



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**PERENCANAAN ULANG *OPRIT* DAN STRUKTUR
BANGUNAN BAWAH JEMBATAN SULIN – LOMBOK
PADA RUAS JALAN GERUNG/PATUNG SAPI – BIL
(KM MTR 15+791)**

ARI PRAMUDHITO
NRP 3114 105 023

Dosen Pembimbing
Ir. Suwarno, M.Eng.
Prof. Ir Indrasurya B Mochtar, MSc., PhD

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



FINAL PROJECT – RC14-1501

**REDESIGN OF OPRIT AND SUBSTRUCTURE IN
SULIN-LOMBOK BRIDGE AT GERUNG/PATUNG
SAPI-BIL STREET (KM. MTR 15+791)**

ARI PRAMUDHITO
NRP 3114 105 023

Supervisor
Ir. Suwarno, M.Eng.
Prof. Ir Indrasurya B Mochtar, MSc., PhD

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2016

**PERENCANAAN ULANG *OPRIT* DAN STRUKTUR
BANGUNAN BAWAH JEMBATAN SULIN – LOMBOK
PADA RUAS JALAN GERUNG/PATUNG SAPI – BIL
(KM MTR 15+791)**

TUGAS AKHIR

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

Oleh :

ARI PRAMUDHITO

Nrp. 3114105023

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Suwarno, Ir., M.Eng

2. Prof. Ir. Indrasurya B. M., MSc., PhD



**SURABAYA
JULI, 2016**

**PERENCANAAN ULANG *OPRIT* DAN STRUKTUR
BANGUNAN BAWAH JEMBATAN SULIN - LOMBOK
PADA RUAS JALAN GERUNG / PATUNG SAPI-BIL
(KM. MTR 15+791)**

Nama Mahasiswa : Ari Pramudhito
NRP : 3114105023
Jurusan : Teknik Sipil FTSP - ITS
Dosen Konsultasi : Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Indrasurya B M., MSc., PhD

Abstrak

Jembatan Sulin merupakan salah satu jembatan di Pulau Lombok yang berperan penting untuk menghubungkan Kota Mataram dan BIL (Bandara Internasional Lombok).

Saat hujan deras, jembatan Sulin tidak dapat berfungsi sebagaimana mestinya karena sebagian perkerasan di area oprit jembatan terendam banjir. Selain itu, apabila memperhatikan posisi pilar jembatan yang berada di tengah sungai, terdapat kemungkinan lain yang dapat ditimbulkan saat banjir yakni selain menjadi penghambat aliran air sungai, tanah yang berada disamping pilar juga rentan mengalami gerusan/scouring. Apabila scouring terjadi secara terus menerus, maka dapat membahayakan stabilitas konstruksi pilar atau bahkan membentuk alur sungai baru yang mengakibatkan hilangnya fungsi dari jembatan itu sendiri.

Sebagai pemecahan dari permasalahan yang ada, maka didalam Tugas Akhir ini akan dibahas perencanaan ulang oprit dan struktur bawah jembatan untuk kondisi tanpa pilar. Struktur atas jembatan akan dimodifikasi menggunakan struktur jembatan rangka baja bentang 60 meter tipe A standar Bina Marga.

Tanah dasar pada area oprit merupakan jenis tanah lunak. Sehingga untuk mempercepat konsolidasi settlementnya digunakan PVD dan diberikan preloading. Perencanaan

perkuatan timbunan dalam Tugas Akhir ini ada 2 alternatif, yaitu kombinasi geotextile wall dan replacement tanah dasar, dan kombinasi geotextile wall dan cerucuk. Menyesuaikan kondisi geometrik yang ada, tinggi abutment direncanakan dengan tinggi yang berbeda. Tinggi abutment pada BH-1 direncanakan setinggi 5 meter dan untuk abutment pada BH-2 direncanakan setinggi 7,7 meter.

Dari hasil perhitungan didapatkan bahwa PVD dipasang menggunakan pola segiempat dengan jarak 1 meteran. Perkuatan tanah pada BH-1 alternatif pertama digunakan geotextile wall sebanyak 12 lapis dan replacement tanah dasar sedalam 1,5 meter. Untuk alternatif keduanya digunakan geotextile wall sebanyak 12 lapis dan cerucuk D40 sejumlah 2 tiang dengan panjang 8 meter. Sedangkan untuk perkuatan tanah pada BH-2 alternatif pertama digunakan geotextile wall sebanyak 22 lapis dengan replacement tanah dasar sedalam 1,5 meter. Untuk alternatif keduanya digunakan geotextile wall sebanyak 22 lapis dan cerucuk D40 sejumlah 3 tiang dengan panjang 8 meter. Biaya perkuatan alternatif pertama dan kedua adalah masing-masing sebesar Rp.1.300.177.000,- dan Rp.1.302.958.000,- sehingga perkuatan yang dipilih adalah alternatif pertama dengan selisih harga lebih murah sebesar Rp.2.781.000,-.

Pondasi abutment BH-1 menggunakan tiang pancang D50 sedangkan abutment BH-2 menggunakan D60. Panjang untuk kedua pondasi tersebut adalah 14 meter dan jumlah yang dibutuhkan adalah 15 tiang dengan konfigurasi 3x5.

Kata kunci: Oprit, Prefabricated Vertical Drain (PVD), Geotextile wall, Cerucuk, Abutment, Tiang Pancang.

REDESIGN OF OPRIT AND SUBSTRUCTURE IN SULIN-LOMBOK BRIDGE AT GERUNG / PATUNG SAPI-BIL STREET (KM. MTR 15+791)

Student Name : Ari Pramudhito
Registration Number : 3114105023
Department : Civil Engineering
Supervisor : Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Indrasurya B M., MSc., PhD

Abstract

Sulin bridge is one of the bridges on the island of Lombok, which are crucial for connecting the city of Mataram and BIL (Lombok International Airport).

When heavy rains, the bridge Sulin can not function properly because some pavement in the area oprit is flooded. In addition, the bridge pillars in the middle of the river possibilities that can arise during the flood, besides become an obstacle to the flow of river water, soil beside Pilar also susceptible to scouring. When scouring occurs continuously, it can endanger the stability of the construction and can make a new river channel resulting in loss of function of the bridge itself.

As a solution to the problems, in this final project will be discussed redesign oprit and bridge substructures without pillars. The super structure of the bridge will be modified using structural steel frame bridge spans 60 meters type A from Bina Marga.

Subgrade on oprit area is a kind of soft clay. So as to accelerate the consolidation of settlement time used PVD and given preloading. There are two alternatives ground reinforcement combination, the combination of geotextile wall and subgrade replacement, and the combination of geotextile wall and piles. Adjust the existing geometric conditions, the abutments planned with different heights. For abutment on the BH-1 planned 5 meters and for abutment on the BH-2 planned 7.7 meters.

From the calculation results showed that PVD is installed using a rectangular pattern with a distance about 1 meter. For first alternative of soil reinforcement on the BH-1 used 12 layers of geotextile wall and subgrade replacement deep is 1.5 meters. For second alternative used 12 layers of geotextile wall and using D30 of piles with 3 pole and 8 meters of length. For first alternative of soil reinforcement on the BH-2 used 22 layers of geotextile wall and subgrade replacement deep is 1.5 meters. For second alternative used 22 layers of geotextile wall and using D40 of piles with 3 pole and 8 meters of length. The costs of first and second alternative are respectively Rp.1.300.177.000,- and Rp. 1.302.958.000,- thus the alternative chosen is the first alternative with the difference in price cheaper Rp.2.781.000,- .

Abutment pile foundation on BH-1 is used D50 and on BH-2 is used D60 with 14 meters of length. The number of abutments piles on BH-1 and on BH is 15 poles with configuration of piles is 3x5.

Keywords : Oprit, Prefabricated Vertical Drain (PVD), Geotextile Wall, Piles, Abutment, Foundations Piles.

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
LEMBAR PENGESAHAN	
ABSTRAK	vii
KATA PENGANTAR	xi
DAFTAR ISI	xiii
DAFTAR GAMBAR	xvii
DAFTAR TABEL	xxi
DAFTAR LAMPIRAN	xxv

BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan	4
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Manfaat Penyusunan Tugas Akhir	5
1.6 Lokasi Perencanaan	5

BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Parameter Tanah.....	7
2.2 Korelasi Parameter Tanah	7
2.3 Perencanaan Tanah Pendekat Jembatan/ <i>Oprit</i>	10
2.3.1 Penurunan Tanah	10
2.3.2 Perencanaan Tinggi Timbunan.....	14
2.3.3 Waktu Penurunan Konsolidasi <i>Settlement</i>	15
2.3.4 Analisa Stabilitas Timbunan Menggunakan Program <i>XSTABL</i>	16
2.3.5 Perencanaan Perbaikan Tanah Dasar	17
2.3.6 Perkuatan Tanah	23
2.4 Perencanaan <i>Abutment</i>	38
2.4.1 Umum	38
2.4.2 Pembebanan	38
2.4.3 Kombinasi Pembebanan	48
2.4.4 Stabilitas <i>Abutment</i>	49

2.4.5	Perencanaan Pondasi Tiang Pancang.....	49
2.4.6	Koreksi <i>N-SPT</i>	50
2.4.7	Daya Dukung Tiang Pancang.....	51
2.4.8	Kapasitas Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral ...	53
BAB III METODOLOGI.....		61
3.1	Bagan Alir Penyelesaian Masalah.....	61
3.2	Penjelasan Bagan alir	64
BAB IV DATA DAN ANALISA.....		69
4.1	Data Tanah Dasar	69
4.1.1	Data <i>Standar Penetration Test (SPT)</i>	69
4.1.2	Korelasi Parameter Dasar Tanah	70
4.2	Data Tanah Timbunan	73
4.3	Spesifikasi <i>PVD</i>	73
4.4	Spesifikasi <i>Geotextile</i>	74
4.5	Spesifikasi Cerucuk.....	74
4.6	Spesifikasi Tiang Pancang	75
BAB V PERENCANAAN TIMBUNAN TANAN PENDEKAT JEMBATAN/OPRIT.....		77
5.1	Perhitungan Penurunan Tanah	77
5.2	Perhitungan Tinggi Timbunan	81
5.2.1	Tinggi Timbunan Awal (<i>H initial</i>)	81
5.2.2	Tinggi Timbunan Akhir (<i>H final</i>).....	81
5.3	Penentuan Tinggi Awal (<i>H initial</i>) dan Penurunan Rencana (<i>Sc perencanaan</i>)	83
5.4	Perhitungan Waktu Konsolidasi.....	85
5.5	Percepatan Konsolidasi Menggunakan <i>Preabricated Vertical Drain (PVD)</i>	86
5.6	Stabilitas Tanah Dasar.....	94
5.7	Alternatif Perkuatan Tanah.....	95
5.7.1	Perkuatan Tanah Menggunakan <i>Geotextile Wall</i>	96
5.7.2	Perkuatan Tanah Kombinasi	105
5.7.3	Biaya Perkuatan Tanah	114

5.7.4	Pemilihan Alternatif Perkuatan Tanah.....	116
-------	---	-----

BAB VI PERENCANAAN ABUTMENT 117

6.1	Umum	117
6.2	Analisis Beban Kerja pada <i>Abutment</i>	117
6.2.1	Berat Sendiri (MS)	117
6.2.2	Beban Mati Tambahan (MA)	120
6.2.3	Tekanan Tanah (TA)	121
6.2.4	Beban Lajur “D” (TD).....	122
6.2.5	Beban <i>Pedestrian</i> /Pejalan kaki (TP).....	124
6.2.6	Gaya Rem (TB)	124
6.2.7	Pengaruh Temperatur (ET)	125
6.2.8	Beban Angin (EW)	127
6.2.9	Beban Gempa (EQ)	129
6.2.10	Beban Tekanan Tanah Lateral Akibat Gempa	133
6.2.11	Beban Gesekan pada Perletakan (FB).....	134
6.3	Kombinasi Beban	134
6.3.1	Kombinasi Beban untuk Perencanaan Kerja	134
6.3.2	Kombinasi Beban pada Kondisi Ultimit	135
6.4	Perencanaan Pondasi Tiang Pancang	139
6.4.1	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	139
6.4.2	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal dalam Grup Tiang.....	141
6.4.3	Kontrol Kekuatan Bahan terhadap Gaya Aksial	146
6.4.4	Kontrol Defleksi akibat Gaya Lateral.....	147
6.4.5	Kontrol Momen <i>Crack</i>	149
6.4.5	Kontrol Tiang Pancang Sebagai Cerucuk	150
6.5	Penulangan <i>Abutment</i>	150
6.5.1	Penulangan <i>Pile Cap</i>	150
6.5.2	Penulangan <i>Breast Wall</i>	155
6.5.3	Penulangan <i>Back Wall</i>	157

BAB VII KESIMPULAN..... 159

DAFTAR PUSTAKA

“halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Layout Lokasi Perencanaan	5
Gambar 2.1	Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Trapesium	12
Gambar 2.2	Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Segiempat	13
Gambar 2.3	Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Trapesium (2).....	14
Gambar 2.4	(a) Pemasangan <i>PVD</i> Pola Susunan Bujur Sangkar, (b) Pemasangan <i>PVD</i> Pola Susunan Segitiga	19
Gambar 2.5	Diameter Equivalen <i>PVD</i>	19
Gambar 2.6	<i>Internal Stability</i>	24
Gambar 2.7	Sketsa Perencanaan <i>Geotextile</i>	24
Gambar 2.8	Sketsa Kegagalan <i>External Stability</i>	27
Gambar 2.9	Korelasi Nilai ϕ dan Faktor Daya Dukung	29
Gambar 2.10	Skema Gaya yang Diterima Cerucuk	30
Gambar 2.11	Kurva untuk Menentukan Harga F dari Berbagai Jenis Tanah	31
Gambar 2.12	Kurva untuk Menentukan Harga F_m	33
Gambar 2.13	Daya Dukung Tanah pada Tanah Berlapis	35
Gambar 2.14	Koefisien <i>Punching Shear</i> , K_s	37
Gambar 2.15	Beban lajur "D"	39
Gambar 2.16	Intensitas BTR	40
Gambar 2.17	Faktor Beban Dinamis (FBD)	40
Gambar 2.18	Pembebanan untuk Pejalan Kaki (TP)	41
Gambar 2.19	Gaya Rem Perlajur 2,75 m.....	42
Gambar 2.20	Ilustrasi Beban Angin.....	43
Gambar 2.21	Koefisien Geser Dasar (C) Zona Gempa 3	45
Gambar 2.22	Ilustrasi Gaya yang Bekerja pada Pondasi Tiang Pancang	49
Gambar 2.23	Tiang dengan <i>Pile Cap</i> Fleksibel	54
Gambar 2.24	Tiang dengan <i>Pile Cap</i> Kaku Menempel di Atas Permukaan tanah	54

Gambar 2.25	Tiang dengan <i>Pile Cap</i> Kaku Terletak pada Suatu Ketinggian.....	55
Gambar 2.26	Koefisien-koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi 1.....	57
Gambar 2.27	Koefisien-koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi 2.....	58
Gambar 2.28	Koefisien-koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi 3.....	59
Gambar 3.1	Bagan Alir Penyelesaian Masalah	61
Gambar 3.2	Bagan Alir Penyelesaian Masalah (lanjutan 1) ..	62
Gambar 3.3	Bagan Alir Penyelesaian Masalah (lanjutan 2) ..	63
Gambar 4.1	Sketsa Potongan Melintang Timbunan	74
Gambar 5.1	Sketsa Penampang Timbunan BH-1	77
Gambar 5.2	Penentuan H Bongkar	82
Gambar 5.3	Grafik Hubungan H Initial dan H Final pada BH-1	83
Gambar 5.4	Grafik Hubungan H Initial dan S_c pada BH-1 ..	84
Gambar 5.5	Grafik Hubungan Waktu Konsolidasi dan Derajat Konsolidasi untuk Pola Pemasangan <i>PVD</i> Segitiga pada BH-1.....	90
Gambar 5.6	Grafik Hubungan Waktu Konsolidasi dan Derajat Konsolidasi untuk Pola Pemasangan <i>PVD</i> Segiempat pada BH-1	90
Gambar 5.7	Sketsa Potongan Melintang Tanah BH-1	96
Gambar 5.8	Sketsa Diagram Tegangan	97
Gambar 5.9	Sketsa Perkuatan <i>Geotextile Wall</i> pada Timbunan BH-1	100
Gambar 5.10	Sketsa Diagram Tekanan Tanah Lateral	100
Gambar 5.11	Sketsa Gaya Berat pada <i>Geotextile</i>	101
Gambar 5.12	Sketsa Perkuatan <i>Geotextile Wall</i> pada Timbunan BH-2	104
Gambar 5.13	Sketsa Perkuatan Kombinasi <i>Geotextile Wall</i> dan <i>Replacement</i> Tanah dasar pada area BH-2.....	109
Gambar 5.14	Penampang Cerucuk	110

Gambar 5.15	Grafik Hubungan Jumlah Cerucuk Hitung dan Jumlah Cerucuk Asumsi.....	113
Gambar 6.1	Desain <i>Abutment</i> BH-2.....	118
Gambar 6.2	Berat Sendiri <i>Abutment</i> BH-2.....	119
Gambar 6.3	Diagram Tegangan Akibat Tekanan Tanah di Belakang <i>Abutment</i>	121
Gambar 6.4	Penyebaran Beban Arah Melintang.....	123
Gambar 6.5	Ilustrasi Gaya Rem yang Bekerja pada <i>Abutment</i> BH-2	125
Gambar 6.6	Ilustrasi Gaya Akibat Pengaruh Temperatur pada <i>Abutment</i> BH-2	126
Gambar 6.7	Ilustrasi Gaya Angin yang Bekerja	127
Gambar 6.8	Koefisien Geser Dasar (C) Zona Gempa 3	131
Gambar 6.9	Titik Tinjauan Beban pada Kombinasi Ultimit	136
Gambar 6.10	Hubungan Daya dukung Tiang dengan Kedalaman Tanah pada <i>Abutment</i> BH-2	141
Gambar 6.11	(a) Konfigurasi Tiang Pancang pada Pondasi <i>Abutment</i> BH-2, (b) Konfigurasi Tiang Pancang pada Pondasi <i>Abutment</i> BH-1	142
Gambar 6.12	Ilustrasi Gaya yang Bekerja Pada <i>Pile Cap</i> <i>Abutment</i> BH-2	151
Gambar 6.13	Hasil Analisis Tulangan <i>Breast wall</i> menggunakan Program SPColumn	156
Gambar 6.14	Dimensi <i>Back Wall</i>	157

“halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Korelasi Korelasi <i>N-SPT</i> untuk Menentukan Konsistensi Tanah.....	8
Tabel 2.2	Korelasi Korelasi <i>N-SPT</i> untuk Menentukan Konsistensi Tanah Dominan Lanau dan Lempung .	8
Tabel 2.3	Korelasi Korelasi <i>N-SPT</i> untuk Menentukan Konsistensi Tanah Dominan Pasir	9
Tabel 2.4	Korelasi Koefisien <i>Poisson</i> (μ) berdasarkan Jenis Tanah	9
Tabel 2.5	Korelasi Nilai Batas Cair (<i>LL</i>) berdasarkan Indeks Plastisitas (<i>PI</i>).....	10
Tabel 2.6	Faktor waktu (<i>Tv</i>)	15
Tabel 2.7	Harga FS Menurut Kegunaannya	25
Tabel 2.8	Kecepatan Angin (<i>Vw</i>).....	42
Tabel 2.9	Temperatur Jembatan Berdasarkan Tipe Bangunan Atas	44
Tabel 2.10	Sifat Bahan Rata-Rata Akibat Pengaruh Temperatur	44
Tabel 2.11	Kondisi Tanah untuk Koefisien Geser Dasar	45
Tabel 2.12	Faktor Kepentingan.....	46
Tabel 2.13	Faktor Tipe Bangunan	46
Tabel 2.14	Kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja	48
Tabel 2.15	Kombinasi Beban untuk Keadaan Batas Layan dan Ultimit	48
Tabel 4.1	Data Tanah BH-1	69
Tabel 4.2	Data Tanah BH-2	69
Tabel 4.3	Hasil Korelasi Parameter Tanah BH-1	72
Tabel 4.4	Hasil Korelasi Parameter Tanah BH-2	73
Tabel 5.1	Besar Penurunan Tanah Total (<i>Sc total</i>).....	80
Tabel 5.2	(a) Rekapitulasi Hasil Perhitungan H Initial dan H Final BH-1, (b) Rekapitulasi Hasil Perhitungan H Initial dan H Final BH-2.....	81
Tabel 5.3	Rekapitulasi Tinggi Timbunan	84

Tabel 5.4	Data Tanah <i>Compressible</i> BH-1	85
Tabel 5.5	Perhitungan Faktor Hambatan oleh <i>PVD</i> untuk Pola Pemasangan Segitiga pada BH-1	87
Tabel 5.6	Perhitungan Faktor Hambatan oleh <i>PVD</i> untuk Pola Pemasangan Segiempat pada BH-1	87
Tabel 5.7	Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi untuk Pola Pemasangan <i>PVD</i> Segitiga dengan Spasi 0,5 m pada BH-1	89
Tabel 5.8	Perubahan Tegangan pada Tiap Lapisan Tanah untuk U 100%	92
Tabel 5.9	Perubahan Tegangan pada Tiap Lapisan Tanah untuk U 90%	93
Tabel 5.10	Perubahan Nilai Cu pada Tinggi Timbunan Setinggi H Initial dengan U 90% pada Tanah BH-1.....	93
Tabel 5.11	Perubahan Nilai Cu pada Tinggi Timbunan Setinggi H Initial dengan U 90% pada Tanah BH-2.....	94
Tabel 5.12	Hasil Analisa Stabilitas Tanah Dasar Sebelum Pemasangan <i>PVD</i>	94
Tabel 5.13	Hasil Analisa Stabilitas Tanah Dasar Setelah Pemasangan <i>PVD</i>	95
Tabel 5.14	Data Tanah Pada Area BH-1	96
Tabel 5.15	Perhitungan <i>Sv</i>	98
Tabel 5.16	Perhitungan Panjang <i>Geotextile</i>	99
Tabel 5.17	Data Tanah Pada Area BH-2	106
Tabel 5.18	Hasil <i>Output XSTABL</i>	109
Tabel 5.19	Perhitungan FKg dan Kebutuhan Cerucuk	112
Tabel 5.20	Rekap Hasil Perhitungan Cerucuk pada Area BH-2.....	114
Tabel 5.21	Pembagian Area Perkuatan Tanah	115
Tabel 5.22	Kebutuhan Biaya Perkuatan Tanah	115
Tabel 6.1	Perhitungan Berat Sendiri Struktur Bawah.....	119
Tabel 6.2	Perhitungan Berat Total akibat Berat Sendiri	120
Tabel 6.3	Perhitungan Mati Tambahan (MA).....	121
Tabel 6.4	Kondisi Tanah untuk Koefisien Geser Dasar	130

Tabel 6.5	Perhitungan Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah X)	132
Tabel 6.6	Rekap Hasil Perhitungan Kombinasi Pembebanan untuk Tegangan Kerja pada <i>Abutment</i> BH-2	135
Tabel 6.7	Rekap Hasil Perhitungan Kombinasi Pembebanan untuk Tegangan Kerja pada <i>Abutment</i> BH-1	135
Tabel 6.8	Faktor Pembesaran Beban pada Kondisi Ultimit	136
Tabel 6.9	Rekap Kombinasi Beban Ultimit pada <i>Pile cap</i> pada <i>Abutment</i> BH-2	137
Tabel 6.10	Rekap Kombinasi Beban Ultimit pada <i>Pile cap</i> pada <i>Abutment</i> BH-1	137
Tabel 6.11	Rekap Kombinasi Beban Ultimit pada <i>Breast wall</i> pada <i>Abutment</i> BH-2	138
Tabel 6.12	Rekap Kombinasi Beban Ultimit pada <i>Breast wall</i> pada <i>Abutment</i> BH-1	138
Tabel 6.13	Hasil Perhitungan Pmax dan Pmin pada Arah X pada <i>Abutment</i> BH-2	144
Tabel 6.14	Hasil Perhitungan Kontrol Pmax dan Pmin pada Arah X Terhadap Kapasitas Tiang pada <i>Abutment</i> BH-2	144
Tabel 6.15	Hasil Perhitungan Pmax dan Pmin pada Arah Y pada <i>Abutment</i> BH-2	145
Tabel 6.16	Hasil Perhitungan Kontrol Pmax dan Pmin pada Arah X Terhadap Kapasitas Tiang pada <i>Abutment</i> BH-2	145
Tabel 6.17	Hasil Perhitungan Pmax dan Pmin pada Arah X pada <i>Abutment</i> BH-1	145
Tabel 6.18	Hasil Perhitungan Kontrol Pmax dan Pmin pada Arah X Terhadap Kapasitas Tiang pada <i>Abutment</i> BH-1	146
Tabel 6.19	Hasil Perhitungan Pmax dan Pmin pada Arah Y pada <i>Abutment</i> BH-1	146

Tabel 6.20	Hasil Perhitungan Kontrol Pmax dan Pmin pada Arah Y Terhadap Kapasitas Tiang pada <i>Abutment</i> BH-1	146
Tabel 6.21	Kontrol Momen <i>Crack Abutment</i> BH-2	149
Tabel 6.22	Kontrol Momen <i>Crack Abutment</i> BH-1	150
Tabel 6.23	Hasil Perhitungan Pu Max dan Pu Min pada Beban Arah X pada <i>Abutment</i> BH-2.....	151
Tabel 6.24	Hasil Perhitungan Pu Max dan Pu Min pada Beban Arah Y pada <i>Abutment</i> BH-2.....	152
Tabel 6.25	Hasil Perhitungan Gaya Geser dan Momen Ultimit Akibat Pu Max <i>Abutment</i> BH-2.....	152
Tabel 6.26	Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri <i>Pile cap</i> pada <i>Abutment</i> BH-2	152

DAFTAR LAMPIRAN

LAMPIRAN A

1. Gambar Jembatan Eksisting
2. Data *N-SPT* dan *Bor Log*
3. Tabel Korelasi *Cv* dan *C*
4. Spesifikasi *Geotextile*
5. Spesifikasi Tiang Pancang

LAMPIRAN B

1. Perhitungan *Oprit* BH-1
2. Perhitungan *Oprit* BH-2

LAMPIRAN C

1. Perhitungan Perkuatan *Oprit* BH-1
2. Perhitungan Perkuatan *Oprit* BH-2
3. Perhitungan Biaya Perkuatan *Oprit*

LAMPIRAN D

1. Hasil *Output XSTABL* BH-1
2. Hasil *Output XSTABL* BH-2

LAMPIRAN E

1. Perhitungan *Abutment* BH-1
2. Perhitungan *Abutment* BH-2

LAMPIRAN F

Gambar Hasil Perencanaan

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jembatan Sulin adalah salah satu prasarana transportasi darat yang memiliki peranan penting terhadap perkembangan perekonomian, sosial, politik, pertahanan dan keamanan di Pulau Lombok, mengingat lokasinya yang berada pada ruas jalan Nasional. Melihat fungsi Jembatan Sulin yang merupakan akses penghubung kota Mataram dengan BIL (Bandara Internasional Lombok), maupun sebaliknya, jembatan ini diharapkan memiliki tingkat layanan yang handal dan memadai.

