperti ditunjukan pada Gambar 2.16, FBD dapat dijabarkan seperti pada Persamaan 2.58.



Gambar 2. 16 Faktor Beban Dinamis (FBD) Untuk Beban BGT (Sumber : RSNI T-02-2005)

FBD = 0.4, untuk $L \leq 50$ m
FBD = 0.4 – 0.0025 x (L-50), untuk $50 < L < 90$m
FBD = 0.3, untuk $L \geq 90$m
Qtot =q(UDL)+q(KEL) (2.58)

Menurut RSNI T-02-2005, bila lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban "D" harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100 % seperti tercantum dalam Pasal 6.3.1. dan Gambar 2.17.



Gambar 2. 17 Penyebaran Pembebanan Pada Arah Melintang
(Sumber : RSNI T-02-2005)

4. Beban rem
   Bekerjanya gaya-gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurusan lalu lintas. Gaya rem tersebut dianggap bekerja horisontal dalam arah sumbu jembatan dengan titik tangkap setinggi 1,8 m di atas permukaan lantai kendaraan. Beban lajur D disini jangan direduksi bila panjang bentang melebihi 30 m, digunakan rumus 1: q = 9 kPa.
   Untuk beban akibat aksi lingkungan dapat dijabarkan sebagai berikut:

5. Pengaruh Temperatur
   Untuk memperhitungkan tegangan dan deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan.
   Perbedaan temperatur, (ΔT) seperti yang terlihat pada Persamaan 2.59.
   $\Delta T = (Tmax - Tmin) / 2$ (2.59)

HET abutment = β x ΔT x k x L x n x ½ (2.60)
MET abutment = HET x YET (2.61)
Dimana:
k = kekakuan geser untuk elastomer (k)
n = jumlah elastomer dalam 1 pondasi
YET =lengan terhadap pondasi
Tmin = temperatur rata-rata min(Tabel 2.5)
Tmax = temperatur rata-rata max
FRP, (β) = koefisien muai (Tabel 2.6)
n = jumlah elastomer dalam 1 pondasi
k = kekakuan geser untuk elastomer

Tabel 2. 5 Temperatur Jembatan Rata-rata Nominal
(Sumber : RSNI T-02-2005)

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

Tabel 2. 6 Sifat Bahan Rata-Rata Akibat Pengaruh Temperatur
(Sumber : RSNI T-02-2005)

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

6. Beban Angin (EW)
   a. Angin yang meniup badan samping jembatan
      Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung dengan Persamaan 2.62.

TEw1 = 0.0006 x Cw x Vw2 x Ab (2.62)

Dimana:

Cw = koefesien seret (Tabel 2.7)

Vw = kecepatan angin rencana (m/det) (Tabel 2.8)

Ab = luas bidang samping jembatan (m2)

Tabel 2. 7 Koefisien Seret Cw
(Sumber : RSNI T-02-2005)

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

Tabel 2. 8 Koefisien Vw
(Sumber : RSNI T-02-2005)

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

b. Angin yang meniup kendaraan

Gaya angin tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan diatas lantai jembatan dihitung dengan Persamaan 2.63.

TEw2 = 0.0012 x Cw x Vw2 x L/2 (2.63)

Sehingga, beban angin total seperti Persamaan 2.64.

Beban angin total = TEw1 + TEw2 (2.64)

7. Beban Gempa

Struktur jembatan harus mampu menahan beban gempa. Adapun rumus yang digunakan sesuai dengan Persamaan 2.65.

TEQ = Kh x I x Wt (2.65)

dimana, Kh = C x S

Dengan pengertian:

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

Kh = koefisien beban gempa horisontal

I = faktor kepentingan (Tabel 2.11)

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

C = koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat yang sesuai, berdasarkan Persamaan 2.66

$$C = \left(S_{DS} - A_s\right)\frac{T}{To} + A_s \quad (2.66)$$

SDS = parameter percepatan respon spektra
= (2/3 Sms) (2.67)

Sms = Fa x Ss (2.68)

Ss = (Gambar 2.20)

Fa = koefisien situs area pendek (Tabel 2.9)

T = periode fundamental bangunan

To = 0,2 SD1/SDS (2.69)

Ts = SD1/SDS (2.70)

SD1 = parameter percepatan respon spektra periode 1 detik

SD1 = 2/3 Sm1 (2.71)

Sm1 = Fv x S1 (2.72)

Fv = koefisien situs (Tabel 2.10)

S1 = (Gambar 2.21)

As = Fv x Pga (2.73)

S = faktor tipe bangunan

Waktu getar struktur dihitung dengan Persamaan 2.74.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{WTP}{g\ Kp}} \qquad (2.74)$$

g = percepatan grafitasi (= 9.8 m/det2)

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

WTP = berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berat dari abutment (bila perlu dipertimbangkan) (kN)

= PMS (str atas) + ½ x PMS (str bawah)

Tabel 2. 9 Nilai Fa
(Sumber : RSNI Jembatan 2833 - 2013)

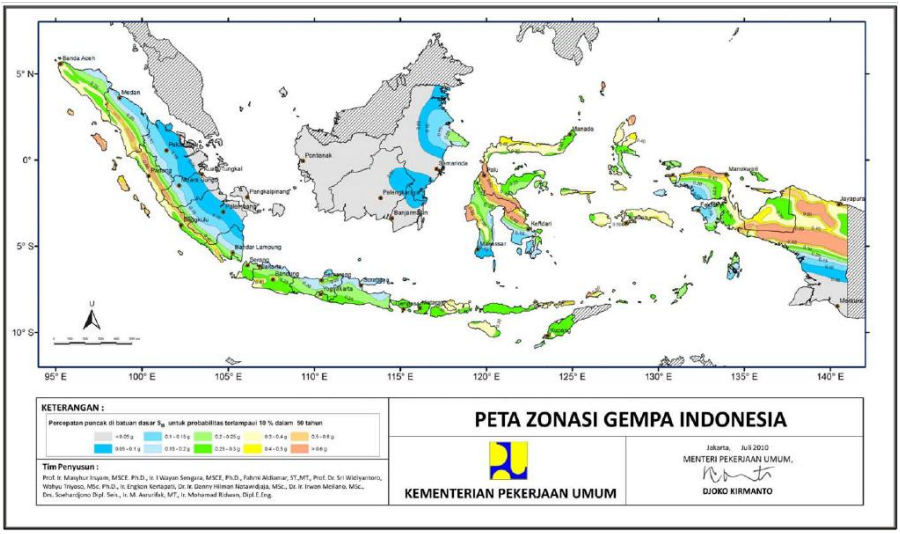
Kelas situs	PGA ≤ 0,1 $S_s \le 0.25$	PGA = 0,2 $S_s = 0.5$	PGA = 0,3 $S_s = 0.75$	PGA = 0,4 $S_s = 1.0$	PGA > 0,5 $S_s \ge 1.25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Tabel 2. 10 Nilai Fv
(Sumber : RSNI Jembatan 2833 - 2013)

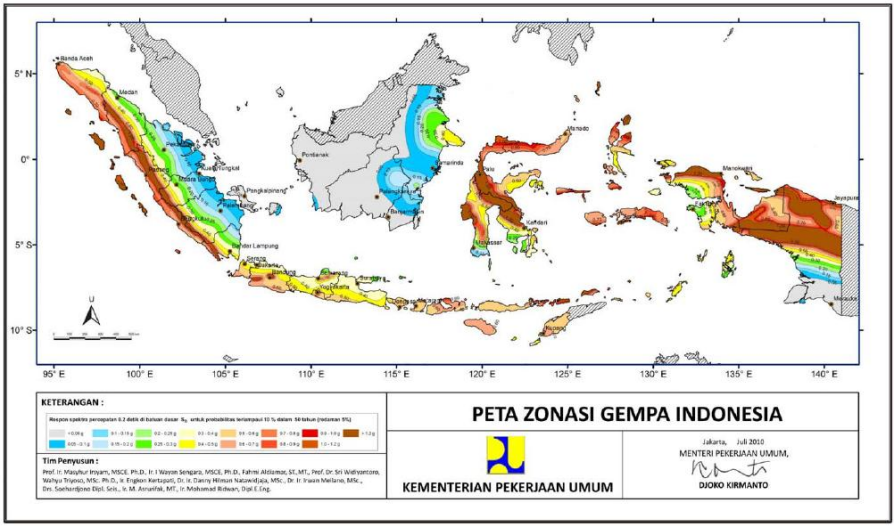
Kelas situs	$S_1 \le 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \ge 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Tabel 2. 11 Faktor Kepentingan
(Sumber : RSNI Jembatan 2833 - 2013)

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



Gambar 2. 18 Nilai Ss untuk Setiap Daerah
(Sumber : RSNI Jembatan 2833 - 2013)



Gambar 2. 19 Nilai S1 untuk Setiap Daerah
(Sumber : RSNI Jembatan 2833 - 2013)

2.6.2 Stabilitas

Stabilitas abutment dapat ditentukan dengan menganalisa:

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

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

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

Beberapa analisa untuk kontrol stabilitas abutment antara lain:

a. Kontrol geser
Kontrol geser dapat dianalisa menggunakan Persamaan 2.75.

$$\text{Syarat} = \frac{\Sigma \text{ Gaya penahan}}{\Sigma \text{ Gaya geser}} \geq \text{FS} = 2{,}2 \qquad (2.75)$$

b. Kontrol guling
Kontrol guling tidak perlu dilakukan apabila kontrol geser dan kontrol penurunan sudah memenuhi syarat. Untuk menganalisa kontrol guling kita harus menemukan satu titik acuan. Titik acuan dapat diambil dengan melihat bagian terluar dari pangkal abutment. Titik tersebut kemudian dinamakan sebagai titik pusar guling. Langkah selanjutnya adalah menghitung momen penahan dan momen guling. Kontrol guling lalu dihitung dengan menguraikan persamaan 2.76.

$$\text{Syarat} = \frac{\Sigma \text{ Momen penahan}}{\Sigma \text{ Momen guling}} \geq \text{FS} = 2{,}2 \qquad (2.76)$$

2.7 Daya Dukung Tiang Pancang

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

1. Meneruskan beban-beban konstruksi di atas tanah ke lapisan tanah yang mempunyai daya
   dukung yang besar.
2. Menahan gaya gesekan ke atas
3. Menahan gaya lateral

2.7.1 Perumusan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang

Secara umum perumusan kapasitas daya dukung tiang pancang dapat dirumuskan dengan Persamaan 2.77.

$$Qult = Qs + Qp \qquad (2.77)$$

Dimana:

Qult = daya dukung *ultimate* pondasi tiang pancang

Qs = gesekan sepanjang keliling tiang pancang *(friction)*.

Qp = daya dukung ujung tiang pancang *(end bearing capacity)*
Adapun metode yang dipakai untuk mendapatkan harga Qult dalam penulisan Tugas Akhir ini adalah berdasarkan data SPT *(Standard Penetration Test)* di lapangan.

2.7.2 Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan SPT Lapangan

Data SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan daya dukung tiapng pancang dan harus dilakukan beberapa koreksi terhadap data tersebut. Koreksi-koreksi yang harus diperhitungkan adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah
   - Untuk tanah pasir halus, pasir belanau, dan pasir berlempung yang berada di bawah muka air tanah dengan harga N>15, maka harga N dikoreksi dengan menggunakan persamaan berikut dan diambil harga yang terkecil dari Persamaan 2.78 dan 2.79.
     a. N1 = 15 + ½ +(N-15) (Terzaghi & Peck, 1960) (2.78)
     b. N1 = 0,6 N (Bazaraa, 1967) (2.79)
   - Untuk jenis tanah lempung, lanau, pasir kasar dengan harga N ≤ 15 tidak perlu dilakukan koreksi sehingga N1 = N.

   Catatan: Untuk jenis tanah di lar pasir tersebut di atas, koreksi ini tidak diperlukan.
2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah
   Hasil dari koreksi terhadap muka air tanah (N1) dikoreksi terhadap pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah, di mana harga N tersebut didapatkan (tekanan vertikal efektif = tekanan *overburden*).
   Menurut Bazaraa (1967), koreksi terhadap tekanan *overburden* dapat dilakukan dengan persamaan 2.80 atau 2.81.
   - Bila $\sigma o \leq 7{,}5$ ton/m2, maka:

$$N_2 = \frac{4\,Nt}{1 + 0{,}4\,\sigma_o} \qquad (2.80)$$

- Bila σo> 7,5 ton/m2, maka:

$$N_2 = \frac{4\ Nt}{3{,}25 + 0{,}1\sigma_o} \qquad (2.81)$$

Dimana:

σo = tekanan tanah vertikal efektif pada lapisan tanah atau kedalaman yang ditinjau, dalam satuan ton/m²

Harga N2 yang didapat nilainya harus kurang dari atau sama dengan dua kali harga N1($N2 \leq 2N1$)

Untuk menghitung *end-bearing capacity* dilakukan perhitungan bersasarkan Persamaan 2.82 berikut ini:

Pujung = Cn ujung x A ujung (ton) (2.82)

Dimana:

Cnujung = 40 x N (ton/m2)

N = harga rata-rata N2 dari 4D di bawah ujung tiang pancang sampai dengan 8D di atas ujung tiang pancang

Aujung = luas ujung tiang pancang (m2)

Untuk menghitung *friction* sepanjang tiang pancang dilakukan perhitungan berdasarkan Persamaan 2.83.

$\sum Psi = Cli \times Asi$ (2.83)

DImana:

Cli = fsi = hambatan geser selimut tang pada setiap lapisan atau kedalaman

= Ni / 2 (ton/m2), untuk tanah lempung atau lanau

= Ni / 5 (ton.m2), untuk tanah pasir.

Asi = luas selimut tiang pada setiap lapisan i.

= Oi x hi

Oi = keliling tiang pancang

Sehingga:

Pult 1 tiang = Pujung + ΣPsi (2.84)

Pijin= Pult 1 tiang / SF (2.85)

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

2.7.3 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Pada suatu kelompok tiang, akan terjadi kondisi dimana salah satu pondasi akan menerima beban aksial paling maksimum (Pmax) dan paling minimum sehingga akan terjadi gaya Tarik/cabut (Pmin) pada tiang tersebut. Besarnya daya dukung kelompok tiang yang dipakai adalah yang paling menentukan Besarnya gaya yang bekerja pada 1 tiap pancang pada kelompok tiang berdasarkan Persamaan 2.86 dan 2.87.

$$P\,maks = \frac{V}{n} + \frac{Mx\ Ymaks}{\Sigma Y^2} + \frac{My\ Xmaks}{\Sigma X^2} \qquad (2.86)$$

$$P\,min = \frac{V}{n} - \frac{Mx\ Ymaks}{\Sigma Y^2} - \frac{My\ Xmaks}{\Sigma X^2} \qquad (2.87)$$

2.7.4 Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang Pancang

Jika daya dukung *ultimate* kelompok tiang pancang kategori *end bearing piles*, maka daya dukung kelompok tiang pancang dapat dianggap sebagai daya dukung sebuah tiang dikalikan dengan jumlah tiang pancang. Tetap jika termasuk kategori *friction piles*, maka terdapat faktor reduksi pada daya dukung tiang pancang.

Faktor reduksi tersebut dapat ditentukan dengan rumus Converse-Labarre (Poulus dan Davis, 1980) yang ditunjukkan pada Persamaan 2.88.

$$Ce = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\varphi}{S}\right)}{90^o}\left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \qquad (2.88)$$

Dimana:

C = faktor reduksi

D = diameter tiang pancang
S = jarak antara pusat tiang pancang
m = jumlah baris dalam kelompok tiang pancang
n = jumlah tiang pancang dalam satu baris

2.7.5 Ketahanan Pondasi Tiang Pancang terhadap Gaya Lateral

Selain didesain mampu menahan gaya vertikal, pondasi tiang pancang juga harus didesain mampu menahan gaya lateral yang bekerja padanya. Pada konstruksi jembatan, gaya lateral yang bekerja pada pondasi tiang pancang dapat berupa gaya gesek pada tumpuan bergerak, gaya rem, gaya gempa, gaya akibat angin, dan gaya akibat tekanan tanah.

Perumusan yang dipakai dalam perhitungan gaya lateral yang mampu diterima oleh pondasi tiang pancang dalam tugas akhir ini diambil dari NAVFAC DM-7 (1971). Menurut NAVFAC DM-7 tersebut, gaya lateral yang bekerja pada pondasi tiang pancang dibedakan atas 3 (tiga) kondisi (Gambar 2.22), yaitu:

1. Tiang pancang yang poernya fleksibel atau tiang pancang yang terjepit ujungnya. Kondisi ini disebut sebagai kondisi I.
2. Tiang pancang dengan poer kaku menempel di atas permukaan tanah. Kondisi ini disebut sebagai kondisi II.
3. Tiang pancang dengan poer kaku terletak pada suatu ketinggian. Kondisi ini disebut sebagai kondisi III.

Prosedur perhitungan untuk masing-masing kondisi adalah sebagai berikut:

- **Kondisi I:**
  1. Menghitung faktor kekakuan relative *(relative stiffness factor)* seperti pada Persamaan 2.89.

$$T = \left(\frac{E\,I}{f} \right)^{1/5} \qquad (2.89)$$

Dimana:

E = modulus elastisitas tiang (cerucuk), kg/cm²
I = momen inersia tiang (cerucuk), cm4
f = koefisien dari variasi modulus tanah, kg/cm³ (Gambar 2.26)
T = dalam cm

2. Menghitung defleksi, momen dan gaya geser pada kedalaman yang ditinjau dari rumus yang terdapat pada Gambar 2.23

- **Kondisi II:**
  1. Sama dengan langkah 1 kondisi I.
  2. Menentukan koefisien defleksi (Fo) dan koefisien (FM) berdasarkan Gambar 2.24.
  3. Menghitung defleksi dan besarnya momen berdasarkan rumus yang terdapat pada.
  4. Gaya geser maksimum dianggap terjadi pada ujung atas tiang pancang, yang besarnya untuk 1 tiang pancang adalah seperti pada Persamaan 2.90.

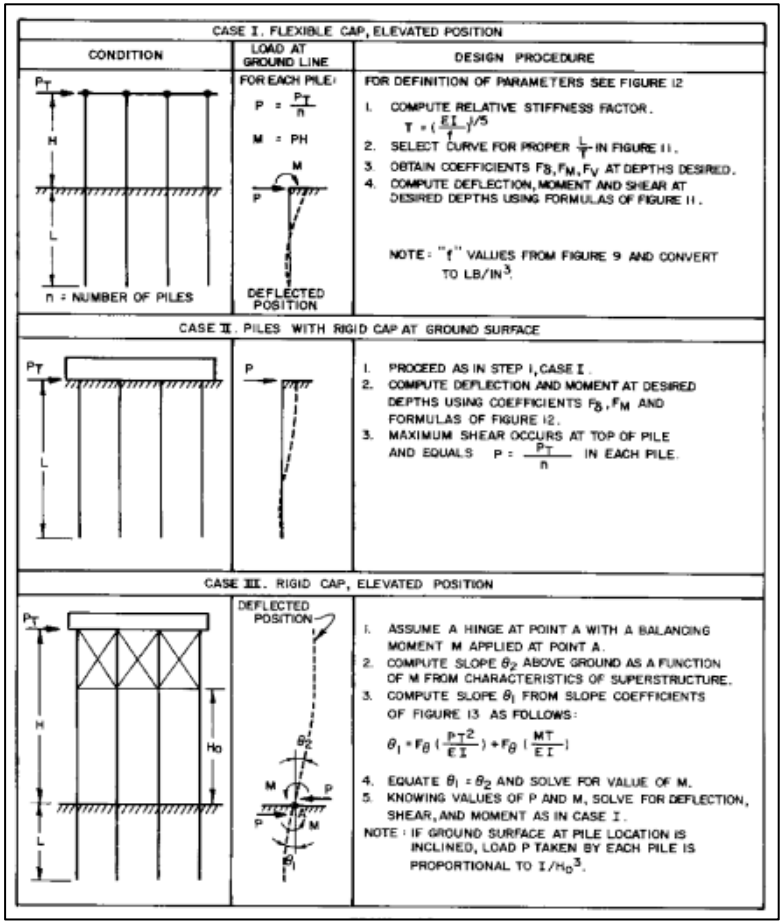
$$P = \frac{PT}{n} \qquad (2.90)$$

Dimana:

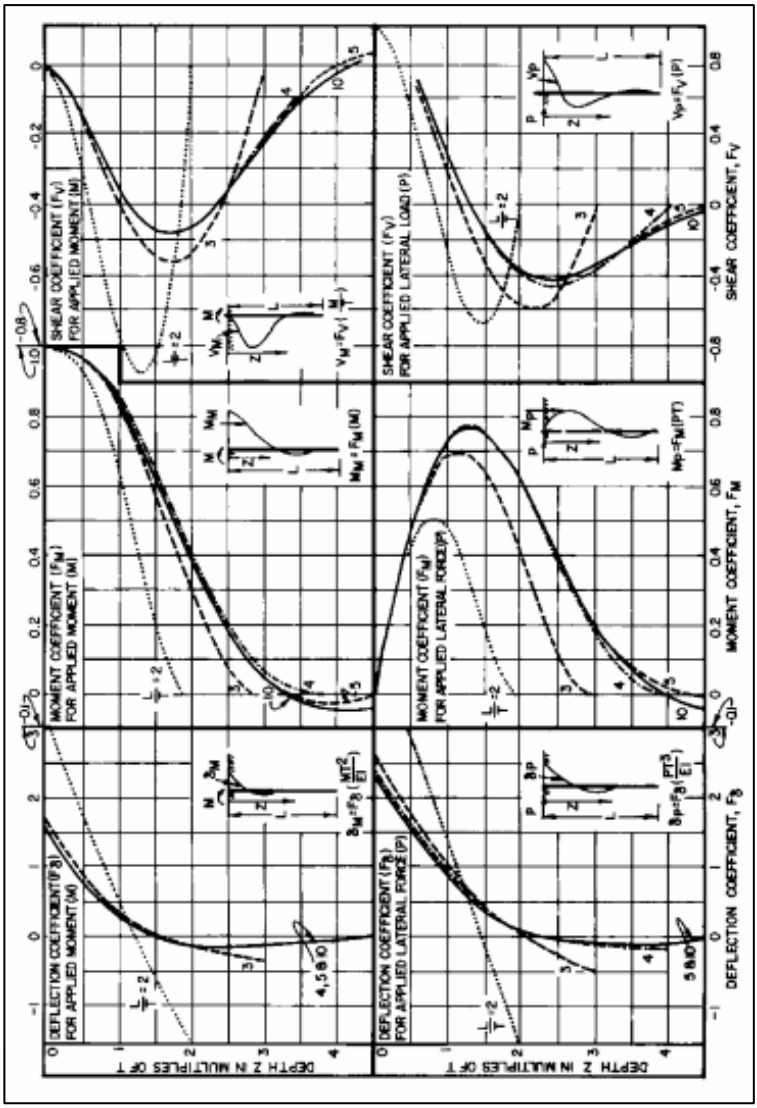
P =besar gaya geser 1 tiang pancang
PT =besar gaya geser total yang bekerja
n =jumlah tiang pancang

- **Kondisi III:**
  1. Menganggap pada titik A terjadi jepitan dan momen M1 seperti pada
  2. Menghitung sudut $\theta 2$ di atas tanah.
  3. Menghidung sudut $\theta 1$ dari koefisien sudut (Fo) dari rumus yang terdapat pada Gambar 2.25
  4. Dengan persamaan $\theta 1 = \theta 2$, diperoleh nilai momen.
  5. Setelah mendapatkan nilai M dan P1, menghitung besarnya defleksi, gaya geser dan momen seperti pada

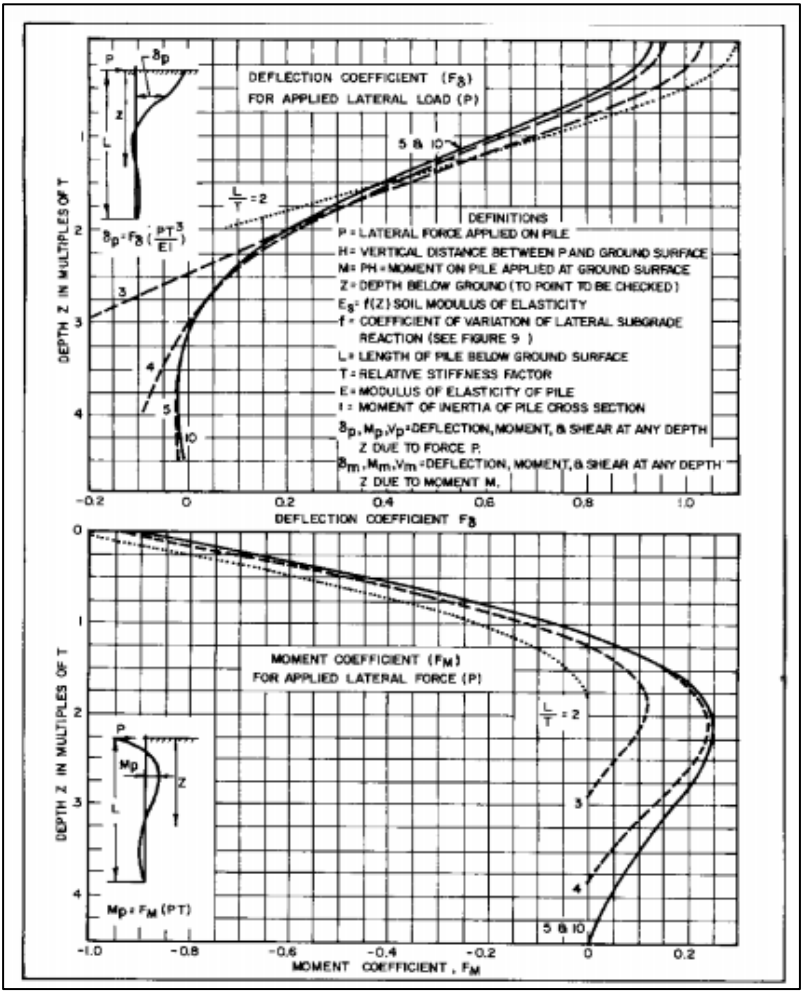
Kondisi I, dan seterusnya (Gambar 2.20 sampai Gambar 2.24)



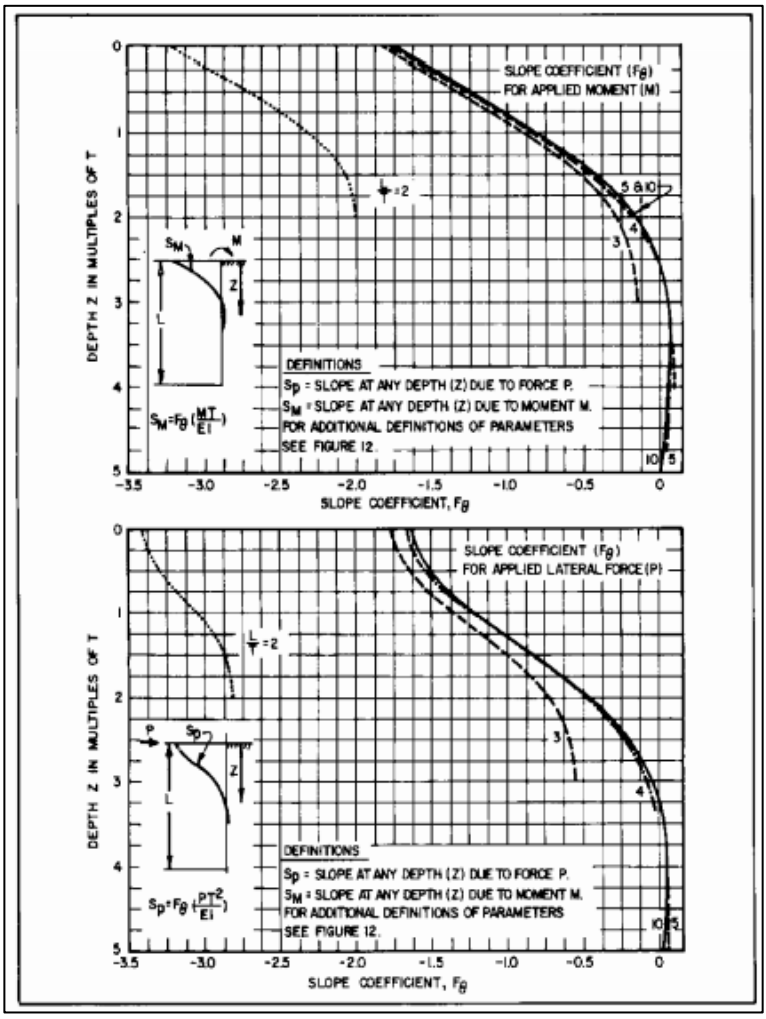
Gambar 2. 20 Prosedur Desainuntuk Masing-Masing Kondisi
(Sumber : Design Manual, NAVFAC DM-7, 1971)



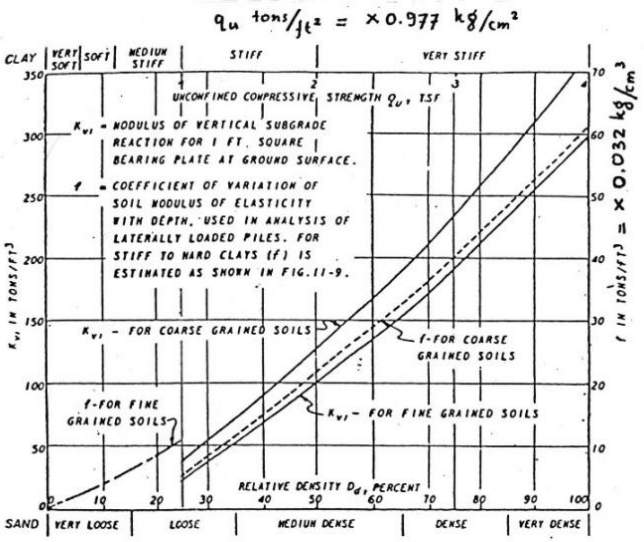
Gambar 2. 21 Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi I
(Sumber : NAVFAC DM-7, 1971)



Gambar 2. 22 Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi II
(Sumber : NAVFAC DM-7, 1971)



Gambar 2. 23 Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi III
(Sumber : NAVFAC DM-7, 1971)



Gambar 2. 24 Kurva Untuk Menentukan Harga F Dari Berbagai Jenis Tanah
(Sumber : NAVFAC DM-7, 1971)

2.7.6 Penurunan Konsolidasi Kelompok Tiang

Penurunan konsolidasi kelompok tiang di tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan metode distribusi tegangan 2:1. Prosedur perhitungan menggunakan langkah-langkah berikut ini:

1. Misalkan panjang tiang yang tertanam adalah L. kelompok tiang menderita beban total sebesar Qg. Jika kepala tiang berada di bawah permukaan tanah asli, Qg adalah sama dengan beban total dari bangunan atas (superstruktur) yang diterima tiang dikurangi dengan berat efektif tanah di atas tiang kelompok yang dibuang oleh penggalian.
2. Asumsikanlah bahwa beban Qg akan disalurkan ke tanah mulai dari kedalaman (2/3L) dari puncak tiang, seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.27. Puncak tiang adalah pada kedalaman z = 0. Beban Qg tersebar sepanjang garis 2 vertikal : 1 horizontal dari kedalaman ini. Garis aa' dan bb'adalah garis 2:1

3. Hitunglah peningkatan tegangan yang timbul di tengah-tengah setiap lapisan tanah dengan beban Qg, dengan Persamaan 2.91.

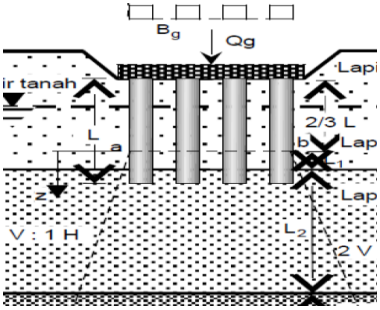
$$\Delta pi = \frac{Qg}{(Bg + zi)(Lg + zi)} \qquad (2.91)$$

Dimana:

Δpi = peningkatan tegangan di tengah lapisan
Bg,Lg = panjang dan lebar tiang kelompok
zi = jarak dari z = 0 ke tengah lapisan

4. Menghitung penurunan untuk masing – masing lapisan akibat adanya peningkatan tegangan pada lapisan itu. Besarnya penurunan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan penurunan konsolidasi satu dimensi untuk lempung terkonsolidasi normal dan terkonsolidasi lebih. Untuk menghitung penurunan terkonsolidasi normal, bisa dipakai Persamaan 2.1 dan untuk penurunan terkonsolidasi lebih bisa dipakai Persamaan 2.2 yang telah diterangkan pada subbab sebelumnya.

Penurunan konsolidasi tiang disamping yang sudah diuraikan di atas bisa juga dipicu oleh pengisian tempat di sebelah konstruksi, beban di dekat lantai, dan juga turunnya muka air tanah (Gambar 2.25).



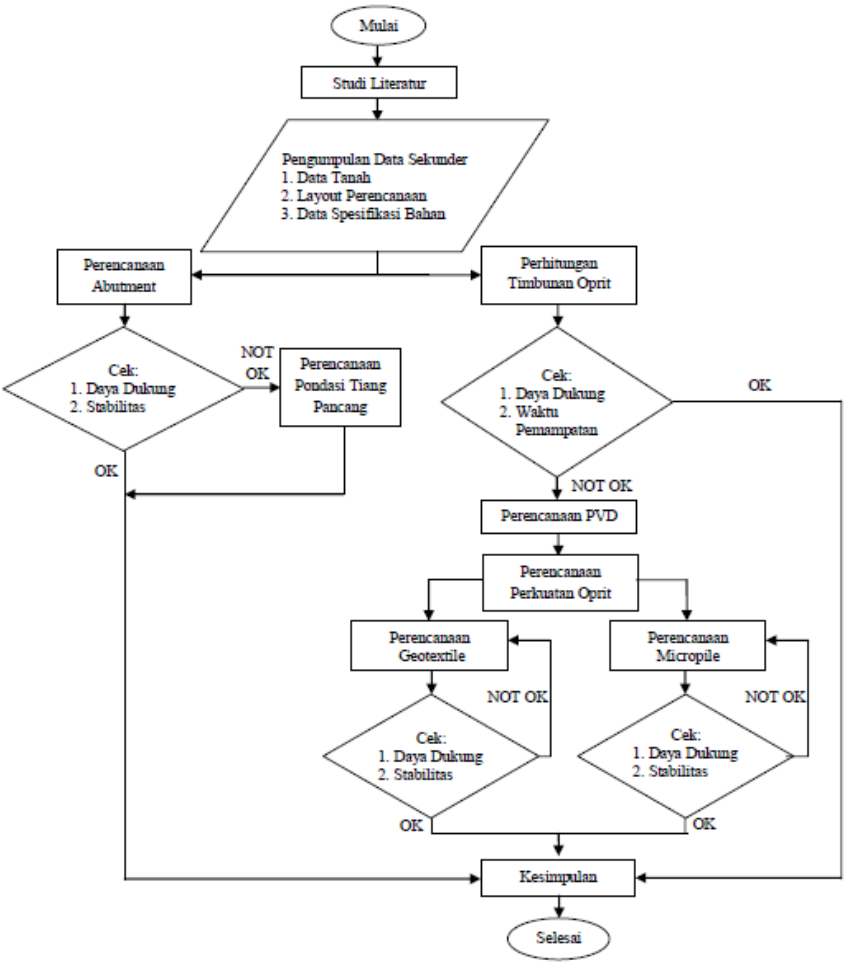
Gambar 2. 25 Penurunan Konsolidasi Tiang Kelompok
(Sumber : Das, 1995)

Halaman ini sengaja dikosongkan.