Berdasarkan data kondisi eksisting, jembatan dengan ruas 4 lajur dan 2 arah ini dibangun menggunakan sistem struktur beton pratekan yang memiliki panjang bentang 60 meter dan lebar melintang 11 meter (7 meter ruas jalan dan trotoar @ 2 meter) serta memiliki satu pilar ditengah bentangnya. Apabila memperhatikan kondisi geometriknya, *abutment* jembatan satu dengan yang lain didesain dengan tinggi yang berbeda sehingga membentuk kemiringan $\pm 5\%$ pada arah memanjang. Hal tersebut dimaksudkan untuk mengikuti kontur tanah yang sudah ada. Selain itu menurut data tanah yang tersedia, *abutment* dan timbunan *oprit* jembatan dibangun diatas tanah dasar yang memiliki lapisan tanah lunak hingga kedalaman ± 7 meter. Dengan kondisi tanah dasar tersebut, maka diperlukan perhatian khusus terkait kemungkinan-kemungkinan yang dapat terjadi seperti penurunan tanah pada area timbunan *oprit* yang dapat mengakibatkan patahnya plat injak jembatan, dan terjadinya kelongsoran yang dapat membahayakan stabilitas jembatan.

Curah hujan maksimum kala ulang 50 tahunan di area Jembatan Sulin yaitu sebesar 197,83 mm dengan luas daerah tangkapan/*catchment area* yang memengaruhi sebesar 41,81 km². Ketika hujan terjadi dengan durasi yang relatif lama, besarnya curah hujan tersebut menghasilkan debit banjir sebesar 239,16 m³/detik dengan kecepatan aliran 3,46 m/detik. Pada akhir-akhir

ini, besarnya debit banjir tersebut menyebabkan permasalahan pada area Jembatan Sulin yaitu tergenangnya *oprit* jembatan yang berada pada elevasi rendah dengan tinggi genangan berkisar setinggi 1 meter. Pada saat banjir, maka akses dari dan menuju BIL tidak dapat berfungsi sebagaimana mestinya, sehingga terjadi penumpukan kendaraan yang dapat mengakibatkan kerugian waktu, tenaga dan finansial pengendara maupun pemerintah setempat. Selain itu, banjir yang terjadi dapat memicu masalah lain yaitu umur perkerasan jalan akan lebih cepat rusak dibandingkan umur rencananya. Apabila memperhatikan posisi pilar jembatan yang berada di tengah sungai, terdapat kemungkinan lain yang dapat ditimbulkan saat banjir yakni selain menjadi penghambat aliran air sungai, tanah yang berada disamping pilar juga rentan mengalami gerusan/*scouring*. Apabila *scouring* terjadi secara terus menerus, maka dapat membahayakan stabilitas konstruksi pilar atau bahkan membentuk alur sungai baru yang mengakibatkan hilangnya fungsi dari jembatan itu sendiri.

Permasalahan tersebut terjadi karena kondisi hulu sungai yang berada 400 meter dari jembatan memiliki geometrik yang berkelok-kelok dan dangkal. Saat hujan deras terjadi, kondisi geometrik sungai tersebut cenderung menjadi penghambat aliran air menuju hilir, sehingga air lebih cepat meluap ke samping sungai yang memiliki elevasi lebih rendah dibandingkan elevasi muka air banjir. Air yang meluap disamping sungai tersebut kemudian mengalir menuju elevasi yang lebih rendah dimana Jembatan Sulin berada.

Dinas Bina Marga Provinsi Balai Pelaksanaan Jalan Nasional VIII Provinsi Nusa Tenggara Barat sebagai pihak yang berwenang, merumuskan 3 alternatif solusi untuk mengatasi permasalahan itu yaitu sebagai berikut :

1. Normalisasi sungai arah hulu sepanjang ± 400 meter dan dilengkapi pengarah aliran air serta pengaman banjir dengan tanggul.
2. Normalisasi penampang sungai di bawah jembatan.

3. Melakukan peninggian *oprit* dan *abutment*.

Setelah dilakukan analisa terhadap ketiga alternatif tersebut, Bina Marga memutuskan bahwa untuk melakukan peninggian *oprit* dan *abutment* berkisar 2,28 meter yang berada pada elevasi terendah sehingga menghasilkan tinggi bebas/*free board* 1 meter. Namun solusi tersebut perlu dikaji ulang karena dengan dilakukannya peninggian *oprit* dan *abutment* akan menghasilkan beban tambahan pada jembatan. Selain itu juga solusitersebut belum mengatasi mengatasi permasalahan *scouring* yang mungkin terjadi akibat posisi pilar jembatan yang berada ditengah sungai.

Sebagai pemecahan dari permasalahan yang ada, maka didalam Tugas Akhir ini akan dibahas perencanaan ulang *oprit* dan struktur bawah jembatan untuk kondisi jembatan tanpa tanpa pilar. Struktur atas jembatan akan dimodifikasi menggunakan struktur jembatan rangka baja bentang 60 meter tipe A standar Bina Marga. Perencanaan *abutment* harus dilakukan sedemikian rupa sehingga mampu menahan beban struktur atas/*super structure* jembatan yang bekerja dan memenuhi nilai faktor kemanan stabilitas. Apabila *abutment* tidak mampu menahan beban yang bekerja, maka akan dibuatkan pondasi tiang pancang. Selain itu, perencanaan *oprit* juga harus dilakukan sedemikian rupa sehingga dapat menahan beban yang bekerja diatasnya tanpa mengalami kelongsoran dan penurunan tanah.

Oleh karena itu, hasil perencanaan ulang struktur bawah jembatan ini harus segera didapatkan agar permasalahan yang terjadi pada Jembatan Sulin dapat segera teratasi.

1.2 Perumusan Masalah

Untuk memecahkan permasalahan seperti yang telah dibahas pada bagian latar belakang, ada beberapa perumusan masalah yang perlu dilakukan, diantaranya adalah sebagai berikut :

1. Berapa besar tinggi timbunan awal (H inisial), tinggi timbunan akhir (H final), serta besarnya pemampatan tanah yang terjadi pada *oprit* jembatan ?

2. Berapa lama waktu konsolidasi yang terjadi pada timbunan *oprit* ?
3. Apabila waktu konsolidasi lebih lama dibandingkan waktu rencana, bagaimana pola dan jarak *PVD* yang diperlukan untuk mempercepat konsolidasi tersebut ?
4. Apabila diperlukan, apa alternatif perkuatan tanah yang cocok untuk mencegah terjadinya kelongoran pada *oprit* ?
5. Berapa dimensi perkuatan tanah yang cukup untuk mengatasi beban yang bekerja ?
6. Berapa harga konstruksi perkuatan tanah tersebut ?
7. Berapa dimensi *abutment* yang dibutuhkan untuk dapat menahan beban *super structure* yang bekerja ? dan berapa tulangan yang dibutuhkan ?
8. Berapa dimensi pondasi tiang pancang pada *abutment* yang mampu menahan beban yang bekerja ?
9. Bagaimana stabilitas jembatan secara keseluruhan (*overall stability*) ?

1.3 Tujuan

Adapun tujuan yang ingin dicapai dari Tugas Akhir ini adalah dapat merencanakan *oprit* dan struktur bawah jembatan yang stabil.

1.4 Batasan Masalah

Mengingat terbatasnya waktu pelaksanaan Tugas Akhir ini, maka permasalahan dibatasi pada pokok-pokok pembahasan sebagai berikut :

1. Beban struktur atas jembatan yang bekerja diambil dari beban standar Bina Marga untuk jembatan rangka baja bentang 60 meter tipe A.
2. Tidak membahas rancangan anggaran biaya (RAB), namun hanya membahas biaya konstruksi perkuatan *oprit*.
3. Tidak membahas metode pelaksanaan.

1.5 Manfaat Penyusunan Tugas Akhir

Manfaat yang didapat dari perencanaan struktur bawah ini adalah dapat menjadi alternatif dan berguna sebagai referensi dalam pembangunan *oprit* dan struktur bangunan bawah jembatan lainnya yang memiliki kemiripan karakteristik.

1.6 Lokasi Perencanaan

Jembatan Sulin berlokasi di batas wilayah antara Kabupaten Lombok Barat dengan Kabupaten Lombok Tengah tepatnya pada ruas jalan nasional Gerung/Patung Sapi – BIL (Bandara Internasional Lombok) KM. MTR 15+791, seperti terlihat pada Gambar 1.1 berikut.



Gambar 1.1 Layout Lokasi Perencanaan

Sumber : Dinas Bina Marga NTB

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Parameter Tanah

Penentuan parameter tanah merupakan tahap yang paling penting dalam perencanaan struktur bawah. Kesalahan dalam menentukan parameter tanah dapat berakibat fatal. Oleh karena itu, parameter tanah yang akan digunakan harus seakurat mungkin sehingga menggambarkan karakter tanah asli dimana bangunan akan didirikan. Untuk memperoleh nilai-nilai parameter tanah yang dibutuhkan tersebut dapat dilakukan dengan dua cara, yaitu dengan pengujian langsung dilapangan (*in situ test*) dan pengujian di laboratorium.

Didalam Tugas Akhir ini, parameter tanah diperoleh dengan cara pengujian langsung dilapangan berupa uji *Standard Penetration Test (SPT)* dan *Bore Log*. *Output* dari uji *SPT* ini adalah nilai tumbukan untuk setiap penetrasi konus yang masuk kedalam tanah. Semakin besar nilai *SPT* maka hal tersebut mengindikasikan semakin besar pula kekerasan tanah yang ditinjau, begitu pula sebaliknya.

2.2 Korelasi Parameter Tanah

Dalam perencanaan struktur bawah, seringkali data parameter tanah yang ada sangat terbatas karena pengujian tanah yang dilakukan hanya sekedar *N-SPT*, sedangkan parameter tanah yang dibutuhkan cukup banyak seperti γ , ϕ , C_u , C_c , C_s dan lain-lain. Oleh karena itu, untuk melengkapi parameter tanah lainnya diperlukan pendekatan/korelasi. Korelasi yang digunakan untuk mendapatkan parameter tanah menurut beberapa ahli adalah sebagai berikut :

- a. Konsistensi diperoleh dari korelasi berdasarkan nilai *N-SPT* yang dapat dilihat pada Tabel 2.1 s.d Tabel 2.3 berikut :

Tabel 2.1 Korelasi *N-SPT* untuk Menentukan Konsistensi Tanah

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

Sumber: Bowles (1984) dalam Wahyudi (1999)

Atau dapat juga menggunakan Tabel 2.2 s.d 2.3 berikut :

Tabel 2.2 Korelasi *N-SPT* untuk Menentukan Konsistensi Tanah Dominan Lanau dan Lempung

Konsistensi tanah	Taksiran harga kekuatan geser <i>undrained, C_u</i>		Taksiran harga <i>SPT</i> , harga <i>N</i>	Taksiran harga tahanan conus, <i>q_c</i> (dari Sondir)	
	kPa	ton/ m ²		kg/cm ²	kPa
Sangat lunak (<i>very soft</i>)	0 – 12.0	0 – 1.20	0 – 2.0	0 – 7.0	0 – 700
Lunak (<i>soft</i>)	13 – 24	1.30 – 2.4	2.5 – 5	8.0 – 14	700–1400
Menengah (<i>medium</i>)	25 – 49	2.5 – 4.9	5 – 8	15– 29	1500 –2900
Kaku (<i>stiff</i>)	50 – 99	5.0 – 9.9	9 – 15	30 –59	3000 – 5900
Sangat kaku (<i>verystiff</i>)	100 – 199	10. – 19.9.	16 – 29	60– 124	5900 – 12400
Keras (<i>hard</i>)	> 200	> 20.	> 30	> 125	> 12500

Sumber : Mochtar (2006), revised (2015)

Tabel 2.3 Korelasi *N-SPT* untuk Menentukan Konsistensi Tanah Dominan Pasir

Kondisi kepadatan	<i>Relative Density, Rd</i> (%)	Perkiraan harga <i>N-SPT</i>	Perkiraan harga ϕ (°)	Perkiraan γ_{sat} (ton/m ³)
<i>Very loose</i> (sangat renggang)	0 - 15	0 – 4	0 – 28	< 1.60
<i>Loose</i> (renggang)	15 - 35	4 – 10	28 – 30	1.50 - 2.0
<i>Medium</i> (menengah)	35 - 65	10 – 30	30 – 36	1.75 - 2.10
<i>Dense</i> (rapat)	65 - 85	30 – 50	36 – 41	1.75 - 2.25
<i>Very dense</i> (sangat rapat)	85 - 100	> 50	41*	

Sumber: Teng (1962), * Perkiraan Mochtar (2009)

- b. Angka air pori (e), kadar air jenuh (ω_{sat}) dan koefisien konsolidasi arah vertikal (C_v) diperoleh dari korelasi berdasarkan berat isi jenuh tanah (γ_{sat}) seperti yang dapat dilihat pada lampiran B-1 yang bersumber dari Wahyudi (1999).
- c. Berat jenis tanah (G_s) diperoleh dari korelasi berdasarkan jenis tanah. Menurut Hardiyatmo (2002), berat jenis dari berbagai tanah berkisar antara 2,65 sampai 2,75. Nilai berat jenis $G_s = 2,67$ biasanya digunakan untuk tanah-tanah tak berkohesi.
- d. *Poisson's ratio* (μ) diperoleh dari korelasi berdasarkan jenis tanah yang ditinjau, dapat dilihat pada Tabel 2.4 berikut :

Tabel 2.4 Korelasi Koefisien *Poisson* (μ) berdasarkan Jenis Tanah

Jenis tanah	<i>Poisson's ratio</i> (μ)
Lempung sangat lunak	0,10 – 0,30
Lempung lunak	0,15 – 0,25
Lempung sedang	0,20 – 0,50
Lempung berpasir	0,20 – 0,30

Sumber: Bowles (1977)

e. Nilai batas cair (LL) diperoleh dari korelasi berdasarkan indeks plastisitas (PI), dapat dilihat pada Tabel 2.5 berikut :

Tabel 2.5 Korelasi Nilai Batas Cair (LL) berdasarkan Indeks Plastisitas (PI)

Potensi pengembangan	Pengembangan (%) (akibat tekanan 6,9 kPa)	Persen koloid (<0,001mm) (%)	Indeks plastisitas, PI (%)	Batas Susut, SL (%)	Batas Cair, LL (%)
Sangat tinggi	> 30	> 28	> 35	> 11	> 63
Tinggi	20 - 30	20 - 31	25 - 41	7 - 12	50 - 63
Sedang	10 - 20	13 - 23	15 - 28	10 - 16	39 - 50
Rendah	< 10	< 15	< 18	< 15	< 39

Sumber : Holtz (1969); Gibbs (1969); USBR (1974) dalam Hardiyatmo (2002)

f. Koefisien pemampatan (C_c) dan koefisien pengembangan (C_s) diperoleh dari korelasi berdasarkan angka air pori (e) dan nilai batas cair (LL) menggunakan Formula Kosasih dan Mochtar (1997) berikut:

$$C_c = 0,0066 LL + 0,13e^2 - 0,13 \quad \dots (2.1)$$

$$C_s = 0,0022 LL + 0,02e^2 - 0,05 \quad \dots (2.2)$$

2.3 Perencanaan Timbunan Tanah Pendekat Jembatan/ *Oprit*

2.3.1 Penurunan Tanah

Penurunan tanah atau biasa disebut *settlement* terjadi ketika tanah dasar diberikan tambahan beban di atasnya sehingga udara atau air yang terkandung didalam pori tanah keluar. Dengan keluarnya udara atau air tersebut maka tanah akan berdeformasi sehingga terjadilah penurunan tanah atau *settlement*.

Secara umum penurunan tanah dapat dikategorikan menjadi dua jenis yaitu :

a. Penurunan segera (*immediate settlement*),

Yaitu penurunan tanah yang diakibatkan oleh perubahan elastisitas tanah tanpa terjadinya perubahan kadar air.

- b. Penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*),
Yaitu penurunan tanah yang diakibatkan oleh keluarnya air pori dari pori tanah yang mengakibatkan volume tanah berubah.

Menurut Terzaghi (1925), Formula untuk menghitung besarnya konsolidasi pada tanah lempung adalah sebagai berikut :

1. Tanah *Normally Consolidated* (NC Soil)

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

2. Tanah *Over Consolidated* (OC Soil)

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

$$S_{ci} = \left[\frac{C_s}{1+e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right] \times H_i \quad \dots (2.4)$$

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

$$S_{ci} = \left[\frac{C_s}{1+e_o} \log \frac{p'_c}{p'_o} + \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_c} \right] \times H_i \quad \dots (2.5)$$

Dimana,

H_i : tebal lapisan tanah ke-i.

e : angka pori awal dari lapisan tanah ke-i.

C_c : *Compression Index* dari lapisan ke-i.

C_s : *Swelling Index* dari lapisan ke-i.

P'_o : Tegangan *Overburden* efektif

P'_c : Tegangan prakonsolidasi efektif.

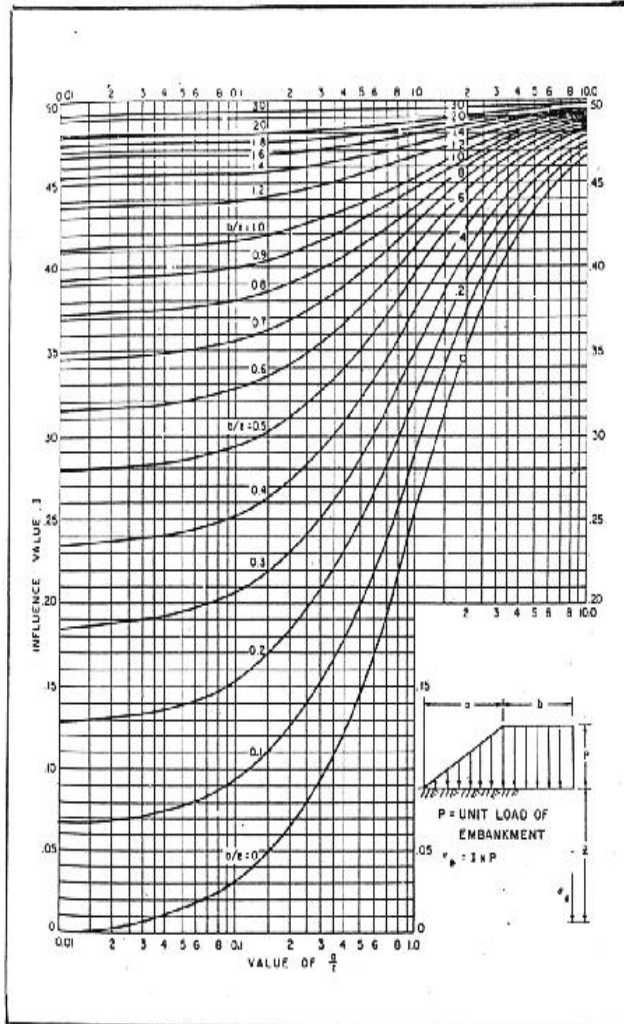
Δp : Penambahan tegangan akibat pengaruh beban timbunan yang ditinjau pada tengah lapisan.

Besarnya penambahan tegangan (Δp), dapat dihitung menggunakan Formula :

$$\Delta p = I \times q \quad \dots (2.6)$$

q : Beban timbunan (t/m^2).

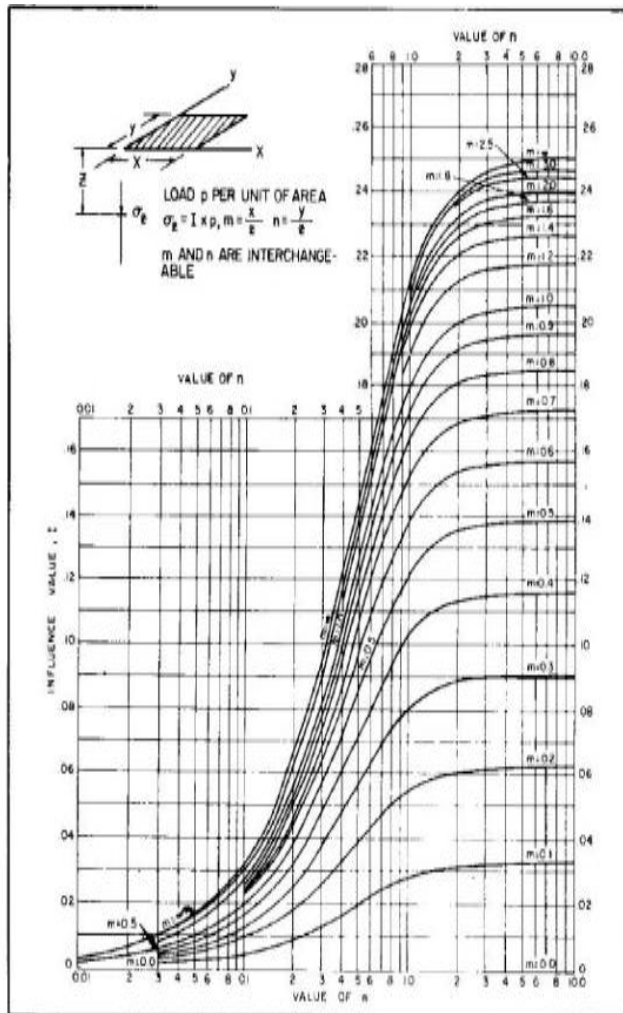
I : Faktor pengaruh yang diperoleh dari grafik NAVFAC DM - 7 (1970) pada Gambar 2.1 dan Gambar 2.2.



Influence Value for Vertical Stress Under Embankment Load of Infinite Length

Gambar 2.1 Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada
Beban Trapesium (1)

Sumber : NAVFAC DM - 7 (1970)



Gambar 2.2 Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Segiempat

Sumber : NAVFAC DM - 7 (1970)

Selain itu, penambahan tegangan (Δp) juga dapat dihitung menggunakan Formula Das (1986) :

$$\Delta p = q_0 / \pi [\{ (B_1 + B_2) / B_2 \} (\alpha_1 + \alpha_2) - B_1 / B_2 (\alpha_2)]$$

Dimana,

q_0 : Beban timbunan (t/m^2).

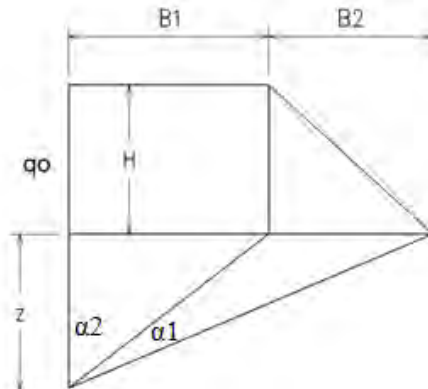
α_1 : $\tan^{-1} \{ (B_1 + B_2) / z \} - \tan^{-1} (B_1 / z)$ (radians)

α_2 : $\tan^{-1} (B_1 / z)$ (radians)

B_1 : $\frac{1}{2}$ lebar timbunan

B_2 : Panjang proyeksi horizontal kemiringan timbunan

Adapun sketsa unting menghitung Δp tersebut adalah seperti yang dapat dilihat pada Gambar 2.3 berikut.



Gambar 2.3 Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Trapesium (2)

Sumber : Das (1986)

2.3.2 Perencanaan Tinggi Timbunan

Didalam perencanaan timbunan, ada 2 kategori tinggi timbunan yang perlu direncanakan, yaitu sebagai berikut :

1. Tinggi timbunan awal ($H_{initial}$)

Yaitu tinggi timbunan yang diperlukan untuk menghasilkan H_{akhir} , yang dapat dihitung menggunakan Formula berikut :

$$H_{initial-i} = \frac{q_i + S_{ci} (\gamma_{timb} - \gamma'_{timb})}{\gamma_{timb}} \dots (2.7)$$

2. Tinggi timbunan akhir (H_{akhir})

Yaitu tinggi timbunan setelah seluruh konsolidasi selesai, atau dapat dirumuskan menggunakan Formula berikut :

$$H_{akhir-i} = H_{initial-i} - S_{ci} \quad \dots(2.8)$$

2.3.3 Waktu Penurunan Konsolidasi *Settlement*

Seperti yang telah dibahas pada Sub Bab 2.3.1 tentang penurunan tanah, konsolidasi *settlement* terjadi akibat keluarnya air pori ke lapisan yang lebih porous. Arah aliran keluarnya air pori tersebut dapat terjadi dengan dua cara yaitu :

1. Aliran keatas atau kebawah saja (*single drainage*),
2. Aliran keatas dan kebawah (*double drainage*).

Menurut Terzaghi dalam Das (1985), lamanya waktu penurunan konsolidasi (t) dapat dihitung menggunakan Formula :

$$t = \frac{T_v (H_{dr})^2}{C_v} \quad \dots (2.9)$$

Dimana,

T_v : faktor waktu berdasarkan nilai derajat konsolidasi, dapat dilihat pada Tabel 2.5.

H_{dr} : Jarak terjauh yang harus ditempuh air pori untuk keluar.

C_v : Koefisien konsolidasi akibat aliran air pori pada arah vertikal.

Tabel 2.6 Faktor Waktu (T_v)

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

Sumber : Wahyudi (1997)

Apabila lapisan tanah dasar memiliki nilai C_v yang beragam, maka harga C_v yang digunakan dalam perencanaan adalah harga C_v gabungan yang dapat dihitung menggunakan Formula ABSI (1965) berikut:

$$C_v \text{ gabungan} = \frac{(H_1+H_2+ \dots +H_n)^2}{\left[\frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \dots + \frac{H_n}{\sqrt{C_{vn}}} \right]^2} \quad \dots (2.10)$$

Dimana,

H_i : Tebal lapisan *compressible* pada lapisan ke-i.

C_{vi} : Harga C_v pada lapisan ke-i.

Untuk menentukan derajat konsolidasi akibat aliran air pori secara vetikal, maka dapat digunakan Formula berikut :

Jika \bar{U}_v antara 0 s.d.60%, maka :

$$U_v^- = \left(2\sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\% \quad \dots (2.11)$$

Jika $\bar{U}_v > 60\%$, maka :

$$U_v^- = (100 - 10^a) \% \quad \dots (2.12)$$

Dimana,

$$T_v = \frac{t.C_v}{H_{dr}^2} \quad \dots (2.13)$$

$$a = \frac{1.781 - T_v}{0.933} \quad \dots (2.14)$$

2.3.4 Analisa Stabilitas Timbunan Menggunakan *Software XSTABL*

Software XSTABL merupakan program yang dapat digunakan untuk mempermudah dan mempercepat proses menganalisis stabilitas tanah bidang miring, contohnya adalah timbunan. Adapun *input* parameter tanah yang diperlukan antara lain γ_t , c' , ϕ , letak muka air tanah, dan koordinat permukaan tanah yang akan ditinjau. Sedangkan *Output* yang dihasilkan antara lain jari-jari adalah bidang longsor, koordinat bidang longsor, angka keamanan (SF), dan momen penahan dari tanah.

2.3.5 Perencanaan Perbaikan Tanah Dasar

Metode perbaikan tanah dasar pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

2.3.5.1 Perbaikan Tanah Dasar Menggunakan Metode *Preloading*

Metode *preloading* adalah metode perbaikan tanah dasar yang dilakukan dengan cara meletakkan beban sementara diatas tanah dasar yang akan dilakukan perbaikan. Beban sementara yang dimaksud dapat berasal dari timbunan (*surcharge*), tangki air, blok beton atau beban luar lainnya. Dengan pembebanan *preloading*, diharapkan tanah dasar akan mengalami peningkatan daya dukung tanah akibat proses pemadatan.

Pada pelaksanaan metode *preloading* menggunakan timbunan (*surcharge*), tanah tidak bisa ditimbun sekaligus, namun perlu dilakukan penimbunan secara bertahap dengan ketinggian timbunan berkisar antara 0,25 - 0,6 m (tergantung kemampuan alat pemadat). Dengan penimbunan bertahap ini, perlu dipertimbangkan tinggi kritis timbunan (H_{cr}). Tinggi kritis timbunan adalah tinggi maksimum timbunan yang masih mampu ditahan oleh tanah dasar agar tidak terjadi kelongsoran/*sliding* yang dipengaruhi oleh besarnya nilai C_u (*undrained shear strength*) pada tanah dasar. Menurut Mochtar (2012), sebagai akibat terjadinya konsolidasi pada suatu lapisan tanah, maka lapisan tanah yang bersangkutan menjadi lebih padat yang berarti kekuatan tanah juga meningkat akibat kenaikan harga C_u .

Setelah diperoleh harga C_u yang baru, maka dilakukan analisa ulang untuk menghasilkan tinggi kritis timbunan. Apabila tinggi kritis timbunan menggunakan C_u baru menghasilkan SF kurang dari yang direncanakan, maka proses penimbunan bertahap perlu dihentikan sampai waktu dimana C_u baru terbentuk kembali dan menghasilkan tinggi kritis timbunan dengan SF melebihi yang direncanakan.

2.3.5.2 Percepatan Konsolidasi Menggunakan *Prevabricated Vertical Drain (PVD)*

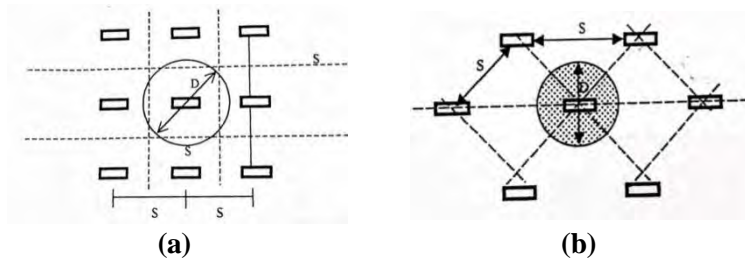
Seringkali, perbaikan tanah dasar pada tanah kompresif seperti lempung atau lempung berlanau memiliki permasalahan sangat lamanya mencapai konsolidasi sempurna bahkan dengan *preloading* yang sangat besar sekalipun. Hal tersebut diakibatkan oleh sangat kecilnya permeabilitas tanah. Salah satu cara untuk mengatasi permasalahan tersebut adalah dengan penggunaan *PVD*. Dengan penggunaan *PVD* air pori akan jauh lebih cepat keluar sehingga proses konsolidasi pun dapat selesai lebih cepat.

Konsep dari *PVD* yaitu sistem drainase vertical yang telah dijelaskan oleh Barron (1948) berdasarkan teori aliran pada arah vetikal dengan menggunakan asumsi teori Terzaghi tentang konsolidasi linier satu dimensi. Teori tersebut menetapkan hubungan antara waktu, diameter drain, jarak antara drain, koefisien konsolidasi dan rata-rata derajat konsolidasi. Penentuan waktu konsolidasi menggunakan *PVD* dapat menggunakan Formula Barron (1948) berikut:

$$t = \left(\frac{D^2}{8Ch} \right) F(n) \ln \left(\frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right) \quad \dots (2.15)$$

Dimana,

- t : Waktu yang diperlukan untuk mencapai \bar{U}_h
diameter equivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari *PVD*.
- D : = 1,13 x S untuk pola susunan bujur sangkar dan,
= 1,05 x S untuk pola susunan segitiga.
- Ch : koefisien konsolidasi untuk aliran air pori arah horisontal.
- \bar{U}_h : derajat konsolidasi tanah arah horisontal.



Gambar 2.4 (a) Pemasangan PVD Pola Susunan Bujur Sangkar, (b) Pemasangan PVD Pola Susunan Segi Tiga

Formula 2.15 kemudian dikembangkan kembali oleh Hansbo (1979) yang mendekati teori Barron. Teori Hansbo (1979) lebih sederhana dengan memasukkan dimensi fisik dan karakteristik PVD. Fungsi $F_{(n)}$ adalah merupakan fungsi hambatan akibat jarak antara titik pusat PVD. Menurut Hansbo (1979), harga $F_{(n)}$ didefinisikan dalam Formula berikut :

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

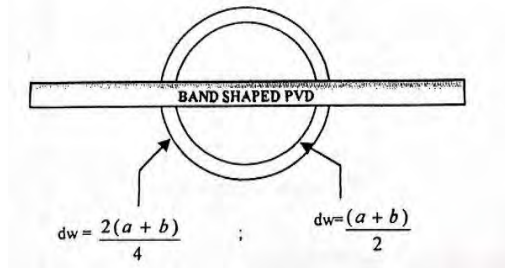
Atau,

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \left[\ln(n) - 3/4 - \left(\frac{1}{4n^2} \right) \right] \quad \dots (2.16)$$

Dimana,

n : D/d_w

d_w : Diameter ekuivalen dari *vertikal drain* (equivalen terhadap bentuk lingkaran seperti pada Gambar 2.5).



Gambar 2.5 Diameter Ekuivalen PVD

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

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

$$F_{(n)} = \ln(D/d_w) - 3/4 \quad \dots (2.17)$$

Hansbo (1979) menentukan waktu konsolidasi dengan menggunakan Formula berikut :

$$t = \left(\frac{D^2}{8.C_h}\right) \cdot (F_{(n)} + F_s + F_r) \cdot \ln\left(\frac{1}{1 - \bar{U}_h}\right) \quad \dots (2.18)$$

Dimana,

- t : Waktu yang diperlukan untuk mencapai \bar{U}_h
- D : diameter equivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari *PVD*
= 1,13 x S untuk pola susunan bujur sangkar dan,
= 1,05 x S untuk pola susunan segitiga.
- S : Jarak antara pusat *PVD*.
- C_h : koefisien konsolidasi untuk aliran air pori arah horizontal.
= $(K_h/K_v) \cdot C_v \quad \dots (2.19)$
- K_h/K_v : perbandingan antara koefisien permeabilitas tanah arah horizontal dan vertikal, untuk tanah lempung jenuh air berkisar antara 2 – 5
- \bar{U}_h : derajat konsolidasi tanah arah horizontal.
- $F_{(n)}$: faktor hambatan disebabkan karena jarak antar *PVD*.
- F_r : faktor hambatan akibat gangguan pada *PVD* sendiri.
- F_s : faktor hambatan tanah yang terganggu (*disturbed*).

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

$$F_r = \pi \cdot z \cdot (L - z) \cdot \left(\frac{kh}{qw}\right) \quad \dots (2.20)$$

Dimana,

F_r : faktor hambatan disebabkan karena jarak antar *PVD*.

z : kedalaman titik yang ditinjau pada *PVD* terhadap permukaan tanah.

L : panjang *vertical drain*.

K_h : koefisien permeabilitas arah horisontal dalam tanah yang tidak terganggu (*undisturbed*).

Q_w : *Discharge capacity* dari *drain* yang tergantung dari jenis *PVD*.

F_s merupakan faktor ada atau tidaknya perubahan tanah di sekitar *PVD* akibat pemancangan. Faktor ini memasukkan pengaruh *disturbance*(gangguan) terhadap tanah karena pemancangan. Menurut Hansbo (1979), F_s dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$F_s = \left(\frac{kh}{ks} - 1 \right) \cdot \ln \left(\frac{ds}{dw} \right) \quad \dots (2.21)$$

Dimana,

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

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

L : panjang *vertical drain*.

d_w : Diameter lingkaran ekuivalen *PVD*.

Dalam Formula 2.18, adanya faktor F_s dan F_r cenderung memperlambat kecepatan konsolidasi. Berdasarkan penyelidikan, faktor yang paling penting adalah $F_{(n)}$ sedangkan nilai F_s dapat mendekati atau lebih besar dari $F_{(n)}$ yang tergantung dari besarnya kerusakan tanah akibat pemancangan *PVD*. Berdasarkan data di lapangan didapatkan harga $F_s/F_{(n)}$ berkisar antara 1 sampai 3. Namun, untuk mempermudah perencanaan maka dapat diasumsikan $F_{(n)} = F_s$ dan harga F_r dianggap nol sehingga Formula 2.18 berubah menjadi :

$$t = \left(\frac{D^2}{8 * C_h} \right) (2 * F(n)) * \ln \left(\frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right) \quad \dots (2.22)$$

Dimana,

- t : Waktu yang diperlukan untuk mencapai \bar{U}_h
 D : diameter ekuivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari *PVD*.
 C_h : koefisien konsolidasi untuk aliran air pori arah horizontal
 $= (K_h/K_v)$... (2.23)
 \bar{U}_h : derajat konsolidasi tanah arah horisontal.
 $F_{(n)}$: faktor hambatan disebabkan karena jarak antar *PVD*.

Dengan memasukkan harga t tertentu, dapat dicari harga \bar{U}_h pada lapisan tanah yang dipasang *PVD*.

Selain konsolidasi akibat aliran pori arah horisontal, juga terjadi konsolidasi akibat aliran air pada arah vertikal \bar{U}_v . Harga \bar{U}_v tersebut dapat dihitung menggunakan Formula :

$$T_v = \frac{t.C_v}{(H_{dr})^2} \quad \dots (2.24)$$

Dimana,

- H_{dr} : Ketebalan lapisan tanah yang dipasang *PVD* (\approx panjang *PVD*).
 C_v : harga C_v tanah pada lapisan setebal panjang *PVD*
 Apabila lapisan tanah dasar memiliki nilai C_v yang beragam, maka harga C_v yang digunakan adalah seperti pada Formula 2.10.
 t : waktu konsolidasi yang dipilih.

Harga \bar{U}_v dicari dengan Formula 2.11 dan 2.12, sedangkan nilai derajat konsolidasi rata-rata \bar{U} dapat dicari dengan Formula :

$$U = [1 - (1 - U_h) * (1 - U_v) * 100\%] \quad \dots (2.25)$$

$$U_h = \left[1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{t^*8^*Ch}{D^2 * 2^* F(n)} \right)}} \right) \right] \dots (2.26)$$

2.3.6 Perkuatan Tanah

2.3.6.1 Perkuatan Tanah Menggunakan *Geotextile Wall*

Geotextile adalah suatu bahan *geosynthetic* yang berupa lembaran serat sintesis yang memiliki kuat tarik tinggi untuk menerima beban di atasnya.

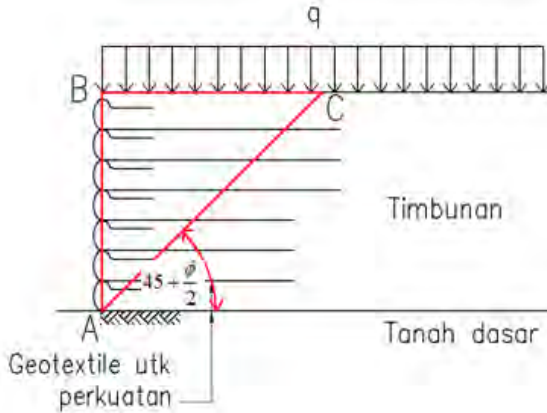
Geotextile terdiri dari dua jenis yaitu berupa anyaman (*woven geotextile*) dan bukan anyaman (*non-woven geotextile*). Pada umumnya, *geotextile* anyaman mempunyai kuat tarik dan modulus tinggi, sifat kemuluran atau elongasi rendah.

Fungsi perkuatan pada *geotekstile* dapat diterjemahkan sebagai fungsi tulangan, seperti istilah pada beton bertulang. Tanah hanya mempunyai kekuatan untuk menahan tekan, tetapi tidak dapat menahan tarik. Kelemahan terhadap tarik ini dipenuhi oleh *geotextile*. *geotextile* yang mempunyai kemampuan menahan tarik dapat memberikan perkuatan dalam bentuk tulangan dalam berbagai macam bentuk. Material ini dapat diletakkan di bawah timbunan yang dibangun di atas tanah lunak, dapat digunakan untuk membangun penahan tanah, dan dapat pula digunakan untuk perkuatan bahan susun perkerasan jalan beserta tanah dasarnya

Secara konseptual, penggunaan *geotextile* untuk dinding penahan tanah harus mampu memenuhi dua kontrol stabilitas, yakni stabilitas internal (*internal stability*), stabilitas eksternal (*external stability*).

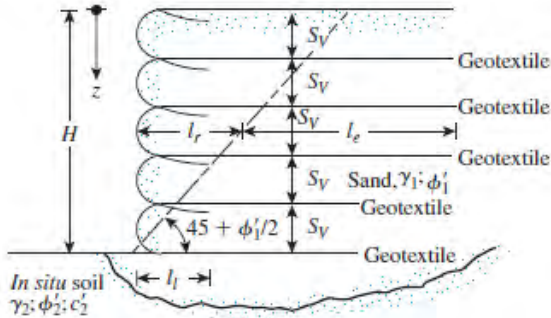
1. *Internal stability*

Kondisi ini tercapai apabila tidak terjadi longsor pada lereng ABC (lihat Gambar 2.6).



Gambar 2.6 Internal Stability

Untuk memenuhi *internal stability*, berikut adalah langkah-langkah perencanaan *geotextile* yang perlu dilakukan.



Gambar 2.7 Sketsa Perencanaan *Geotextile*

Sumber : Das (2011)

- a. Menghitung kekuatan *Geotextile* yang tersedia (T_{allow})

$$T_{allow} = \frac{T}{FS_{ID} \times FS_{CR} \times FS_{CD} \times FS_{BD}} \dots (2.27)$$

Dimana,

T_{allow} : Kekuatan *geotextile* izin.

T : Kuat tarik maksimum *geotextile* yang dipakai.

FS_{id} : FS akibat kerusakan saat pemasangan.

FS_{cr} : FS terhadap kerusakan akibat rangkai.

FS_{cd} : FS terhadap kerusakan akibat bahan kimia.

FS_{bd} : FS terhadap kerusakan akibat aktifitas biologi.

Besarnya nilai FS_{id} , FS_{cr} , FS_{cd} , dan FS_{bd} dapat dilihat pada Tabel 2.7 berikut :

Tabel 2.7 Harga FS Menurut Kegunaannya

Kegunaan	FS_{id}	FS_{cr}	FS_{cd}	FS_{bd}
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
<i>Overlay Pav.</i>	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
<i>Unpaved Road</i>	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

b. Menghitung tegangan tanah lateral (σ_h)

- Akibat tanah (σ_{hs})

Untuk perhitungan ini, digunakan Formula dari Rankine berikut :

$$\sigma_{hs} = \gamma t \cdot H \cdot K_a \quad \dots (2.28)$$

- Akibat beban merata (σ_{hq})

$$\sigma_{hq} = q \cdot K_a \quad \dots (2.29)$$

Dimana,

σ_s : Tegangan lateral tanah akibat tanah.

H : Tinggi tanah

K_a : Koefisien tekanan tanah aktif

$$= \tan^2(45 - \phi / 2) \quad \dots (2.30)$$

q : Beban merata

c. Jarak vertikal pemasangan *geotextile* (S_v)

$$S_v = T_{all} / (\sigma_h \cdot FS) \quad \dots (2.31)$$

Dimana,

S_v : Jarak vertikal pemasangan *geotextile*

T_{all} : Kekuatan *geotextile* izin.

σ_h : tegangan tanah lateral total

FS : Angka keamanan rencana.

d. Menghitung panjang *geotextile* yang dibutuhkan (L).

$$L = L_e + L_r \quad \dots (2.32)$$

$$L_e = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot SF}{2[c + \sigma_v(\tan \delta)]} \quad \dots (2.33)$$

$$L_r = (H - z) \tan(45 - \phi / 2) \quad \dots (2.34)$$

Dimana,

L_r : Panjang *geotextile* di depan bidang longsor.

L_e : Panjang *geotextile* di belakang bidang longsor
(L_e minimum = 1 m).

S_v : Jarak vertikal pemasangan *geotextile*.

σ_h : Tegangan tanah lateral total.

SF : Besarnya faktor keamanan yang direncanakan.

c : Kohesi tanah

σ_h : Tegangan tanah vertikal total.

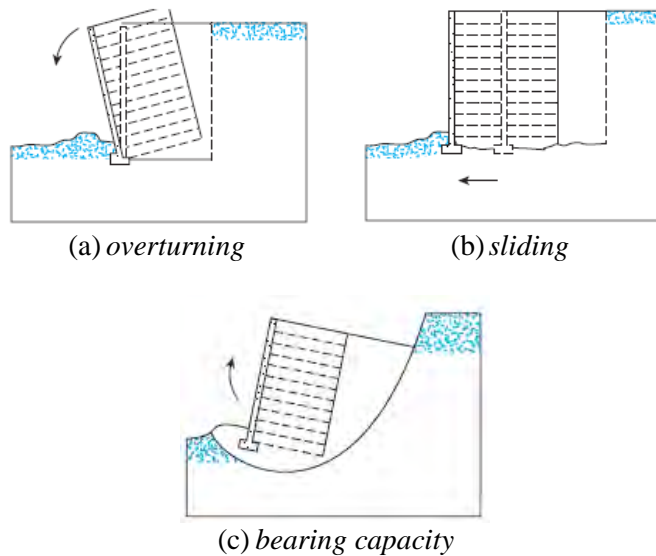
H : Tinggi tanah

e. Menghitung panjang lipatan *geotextile* (L_o)

$$L_o = 0,5 L_e \quad \dots (2.35)$$

2. External stability

External stability terdiri dari 3 jenis cek stabilitas, yakni stabilitas terhadap guling (*overturning*), geser (*sliding*) dan daya dukung tanah (*bearing capacity*). Moda kegagalan terhadap ketiga stabilitas tersebut dapat dimodelkan seperti pada Gambar 2.8 berikut.



Gambar 2.8 Sketsa Kegagalan *External Stability*

Formula perhitungan *external stability* adalah sebagai berikut :

a. Stabilitas guling (*overturning*)

Prinsip utama dari momen guling dapat ditinjau menggunakan prinsip statika dasar yang dapat dilihat pada Formula Das (2001) berikut :

$$SF_{guling} = \frac{M_p}{M_d} > 3,0 \quad \dots (2.36)$$

Dimana,

M_p : Momen penahan yang berasal dari berat sendiri tanah dikalikan dengan lengan momennya terhadap titik nol (titik guling).

M_d : Momen pendorong yang berasal dari tekanan tanah lateral tanah dikalikan dengan titik nol (titik guling)

b. Stabilitas geser (*sliding*)

Besarnya tekanan tanah aktif pada dinding *geotextile* dapat mengakibatkan *geotextile* mengalami geser. Apabila ini terjadi maka akan mengakibatkan kegagalan struktur, oleh karena itu saat mendesain *geotextile*, struktur harus mampu menahan gaya dorong tersebut. Perlawanan geser berasal dari berat sendiri tanah yang terlapis *geotextile* dan tekanan tanah aktif yang bekerja. Nilai dari stabilitas geser dirumuskan pada Formula Das (2001) berikut :

$$SF_{geser} = \frac{\sum V \cdot \tan \phi + c \cdot B}{\sum Pa} \geq 1,5 \quad \dots (2.37)$$

Dimana,

$\sum V$: total gaya vertikal yang bekerja

ϕ : sudut geser dalam tanah bidang geser ($^{\circ}$)

c : kohesi tanah bidang geser

B : lebar *geotextile* pada lapis terbawah

$\sum Pa$: total tekanan tanah aktif

c. Stabilitas daya dukung tanah (*bearing capacity*)

Nilai SF terhadap daya dukung dihitung menggunakan Formula terzaghi berikut :

$$FS_{bearing\ capacity} = \frac{qu}{q_{max}} > 1,3 \quad \dots (2.38)$$

$$qu = c \cdot Nc + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N\gamma \quad \dots (2.39)$$

$$q_{max} = \gamma \cdot H + q \quad \dots (2.40)$$

Dimana,

c : Kohesi tanah bidang geser

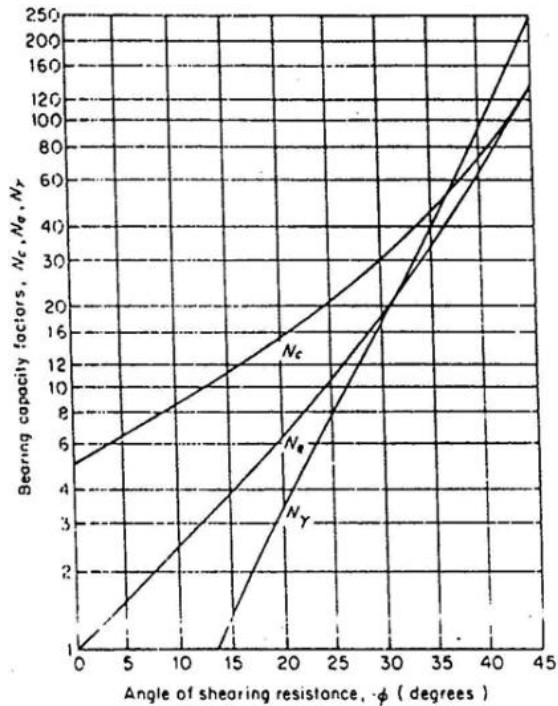
γ : Berat jenis tanah

H : Tinggi timbunan

B : Lebar *geotextile* pada lapis terbawah

q : Beban merata

$Nc, N\gamma$: Faktor daya dukung berdasarkan sudut geser tanah (lihat Gambar 2.9)



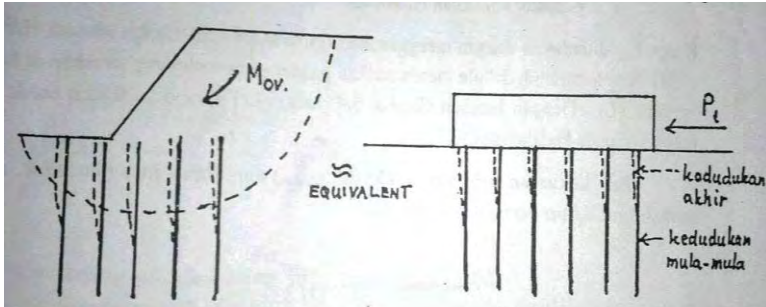
Gambar 2.9 Korelasi Nilai Φ dan Faktor Daya Dukung

2.3.6.2 Perkuatan Tanah Menggunakan Cerucuk

Penggunaan cerucuk sebagai perkuatan tanah dimaksudkan untuk menaikkan tahanan geser tanah. Secara prinsip, apabila tahanan tanah terhadap geser meningkat, maka daya dukung tanah juga akan meningkat.

Teori cerucuk yang telah dikembangkan oleh Mochtar (2000), seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.10 dengan asumsi sebagai berikut :

1. Kelomok cerucuk dianggap sebagai kelompok tiang dengan *rigid cap* dimuka tanah yang menerima gaya horizontal
2. Gaya horizontal tersebut merupakan tegangan geser yang terjadi disepanjang bidang gelincir.



Gambar 2.10 Skema Gaya yang diterima Cerucuk

Sumber : Mochtar (2000)

Untuk merencanakan perkuatan tanah menggunakan cerucuk maka langkah-langkah yang perlu dilakukan adalah sebagai berikut :

1. Menghitung faktor kekakuan relatif (T)

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}} \quad \dots (2.41)$$

Dimana,

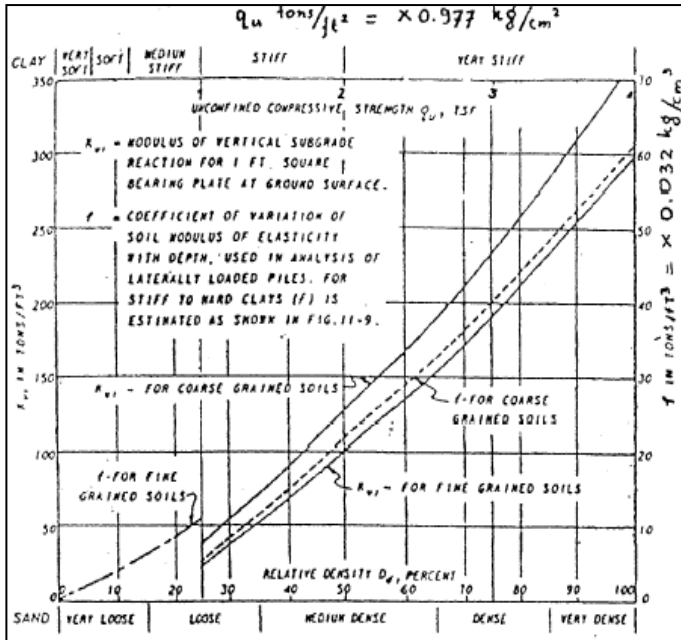
T : faktor kekakuan relatif.

E : modulus elastisitas cerucuk (kg/cm^2).

I : momen inersia penampang tiang pancang (cm^4).

f : koefisien variasi.

Harga koefisien variasi (f) diperoleh dari grafik NAVFAC DM-7 (1971) pada Gambar 2.11 berikut.



Gambar 2.11 Kurva untuk Menentukan Harga F dari Berbagai Jenis Tanah

Sumber : NAVFAC DM-7 (1971)

2. Menghitung kekuatan satu cerucuk.

$$P = \left(\frac{M_p}{F_m * T} \right) F_{kg} \quad \dots (2.42)$$

Dimana,

- P : Gaya horizontal yang diterima cerucuk (kg).
 M_p : Momen lentur yang bekerja pada cerucuk akibat beban P (kg.cm).
 F_m : Koefisien momen akibat gaya lateral P .
 T : F faktor kekakuan relatif (cm).
 F_{kg} : Faktor koreksi gabungan.