BAB III
METODE PENELITIAN

3.1 Bagan Alir

Adapun diagram alir dalam penulisan Tugas Akhir ini disajikan pada Gambar 3.1.



Gambar 3. 1 Diagram Alir Prosedur Pengerjaan Tugas Akhir

3.2 Studi Literatur

Mengumpulkan referensi dan teori-teori yang ada sangat berguna untuk mendapatkan hal – hal apa saja yang harus dibahas untuk mendesain oprit jembatan beserta abutmentnya. Semakinbanyak teori – teori yang dipahami, maka akan mempermudah pengerjaan perencanaan. Untuk mengumpulkan refrensi terkait dengan perencanaan yang dibahas dapat dilakukan dengan mencari diberbagai sumber seperti buku, diktat kuliah, Jurnal, maupun dari internet. Adapun materi yang akan digunakan sebagai acuan dalam melakukan perencanaan adalah:

1. Teori Pemampatan / Settlement
2. Teori Waktu Konsolidasi
3. Teori Perencanaan Vertical Drain
4. Teori Perencanaan Geotextile
5. Teori Perencanaan Micropile
6. Perhitungan Stabilitas Timbunan
7. Teori Tentang Perencanaan Struktur Abutment
8. Teori Tentang Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

3.3 Pengumpulan Data dan Analisa Data

Data-data yang digunakan dalam perencanaan ini merupakan data sekunder yang didapat dari instantsi terkait atau hasil survey dari pihak yang kewenangan yang sama. Beberapa data yang yang didapatkan antara lain:

1. *Layoout* lokasi
2. Data hasil pengujian tanah
3. Data beban struktur atas jembatan

3.4 Perencanaan Geoteknik

Hal yang pertama harus di lakukan dalam perencanaan ini adalah menganalisa data tanah yang telah didapatkan, baik itu berupa pengujian dilapangan maupun di laboratorium. Setelah dianalisa selanjutnya yaitu merencanakan timbunan bertahap dengan cara berikut:

1. Perhitungan H inisial dan H final
2. Perhitungan waktu pemampatan
3. Perhitungan Preloading maupun PVD
4. Perhitungan peningkatan Cu (*cohesi undrained*)
5. Perhitungan Angka keamanan

3.5 Perencanaan Perbaikan dan Perkuatan Tanah

Perkuatan tanah dasar pada metode ini menggunakan *micropile*. Sedangkan untuk perkuatan tanah timbunan menggunakan *geotextile.* Alternatif tersebut dilihat berdasarkan nilai angka keamanannya sehingga mampu menahan kelongsoran yang ada.

3.6 Perencanaan Oprit Jembatan

Perencanaan Oprit pada Tugas Akhir ini menggunakan *geotextile* untuk timbunannya. Perhitungan dibagi menjadi beberapa bagian dikarenakan tinggi oprit bervariasi dari mulai 3,6 meter sampai 7,4 meter.

3.7 Perencanaan *Abutment* Jembatan

Perencanaan *Abutment* adalah dengan menentukan dimensi yang akan digunakan serta memperhatikan pengaruh penentuan jumlah pondasi tiang pancang akibat beban di atasnya.

3.8 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Gaya – gaya luar yang bekerja pada tiang pancang seperti gaya horizontal, vertikal dan momen harus diperhitungkan sedemikian rupa sehingga dapat menjamin tiang pancang yang direncanakan tidak akan mengalami deformasi.

3.9 Kesimpulan

Semua perhitungan dan perencanaandiharapkan dapat memberikan kontribusi sebagai alternatif solusi lain dari permasalahan yang ada.

Halaman ini sengaja dikosongkan.

BAB IV
DATA DAN ANALISA

4.1 Data Tanah

Data yang digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah data SPT dan data laboratorium hasil penyelidikan tanah Proyek Pembangunan Jalan Tol Surabaya Gempol, Ruas Porong – Gempol, Porong – Kejapanan Paket 2. Data SPT yang tersedia berjumlah 8 titik pengeboran yang lokasinya dapat dilihat pada gambar 4.1.

Gambar 4. 1 Lokasi Penyelidikan Tanah
Sumber: Jasamarga

Data tanah kemudian dianalisa untuk mendapatkan kedalaman tanah mampu mampat (N SPT ≤ 10). Setelah dilakukan analisa kemudian didapatkan kedalaman tanah mampu mampat adalah hingga -24 meter dari muka tanah.

4.2 Analisa Parameter Tanah

Data perameter tahap tiap titik yang diperoleh dari hasil tanah penyelidikan tanah kemudian dianalisa dan dilakukan

evaluasi dengan cara statistik tanah. Pengelompokan tanah dilakukan berdasarkan jenis dan konsistensi tanah. Data N SPT tanah akan dibandingkan untuk melihat apakah data bisa dianggap seragam sehingga bisa dilaksanakan penentuan parameter tanah dari delapan data dengan menggunakan metode statistik selang kepercayaan 90%.

4.3 Penentuan Parameter Tanah Menggunakan Metode Statistik

Metode yang digunakan untuk menganalisa parameter tanah untuk mendapatkan data tanah yang digunakan dalam perencanaan timbunan badan jalan adalah cara statistik selang pendek dengan derajat kepercayaan 90%. Hasil analisa statistika tiap parameter dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4. 1 Parameter Tanah Dasar Pada Lokasi Proyek
(Sumber: Hasil Perhitungan dengan Metode Statiktik oleh Penulis)

Depth	Konsistensi			Berat Volume dan Specific Gravity					Direct Shear / Unconfined		Cc	Cv
	LL	PL	PI	e	Gs	Wc	γt	γsat	Ø	Cu		
m	%	%	%	t/m³		%	t/m³	t/m³		kg/cm²		cm²/s
0 - 8	50.54	21.83	28.72	1.47	2.66	52.16	1.65	1.69	19	0.07	0.38	0.0004
9 - 20	42.72	22.82	19.90	1.81	2.67	64.27	1.54	1.60	13	0.06	0.49	0.0004
21 - 30	30.20	24.41	5.79	2.37	2.69	83.65	1.37	1.46	3	0.06	0.66	0.0078
31 - 40	26.28	24.90	1.38	2.54	2.69	89.70	1.32	1.41	0	0.06	0.72	0.0108

4.4 Data Tanah Timbunan

Spesifikasi teknis dari material adalah sebagai berikut :

- Sifat fisik tanah timbunan :
  C = 0 t/m^2
  γ_{sat} = 1,8 t/m^2
  ϕ = 30˚

- Geometri timbunan
  Timbunan direncanakan dengan tipe miring dan perbandingan kemiringan timbunan adalah 1:2. Tinggi timbunan bervariasi pada masing – masing segmen, dengan perhitungan tinggi timbunannya adalah selisih dari elevasi rencana jalan dan elevasi tanah dasarnya.
  Berikut adalah tinggi timbunan tiap segmen:

Tabel 4. 2 Tinggi Timbunan Tiap Segment

Segmen	Elevasi Jalan Rencana	Elevasi Muka Tanah	Tinggi Timbunan
	m	m	m
38+672.5	7.152	3.513	3.6
38+950	12.274	4.446	7.8
39+300	13.429	4.624	8.8
39+650	14.479	4.814	9.7
40+000	15.529	3.77	11.8
40+350	16.579	6.83	9.7

Halaman ini sengaja dikosongkan.

BAB V
PERENCANAAN PERKUATAN TANAH DASAR

5.1 Perhitungan Tinggi Timbunan Awal

5.1.1 Perhitungan Beban

Sebelum merencanakan perhitungan tinggi timbunan awal, hal yang perlu dilakukan terlebih dahulu adalah menghitung beban-beban (q) yang akan diterima oleh tanah dasar. Beban-beban tersebut adalah:

a. Beban akibat tanah timbunan

Beban timbunan menggunakan beban pemisalan yang nilainya berdasarkan tinggi rencana. Tinggi rencana yang digunakan adalah mulai dari 2 meter hingga 12 meter seeprti pada tabel 5.1. Dengan berat jenis tanah timbunan sebesar 1,8 t/m³, maka beban timbunan dapat diperoleh dengan mengalikan berat jenis tanah timbunan tersebut dengan tinggi rencana, yang nantinya beban-beban tersebut didistribusikan ke kedalaman tanah yang ditinjau (z) sebagai beban merata persegi.

Tabel 5. 1 Beban Akibat Tanah Timbunan

Tinggi Rencana	Beban Rencana
m	t/m^2
2	3.6
3	5.4
4	7.2
5	9
6	10.8
7	12.6
8	14.4
9	16.2
10	18
11	19.8
12	21.6

b. Beban akibat perkerasan jalan
Beban perkerasan jalan merupakan beban aspal (perkerasan lentur/*flexible pavement*) dengan tebal perkerasan 50 cm yang akan didistribusikan kedalaman tanah yang ditinjau (z) sebagai beban merata persegi. Beban perkerasan yang ditinjau seperti pada tabel 5.2.

Tabel 5. 2 Beban Akibat Perkerasan Jalan

Keterangan	H (m)	BJ (t/m³)	Beban (t/m²)
Rigid Pavement	0.2	2.4	0.48
Lean Concrete	0.1	2.4	0.24
Agg. Lapis Pondasi	0.2	1.8	0.36
Total	0.5		1.08

c. Beban Lalu lintas
Beban lalu lintas yang digunakan menggunakan grafik dari *Japan Road Association* yang diperhitungkan sebagai beban merata yang tergantung dari tinggi timbunan (Gambar 2.1).

5.1.2 Perhitungan Tinggi Timbunan

Berdasarkan data tanah yang terdapat pada Sub-bab 4, diketahui bahwa tinggi final (H final) timbunan yang paling tinggi adalah 11,8 meter dan yang terendah adalah 3,6 meter. Beban beban yang bekerja di atas tanah dasar sangat mempengaruhi kondisi tanah dasarnya. Apabila beban yang ada di atas tanah dasar cukup besar maka akan menyebabkan tanah dasar mengalami penurunan konsolidasi yang cukup besar pula. Selain itu kondisi lapisan tanah pada daerah tersebut merupakan lapisan lanau dengan kedalaman lapisan yang mampu mapat sebesar 24 meter. Untuk mengantisipasi adanya kerusakan pada badan jalan akibat penurunan yang berbeda, maka perlu dihitung besarnya penurunan konsolidasi.

Adapun hal yang harus diperhatikan pada perhitungan ini adalah :

1. γ timb = 1, 8 t/m^3
2. Muka air tanah terletak 3,5 meter di bawah tanah dasar
3. Fluktuasi muka air tanah direncanakan sebesar 2 t/m²

Kemudian perhitungan dapat dimulai dengan cara sebagai berikut:

5.1.2.1 Membagi Lapisan Compressible

Berdasarkan data data yang sudah dibahas sebelumnya, tebal lapisan *medium stiff* yang dihitung kemampatannya adalah setebal 24 meter. Kemudian lapisan ini dibagi menjadi perlapisan, tebal lapisan perlapisan adalah 1 meter.

5.1.2.2 Mencari Nilai Po Pada Setiap Lapisan

Nilai Po adalah nilai tegangan overburden efektif yang dihitung tiap tengah kedalaman per lapisan. Sebagai contoh akan dilakukan perhitungan pada lapis 1 dan 2:

- Lapis 1
  Po'1 = (Z1 x γ'1)
  = 0,5 m x (1,693 t/m^3 – 1 t/m^3)
  = 0,346 t/m²
- Lapis 2
  Po'2 = (H1 x γ'1) + (Z2 x γ'2)
  = (1 m x 0,693 t/m^3) + (0,5 m x (1,693 t/m^3 – 1 t/m^3))
  = 1,039 t/m²

Dimana:

Hn = tebal lapisan tanah lapisan ke-

Zn = setengah tebal lapisan ke-

γ' = berat volume tanah efektif, yaitu $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

5.1.2.3 Mencari Nilai Pc Pada Setiap Lapisan

Nilai Pc adalah nilai tegangan pra konsolidasi, yang dapat dihitung dengan rumus:

$Pc' = Po' + \Delta Pf$

Dimana ΔPf adalah tambahan tegangan akibat adanya beban di masa lampau atau karena fluktasi muka air tanah (untuk perhitungan ini digunakan ΔPf sebesar 2 t/m^2). Sebagai contoh akan dilakukan perhitungan pada lapis 1 dan 2 dan perhitungannya ditampilkan pada tabel 5.3:

- Lapis 1
  Pc'1 = Po'1 + ΔPf
  = 0,346 t/m² + 2 t/m²
  = 2,346 t/m²
- Lapis 2
  Pc'2 = Po'2 + ΔPf
  = 1,039 t/m² + 2 t/m²
  = 3,039 t/m²

Tabel 5. 3 Nilai Po' dan Pc' tiap Lapisan

Elevasi dr Tanah Dasar	Titik Tinjau	H	Pusat	Z	γsat	γw	γ'	Po'	ΔPf	Pc'
		m	m	m	t/m^3	t/m^3	t/m^3	t/m^2	t/m^2	t/m^2
1	a	1	0.5	0.5	1.693	1	0.693	0.346	2	2.346
2	b	1	0.5	1.5	1.693	1	0.693	1.039	2	3.039
3	c	1	0.5	2.5	1.693	1	0.693	1.732	2	3.732
4	d	1	0.5	3.5	1.693	1	0.693	2.424	2	4.424
5	e	1	0.5	4.5	1.693	1	0.693	3.117	2	5.117
6	f	1	0.5	5.5	1.693	1	0.693	3.810	2	5.810
7	g	1	0.5	6.5	1.693	1	0.693	4.503	2	6.503
8	h	1	0.5	7.5	1.693	1	0.693	5.195	2	7.195
9	i	1	0.5	8.5	1.603	1	0.603	5.843	2	7.843
10	j	1	0.5	9.5	1.603	1	0.603	6.446	2	8.446
11	k	1	0.5	10.5	1.603	1	0.603	7.048	2	9.048
12	l	1	0.5	11.5	1.603	1	0.603	7.651	2	9.651
13	m	1	0.5	12.5	1.603	1	0.603	8.254	2	10.254
14	n	1	0.5	13.5	1.603	1	0.603	8.856	2	10.856
15	o	1	0.5	14.5	1.603	1	0.603	9.459	2	11.459
16	p	1	0.5	15.5	1.603	1	0.603	10.062	2	12.062
17	q	1	0.5	16.5	1.603	1	0.603	10.665	2	12.665

Tabel 5. 3 Nilai Po' dan Pc' tiap Lapisan (Lanjutan)

18	r	1	0.5	17.5	1.603	1	0.603	11.267	2	13.267
19	s	1	0.5	18.5	1.603	1	0.603	11.870	2	13.870
20	t	1	0.5	19.5	1.603	1	0.603	12.473	2	14.473
21	u	1	0.5	20.5	1.459	1	0.459	13.003	2	15.003
22	v	1	0.5	21.5	1.459	1	0.459	13.462	2	15.462
23	w	1	0.5	22.5	1.459	1	0.459	13.921	2	15.921
24	x	1	0.5	23.5	1.459	1	0.459	14.379	2	16.379

5.1.2.4 Mencari *Settlement* Akibat Beban Timbunan

Tahapan awal yang dilakukana dalah mencari nilai ΔP. Nilai ΔP merupakan tambahan tegangan akibat pengaruh beban timbunan yang ditinjau di tengah – tengah lapisan. Cara mencari nilainya adalah:

$$\Delta P = \frac{qo}{\pi}\left[\left(\frac{B1+B2}{B2}\right)x\left(\alpha 1+\alpha 2\right)-\frac{B1}{B2}\alpha 2\right]$$

Dimana:

qo = beban timbunan = γ timbunan x h timbunan (t/m²)

α1 = $\tan^{-1}$ (B1+B2)/z – $\tan^{-1}$ B1/z (radian)

α2 = $\tan^{-1}$ B1/z (radian)

B1 = ½ lebar timbunan (m)

B2 = panjang proyeksi horizontal kemiringan timbunan (m)

Berikut ini adalah contoh perhitungan ΔP untuk tinggi timbunan 2 meter dan lebar timbunan 32,6 meter dengan kemiringan talud 1:2. Maka nilai ΔP pada lapis 1 yaitu:

z = 0,5 m

B1 = ½ x 32,6 m = 16,3 m

B2 = 2 x 2 m = 4 m

α1 = $\tan^{-1}$ (16,3 m +4 m)/0,5 – $\tan^{-1}$ 16,3 m/0,5 (radian) = 0,346º

α2 = $\tan^{-1}$ 16,3 m/0,5 (radian) = 88,243º

qo = 1,8 t/m³ x 2 m = 3,6 t/m²

$$\Delta P = \frac{3,6\,t/m^2}{180}\left[\left(\frac{16,3m+4m}{4m}\right)x\left(0,346+88,243\right)-\frac{16,3m}{4m}88,243\right]$$

$\Delta P = 1{,}8\ t/m^2$

Harga tersebut akibat beban ½ timbunan, sehingga untuk timbunan total yang simetris maka harga ΔP tersebut harus dikalikan 2.

$2\Delta P = 2 \times 1{,}8\ t/m^2$

$= 3{,}6\ t/m^2$

Sebagai contoh perhitungan distribusi tegangan timbunan dapat dilihat pada tabel 5.4 di bawah ini:

Tabel 5. 4 Perhitungan Distribusi Tegangan Akibat Beban Timbunan

Elevasi	Titik Tinjau	H	Z	Cc	Cs	e0	γ'	α1	α2	ΔP	2 ΔP
		m	m			t/m³	t/m³			t/m²	t/m²
1	a	1	0.5	0.379	0.054	1.466	0.693	0.346	88.243	1.800	3.600
2	b	1	1.5	0.379	0.054	1.466	0.693	1.032	84.742	1.800	3.599
3	c	1	2.5	0.379	0.054	1.466	0.693	1.699	81.280	1.798	3.596
4	d	1	3.5	0.379	0.054	1.466	0.693	2.336	77.881	1.795	3.590
5	e	1	4.5	0.379	0.054	1.466	0.693	2.935	74.567	1.789	3.578
6	f	1	5.5	0.379	0.054	1.466	0.693	3.486	71.354	1.781	3.562
7	g	1	6.5	0.379	0.054	1.466	0.693	3.986	68.259	1.770	3.539
8	h	1	7.5	0.379	0.054	1.466	0.693	4.431	65.292	1.756	3.511
9	i	1	8.5	0.488	0.070	1.814	0.603	4.821	62.459	1.738	3.477
10	j	1	9.5	0.488	0.070	1.814	0.603	5.156	59.765	1.719	3.437
11	k	1	10.5	0.488	0.070	1.814	0.603	5.439	57.212	1.696	3.392
12	l	1	11.5	0.488	0.070	1.814	0.603	5.672	54.796	1.672	3.343
13	m	1	12.5	0.488	0.070	1.814	0.603	5.860	52.516	1.645	3.290
14	n	1	13.5	0.488	0.070	1.814	0.603	6.007	50.368	1.617	3.234
15	o	1	14.5	0.488	0.070	1.814	0.603	6.118	48.345	1.588	3.176

Tabel 5.4 Perhitungan Distribusi Tegangan Akibat Beban Timbunan (Lanjutan)

16	p	1	15.5	0.488	0.070	1.814	0.603	6.195	46.441	1.558	3.115
17	q	1	16.5	0.488	0.070	1.814	0.603	6.245	44.651	1.527	3.054
18	r	1	17.5	0.488	0.070	1.814	0.603	6.270	42.967	1.496	2.991
19	s	1	18.5	0.488	0.070	1.814	0.603	6.273	41.383	1.464	2.929
20	t	1	19.5	0.488	0.070	1.814	0.603	6.259	39.892	1.433	2.866
21	u	1	20.5	0.663	0.095	2.371	0.603	6.230	38.489	1.402	2.804
22	v	1	21.5	0.663	0.095	2.371	0.603	6.188	37.167	1.371	2.743
23	w	1	22.5	0.663	0.095	2.371	0.603	6.136	35.921	1.341	2.683
24	x	1	23.5	0.663	0.095	2.371	0.603	6.076	34.746	1.312	2.623

Tanah pada perencanaan ini merupakan tanah overkonsolidasi sehingga rumus perhitungan settlementnya dapat dilihat pada persamaan 2.2 dan 2.3. Sebagai contoh pada lapis 1 diketahui Po' = 0,346 t/m² dan Pc' = 2,346 t/m², sehingga:

Po' + 2ΔP = 0,346 t/m² + 3,6 t/m²

= 3,946 t/m²

Maka: Po' + 2ΔP > Pc'

3,946 t/m² > 2,346 t/m²

Sehingga rumus settlement yang digunakan adalah:

$$S_{ci} = \left[\frac{H}{1+e_0} C_s \log \frac{\sigma_c'}{\sigma_o'}\right] + \left[\frac{H}{1+e_0} C_c \log \frac{\sigma_o' + \Delta\sigma}{\sigma_c'}\right]$$

Sesuai dengan data tanah yang telah dibahas pada Sub-bab 4, dapat dihitung settlement pada lapis 1 adalah sebagai berikut:

$$Sc1 = \left[\frac{1\text{m}}{1+1{,}466\text{t/m}^3} 0{,}054 \log \frac{2{,}346\text{t/m}^2}{0{,}346\text{t/m}^2}\right] +$$

$$\left[\frac{1\text{m}}{1+1{,}466\text{t/m}^3}\,0{,}379\log\frac{3{,}946\text{t/m}^2}{0{,}346\text{t/m}^2}\right]$$

$= 0{,}181$ m

rekapitulasi perhitungan settlement akibat beban timbunan dapat dilihat pada tabel 5.5.

Tabel 5. 5 Settlement Akibat Beban Timbunan

H Trial Timb	Q Timb	Sc Timb
m	t/m^2	m
2	1.8	1.003
3	1.8	1.289
4	1.8	1.531
5	1.8	1.743
6	1.8	1.931
7	1.8	2.101
8	1.8	2.257
9	1.8	2.400
10	1.8	2.532
11	1.8	2.656
12	1.8	2.771

5.1.2.5 Mencari *Settlement* Akibat Beban Perkerasan

Untuk contoh tinggi timbunan sebesar 2 meter, maka bacaan Q *traffic* dapat dilihat pada kurva hubungan tebal timbunan dengan intensitas beban yang berkesesuaian dengan beban *traffic* sesuai dengan gambar 2.1. Dari kurva tersebut didapatkan nilai Q *traffic* untuk timbunan 2 meter adalah 1,2 t/m². Sehingga H *traffic* = Q *traffic* / γ timbunan

= 1,2 t/m² / 1,8 t/m³ = 0,667 m

Sesuai dengan tabel 5.2, diketahui beban akibat perkerasan adalah sebesar 1,08 t/m². Dengan x adalah ½ lebar

timbunan, maka nilai x adalah 16,3 m. Sedangkan z adalah tinggi timbunan ditambah dengan ½ kedalaman yang ditinjau.

Sehingga x / z = 16,3 m / (2 m + 0,5 m)
= 6,520

I (grafik 2.20 = 2,5

ΔP = 2 x Beban x I
= 2 x 1,08 t/m² x 2,5
= 0,540 t/m²

Rekapitulasi hasil perhitungan distribusi tegangan dapat dilihat pada tabel 5.6 di bawah ini:

Tabel 5. 6 Perhitungan Distribusi Tegangan Akibat Beban Perkerasan dan Traffic

Elevasi	Titik Tinjau	H	Pusat	Cc	Cs	e0	Akibat Beban Perkerasan				ΔP
							z	m	n	I	
		(m)	(m)				(m)	x/z	y/z	(grafik)	t/m^2
1	a	1	0.5	0.379	0.054	1.466	2.5	6.520	∞	0.25	0.540
2	b	1	1.5	0.379	0.054	1.466	3.5	4.657	∞	0.25	0.540
3	c	1	2.5	0.379	0.054	1.466	4.5	3.622	∞	0.248	0.536
4	d	1	3.5	0.379	0.054	1.466	5.5	2.964	∞	0.243	0.525
5	e	1	4.5	0.379	0.054	1.466	6.5	2.508	∞	0.242	0.523
6	f	1	5.5	0.379	0.054	1.466	7.5	2.173	∞	0.241	0.521
7	g	1	6.5	0.379	0.054	1.466	8.5	1.918	∞	0.239	0.516
8	h	1	7.5	0.379	0.054	1.466	9.5	1.716	∞	0.236	0.510
9	i	1	8.5	0.488	0.070	1.814	10.5	1.552	∞	0.232	0.501
10	j	1	9.5	0.488	0.070	1.814	11.5	1.417	∞	0.231	0.499
11	k	1	10.5	0.488	0.070	1.814	12.5	1.304	∞	0.223	0.482
12	l	1	11.5	0.488	0.070	1.814	13.5	1.207	∞	0.221	0.477
13	m	1	12.5	0.488	0.070	1.814	14.5	1.124	∞	0.212	0.458
14	n	1	13.5	0.488	0.070	1.814	15.5	1.052	∞	0.206	0.445

Tabel 5. 6 Perhitungan Distribusi Tegangan Akibat Beban Perkerasan dan Traffic (Lanjutan)

15	o	1	14.5	0.488	0.070	1.814	16.5	0.988	∞	0.202	0.436
16	p	1	15.5	0.488	0.070	1.814	17.5	0.931	∞	0.2	0.432
17	q	1	16.5	0.488	0.070	1.814	18.5	0.881	∞	0.196	0.423
18	r	1	17.5	0.488	0.070	1.814	19.5	0.836	∞	0.188	0.406
19	s	1	18.5	0.488	0.070	1.814	20.5	0.795	∞	0.183	0.395
20	t	1	19.5	0.488	0.070	1.814	21.5	0.758	∞	0.178	0.384
21	u	1	20.5	0.663	0.095	2.371	22.5	0.724	∞	0.172	0.372
22	v	1	21.5	0.663	0.095	2.371	23.5	0.694	∞	0.17	0.367
23	w	1	22.5	0.663	0.095	2.371	24.5	0.665	∞	0.166	0.359
24	x	1	23.5	0.663	0.095	2.371	25.5	0.639	∞	0.16	0.346

Mengenai rumus settlement akibat perkerasan juga ditentukan oleh nilai Po'+ ΔP dan juga Pc'. Diketahui pada lapis 1, nilai Po' = 0,346 t/m² dan Pc' = 2,346 t/m², sehingga:

Po' + ΔP = 0,346 t/m² + 0,540 t/m²

= 0,886 t/m²

Maka: Po' + 2ΔP < Pc'

0,886 t/m² < 2,346 t/m²

Sehingga rumus settlement yang digunakan adalah:

$$S_{ci} = C_s \frac{H}{1+e_0} \log \frac{\sigma_o' + \Delta\sigma}{\sigma_o'}$$

Sesuai dengan data tanah yang telah dibahas pada Sub-bab 4, dapat dihitung settlement pada lapis 1 adalah sebagai berikut:

$$Sc1 = 0{,}379 \frac{1\text{m}}{1+1{,}466} \log \frac{0{,}886\,\text{t/m}^2}{0{,}346\,\text{t/m}^2}$$

= 0,009 m

Rekapitulasi perhitungan settlement akibat beban perkerasan dapat dilihat pada Tabel 5.7 di bawah ini:

Tabel 5. 7Settlement Akibat Beban Perkerasan

H Trial Timb	Q Timb	Sc Pav.	H Traffic
m	t/m^2	m	m
2	1.8	0.030	0.667
3	1.8	0.030	0.333
4	1.8	0.029	0.167
5	1.8	0.029	0.139
6	1.8	0.029	0.139
7	1.8	0.028	0.139
8	1.8	0.028	0.139
9	1.8	0.027	0.139
10	1.8	0.027	0.139
11	1.8	0.026	0.139
12	1.8	0.026	0.139

5.1.2.6 Mencari H Initial, H Final, dan Settlement

Selanjutnya dihitung H inisial dan H final menggunakan rumus akibat pemampatan total. H inisial yaitu tinggi timbunan awal yang harus diletakan di lapangan agar dapat mencapai tinggi akhir (H final) yang direncanakan dengan menghilangkan *consolidation settlement* pada lapisan *compressible* tersebut. Tinggi akhir yang direncanakan harus sudah termasuk tebal perkerasan dan tinggi tanah timbunan yang akan dibongkar untuk menggantikan beban lalu lintas yang akan lewat nantinya. Adapun untuk mendapatkan nilai H final digunakan rumus:

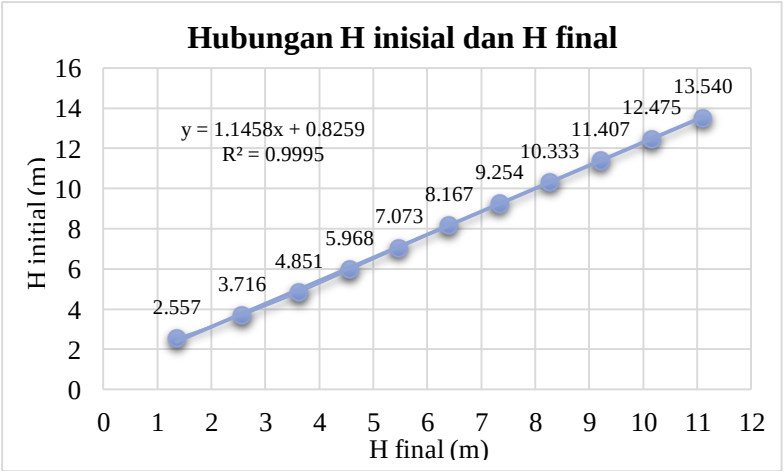
H final = H inisial – Sc timbunan – Sc traffic –H bongkar traffic + Tebal perkerasan – Sc perkerasan

Perhitungan untuk tiap-tiap tinggi timbunandapat dilihat pada tabel 5.8 di bawah ini:

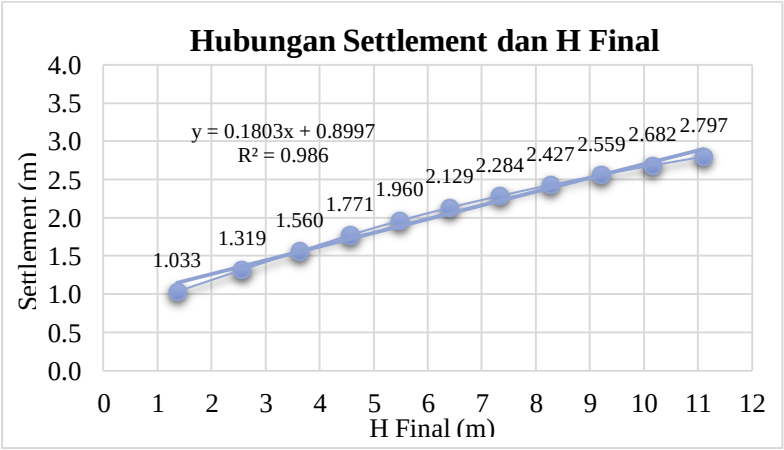
Tabel 5. 8 H Initial, H Final, dan Settlement

H Trial Timb	Q Timb	Sc Timb	H Initial	Sc Pav.	H Traffic	H Pav.	H Final	Sc Total
M	t/m^2	m	m	m	m	m	m	m
2	1.8	1.003	2.557	0.030	0.667	0.5	1.357	1.033
3	1.8	1.289	3.716	0.030	0.333	0.5	2.564	1.319
4	1.8	1.531	4.851	0.029	0.167	0.5	3.624	1.560
5	1.8	1.743	5.968	0.029	0.139	0.5	4.558	1.771
6	1.8	1.931	7.073	0.029	0.139	0.5	5.474	1.960
7	1.8	2.101	8.167	0.028	0.139	0.5	6.399	2.129
8	1.8	2.257	9.254	0.028	0.139	0.5	7.330	2.284
9	1.8	2.400	10.333	0.027	0.139	0.5	8.267	2.427
10	1.8	2.532	11.407	0.027	0.139	0.5	9.209	2.559
11	1.8	2.656	12.475	0.026	0.139	0.5	10.155	2.682
12	1.8	2.771	13.540	0.026	0.139	0.5	11.104	2.797

Untuk mendapatkan H inisial yang sesuai dengan H final telah ditentukan, maka perlu dibuat Grafik dari berbagai macam variasi beban yang telah direncanakan yaitu grafik H final vs H inisial dan untuk mengetahui *settlement* nya harus dibuat Grafik H final vs Settlement total akibat timbunan yang disajikan disajikan pada Gambar 5.1 dan 5.2.