Besarnya faktor koreksi gabungan (Fkg) dihitung menggunakan Formula Mochtar (2015) berikut :

$$Fkg = 2,30.Yt.Ys.Yn.Yd \quad \dots (2.43)$$

a. Koreksi ratio tancap (Yt)

Ada beberapa Formula perhitungan Yt, yaitu :

- Jika $5 < Xt < 20$, maka $Yt = 0,1(Xt) - 0,35 \dots (2.44)$

- Jika $Xt < 5$, maka $Yt = 0,05(Xt) \dots (2.45)$

- Jika $Xt > 20$, maka $Yt = 1,45 \dots (2.46)$

Dimana, Xt adalah ratio tancap yang merupakan perbandingan antara panjang cerucuk dibawah bidang longsor (Lb) dan diameter cerucuk (D)

b. Koreksi ratio spasi (Ys)

$$Ys = -0,057(Xs)^2 + 0,614(Xs) - 0,658 \quad \dots (2.47)$$

Dimana, Xs adalah ratio spasi yang merupakan perbandingan antara spasi antar cerucuk (S) dan diameter cerucuk (D)

c. Koreksi ratio jumlah cerucuk (Yn)

$$Yn = 1,051 - 0,047(Xn) \quad \dots (2.48)$$

Dimana, Xn adalah jumlah cerucuk (n)

d. Koreksi ratio diameter (Yd)

Ada beberapa Formula perhitungan Yt, yaitu :

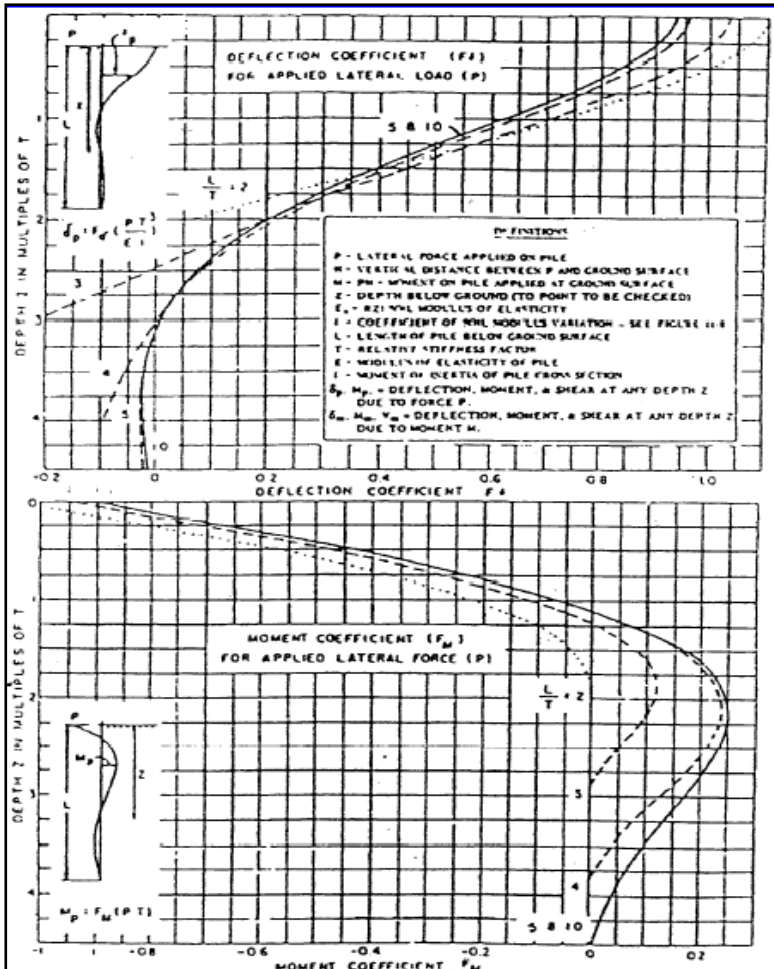
- Jika $0,1 \leq Xd \leq 0,12$,
maka $Yd = 46,616(Xd) - 3,582 \quad \dots (2.49)$

- Jika $Xd < 0,1$, maka $Yd = 1,0 \quad \dots (2.50)$

- Jika $Xd > 0,12$, maka $Yd = 2,0 \quad \dots (2.51)$

Dimana, Xd adalah ratio diameter yang merupakan perbandingan antara diameter cerucuk (D) dan faktor kekakuan relatif (T)

Harga Koefisien momen akibat gaya lateral P (Fm) diperoleh dari grafik NAVFAC DM-7 (1971) pada Gambar 2.12 dengan terlebih dahulu merencanakan panjang cerucuk yang tertahan dibawah bidang longsor (Lb).



Gambar 2.12 Kurva untuk Menentukan Harga F_m

Sumber : NAVFAC DM-7 (1971)

3. Menentukan jumlah cerucuk

Untuk menghitung banyaknya cerucuk per satuan panjang, pertama sekali ditentukan gaya horizontal tambahan pada bidang gelincir yang diperlukan untuk

menambah kekuatan geser tanah. Adapun Formula dari untuk menghitung jumlah cerucuk yaitu :

$$n = \frac{(SF_{rencana} - SF_{min}) * M_D}{P_{maks} * R} \quad \dots (2.52)$$

$$M_D = \frac{M_{res}}{SF_{min}} \quad \dots (2.53)$$

Dimana,

- n : Jumlah cerucuk yang dibutuhkan.
- SF rencana : Faktor keamanan rencana
- SF min : Harga faktor keamanan pada kelongsoran yang terjadi (*output* dari program bantu *XSTABL*)
- M_D : Momen dorong.
- P_{maks} : Gaya horizontal terbesar yang diterima satu unit cerucuk.
- R : Radius bidang longsor (*output* dari program bantu *XSTABL*).
- M_{res} : *Resistance moment* atau momen penahan tanah terhadap longsor yang terjadi (*output* dari program bantu *XSTABL*).

2.3.6.3 Perkuatan Tanah dengan Cara *Replacement* Tanah Dasar

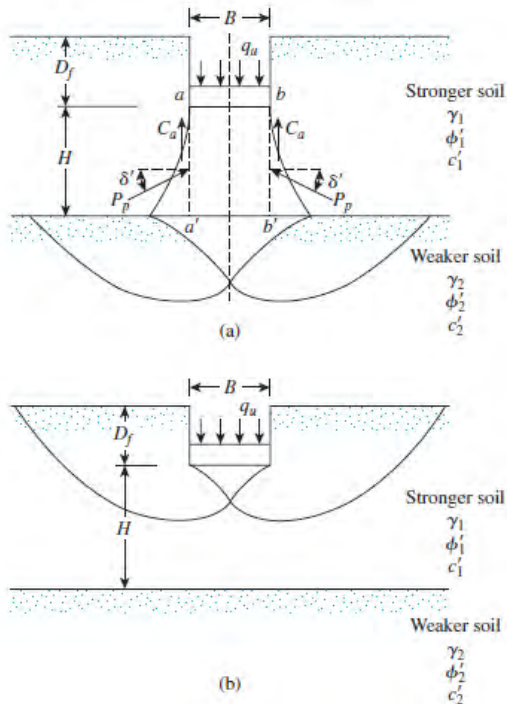
Perkuatan tanah dengan cara penggantian tanah dasar / *replacement* biasa digunakan pada lapisan tanah dasar yang memiliki daya dukung buruk yang biasanya merupakan jenis tanah lempung.

Formula daya dukung tanah yang biasa digunakan yakni $c.Nc + q.Nq + 0,5\gamma.B.N\gamma$ merupakan Formula untuk kasus tanah homogen yang memiliki nilai kohesi, sudut geser tanah, dan berat jenis tanah konstan. Namun, dalam praktiknya sering ditemukan profil tanah berlapis. Dalam hal demikian, besarnya daya dukung tanah tentu akan dipengaruhi oleh parameter tanah pada setiap lapisannya. Perhitungan untuk memperkirakan besarnya daya

dukung untuk tanah berlapis diusulkan oleh Meyerhof dan Hanna (1978) dan Meyerhof (1974).

Pada Gambar 2.13 menunjukkan pondasi menerus dangkal yang terletak pada lapisan tanah kuat yang ditopang oleh tanah yang lebih lemah.

Jika kedalaman (H) relatif kecil dibandingkan dengan lebar pondasi (B), maka kegagalan *punching shear* akan terjadi pada tanah lapis atas yang kemudian diikuti oleh kegagalan *general shear* pada tanah lapis bawah. Hal tersebut ditunjukkan pada Gambar 2.13(a). Namun, jika kedalaman (H) relatif besar, maka kegagalan akan terjadi hanya pada tanah lapis atas. Hal tersebut ditunjukkan pada Gambar 2.13(b).



Gambar 2.13 Daya Dukung Tanah pada Tanah Berlapis.

Sumber : Meyerhof dan Hanna (1978), dan Meyerhof (1974)

Apabila lapisan atas merupakan lapisan pasir kuat dan lapisan bawah merupakan tanah lempung lunak, maka kemampuan tanah tersebut dalam menerima beban di atasnya dapat dihitung menggunakan Formula berikut :

$$qb = \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) 5,14.c_2 + \gamma_1(Df + H) \quad \dots (2.54)$$

Dengan,

$$qt = \gamma_1.Df.Nq_2.Fqs_1 + 0,5\gamma_1.B.N\gamma_1.F\gamma_s_1 \quad \dots (2.55)$$

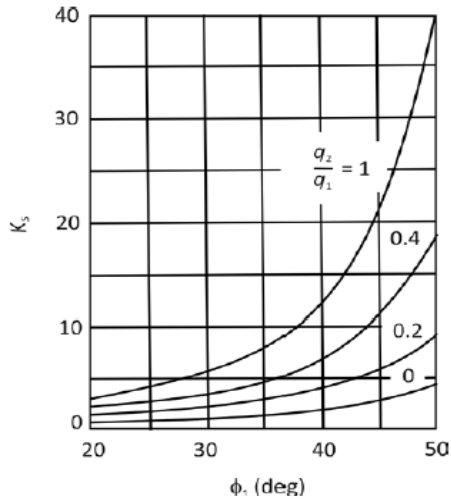
Apabila Formula 2.54 dan 2.55 digabungkan, maka :

$$qu = \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) * 5,14.c_2 + \gamma_1.H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2Df}{H}\right) \frac{Ks.tan \phi}{B} + \gamma_1.Df \leq qt \quad \dots (2.56)$$

Dimana,

- qb : Daya dukung tanah pada lapis bawah
- qt : Daya dukung tanah pada lapis atas
- qu : Daya dukung tanah *ultimate*
- γ_1 : Berat jenis tanah
- c_1 : Kohesi tanah
- B : Lebar pondasi
- L : Panjang pondasi
- Df : Kedalaman pondasi
- H : Tinggi lapisan tanah atas dibawah pondasi
- Ks : Koefisien *punching shear*
- $Fqs_1, F\gamma_s_1$: Faktor bentuk

Variasi nilai koefisien *punching shear* dapat diperoleh dengan menggunakan grafik hubungan antara q_2/q_1 dan ϕ_1 berikut :



Gambar 2.14 Koefisien *Punching Shear*, K_s

Sumber : Meyerhof dan Hanna (1978), dan Meyerhof (1974)

Besarnya nilai q_2/q_1 dapat dihitung menggunakan Formula berikut :

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 \cdot Nc_2}{0,5\gamma_1 \cdot B \cdot N\gamma_1} = \frac{5,14 \cdot c_2}{0,5\gamma_1 \cdot B \cdot N\gamma_1} \quad \dots (2.57)$$

Dimana,

C : Kohesi tanah

γ : Berat jenis tanah

B : Lebar pondasi

$Nc, N\gamma$: Faktor daya dukung berdasarkan sudut geser tanah (ϕ) (lihat Gambar 2.9)

Untuk memperoleh nilai faktor bentuk dapat dihitung menggunakan Formula berikut :

$$Fqs_1 = \left(1 + \frac{B}{L}\right) \tan \phi_1 \quad \dots (2.58)$$

$$F\gamma s_1 = 1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L} \quad \dots (2.59)$$

Dimana,

B : Lebar pondasi

L : Panjang pondasi

ϕ_1 : Sudut geser dalam tanah lapis atas

2.4 Perencanaan *Abutment*

2.4.1 Umum

Abutment adalah struktur jembatan yang berfungsi sebagai penghubung antara jalan dengan jembatan dan sekaligus sebagai penopang struktur atas jembatan serta sebagai struktur penahan tanah dibelakangan kepala jembatan. Ukuran dimensi *abutment* dihitung berdasarkan beban-beban yang bekerja. Untuk menghindari kerusakan dan kegagalan yang mungkin terjadi, maka sedapat mungkin kepala jembatan diletakan pada :

- Lereng/dinding sungai yang stabil.
- Alur sungai yang lurus, untuk menghindari tidak berfungsinya jembatan akibat perpindahan alur sungai dan untuk menghindari longsornya *abutment*.

Pada jembatan yang berada pada tikungan sungai sering kalo mengalami kerusakan pada *abutment* sebagai akibat dari *scouring* pada tikungan bagian luar sungai. *Abutment* dapat bergeser atau longsor yang mengakibatkan runtuhnya struktur atas. Untuk itu sebaiknya pembangunan jembatan pada tikungan sungai dihindari. Namun jika terpaksa membangun jembatan pada tikungan, maka perlu diberikan perkuatan pada dasar dan dinding sungai bagian luar menggunakan turap, dinding penahan tanah, bronjong dan lain-lain.

2.4.2 Pembebanan

Abutment perlu diperhitungkan terhadap semua beban yang mungkin terjadi pada jembatan. Adapun beban-beban tersebut adalah sebagai berikut :

a. Aksi dan Beban Tetap, terdiri dari :

1) Beban sendiri (MS),

yaitu berasal dari berat sendiri konstruksi struktur atas dan bawah.

- 2) Beban mati tambahan (MA),
yaitu berasal dari beban aspal *overlay*, pipa drainase, sandaran jembatan, tiang lampu dan ornamen.
- 3) Tekanan tanah (TA),
Yaitu tekanan tanah aktif yang berada dibelakang *abutment*.

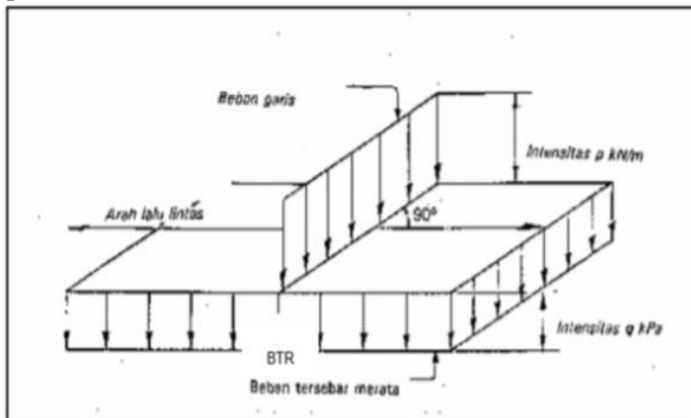
b. Beban lalu-lintas, terdiri dari :

- 1) Beban lajur "D" (TD),

Beban kendaraan yang berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (BTR) dan beban garis (BGT) seperti pada Gambar 2.15. BTR mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu-lintas seperti Gambar 2.16 atau dinyatakan dengan Formula berikut.

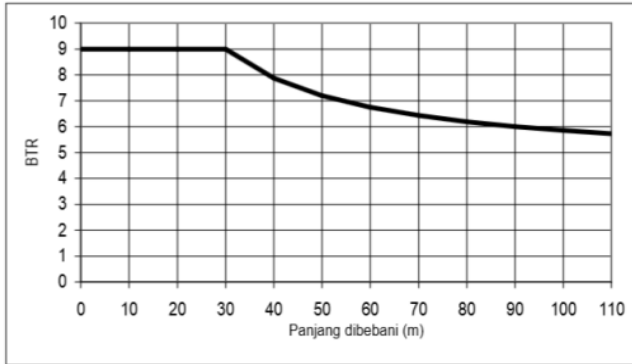
$$q = 9,0 \text{ kPa, untuk } L \leq 30 \text{ m} \quad \dots (2.61)$$

$$q = 9,0 * (0,5 + 15/L) \text{ kPa, untuk } L > 30 \text{ m} \quad \dots (2.62)$$



Gambar 2.15 Beban Lajur "D"

Sumber: RSNi-T-02-2005



Gambar. 2.16 Intensitas BTR

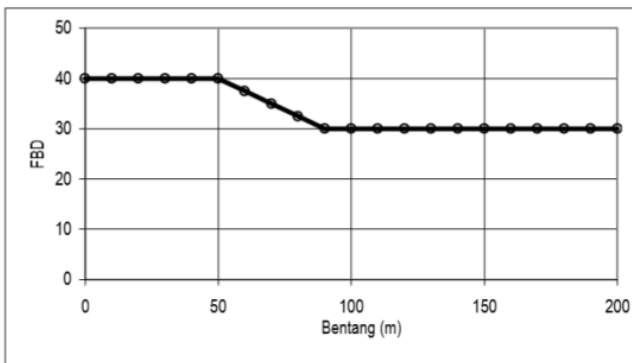
Sumber: RSNI-T-02-2005

Dalam perencannya, beban garis (BGT) yang bekerja perlu dikalikan dengan Faktor Beban Dinamis (FBD) atau faktor kejut. Besarnya nilai FBD dapat diperoleh menggunakan Formula atau dapat menggunakan grafik pada seperti pada Gambar 2.17 berikut.

$$FBD = 0,4, \text{ untuk } L \leq 50 \text{ m} \quad \dots (2.63)$$

$$FBD = 0,4 - 0,0025 * (L - 50), \text{ untuk } 50 < L < 90 \text{ m} \quad \dots (2.64)$$

$$FBD = 0,3, \text{ untuk } L \geq 90 \text{ m} \quad \dots (2.65)$$

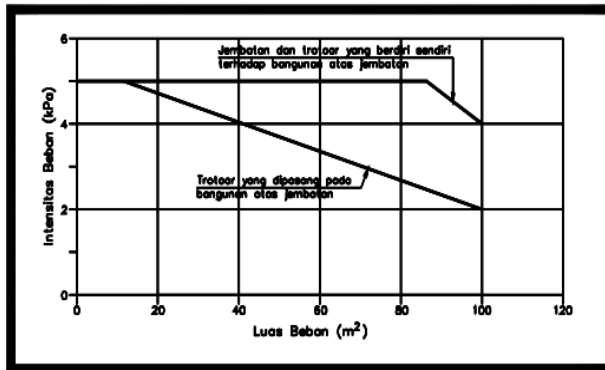


Gambar. 2.17 Faktor Beban Dinamis (FBD)

Sumber: RSNI-T-02-2005

2) Beban pedestrian (TP),

Menurut RSNI-T-02-2005 ps. 6.9, Semua elemen dari trotoar yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa. Trotoar pada jembatan harus direncanakan untuk memikul beban per m^2 dari luas yang dibebani seperti pada Gambar 2.18.

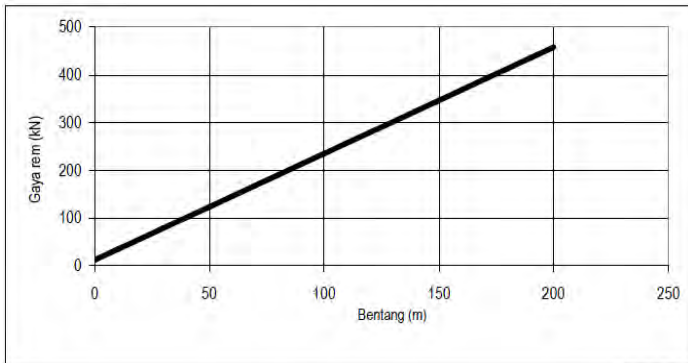


Gambar 2.18 Pembebanan untuk Pejalan Kaki (TP)

Sumber: RSNI-T-02-2005

3) Gaya rem (TB),

Bekerjanya gaya-gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurusan lalu lintas. Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dianggap bekerja pada elevasi + 1,8 m dari permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang ditentukan berdasarkan panjang total jembatan seperti pada Gambar 2.19.



Gambar 2.19 Gaya Rem Perlaajur 2,75 m

Sumber : RSNI T-02-2005

c. Aksi lingkungan, yaitu berasal dari :

1) Beban angin (EW),

Menurut RSNI T-02-2005, besarnya beban akibat gaya angin pada struktur yaitu sebesar :

- Gaya angin yang bekerja pada jembatan
 $Tew_1 = 0,006 C_w (V_w)^2 A_b$ (kN/m) ... (2.66)
- Gaya angin yang bekerja pada kendaraan
- $Tew_2 = 0,006 C_w (V_w)^2 A_b$ (kN/m) ... (2.67)

Dimana,

V_w : kecepatan angin rencana (m/s) untuk keadaan batas yang ditinjau. (lihat Tabel 2.6)

C_w : koefisien seret

= 1,2 untuk struktur atas berupa rangka

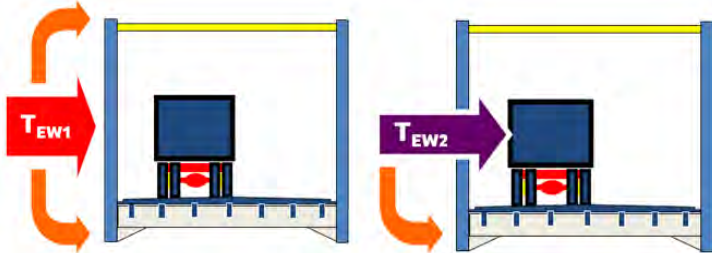
A_b : Luas ekuivalen bagian samping jembatan (m²)

Tabel 2.8 Kecepatan Angin (V_w)

Keadaan batas	Lokasi jembatan	
	≤ 5 Km dari pantai	>5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

Sumber : RSNI T-02-2005

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. Ilustrasi beban angin yang bekerja pada jembatan dapat dilihat pada Gambar 2.20 berikut :



Gambar 2.20 Ilustrasi Beban Angin

2) Pengaruh temperatur / suhu (ET),

Adanya perubahan temperatur dapat mengakibatkan terjadinya deformasi pada balok jembatan yang menyebabkan adanya gaya tambahan pada perletakan secara horizontal yang pada akhirnya akan mempengaruhi deformasi pada pilar atau *abutment*.

Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan. Besarnya temperatur jembatan berdasarkan tipe bangunan atasnya dapat dilihat pada Tabel 2.9, sedangkan sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur dapat dilihat pada Tabel 2.10 berikut :

Tabel 2.9 Temperatur Jembatan Berdasarkan Tipe Bangunan Atas

Tipe Bangunan Atas	Temperatur Jembatan Rata-rata Minimum (1)	Temperatur Jembatan Rata-rata Maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton.	15°C	40°C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	40°C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	45°C

CATATAN (1) Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m diatas permukaan laut.

Sumber : RSNI T-02-2005

Tabel 2.10 Sifat Bahan Rata-Rata Akibat Pengaruh Temperatur

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

Sumber : RSNI T-02-2005

3) Beban gempa (EQ),

Beban gempa rencana dihitung menggunakan Formula 2.68 berikut.

$$TEQ = Kh * I * Wt \quad \dots (2.68)$$

dengan, $Kh = C * S$

Dimana,

TEQ : Gaya geser dasar total (kN)

Kh : Koefisien beban gempa horisontal

C : Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah (lihat Tabel 2.11 dan Gambar 2.21)

I : Faktor kepentingan (lihat Tabel 2.12)

S : Faktor tipe bangunan (lihat Tabel 2.13)

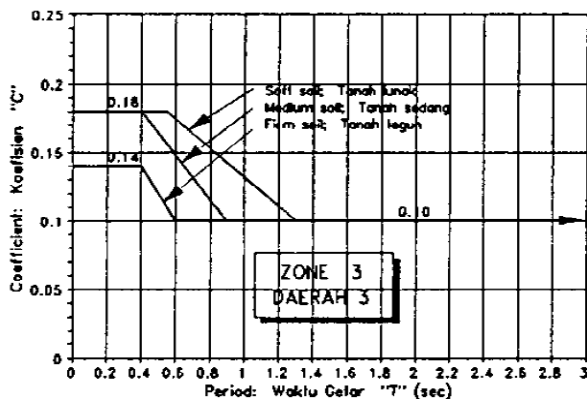
Wt : Berat total jembatan yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan = PMS + PMA (kN)

Tabel 2.11 Kondisi Tanah untuk Koefisien Geser Dasar

Jenis Tanah	Tanah Teguh	Tanah Sedang	Tanah Lunak
Untuk seluruh jenis tanah	≤ 3 m	> 3 m sampai 25 m	> 25 m
Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata tidak melebihi 50 kPa:	≤ 6 m	> 6 m sampai 25 m	> 25 m
Pada tempat dimana hamparan tanah salah satunya mempunyai sifat kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata lebih besar dari 100 kPa, atau tanah berbutir yang sangat padat:	≤ 9 m	> 9 m sampai 25 m	> 25 m
Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata tidak melebihi 200 kPa:	≤ 12 m	> 12 m sampai 30 m	> 30 m
Untuk tanah berbutir dengan ikatan matrik padat:	≤ 20 m	> 20 m sampai 40 m	> 40 m

CATATAN (1) Ketentuan ini harus digunakan dengan mengabaikan apakah tiang pancang diperpanjang sampai lapisan tanah keras yang lebih dalam

Sumber : RSNI T-02-2005

**Gambar 2.21** Koefisien Geser Dasar (C) untuk Zona Gempa 3

Sumber : RSNI T-02-2005

Tabel 2.12 Faktor Kepentingan

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

Sumber : RSNi T-02-2005

Tabel 2.13 Faktor Tipe Bangunan

Tipe Jembatan (1)	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Bertulang atau Baja	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Prategang	
		Prategang Parsial (2)	Prategang Penuh (2)
Tipe A (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe B (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe C	3,0	3,0	3,0
CATATAN (1)	Jembatan mungkin mempunyai tipe bangunan yang berbeda pada arah melintang dan memanjang, dan tipe bangunan yang sesuai harus digunakan untuk masing-masing arah.		
CATATAN (2)	Yang dimaksud dalam tabel ini, beton prategang parsial mempunyai prapenegangan yang cukup untuk kira-kira mengimbangi pengaruh dari beban tetap rencana dan selebihnya diimbangi oleh tulangan biasa. Beton prategang penuh mempunyai prapenegangan yang cukup untuk mengimbangi pengaruh beban total rencana.		
CATATAN (3)	<p>F = Faktor perangkaan $= 1,25 - 0,025 n$; $F \geq 1,00$</p> <p>n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral pada masing-masing bagian monolit dari jembatan yang berdiri sendiri-sendiri (misalnya : bagian-bagian yang dipisahkan oleh sambungan siar muai yang memberikan keleluasan untuk bergerak dalam arah lateral secara sendiri-sendiri)</p>		
CATATAN (4)	<p>Tipe A : jembatan daktail (bangunan atas bersatu dengan bangunan bawah)</p> <p>Tipe B : jembatan daktail (bangunan atas terpisah dengan bangunan bawah)</p> <p>Tipe C : jembatan tidak daktail (tanpa sendi plastis)</p>		

Sumber : RSNi T-02-2005

Waktu getar struktur dihitung dengan Formula :

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{W_{TP}}{g * Kp}} \quad \dots (2.69)$$

Dimana,

g : percepatan grafitasi (= 9,8 m/det²)

Kp : Kekakuan struktur yang merupakan gaya horisontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m)

W_{TP} : berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah.

$$= PMS \text{ (str atas) } + 1/2 \text{ 8 PMS (str bawah)}$$

4) Beban tekanan tanah lateral akibat gempa

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis dihitung dengan menggunakan faktor harga dari sifat bahan (Faktor seperti yang diberikan pada Tabel 8 RSNI T 02-2005).