Gambar 5. 1 Grafik Hubungan H Initial Vs H Final



Gambar 5. 2 Grafik Hubungan Settlement Vs H Final

Dari gambar 5.1 dapat diketahui persamaan untuk menentukan H initial, yaitu:

y = 1,1458 x + 0,8259

Dimana:
y = H initial
x = H final
Sedangkan dari gambar 5.2 diketahui persamaan untuk menentukan settlement, yaitu:
y = 0,1803 x + 0,8997
Dimana:
y = Settlement
x = H final

Dengan rumus di atas, dapat dihitung H initial dan Settlement dari masing-masing tinggi timbunan rencana sesuai dengan masing-masing STA yang ditentukan. Hasil perhitungannya dapat dilihat pada tabel 5.9 berikut:

Tabel 5. 9 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Tinggi dan Settlement

STA	H Final	H Initial	Settlement
	m	m	m
38+672.5	3.6	5.0	1.6
38+950	7.8	9.8	2.3
39+300	8.8	10.9	2.5
39+650	9.7	11.9	2.6
40+000	11.8	14.3	3.0
40+350	9.7	11.9	2.6

5.2 Perhitungan Waktu Konsolidasi

Penurunan lapisan tanah dapat diperkirakan dengan memakai koefisien konsolidasi (Cv). Nilai Cv diketahui dari hasil penyelidikan di Laboraturium. Untuk tanah yang berlapis lapis maka digunakan harga Cv rata-rata. Perhitungannya dapat dilihat pada tabel 5.10:

Tabel 5. 10 Perhitungan Cv Rata – Rata

Elevasi	Titik Tinjau	H	C_v	H / √Cv
		(m)	cm^2/s	
1	a	1	0.00038	51.165
2	b	1	0.00038	51.165
3	c	1	0.00038	51.165
4	d	1	0.00038	51.165
5	e	1	0.00038	51.165
6	f	1	0.00038	51.165
7	g	1	0.00038	51.165
8	h	1	0.00038	51.165
9	i	1	0.00040	50.026
10	j	1	0.00040	50.026
11	k	1	0.00040	50.026
12	l	1	0.00040	50.026
13	m	1	0.00040	50.026
14	n	1	0.00040	50.026
15	o	1	0.00040	50.026
16	p	1	0.00040	50.026
17	q	1	0.00040	50.026
18	r	1	0.00040	50.026
19	s	1	0.00040	50.026
20	t	1	0.00040	50.026
21	u	1	0.00783	11.299
22	v	1	0.00783	11.299
23	w	1	0.00783	11.299
24	x	1	0.00783	11.299
Hdr =		24		1054.820
Hdr^2 =		**576**		**1112646.2**

Maka nilai Cv rata-rata = 1112646.2 / 576 cm²/s
= 0.0005177 cm²/s
= 1.63 m²/s

5.3 Perencanaan Prefabricated Vertical Drain (PVD)

Seperti yang telah diperhitungkan pada sub bab sebelumnya, waktu pemampatan melebihi 50 tahun. Hal ini tentu saja mengakibatkan waktu tunggu yang terlalu lama untuk menunggu pemampatan selesai, selain itu dikhawatirkan akan terjadi *differential settlement* pada tanah timbunan yang berakibat perkerasan jalan menjadi lebih cepat rusak. Sehingga untuk mempercepat waktu konsolidasi, perlu dilakukan pemasangan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD).

5.3.1 Perencanaan PVD Pola Segiempat

PVD dipasang sesuai kedalaman rencana dengan pola pemasangan segi empat. Dimensi PVD yang dipakai adalah lebar 100 mm dan tebal 5 mm (lihat spesifikasi pada Lampiran). Pemasangan PVD direncanakan dengan beberapa variasi jarak untuk mengetahui berapa lamakah waktu yang diperlukan untuk menentukan harga F(n) yang merupakan faktor hambatan akibat jarak pemasangan PVD yang kemudian dipakai untuk menghitung waktu konsolidasi (t), khususnya konsolidasi horizontal.

Sebagai contoh akan dijabarkan perhitungan desain rencana sebagai berikut:

Dimensi PVD = 10 x 0,5 cm²

Jarak Pemasangan PVD (S) = 100 cm

Pola pemasangan segi empat, D = 1,13 S

D = 1,13 S = 1,13 x 100 = 113 cm = 1130 mm

$Dw = \frac{2(a+b)}{\pi} = \frac{2(10\,cm + 0{,}5\,cm)}{\pi}$ = 6,68 cm = 66,845 mm

n = D / dw = 1130 mm / 66,845 mm = 16,905

Kemudian nilai f(n) dapat dicari dengan menggunakan rumus 2.20 atau 2.21 dan hasil perhitungan seluruhnya dirangkum pada Tabel 5.11.

Tabel 5. 11 Hasil Perhitungan Nilai f(n) Pola Segiempat

Jarak PVD	D	a	b	dw	n	F(n)
S (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0.80	904.0	100	5	66.845	13.524	1.86
0.90	1017.0	100	5	66.845	15.214	1.98
1.00	1130.0	100	5	66.845	16.905	2.08
1.10	1243.0	100	5	66.845	18.595	2.18
1.20	1356.0	100	5	66.845	20.286	2.26
1.30	1469.0	100	5	66.845	21.976	2.34
1.40	1582.0	100	5	66.845	23.667	2.42

Pemasangan PVD menyebabkan terjadinya dua arah konsolidasi yaitu vertikal (Uv) dan horisontal (Uh). Kedua arah konsolidasi tersebut kemudian digabungkan sehingga diperoleh konsolidasi gabungan (Ugab). Hasil nilai Uh disajikan pada Tabel 5.10 dan U total pada Tabel 5.12, sedangkan grafik hasil perhitungan PVD dengan pola segiempat diberikan pada Gambar 5.13.

Tabel 5. 12 Nilai Uh Pola Segiempat

t (minggu)	DERAJAT KONSOLIDASI HORISONTAL (Uh) PVD SEGI EMPAT (%)							
	S	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40
	D	0.90	1.02	1.13	1.24	1.36	1.47	1.58
	F(n)	1.86	1.98	2.08	2.18	2.26	2.34	2.42
1		25.72	19.80	15.59	12.52	10.23	8.50	7.15
2		44.83	35.67	28.74	23.47	19.42	16.27	13.78
3		59.02	48.41	39.85	33.05	27.67	23.38	19.94

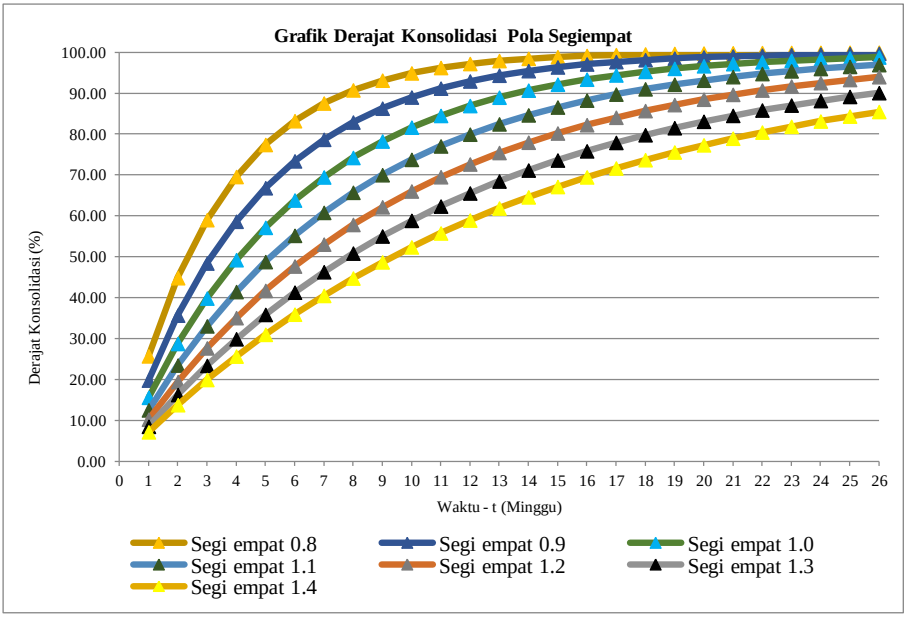
Tabel 5.12 Nilai Uh Pola Segiempat (Lanjutan)

4	69.56	58.62	49.22	41.43	35.07	29.89	25.66
5	77.39	66.81	57.14	48.77	41.72	35.85	30.98
6	83.20	73.38	63.82	55.18	47.68	41.30	35.91
7	87.52	78.65	69.46	60.79	53.03	46.28	40.49
8	90.73	82.88	74.22	65.70	57.84	50.85	44.74
9	93.12	86.27	78.24	69.99	62.16	55.02	48.69
10	94.89	88.99	81.63	73.75	66.03	58.84	52.36
11	96.20	91.17	84.49	77.04	69.51	62.34	55.76
12	97.18	92.92	86.91	79.91	72.63	65.54	58.92
13	97.90	94.32	88.95	82.43	75.43	68.47	61.86
14	98.44	95.44	90.67	84.63	77.94	71.14	64.59
15	98.84	96.35	92.13	86.55	80.20	73.60	67.12
16	99.14	97.07	93.35	88.23	82.23	75.84	69.47
17	99.36	97.65	94.39	89.71	84.05	77.89	71.65
18	99.53	98.11	95.26	91.00	85.68	79.77	73.67
19	99.65	98.49	96.00	92.12	87.14	81.49	75.56
20	99.74	98.79	96.62	93.11	88.46	83.06	77.30
21	99.81	99.03	97.15	93.97	89.64	84.50	78.92
22	99.86	99.22	97.59	94.73	90.70	85.82	80.43
23	99.89	99.37	97.97	95.39	91.65	87.02	81.83
24	99.92	99.50	98.29	95.96	92.51	88.12	83.13
25	99.94	99.60	98.55	96.47	93.27	89.13	84.33
26	99.96	99.68	98.78	96.91	93.96	90.06	85.45

Dikarenakan derajat konsolidasi PVD dengan jarak 1,2 meter sudah mencapai 90% pada saat minggu ke 24, maka PVD dengan jarak 1,2 meter yang dipilih karena relatif cukup hemat dibanding jarak 1,1 meter dan diatasnya. Kemudian dicari nilai U total dari nilai Uh PVD jarak 1,2 meter seperti pada tabel 5.13.

Tabel 5. 13 Nilai U Total Pola Segiempat

Minggu	Tv	Uv	Uh	U total (%)
1	5.4357E-05	0.008319	0.071	7.919
2	0.00010871	0.011765	0.138	14.796
3	0.00016307	0.014409	0.199	21.097
4	0.00021743	0.016638	0.257	26.901
5	0.00027178	0.018602	0.310	32.261
6	0.00032614	0.020378	0.359	37.216
7	0.0003805	0.022011	0.405	41.800
8	0.00043486	0.023530	0.447	46.043
9	0.00048921	0.024958	0.487	49.972
10	0.00054357	0.026308	0.524	53.611
11	0.00059793	0.027592	0.558	56.983
12	0.00065228	0.028819	0.589	60.108
13	0.00070664	0.029995	0.619	63.004
14	0.000761	0.031128	0.646	65.688
15	0.00081535	0.032220	0.671	68.176
16	0.00086971	0.033277	0.695	70.482
17	0.00092407	0.034301	0.716	72.621
18	0.00097842	0.035295	0.737	74.603
19	0.00103278	0.036263	0.756	76.442
20	0.00108714	0.037205	0.773	78.147
21	0.00114149	0.038123	0.789	79.728
22	0.00119585	0.039021	0.804	81.194
23	0.00125021	0.039898	0.818	82.554
24	0.00130457	0.040756	0.831	83.815
25	0.00135892	0.041596	0.843	84.985
26	0.00141328	0.042420	0.855	86.070



Gambar 5. 3 Grafik Derajat Konsolidasi Pola Segiempat

5.3.2 Perencanaan PVD Pola Segitiga

Setelah mendesain Pola pemasangan PVD dengan pola segi empat, selanjutnya adalah merencanakan pemasangan PVD pola segi tiga, adapun pengerjaannya sama dengan pola Segiempat namun terdapat sedikit perbedaan yaitu pada nilai D, yang mana nilai D didapatkan dengan rumus D = 1.05 S. Hasil Perhitungan dirangkum pada Tabel 5.14.

Tabel 5. 14 Hasil Perhitungan Nilai f(n) Pola Segitiga

Jarak PVD	D	a	b	dw	n	F(n)
S (m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
0.50	525.0	100	5	66.845	7.854	1.33
0.60	630.0	100	5	66.845	9.425	1.51

Tabel 5. 14 Hasil Perhitungan Nilai f(n) Pola Segitiga (Lanjutan)

0.70	735.0	100	5	66.845	10.996	1.66
0.80	840.0	100	5	66.845	12.566	1.79
0.90	945.0	100	5	66.845	14.137	1.91
1.00	1050.0	100	5	66.845	15.708	2.01
1.10	1155.0	100	5	66.845	17.279	2.11
1.20	1260.0	100	5	66.845	18.850	2.19
1.30	1365.0	100	5	66.845	20.420	2.27
1.40	1470.0	100	5	66.845	21.991	2.34
1.50	1575.0	100	5	66.845	23.562	2.41
1.60	1680.0	100	5	66.845	25.133	2.48

Hasil nilai perencanan pemasangan pola segitiga untuk nilai Uh disajikan pada Tabel 5.15.

Tabel 5. 15 Nilai Uh Pola Segitiga

t (minggu)	DERAJAT KONSOLIDASI HORISONTAL (Uh) PVD SEGI TIGA (%)							
	S	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40
	D	0.84	0.95	1.05	1.16	1.26	1.37	1.47
	F(n)	1.79	1.91	2.01	2.11	2.19	2.27	2.34
1		25.72	19.80	15.59	12.52	10.23	8.50	7.15
2		44.83	35.67	28.74	23.47	19.42	16.27	13.78
3		59.02	48.41	39.85	33.05	27.67	23.38	19.94
4		69.56	58.62	49.22	41.43	35.07	29.89	25.66
5		77.39	66.81	57.14	48.77	41.72	35.85	30.98
6		83.20	73.38	63.82	55.18	47.68	41.30	35.91
7		87.52	78.65	69.46	60.79	53.03	46.28	40.49
8		90.73	82.88	74.22	65.70	57.84	50.85	44.74
9		93.12	86.27	78.24	69.99	62.16	55.02	48.69

Tabel 5.15 Nilai Uh Pola Segitiga (Lanjutan)

10	94.89	88.99	81.63	73.75	66.03	58.84	52.36
11	96.20	91.17	84.49	77.04	69.51	62.34	55.76
12	97.18	92.92	86.91	79.91	72.63	65.54	58.92
13	97.90	94.32	88.95	82.43	75.43	68.47	61.86
14	98.44	95.44	90.67	84.63	77.94	71.14	64.59
15	98.84	96.35	92.13	86.55	80.20	73.60	67.12
16	99.14	97.07	93.35	88.23	82.23	75.84	69.47
17	99.36	97.65	94.39	89.71	84.05	77.89	71.65
18	99.53	98.11	95.26	91.00	85.68	79.77	73.67
19	99.65	98.49	96.00	92.12	87.14	81.49	75.56
20	99.74	98.79	96.62	93.11	88.46	83.06	77.30
21	99.81	99.03	97.15	93.97	89.64	84.50	78.92
22	99.86	99.22	97.59	94.73	90.70	85.82	80.43
23	99.89	99.37	97.97	95.39	91.65	87.02	81.83
24	99.92	99.50	98.29	95.96	92.51	88.12	83.13
25	99.94	99.60	98.55	96.47	93.27	89.13	84.33
26	99.96	99.68	98.78	96.91	93.96	90.06	85.45

Pemilihan jarak pemasangan PVD dan pola pemasangan yang tepat didasarkan pada pertimbangan waktu yang dijadwalkan proyek untuk menunggu proses konsolidasi mencapai 90%. Pola pemasangan yang paling efektif untuk perencanaan ini adalah pola pemasangan segitiga, karena memiliki daerah pengaruh yang lebih besar dibandingkan dengan pola segiempat, namun dikarenakan pemasangan / instalasi di lapangan yang terbilang rumit maka dipilih pola pemasangan segi empat dengan jarak antar PVD yaitu 1,2 meter.

5.4 Kenaikan Daya Dukung Tanah

Timbunan yang dilaksanakan di lapangan tidak langsung diurug setinggi timbunan yang dilaksanakan, namun penimbunan dilakukan secara bertahap. Kecepatan penimbunan direncanakan 50 cm perminggu. Sehingga untuk mencapai H final (dengan asumsi perhitungan menggunakan H inisial tertinggi dari kedua segment) adalah :

- H inisial = 14,30 m
- Jumlah tahapan = 14,30 m / 0,5 m = 30 tahapan

Penimbunan secara bertahap mempengaruhi peningkatan nilai Cu yang juga akan berpengaruh pada kenaikan daya dukung tanah dasar. Hal yang harus dilakukan adalah mencari nilai tinggi kritis (H kritis) yaitu ketinggian timbunan yang mampu di tahan oleh tanah dasar. H kritis dicari menggunakan Persamaan 2.11:

H kritis = (0,664 t/m² x 16,74) / (1,8 t/m² x 1,25)
= 4 m

Karena tinggi timbunan kritis yang mampu diterima tanah (Hcr) adalah 4 meter maka pentahapan penimbunan untuk tahap 1 s.d 8 dapat dilakukan secara menerus. Untuk tahap berikutnya, daya dukung tanah dasar harus cukup kuat menumpu penimbunan berikutnya, untuk itu harus dilakukan pengecekan daya dukung tanah terlebih dahulu.

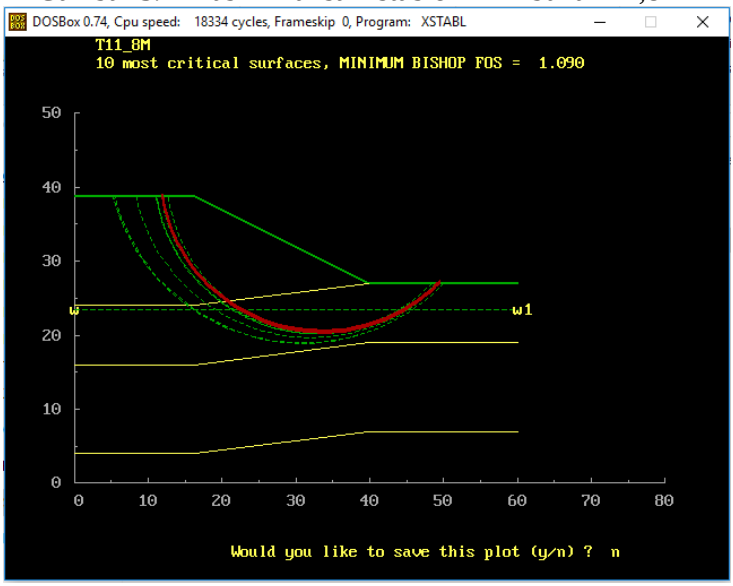
Proses penimbunan pada saat tahap ke 8 masih aman. Kemudian dilanjutkan dengan menganalisa keamanan penimbunan untuk tahap akhir yaitu pada tahap ke 30 dengan menggunakan program bantu Xstable. Sebelumnya, dihitung terlebih dahulu nilai peningkatan Cu pada tahap ke 30 seperti pada tabel 5.17.

Tabel 5. 16 Peningkatan Nilai Cu untuk Tahap ke 30

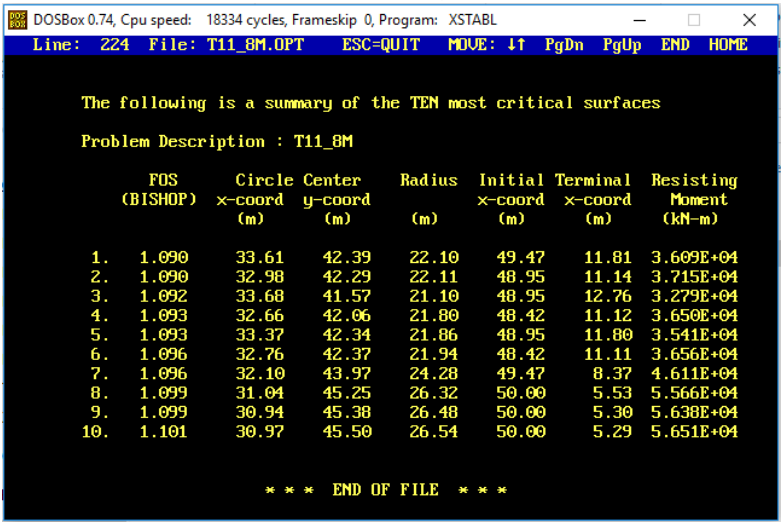
Elevasi dari tanah dasar	H (m)	PI (%)	Cu Lama kg/cm^2	Cu Lama Kpa	Cu Baru kg/cm^2	Cu Baru Kpa
0 - 8	8	29	0.066	6.640	0.432	43.177
8 - 20	12	20	0.063	6.340	0.557	55.707
21 - 24	4	6	0.059	5.860	0.656	65.608

Berikut ini adalah hasil analisa menggunakan program bantu Xstable yang ditampilkan pada gambar 5.4 dan gambar 5.5.

Gambar 5. 4 Hasil Analisa Xstable H Timbunan 11,8 m



Gambar 5. 5 Rekapitulasi Hasil Analisa Xstable
H Initial = 14,3 m



DOSBox 0.74, Cpu speed: 18334 cycles, Frameskip 0, Program: XSTABL

Line: 224 File: T11_8M.OPT ESC=QUIT MOVE: ↓↑ PgDn PgUp END HOME

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : T11_8M

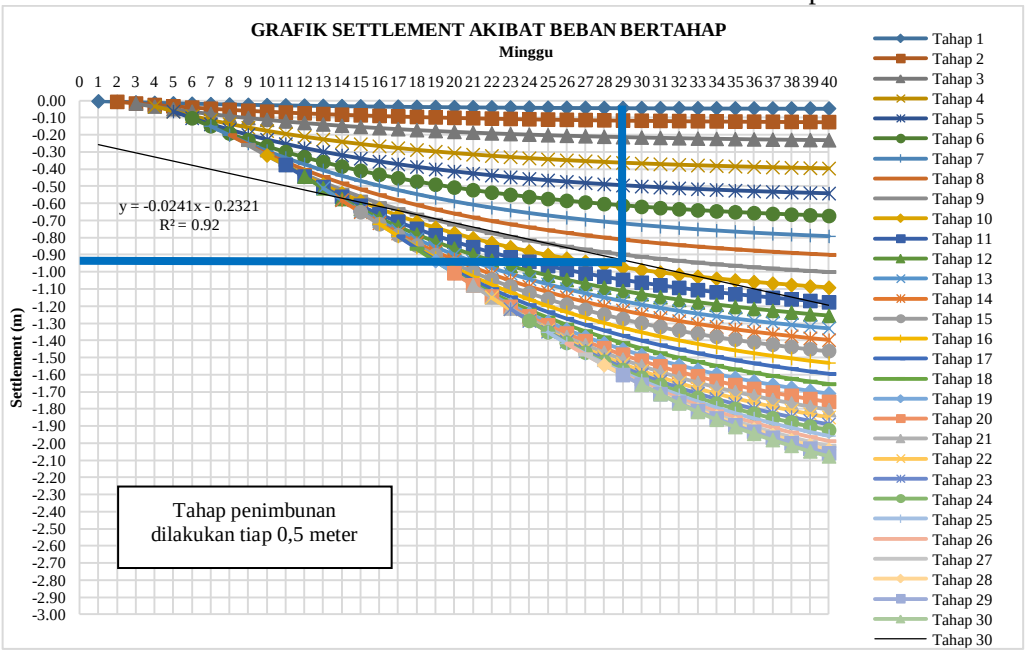
	FOS (BISHOP)	Circle Center x-coord (m)	Circle Center y-coord (m)	Radius (m)	Initial x-coord (m)	Terminal x-coord (m)	Resisting Moment (kN-m)
1.	1.090	33.61	42.39	22.10	49.47	11.81	3.609E+04
2.	1.090	32.98	42.29	22.11	48.95	11.14	3.715E+04
3.	1.092	33.68	41.57	21.10	48.95	12.76	3.279E+04
4.	1.093	32.66	42.06	21.80	48.42	11.12	3.650E+04
5.	1.093	33.37	42.34	21.86	48.95	11.80	3.541E+04
6.	1.096	32.76	42.37	21.94	48.42	11.11	3.656E+04
7.	1.096	32.10	43.97	24.28	49.47	8.37	4.611E+04
8.	1.099	31.04	45.25	26.32	50.00	5.53	5.566E+04
9.	1.099	30.94	45.38	26.48	50.00	5.30	5.638E+04
10.	1.101	30.97	45.50	26.54	50.00	5.29	5.651E+04

* * * END OF FILE * * *

Dari analisa tersebut, diketahui bahwa Safety Factor dari timbunan tersebut adalah 1,090 < 1,25. Untuk mengatasi hal tersebut, tanah timbunan perlu diberikan perkuatan. Perkuatan yang dilakukan pada Tugas Akhir ini adalah dengan menggunakan *geotextile* dan *micropile.*

Penambahan beban secara bertahap juga akan membuat tanah dasar menerima penurunan yang bertahap pula. Penurunan yang harus dihilangkan adalah sebesar penurunan yang didapatkan dari Tabel 5.16 yaitu dalam hal ini adalah sebesar 3 meter. Grafik penurunan akibat beban bertahap diberikan pada Gambar 5.6.

Gambar 5. 6 Grafik Penurunan Akibat Beban Bertahap



Dari Gambar 5.6 terlihat bahwa waktu yang dibutuhkan untuk menghabiskan *Settlement* sebesar 0,931 m adalah selama 29 minggu. Perhitungan penurunan akibat penimbunan bertahap secara lengkap diberikan pada Lampiran sedangkan rekapitulasi penurunan ditampailkan pada tabel 5.18.

Tabel 5. 17 Penurunan yang Harus Dihilangkan

H Final	H Initial	Minggu Ke	Tahap Ke	Settlement
m	m			m
3.6	5.00	10.0	10.0	-0.473
7.8	9.80	20.0	20.0	-0.714
8.8	10.91	22.0	22.0	-0.762
9.7	11.90	24.0	24.0	-0.811
11.8	14.30	29.0	29.0	-0.931
9.7	12.00	24.0	24.0	-0.811

BAB VI
PERENCANAAN PERKUATAN TIMBUNAN

6.1 Perkuatan Tanah

Dalam penyusunan tugas akhir ini, untuk perencanaan kebutuhan perkuatan oprit akan diambil dari analisa program bantu Xstable.

6.1.1 Perkuatan Menggunakan *Micropile*

Untuk perkuatan menggunakan micropile, akan dilakukan satu contoh perhitungan untuk tinggi timbunan 11,8 meter. Micropile hanya akan dipasang sepanjang bidang longsor di luar timbunan, karena tanah di bawah timbunan sudah cukup dengan menggunakan PVD saja.

Micropile yang digunakan adalah micropile dengan mutu K – 500 dan dimensi 45 x 45 cm. Berikut ini adalah data tanah dasar dari timbunan:

Ø = 19^o
γt = 1,693 t/m^3
γ' = 0,693 t/m^3
Cu = 43,177 Kpa
H final = 11,8 m
H initial = 14,3 m
Settlement = 3 m

Hasil analisa Xstable:
SF min = 1,09
Mres min = 36090 kNm
Jari – jari = 22,1 m
SF rencana = 1,5
Panjang bidang longsor = 31,72 m

Perencanaan micropile K – 500
Dimensi:

bt = 45 cm
ht = 45 cm
fy' = 400 Mpa
f'c = 30 Mpa
D tulangan = 16 mm
Φ = 8 mm
d' = 40 mm
Jumlah tul tarik = 2 buah
Jumlah tul tekan = 2 buah
Jarak tul sengkang = 200 mm
As tarik = 2 x ¼ π D²
= 2 x ¼ π (16 mm)²
= 402 mm²
As tekan = 2 x ¼ π D²
= 2 x ¼ π (16 mm)²
= 402 mm²
d = d – d' – (½ D) – Φ
= 300 mm – 40 mm – (½ x 16 mm) – 8 mm
= 244 mm

Perhitungan Panjang Micropile
La (di atas bidang longsor) = 6,71 m
Lb (di bawah bidang longsor) = 3 m
L total = La + Lb
= 6,71 m + 3 m
= 10 m

Perhitungan Momen
Gaya tekan = Gaya tarik
0,85 x fc' x b x a = As tarik x fy

$$a = \frac{As\,tarik \times fy}{0{,}85 \times fc' \times b \times a} = 14{,}017 \text{ mm}$$

Gaya tekan = 0,85 x 30 Mpa x 300 mm x 21,026 mm
= 160849,544 N
Momen nonimal = Mn

$$= C\left(d - \frac{a}{2}\right) + As'\,fy\,(d - d')$$

= 119188113,461 Nmm
= 11,919 Tm

Momen ultimate = Mu
= Ø Mn
= 0,8 x 11,919 Tm
= 9,535 Tm = 953,505 Tcm

Perhitungan Gaya Penahan

- Faktor modulus tanah (f)
  Cu = 43,177 kN/m²
  = 0,432 kg/cm²
  qu = 2 x Cu
  = 2 x 0,432 kg/cm²
  = 0,864 kg/cm²
  f = 0,096 kg/cm² (Grafik NAVFAC, DM-7,1971)
- Momen inersia (I)
  I = 1/12 b h³
  = 1/12 x 450 mm x (450 mm)³
  = 6341718500 mm^4
  = 341718,750 cm^4
- Momen tahanan (W)
  W = I / C
  = 15187,5 cm³
- Modulus elastisitas (E)
  E = 4700 √ fc'
  = 234529,529 kg/cm²
- Faktor kekakuan relatif (T)
  T = (EI / f) $^{1/5}$
  = 242,281 cm
- Koefisien momen akibat gaya lateral (FM)
  Diketahui:
  Lb / T = 1,238
  z = 0 m

FM = 1 (Grafik NAVFAC, DM-7, 1971)

Sehingga, gaya yang mampu dipikul 1 buah micropile:

P = Mu / (Fm x T)
= 3,936 ton
= 39,355 kN
L / D = 21,578
Cu = 43,177 kN/m^2
FK = 0,298
Pmax = P x Fk
= 11,724kN

Jumlah micropile yang dibutuhkan

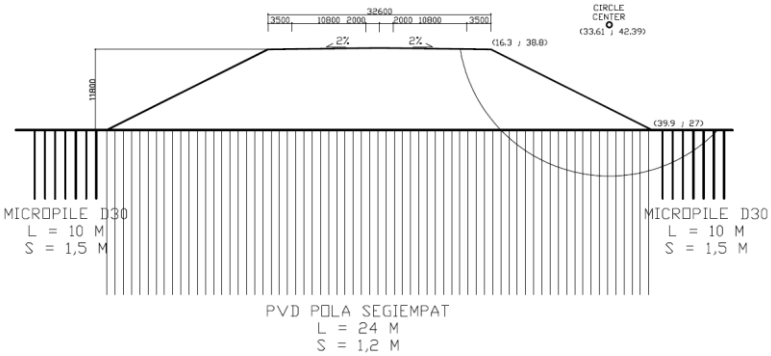
H initial = 14,3 m
SF min = 1,09
MR min = 36090 kNm
R = 22,1 m
SF rencana = 1,5
M dorong = MR min / SF min
= 33110,092 kNm
ΔMR = (M dorong – MR min) SF
= 4469,862 kNm
Jumlah micropile = ΔMR / (P x R)
= 17,252 buah
= 18 buah / meter tegak lurus

Jarak antar micropile

Panjang bidang longsor = 31,720 m
Jarak (S) = Panjang bidang longsor / (n + 1)
= 31,720 m / (18 + 1)
= 1,669 m
= 1,7 m

Maka, micropile akan dipasang sepanjang sisa bidang longsor dikurangi lebar timbunan dengan panjang 10 meter dan

jarak 1,7 meter. Berikut ini adalah ilustrasi pemasangan micropile untuk timbunan dengan tinggi 11,8 meter yang ditampilkan pada gambar 6.1:



Gambar 6. 1 Ilustrasi Pemasangan Micropile

Rekapitulasi hasil kebutuhan micropile dapat dilihat pada tabel 6.1:

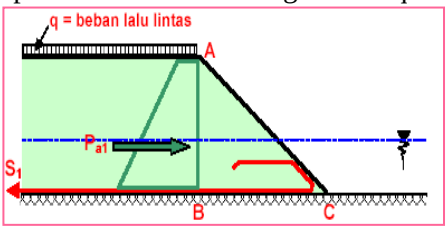
Tabel 6. 1 Hasil Kebutuhan Micropile

H Timbunan	Panjang Micropile	Jumlah Micropile	Jarak Antar Micropile
m	m	bh / m tegak	m
7.8	11	35	0.6
8.8	9	45	0.6
9.7	12	28	1.3
11.8	10	18	1.7

6.1.2 Mengecek Internal Stability

Setelah menghitung perkuatan tanah dasar, selanjutnya akan dihitung *internal stability* untuk mengetahui kebutuhan perkuatan timbunannya. Berikut ini adalah perhitungan *internal stability* untuk timbunan setinggi 11,8 meter.

Sesuai dengan gambar 6.2, akan dihitung gaya pendorong dan penahan seperti di bawah ini. Dengan nilai q = 15 kN/m².



Gambar 6. 2 Ilustrasi Beban

Berikut ini adalah data-data tanah yang digunakan:

- Cu timbunan = 0 kN/m²
- Ø timbunan = 30°
- Ø tanah dasar = 19°
- γ timbunan = 18 kN/m³
- γ tanah dasar = 16,927 kN/m³
- Efisiensi = 0,8

Ka atas = tan (45 – Ø / 2)²
= tan (45 – 30 / 2)²
= 0,333

Ka bawah = tan (45 – Ø / 2)²
= tan (45 – 19 / 2)²
= 0,505

σ'v0 = q
= 15 kN/m²

σ'v1 = q + (H x γt timbunan)
= 15 kN/m² + (11,8 m x 18 kN/m³)
= 226,662 kN/m²

σ' H atas = σ'v0 x Ka – 2 c $Ka^{0,5}$
= 15 kN/m² x 0,333
= 5 kN/m²

σ' H bawah = σ'v1 x Ka – 2 c $Ka^{0,5}$
= 226,662 kN/m² x 0,505
= 114,535 kN/m²

Pa = 0,5 x σ'H bawah x H x 1 m
= 0,5 x 114,535 kN/m² x 11,8 m x 1 m
= 673,410 kN

Berat ABC = luas ABC x γ timb x 1 m
= 0,5 x 11,8 m x 2 x 11,8 m x 18 kN/m³ x 1 m
= 2488,933 kN

$$\frac{Pa}{Berat\,ABC} = \frac{673{,}410\ kN}{2488{,}933\ kN} = 0{,}271$$

tan δ = tan 95% x Ø
= tan 95% x 30º
= 0,54

SF jalan permanen = 1,5

$$\frac{Berat\ ABC \times \tan\delta}{SF} = \frac{2488{,}933\ kN \times 0{,}54}{1{,}5} = 900{,}920$$

Cek: Pa < Berat ABC x tan δ / SF
673,410 kN < 900,920 kN (AMAN)

Dari hasil perhitungan dengan cara yang sama, didapatkan hasil yang ditampilkan pada tabel 6.2:

Tabel 6. 2 Hasil Perhitungan *Internal Stability*

Tinggi Timbunan	Pa	Berat ABC x tan δ	Ket
m	kN	kN	
7.8	308.346	399.252	OK
8.8	385.953	505.131	OK
9.7	461.450	608.624	OK
11.8	673.410	900.920	OK

Hal itu menunjukkan bahwa tanah timbunan mampu menerima tekanan horizontal dari tanah timbunan itu sendiri sehingga tidak mengalami kegagalan konstruksi.