5) Beban akibat gesekan pada perletakan (FB)

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban berat sendiri dan beban mati tambahan dengan menggunakan

Formula :

$$T_{FB} = \mu * PT \quad \dots (2.70)$$

Dimana,

T_{FB} : Gaya gesek yang bekerja pada perletakan

μ : Koefisien gaya gesek

Menurut SNI 2833:2008, koefisien gaya gesek untuk perletakan elastomer berkisar antara 0,16 hingga 0,18

P_T : Berat total dari berat berat sendiri dan berat mati tambahan

$$= P_{MS} + P_{MA}$$

2.4.3 Kombinasi Pembebanan.

Kombinasi pembebanan pada perencanaan *abutment* dapat menggunakan Tabel yang diberikan oleh RSNI-T-02-2005, yaitu :

Tabel 2.14 Kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja

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

Sumber : RSNI-T-02-2005

Tabel 2.15 Kombinasi Beban Untuk Keadaan Batas Layan dan Ultimit

Aksi	Kelayanan						Ultimit						
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	
Aksi Permanen :													
Berat sendiri													
Beban mati tambahan													
Susut rangak	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Pratekan													
Pengaruh beban tetap pelaksanaan													
Tekanan tanah													
Penurunan													
Aksi Transien :													
Beban lajur "D" atau beban truk "T"	X	o	o	o	o		X	o	o	o	o		
Gaya rem atau gaya sentrifugal	X	o	o	o	o		X	o	o	o			
Beban pejalan kaki		X						X					
Gesekan perletakan	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o	o	o	o
Pengaruh suhu	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o	o	o	o
Aliran / hanyutan / batang kayu dan hidrostatik / apung	o		o	X	o	o	o		X	o		o	
Beban angin			o	o	X	o	o	o	o	X		o	
Aksi Khusus :													
Gempa													X
Beban tumbukan													
Pengaruh getaran	X	X											
Beban pelaksanaan						X							X
* "X" berarti beban yang selalu aktif "o" berarti beban yang boleh di kombinasikan dengan beban aktif, tunggal atau seperti ditunjukkan.	(1) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL (2) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL = 0,7 beban "o" KBL (3) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL						Aksi permanen "X" KBU + beban aktif "X" KBU + 1 beban "o" KBL						

Sumber : RSNI-T-02-2005

2.4.4 Stabilitas *Abutment*

Menurut RSNI-T-02-2005 Ps. 11, stabilitas jembatan terhadap guling dan geser berikut komponen-komponennya harus diperhitungkan. Stabilitas bisa memenuhi apabila hubungan berikut dipenuhi :

Untuk pembebanan tegangan kerja :

$$SR \geq 2,2 SN \quad \dots (2.71)$$

Untuk keadaan batas ultimit :

$$SR \geq 1,1 SN$$

Dimana,

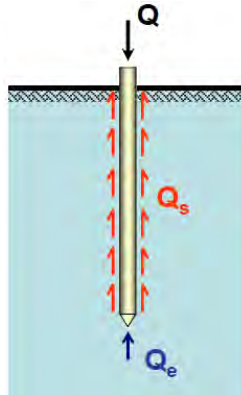
SR : Pengaruh total dari seluruh aksi nominal yang menahan guling atau geseran

SN : Pengaruh total dari seluruh aksi nominal yang menyebabkan guling atau geseran

2.4.5 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Pemakaian tiang pancang digunakan ketika tanah dasar dibawah pondasi tidak memiliki daya dukung tanah yang mampu menahan beban-beban yang bekerja di atasnya.

Prinsip perhitungan daya dukung tiang pancang adalah dengan metoda static, dimana ada 2 komponen pendukung daya dukung yaitu *skin friction* (Q_s) dan *end bearing* (Q_e) seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.22.



Gambar 2.22. Ilustrasi Gaya yang Bekerja pada Pondasi Tiang Pancang

Ada beberapa metoda untuk yang dapat dilakukan untuk memperoleh nilai daya dukung tiang pancang, salah satunya adalah metoda berdasarkan data *N-SPT* dengan Formula dari Bazaraa (1967).

2.4.6 Koreksi *N-SPT*

Data *N-SPT* (*Standard Penetration Test*) dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang, melainkan perlu dilakukan koreksi terlebih dahulu. Adapun koreksi yang dilakukan adalah sebagai berikut :

1) Koreksi terhadap muka air tanah (N_1)

Apabila tanah yang ditinjau merupakan tanah pasir halus, pasir berlanau dan pasir berlempung yang berada di bawah MAT dan $N > 15$, maka N_1 dihitung menggunakan Formula :

a. Menurut Terzaghi dan Peck, (1960) :

$$N_1 = 15 + 0,5*(N-15) \quad \dots (2.72)$$

b. Menurut Bazaraa, (1967) :

$$N_1 = 0,6 N \quad \dots (2.73)$$

Besarnya N_1 yang dipakai adalah nilai terkecil dari perhitungan point A dan B. Namun, apabila tanah yang ditinjau merupakan tanah lempung, lanau, dan pasir kasar dengan $N \leq 15$, maka tidak perlu dilakukan koreksi, sehingga $N_1 = N$.

2) Koreksi terhadap *overburden pressure* (N_2)

Hasil dari koreksi pertama, (N_1) perlu dikoreksi kembali akibat pengaruh tekanan vertikal efektif atau *overburden pressure* pada lapisan tanah dengan menggunakan Formula Bazaraa (1967) berikut :

$$N_2 = \frac{4 * N_1}{1 + 0,4 * P_o}; \text{ bila } P_o \leq 7,5 \text{ ton/m}^2 \quad \dots (2.74)$$

Atau,

$$N_2 = \frac{4 * N_1}{3,25 + 0,1 * P_o}; \text{ bila } P_o > 7,5 \text{ ton/m}^2 \quad \dots (2.75)$$

N_2 harus $\leq 2N_1$, bila dari koreksi didapat $N_2 < 2N_1$ maka dibuat $N_2 = 2N_1$

Dimana,

P_o adalah tekanan tanah vertikal efektif pada lapisan atau kedalaman yang ditinjau.

2.4.7 Daya Dukung Tiang Pancang

2.4.7.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Besarnya daya dukung ujung tiang pancang sebagai tiang tunggal dihitung menggunakan Formula Bazaraa (1967) berikut :

$$P_{ujung} = Cn_{ujung} * A_{ujung} \quad \dots (2.76)$$

Dengan,

$$Cn_{ujung} = 40 * N' \text{ (ton/m}^2\text{)} \quad \dots (2.77)$$

Dimana,

N' : harga rata-rata N_2 dari 4D dibawah ujung pancang sampai dengan 8D diatas ujung pancang

A_{ujung} : Luas ujung pancang (m^2)
 $= 1/4 * \pi * D^2$

Untuk menghitung daya dukung *skin friction* sepanjang tiang pancang dihitung dengan Formula berikut :

$$\Sigma R_{s_i} = Cl_i * As_i \quad \dots (2.78)$$

Dimana,

$Cl_i = F_{s_i}$: Hambatan geser selimut tiang pada setiap lapisan atau kedalaman

$= N_2/2$ (ton/ m^2), untuk tanah lempung dan lanau

$= N_2/5$ (ton/ m^2), untuk tanah pasir

As_i : Luas selimut pancang pada lapisan i (m^2)
 $= \pi * D * H$

Sehingga, besarnya daya dukung total pada satu tiang adalah :

$$P_{ult} = P_{ujung} + \Sigma R_{s_i} \quad \dots (2.79)$$

$$P_{ijin} = \frac{P_{ult}}{SF} \quad \dots (2.80)$$

Dimana,

SF : Faktor keamanan
 = 2,0 untuk beban sementara
 = 3,0 untuk beban tetap

Besarnya kapasitas tarik tiang pancang, dapat dihitung menggunakan Formula berikut :

$$P_{tarik} = \Sigma R s_i / SF \quad \dots (2.81)$$

2.4.7.2 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal dalam Grup

Ketika beban dari struktur atas yang bekerja melebihi kapasitas daya dukung tiang tunggal, maka perlu dipasang tiang sebanyak > 1 .

Apabila daya dukung tiang yang bekerja hanya berasal dari daya dukung ujung/*end bearing* -nya saja seperti tiang bor, maka jumlah tiang yang dibutuhkan adalah sejumlah beban dari struktur atas yang bekerja dibagi dengan kapasitas daya dukung tunggal tiangnya. Namun apabila kapasitas daya dukung tiang berasal dari daya dukung ujung/*end bearing* dan gaya gesek selimut tiang/*skin friction*, maka perlu dikalikan faktor reduksinya terlebih dahulu.

Besarnya faktor reduksi tersebut dapat dihitung menggunakan Formula Labarre (1980) berikut :

$$C = 1 - \arctan \frac{D}{S} * \left[\frac{(n-1)*m + (m-1)*n}{90*m*n} \right] \quad \dots (2.82)$$

Dimana,

C : Faktor reduksi tiang
 D : Diameter tiang
 S : Jarak antar pusat tiang terkecil
 M : Jumlah tiang dalam satu kolom dalam tiang grup
 N : Jumlah tiang dalam satu baris dalam tiang grup

Pada suatu kelompok tiang, akan terjadi kondisi dimana salah satu pondasi akan menerima beban aksial paling maksimum

(P_{\max}) dan paling minimum (P_{\min}) sehingga akan terjadi gaya tarik/cabut pada tiang tersebut. Besarnya gaya yang bekerja pada 1 tiap pancang pada kelompok tiang adalah :

$$P_{\max} = \frac{V}{n} + \frac{M_x * Y_{\max}}{\Sigma Y^2} + \frac{M_y * X_{\max}}{\Sigma X^2} \quad \dots (2.83)$$

$$P_{\min} = \frac{V}{n} - \frac{M_x * Y_{\max}}{\Sigma Y^2} - \frac{M_y * X_{\max}}{\Sigma X^2} \quad \dots (2.84)$$

Dimana,

- V : Total gaya aksial yang bekerja pada titik pusat tiang grup
 N : Jumlah tiang dalam grup
 M_x, M_y : Momen pada arah X dan Y
 Y_{max}, X_{max} : Jarak tiang terjauh dari pusat tiang grup
 $\Sigma Y^2, \Sigma X^2$: Jumlah tiang dikalikan jaraknya ke pusat tiang grup

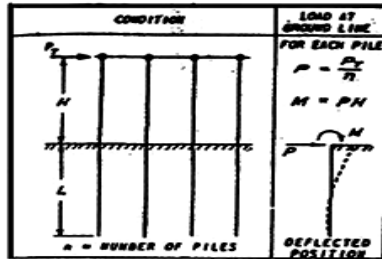
2.4.8 Kapasitas Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral

Pada kasus perencanaan *abutment*, ada beberapa gaya lateral yang bekerja diantaranya adalah gaya angin, gaya rem, gaya akibat perletakan, gaya deformasi struktur akibat temperatur, gaya tekanan tanah dan gaya gempa. Apabila *abutment* ditopang oleh pondasi tiang pancang, maka selain mampu menahan gaya aksial pondasi juga harus mampu menahan gaya lateral yang bekerja.

Formula yang biasa dipakai dalam perhitungan kapasitas gaya lateral terhadap pondasi tiang pancang adalah Formula dari NAVFAC DM-7 (1971). NAVFAC DM-7 membedakan 3 kondisi terhadap gaya lateral yang bekerja, yaitu :

- **Kondisi 1 :**

Yaitu tiang pancang dengan *pile cap* yang fleksibel atau tiang pancang dengan ujung terjepit seperti pada Gambar 2.23.



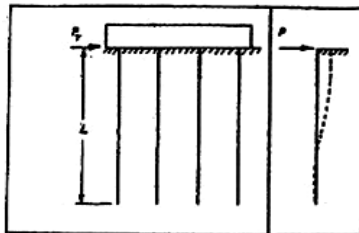
Gambar 2.23 Tiang dengan *Pile Cap* Fleksibel
Sumber : NAVFAC DM-7 (1971)

Adapun tahapan perhitungan untuk memperoleh nilai kapasitas tiang terhadap gaya lateral untuk kondisi 1 ini adalah sebagai berikut :

1. Menghitung besarnya faktor kekakuan relatif (T) seperti pada Formula 2.41.
2. Menentukan nilai koefisien defleksi ($F\sigma$), koefisien momen (FM) dan koefisien geser (FV) berdasarkan grafik pada Gambar 2.26
3. Menghitung besarnya defleksi, momen dan gaya geser yang terjadi pada kedalaman yang ditinjau berdasarkan Formula yang terdapat pada Gambar 2.26.

• **Kondisi 2 :**

Yaitu tiang pancang dengan *pile cap* kaku yang menempel diatas permukaan tanah seperti pada Gambar 2.24 berikut.



Gambar 2.24 Tiang dengan *Pile Cap* Kaku Menempel di Atas Permukaan Tanah

Sumber : NAVFAC DM-7 (1971)

Adapun tahapan perhitungan untuk memperoleh nilai kapasitas tiang terhadap gaya lateral untuk kondisi 2 ini adalah sebagai berikut :

1. Menghitung besarnya faktor kekakuan relatif (T) seperti pada Formula 2.41.
2. Menentukan nilai koefisien defleksi ($F\sigma$), koefisien momen (FM) dan koefisien geser (FV) berdasarkan grafik pada Gambar 2.27.
3. Menghitung besarnya defleksi, momen dan gaya geser yang terjadi pada kedalaman yang ditinjau berdasarkan Formula yang terdapat pada Gambar 2.27.
4. Gaya geser maksimum dianggap terjadi pada ujung atas tiang pancang, yang besarnya untuk 1 tiang pancang adalah :

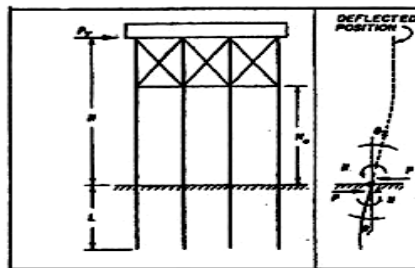
$$P = PT / n \quad \dots (2.85)$$

Dimana :

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

- Kondisi 3

Yaitu tiang pancang dengan kondisi *pile cap* kaku yang terletak pada ketinggian tertentu seperti pada Gambar 2.25 berikut :

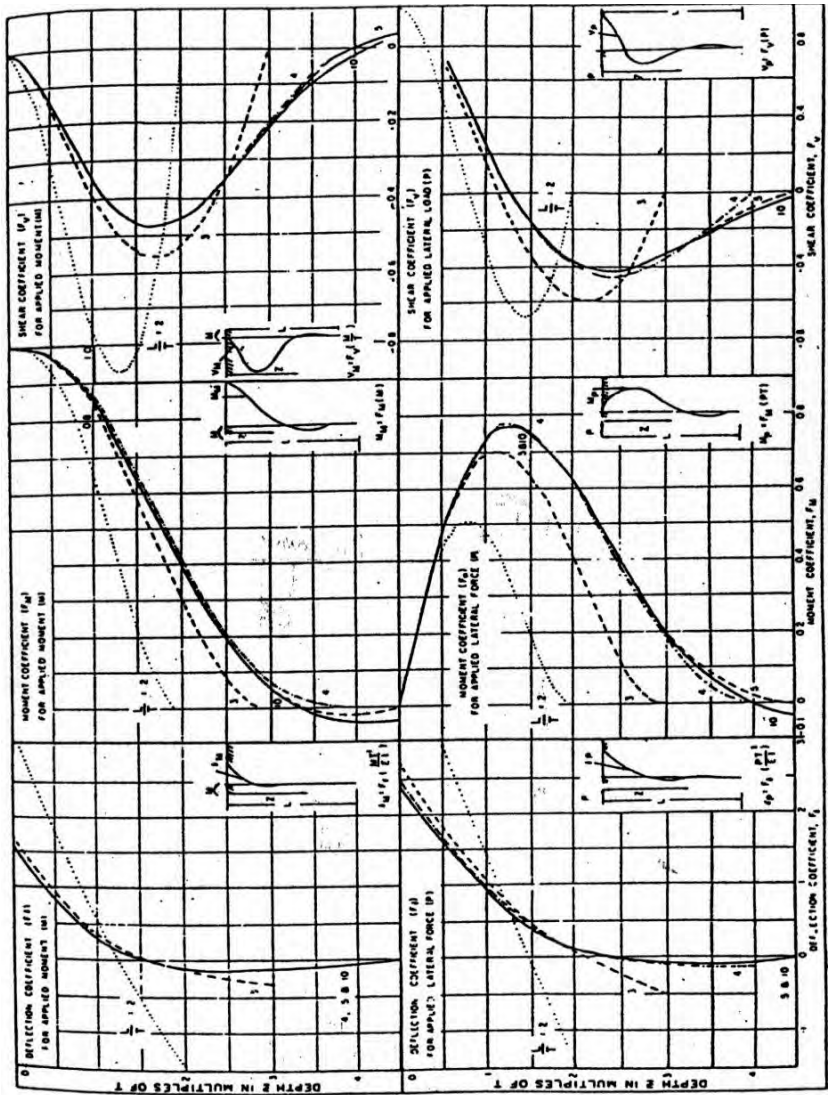


Gambar 2.25 Tiang dengan *Pile Cap* Kaku Terletak pada Suatu Ketinggian

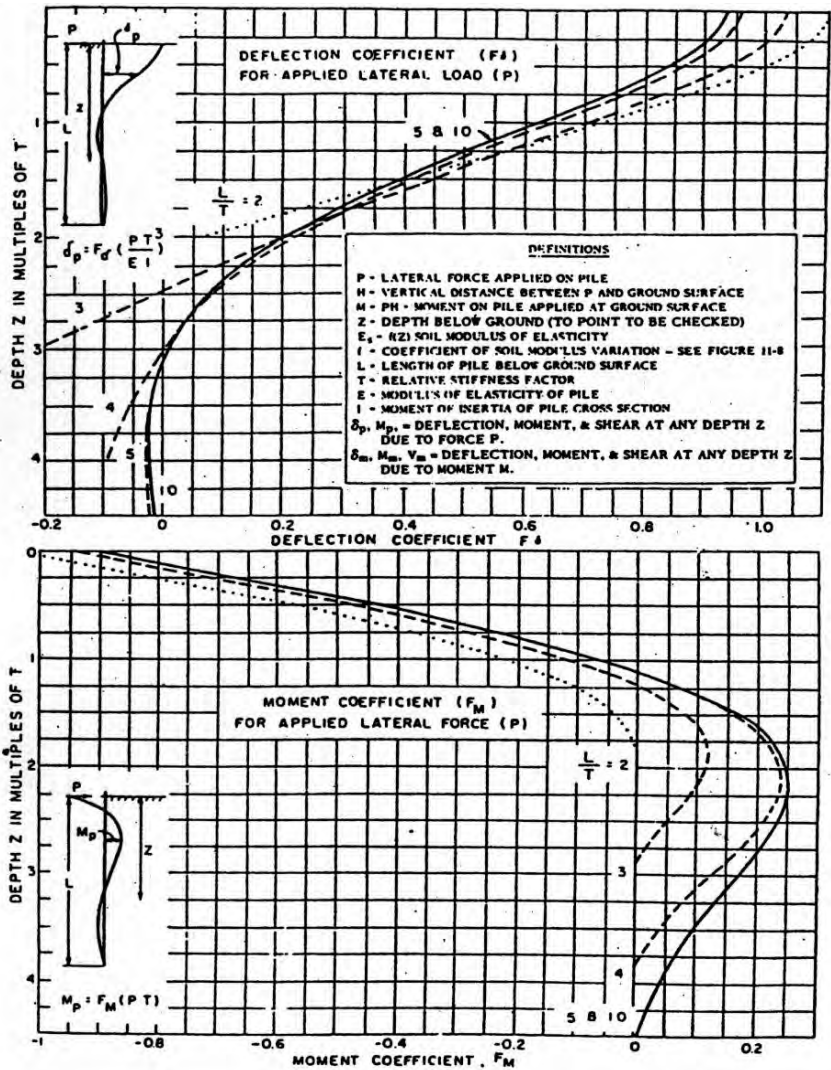
Sumber : NAVFAC DM-7 (1971)

Adapun tahapan perhitungan untuk memperoleh nilai kapasitas tiang terhadap gaya lateral untuk kondisi 3 ini adalah sebagai berikut :

1. Diasumsikan terjadi jepitan dan momen pada titik A seperti pada Gambar 2.28.
2. Menghitung besarnya sudut θ_2 diatas tanah.
3. Menghitung sudut θ_1 dari koefisien sudut ($F\theta$) dari Formula yang terdapat pada Gambar 2.28.
4. Menghitung besarnya momen berdasarkan Formula θ_1 dan θ_2 .
5. Setelah nilai M dan P diperoleh, besarnya defleksi, gaya geser dan momen dapat dihitung seperti kondisi I

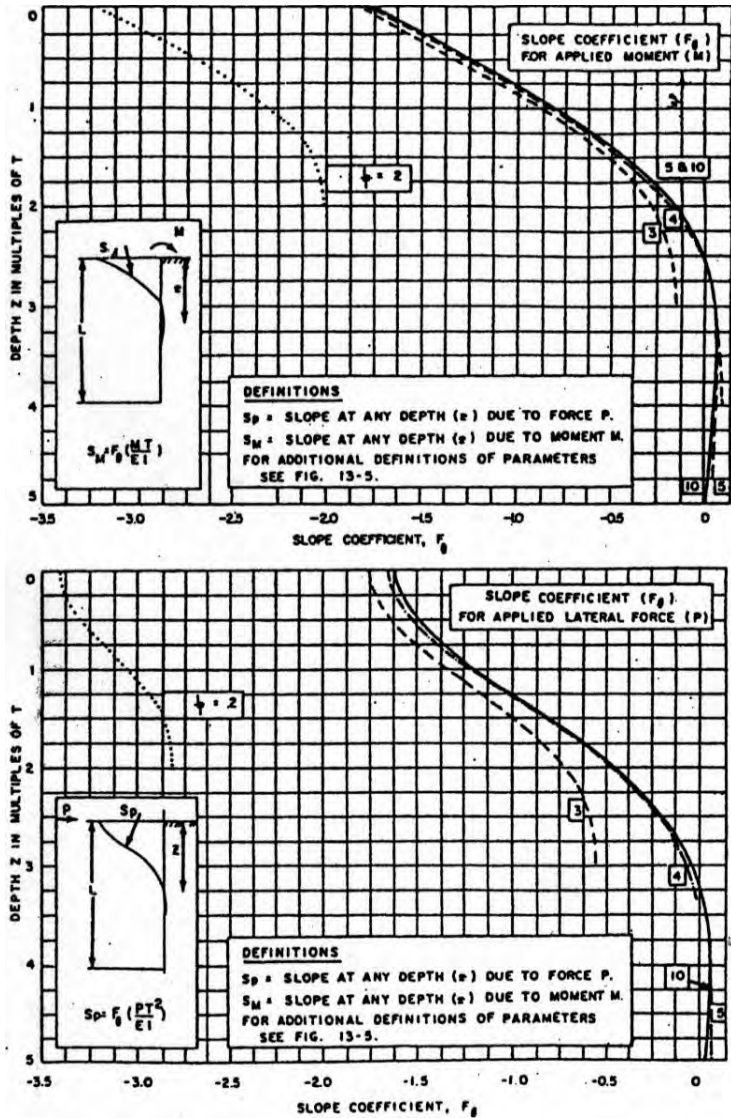


Gambar 2.26 Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi 1
 Sumber : NAVFAC DM-7 (1971)



Gambar 2.27 Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi 2

Sumber : NAVFAC DM-7 (1971)



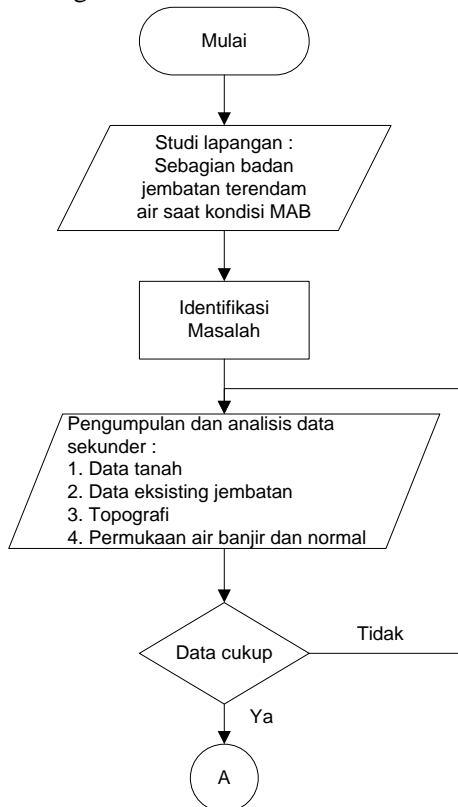
Gambar 2.28 Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi 3
 Sumber : NAVFAC DM-7 (1971)

“halaman ini sengaja dikosongkan”

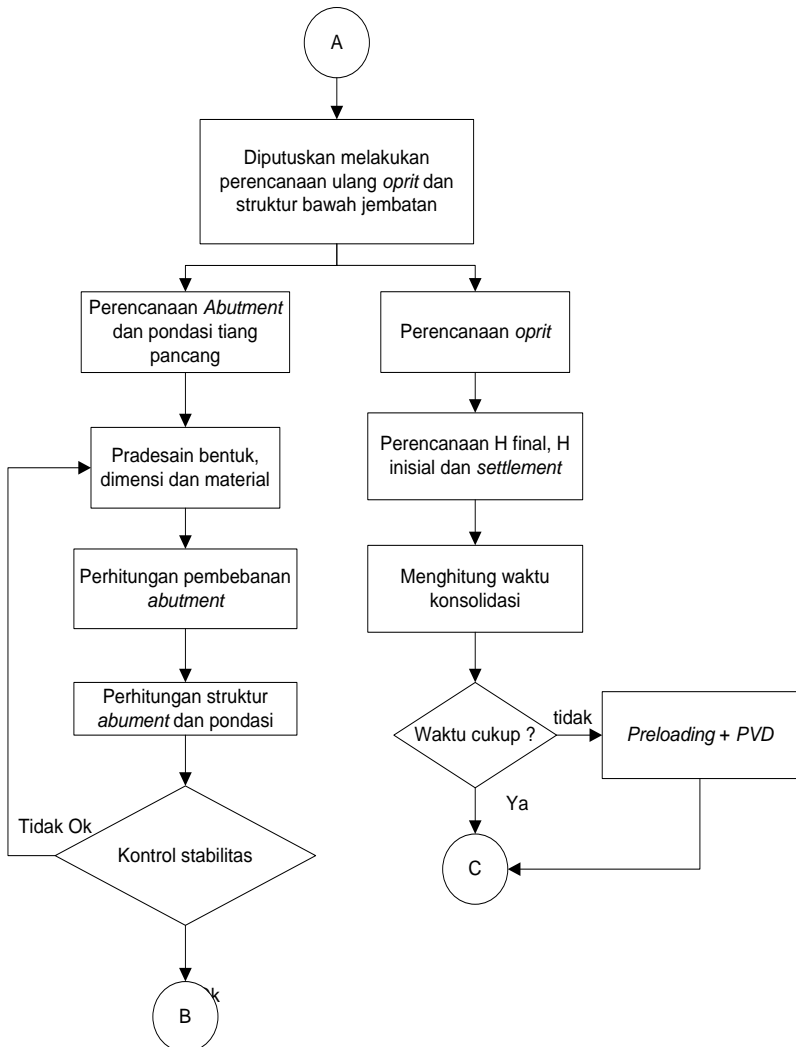
BAB III METODOLOGI

3.1 Bagan Alir Penyelesaian Masalah

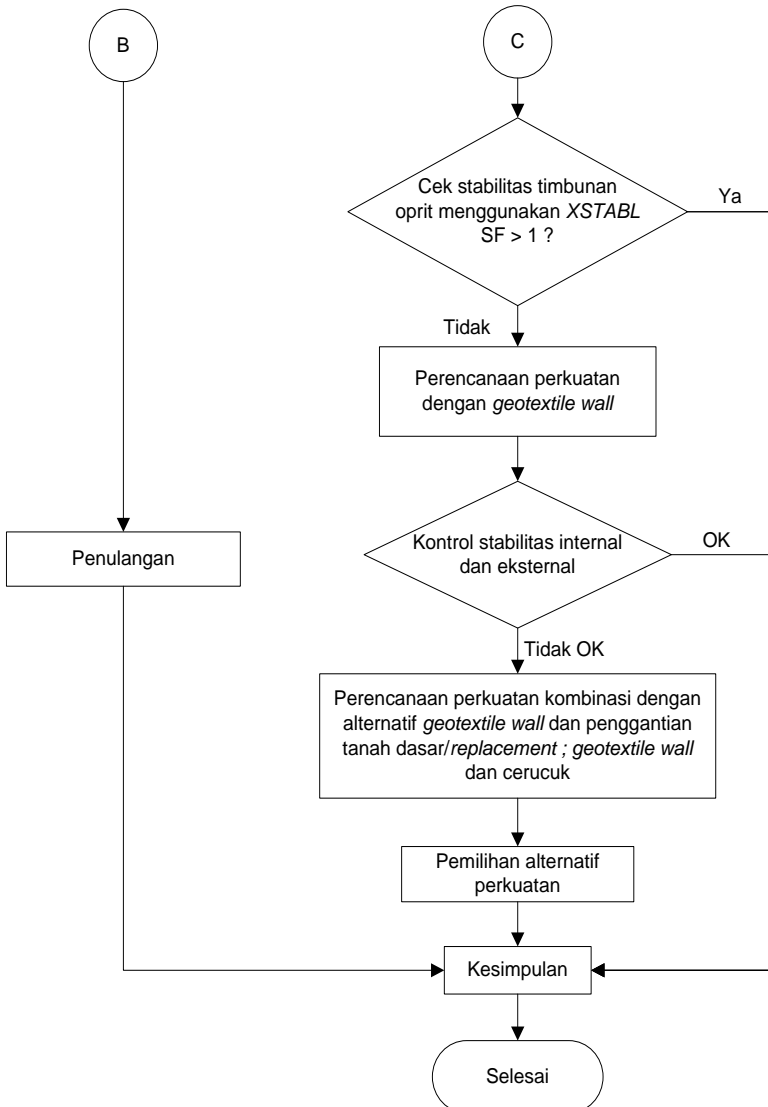
Untuk memenuhi tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini, maka penulis menggunakan metode secara sistematis seperti yang ditampilkan pada bagan alur dibawah ini.



Gambar 3.1 Bagan Alir Penyelesaian Masalah



Gambar 3.2 Bagan Alir Penyelesaian Masalah Lanjutan (1)



Gambar 3.3 Bagan Alir Penyelesaian Masalah Lanjutan (2)

3.2 Penjelasan Bagan Alir

Berdasarkan bagan alir penyelesaian, maka penjelasan tiap tahapannya dapat dijelaskan sebagai berikut :

1. Berdasarkan studi dilapangan yang dilakukan Dinas Binas Bina Marga Prov. Nusa Tenggara Barat, ditemukan permasalahan terendahnya sebagian perkerasan Jembatan Sulin setinggi kurang lebih 1 meter pada saat terjadinya hujan deras. Tingginya banjir tersebut mengakibatkan Jembatan Sulin tidak bisa dilalui kendaraan sama sekali. Selain itu, posisi pilar jembatan yang berada di tengah sungai juga menimbulkan kekhawatiran. *Scouring* oleh arus sungai secara terus menerus terhadap tanah di area pilar dapat membahayakan stabilitas pilar dan membentuk alur sungai baru pada saat kondisi banjir.
2. Identifikasi masalah berisi tentang proses kegiatan untuk mencari penyebab dari permasalahan yang ada.
3. Dilakukan pengumpulan data-data yang akan diperlukan untuk analisa penyebab permasalahan dan solusi untuk mengatasinya, meliputi :
 - Data tanah,
 - Data eksisting jembatan,
 - Topografi, dan
 - Tinggi permukaan air pada saat kondisi air banjir dan air normal.
4. Melakukan pengecekan terhadap kelengkapan data. Apabila data yang dibutuhkan telah mencukupi, maka proses pekerjaan selanjutnya dapat dilakukan. Namun, apabila tidak mencukupi maka perlu dilakukan pengumpulan data kembali.
5. Setelah menganalisa penyebab permasalahan yang ada dengan data yang ada, maka diambil keputusan untuk melakukan perencanaan ulang struktur bangunan bawah jembatan beserta timbunan tanah pendekat jembatan/*oprit*-nya.

A. Perencanaan *Abutment* dan Pondasi Tiang Pancang.

Langkah-langkah perencanaan *abutment* dan pondasinya yang berupa tiang pancang adalah sebagai berikut :

1. Pradesain, yaitu perkiraan perencanaan yang meliputi bentuk, dimensi dan material apa yang akan digunakan untuk *abutment* dan pondasinya yang mampu menahan beban yang bekerja. Untuk kasus pada Jembatan Sulin perlu diperhatikan tinggi ruang bebas jembatan/*free board* yang akan digunakan sehingga permasalahan yang telah terjadi tidak kembali terulang. Tinggi *free board* diukur dari permukaan muka air banjir tertinggi sampai batas paling bawah struktur atas jembatan. Menurut buku Perencanaan teknik jembatan pada halaman 7, besarnya tinggi *free board* untuk sungai alam yang tidak membawa hanyutan yaitu minimal 1 meter.
2. Perhitungan beban-beban yang bekerja pada *abutment*, meliputi :
 - Beban mati akibat berat sendiri struktur atas dan bawah (MS),
 - Beban mati tambahan (MA),
 - Beban akibat tekanan tanah dibelakang *abutment* (TA),
 - Beban lalu lintas (D),
 - Beban Pejalan kaki/*pedestrian* (TP),
 - Beban akibat gaya rem kendaraan (TB),
 - Beban akibat pengaruh temperatur (ET),
 - Beban angin (EW),
 - Beban gempa (EQ),
 - Beban akibat tekanan tanah lateral, dan
 - Beban akibat gesekan pada perletakan jembatan.
3. Perhitungan kekuatan struktur *abutment* dan pondasi terhadap beban yang bekerja.
4. Perhitungan kontrol stabilitas dan harus memenuhi nilai angka keamanan terhadap item-item berikut :
 - Gaya aksial maksimum yang bekerja harus lebih kecil dari kapasitas daya dukung tanah ijin terhadap tekan dikalikan faktor efisiensinya.

$$P_{max} < P \text{ tekan ijin} * E_k$$

- Gaya tarik/cabut maksimum yang bekerja harus lebih kecil dari kapasitas daya dukung tanah ijin terhadap tarik/cabut dikalikan faktor efisiensinya.

$$P_{min} < P \text{ cabut/tarik ijin}$$

- Gaya aksial maksimum yang bekerja harus lebih kecil dari kapasitas tekan ijin tiang pancang.

$$P_{max} < P \text{ tekan ijin bahan}$$

- Gaya tarik/cabut maksimum yang bekerja harus lebih kecil dari kapasitas tarik ijin tiang pancang.

$$P_{max} < P \text{ tarik/cabut ijin bahan}$$

- Defleksi tiang akibat beban lateral harus kurang dari dua centimeter.

$$\delta p < 2,0 \text{ cm}$$

- Momen maksimum yang bekerja harus lebih kecil dari kapasitas momen retak tiang pancang.

$$M_p < M_{cr}$$

- Stabilitas keseluruhan :

Jumlah tiang pancang perlu \leq jumlah tiang pancang terpasang.

5. Perhitungan penulangan.

B. Perencanaan Timbunan Tanah Pendekat Jembatan/Oprit.

Langkah-langkah perencanaanya adalah sebagai berikut :

1. Merencanakan tinggi H_{final} dan $H_{inisial}$ timbunan *oprit* yang akan digunakan dan dicari besarnya konsolidasi *settlement* yang terjadi.
2. Perhitungan waktu konsolidasi *settlement*.
3. Apabila waktu konsolidasi \leq waktu yang direncanakan maka dapat dilanjutkan ke langkah 4. Namun, apabila waktu konsolidasi $>$ waktu yang disediakan maka perlu percepatan waktu konsolidasi menggunakan metode *preloading* dan *PVD*.
4. Pengecekan terhadap stabilitas timbunan *oprit* yang direncanakan menggunakan program bantu *XSTABL*.
5. Apabila nilai SF timbunan *oprit* $>$ 1 maka hal tersebut

- menandakan lereng aman dari longsor. Namun apabila $SF < 1$, maka perlu diberikan perkuatan agar longsor tidak terjadi.
6. Perencanaan perkuatan tanah menggunakan *geotextile wall*.
 7. Dilakukan pengecekan kembali terhadap stabilitas internal maupun eksternal. Apabila dengan perkuatan yang ada telah memenuhi persyaratan stabilitas, maka analisa dapat dilanjutkan pada proses selanjutnya. Namun apabila tidak memenuhi, maka perlu diberikan perkuatan tanah tambahan.
 8. Perkuatan tambahan yang dimaksud adalah dengan cara mengkombinasikan *geotextile* dan penggantian tanah dasar/*replacement* menggunakan material yang lebih baik, atau dengan mengkombinasikan *geotextile* dan cerucuk.
 9. Pemilihan alternatif perkuatan kombinasi dengan dasar pemilihan berupa harga pelaksanaan paling ekonomis.
 10. Setelah memenuhi seluruh tahapan yang ada, selanjutnya dibuatkan kesimpulan terhadap desain akhir yang akan digunakan.
 11. Selesai

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV DATA DAN ANALISA

4.1 Data Tanah Dasar

Didalam Tugas Akhir ini, parameter tanah dasar diperoleh hanya dengan cara pengujian langsung dilapangan berupa uji *Standard Penetration Test (SPT)* dan *Bore log* yang diperoleh dari data sekunder dan didapatkan kedalaman tanah lunak sedalam 7,5 meter untuk BH-1 dan 6,5 meter untuk BH-2. Pengujian tersebut hanya menghasilkan sebagian parameter tanah saja, sehingga untuk memperoleh parameter tanah lainnya penulis melakukan korelasi parameter tanah dari data *SPT* yang tersedia.

4.1.1 Data *Standar Penetration Test (SPT)*

Dalam hal ini pengujian *SPT* dilakukan pada dua titik, yaitu BH-1 pada area *abutment* 1 (sisi barat laut jembatan) dan BH-2 pada area *abutment* 2 (sisi tenggara jembatan). Hasil dari pengujian tersebut dapat dilihat pada Lampiran A2, sedangkan rekap datanya dapat dilihat pada Tabel 4.1 dan 4.2 berikut.

Tabel 4.1 Data Tanah BH-1

Kedalaman (m)	Deskripsi Tanah	<i>N-SPT</i>
0 - 3	Lempung	3
3 - 6	Lempung berlanau	4
6 - 9	Lempung berlanau	18
9 - 12	Lempung	25
12 - 14	Pasir kasar	> 50

Sumber : Bina Marga Prov. NTB

Tabel 4.2 Data Tanah BH-2

Kedalaman (m)	Deskripsi Tanah	<i>N-SPT</i>
0 - 3	Lempung	4
3 - 6	Lempung berlanau	7
6 - 9	Lempung	25
9 - 12	Lanau kelepungan	27
12 - 14	Lanau kelepungan	> 50

Sumber : Bina Marga Prov. NTB

4.1.2 Korelasi Parameter Tanah Dasar

Pada Tugas Akhir ini data tanah yang tersedia untuk melakukan analisa sangat terbatas yakni hanya sebatas data *N-SPT*, sedangkan parameter tanah yang dibutuhkan masih cukup banyak seperti γ , ϕ , C_u , C_c , C_s dan lain-lain. Oleh karena itu, untuk melengkapi parameter tanah tersebut maka dilakukan korelasi parameter tanah seperti yang telah dibahas pada Sub Bab 2.2. Korelasi dilakukan pada tanah lunak yang mampu memampat/*collapsible soil*, yaitu tanah dengan konsistensi sangat lunak/*very soft* ($N-SPT < 2,5$) hingga sedang/*medium stiff* ($N-SPT$ 5-10). Korelasi parameter tanah dilakukan dengan tahapan sebagai berikut :

1. Menghitung kedalaman *collapsible soil* maksimum (D), yakni kedalaman tanah pada kondisi *N-SPT* bernilai 10. Adapun contoh perhitungannya adalah sebagai berikut :

Diketahui data pada BH-1 :

$N-SPT$: 4, ditemukan pada kedalaman tanah - 6 m,

$N-SPT$: 18, ditemukan pada kedalaman tanah - 9 m,

Kemudian dari data yang ada dicari $N-SPT$ bernilai 10 dengan cara interpolasi, yaitu:

$$D = 6 + \left(\frac{(10-4) \cdot (9-6)}{(18-4)} \right) = 7,285 \approx 7,5 \text{ m}$$

2. Menghitung korelasi konsistensi tanah berdasarkan nilai *N-SPT*. Berat isi jenuh tanah (γ_{sat}) diperoleh menggunakan Tabel 2.1, kekuatan geser tanah *undrained* (C_u) dan taksiran harga tahanan conus (Q_c) menggunakan Tabel 2.2, *relative density* (R_d) dan sudut geser dalam tanah (ϕ) menggunakan Tabel 2.3. Adapun contoh perhitungannya pada BH-1 adalah sebagai berikut :

Diketahui $N-SPT$: 3 pada D : -3m, dengan cara interpolasi diperoleh :

$$\rightarrow \gamma_{sat} = 14 + \left(\frac{(3-0) \cdot (18-14)}{(3-0)} \right) = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\rightarrow C_u = 13 + \left(\frac{(3-2,5) \cdot (24-13)}{(5-2,5)} \right) = 15,2 \text{ kPa}$$

$$\rightarrow Q_c = 700 + \left(\frac{(3-2,5) \cdot (1400-700)}{(5-2,5)} \right) = 840 \text{ kPa}$$

→Nilai R_d dan \emptyset tidak dihitung, karena tanah yang ditinjau bukan tanah pasir.

3. Menghitung korelasi nilai angka air pori (e), kadar air jenuh (ω_{sat}) dan koefisien konsolidasi arah vertikal (C_v) berdasarkan berat isi jenuh tanah (γ_{sat}) seperti yang dapat dilihat pada Lampiran A3 yang bersumber dari Wahyudi (1999). Adapun contoh perhitungannya pada tanah BH-1 adalah sebagai berikut :

Diketahui $\gamma_{sat} : 1,8 \text{ gr/cm}^3$ pada $D : -3\text{m}$. Maka dengan cara interpolasi diperoleh :

$$\rightarrow e = 1,25 + \left(\frac{(1,8-1,76) \cdot (1,08-1,25)}{(1,82-1,76)} \right) = 1,14$$

$$\rightarrow \omega_{sat} = 39,9 + \left(\frac{(1,8-1,76) \cdot (46,3-39,9)}{(1,82-1,76)} \right) = 44,17 \%$$

$$\rightarrow C_v = 0,0007 + \left(\frac{(1,8-1,76) \cdot (0,0008-0,0007)}{(1,82-1,76)} \right) \\ = 0,0008 \text{ cm}^2/\text{s}$$

4. Menghitung korelasi nilai berat jenis tanah (G_s) berdasarkan jenis tanah. Menurut Haridyatmo (2002) Nilai berat jenis $G_s = 2,67$ biasanya digunakan untuk tanah-tanah tak berkohesi
5. Menghitung korelasi nilai *poisson's ratio* (μ) berdasarkan jenis tanah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.4. Adapun contoh perhitungannya pada tanah BH-1 adalah sebagai berikut :

Diketahui $N-SPT : 3$ pada $D : -3\text{m}$, sehingga termasuk kategori tanah lempung lunak. Maka, dengan cara interpolasi diperoleh :

$$\rightarrow \mu = 0,15 + \left(\frac{(3-2,5) \cdot (0,25-0,15)}{(5-2,5)} \right) = 0,17$$

6. Menghitung korelasi nilai nilai batas cair (LL) berdasarkan indeks plastisitas (PI) yang ditinjau sesuai Tabel 2.5. Adapun contoh perhitungannya pada tanah BH-1 adalah sebagai berikut :

Diasumsikan PI untuk tanah lunak : 30% pada $D : -3\text{m}$. Maka, dengan cara interpolasi diperoleh :

$$\rightarrow LL = 50 + \left(\frac{(30-25) \cdot (63-50)}{(41-25)} \right) = 54,06 \%$$

7. Menghitung korelasi nilai koefisien pemampatan (C_c) berdasarkan nilai angka air pori (e) menggunakan formula Kosasih dan Mochtar (1997). Adapun contoh perhitungannya pada tanah BH-1 adalah sebagai berikut :

Diketahui $e : 1,14$ pada $D : -3m$. Maka, diperoleh :

$$\rightarrow Cc = 0,0066 LL + 0,13e^2 - 0,13$$

$$\rightarrow Cc = 0,0066 * 54,06 + 0,13 * 1,14^2 - 0,13 = 0,41$$

$$\rightarrow Cs = 0,0022 LL + 0,02e^2 - 0,05$$

$$\rightarrow Cs = 0,0022 * 54,06 + 0,02 * 0,13^2 - 0,05 = 0,10$$

Setelah dilakukan tahapan 1 hingga 7 pada setiap kedalaman tanah, maka hasilnya dapat direkap seperti pada Tabel 4.3 dan 4.4 berikut :

Tabel 4.3 Hasil Korelasi Parameter Tanah BH-1

No	Parameter tanah	Kedalaman tanah, D (m)		
		0 - 3	3 - 6	6 - 7,5
		Lapis 1	Lapis 2	Lapis 3
1	Jenis Tanah	Lempung	Lempung berlanau	Lempung berlanau
2	$N-SPT$	3	4	10
3	γ_{sat} (kN/m ³)	18	16	16,89
4	C_u (kPa)	15,20	19,60	58,17
5	Q_c (kPa)	840	1120	3483,33
6	R_d (%)	-	-	-
7	\emptyset (°)	-	-	-
8	ω_{sat} (%)	44,17	68,55	62,83
9	e	1,19	1,85	1,70
10	C_v (cm ² /s)	0,0008	0,0004	0,0006
11	G_s (kN/m ³)	2,67	2,67	2,67
12	μ	0,17	0,21	0,50
13	PI (%)	30	30,10	30,20
14	LL (%)	54,06	54,14	54,23
15	C_c	0,41	0,67	0,60
16	C_s	0,10	0,14	0,13

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 4.4 Hasil Korelasi Parameter Tanah BH-2

No	Parameter tanah	Kedalaman tanah, D (m)		
		0 – 3	3 - 6	6 – 6,5
		Lapis 1	Lapis 2	Lapis 3
1	Jenis Tanah	Lempung	Lempung berlanau	Lempung
2	N -SPT	4	7	10
3	γ_{sat} (kN/m ³)	16	16,22	16,89
4	C_u (kPa)	19,60	41	58,17
5	Q_c (kPa)	1120	2433,33	3483,33
6	R_d (%)	-	-	-
7	\emptyset (°)	-	-	-
8	ω_{sat} (%)	68,55	72,66	62,83
9	e	1,85	1,96	1,70
10	C_v (cm ² /s)	0,0004	0,0005	0,0006
11	G_s (kN/m ³)	2,67	2,67	2,67
12	μ	0,21	0,33	0,50
13	PI (%)	30	30,1	30,2
14	LL (%)	54,06	54,14	54,23
15	C_c	0,67	0,73	0,60
16	C_s	0,14	0,15	0,13

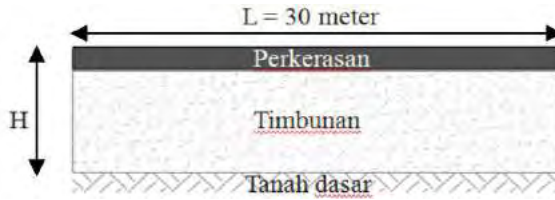
Sumber : hasil perhitungan

4.2 Data Tanah Timbunan

Data parameter tanah timbunan yang digunakan dalam perencanaan ini adalah sebagai berikut :

- γ timbunan : 1,85 t/m³
- Sudut geser dalam, \emptyset : 30⁰
- Kohesi tanah, C : 0
- H timbunan : untuk *oprit* area BH-1 = 5,0 m,
untuk *oprit* area BH-2 = 7,7 m.
- Lebar timbunan : 30 m
- Panjang area yang ditinjau : 10 m

Sketsa potongan melintang timbunan dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut :



Gambar 4.1 Sketsa Potongan Melintang Timbunan

4.3 Spesifikasi *PVD*

PVD yang digunakan dalam perencanaan ini menggunakan produk dari PT Geosistem dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Tipe *PVD* : Ce-Teau Drain CT-822
- Dimensi *PVD* : 10 cm x 0,4 cm
- Pola pemasangan segi empat, D : 1,13 S
- Pola pemasangan segi tiga, D : 1,05 S

4.4 Spesifikasi *Geotextile*

Geotextile yang digunakan dalam perencanaan ini menggunakan produk dari PT Geosistem dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Tipe *geotextile* : UW-250 *geotextile polyprene woven*
- Kuat tarik : 52 kN/m

4.5 Spesifikasi Cerucuk

Cerucuk yang digunakan dalam perencanaan ini menggunakan produk dari PT Wika Beton jenis *Prestressed concrete spun piles* dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Mutu : $f'c$ 52 mPa
- Kelas tiang : C
- Diameter : 0,4 m
- Tebal : 7,5 cm
- Panjang : 8,0 m
- Momen *crack* : 9,0 t.m
- Momen *ult.* : 18,0 t.m

4.6 Spesifikasi Tiang Pancang

Tiang pancang yang digunakan dalam perencanaan ini menggunakan produk dari PT Wika Beton jenis *Prestressed concrete spun piles* dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tiang pancang tipe 1 :

- Mutu : $f'c$ 52 mPa
- Kelas tiang : C
- Diameter : 0,5 m
- Tebal : 9,0 cm
- Panjang : 14,0 m
- Momen *crack* : 17,0 t.m
- Momen *ult.* : 34,0 t.m

Tiang pancang tipe 2 :

- Mutu : $f'c$ 52 mPa
- Kelas tiang : C
- Diameter : 0,6 m
- Tebal : 10,0 cm
- Panjang : 14,0 m
- Momen *crack* : 29,0 t.m
- Momen *ult.* : 58,0 t.m

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

PERENCANAAN TIMBUNAN TANAH PENDEKAT JEMBATAN/*OPRIT*

5.1 Perhitungan Penurunan Tanah

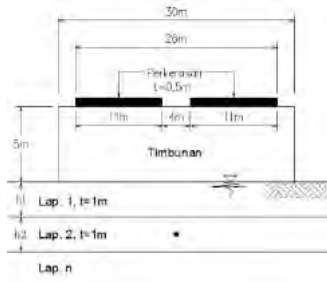
Berdasarkan data tanah yang terdapat pada Sub Bab 4.2, tinggi timbunan final yang direncanakan untuk timbunan di area BH-1 dan BH-2 yaitu masing-masing 5,0 m dan 7,7 m. Untuk menghasilkan tinggi final tersebut maka dilakukan perhitungan penurunan tanah dasar dengan beban yang berasal dari Beban timbunan dan beban *traffic*/lalu-lintas. Penurunan tanah akibat dari beban perkerasan diabaikan karena hanya akan menghasilkan penurunan tanah yang kecil berkisar < 5 cm.

Perhitungan besarnya penurunan tanah dilakukan dengan menggunakan timbunan yang bervariasi, yang nantinya beban-beban tersebut didistribusikan ke kedalaman tanah dasar yang ditinjau (Z) sebagai beban merata.

Berikut adalah contoh urutan perhitungan penurunan tanah yang terjadi pada timbunan di area BH-1 dengan data parameter tanah seperti pada Tabel 4.3 dan tinggi timbunan awal 5 m :

1. Membagi lapisan *compressible*.

Pembagian lapisan *compressible* ($N-SPT < 10$) yaitu membagi lapisan tanah dasar dengan ketebalan lapisan lebih tipis. Pembagian lapisan ini bisa dilakukan setiap 1 meteran atau 2 meteran. Dalam Tugas Akhir ini penulis membagi tebal (h) lapisan menjadi 1 meteran seperti pada Gambar 5.1 berikut :



Gambar 5.1 Sketsa Penampang Timbunan BH-1

2. Menghitung tegangan *overburden* (P_o') pada tiap lapisan
 Pada perhitungan ini yang penulis uraikan yaitu tegangan *overburden* (P_o') pada lapisan 2. Untuk perhitungan P_o' pada lapisan yang lain dapat dilihat pada tabel perhitungan yang terdapat pada Lampiran B1.

Diketahui pada lapisan 1 dan 2 yaitu :

- Tebal lapisan (h_1 dan h_2) = 1 m
 - Berat vol. tanah jenuh (γ_{sat}) = $1,8 \text{ t/m}^3$
 - Berat vol. air (γ_w) = 1 t/m^3
- $$P_o'_2 = (h_1 \cdot \gamma'_1) + (Z_2 \cdot \gamma'_2) = (1 \cdot 0,8) + (0,5 \cdot 0,8) = 1,2 \text{ t/m}^2$$

3. Mencari nilai tegangan pra konsolidasi (P_c')
 Tinggi flukuasi permukaan air tanah di area Jembatan Sulin diasumsikan sebesar 2,0 m, maka besarnya tambahan tegangan akibat flukuasi muka air tersebut didefinisikan sebagai ΔP_f .

$$\Delta P_f = \gamma_w \cdot h_{flukuasi} = 1 \cdot 2,0 = 2,0 \text{ t/m}^2$$

$$P_c' = P_o' + \Delta P_f = 1,2 + 2,0 = 3,2 \text{ t/m}^2$$

4. Mencari tambahan tegangan (ΔP) akibat beban timbunan.
 Besarnya ΔP akibat setiap beban dihitung terhadap tengah-tengah lapisan tanah dasar.

Diketahui data sebagai berikut:

- Tinggi timbunan (H) = 5 m
- Lebar timbunan (B timb) = 15 m
- Kemiringan timbunan (m) = 0,0001 : 1
- Berat volume timbunan (γ_{timb}) = $1,85 \text{ t/m}^3$
- Lebar median jalan (B med) = 4 m
- Lebar perkerasan (B pav) = 11 m
- Tebal perkerasan (t) = 0,5 m
- Berat volume perkerasan (γ_{pav}) = $2,4 \text{ t/m}^3$

Perhitungan :

$$q_o = \gamma_{timb} \cdot h_{timb} = 1,85 \cdot 5 = 9,25 \text{ t/m}^2$$

$$z = h_1 + 0,5h_2 = 1,5 \text{ m}$$

$$B1 = 0,5 * 30 = 15 \text{ m}$$

$$B2 = 5 * 0,0001 = 0,001 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \alpha 1 &= \tan^{-1}\{(B1+B2)/z\} - \tan^{-1}(B1/z) \text{ (radians)} \\ &= \tan^{-1}\{(15+0,001)/1,5\} - \tan^{-1}(15/1,5) \text{ (radians)} \\ &= 0^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha 2 &= \tan^{-1}(B1/z) \text{ (radians)} \\ &= \tan^{-1}(15/1,5) \text{ (radians)} \\ &= 84,289^\circ \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned} \Delta P &= q_0 / \pi [\{(B1 + B2) / B2\}(\alpha 1 + \alpha 2) - B1 / B2(\alpha 2)] \\ &= 4,623 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Harga ΔP tersebut akibat beban timbunan kanan atau kiri saja, sehingga ΔP untuk timbunan kanan dan kiri yaitu :

$$\Delta P \text{ timb} = 2 * 4,623 = 9,246 \text{ t/m}^2$$

5. Menghitung penurunan tanah dasar (S_c) akibat beban timbunan. Pada Tugas Akhir ini S_c yang terjadi yaitu S_c over kondolidasi karena mengalami fluktuasi muka air setinggi 2,0 m Pada perencanaan ini yang penulis uraikan yaitu S_c akibat timbunan dan akibat perkerasan pada lapisan 2. Untuk perhitungan S_c pada lapisan lain dapat dilihat pada tabel perhitungan pada Lampiran B1.