BAB VII
PERENCANAAN ABUTMENT

7.1 Pembebanan Abutment

Abutment pada Sungai Porong terletak pada kedua sisi ujung jembatan, dan ditengahnya ditumpu oleh pilar. Pada perencanan ini akan dihitung satu buah abutment saja yang hasil desainnya akan digunakan untuk kedua sisi. Perencanaan beban yang bekerja pada struktur bangunan bawah jembatan adalah berdasarkan pada RSNI T-02-2005.

7.1.1 Data Perencanaan

- Struktur Atas
  Panjang bentang (L) = 44 m
  Lebar jalan (b) = 32,6 m
  Tebal plat lantai jembatan (t_s) = 0,3 m
  Tebal lapisan aspal + overlay (t_a) = 0,2 m
- Struktur Bawah
  Lebar abutment (B) = 34 m
  Tinggi abutment (ha) = 11,9 m
- Data PCI Girder
  Tinggi girder (h) = 1,6 m
  Luas (A) = 0,670 m^2
  Momen inersia (I) = 9829000 m^4
  f'c = 60 Mpa
  Max beam spacing = 2,3 m
  Jumlah I girder terinstal = 44 m / 2,3 m = 20 buah

7.1.2 Perhitungan Berat Struktur

7.1.2.1 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri yang bekerja di bagi menjadi dua macam yaitu, berat sendiri struktur atas dan berat sendiri struktur bawah. Berat Struktur atas juga harus memperhitungkan berat tambahan berupa aspal atau instalasi lain yang bersifat non-stuktral.

7.1.2.1.1 Berat Struktur Atas

Struktur yang ada di atas abutment harus dihitung beratnya karena akan berpengaruh terhadap kestabilan abutmnet itu sendiri. Adapun perhitungan struktur atas diberikan pada Tabel 7.1.

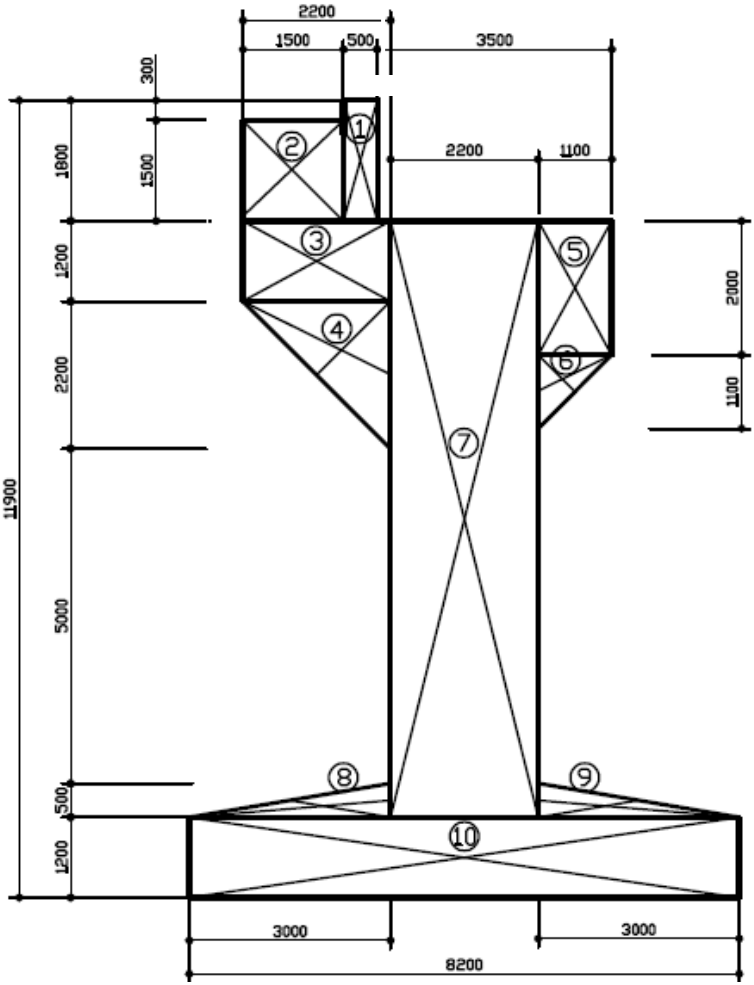
Tabel 7. 1 Berat Struktur Atas

No.	Jenis Beban	Panjang	Lebar	Tebal	Luas	Volume	Berat Jenis	W total
		(m)	(m)	(m)	(m^2)	(m^3)	(t/m^3)	(t)
1	I girder	44			13.39	589.16	2.5	1472.90
2	Aspal	44	25.6	0.2	1126.4	225.28	2.2	495.616
3	Slab	44	32.6	0.1	1434.4	143.44	2.5	358.6
4	Trotoar	44	3	0.2	132	26.4	2.5	66
5	Diafragma							66.24
6	Railing & PJU	44				2	0.05	4.4
7	Instalasi ME	44				2	0.002	0.176
8	Air hujan	44	32.6	0.01	1434.4	14.344	0.98	14.06
Total W struktur atas (ton)								2477.99
Reaksi tumpuan abutment (ton)								1238.99

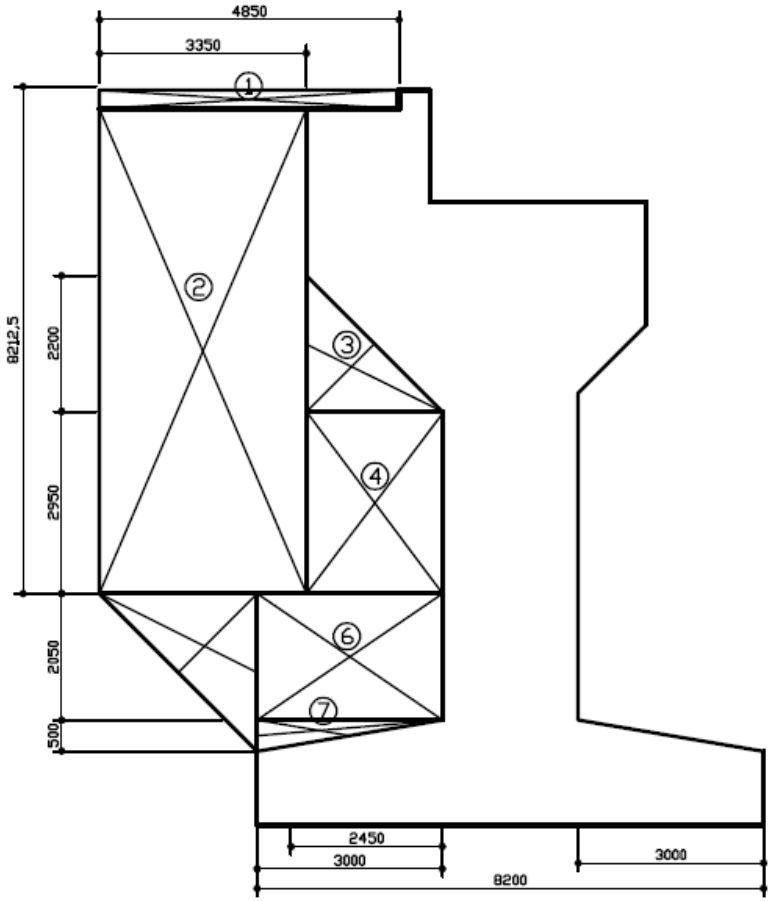
Hasil dari total reaksi akan dibagi dua karena separuh reaksi akan ditumpu oleh pilar. Dari perhitungan tersebut didapatkan hasil total reaksi abutment sebesar 1238,99 ton= 12389,9 kN

7.1.2.1.2 Berat Struktur Bawah

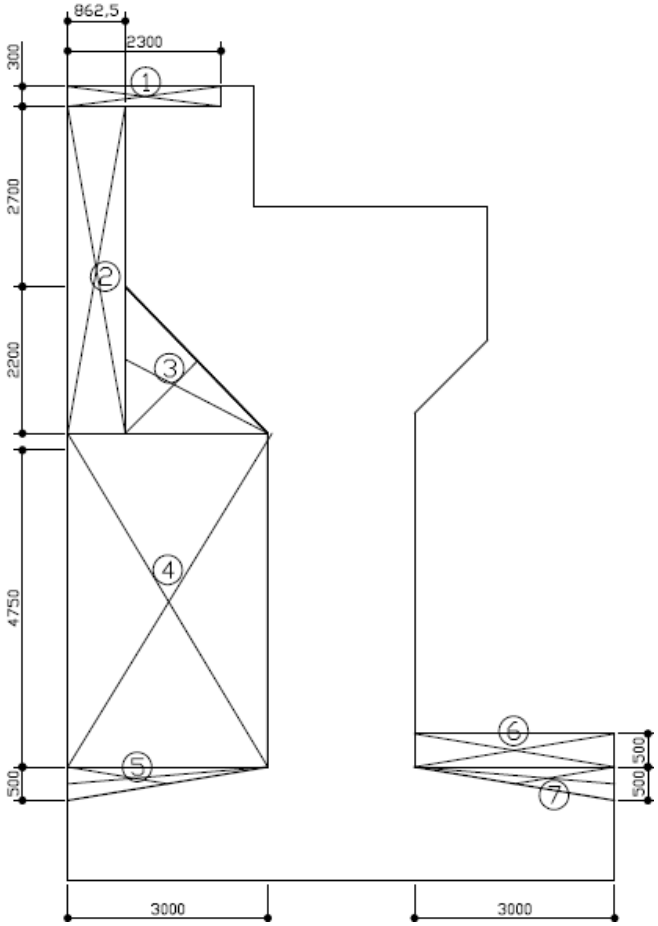
Abutment yang akan direncanakan memiliki ukuran tinggi total 11,9 meter dan lebar sebesar 34 meter. Wing wall juga akan direncanakan dengan tebal 1 meter. Untuk gambar lebih detail silahkan lihat Gambar 7.1, 7.2, dan 7.3.



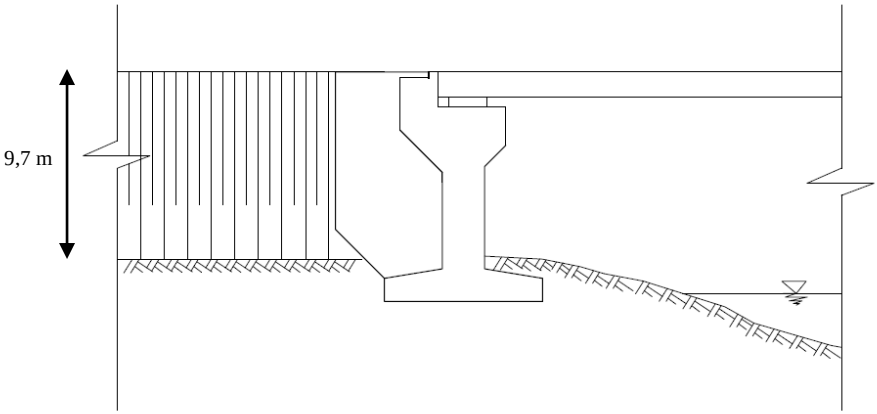
Gambar 7. 1 Sketsa Berat Sendiri Abutment



Gambar 7. 2 Sketsa Berat Sendiri Wing Wall



Gambar 7. 3 Sketsa Berat Sendiri Tanah



Gambar 7. 4 Interconnecting Timbunan dan Abutment

Dari gambar 7.4 di atas, diketahui bahwa tinggi timbunan di belakang abutment adalah setinggi 9,7 meter. Menurut perhitungan pada subab 5.1.2, didapatkan hasil sebagai berikut:

H timbunan final = 9,7 m
H timbunan initial = 12 m
Sc timbunan = 2,7 m

Data tanah timbunan yang digunakan adalah sebagai berikut:

γ timbunan = 1,8 t/m^3
Ø timbunan = 30^o

Setelah direncanakan dimensi abutment dan wing wall maka akan dihitung berat yang ditimbulkan dari struktur itu sendiri. Perhitungan akibat berat sendiri struktur bawah akan diberikan pada Tabel 7.2.

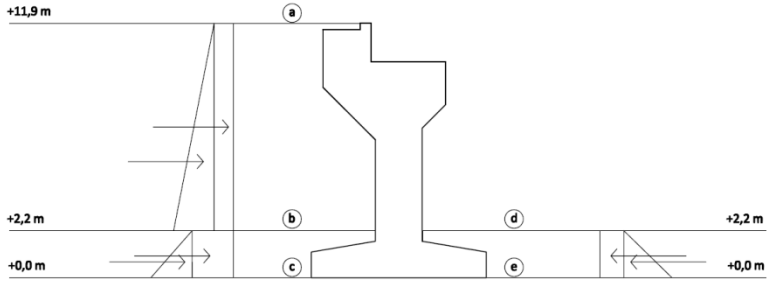
Tabel 7. 2 Berat Sendiri Struktur Bawah

Nama	b	h	Bentuk	Luas	Volume	Berat	Lengan	Arah	Momen
	m	m		m^2	m^3	ton	m		tm
Berat Abutment									
A1	0.5	1.8	1	0.90	30.60	76.50	1.55	-1	-118.58
A2	1.5	1.5	1	2.25	76.50	191.25	2.55	-1	-487.69
A3	2.2	1.2	1	2.64	89.76	224.40	2.20	-1	-493.68
A4	2.2	2.4	0.5	2.42	82.28	205.70	1.83	-1	-376.43
A5	1.1	2	1	2.20	74.80	187.00	1.65	1	308.55
A6	1.1	1.1	0.5	0.61	20.57	51.43	1.46	1	75.08
A7	2.2	8.9	1	19.58	665.72	1664.30	0.00	0	0.00
A8	3	0.5	0.5	0.75	25.50	63.75	2.10	-1	-133.88
A9	3	0.5	0.5	0.75	25.50	63.75	2.10	1	133.88
A10	8.2	1.2	1	9.84	334.56	836.40	0.00	0	0.00
				Total	1425.79	3564.48			-1092.74
Berat Wingwall									
W1	4.8	0.3	1	1.44	2.88	7.20	4.23	-1	-30.42
W2	3.1	8.15	1	25.27	50.53	126.33	5.10	-1	-644.26
W3	2.45	2.45	0.5	3.00	6.00	15.01	2.73	-1	-41.03
W4	2.45	2.75	1	6.74	13.48	33.69	2.33	-1	-78.32
W5	2.55	2.55	0.5	3.25	6.50	16.26	4.95	-1	-80.47
W6	3	2.05	1	6.15	12.30	30.75	2.60	-1	-79.95
W7	3	0.5	0.5	0.75	1.50	3.75	3.10	-1	-11.63
				Total :	93.19	232.98			-966.07
Berat Tanah									
T1	2.3	0.3	1	0.69	22.08	39.74	2.95	-1	-117.24
T2	0.55	5.15	1	2.83	90.64	163.15	3.83	-1	-624.06
T3	2.45	2.45	0.5	3.00	96.04	172.87	2.73	-1	-472.63
T4	3	4.75	1	14.25	456.00	820.80	2.60	-1	-2134.08
T5	3	0.5	0.5	0.75	24.00	43.20	3.10	-1	-133.92
T6	3	0.5	1	1.50	48.00	72.48	2.60	1	188.45
T7	3	0.5	0.5	0.75	24.00	36.24	3.10	1	112.34
				Total :	760.76	1348.49			-3181.14
Total Overall Bangunan Bawah					2279.74	5145.94			-5239.96

Sehingga, gaya vertikal yang terjadi selama masa konstruksi adalah sebesar 5237,31 ton dan momen yang terjadi sebesar -5513,30 ton.m.

7.1.2.2 **Berat Akibat Tekanan Tanah**

Tekanan tanah horizontal diakibatkan oleh beban lalu lintas diatas oprit yang diasumsikan sebesar 10 kN/m^2. Sementara tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan perhitungan tekanan tanah aktif. Berikut ini adalah sketsa tekanan tanah horizontal ke arah abutment:



Gambar 7. 5 Diagram Tekanan Tanah

Berdasarkan gambar 7.5, diketahui bahwa struktur abutment hanya berada pada satu jenis lapisan tanah sehingga perhitungan tekanan tanahnya adalah sebagai berikut:

Untuk tanah di belakang abutment:

$\sigma v'a = q$

$= 10 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ t/m}^2$

$\sigma v'b = \sigma v'a + (\gamma \times h)$

$= 1 \text{ t/m}^2 + (1{,}8 \text{ t/m}^3 \times 9{,}7 \text{ m})$

$= 18{,}46 \text{ t/m}^2$

$\sigma v'c = \sigma v'b + (\gamma \times h)$

$= 18{,}46 \text{ t/m}^2 + (1{,}693 \text{ t/m}^3 \times 2{,}2 \text{ m})$

$= 22{,}185 \text{ t/m}^2$

Sehingga, tekanan tanah aktifnya:
Lapisan 1
Ka = $\tan^2(45 - Ø/2)$
= $\tan^2(45 - 30/2)$
= 0,333
σh'a = σv'a x Ka
= 1 t/m^2 x 0,333
= 0,333 t/m^2
σh'b = σv'b x Ka
= 18,46 t/m^2 x 0,333
= 6,147 t/m^2

Lapisan 2
Ka = $\tan^2(45 - Ø/2)$
= $\tan^2(45 - 30/2)$
= 0,509
σh'b = σv'b x Ka
= 18,46 t/m^2 x 0,509
= 9,396 t/m^2
σh'c = σv'c x Ka
= 22,185 t/m^2 x 0,509
= 11,292 t/m^2

Untuk tanah di depan abutment, tidak mendapatkan beban tambahan (q), sehingga diagram tegangannya hanya berupa segitiga seperti pada gambar 7.5.
σv'd = 0
σv'e = (γ x h)
= 1,693 t/m^3 x 2,2 m
= 3,725 t/m^2

Tekanan tanah pasifnya:
Kp = $\tan^2(45 + Ø/2)$
= $\tan^2(45 + 19/2)$
= 1,965

σh'd = σv'd x Kp + 2 x c x √ Kp
= 2 x 0,7 ton/m x √ 1,965
= 1,962 t/m^2
σh'e = σv'e x Kp + 2 x c x √ Kp
= 3,725 t/m^2 x 1,965 + 2 x 0,7 ton/m x √ 1,965
= 9,282 t/m^2

Perhitungan gaya aktif:
Pa1 = 0,333 t/m^2 x 9,7 m x 1 m
= 3,230 t
Pa2 = ½ x (7,388 t/m^2 – 0,333 t/m^2) x 9,7 m x 1 m
= 34,217 t
Pa3 = 9,396 t/m^2 x 2,2 m x 1 m
= 20,671 t
Pa4 = ½ x (11,292 t/m^2 – 9,396 t/m^2) x 2,2 m x 1 m
= 2,086 t
Total = 60,204 t

Dan gaya pasifnya:
Pp1 = 1,962 t/m^2 x 2,2 m x 1 m
= 3,924 t
Pp2 = ½ x (9,282 t/m^2 – 1,962 t/m^2) x 2,2 m x 1 m
= 8,052 t

Perhitungan momen:
Titik tangkap
Xa1 = 1/2 x 9,7 m
= 4,85 m
Xa2 = 1/3 x 9,7 m
= 3,233 m
Xa3 = 1/2 x 2,2 m
= 1,1 m
Xa4 = 1/3 x 2,2 m
= 0,733 m

Xp1 = 1,1 m
Xp2 = 0,733 m

Momen
Ma1 = 3,230 t x 4,85 m
= 15,666 t.m
Ma2 = 34,217 t x 3,233 m
= 110,624 t.m
Ma3 = 20,671 t x 1,1 m
= 22,738 t.m
Ma4 = 2,086 t x 0,733 m
= 1,529 t.m
Total Momen Aktif = 150,557 t.m

Mp1 = 3,924 t x 1,1 m
= 4,316 t.m
Mp2 = 8,052 t x 0,733 m
= 5,902 t.m
Total Momen Pasif = 10,218 t.m

Sehingga, rekapitulasi perhitungannya dapat dilihat pada tabel 7.3 di bawah ini:

Tabel 7. 3 Momen Akibat Tekanan Tanah

No.	P (t/m)	B (m)	P tot (t)	Lengan	Arah	M (t.m)
1	3.230	34.000	109.820	7.05	-1	-774.231
2	34.217	34.000	1163.378	5.433	-1	-6320.633
3	20.671	34.000	702.814	1.02	-1	-716.870
4	2.086	34.000	70.924	0.73	-1	-51.775
5	3.924	34.000	133.416	1.02	-1	-136.084
6	8.052	34.000	273.768	1.02	1	279.243
Total			1976.012			-7811.734

7.1.2.3 Beban Lajur "D"

Beban kendaraan terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garits terpusat (BGT). BGT memiliki intensitas q (Kpa) yang besarnya bergantung pada panjang total L yang dnyatakan dalam rumus berikut:

q = 9.0 kPa untuk $L \leq 30$ m
q = 9.0 (0.5 + 15/L) untuk $L > 30$ m

Spesifikasi abutment antara lain adalah sebagai berikut:

Tinggi Abutment, (h) = 11,9 m
Lebar Abutement, (b) = 34 m
Berat Jenis Tanah (γ_{sat}) = 1,8 t/m³ = 18 kN/m³
Sudut Geser (Ø) = 30^o

Untuk jembatan kelas III, beban yang digunakan adalah sebesar 70% dari beban yang didapatkan. Besarnya beban pada abutmen akibat beban BTR.

P_{BTR} = 0.7 x 0.5 x q x (5.5 + b) x L / 2
P_{BTR} = 0.7 x 0.5 x 9.0 (0.5 + 15 / 44 m) x (5.5 + 34) x 44 / 2
P_{BTR} = 1472,363 kN

Untuk perhingan beban garis terpusat digunakan intensitas sebesar 49 kN/m dengan faktor beban dinamis (DLA) sebesar 0,4. Besarnya BGT dapat dilihat pada perhitungan berikut.

P_{BGT} = 0.7 x 0.5 x P x (1+DLA) x (5.5 + 12)
P_{BGT} = 0.7 x 0.5 x 49 x (1+0.4) x (5.5 + 12)
P_{BGT} = 420,175 kN

Maka besarnya beban lajur D pada abutment adalah sebesar:

P_{LD} = P_{BTR} + P_{BGT}
= 1472,363 kN + 420,175 kN
= 1892,538 kN = 189,254 t

7.1.2.4 Beban Rem

Menurut SNI 1725:2016, gaya rem diambil yang terbesar dari:

a. 25% dari berat gandar truk desain
b. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata (BTR)

a. 25% x (50 kN = 225 kN + 225 kN) x 3 lajur = 375 kN
b. 5% x (375 kN + 1555,313 kN) = 96,516 kN

Sehingga, gaya rem pakai adalah 375 kN = 37,5 t

Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pada masing – masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Sehingga perhitungan lengan terhadap titik putar rotasinya yaitu:

x = tinggi abutment + tebal perkerasan + 1800 mm
= 11,9 m + 0,2 m + 1,8 m
= 13,9 m

Momen akibat beban rem = 37,5 t x 13,9 m
= 521,25 t.m

7.1.2.5 Beban Angin

Berdasarkan pasal 9.6 SNI 1725 – 2016 untuk lokasi lahan terbuka didapatkan:

Vo (kecepatan gesekan angin) = 13,2 km/jam
Zo (panjang gesekan di hulu jembatan) = 70 mm
Z (elevasi struktur) = 10000 mm
VB = V10 (kecepatan angin rencana) = 126 km/jam

Sehingga, kecepatan angin rencananya adalah:

$$V_{DZ} = 2{,}5\ Vo \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) \ln\left(\frac{Z}{Zo}\right)$$

$$V_{DZ} = 2{,}5\ x\ 13{,}2\ km/jam \left(\frac{126\ km/jam}{126\ km/jam}\right) \ln\left(\frac{10000\ m}{70\ mm}\right)$$

$$V_{DZ} = 163{,}741\ km/jam$$

Kemudian beban angin pada bagian samping jembatan untuk permukaan dapat didapatkan:

PB (tekanan angin dasar) = 0,0019 MPa

VB = 126 km/jam

Sehingga, beban angin pada samping jembatan adalah:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$$P_D = 0{,}0019 \text{ MPa} \left(\frac{163{,}741 \text{ km/jam}}{126 \text{ km/jam}} \right)^2$$

$$P_D = 0{,}0032 \text{ MPa} = 3{,}208 \text{ kN/m}^2$$

Luas ekuivalen bagian samping jembatan adalah luas total bagian yang masif dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Untuk jembatan rangka luas ekuivalen ini dianggap 30% dari luas yang dibatasi oleh batang – batang bagian terluar. Diketahui tinggi muka breast wall hingga muka trotoar = 2 m, sehingga:

Luas bidang sisi jembatan (Ab) = 30% x 44 m x 2 m
= 26,4 m^2

TEW = PD x Ab
= 3,208 kN/m^2 x 26,4 m^2
= 8,471 t

Lengan terhadap titik O = 11,9 m

Lengan terhadap breast wall = 10,1 m

MEW thd titik O = TEW x 11,9 m
= 5,294 t x 11,9 m
= 100,804 t.m

MEW thd breast wall = TEW x 10,1 m
= 5,294 t x 10,1 m
= 85,556 t.m

Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus

diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan. Sehingga:

EW = (1,46 / 10000) x 4 m x 44 m
= 0,026 ton

Lengan terhadap titik O = 13,9 m
Lengan terhadap breast wall = 11,9 m

MEW thd titik O = EW x 13,9 m
= 0,0146 ton x 13,9 m
= 0,357 t.m

MEW thd breast wall = EW x 11,9 m
= 0,0146 ton x 11,9 m
= 0,306 t.m

Beban angin pada abutment = TEW + EW
= 8,497 t.m

Total momen pada pondasi = 100,804 t.m + 0,357 t.m
= 100,101 t.m

Total momen pada breast wall = 85,556 t.m + 0,305 t.m
= 85,862 t.m

7.1.2.6 Beban Temperatur

Berikut ini adalah perhitungan yang dilakukan untuk mendapatkan beban temperatur.

Temperatur maksimum rata-rata, Tmax = 40°C
Temperatur minimum rata-rata, Tmin = 15°C
Perbedaan Temperatur
$\Delta T = (Tmax - Tmin) / 2$
$\Delta T = (40 - 15) / 2$
$\Delta T = 12,5°C$

Koefisien perpanjangan (beton), $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
Panjang girder, L = 44 meter
Jumlah tumpuan elastomer, n = 15 buah

Gaya pada abutmen akibat pengaruh temperature.

$T_{ET} = \alpha \times \Delta T \times k \times L/2 \times n$
$T_{ET} = 1.0 \times 10^{-5} \times 12{,}5\ °C \times 1500 \times 44\ m / 2 \times 15$
$T_{ET} = 6{,}1875\ t$

Lengan poer ke muka perletakan = 8,16 m
Momen pada fondasi,
$M_{ET} = T_{ET} \times y_o$
$= 6{,}1875\ t \times 8{,}16\ m$
$= 50{,}49\ t.m$

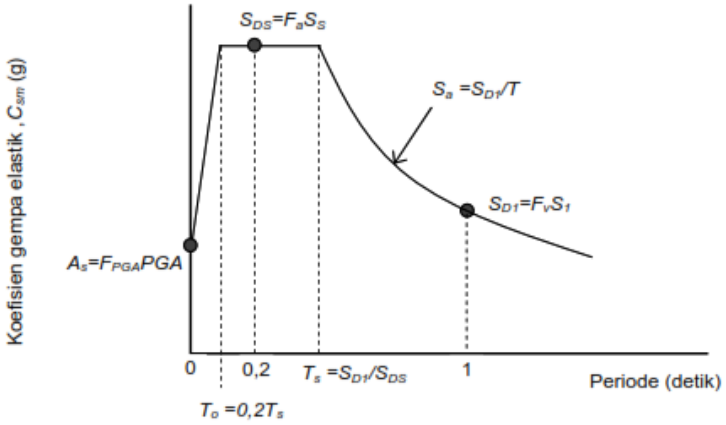
7.1.3 Perhitungan Gempa

7.1.3.1 Penentuan Faktor – Faktor Gempa

Dengan pengambilan lokasi di Surabaya – Gempol, maka pada peta zonasi gempa didapatkan hasil sebagai berikut:
PGA (percepatan puncak batuan dasar) = 0,2
Ss (Respons spektra untuk 0,2 detik) = 0,5
S1 (Respons Spektra untuk 1 detik) = 0,3

Karena tanah dasar pada proyek tersebut termasuk tanah lunak, maka besaran nilai faktor situsnya antara lain:
Ss = 0,5
PGA = 0,2
Fa = 1,7
Fv = 2,8
Sehingga:
SDS = Fa x Ss
= 1,7 x 0,5
= 0,85
SD1 = Fv x S1
= 2,8 x 0,3
= 0,84

Dari nilai-nilai di atas, kemudian dimodelkan ke dalam grafik seperti gambar 7.6 di bawah ini:



Gambar 7. 6 Bentuk Tipikal Respon Spektra di Permukaan Tanah

Ts = SD1 / SDS
= 0,988
To = 0,2 Ts
= 0,198

Untuk gempa arah melintang, didapatkan T = 0,0093
Sehinggi To > T, Csm = 0,364
Untuk gempa arah memanjang, didapatkan T = 0,1443
Sehinggi To > T, Csm = 0,712
Menurut faktor kepentingannya, untuk bangunan tipe dinding dengan katagori kepentingan (sangat penting), maka nilai R = 1,5

7.1.3.2 Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah X)

Diketahui data sebagai berikut:

Tinggi breast wall, Lb = 7,9 m
Ukuran penampang breast wall, b = By = 34 m
Tebal, Bw = h = 2,2 m
Inersia penampang breast wall, Ic = 1/12 x b x h^3
= 30,169 m4
Mutu beton, K - 600 fc' = 0.83 x K / 10 = 49,8 MPa
Modulus elastis beton, Ec = 4700 x √ fc' = 33167,484 MPa

	= 33167484 kPa
Nilai kekakuan, Kp = 3 x Ec x Ic / Lb^3	= 6088610,9 kN/m
Percepatan grafitasi, g	= 9.8 m/det2
Berat sendiri struktur atas	= 24779,891 kN
Beban sendiri struktur bawah	= 13484,88 kN
T = 2 x π x √ [WTP / (g x KP)]	= 0.1443 detik
Kh = C / R	= 0,475
Gaya gempa, Teq = Kh x Wt	= 0,475 x Wt

7.1.3.3 Beban Gempa Arah Melintang Jembatan (Arah Y)

Diketahui data sebagai berikut:

Tinggi breast wall, Lb	= 7,9 m
Ukuran penampang breast wall, b = By	= 34 m
Tebal, Bw = h	= 2,2 m
Inersia penampang breast wall, Ic	= 1/12 x h x b^3
	= 7205,733 m^4
Mutu beton, K - 600 fc' = 0.83 x K / 10	= 49,8 MPa
Modulus elastis beton, Ec = 4700 x √ fc'	= 33167,484 MPa
	= 33167484 kPa
Nilai kekakuan, Kp = 3 x Ec x Ic / Hb^3	= 1454221952 kN/m
Percepatan grafitasi, g	= 9.8 m/det2
Berat sendiri struktur atas	= 24779,891 kN
Beban sendiri struktur bawah	= 31522,331 kN
T = 2 x π x √ [WTP / (g x KP)]	= 0.00934 detik
Kh = C / R	= 0,243
Gaya gempa, Teq = Kh x Wt	= 0,243 x Wt

7.1.3.4 Distribusi Beban Gempa

Dari perhitungan berat sendiri pada tabel 7.2, kemudian dimasukkan distribusi gempanya sesuai dengan arahnya. Berikut ini adalah hasil perhitungan yang ditampilkan pada tabel 7.4 dan 7.5:

Tabel 7. 4 Distribusi Beban Gempa Arah Memanjang

Distribusi Beban Gempa pada Jembatan (Memanjang)					
Bidang	Berat	Teq	y	Arah	Meq (y-y)
	Wt (t)	(t)	(m)		(tm)
Abutment					
A1	76.500	36.335	6.2	1	225.279
A2	191.250	90.838	6.05	1	549.571
A3	224.400	106.583	4.57	1	487.086
A4	205.700	97.701	4.8	1	468.967
A5	187.000	88.820	4.07	1	361.496
A6	51.425	24.425	3.1	1	75.719
A7	1664.300	790.494	1.1	1	869.543
A8	63.750	30.279	1.1	1	33.307
A9	63.750	30.279	0.5	1	15.140
A10	836.400	397.266	0.5	1	198.633
Wingwall					
W1	7.200	3.420	7.05	1	24.110
W2	126.325	60.001	4.575	1	274.503
W3	15.006	7.128	3.93	1	28.011
W4	33.688	16.001	2.775	1	44.402
W5	16.256	7.721	1.5	1	11.582
W6	30.750	14.605	1.775	1	25.925
W7	3.750	1.781	1.2	1	2.137
Tanah					
T1	39.744	18.877	3.88	1	73.244
T2	163.152	77.492	2.3	1	178.233
T3	172.872	82.109	1.2	1	98.531
T4	820.800	389.856	4.95	1	1929.787
T5	43.200	20.519	4.11	1	84.332
T6	72.480	34.426	3.73	1	128.409
T7	36.240	17.213	2.35	1	40.450
Total :	Teq :	2392.532		Meq :	6059.536

Tabel 7. 5 Distribusi Beban Gempa Arah Melintang

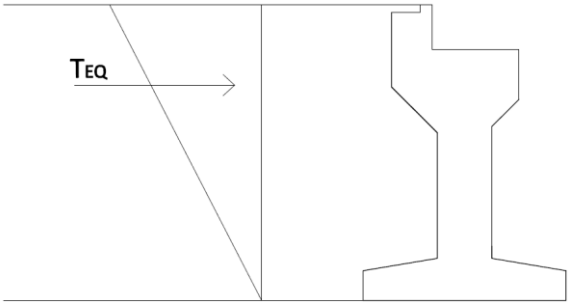
Distribusi Beban Gempa pada Abutmen (Melintang)					
Bidang	Berat	Teq	y	Arah	Meq (x-x)
	Wt (t)	(t)	(m)		(tm)
Abutment					
A1	76.500	18.569	6.2	1	115.128
A2	191.250	46.423	6.05	1	280.858
A3	224.400	54.469	4.57	1	248.925
A4	205.700	49.930	4.8	1	239.665
A5	187.000	45.391	4.07	1	184.742
A6	51.425	12.483	3.1	1	38.696
A7	1664.300	403.981	1.1	1	444.379
A8	63.750	15.474	1.1	1	17.022
A9	63.750	15.474	0.5	1	7.737
A10	836.400	203.022	0.5	2	203.022
Wingwall					
W1	7.200	1.748	7.05	1	12.321
W2	126.325	30.663	4.575	1	140.285
W3	15.006	3.643	3.93	1	14.315
W4	33.688	8.177	2.775	1	22.691
W5	16.256	3.946	1.5	1	5.919
W6	30.750	7.464	1.775	1	13.249
W7	3.750	0.910	1.2	1	1.092
Tanah					
T1	39.744	9.647	3.88	1	37.431
T2	163.152	39.602	2.3	1	91.086
T3	172.872	41.962	1.2	1	50.354
T4	820.800	199.236	4.95	1	986.216
T5	43.200	10.486	4.11	1	43.098
T6	72.480	17.593	3.73	2	131.246
T7	36.240	8.797	2.35	3	62.016
Total :	Teq :	1222.701		Meq :	3198.231

7.1.3.5 Beban Dinamis

Tekanan tanah dinamis akibat Gaya gempa arah lateral (ilustrasi pada gambar 7.7) dapat dihitung dengan menggunakan koefisien tekanan tanah dinamis (K_{AE}) sebagai berikut:

E_{AE} = ½ γ H^2 (1 – kv) K_{AE}

K_{AE} = $\frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\ \cos^2\beta\cos(\delta+\theta+\beta)} x \left(1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\phi)\sin(\phi-\theta-i)}{\cos(\delta+\theta+\beta)\cos(i-\beta i)}}\right)^{-2}$



Gambar 7. 7 Skema Tekanan Tanah Dinamis

Diketahui :

Tinggi abutment, (H)	= 11,9 m
Lebar abutment, (B)	= 34 m
Koefisien gempa lateral, (Kh)	= 0.17
Sudut geser tanah timbunan, (Ø)	= 30^O
Koefisien tanah aktif timbunan, (Ka)	= 0.333
Berat volume timbunan, (γ)	= 1,8 t/m^3
K_{AE} = 0,335	
E_{AE} = 43,700 t/m	
Gaya gempa lateral tanah dinamis, Teq	= E_{AE} x B
	= 43,7 t/m x 34 m
	= 1451,793 ton
Lengan terhadap pondasi, Yeq = 2/3 H	=7,922 m
Momen oleh gempa, Meq = Teq x Yeq	= 11517,56 tm

7.1.3.6 Kombinasi Pembebanan

Beban–beban yang telah didapatkan diatas selanjutnya perlu dikombinasikan untuk menghasilkan nilai – nilai beban yang sesuai dengan kondisi kenyataan. Sementara itu, kombinasi beban-beban itu sendiri dapat dilihat pada Tabel 7.6.

Tabel 7. 6 Kombinasi Pembebanan Bangunan Bawah Jembatan

Aksi	Kombinasi No.							
	1	2	3	4	5	6	7	
Aksi tetap (beban mati, Mti + beban tanah, Tan)	x	x	x	x	x	x	x	
Beban lalu lintas (beban hidup, Hdp)	x	x	x	x			x	
Pengaruh temperature (Tmp)		x		x				
Arus/hanyutan/hidro/daya apung (Hdr)	x	x	x	x	x			
Beban angin (Ang)			x	x				
Pengaruh gempa (Gmp)					x			
Beban tumbukan (Tmb)							x	
Beban selama pelaksanaan (Plk)						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%	

Perincian masing-masing hasil kombinasi dapat dilihat pada tabel 7.7 sampai 7.12 di bawah ini:

Tabel 7. 7 Kombinasi Pembebanan 1

Jenis Beban (Aksi)	Gaya (ton)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.00	0.00	1238.99	0.00	-512.94
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	5145.94	0.00	-5239.96
Beban Tanah	1976.01	0.00	0.00	0.00	-7811.73
Beban Hidup					
Beban Lalu lintas	0.00	0.00	94.63	0.00	-41.73
Gaya rem	37.50	0.00	0.00	0.00	521.25
Total	2013.51	0.00	6479.56	0.00	-13085.11

Tabel 7. 8 Kombinasi Pembebanan 2

Jenis Beban (Aksi)	Gaya (ton)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.00	0.00	1238.99	0.00	-512.94
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	5145.94	0.00	-5239.96
Beban Tanah	1976.01	0.00	0.00	0.00	-7811.73
Beban Hidup					
Beban Lalu lintas	0.00	0.00	94.63	0.00	-41.73
Gaya rem	37.50	0.00	0.00	0.00	521.25
Temperatur					
Temperatur perletakan	6.19	0.00	0.00	0.00	50.49
Total	2019.70	0.00	6479.56	0.00	-13034.62

Tabel 7. 9 Kombinasi Pembebanan 3

Jenis Beban (Aksi)	Gaya (ton)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.00	0.00	1238.99	0.00	-512.94
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	5145.94	0.00	-5239.96
Beban Tanah	1976.01	0.00	0.00	0.00	-7811.73
Beban Hidup					
Beban Lalu lintas	0.00	0.00	94.63	0.00	-41.73
Gaya rem	37.50	0.00	0.00	0.00	521.25
Angin					
Angin dari str. Atas	0.00	8.50	0.00	101.16	0.00
Total	2013.51	8.50	6479.56	101.16	-13085.11

Tabel 7. 10 Kombinasi Pembebanan 4

Jenis Beban (Aksi)	Gaya (ton)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.00	0.00	1238.99	0.00	-512.94
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	5145.94	0.00	-5239.96
Beban Tanah	1976.01	0.00	0.00	0.00	-7811.73
Beban Hidup					
Beban Lalu lintas	0.00	0.00	94.63	0.00	-41.73
Gaya rem	37.50	0.00	0.00	0.00	521.25
Temperatur					
Temperatur perletakan	6.19	0.00	0.00	0.00	50.49
Angin					
Angin dari str. Atas	0.00	8.50	0.00	101.16	0.00
Total	2019.70	8.50	6479.56	101.16	-13034.62

Tabel 7. 11 Kombinasi Pembebanan 5 (Arah X)

Jenis Beban (Aksi)	Gaya (ton)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.00	0.00	1238.99	0.00	-512.94
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	5145.94	0.00	-5239.96
Beban Tanah	1976.01	0.00	0.00	0.00	-7811.73
Beban Gempa (x) + 30% Gempa (y)					
Beban Struktur Atas	1176.97	180.45	0.00	415.03	2707.04
Beban Struktur Bawah	2392.53	366.81	0.00	959.47	6059.54
Beban Tanah	1451.79	0.00	0.00	0.00	11517.56
Total	6997.31	547.26	6384.93	1374.50	6719.50

Tabel 7. 12 Kombinasi Pembebanan 5 (Arah Y)

Jenis Beban (Aksi)	Gaya (ton)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Aksi Tetap					
Beban Struktur Atas	0.00	0.00	1238.99	0.00	-512.94
Beban Struktur Bawah	0.00	0.00	5145.94	0.00	-5239.96
Beban Tanah	1976.01	0.00	0.00	0.00	-7811.73
Beban Gempa (y) + 30% Gempa (x)					
Beban Struktur Atas	353.09	601.49	0.00	1383.43	812.11
Beban Struktur Bawah	717.76	1222.70	0.00	3198.23	1817.86
Beban Tanah	435.54	0.00	0.00	0.00	3455.27
Total	3482.40	1824.19	6384.93	4581.66	-7479.39

Hasil perhitungan kombinasipembebanan dapat dilihat pada Tabel 7.13 berikut:

Tabel 7. 13 Rekapitulasi Hasil Kombinasi Pembebanan

Kombinasi Pembebanan	Gaya (ton)			Momen - X	Momen - Y
	Hx	Hy	V	(t-m)	(t-m)
Kombinasi 1	2013.51	0.00	6479.56	0.00	-13085.11
Kombinasi 2	2019.70	0.00	6479.56	0.00	-13034.62
Kombinasi 3	2013.51	8.50	6479.56	101.16	-13085.11
Kombinasi 4	2019.70	8.50	6479.56	101.16	-13034.62
Kombinasi 5 X	6997.31	547.26	6384.93	1374.50	6719.50
Kombinasi 5 Y	3482.40	1824.19	6384.93	4581.66	-7479.39

7.1.4 Stabilitas

Perhitungan stabilitas guling menggunakan SF minimal sebesar 2,2. Perhitungan kontrol guling menggunakan rumus sebagai berikut:

$M_{py} = P \times B / 2 \times (1+k)$, dengan k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

$SF = M_p / M > 2,2$

Tabel 7. 14 Kontrol Guling

Kombinasi Pembebanan	K	P (ton)	Momen - Y	Mpy	SF	Kontrol
			(t-m)	(t-m)		
Kombinasi 1	100%	6479.56	-13085.11	26566.19	2.03	<2.2 Not OK
Kombinasi 2	125%	6479.56	-13034.62	33207.74	2.55	>2.2 OK
Kombinasi 3	125%	6479.56	-13085.11	33207.74	2.54	>2.2 OK
Kombinasi 4	140%	6479.56	-13034.62	37192.67	2.85	>2.2 OK
Kombinasi 5 X	150%	6384.93	6719.50	39267.34	5.84	>2.2 OK
Kombinasi 5 Y	150%	6384.93	-7479.39	39267.34	5.25	>2.2 OK

Tabel 7. 15 Kontrol Geser

Kombinasi Pembebanan	K	P (ton)	Momen- X	Mpx	SF	Kontrol
			(t-m)	(t-m)		
Kombinasi 1	100%	6479.56	0.00	220305.02	∞	>2.2 OK
Kombinasi 2	125%	6479.56	0.00	275381.28	∞	>2.2 OK
Kombinasi 3	125%	6479.56	101.16	275381.28	2722.20	>2.2 OK
Kombinasi 4	140%	6479.56	101.16	308427.03	3048.87	>2.2 OK
Kombinasi 5 X	150%	6384.93	1374.50	325631.56	236.91	>2.2 OK
Kombinasi 5 Y	150%	6384.93	4581.66	325631.56	71.07	>2.2 OK

Setelah dicek terhadap stabilitas guling dan geser pada tabel 7.14 dan 6.15 di atas, maka perlu dicek terhadap stabilitas daya dukung, apakah tanah dasar mampu menahan beban yang ada. Adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

Diketahui:

Cu tanah dasar = 0

Ø tanah dasar = 30

Nc = 37,2

Nq = 22,5

Nγ = 19,7

Df = 2,2 m

γ' = 0,8 t/m^3

B = 8,2 m

q ult = (C x Nc) + (q x Nq) + (0,5 x γ x B x Nγ)

= (0 x 37,2) + (2,2 m x 0,8 t/m^3 x 22,5) x (0,5 x 0,8 t/m^3 x

8,2 m x 19,7)

$= 104{,}216\ t/m^2$

$\Sigma V = 5145{,}938$ ton

$\Sigma M = -5239{,}956$ tm

$W = 381{,}027\ m^3$

A poer $= 34\ m \times 8{,}2\ m$

$= 278{,}8\ m^2$

$\sigma\ max = (5145{,}938\ ton / 278{,}8\ m^2) + (5239{,}95\ tm / 381{,}027\ m^3)$

$= 32{,}209\ t/m^2$

$\sigma\ min = (5145{,}938\ ton / 278{,}8\ m^2) – (5239{,}95\ tm / 381{,}027\ m^3)$

$= 4{,}705\ t/m^2$

Syarat:

$SF < Q\ ult / \sigma\ max$

$3 < 104{,}216\ t/m^2 / 32{,}209\ t/m^2$

$3 < 3{,}23$ (OK)

Berdasarkan perhitungan kestabilan abutment, menunjukkan bahwa abutment tidak aman terhadap bahaya guling. Sehingga, diputuskan untuk memakai pondasi dalam berupa pondasi tiang pancang di bawah abutment.

7.1.5 Perencanaan Tiang Pancang

Setelah menghitung kombinasi pembebanan, tahap selanjutnya ialah merencanakan tiang pancang yang tepat dari segi jumlah maupun ukuran. Dalam perencanaan tiang pancang ini menggunakan tiang pancang berbentuk lingkaran berongga dengan diameter 60 cm.

7.1.5.1 Mencari Jumlah Kebutuhan

Berdasarkan tabel 7.13, diketahui gaya vertikal terbesar yaitu 6479.56 ton. Gaya tersebut nantinya akan dibagi dengan daya dukung 1 tiang untuk mendapatkan jumlah tiang pancang

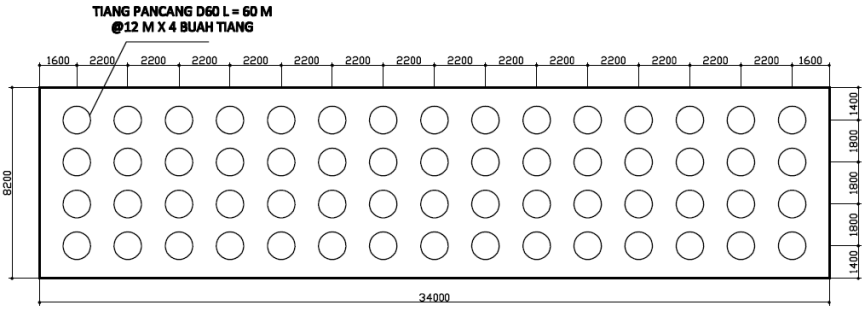
yang dibutuhkan. Dari perhitungan daya dukung tiang pancang, didapatkan grafik 7.9.

Diketahui bahwa daya dukung 1 tiang pancang adalah 110 ton, sehingga kebutuhan tiang pancang:

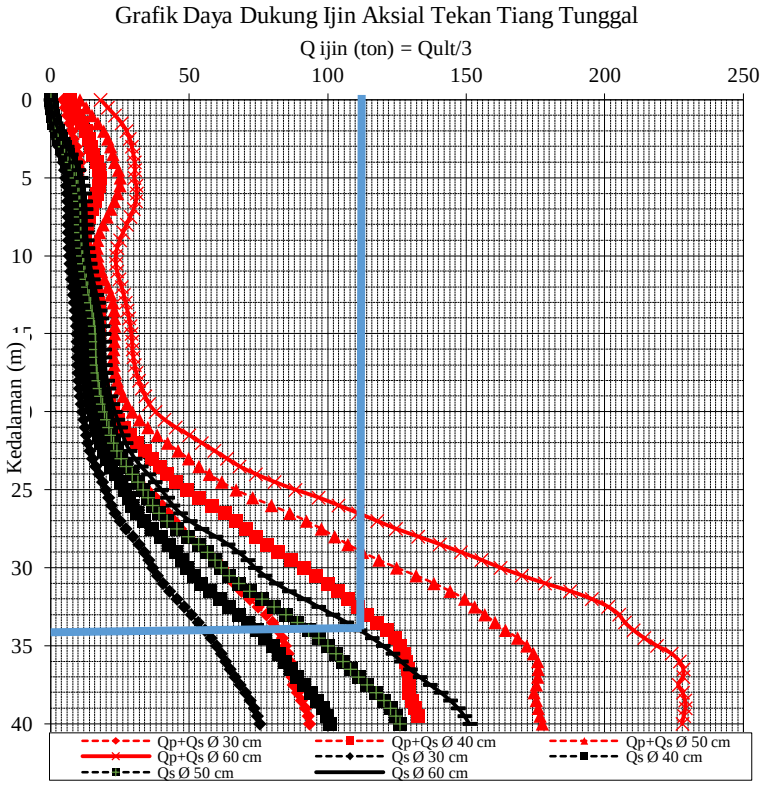
n = 6479.56 ton / 110 ton
= 59,736 bh = 60 bh

Kedalaman tanah lunak adalah 32 meter. Dikarenakan tinggi tiang pancang yang ada di lapangan adalah 12 meter, maka dibutuhkan 3 tiang pancang, sehingga tinggi total tiang adalah 36 meter. Agar lebih menghemat kebutuhan tiang agar tidak ada waste, maka pada saat pembacaan daya dukung tiang akan dimasukkan sedalam 34 meter.

Dari hasil perhitungan kebutuhan tiang, maka direncanakan tiang pancang arah melintang membutuhkan 4 tiang pancang, sehingga arah memanjang membutuhkan 15 tiang pancang. Rencana konfigurasi tiang dapat dilihat pada gambar 7.8:



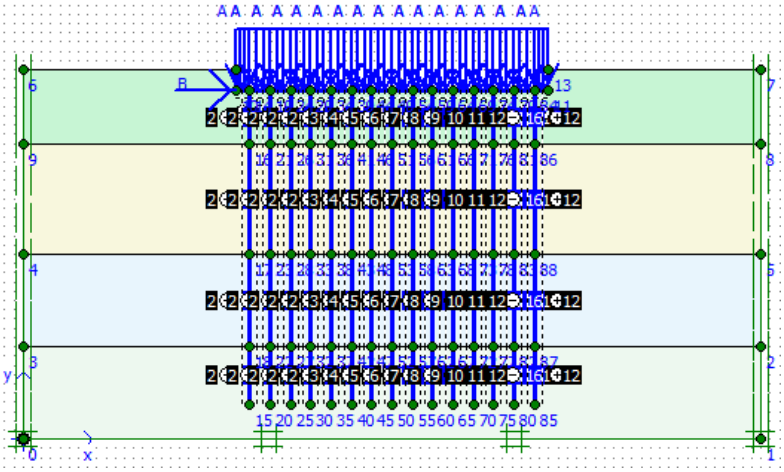
Gambar 7. 8 Ilustrasi Konfigurasi Tiang Pancang



Gambar 7. 9 Grafik Daya Dukung 1 Tiang

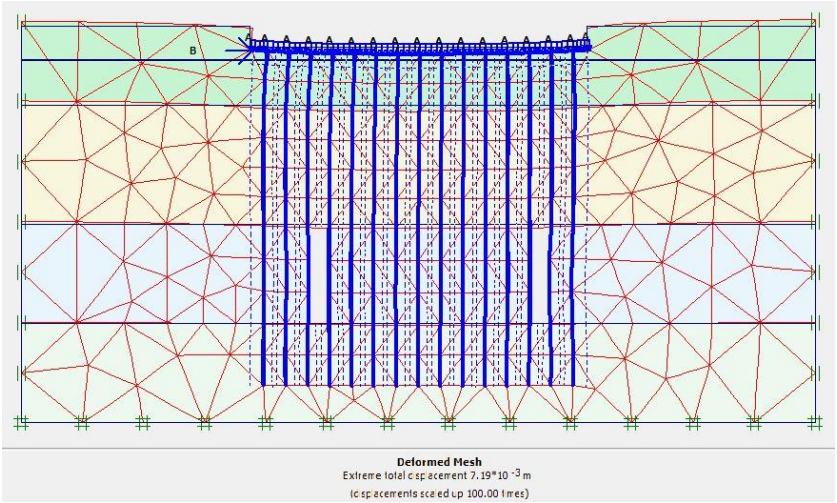
7.1.5.2 Analisa Stabilitas Dengan Menggunakan Plaxis

Setelah melakukan perhitungan hingga mendapatkan konfigurasi tiang, kemudian keamanan pondasi tiang pancang tersebut akan diperiksa menggunakan program bantu Plaxis. Yang dilakukan pertama kali adalah mengisi parameter tanah seperti pada tabel 4.1, kemudian modelkan pile cap dan tiang pancangnya hingga membentuk tampilan seperti gambar 7.10 berikut ini:



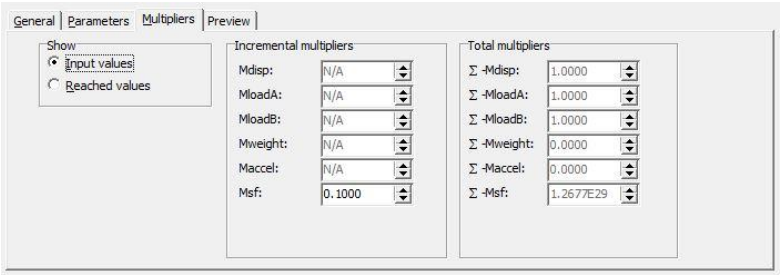
Gambar 7. 10 Permodelan Menggunakan Plaxis

Di atas pilecap diberi beban merata vertikal yang besarnya diperoleh dari beban kombinasi vertikal terbesar per meter yaitu sebesar 1905 kN dan gaya horizontal yang berasal dari gaya gempa yaitu sebesar 18241 kN. Setelah dianalisa, kemudian didapatkan hasil pada gambar 7.11 dan 7.12 sebagai berikut:



Gambar 7. 11 Hasil Analisa Displacement

Dari analisa menggunakan program bantu Plaxis, diketahui displacement yang terjadi = 7,19 x 10^{-3} m
= 0,7 cm



Gambar 7. 12 Hasil Analisa Safety Factor

Sedangkan untuk angka keamanannya, didapatkan hasil SF = 1,26. Dari hasil analisa tersebut, tiang pancang dirasa sudah cukup kuat untuk menahan berat sendiri abutmet serta tekanan

tanah yang terjadi. Kemudian perhitungan dilanjutkan untuk mencari penulangan abutment.

7.1.6 Penulangan Abutment

7.1.6.1 Breast Wall

Direncanakan dimensi abutmen dengan diameter tulangan vertikal adalah 32 mm, dan diameter tulangan horizontal adalah 19 mm. Kekuatan leleh tulangan (fy) adalah 410 MPa, dan kekuatan tekan beton (f'c) adalah K-600. Tebal selimut beton adalah 5 cm. Berikut ini adalah beban ultimate yang terjadi pada breast wall;

1. Tekanan Tanah
   H = 9750,18 kN
   M = 38904,02 kNm
2. Beban Gempa
   H = 18236,83 kN
   M = 123648,90 kNm
3. Tekanan Tanah Dinamis
   H = 6398,31 kN
   M = 33697,75

Didapatkan momen ultimate, Mu = 196250,6 kNm = 19625,06 tm
d = 50 mm → dx = d – 0,5 Ø – D = 2108,5 mm

$$\rho b = \frac{0.85 \cdot \beta 1 \cdot fc}{fy} \cdot \left(\frac{600}{600 + fy} \right) = 0{,}05$$

ρ_{max} = 0,75 x ρb = 0,0392
ρ_{min} = 1,4/fy = 0,0034

$$\rho perlu = \frac{0.85 \cdot fc}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot fc}} \right) = 0{,}00404$$

$\rho_{perlu} > \rho_{min}$ maka digunakan ρ_{perlu}

Tulangan Utama
As perlu = ρ.b.dx = 289474,9 mm^2
Digunakan tulangan D32-90 (As = 289529,18 mm^2)

Tulangan Bagi
As perlu = ρ.b.dx = 13448,753 mm^2
Digunakan tulangan D19-150 (As = 13609,379 mm^2)

7.1.6.2 Back Wall

Direncanakan dimensi abutmen dengan diameter tulangan vertikal adalah 19 mm, dan diameter tulangan horizontal adalah 19 mm. Kekuatan leleh tulangan (fy) adalah 410 MPa, dan kekuatan tekan beton (f'c) adalah K-600. Tebal selimut beton adalah 5 cm. Berikut ini adalah beban ultimate yang terjadi pada breast wall;

1. Tekanan Tanah
   H = 1101,6 kN
   M = 892,3 kNm
2. Beban Gempa
   H = 363,35 kN
   M = 327,02 kNm
3. Tekanan Tanah Dinamis
   H = 332,166 kN
   M = 398,599 kNm

Didapatkan momen ultimate, Mu = 1617,91 kNm = 161,79 ton
d = 500 mm → dx = d – 0,5 Ø – D = 421,5 mm

$$\rho b = \frac{0.85 \cdot \beta 1 \cdot fc}{fy} \cdot \left(\frac{600}{600 + fy} \right) = 0{,}0523$$

ρ_{max} = 0,75 x ρb = 0,0392
ρ_{min} = 1,4/fy = 0,00341

$$\rho perlu = \frac{0.85 \cdot fc}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot fc}} \right) = 0{,}00082$$

$\rho_{perlu} < \rho_{min}$ maka digunakan ρ_{min}

Tulangan Utama
As perlu = ρ.b.dx = 48935,122 mm^2
Digunakan tulangan D19-250 (As = 36291.678 mm^2)

Tulangan Bagi
As perlu = ρ.b.dx = 1295,341 mm^2
Digunakan tulangan D19-275(As = 1417,644 mm^2)

7.1.6.3 Wing Wall

Direncanakan dimensi abutmen dengan diameter tulangan vertikal adalah 25 mm, dan diameter tulangan horizontal adalah 22 mm. Kekuatan leleh tulangan (fy) adalah 410 MPa, dan kekuatan tekan beton (f'c) adalah K-600. Tebal selimut beton adalah 5 cm. Berikut ini adalah beban ultimate yang terjadi pada breast wall;

1. Tekanan Tanah
   H = 1890,95 kN
   M = 7647,42 kNm
2. Beban Gempa
   H = 553,28 kN
   M = 2850,71 kNm

Didapatkan momen ultimate, Mu = 10498,1 kNm = 1049,8 ton
d = 500 mm → dx = d – 0,5 Ø – D = 917 mm

$$\rho b = \frac{0.85 \cdot \beta 1 \cdot fc}{fy} \cdot \left(\frac{600}{600 + fy} \right) = 0{,}0523$$

ρ_{max} = 0,75 x ρb = 0,0392
ρ_{min} = 1,4/fy = 0,00341

$$\rho perlu = \frac{0.85 \cdot fc}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot fc}} \right) = 0{,}00364$$

$\rho_{perlu} > \rho_{min}$ maka digunakan ρ_{perlu}

Tulangan Utama
As perlu = ρ.b.dx = 13372,189 mm^2
Digunakan tulangan D25-125 (As = 13744,468 mm^2)

Tulangan Bagi
As perlu = ρ.b.dx = 17824,561 mm^2
Digunakan tulangan D22-200 (As = 17866,237 mm^2)

7.1.6.4 Pilecap

Direncanakan dimensi abutmen dengan diameter tulangan vertikal adalah 32 mm, dan diameter tulangan horizontal adalah 19 mm. Kekuatan leleh tulangan (fy) adalah 410 MPa, dan kekuatan tekan beton (f'c) adalah K-600. Tebal selimut beton adalah 5 cm. Kombinasi pembebanan yang terjadi ditmpilkan pada tabel 7.16 sampai tabel 7.18 di bawah ini:

Tabel 7. 16 Kombinasi 1 (1,3D+2L+2Tb+1,2Tew+1,25Ta)

No.	Beban	Faktor	Vu (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	Mx (t.m)	My (t.m)
1	Str. Atas	1.3	1610.693				-666.827
2	Str. Bawah	1.3	6689.719				-6811.942
3	Tekanan tanah	1.25		2470.015			-9764.667
4	Beban Lajur	2	189.2538				-83.461
5	Beban Rem	2		75			1042.500
6	Beban Angin	1.2			10.196	121.393	
Total			8489.666	2545.015	10.196	121.393	-16284.398

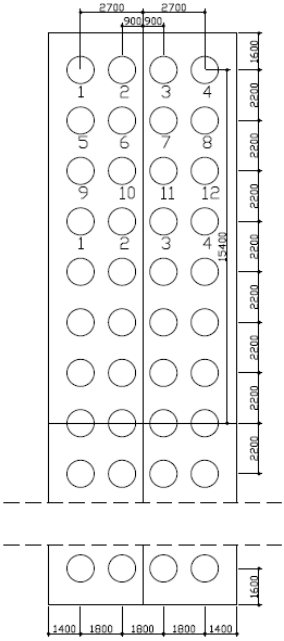
Tabel 7. 17 Kombinasi 2 (1,3D+30%Ex+Ey+PEq)

No.	Beban	Faktor	Vu (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	Mx (t.m)	My (t.m)
1	Str. Atas	1.3	1610.693				-666.827
2	Str. Bawah	1.3	6689.719				-6811.942
3	Beban Gempa	1		1506.389	1824.192	4581.660	6085.241
Total			8300.412	1506.389	1824.192	4581.660	-1393.529

Tabel 7. 18 Kombinasi 3 (1,3D+Ex+30%Ey+PEq)

No.	Beban	Faktor	Vu (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	Mx (t.m)	My (t.m)
1	Str. Atas	1.3	1610.693				-666.827
2	Str. Bawah	1.3	6689.719				-6811.942
3	Beban Gempa	1		5021.298	547.258	1374.498	20284.135
Total			8300.412	5021.298	547.258	1374.498	12805.366

Langkah berikutnya adalah menghitung gaya aksial per tiang terhadap kombinasi beban. Ilustrasi konfigurasi tiang ditampilkan pada gambar 7.13 berikut:



Gambar 7. 13 Ilustrasi Jarak Antar Tiang

Sehinga, kemampuan gaya aksial per tiang terhadap kombinasi bebannya dapat dilihat pada tabel 7.19 berikut ini:

Tabel 7. 19 Kemampuan Gaya Aksial per Tiang

No. Tiang	x (m)	y (m)	x^2 (m)	y^2 (m)	P kom.1 (t)	P kom.2 (t)	P kom.3 (t)
1	2.70	15.4	7.29	237.16	55.231	228.099	376.754
2	0.90	15.4	0.81	237.16	175.856	238.422	281.899
3	-0.90	15.4	0.81	237.16	296.482	248.744	187.045
4	-2.70	15.4	7.29	237.16	417.107	259.067	92.190
5	2.70	13.2	7.29	174.24	55.182	226.240	376.196
6	0.90	13.2	0.81	174.24	175.807	236.562	281.341
7	-0.90	13.2	0.81	174.24	296.432	246.885	186.487
8	-2.70	13.2	7.29	174.24	417.057	257.207	91.632
9	2.70	11	7.29	121.00	55.133	224.381	375.638
10	0.90	11	0.81	121.00	175.758	234.703	280.783
11	-0.90	11	0.81	121.00	296.383	245.025	185.929
12	-2.70	11	7.29	121.00	417.008	255.348	91.074
13	2.70	8.8	7.29	77.44	55.083	222.521	375.080
14	0.90	8.8	0.81	77.44	175.709	232.844	280.226
15	-0.90	8.8	0.81	77.44	296.334	243.166	185.371
16	-2.70	8.8	7.29	77.44	416.959	253.488	90.516
17	2.70	6.6	7.29	43.56	55.034	220.662	374.522
18	0.90	6.6	0.81	43.56	175.659	230.984	279.668
19	-0.90	6.6	0.81	43.56	296.284	241.307	184.813
20	-2.70	6.6	7.29	43.56	416.910	251.629	89.959
21	2.70	4.4	7.29	19.36	54.985	218.802	373.965
22	0.90	4.4	0.81	19.36	175.610	229.125	279.110
23	-0.90	4.4	0.81	19.36	296.235	239.447	184.255
24	-2.70	4.4	7.29	19.36	416.860	249.770	89.401
25	2.70	2.2	7.29	4.84	54.936	216.943	373.407
26	0.90	2.2	0.81	4.84	175.561	227.265	278.552
27	-0.90	2.2	0.81	4.84	296.186	237.588	183.698
28	-2.70	2.2	7.29	4.84	416.811	247.910	88.843
29	2.70	0	7.29	0.00	54.886	215.083	372.849
30	0.90	0	0.81	0.00	175.511	225.406	277.994
31	-0.90	0	0.81	0.00	296.137	235.728	183.140

Tabel 7.19 Kemampuan Gaya Aksial per Tiang (Lanjutan)

32	-2.70	0	7.29	0.00	416.762	246.051	88.285
33	2.70	-2.2	7.29	4.84	54.837	213.224	372.291
34	0.90	-2.2	0.81	4.84	175.462	223.546	277.436
35	-0.90	-2.2	0.81	4.84	296.087	233.869	182.582
36	-2.70	-2.2	7.29	4.84	416.713	244.191	87.727
37	2.70	-4.4	7.29	19.36	54.788	211.364	371.733
38	0.90	-4.4	0.81	19.36	175.413	221.687	276.879
39	-0.90	-4.4	0.81	19.36	296.038	232.009	182.024
40	-2.70	-4.4	7.29	19.36	416.663	242.332	87.170
41	2.70	-6.6	7.29	43.56	54.739	209.505	371.175
42	0.90	-6.6	0.81	43.56	175.364	219.827	276.321
43	-0.90	-6.6	0.81	43.56	295.989	230.150	181.466
44	-2.70	-6.6	7.29	43.56	416.614	240.472	86.612
45	2.70	-8.8	7.29	77.44	54.689	207.646	370.618
46	0.90	-8.8	0.81	77.44	175.314	217.968	275.763
47	-0.90	-8.8	0.81	77.44	295.940	228.290	180.908
48	-2.70	-8.8	7.29	77.44	416.565	238.613	86.054
49	2.70	-11	7.29	121.00	54.640	205.786	370.060
50	0.90	-11	0.81	121.00	175.265	216.109	275.205
51	-0.90	-11	0.81	121.00	295.890	226.431	180.351
52	-2.70	-11	7.29	121.00	416.515	236.753	85.496
53	2.70	-13.2	7.29	174.24	54.591	203.927	369.502
54	0.90	-13.2	0.81	174.24	175.216	214.249	274.647
55	-0.90	-13.2	0.81	174.24	295.841	224.572	179.793
56	-2.70	-13.2	7.29	174.24	416.466	234.894	84.938
57	2.70	-15.4	7.29	237.16	54.541	202.067	368.944
58	0.90	-15.4	0.81	237.16	175.167	212.390	274.089
59	-0.90	-15.4	0.81	237.16	295.792	222.712	179.235
60	-2.70	-15.4	7.29	237.16	416.417	233.035	84.380
			243.00	5420.80			

Setelah dihitung gaya aksial tiang dalam grup, kemudian dihitung beban kombinasinya, seperti yang ditampilkan pada tabel 7.20 dan 7.21 berikut:

Tabel 7. 20 Beban Kombinasi Tiang

Tiang	Kom.1 (t)	Kom.2 (t)	Kom.3 (t)
∑P kiri =	823.295	3226.250	5592.733
∑P kiri 2 =	2632.672	3381.087	4169.914
∑P kanan 2 =	4442.050	3535.923	2747.096
∑P kanan =	6251.427	3690.760	1324.278

Tabel 7. 21 Momen Kombinasi Tiang

Reaksi	Lengan (m)	Momen (t.m)		
		Kom.1 (t)	Kom.2 (t)	Kom.3 (t)
∑P kiri =	2.70	2222.895	8710.876	15100.378
∑P kiri 2 =	0.90	2369.405	3042.978	3752.923
∑P kanan 2 =	0.90	3997.845	3182.331	2472.386
∑P kanan =	2.70	16878.853	9965.052	3575.55

Didapatkan momen ultimate, Mu = 16878,853 tm

d = 500 mm → dx = d – 0,5 Ø – D = 1608,5 mm

$$\rho b = \frac{0.85 \cdot \beta 1 \cdot fc}{fy} \cdot \left(\frac{600}{600 + fy} \right) = 0{,}05$$

ρ_{max} = 0,75 x ρb = 0,039

ρ_{min} = 1,4/fy = 0,0034

$$\rho perlu = \frac{0.85 \cdot fc}{fy} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 \cdot fc}} \right) = 0{,}006$$

$\rho_{perlu} > \rho_{min}$ maka digunakan ρ_{min}

Tulangan Utama

As perlu = ρ.b.dx = 329609,533 mm^2

Digunakan tulangan D32-80 (As = 329741,56 mm^2)

Tulangan Bagi
As perlu = ρ.b.dx = 15893,566 mm^2
Digunakan tulangan D19-125 (As = 16161,138 mm^2)

BAB VII
KESIMPULAN

Berdasarkan keseluruhan hasil perencanaan yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir ini ini dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. $H_{inisial}$ yang harus diletakan untuk mendapatkan tinggi timbunan yang direncanakan dan juga settlementnya dapat dilihat pada tabel 8.1 di bawah ini:
2.