Diketahui data pada lapisan 2 yaitu :

- Tebal lapisan 2 (H_2) = 1,0 m
- Indeks pemampatan (C_c) = 0,41
- Indeks pemuaiain (C_s) = 0,10
- Angka air pori (e_0) = 1,19
- Tegangan *overburden* (P_o') = 1,20 t/m²
- Tegangan prakonsolidasi (P_c') = 3,20 t/m²
- ΔP timbunan = 9,246 t/m²
- ΔP perkerasan = 0,709 t/m²

Perhitungan :

S_c akibat timbunan

$$P'_o + P_c = 1,2 + 9,246 = 10,446 \text{ t/m}^2 > P'_c = 3,20 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 S_{ci} &= \left[\frac{C_s}{1+e_o} \log \frac{p'_c}{p'_o} + \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_c} \right] \times H_i \\
 &= \left[\frac{0,10}{1+1,19} \log \frac{3,20}{1,2} + \frac{0,41}{1+1,19} \log \frac{10,446}{3,20} \right] * 1 \\
 &= 0,116 \text{ m}
 \end{aligned}$$

6. Mencari besar penurunan tanah total (Sc total)

Sc total dihitung dengan cara menjumlahkan Sc pada tiap-tiap lapisan yang terjadi.

7. Mencari besar penurunan tanah (Sc total) untuk h timbunan bervariasi.

Setelah Sc total diperoleh untuk ketinggian tanah 5 m, dilakukan perhitungan Sc total untuk h timbunan yang bervariasi. Dalam Tugas Akhir ini variasi tinggi timbunan untuk masing-masing area yaitu :

- BH -1 : 1 m, 3 m, 4 m, 5 m, 6 m, dan 7 m
- BH-2 : 5 m, 7 m, 8 m, 9 m, dan 11 m.

Rekap dari perhitungan penurunan total (Sc total) ini dapat dilihat pada Tabel 5.1, sedangkan untuk detail perhitungannya dapat dilihat pada Lampiran B1 dan B2.

Tabel 5.1 Besar Penurunan Tanah Total (Sc total)

No	BH - 1		BH - 2	
	H timb (m)	Sc timb (m)	H timb (m)	Sc timb (m)
1	1	0,105	5	0,851
2	3	0,511	7	1,045
3	4	0,653	8	1,124
4	5	0,770	9	1,195
5	6	0,869	10	1,259
6	7	0,956	11	1,317

Sumber : hasil perhitungan

5.2 Perhitungan Tinggi Timbunan

5.2.1 Tinggi Timbunan Awal (H initial)

Setelah tanah dasar mengalami pemampatan, maka timbunan akan menjadi lebih rendah dari elevasi awal. Oleh sebab itu perlu dicari tinggi awal (H initial) agar setelah pemampatan terjadi, elevasi permukaan timbunan dapat sesuai dengan perencanaan (H final). Berikut adalah perhitungan H initial untuk BH-1 pada kondisi tinggi timbunan 5 m.

Dari perhitungan sebelumnya diketahui :

- H timbunan = 5 m
- Berat volume timbunan (γ_{timb}) = 1,85 t/m³
- Beban timbunan (q_0) = 9,25 t/m²
- S_c akibat timbunan H 5 m = 0,538

Maka,

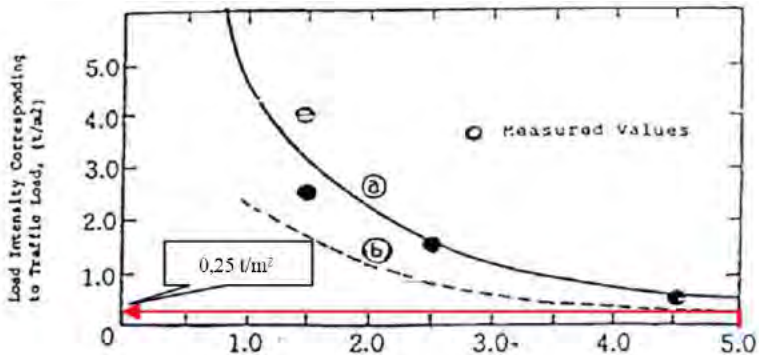
$$H_{initial} = \frac{q + S_c(\gamma_{timb} - \gamma'_{timb})}{\gamma_{timb}}$$

$$= \frac{9,25 + 0,770 * (1,85 - (1,85 - 1))}{1,85} = 5,416 \text{ m}$$

Dengan cara yang sama, perhitungan tersebut dilakukan untuk variasi timbunan lainnya. Perhitungan H initial tersebut dapat dilihat pada Lampiran B1 untuk timbunan BH-1 dan Lampiran B2 untuk timbunan BH-2.

5.2.2 Tinggi Timbunan Akhir (H final)

Dalam mendapatkan nilai H final, ada satu beban yang belum diperhitungkan untuk menghasilkan penurunan tanah (S_c), yakni beban lalu-lintas. Mengingat pada saat *preloading* beban lalu-lintas belum bekerja maka beban lalu-lintas ini perlu digantikan oleh beban lain, dalam hal ini digunakan tanah. Ketika proses *preloading* selesai, maka tanah sebagai beban pengganti tadi perlu dibongkar kembali karena akan digantikan oleh beban lalu-lintas sesungguhnya. Besarnya ketinggian tanah pengganti tersebut disebut H bongkar. Untuk memperoleh besarnya H bongkar dapat digunakan grafik *Japan Road Association* (1986) seperti pada Gambar 5.2.



Gambar 5.2 Penentuan H Bongkar

Dari grafik tersebut, diperoleh besarnya beban yang dirasakan tanah dasar akibat beban lalu-lintas pada $H = 5$ meter yaitu sebesar $0,250 \text{ t/m}^2$. Maka besarnya H bongkar adalah :

$$H_{\text{bongkar}} = \frac{q}{\gamma_{\text{timb}}} = \frac{0,250}{1,85} = 0,135 \text{ m}$$

Hasil perhitungan H initial dan H final dapat dilihat pada Tabel 5.2(a) dan 5.2(b) berikut :

Tabel 5.2(a) Rekapitulasi Hasil Perhitungan H Initial dan H Final BH-1.

No	Desain Tinggi Timbunan	Beban Rencana	Penurunan Akibat Timbunan	Tinggi Timbunan Initial	H Bongkar Akibat Traffic	Tebal Perkerasan	Tinggi Final
	H (m)	q timb. (t/m^2)	Sc Timb (m)	H initial (m)	H bkr (m)	t (m)	H final (m)
	desain	desain	calc.	calc.	grafik	desain	E-D-I+G
A	B	C	D	E	F	G	H
1	1	1,850	0,105	1,056	1,243	0,500	0,209
2	3	5,550	0,511	3,276	0,351	0,500	2,914
3	4	7,400	0,653	4,353	0,232	0,500	3,968
4	5	9,250	0,770	5,416	0,135	0,500	5,011
5	6	11,100	0,869	6,470	0,135	0,500	5,965
6	7	12,950	0,956	7,517	0,135	0,500	6,925

Sumber : hasil perhitungan

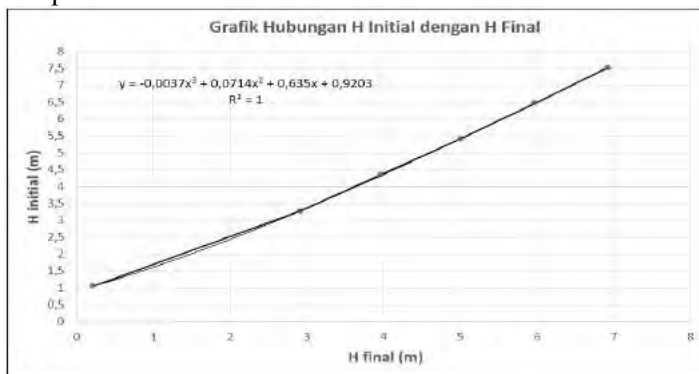
Tabel 5.2(b) Rekapitulasi Hasil Perhitungan H Initial dan H Final BH-2.

No	Desain Tinggi Timbunan	Beban Rencana	Penurunan Akibat Timbunan	Tinggi Timbunan Initial	H Bongkar Akibat Traffic	Tebal Perkerasan	Tinggi Final
	H (m)	q timb. (t/m ²)	Sc Timb (m)	H initial (m)	H bkr (m)	t (m)	H final (m)
	desain	desain	calc.	calc.	grafik	desain	E-D-I+G
A	B	C	D	E	F	G	H
1	5	9,250	0,851	5,460	0,135	0,500	4,974
2	7	12,950	1,045	7,565	0,135	0,500	6,885
3	8	14,800	1,124	8,608	0,135	0,500	7,848
4	9	16,650	1,195	9,646	0,135	0,500	8,816
5	10	18,500	1,259	10,680	0,135	0,500	9,786
6	11	20,350	1,317	11,712	0,135	0,500	10,760

Sumber : hasil perhitungan

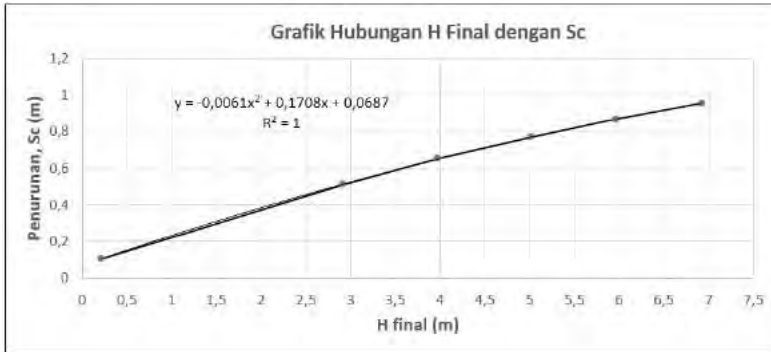
5.3 Penentuan Tinggi Awal (H initial) dan Penurunan Rencana (Sc perencanaan)

Setelah dilakukan perhitungan H initial, H final dan besarnya penurunan tanah pada tinggi timbunan yang bervariasi, langkah selanjutnya adalah menentukan H initial dan penurunan tanah rencana untuk H final rencana setinggi 5 meter. Dengan membuat grafik hubungan antara H final dengan H initial dan H final dengan Sc dari data Tabel 5.2(a) dan (b), maka hasilnya dapat dilihat pada Gambar 5.3 dan 5.4.



Gambar 5.3 Grafik Hubungan H Initial dan H Final pada BH-1

Sumber : hasil perhitungan



Gambar 5.4 Grafik Hubungan H Initial dan Sc pada BH-1
Sumber : hasil perhitungan

Dengan menggunakan formula regresi dari Gambar 5.3 dan 5.4, maka untuk tanah pada area BH-1 :

Diketahui H final = 5,0 m, maka :

$$\begin{aligned} H \text{ initial} &= -0,0037^3 + 0,0714x^2 + 0,635x + 0,9203 \\ &= -0,0037(5)^3 + 0,0714(5)^2 + 0,635(5) + 0,9203 \\ &= 5,42 \text{ m} \approx 5,40 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Sc &= -0,0061x^2 + 0,1708x + 0,0687 \\ &= -0,0061(5)^2 + 0,1708(5) + 0,0687 \\ &= 0,77 \text{ m} \approx 0,80 \text{ m} \end{aligned}$$

Selanjutnya dengan cara yang sama dilakukan untuk tanah pada area BH-2 sehingga diperoleh :

$$H \text{ final} = 7,70 \text{ m} ; H \text{ initial} = 8,45 \text{ m} ; Sc = 1,10 \text{ m}$$

Untuk mempermudah dalam perencanaan selanjutnya, rekapitulasi tinggi timbunan dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut :

Tabel 5.3 Rekapitulasi Tinggi Timbunan

No	Tinjauan	BH - 1	BH - 2
1	H initial (m)	5,50	8,50
2	Sc total (m)	0,80	1,10
3	H Bongkar (m)	0,15	0,15
4	Tebal perkerasan (m)	0,50	0,50
5	H Final (m)	5,00	7,70

Sumber : hasil perhitungan

5.4 Perhitungan Waktu Konsolidasi

Diketahui data parameter tanah pada area BH-1 seperti pada Tabel 5.4.

Tabel 5.4 Data Tanah *Compressible* BH-1

No	Cv (cm ² /s)	Tebal Lap. (m)	Z (m)	γ _{sat} (t/m ³)	eo	Cc	Cs
1	0,0008	1	0,5	1,800	1,190	0,410	0,100
2	0,0008	1	1,5	1,800	1,190	0,410	0,100
3	0,0008	1	2,5	1,800	1,190	0,410	0,100
4	0,0004	1	3,5	1,600	1,850	0,670	0,140
5	0,0004	1	4,5	1,600	1,850	0,670	0,140
6	0,0004	1	5,5	1,600	1,850	0,670	0,140
7	0,0006	1	6,5	1,689	1,700	0,600	0,130
8	0,0006	0,5	7,25	1,689	1,700	0,600	0,130

Selain data dari tabel diatas, diketahui juga tanah dibawah lapisan *compressible* yaitu tanah lempung, sehingga arah alirannya adalah *single drainage*. Sehingga nilai H_{dr}-nya adalah 7,50 m.

Maka urutan perhitungan untuk mengetahui lamanya waktu penurunan konsolidasi 90% adalah sebagai berikut :

1. Menghitung harga Cv rata-rata.

$$C_v \text{ rata-rata} = \frac{(\sum h)^2}{\left[\frac{h_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{h_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \dots + \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right]}$$

$$= 0,000559 \text{ cm}^2/\text{s} = 0,034 \text{ m}^2/\text{minggu}.$$

2. Menentukan harga faktor waktu (Tv)

Harga Tv diperoleh dari Tabel 2.6. Untuk derajat konsolidasi 90%, besarnya Tv adalah 0,848.

3. Menghitung waktu konsolidasi yang terjadi (t)

$$t = \frac{T_v (H_{dr})^2}{C_v} = \frac{0,848 * (7,5)^2}{0,03378977} = 1411,669 \text{ minggu} = 27,15 \text{ tahun}$$

Selanjutnya dengan cara perhitungan yang sama namun menggunakan data dari BH-2, untuk mencapai konsolidasi 90 % dibutuhkan waktu (t) selama 25,013 tahun.

Berdasarkan perhitungan waktu konsolidasi tersebut, waktu yang dibutuhkan untuk mencapai konsolidasi 90 % baik pada area BH-1 dan BH-2 membutuhkan waktu yang sangat lama. Sehingga untuk mempercepat proses konsolidasi tersebut diperlukan pemasangan *PVD*.

5.5 Percepatan Konsolidasi Menggunakan *Prefabricated Vertical Drain (PVD)*

Berdasarkan perhitungan pada Sub Bab 5.4, waktu yang diperlukan untuk mencapai konsolidasi 90% pada timbunan BH-1 maupun BH-2 sangat lama, sehingga untuk mengatasi permasalahan tersebut direncanakan pemasangan *PVD*. Selain itu, keuntungan pemasangan *PVD* dapat meningkatkan stabilitas tanah dasar akibat kenaikan nilai C_u , sehingga kemungkinan terjadi kelongsoran timbunan dapat menjadi lebih kecil.

Pada Tugas Akhir ini kebutuhan *PVD* dihitung berdasarkan pola segitiga dan segiempat dengan jarak 0,5 m; 0,6 m; 0,7 m; 0,8 m; 0,9 m; 1,0 m; 1,1 m; dan 1,2 m.

Perhitungan kebutuhan *PVD* yang penulis uraikan yaitu untuk timbunan BH-1, sedangkan perhitungan untuk timbunan BH-2 dapat dilihat pada Lampiran B2. Adapun urutan perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Spesifikasi *PVD* yang digunakan

- Tipe : CT-822, Produk dari PT Geosistem.
- Lebar (a) : 0,1 m
- Tebal (b) : 0,04 m

2. Menghitung D_w

Dari data spesifikasi *PVD* diperoleh D_w :

$$D_w = \frac{2(a+b)}{\pi}$$

$$= \frac{2(0,1+0,04)}{\pi} = 0,09 \text{ m}$$

3. Menghitung diameter *equivalent PVD (D)*

Diameter *equivalent (D)* dari lingkaran tanah pengaruh dari *PVD* dihitung menggunakan Formula berikut :

$$\begin{aligned}\text{Harga } D &= 1,13 \times \text{jarak } PVD \text{ (pola segiempat)} \\ &= 1,05 \times \text{jarak } PVD \text{ (pola segitiga)}\end{aligned}$$

Hasil perhitungan harga D pada perencanaan ini untuk berbagai variasi jarak pemasangan PVD dengan pola pemasangan segitiga dan segiempat diberikan pada Tabel 5.4 dan Tabel 5.5.

4. Menghitung fungsi hambatan yang diakibatkan jarak antar PVD ($F(n)$)

Perhitungan $F(n)$ untuk berbagai variasi jarak pemasangan PVD dihitung dengan menggunakan Formula berikut:

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

Dimana: $n = D/dw$

Hasilnya diberikan pada Tabel 5.5 untuk pola pemasangan segitiga dan Tabel 5.6 untuk pola pemasangan segiempat.

Tabel 5.5 Perhitungan Faktor Hambatan oleh PVD untuk Pola Pemasangan Segitiga pada BH-1

Jarak PVD (m)	D (m)	a (m)	b (m)	Dw (m)	n = D/Dw	F(n)
0,50	0,53	0,10	0,04	0,09	5,89	1,061
0,60	0,63	0,10	0,04	0,09	7,07	1,235
0,70	0,74	0,10	0,04	0,09	8,25	1,384
0,80	0,84	0,10	0,04	0,09	9,42	1,513
0,90	0,95	0,10	0,04	0,09	10,60	1,628
1,00	1,05	0,10	0,04	0,09	11,78	1,731
1,10	1,16	0,10	0,04	0,09	12,96	1,824
1,20	1,26	0,10	0,04	0,09	14,14	1,910

*spesifikasi PVD : CT-D822, Produk dari PT Geosistem

Tabel 5.6 Perhitungan Faktor Hambatan oleh PVD untuk Pola Pemasangan Segiempat pada BH-1

Jarak PVD (m)	D (m)	a (m)	b (m)	Dw (m)	n = D/Dw	F(n)
0,50	0,57	0,10	0,04	0,09	6,34	1,131
0,60	0,68	0,10	0,04	0,09	7,61	1,306
0,70	0,79	0,10	0,04	0,09	8,87	1,455
0,80	0,90	0,10	0,04	0,09	10,14	1,585
0,90	1,02	0,10	0,04	0,09	11,41	1,700
1,00	1,13	0,10	0,04	0,09	12,68	1,803
1,10	1,24	0,10	0,04	0,09	13,95	1,896
1,20	1,36	0,10	0,04	0,09	15,21	1,982

*spesifikasi PVD : CT-D822, Produk dari PT Geosistem

5. Perhitungan derajat konsolidasi total

Perhitungan derajat konsolidasi arah horizontal dan vertikal untuk jarak pemasangan *PVD* direncanakan untuk area BH-1 dengan jarak antar *PVD* (S) = 0,5 m dengan pola pemasangan segitiga. Besarnya derajat konsolidasi tersebut dapat dihitung dengan memberikan waktu tertentu seperti berikut:

$$\begin{aligned} \text{Untuk : } S &= 0,5 \text{ m} \\ F(n) &= 1,061 \\ t &= 1 \text{ minggu} \\ C_v &= 0,033 \text{ m}^2/\text{minggu} \\ C_h &= 3 C_v = 0,101 \text{ m}^2/\text{minggu} \\ H_{dr} &= 7,5 \text{ m} \\ D &= 1,05 * 0,5 = 0,53 \text{ m} \end{aligned}$$

Derajat konsolidasi vertikal :

$$T_v = \frac{t \cdot C_v}{(H_{dr})^2} = \frac{1 * 0,033}{(7,5)^2} = 0,0006$$

$$U_v = \left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) * 100\% = \left(2 \sqrt{\frac{0,0006}{\pi}} \right) * 100\% = 0,027$$

Derajat konsolidasi horizontal :

$$\begin{aligned} U_h &= \left[1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{t * 8 * C_h}{D^2 * 2 * F(n)} \right)}} \right) \right] \\ &= \left[1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{1 * 8 * 0,101}{0,53^2 * 2 * 1,061} \right)}} \right) \right] = 0,75 \end{aligned}$$

Derajat konsolidasi total :

$$\begin{aligned} U_{total} &= (1 - (1 - U_h) * (1 - U_v)) * 100 \\ &= (1 - (1 - 0,75) * (1 - 0,027)) * 100 = 75,69\% \end{aligned}$$

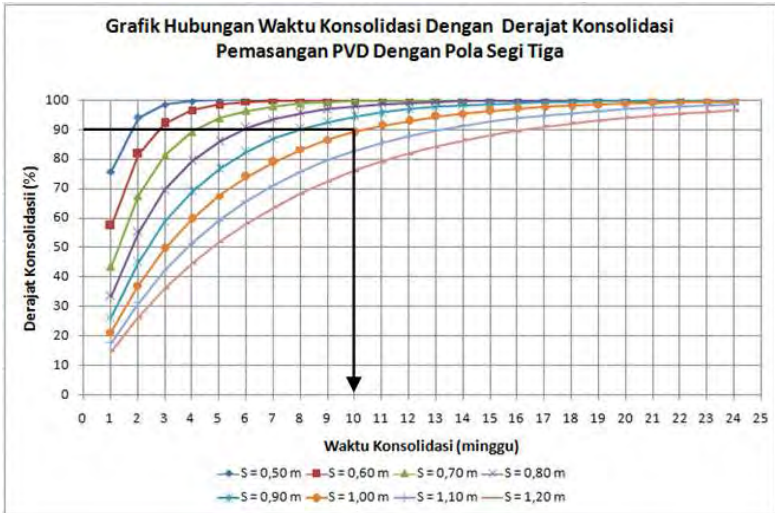
Perhitungan derajat konsolidasi total (U total) untuk minggu selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 5.7.

Tabel 5.7 Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi untuk Pola Pemasangan *PVD* Segitiga dengan Spasi 0,5 m pada BH-1

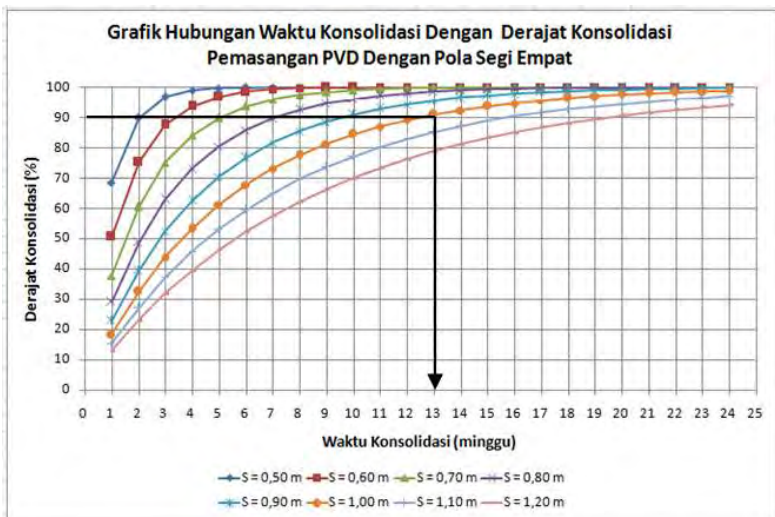
S = 0,50 m				
t	T_v	U_v	U_h	U_{gab}
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,7500	75,693
2	0,0012	0,0391	0,9375	93,995
3	0,0018	0,0479	0,9844	98,513
4	0,0024	0,0553	0,9961	99,631
5	0,0030	0,0618	0,9990	99,908
6	0,0036	0,0677	0,9998	99,977
7	0,0042	0,0732	0,9999	99,994
8	0,0048	0,0782	1,0000	99,999
9	0,0054	0,0830	1,0000	100,000
10	0,0060	0,0875	1,0000	100,000
11	0,0066	0,0917	1,0000	100,000
12	0,0072	0,0958	1,0000	100,000
13	0,0078	0,0997	1,0000	100,000
14	0,0084	0,1035	1,0000	100,000
15	0,0090	0,1071	1,0000	100,000
16	0,0096	0,1106	1,0000	100,000
17	0,0102	0,1140	1,0000	100,000
18	0,0108	0,1173	1,0000	100,000
19	0,0114	0,1205	1,0000	100,000
20	0,0120	0,1237	1,0000	100,000
21	0,0126	0,1267	1,0000	100,000
22	0,0132	0,1297	1,0000	100,000
23	0,0138	0,1326	1,0000	100,000
24	0,0144	0,1355	1,0000	100,000

Sumber : hasil perhitungan

Hasil perhitungan untuk masing-masing jarak dibuatkan kedalam bentuk grafik hubungan antara derajat konsolidasi dan waktu untuk memudahkan pemilihan jarak *PVD*. Grafik tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.5 dan 5.6.



Gambar 5.5 Grafik Hubungan Waktu Konsolidasi dan Derajat Konsolidasi untuk Pola Pemasangan *PVD* Segitiga pada BH-1



Gambar 5.6 Grafik Hubungan Waktu Konsolidasi dan Derajat Konsolidasi untuk Pola Pemasangan *PVD* Segiempat pada BH-1

6. Menentukan panjang *PVD*

Panjang *PVD* dalam perencanaan ini adalah sedalam lapisan *compressible* yaitu 7,5 meter untuk tanah pada area BH-1 dan 6,5 meter untuk tanah pada area BH-2 sehingga *rate of settlement* nya adalah 0 cm pertahun.

7. Menentukan pola pemasangan dan jarak spasi *PVD*.

Berdasarkan grafik pada Gambar 5.5 dan 5.6 untuk *PVD* pada timbunan BH-1 dan gambar pada Lampiran B2 untuk *PVD* pada timbunan BH-2, diputuskan sebagai berikut :

- Pola pemasangan : Pola segiempat
- Jarak spasi : 1 meter

Dengan alasan sebagai berikut :

- a. Pemasangan pola segiempat lebih mudah pelaksanaannya dilapangan dibandingkan dengan pola segitiga
- b. Jarak spasi antar *PVD* yang digunakan adala $S = 1$ meter atas pertimbangan dapat mencapai derajat konsolidasi (U) 90% dalam waktu 13 minggu untuk timbunan BH-1 dan 15 minggu untuk timbunan BH-2.

Apabila waktu konsolidasi yang diijinkan adalah 6 bulan (=24 minggu), maka pola pemasangan dan jarak *PVD* tersebut dapat dipakai karena waktu yang diperlukan untuk menghasilkan $U 90\% < \text{waktu yang diijinkan}$.