Table 8. 1 Kesimpulan H initial dan settlement

STA	H Final	H Initial	Settlement
	m	m	m
38+672.5	3.6	5.0	1.6
38+950	7.8	9.8	2.3
39+300	8.8	10.9	2.5
39+650	9.7	11.9	2.6
40+000	11.8	14.3	3.0
40+350	9.7	11.9	2.6

3. Waktu yang diperlukan untuk pemampatan tanah adalah 300 tahun.
4. Karena waktu yang diperlukan sangat lama, sehingga digunakan PVD untuk mempercepat waktu pemampatanya, PVD akan dipasang sampai kedalaman 24 meter dari muka tanah asli dengan pola segi empat dan jarak 1,20 m.
5. Setelah dianalisa menggunakan program bantu Xstable, diketahui bahwa tanah timbunan mempunyai SF yang berbeda – beda, rekapitulasi hasil analisanya dapat dilihat pada tabel 8.2 di bawah ini:

Tabel 8. 2 Kesimpulan Hasil Xstable Timbunan

No.	H Timb	H Initial	SF (Bishop)	M Res	Circle Center		Radius	Initial	Terminal
	(m)	(m)		(KN-m)	x (m)	y (m)	m	x (m)	x (m)
1	3.6	5	1.99	18700	24.03	40.9	22.12	40	5.26
2	7.8	9.8	1.247	22000	27.04	39.58	19.29	41.03	8.55
3	8.8	10.9	1.179	22190	29.84	39.55	18.96	43.59	11.33
4	9.7	12	1.157	47260	30.35	45.13	26.57	49.49	5.25
5	11.8	14.3	1.09	36090	33.61	42.39	22.1	49.47	11.81
6	9.7	12	1.157	47260	30.35	45.13	26.57	49.49	5.25

5. Dari hasil analisa tersebut kemudian direncanakan perkuatan berupa micropile. Dan mendapatkan hasil perkuatan sebagai berikut:

Tabel 8. 3 Kesimpulan Perkuatan Micropile

H timbunan	Panjang Micropile	Jumlah Micropile	Jarak Antar Micropile
m	m	bh / m tegak	m
7.8	10.4	35	0.6
8.8	8.91	45	0.6
9.7	11.4	28	1.3
11.8	9.71	18	1.7

6. Kemudian direncanakan abutment setinggi 9,7 meter dan lebar 34 meter. Tiang pancang direncanakan dengan panjang 36 meter. Dalam hal ini dilakukan analisa dengan menggunakan program bantu Plaxis, yang mendapatkan hasil berupa nilai *Safety Factor* sebesar 1,26 dan displacement yang terjadi sebesar 0,07 m.
7. Breast wall pada abutment menggunakan tulangan D32-90 sedangkan tulangan baginya D19-150. Kemudian back wall menggunakan tulangan D19-250 sedangkan tulangan baginya D19-275. Wing wall menggunakan tulangan D25-

125 sedangkan tulangan baginya D22-200. Pilecap menggunakan tulangan D32-80 sedangkan tulangan baginya D19-125.

Halaman ini sengaja dikosongkan.

DAFTAR PUSTAKA

Das, Braja M. 1988. *Mekanika Tanah: Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknik jilid 1*. Diterjemahkan oleh Noor Endah dan Indrasurya B.M. Surabaya: Erlangga.

Das, Braja M.1988. *Mekanika Tanah: Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknik jilid 2*. Diterjemahkan oleh Noor Endah dan Indrasurya B.M. Surabaya: Erlangga.

Das, Braja M. 2010. *Principles of Geotechnical Engineering-Seventh Edition* Stamford, USA: Cengage Learning.

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

Mochtar, Noor Endah. 2012. *Modul Ajar Metode Perbaikan Tanah.* Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.

Naval Facilities. 1971. *Design Manual: Foundations, and Earth Structures (NACFAC DM-7)*. Alexandria: US Department of the Navy.

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

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS

LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284

Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi dan Musta'in Arif, ST., MT
NAMA MAHASISWA	: Dian Apriliana
NRP	: 03111 6450 00003
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perkuatan Abutment, Oprit, dan Perkuatan Tanah Dasarnya pada Proyek Jalan Tol Surabaya-Gempol, Ruas Porong-Gempol Porong-Kejapanan Paket 2 STA 38+672,5 – 40+350
TANGGAL PROPOSAL	: 29 Januari 2018
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	4/4/18	Konsultasi mengenai data tanah		
	17/4/18	Perbandingan N SPT Pengelompokan jenis tanah Penentuan konsistensi tanah terhadap kedalamannya		
	15/5/18	Perhitungan tinggi timbunan rencana (H final) dan tinggi timbunan realisasi (H initial) dengan revisi kenaikan nilai Cu		
	7/6/18	Kenaikan nilai Cu Perkuatan timbunan (geotextile) Perkuatan tanah (micropile) Micropile → cek keruntuhan dan kebutuhan karena beban tanah di atasnya ; modelkan dgn Plaxis		

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

BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
SEMINAR DAN LISAN
TUGAS AKHIR

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

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111645000003	Dian Apriliana	Perencanaan Abutment, Oprit, dan Perkuatan Tanah Dasarnya pada Proyek Jalan Tol Surabaya - Gempol, Ruas Porong - Gempol, Porong - Kejapanan Paket 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350

Dengan Hasil :

☐ Lulus Tanpa Perbaikan	☐ Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
☑ Lulus Dengan Perbaikan	☐ Mengulang Ujian Lisan

Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :
- Diameter Nl. coba diganti PIP, coba microfile D45
- Cek penulisan tabel & gambar harus disebut dalam laporan
- Notasi ² yg dipakai harus diberi keterangan
- Tambahkan distribusi tegangan yang terjadi u/ beban ² yg ada
- Kontrol material thd horisontal load ~~dgn~~ dibandingkan dgn t.p, cek displacement tiang.
- Cek beban kerja, cek interconnecting antara dinovrian & abutment
- Distribusi tes dikaitkan dgn kedalaman PVD & beban lalu lintas
- Detail gambar abutment & tiang pancang, lengkap gambar
-

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Ir. Suwarno, M.Eng	.....
Trihanyndio Rendy S., ST. MT	.....
Dr. Yudhi Lastiasih, ST. MT	.....

Surabaya, 6 Juli 2018
Dosen Pembimbing I
(Ketua),

Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

Dosen Pembimbing 2
(Sekretaris)

Musta'in Arif, ST. MT

Dosen Pembimbing 3
(Sekretaris)

GAMBAR RENCANA

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 - STA. 40+350

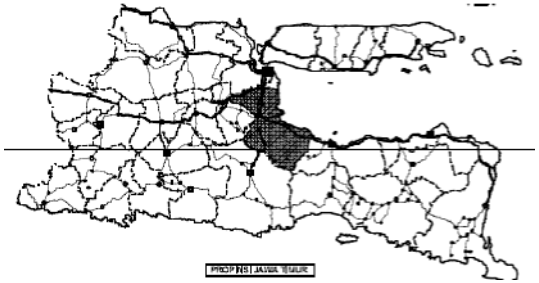
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR	A - 1
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR	20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN						

NO.	JUDUL GAMBAR	NO.	JUDUL GAMBAR
A	UMUM	C - 3	POTONGAN MELINTANG TIMBUNAN TINGGI 8,8 M
A - 1	DAFTAR ISI	C - 4	POTONGAN MELINTANG TIMBUNAN TINGGI 9,7 M
A - 2	PETA LOKASI PROYEK	C - 5	POTONGAN MELINTANG TIMBUNAN TINGGI 11,8 M
B	GAMBAR EXISTING PROYEK	D	PERKUATAN TIMBUNAN DAN TANAH DASAR
B - 1	PLAN PROFILE STA. 38+672,5 - STA. 38+950	D - 1	PERKUATAN TIMBUNAN TINGGI 7,8 M
B - 2	PLAN PROFILE STA. 38+950 - STA. 39+300	D - 2	PERKUATAN TIMBUNAN TINGGI 8,8 M
B - 3	PLAN PROFILE STA. 39+300 - STA. 39+650	D - 3	PERKUATAN TIMBUNAN TINGGI 9,7 M
B - 4	PLAN PROFILE STA. 39+650 - STA. 40+000	D - 4	PERKUATAN TIMBUNAN TINGGI 11,8 M
B - 5	PLAN PROFILE STA. 40+600 - STA. 41+350		
B - 5	PLAN PROFILE STA. 41+350 - STA. 41+700	E	PERENCANAAN ABUTMENT
		E - 1	SKETSA PERENCANAAN ABUTMENT
C	PERENCANAAN POTONGAN MELINTANG TIMBUNAN	E - 2	PENULANGAN PILE CAP
C - 1	POTONGAN MELINTANG TIMBUNAN TINGGI 3,6 M	E - 3	PENULANGAN ABUTMENT
C - 2	POTONGAN MELINTANG TIMBUNAN TINGGI 7,8 M		

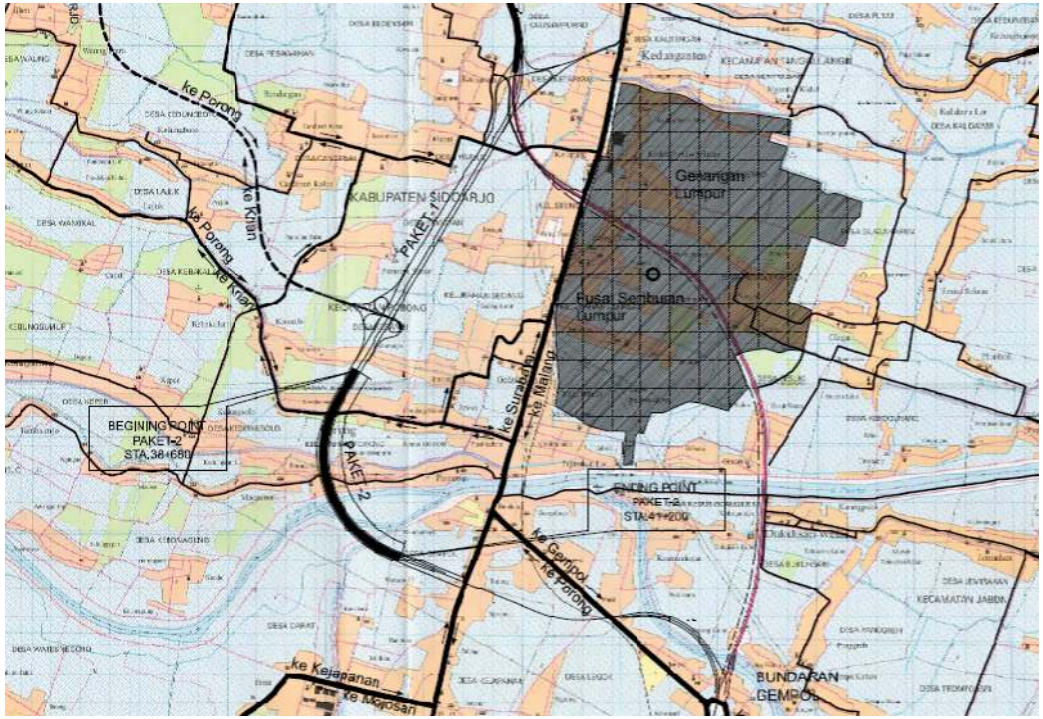
PETA LOKASI PROYEK

JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR	A - 2
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR	20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN						

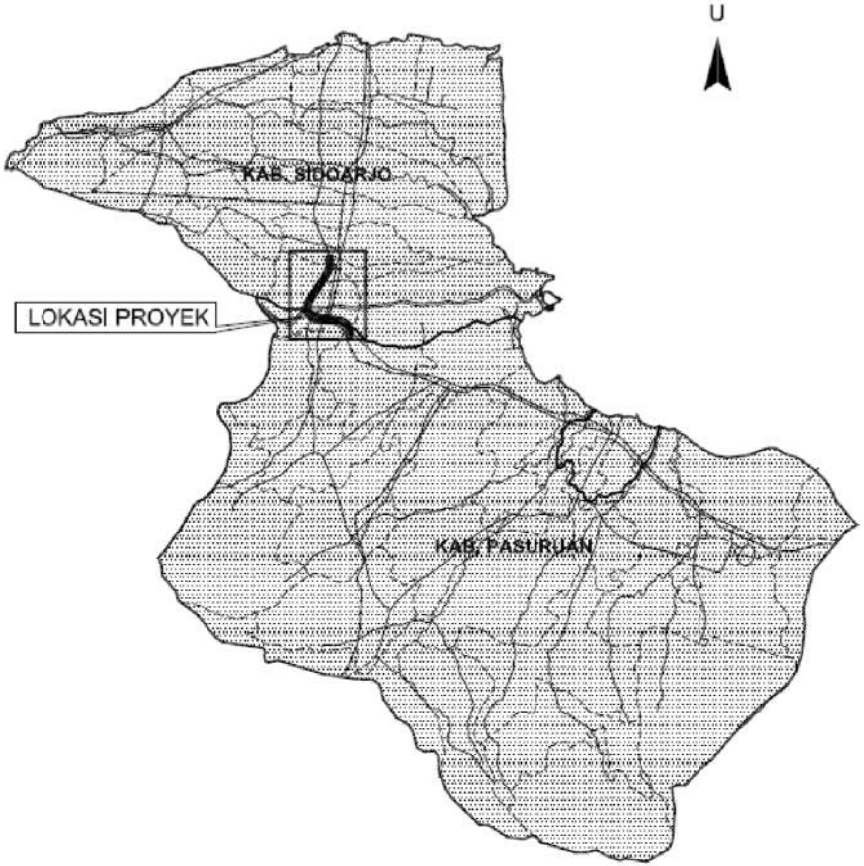
PETA INDONESIA



PETA JAWA TIMUR



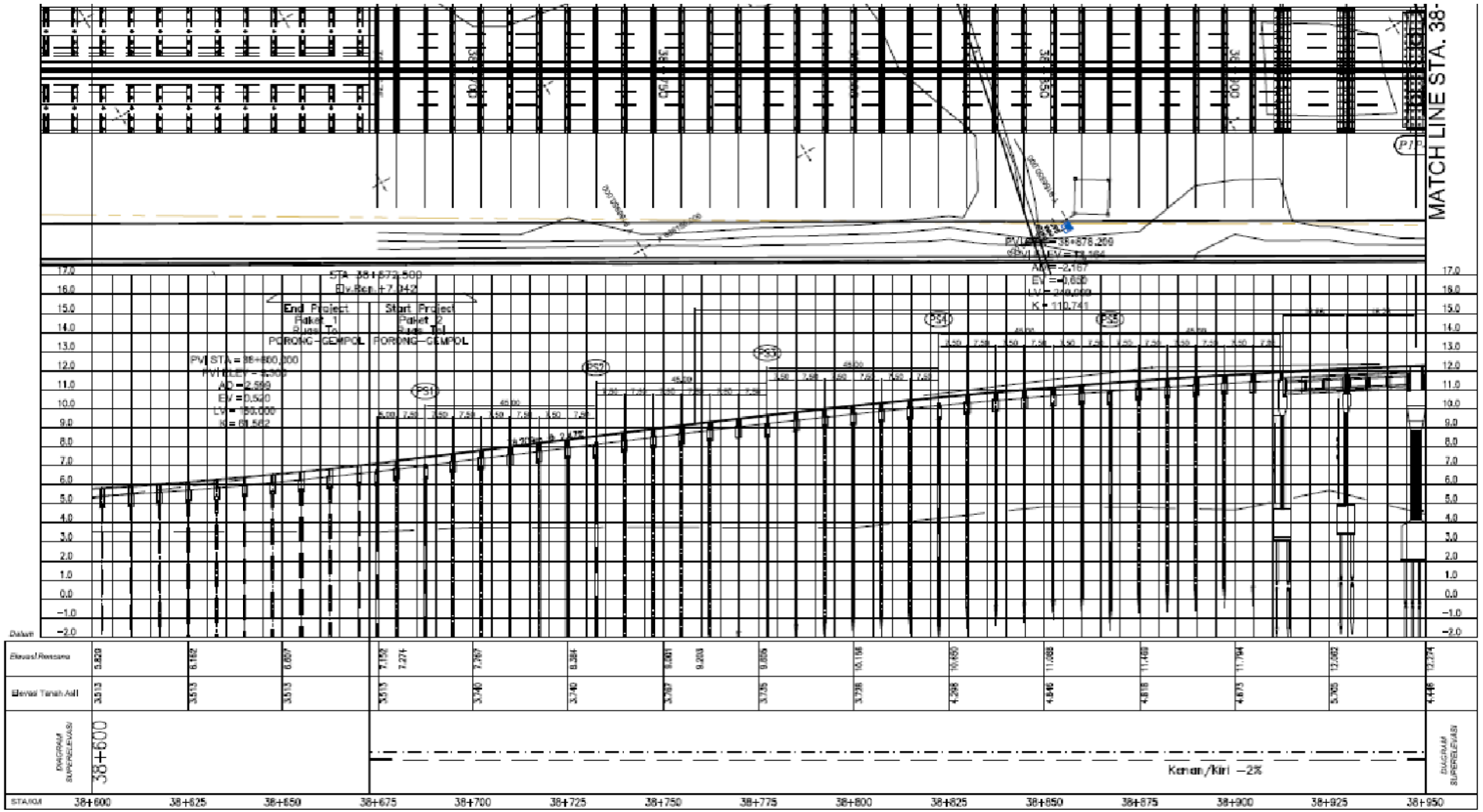
PETA LOKASI PROYEK



PETA LOKASI KAB. SIDOARJO DAN PASURUAN

GAMBAR
EXISTING PROYEK

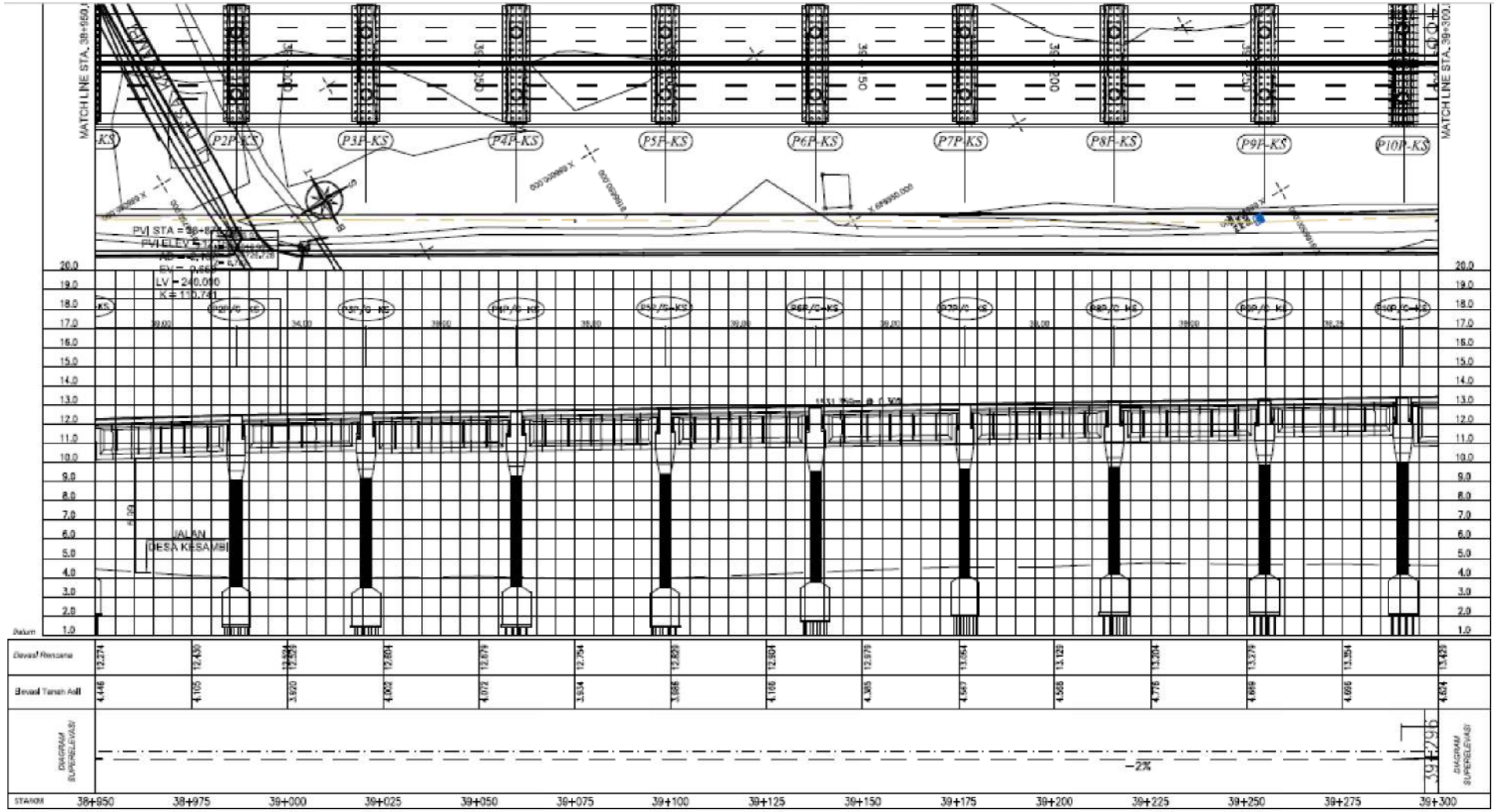
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR	B - 1
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR	20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN						



PLAN PROFILE STA. 38+672,5 - STA. 38+950

SKALA 1 : 100

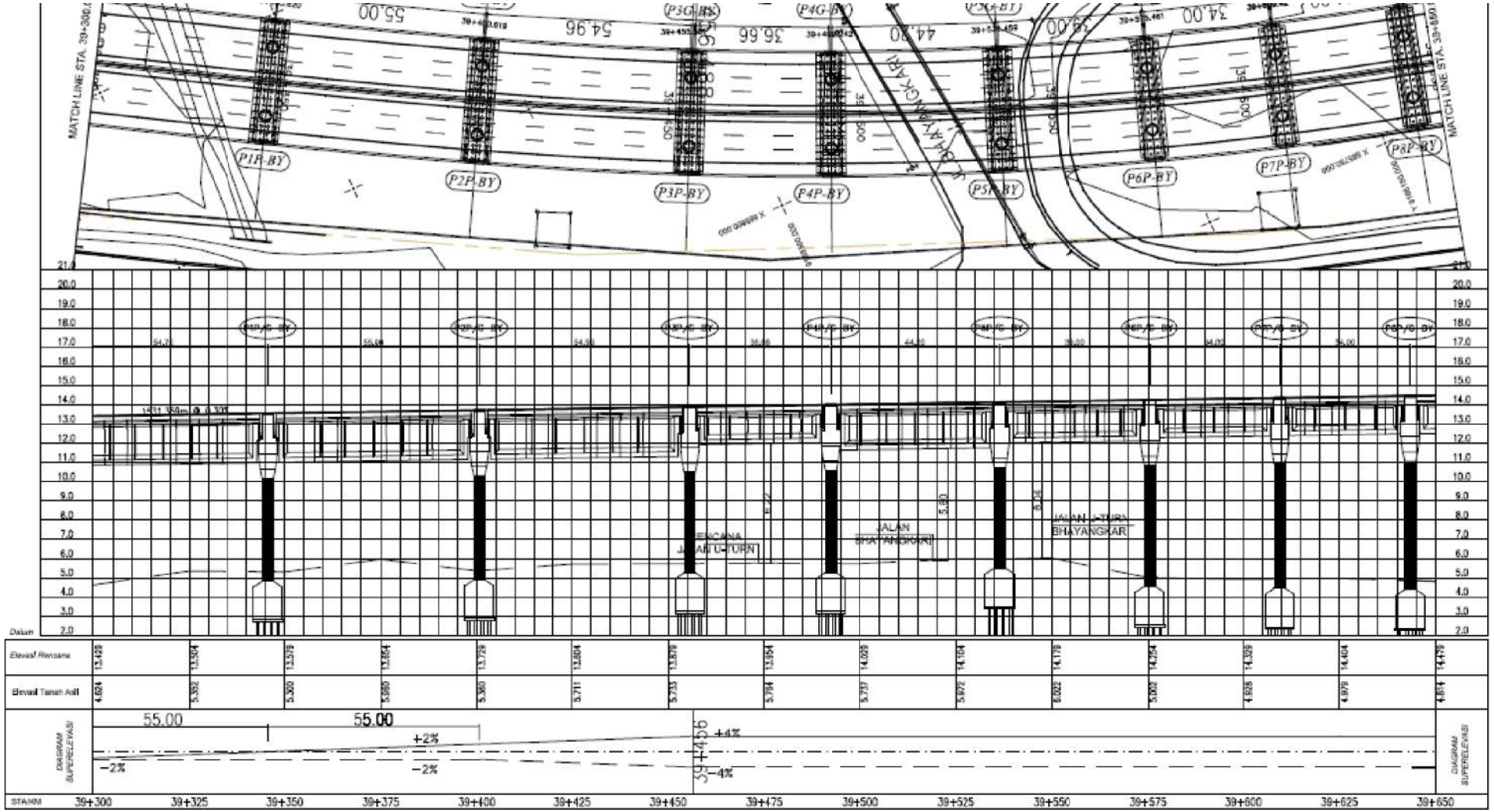
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR	B - 1
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR	20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN						



PLAN PROFILE STA. 38+950 – STA. 39+300

SKALA 1 : 100

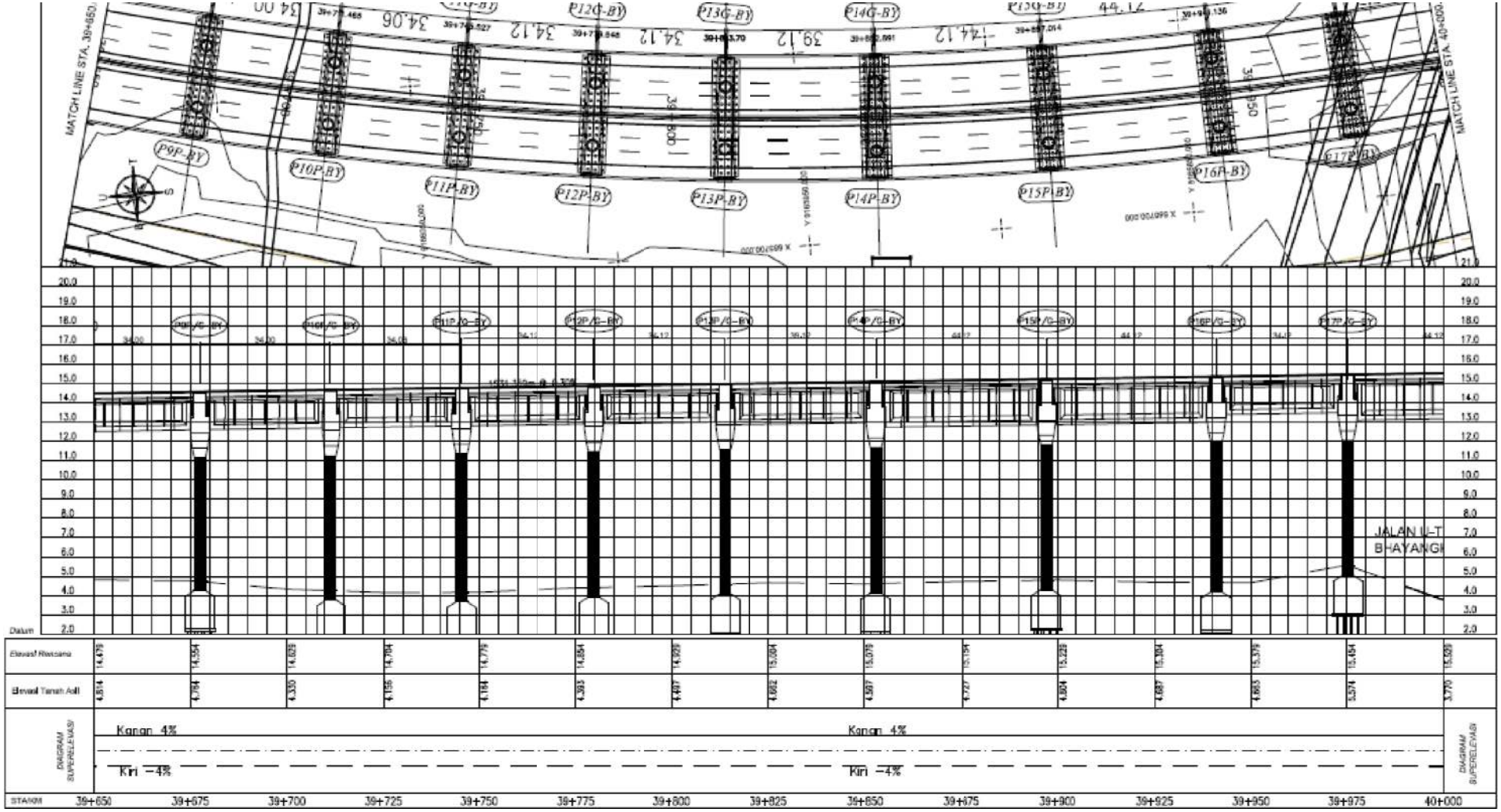
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR	B - 2
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR	20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN						



PLAN PROFILE STA. 39+300 - STA. 39+650

SKALA 1 : 100

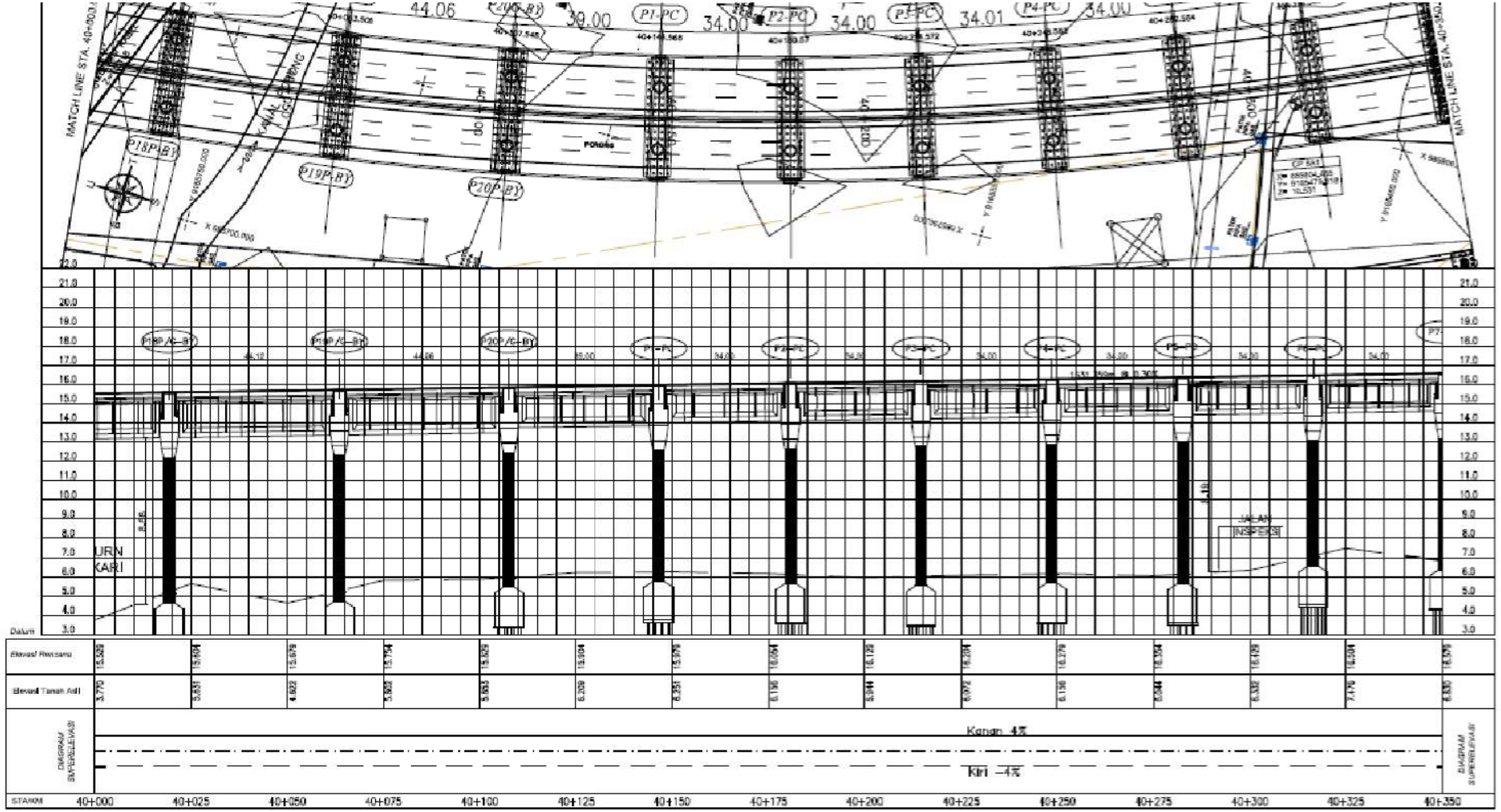
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR B - 3
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR 20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN					



PLAN PROFILE STA. 39+650 - STA. 40+000

SKALA 1 : 100

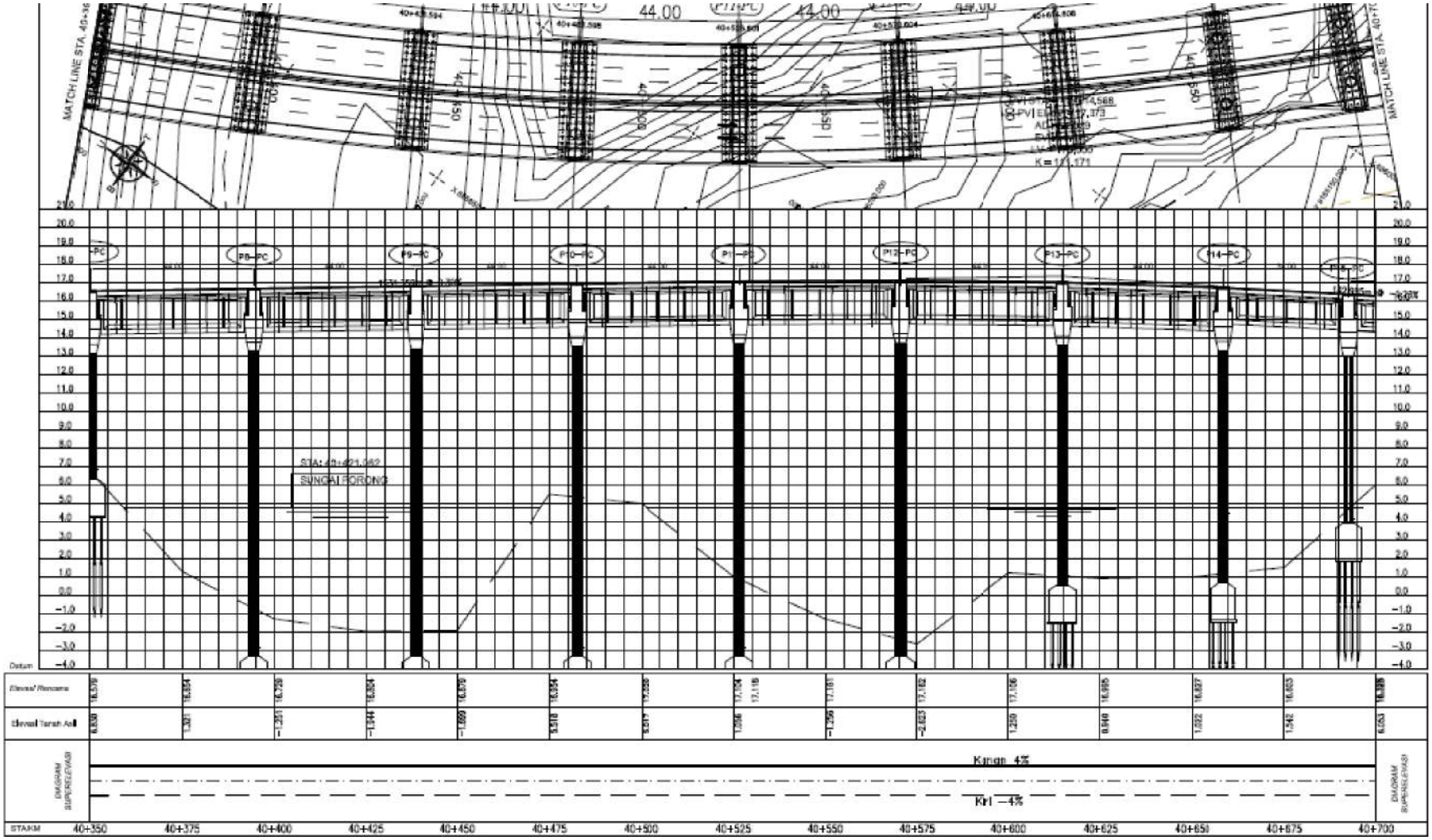
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR	B - 5
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR	20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN						



PLAN PROFILE STA. 40+600 - STA 41+300

SKALA 1 : 100

JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR	B - 6
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR	20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN						

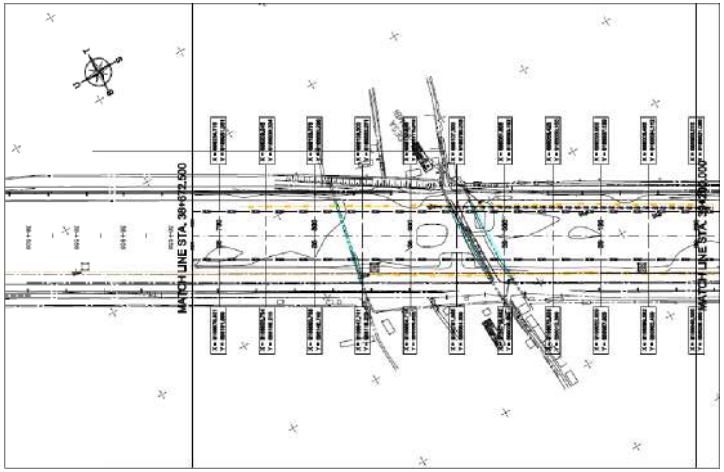


PLAN PROFILE STA. 41+350 - STA 41+700

SKALA 1 : 100

PERENCANAA POTONGAN
MELINTANG TIMBUNAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR C - 1
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR 20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN					

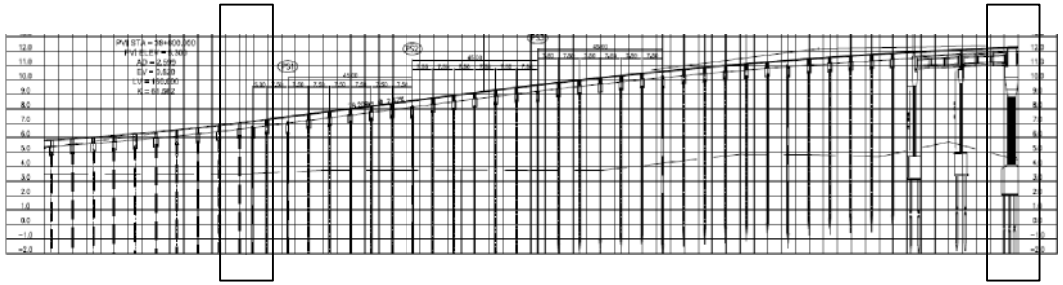


TAMPAK ATAS PERENCANAAN JALAN STA. 38+672,5 - STA 39+200

SKALA 1 : 100

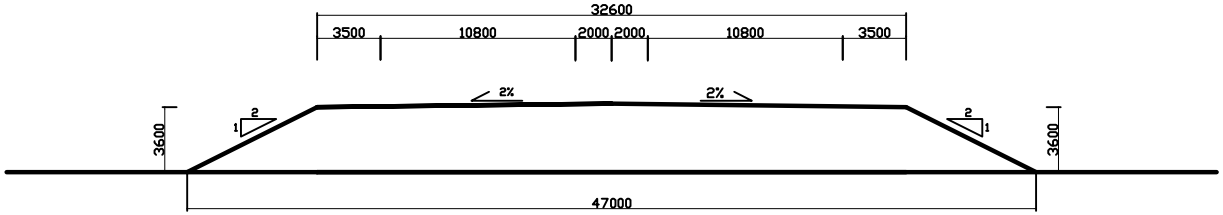
STA. 38 + 672,5
H TIMBUNAN = 3,6 M

STA. 38 + 950
H TIMBUNAN = 7,8 M



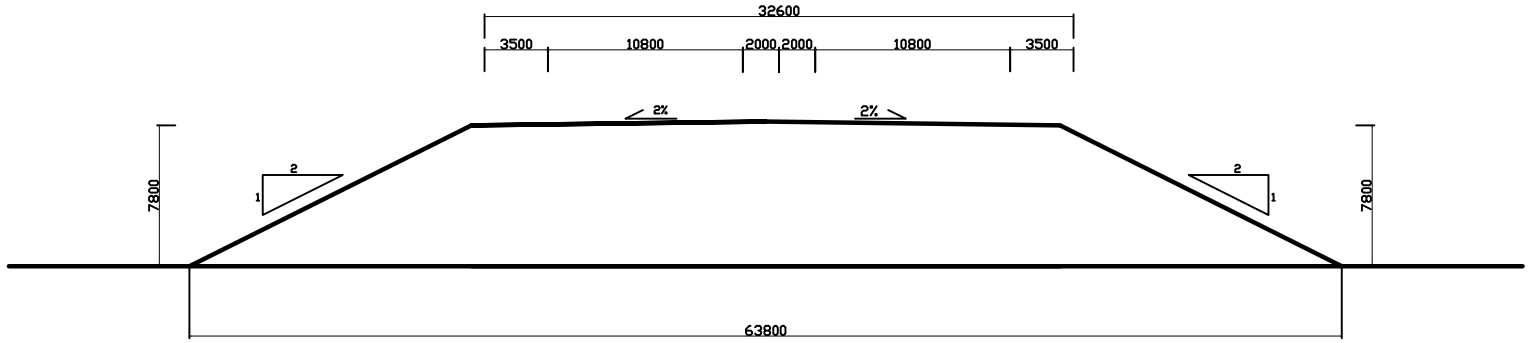
POTONGAN MELINTANG TIMBUNAN STA. 38+672,5 - STA. 38+950

SKALA 1 : 100



POTONGAN MELINTANG TIMBUNAN DENGAN TINGGI 3,6 M

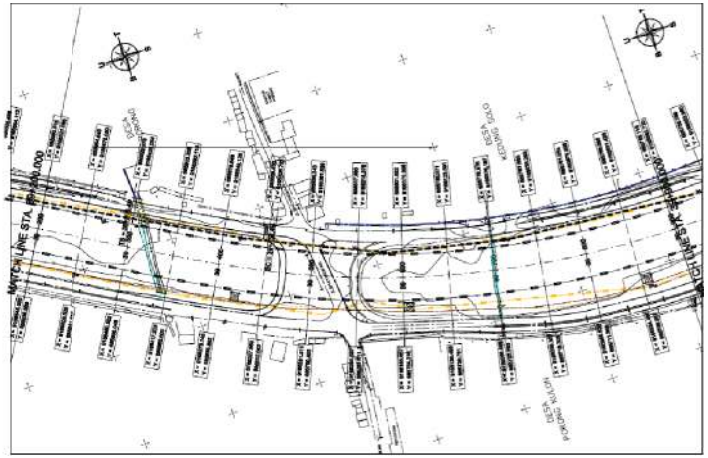
SKALA 1 : 100



POTONGAN MELINTANG TIMBUNAN DENGAN TINGGI 7,8 M

SKALA 1 : 100

JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR	C - 2
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR	20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN						

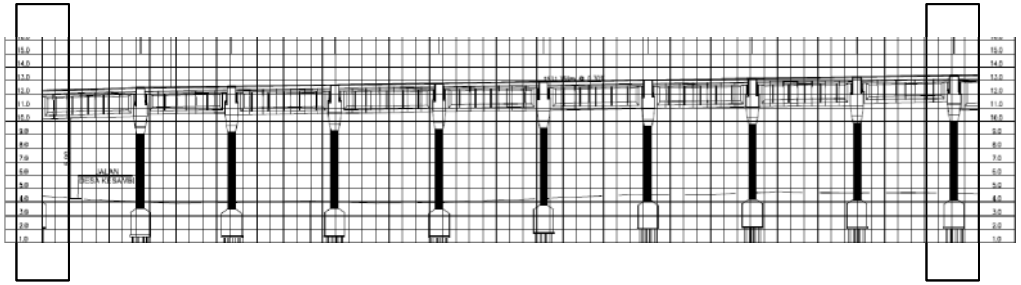


TAMPAK ATAS PERENCANAAN JALAN STA. 39+200 - STA 39+900

SKALA 1 : 100

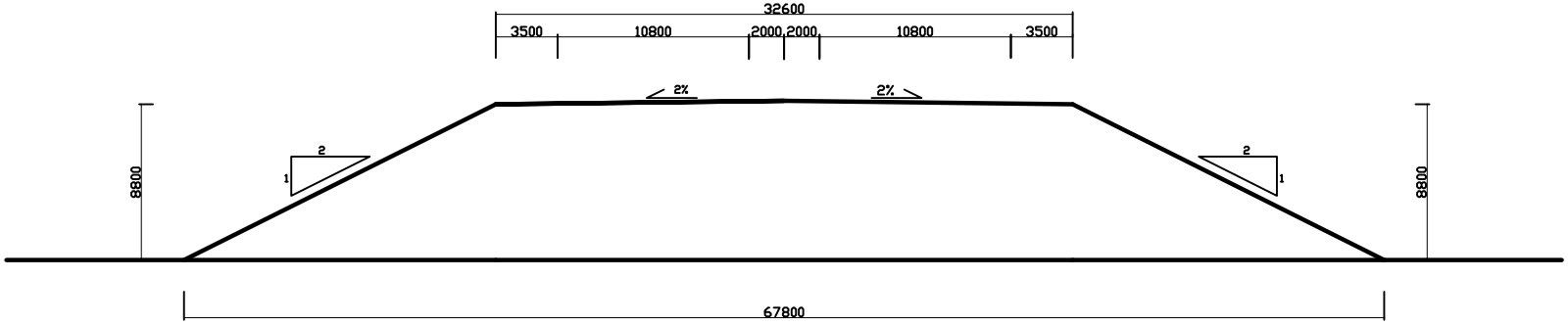
STA. 38 + 950
H TIMBUNAN = 7,8 M

STA. 39 + 300
H TIMBUNAN = 8,8 M



POTONGAN MELINTANG TIMBUNAN STA. 38+950 - STA. 39+300

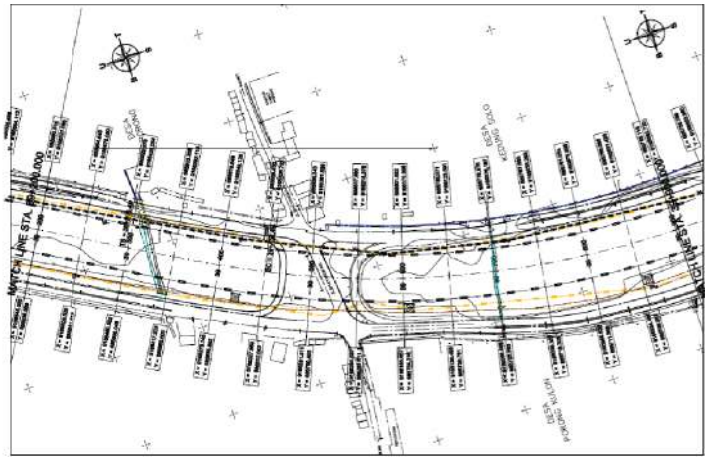
SKALA 1 : 100



POTONGAN MELINTANG TIMBUNAN DENGAN TINGGI 8,8 M

SKALA 1 : 100

JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR	C - 3
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR	20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN						

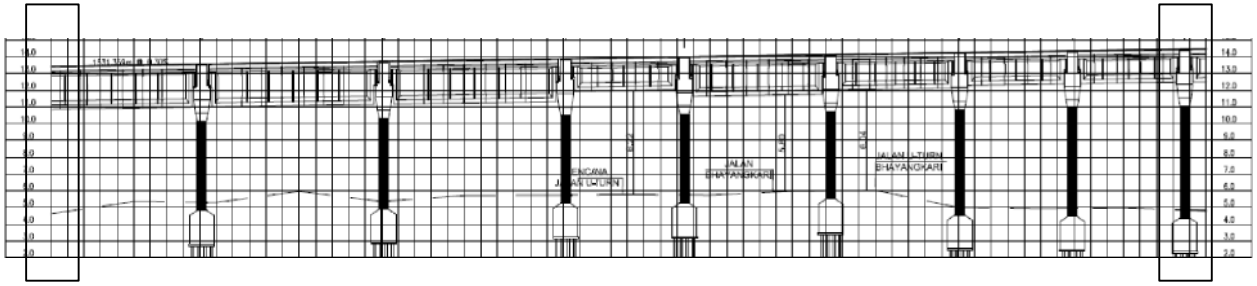


TAMPAK ATAS PERENCANAAN JALAN STA. 39+200 - STA 39+900

SKALA 1 : 100

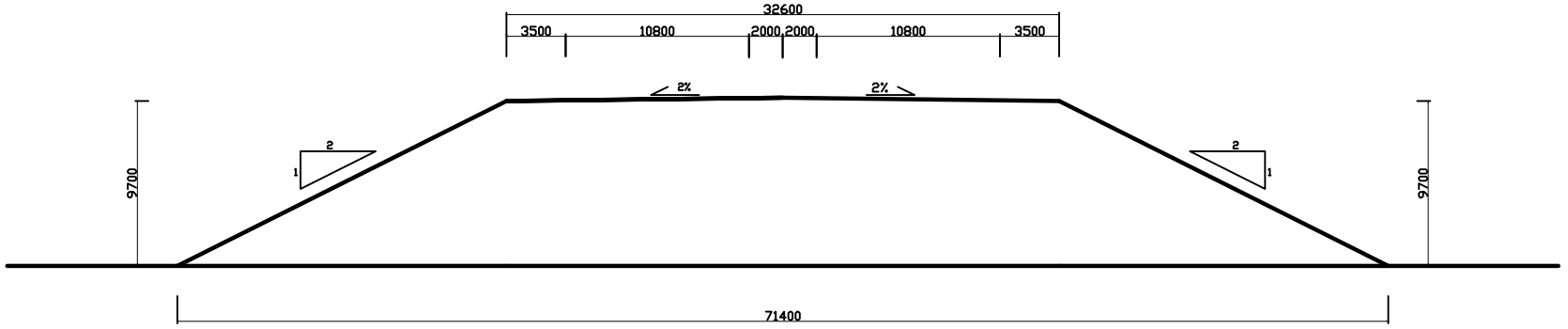
STA. 39 + 300
H TIMBUNAN = 8,8 M

STA. 39 + 650
H TIMBUNAN = 9,7 M



POTONGAN MELINTANG TIMBUNAN STA. 39+300 - STA. 39+650

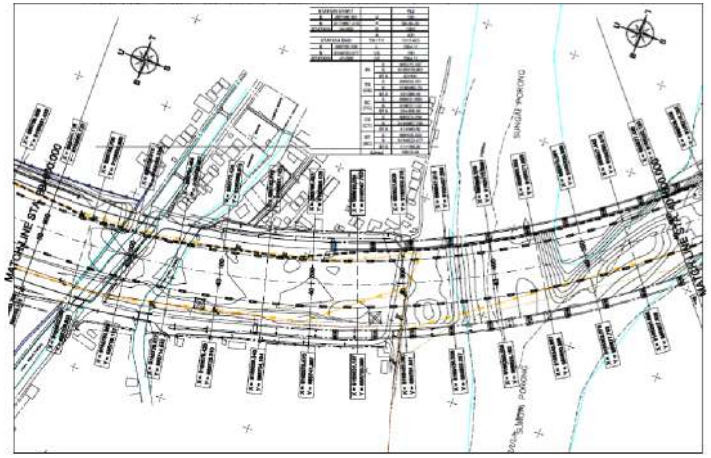
SKALA 1 : 100



POTONGAN MELINTANG TIMBUNAN DENGAN TINGGI 9,7 M

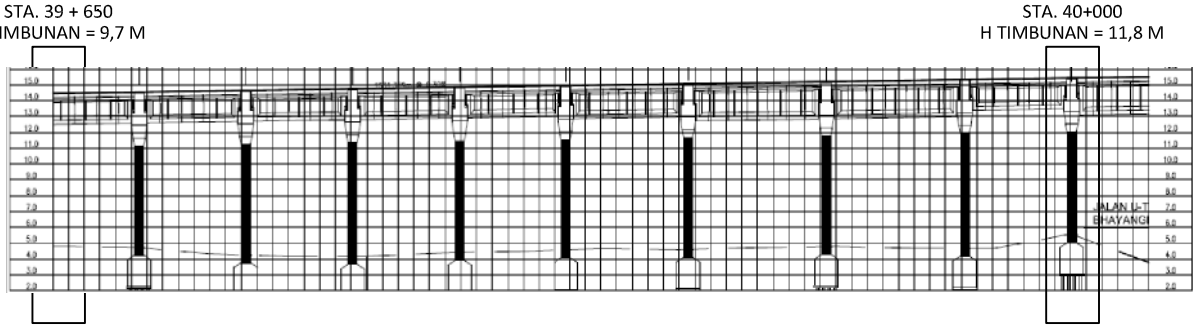
SKALA 1 : 100

JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR	C - 4
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR	20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN						



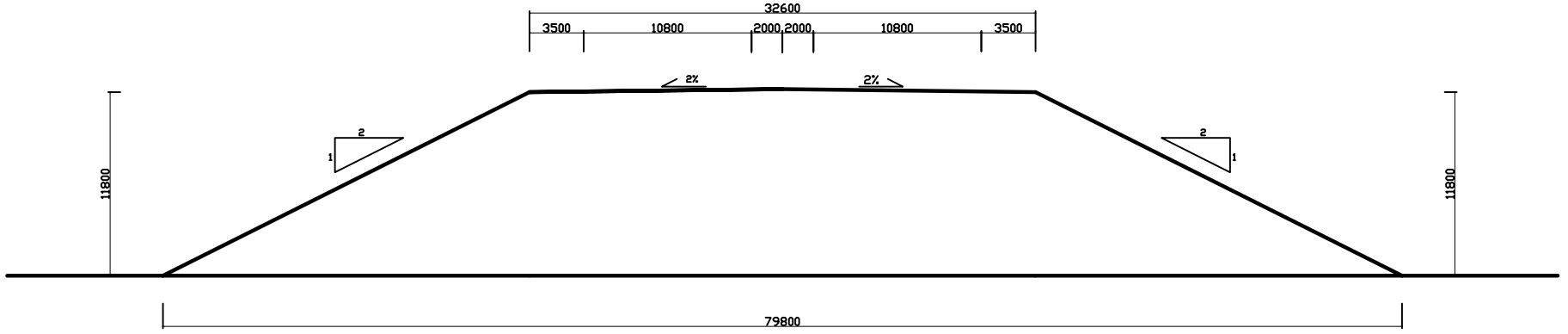
TAMPAK ATAS PERENCANAAN JALAN STA. 39+900 - STA 40+600

SKALA 1 : 100



POTONGAN MELINTANG TIMBUNAN STA. 39+650 - STA. 40+000

SKALA 1 : 100

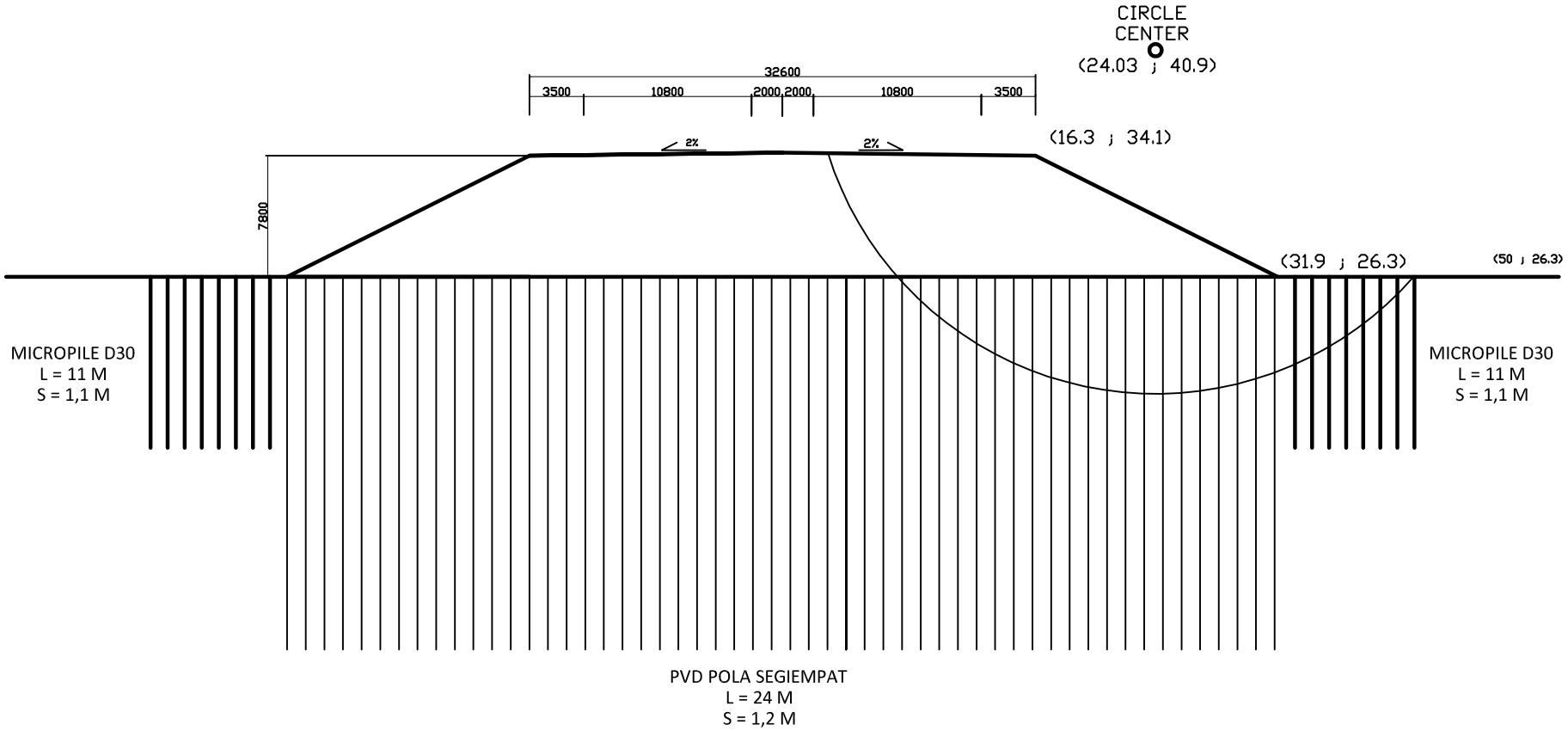


POTONGAN MELINTANG TIMBUNAN DENGAN TINGGI 11,8 M

SKALA 1 : 100

PERKUATAN TIMBUNAN DAN TANAH DASAR

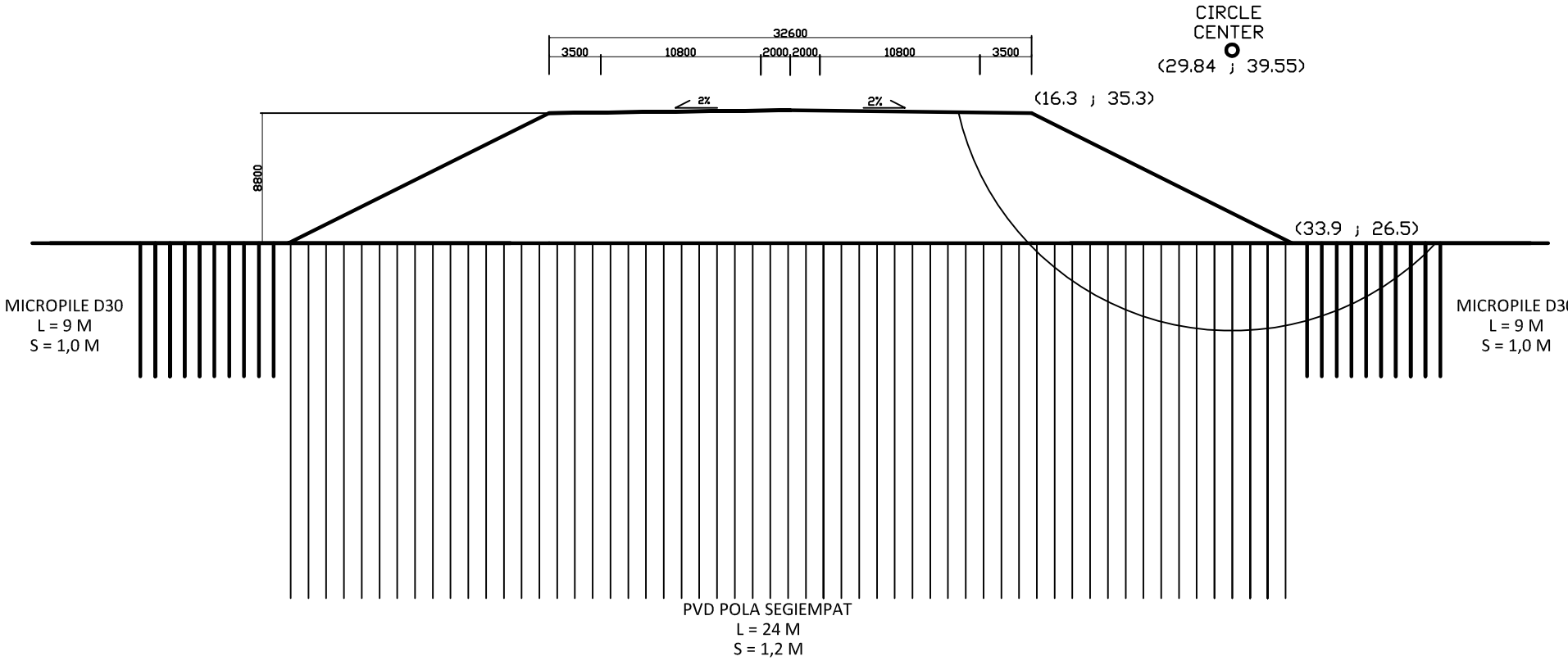
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR D - 1
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR 20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN					



PERENCANAAN PERKUATAN TIMBUNAN DENGAN TINGGI 7,8 M

SKALA 1 : 100

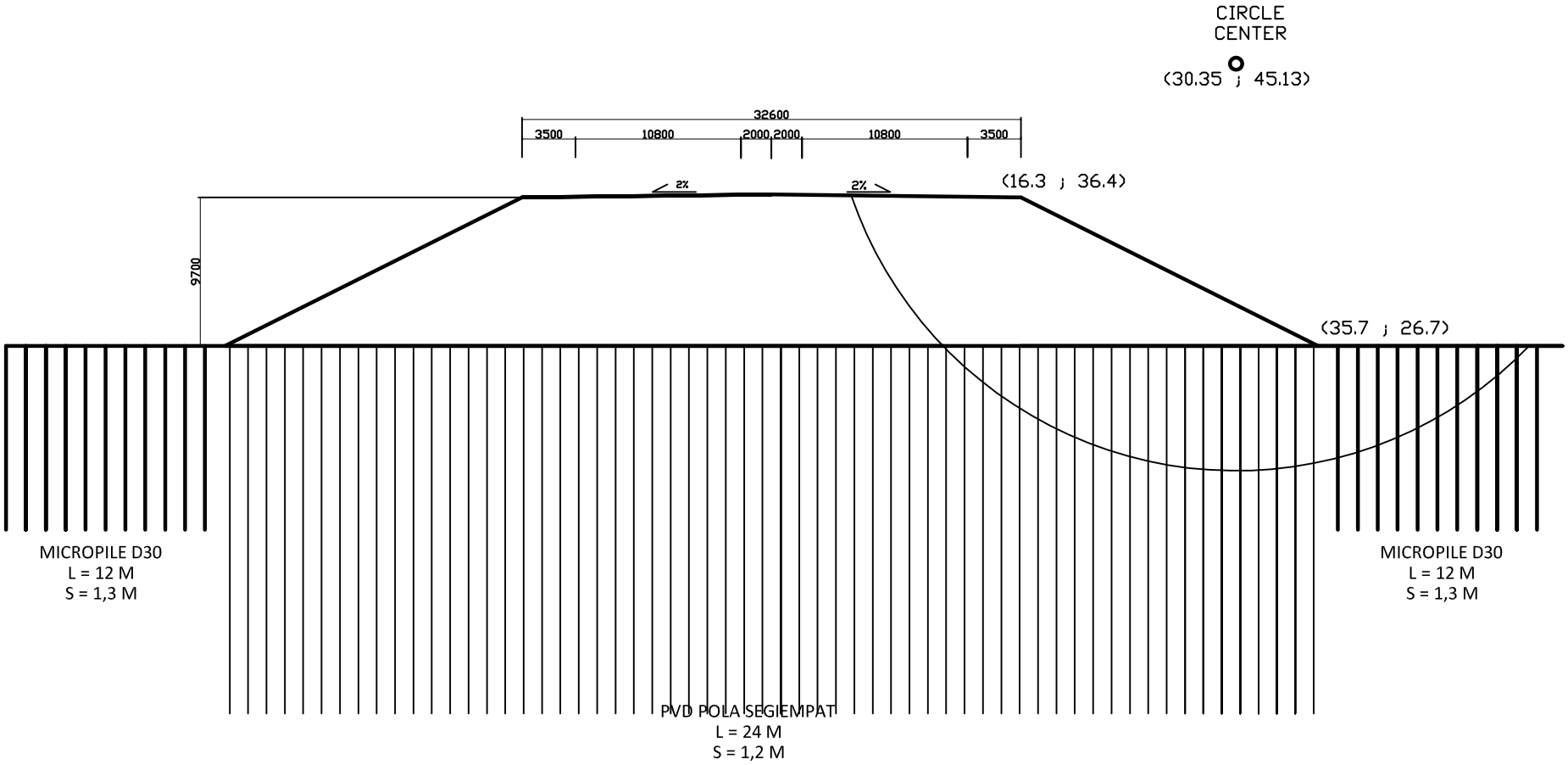
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR	D - 2
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR	20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN						



PERENCANAAN PERKUATAN TIMBUNAN DENGAN TINGGI 8,8 M

SKALA 1 : 100

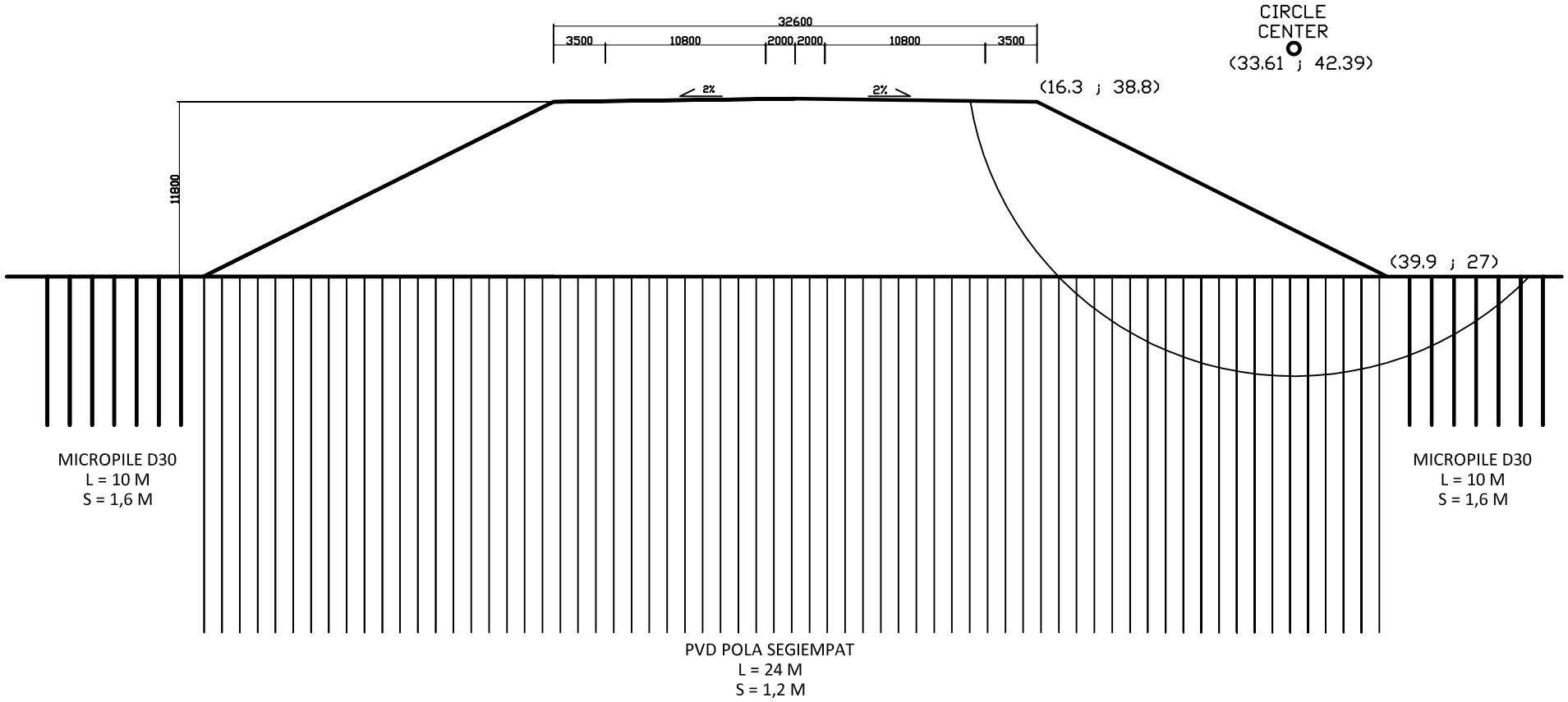
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR	D - 3
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR	20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN						



PERENCANAAN PERKUATAN TIMBUNAN DENGAN TINGGI 9,7 M

SKALA 1 : 100

JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR	D - 4
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR	20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN						

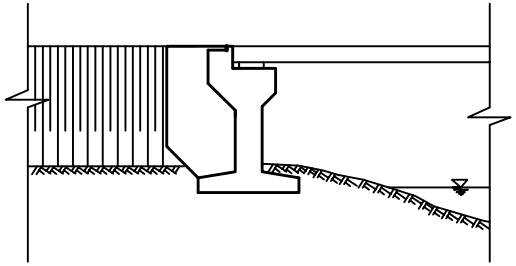


PERENCANAAN PERKUATAN TIMBUNAN DENGAN TINGGI 11,8 M

SKALA 1 : 100

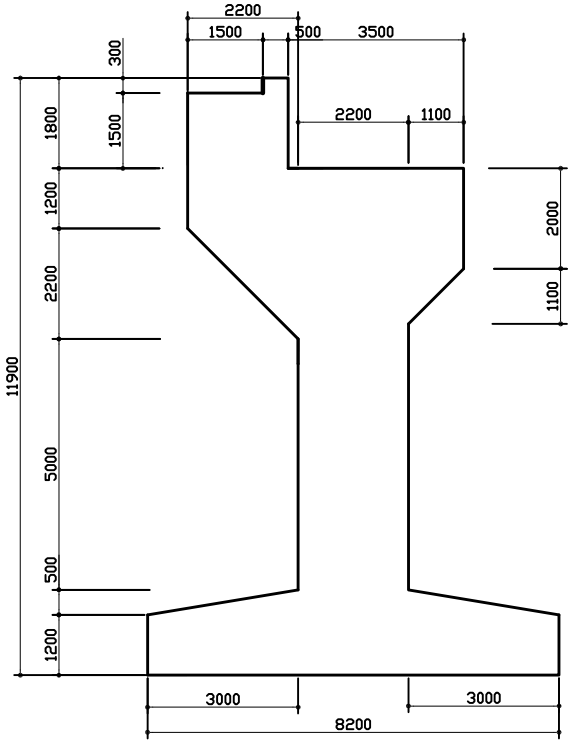
PERKUATAN ABUTMENT

JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR 20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN					



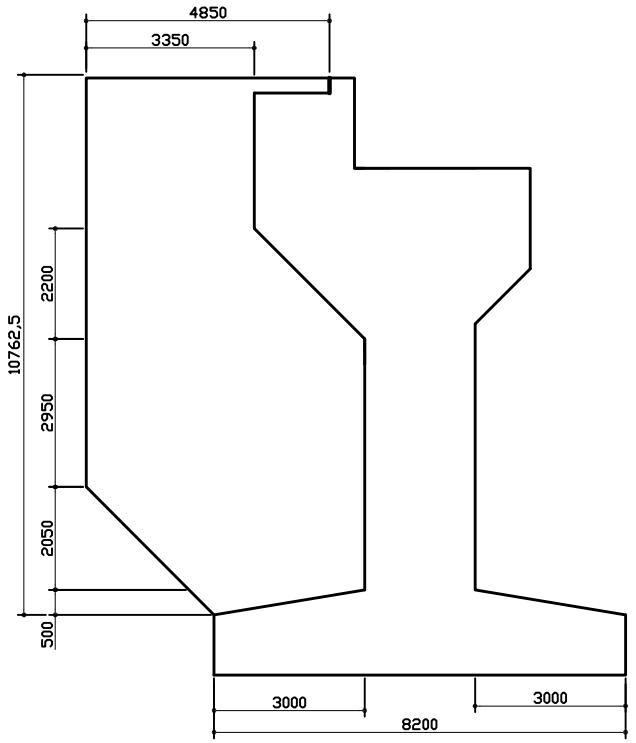
POTONGAN MELINTANG ABUTMENT

SKALA 1 : 250



PERENCANAAN ABUTMENT

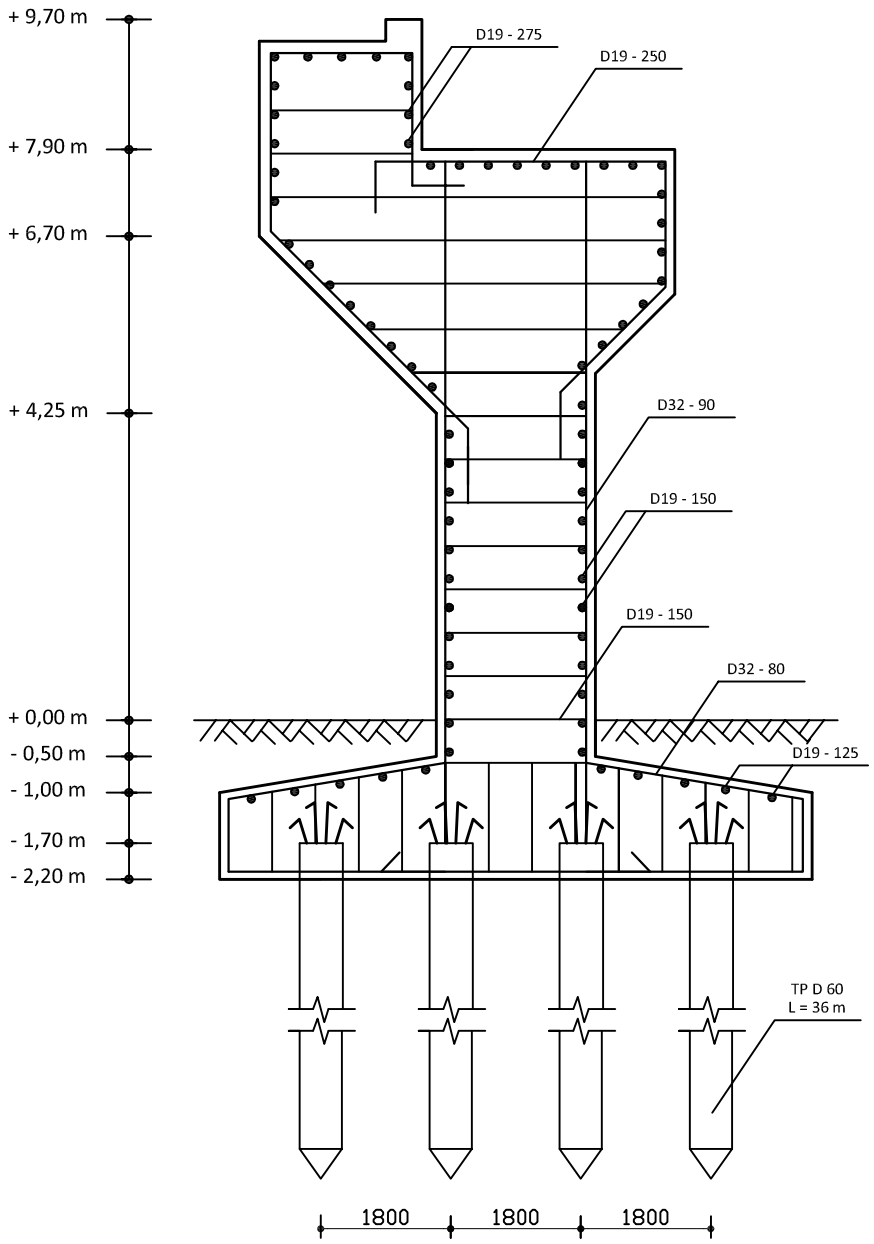
SKALA 1 : 100

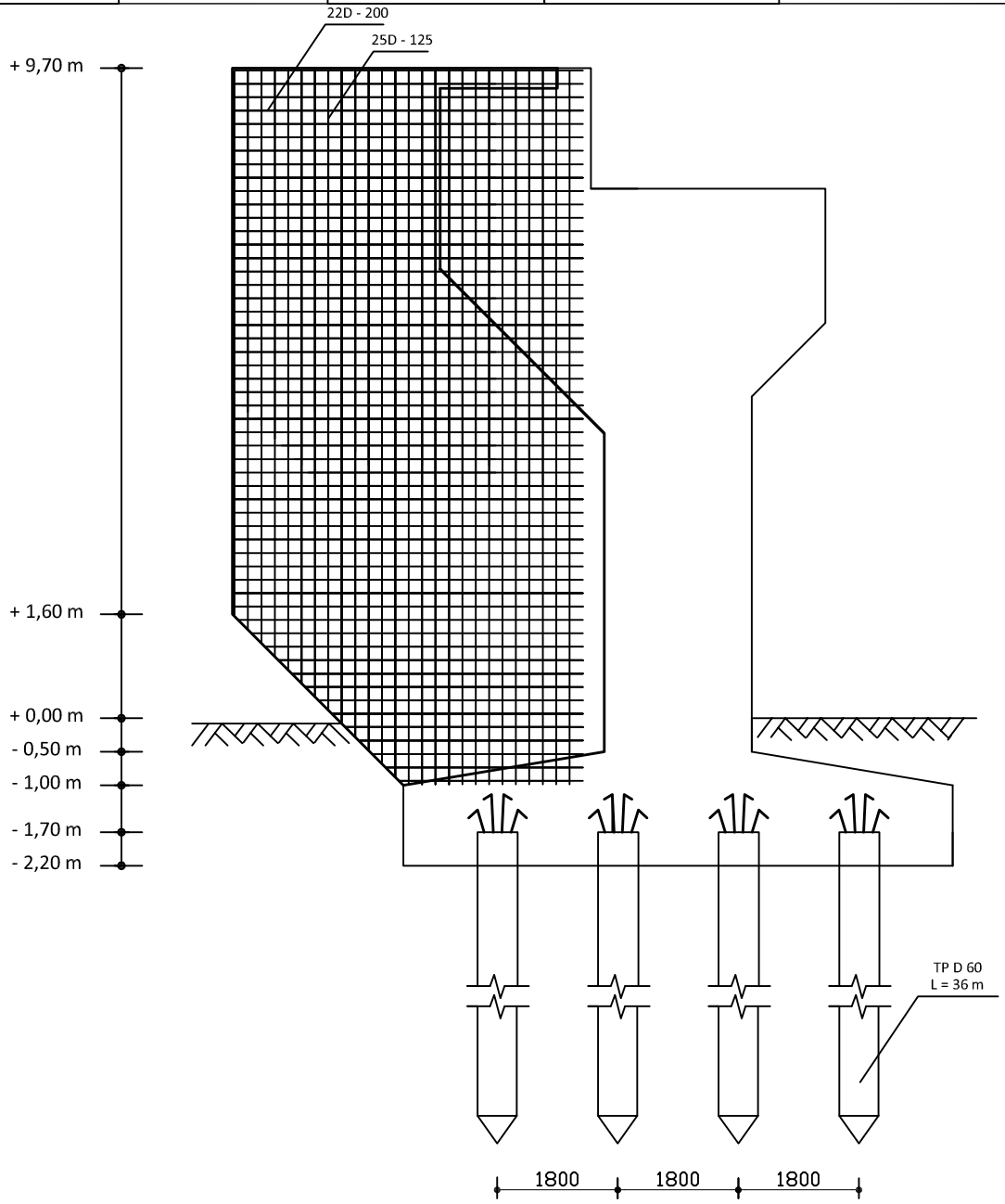


PERENCANAAN WINGWALL

SKALA 1 : 100

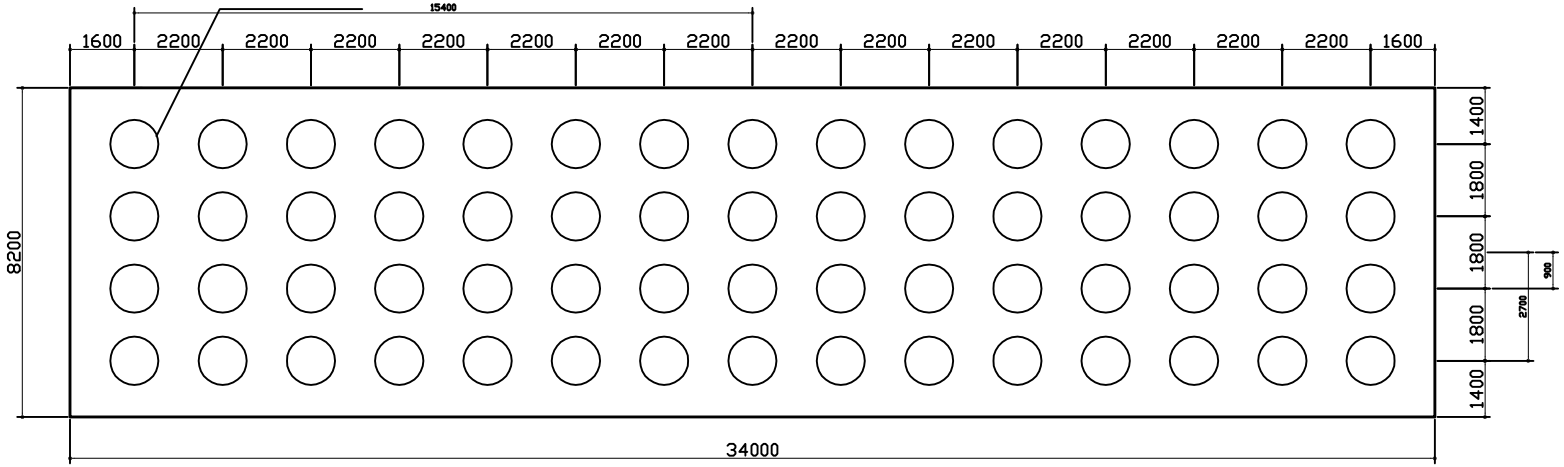
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR E - 3
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR 20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN					



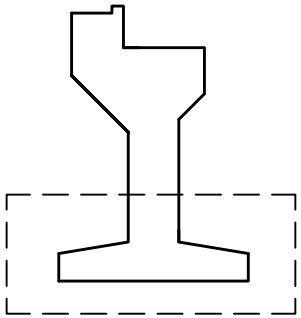


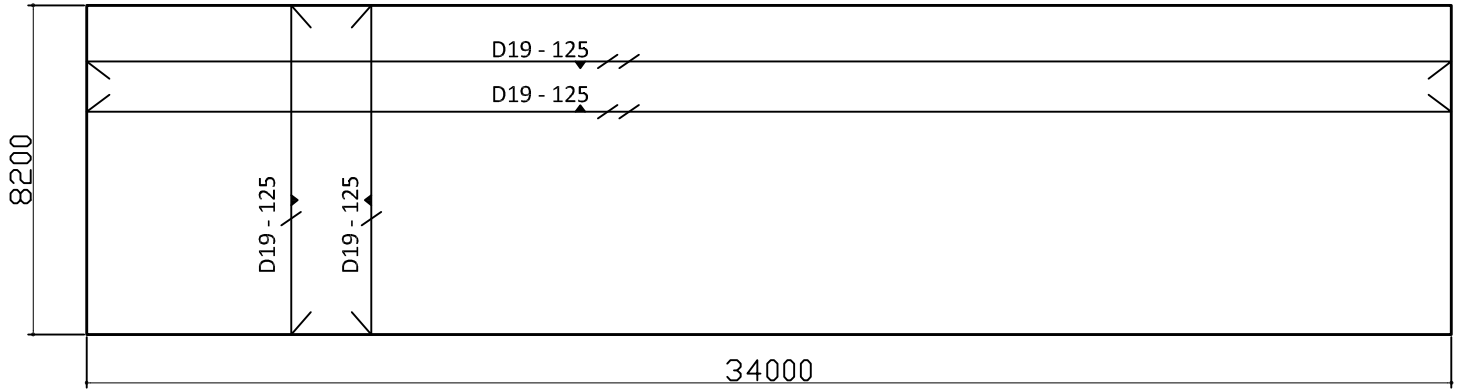
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIL SIPIL LINGKUNGAN DAN KEBUMIAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR BERJUDUL "PERENCANAAN ABUTMENT, OPRIT, DAN PERKUATAN TANAH DASARNYA PADA PROYEK JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350"	TUGAS AKHIR		JUDUL GAMBAR	CATATAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NOMOR LEMBAR	E - 2
		NAMA PAKET	JALAN TOL SURABAYA - GEMPOL, RUAS PORONG - GEMPOL PORONG - KEJAPANAN PAKET 2 STA. 38+672,5 s.d STA. 40+350			DIAN APRILIANA 03111 6450 00003	PROF. DR. IR. HERMAN WAHYUDI MUSTA'IN ARIF, ST, MT	JUMLAH GAMBAR	20
		LOKASI	GEMPOL, PASURUAN						

TIANG PANCANG D60 L = 60 M
@12 M X 4 BUAH TIANG



KONFIGURASI TIANG PANCANG
SKALA 1 : 100





PENULANGAN PILE CAP
SKALA 1 : 100

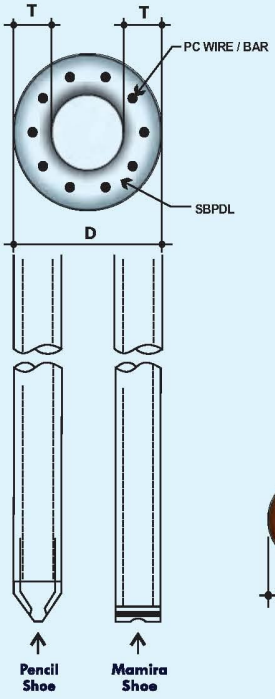
PC SPUN PILE CONCRETE PRODUCT

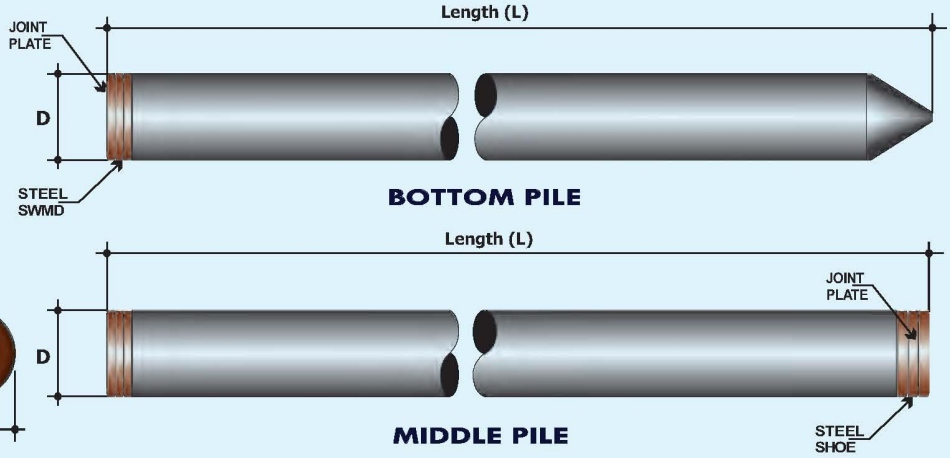
WASKITA
PT. WASKITA KARYA (Persero) Tbk
DIVISI PRECAST

Description

Type of pile	:	**Prestressed Concrete Spun Pile**
Splice system	:	**Welded at steel joint plate**
Type of shoe	:	**Pencil (Standard Product)**
		Mamira (Special Design)
Method of Driving	:	**Diesel or Hydraulic Hammer**

Shape and Dimension





Design and Manufacturing References

JIS A 5335 - 1987	**Prestressed Concrete Spun Pile**
ACI 543 - 00	**Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles**
SNI 03-2847-2002	**Indonesian Concrete Code**

Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1999	Standard Specification for Concrete Aggregate	
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049 - 2004	Portland Cement	Standard product : Type I Special order : Type II or V
Adimixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Adimixture for Concrete	Type F : Water reducing adimixtures
Concrete	SNI 03-2847 - 2002	Indonesian Concrete Code	Conpressive strength at : 28 days : 600kg/cm^2 (cube)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relleved Steel Wire and strand for Prestressed Concrete	SWPD 1
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SBPDL 1275 / 1420
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMA / SWMP
Join Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS - 400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-steel	AWS AS.1 / E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent

Classification

Outside Diameter D	Wall Thickness T	Class	Concrete Cross Section	Unit Weight	Length L	Bending Moment		Allowable Axial Load
						Crack	Ultimate	
(mm)	(mm)		(cm^2)	(kg/m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	(ton)
300	60	A2	452	113	6 - 13	2,50	3,75	72,60
		A3				3,00	4,50	70,75
		B				3,50	6,30	67,50
		C				4,00	8,00	65,40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3,50	5,25	93,10
		A2				4,20	6,30	89,50
		B				5,00	9,00	86,40
		C				6,00	12,00	85,00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5,50	8,25	121,10
		A3				6,50	9,75	117,60
		B				7,50	13,50	114,40
		C				9,00	18,00	111,50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7,50	11,25	149,50
		A2				8,50	12,75	145,80
		A3				10,00	15,00	143,80
		B				11,00	19,80	139,10
		C				12,50	25,00	134,90
500	90	A1	1,159	290	6 - 16	10,50	15,75	185,30
		A2				12,50	18,75	181,70
		A3				14,00	21,00	178,20
		B				15,00	27,00	174,90
		C				17,00	34,00	169,00
600	100	A1	1,571	393	6 - 16	17,00	25,50	252,70
		A2				19,00	28,50	249,00
		A3				22,00	33,00	243,20
		B				25,00	45,00	238,30
		C				29,00	58,00	229,50
800	120	A1	2,564	641	6 - 24	40,00	60,00	412,00
		A2				45,00	67,50	408,20
		A3				49,00	73,50	400,70
		B				55,00	99,00	385,20
		C				65,00	117,00	373,10
1000	140	A1	3,782	946	6 - 24	75,00	112,50	614,40
		A2				81,00	121,50	606,40
		A3				95,00	142,50	589,30
		B				105,00	189,00	571,20
		C				120,00	216,00	555,70
1200	150	A1	4,948	1,237	6 - 24	120,00	180,00	759,10
		A2				134,00	201,00	791,10
		A3				156,00	234,00	768,00
		B				170,00	306,00	736,70
		C				200,00	360,00	718,20

BRIDGE CONCRETE PRODUCT

WASKITA
PT. WASKITA KARYA (Persero) Tbk
DIVISI PRECAST

Description

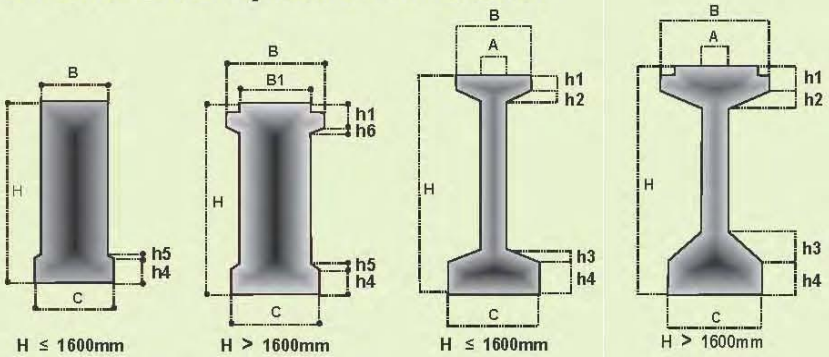
Type of girder : PC I Girder
PC U Girder
PC Voided Slab
PC Fullslab

Prestressing System : Post-tension, Pretension
Production System : Segmental, Non Segmental

Design and Manufacturing Reference

SNI 03-1725-1989	Recommendation for Design Loading of Highway Bridges
BMS 7 - 1992	Bridge Design Code
AASHTO - 1992	Standard Specification for Highway Bridges
ACI 318 - 2002	Building Code Requirements for Structural Concrete
SNI 03-2847-2002	Indonesian Concrete Code

PC I GIRDER Shape and Dimension

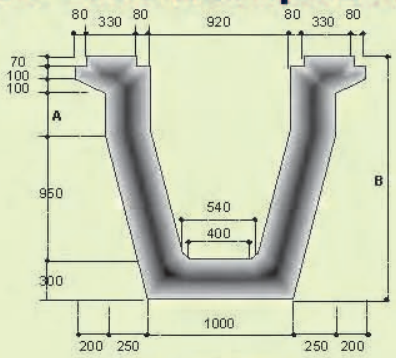


Notation	Unit	H (cm)					
		90	125	160	170	210	230
h1	mm	75	75	125	200	200	200
h2	mm	75	75	75	120	120	120
h3	mm	100	100	100	250	250	250
h4	mm	125	125	225	250	250	250
h5	mm	62.5	62.5	21	50	50	50
h6	mm	-	-	-	40	40	40
A	mm	170	170	180	200	200	200
B	mm	350	350	550	800	800	800
B1	mm	-	-	-	600	600	600
C	mm	650	650	650	700	700	700

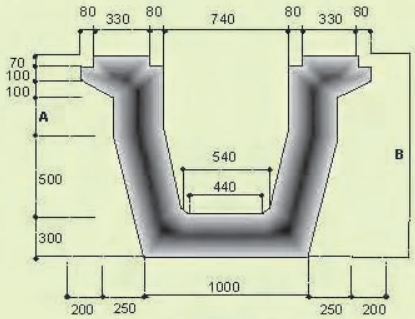
PC I GIRDER Classification

Span (m)	Beam Spacing (cm) A - Class (Cube : 800 Kg/cm2)						Span (m)	Beam Spacing (cm) A - Class (Cube : 500 Kg/cm2)					
	H-90	H-125	H-160	H-170	H-210	H-230		H-90	H-125	H-160	H-170	H-210	H-230
16	185	230					16	185	230				
17	140	230					17	140	230				
18	140	230					18	140	230				
19	140	230					19		230				
20		230					20		185	230			
21		230					21		185	230			
22		230					22		140	230			
23		230					23		140	230			
24		185	230				24		140	230			
25		185	230				25			230			
26		140	230				26			230			
27		140	230				27			185	230		
28		140	230				28			185	230		
29			230				29			185	230		
30			230				30			140	230		
31			230				31			140	230		
32			230				32			140	185	230	
33			230				33			140	185	230	
34			230				34				140	230	
35			185	230			35				140	230	
36			185	230			36				140	230	
37			185	230			37				140	185	230
38			140	185	230		38				140	185	230
39			140	185	230		39				140	185	230
40			140	140	230		40					185	185
41			140	140	230		41					140	185
42			140	140	230		42					140	185
43			140	140	230		43					140	185
44				140	230		44					140	140
45					185	230	45					140	140
46					185	230	46						140
47					185	230	47						140
48					185	185	48						140
49					185	185	49						
50					140	185	50						
51					140	185	51						
52					140	140	52						

PC U GIRDER Shape and Dimension



H > 1400 MM



H ≤ 1400 MM

Height (cm)	A (mm)	B (mm)
H-120	130	1200
H-130	230	1300
H-140	330	1400
H-165	130	1650
H-175	230	1750
H-185	330	1850

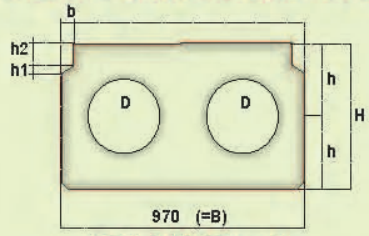
PC U GIRDER Classification

Standard distance center to center : 310 cm

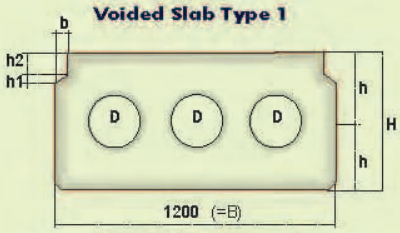
Height (cm)	Span (m)																				
	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
H-120	■	■	■	■	■	●	●	●	●													
H-130			■	■	■	■	■	●	●	●												
H-140					■	■	■	■	■	●	●	●	●									
H-165								■	■	■	■	■	■	■	●							
H-175											■	■	■	■	■	■	●	●	●	●	●	
H-185														■	■	■	■	■	●	●	●	●

● : Concrete compressive strength 800 kg/cm2 (cube) ■ : Concrete compressive strength 600 kg/cm2 (cube)

PC VOIDED SLAB Shape and Dimension



Voided Slab Type 1



Voided Slab Type 2

PC VOIDED SLAB Type 1 Classification

Height (cm)	Span (m)												
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
H-57	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	●		
H-62	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	●	
H-66	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	●

● : Concrete compressive strength 800 kg/cm2 (cube) ■ : Concrete compressive strength 500 kg/cm2 (cube)

PC VOIDED SLAB Type 2 Classification

Height (cm)	Span (m)												
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
H-52,5	■	■	■	■	■	■	■	●					
H-62,5	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	●	●	●

● : Concrete compressive strength 800 kg/cm2 (cube) ■ : Concrete compressive strength 500 kg/cm2 (cube)

PC VS Type I

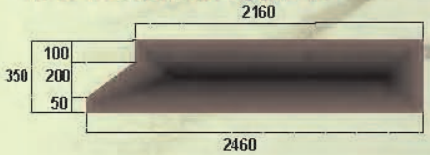
Notation	Unit	H (mm)		
		570	620	660
B	mm	970	970	970
h	mm	285	310	330
h1	mm	25	25	25
h2	mm	75	100	120
b	mm	50	50	50
D	mm	250	300	350

PC VS Type I

Notation	Unit	H (mm)	
		525	625
B	mm	1200	1200
h	mm	262.5	312.5
h1	mm	25	25
h2	mm	75	100
b	mm	50	50
D	mm	250	300

PC Fullslab Type A

PC Fullslab Type B



PC Fullslab

Type	Span (m)
1A	6975
2A	6500
1B	6975
2B	6500

BIODATA PENULIS

Penulis bernama Dian Apriliana, dilahirkan di Blitar, 4 April 1994, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di SDN Pacar Kembang II Surabaya, SMPN 9 Surabaya, dan SMAN 2 Surabaya. Setelah lulus SMA pada tahun 2012, penulis mengikuti ujian masuk Diploma dan diterima di Program Studi DIII Teknik Sipil FTSP – ITS pada tahun 2012 dan terdaftar dengan NRP. 3112 030 036. Di Program Studi DIII Teknik Sipil ini penulis mengambil Bidang Studi Bangunan Gedung dengan tema Tugas Akhir yaitu Manajemen Konstruksi. Setelah lulus dari program Diploma, penulis sempat bekerja selama satu tahun sebagai Estimator di PT Jaya Etika Teknik sebelum melanjutkan studi pada program sarjana Teknik Sipil Lintas Jalur ITS dan terdaftar dengan NRP 03111 6450 00003. Tugas Akhir untuk mendapatkan gelar Sarjana kali ini mengambil tema Geoteknik dengan judul "Perencanaan Abutment, Oprit, dan Perkuatan Tanag Dasarnya pada Proyek Jalan Tol Surabaya – Gempol, Ruas Porong – Gempol Porong – Kejapanan Paket 2 STA. 38+672,5 s.d. STA. 40+350".