Dilakukannya pemasangan *PVD* dengan pola dan jarak seperti pada poin 7 serta dibebani dengan beban timbunan rencana, maka akan terjadi peningkatan kekuatan geser tanah dasar (C_u) akibat pemampatan dan keluarnya air pori dari dalam tanah. Dengan terjadinya peningkatan C_u tersebut, maka kemungkinan kelongsoran tanah akan menjadi semakin kecil. Pada Tugas Akhir ini, perhitungan peningkatan C_u akibat pemasangan *PVD* dibahas untuk timbunan BH-1, sedangkan untuk timbunan BH-2 dapat dilihat pada Lampiran B2. Adapun tahapan perhitungannya adalah sebagai berikut :

Diketahui :

H initial timbunan BH-1 : 5,5 m

Perhitungan :

1. Menghitung tegangan pada setiap lapisan tanah untuk derajat konsolidasi 100%.

Dengan menggunakan cara perhitungan yang sama seperti pada Sub Bab 5.2, besarnya tegangan tanah untuk tinggi timbunan setinggi H initial = 5,5 m dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut :

Tabel 5.8 Perubahan Tegangan pada Tiap Lapisan Tanah untuk U 100%

Tegangan		P_o' (kN/m ²)	σ (kN/m ²)
Kedalaman (m)		H = 0,0 m	H = 5,5 m
0	- 1	4,000	105,748
1	- 2	12,000	113,707
2	- 3	20,000	121,557
3	- 4	27,000	128,235
4	- 5	33,000	133,699
5	- 6	39,000	138,921
6	- 7	45,445	144,340
7	- 7,5	50,613	148,578

Sumber : hasil perhitungan

2. Menghitung penambahan tegangan efektif (ΔP) akibat beban timbunan setinggi H initial = 5,5 meter untuk derajat konsolidasi 90 % menggunakan Formula berikut :

$$\Delta P = \left[\left(\frac{\sigma_i'}{P_o'} \right)^{U_{90\%}} * P_o' \right] - P_o'$$

Untuk tanah pada kedalaman 0-1 meter :

$$\Delta P = \left[\left(\frac{105,748}{4} \right)^{90\%} * 4 \right] - 4 = 72,217 \text{ kN/m}^2$$

Besarnya perubahan tegangan total tanah pada kedalaman 0-1 meter adalah :

$$\Sigma \sigma_i' = P_o' + \Delta P = 4,0 + 72,217 = 76,217 \text{ kN/m}^2$$

Lalu, dengan menggunakan cara yang sama dilakukan perhitungan ΔP dan $\Sigma \sigma$ pada tanah kedalaman lainnya sehingga hasilnya dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut :

Tabel 5.9 Perubahan Tegangan pada Tiap Lapisan Tanah untuk U 90%

Tegangan			P ₀ ' (kN/m ²)	Δp' (kN/m ²)	Σσ' kN/m ²
Tinggi Timbunan			H = 90,0 m	H = 5,5 m	
Kedalaman (m) \ U %			100	90,000	
0	-	1	4,000	72,217	76,217
1	-	2	12,000	78,809	90,809
2	-	3	20,000	81,485	101,485
3	-	4	27,000	82,734	109,734
4	-	5	33,000	83,243	116,243
5	-	6	39,000	83,348	122,348
6	-	7	45,445	83,142	128,587
7	-	7,5	50,613	82,797	133,409

Sumber : hasil perhitungan

3. Menghitung kenaikan daya dukung tanah akibat kenaikan harga Cu.

Besarnya harga Cu baru diperoleh menggunakan Formula :

Untuk harga PI tanah < 120%

$$C_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 7,37 + (0,19 - 0,0016 * PI) * \Sigma \sigma'$$

Untuk harga PI tanah > 120%

$$C_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 7,37 + (0,0454 - 0,00004 * PI) * \Sigma \sigma'$$

Maka, hasil perhitungan besarnya nilai Cu baru dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut :

Tabel 5.10 Perubahan Nilai Cu pada Tinggi Timbunan Setinggi H Initial dengan U 90% pada Tanah BH-1

Kedalaman			PI	Cu lama	Cu baru	Cu Pakai	Rata2 Cu
m				kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
0	-	1	30,0	15,200	18,193	18,193	20,080
1	-	2	30,0	15,200	20,265	20,265	
2	-	3	30,0	15,200	21,781	21,781	
3	-	4	30,1	19,600	22,935	22,935	23,839
4	-	5	30,1	19,600	23,858	23,858	
5	-	6	30,1	19,600	24,724	24,724	
6	-	7	30,2	58,170	25,588	58,170	58,170
7	-	7,5	30,2	58,170	26,271	58,170	

Sumber : hasil perhitungan

Setelah diketahui besarnya nilai peningkatan Cu pada tanah BH-1, selanjutnya dengan menggunakan cara yang sama dilakukan perhitungan pada tanah BH-2. Detail perhitungan tersebut dapat dilihat pada Lampiran B2, dengan hasil akhir yang dapat dilihat pada tabel 5.11 berikut :

Tabel 5.11 Perubahan Nilai Cu pada Tinggi Timbunan Setinggi H Initial dengan U 90% Pada Tanah BH-2

Kedalaman		PI	Cu lama	Cu baru	Cu Pakai	Cu rata2
m			kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
0	- 1	30,0	19,600	22,657	22,657	24,719
1	- 2	30,0	19,600	25,000	25,000	
2	- 3	30,0	19,600	26,502	26,502	
3	- 4	30,1	41,000	27,725	41,000	41,000
4	- 5	30,1	41,000	28,827	41,000	
5	- 6	30,1	41,000	29,812	41,000	
6	- 6,5	30,2	58,170	30,490	58,170	58,170

Sumber : hasil perhitungan

5.6 Stabilitas Tanah Dasar

Dari perhitungan sebelumnya telah didapatkan tinggi timbunan awal (H initial) untuk masing-masing timbunan. Tinggi timbunan tersebut perlu dilakukan pengecekan terhadap kemungkinan terjadinya longsor/*sliding*. Pada Tugas Akhir ini, analisa kelongsoran timbunan dilakukan pada dua kondisi, yakni pada saat sebelum pemasangan PVD dan setelah pemasangan PVD. Perhitungan analisa kelongsoran ini dihitung menggunakan program bantu XSTABL.

Nilai faktor keamanan (SF) yang diperoleh untuk masing-masing timbunan dapat dilihat pada Tabel 5.12 dan 5.13.

Tabel 5.12 Hasil Analisa Stabilitas Tanah Dasar Sebelum Pemasangan PVD

No	Area	Nilai SF	Keterangan.
1	BH-1	0,815	SF < 1,0. <i>Not OK</i>
2	BH-2	0,584	SF < 1,0. <i>Not OK</i>

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 5.13 Hasil Analisa Stabilitas Tanah Dasar Setelah Pemasangan *PVD*

No	Area	Nilai SF	Keterangan.
1	BH-1	0,916	SF < 1,0. <i>Not OK</i>
2	BH-2	0,808	SF < 1,0. <i>Not OK</i>

Sumber : hasil perhitungan

Mengacu pada Tabel 5.12 dan 5.13, dapat diketahui bahwa nilai SF pada kedua timbunan meningkat setelah pemasangan *PVD*, namun SF tersebut masih < 1,0 yang berarti masih akan terjadi longsor. Oleh karena itu, untuk mengatasi permasalahan tersebut maka diperkukan tambahan perkuatan tanah. Perhitungan perkuatan tambahan tanah tersebut dibahas dalam Sub Bab 5.7.

5.7 Alternatif Perkuatan Tanah

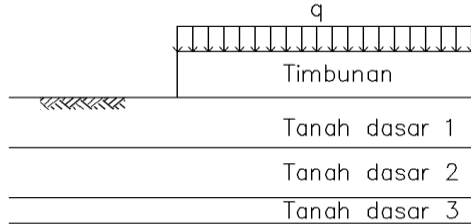
Kondisi geometrik timbunan pada BH-1 dan BH-2 merupakan timbunan dengan dinding tegak pada bagian samping kanan, kiri dan dibagian belakang *abutment*, sehingga perhitungan perkuatan tanahnya dapat dibuat sama.

Kelongsoran secara keseluruhan/*overall sliding* biasanya lebih mungkin terjadi ketika geometrik timbunan memiliki kemiringan (berbentuk trapezium). Namun pada kasus timbunan dengan geometrik tegak seperti dalam Tugas Akhir ini, kemungkinan kelongsoran yang lebih mungkin terjadi terlebih dahulu adalah kelongsoran internal/ *internal sliding*. Oleh karena itu, maka perkuatan tanah yang cocok pada Tugas Akhir ini adalah menggunakan *geotextile wall*.

Geotextile wall direncanakan minimal untuk mampu memenuhi persyaratan stabilitas internal. Ketika *geotextile wall* memenuhi persyaratan stabilitas internal namun tidak memenuhi persyaratan stabilitas eksternalnya, maka perlu diberikan tambahan perkuatan lain yang memenuhi persyaratan stabilitas eksternal tersebut. Dalam Tugas Akhir ini, perkuatan tambahan tersebut direncanakan berupa perbaikan tanah dasar dengan cara penggantian/*replacement* tanah dasar atau tambahan cerucuk.

5.7.1 Perkuatan Tanah Menggunakan *Geotextile Wall*

Pada Sub Bab ini, perhitungan yang penulis uraikan yaitu perhitungan perkuatan tanah menggunakan *geotextile wall* pada timbunan di area BH-1. Perhitungan untuk tanah BH-2 dapat dilihat pada Lampiran C2. Berikut adalah tahapan perhitungannya:



Gambar 5.7 Sketsa Potongan Melintang Tanah BH-1

Diketahui data :

a. Data tanah

Data tanah pada area BH-1 yang digunakan dalam perencanaan ini dapat dilihat pada Tabel 5.14 berikut :

Tabel 5.14 Data Tanah Pada Area BH-1

Parameter	H Tanah	γ	Cu	ϕ
Jenis tanah	m	t/m ³	t/m ²	°
- Tanah timbunan	4,5	1,85	0	30
- Tanah dasar 1	3	1,8	2,008	0
- Tanah dasar 2	3	1,6	2,384	0
- Tanah dasar 3	1,5	1,689	5,817	0

b. Beban merata yang bekerja (q)

- Akibat beban lalu-lintas/*traffic* : 0,25 t/m²
- Akibat beban perkerasan/*pavement* : 1,20 t/m²
- Total beban merata (q) : 1,44 t/m²
- Dipakai (q) : 2,00 t/m²

c. Spesifikasi *geotextile wall* yang dipakai

- Tipe : UW-250, produk dari PT Geosistem.
- T ult : 5,20 t/m

Perhitungan :

A. Internal stability

a. Kuat tarik izin (T_{allow})

Berdasarkan Tabel 2.7, direncanakan :

$$SF_{id} = 1,20 \quad (1,0-2,0)$$

$$SF_{cr} = 2,00 \quad (2,0-4,0)$$

$$SF_{cd} = 1,20 \quad (1,0-1,5)$$

$$SF_{bd} = 1,10 \quad (1,0-1,3)$$

$$SF \text{ rencana} = 1,30$$

Maka,

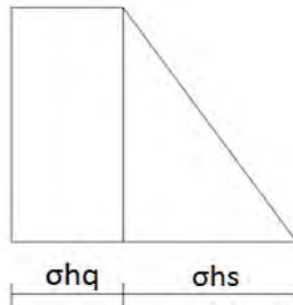
$$T_{allow} = \frac{T}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}} = \frac{5,20}{1,2 \times 2,0 \times 1,2 \times 1,1} = 1,64 \text{ t/m}$$

b. Tegangan tanah lateral (σ_h)

Menghitung koefisien tegangan tanah aktif (K_a) :

$$K_a = \tan^2(45 - \phi / 2) = \tan^2(45 - 30 / 2) = 0,333$$

Perhitungan tegangan tanah lateral ditinjau berdasarkan 2 gaya yang bekerja, yaitu akibat tanah itu sendiri dan akibat beban merata. Adapun sketsa diagram tegangannya dapat dilihat pada Gambar 5.8.



Gambar 5.8 Sketsa Diagram Tegangan

1) Akibat tanah (σ_{hs})

Untuk $Z = H = 4,5 \text{ m}$, maka :

$$\sigma_{hs} = \gamma * H * K_a = 1,85 * 4,50 * 0,333 = 2,775 \text{ t/m}^2$$

2) Akibat beban merata (σ_{hq})

Untuk $Z = H = 4,5$ m, maka :

$$\sigma_{hq} = q * H = 2,0 * 0,333 = 0,667 \text{ t/m}^2$$

3) Tegangan lateral total (σ_h total)

$$\sigma_h \text{ total} = \sigma_{hs} + \sigma_{hq} = 2,775 + 0,677 = 3,442 \text{ t/m}^2$$

c. Jarak vertikal pemasangan *geotextile wall* (S_v)

Apabila SF rencana = 1,30, maka S_v untuk *geotextile wall* lapisan paling bawah :

$$S_v = \frac{Tallow}{\sigma_h \text{ total} * SF} = \frac{1,64}{3,442 * 1,3} = 0,37 \text{ cm}$$

S_v pakai = 0,25 cm

Lalu, dengan cara yang sama dilakukan perhitungan untuk mendapatkan S_v pada nilai Z lainnya. Hasil dari perhitungan S_v dapat dilihat pada Tabel 5.15.

Tabel 5.15 Perhitungan S_v

No	H	Z	γ	ka	σ_{hs}	σ_{hq}	σ_h total	S_v	S_v Pakai
	m	m	t/m ³		t/m ²	t/m ²	t/m ²	m	m
1	4,5	4,5	1,85	0,333	2,775	0,667	3,442	0,367	0,250
2	4,5	4,250	1,85	0,333	2,621	0,667	3,288	0,384	0,250
3	4,5	4,000	1,85	0,333	2,467	0,667	3,133	0,403	0,250
4	4,5	3,750	1,85	0,333	2,313	0,667	2,979	0,424	0,250
5	4,5	3,500	1,85	0,333	2,158	0,667	2,825	0,447	0,250
6	4,5	3,250	1,85	0,333	2,004	0,667	2,671	0,473	0,250
7	4,5	3,000	1,85	0,333	1,850	0,667	2,517	0,502	0,500
8	4,5	2,500	1,85	0,333	1,542	0,667	2,208	0,572	0,500
9	4,5	2,000	1,85	0,333	1,233	0,667	1,900	0,665	0,500
10	4,5	1,500	1,85	0,333	0,925	0,667	1,592	0,793	0,500
11	4,5	1,000	1,85	0,333	0,617	0,667	1,283	0,984	0,500
12	4,5	0,500	1,85	0,333	0,308	0,667	0,975	1,295	0,500

Sumber : hasil perhitungan

d. Panjang *geotextile wall*

Perhitungan panjang *geotextile wall* adalah sebagai berikut :

1) Panjang *geotextile wall* dibelakang bidang longsor (L_e)

Untuk $Z = H = 4,5$ m dan $S_v = 0,25$ m, maka :

$$L_e = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot S F_{renc}}{2[c + \sigma_v (\tan \delta)]} = \frac{0,25 * 2,054 * 1,30}{2[0 + 4,5 * 1,85 * (\tan(2/3 * 30))]} \\ = 0,18 \text{ m} < 1,0 \text{ m, } L_e \text{ pakai} = 1,00 \text{ m}$$

2) Panjang *geotextile wall* didepan bidang longsor (L_r)

Untuk $Z = H = 4,5 \text{ m}$ dan $S_v = 0,25 \text{ m}$, maka :

$$L_r = (H - z) \tan(45 - \phi / 2) \\ = (4,5 - 4,5) \tan(45 - 30 / 2) = 0 \text{ m}$$

3) Panjang total *geotextile wall* total (L)

Untuk $Z = H = 4,5 \text{ m}$ dan $S_v = 0,25 \text{ m}$, maka :

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

4) Panjang lipatan *geotextile wall* (L_o)

Untuk $Z = H = 4,5 \text{ m}$ dan $S_v = 0,25 \text{ m}$, maka :

$$L_o = 0,5 L_e = 0,5 * 1,00 = 0,50 \text{ m} < 1,0 \text{ m}$$

L_o pakai = 1,00 m

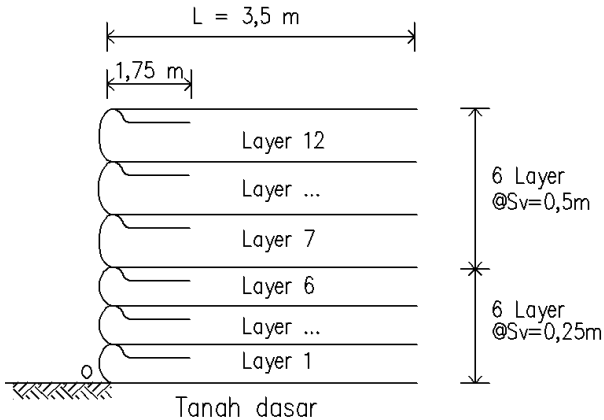
Dengan cara yang sama dilakukan perhitungan panjang *geotextile wall* untuk nilai Z lainnya sehingga diperoleh hasil seperti pada Tabel 5.16 berikut :

Tabel 5.16 Perhitungan Panjang *Geotextile*

No	H	Z	Le pakai	Lr	L	L Pakai	Lo	Lo Pakai
	m	m	m	t/m ²	m	m	m	m
1	4,5	4,500	1,000	0,000	1,000	3,500	1,750	1,750
2	4,5	4,250	1,000	0,144	1,144	3,500	1,750	1,750
3	4,5	4,000	1,000	0,289	1,289	3,500	1,750	1,750
4	4,5	3,750	1,000	0,433	1,433	3,500	1,750	1,750
5	4,5	3,500	1,000	0,577	1,577	3,500	1,750	1,750
6	4,5	3,250	1,000	0,722	1,722	3,500	1,750	1,750
7	4,5	3,000	1,000	0,866	1,866	3,500	1,750	1,750
8	4,5	2,500	1,000	1,155	2,155	3,500	1,750	1,750
9	4,5	2,000	1,000	1,443	2,443	3,500	1,750	1,750
10	4,5	1,500	1,000	1,732	2,732	3,500	1,750	1,750
11	4,5	1,000	1,000	2,021	3,021	3,500	1,750	1,750
12	4,5	0,500	1,000	2,309	3,309	3,500	1,750	1,750

Sumber : hasil perhitungan

Berdasarkan hasil dari perhitungan *Internal stability*, maka sketsa penempatan *geotextile wall* dapat dilihat pada Gambar 5.9.



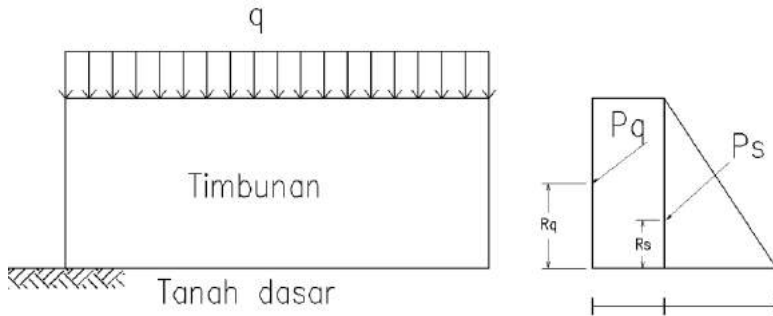
Gambar 5.9 Sketsa Perkuatan *Geotextile wall* pada Timbunan BH-1

B. External stability

Setelah nilai *internal stability* memenuhi persyaratan, maka perlu dilakukan pengecekan *external stability*-nya. Berikut adalah tahapan perhitungannya :

- a. Tekanan tanah lateral yang bekerja (P) = $\sigma_{hi} * H$

Sketsa diagram tekanan tanah lateral dapat dilihat pada Gambar 5.10 berikut :



Gambar 5.10 Sketsa Diagram Tekanan Tanah Lateral

- 1) Akibat tanah (P_s)

$$P_s = 0,5 * \gamma * H^2 * K_a$$

$$= 0,5 * 1,85 * 4,5^2 * 0,333 = 6,244 \text{ t}$$

Lengan momen (R_s)

$$R_s = 1/3 * H = 1/3 * 4,5 = 1,50 \text{ m}$$

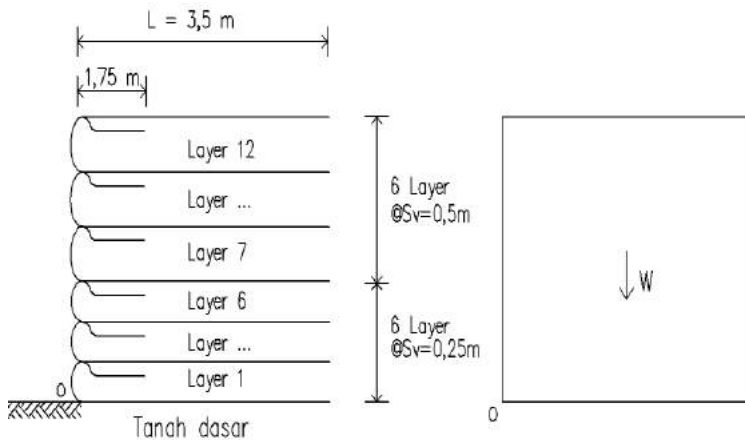
- 2) Akibat beban merata (P_q)

$$P_q = q * K_a * H = 2,0 * 0,333 * 4,5 = 3,00 \text{ t}$$

Lengan momen (R_q)

$$R_q = 1/2 * H = 1/2 * 4,5 = 2,250 \text{ m}$$

Berdasarkan Gambar 5.19, maka bentuk gaya berat yang bekerja pada *geotextile wall* dapat digambarkan seperti pada Gambar 5.11 berikut :



Gambar 5.11 Sketsa Gaya Berat pada *Geotextile*

- b. Stabilitas guling (*overturning stability*)

Momen guling ditinjau terhadap titik O, maka :

- Momen dorong ($P_i * \cos \delta * R$)

- 1) Akibat tanah

$$Md_1 = P_s * \cos \delta * R_s$$

$$= 6,244 \cos(2/3 * 30) * 1,50 = 8,801 \text{ t.m}$$

- 2) Akibat beban merata (Pq)

$$Md_2 = Pq * \cos \delta * Rq$$

$$= 3,00 * \cos(2/3 * 30) * 2,250 = 6,343 \text{ t.m}$$

- 3) Total momen dorong

$$\Sigma Md = Md_1 + Md_2 = 8,801 + 6,343 = 15,144 \text{ t.m}$$

- Momen penahan

Momen pendahan berasal dari berat tanah yang diselimuti oleh *geotextile*, maka besarnya momen penahan adalah berat tanah (W) yang diselimuti *geotextile wall* dikalikan dengan lengan momen terhadap titik 0.

$$W = A * \gamma = (3,5 * 4,5) * 1,85 = 29,138 \text{ t}$$

$$Mp = W * X$$

Dimana, X adalah lengan momen arah X yang berasal dari 0,5 dikali dengan lebar *geotextile wall* lapisan terbawah.

Maka,

$$Mp = 29,138 * (0,5 * 3,5) = 50,991 \text{ t.m}$$

$$\text{Jadi, } SF_{guling} = \frac{Mp}{Md} = \frac{15,144}{50,991} = 3,367 > 3,0 \dots \text{OK!}$$

- c. Stabilitas geser (*sliding stability*)

- Gaya penahan ($Pi * \sin \delta + Wi$)

- 1) Akibat tanah

$$V_1 = Ps * \sin \delta = 6,244 * \sin(2/3 * 30) = 2,135 \text{ t}$$

- 2) Akibat beban merata

$$V_2 = Pq * \sin \delta = 3,0 * \sin(2/3 * 30) = 1,026 \text{ t}$$

- 3) Akibat berat tanah yang diselimuti *geotextile*

$$W = 29,138 \text{ t}$$

- 4) Total gaya penahan (Σv)

$$\Sigma v = V_1 + V_2 + W$$

$$= 2,135 + 1,026 + 29,138 = 32,299 \text{ t}$$

- Gaya pendorong ($P_i \cdot \cos \delta$)

1) Akibat tanah

$$P_1 = P_s \cdot \cos \delta = 6,244 \cdot \cos(2/3 \cdot 30) = 5,867 \text{ t}$$

2) Akibat beban merata

$$P_2 = P_s \cdot \cos \delta = 3,50 \cos(2/3 \cdot 30) = 2,819 \text{ t}$$

3) Total gaya pendorong (Σp)

$$\Sigma p = P_1 + P_2 = 5,867 + 2,819 = 8,686 \text{ t}$$

Jadi,

$$\begin{aligned} SF_{geser} &= \frac{\Sigma v \cdot \tan \phi + c \cdot B}{\Sigma P} \\ &= \frac{32,299 \cdot \tan 30 + 0 \cdot 3,50}{8,686} \\ &= 2,147 > 1,5 \dots OK ! \end{aligned}$$

d. Stabilitas daya dukung tanah (*bearing capacity stability*)

1) Mencari nilai q max

$$q_{\max} = \gamma_{\text{timb}} \cdot H + q = 1,85 \cdot 4,5 + 2,0 = 10,325 \text{ t/m}^2$$

2) Mencari nilai q ult

$$q_{\text{ult}} = c \cdot N_c + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma$$

Apabila diketahui data tanah dasar sebagai berikut ;

$$\text{Berat jenis tanah } (\gamma) = 1,80 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Kohesi tanah } (c) = 2,008 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Sudut geser dalam } (\phi) = 0^\circ$$

Faktor daya dukung berdasarkan nilai ϕ (lihat grafik pada Gambar 2.9) adalah

$$N_c = 5,71; N_q = 1,0; \text{ dan } N_\gamma = 0$$

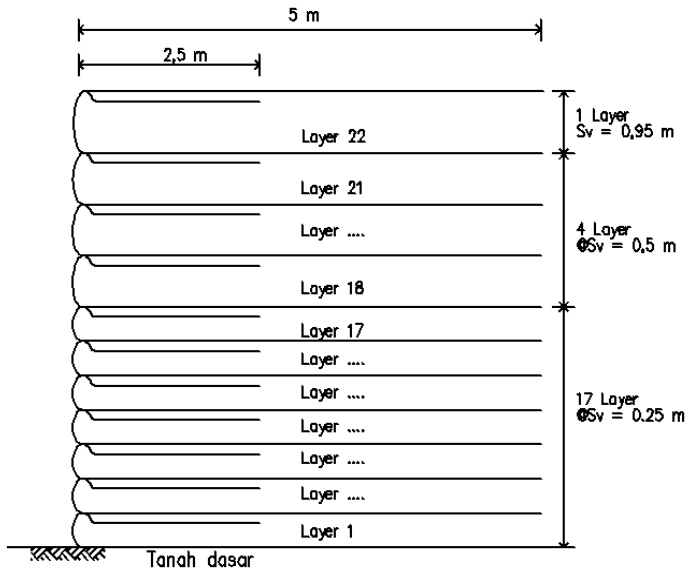
Maka,

$$q_{\text{ult}} = 2,008 \cdot 5,71 + 0,5 \cdot (1,8 - 1) \cdot 3,5 \cdot 0 = 11,466 \text{ t/m}^2$$

Besarnya SF daya dukungnya adalah sebagai berikut :

$$SF_{DD} = \frac{q_{\text{ult}}}{q} = \frac{11,466}{10,325} = 1,110 < 1,3 \dots NOT OK !$$

Lalu, dengan cara yang sama dilakukan perhitungan *geotextile wall* sebagai perkuatan tanah pada timbunan BH-2. Perhitungan tersebut dapat dilihat pada Lampiran C2, sedangkan sketsa penempatan *geotextile*-nya dapat dilihat pada Gambar 5.12 berikut :



Gambar 5.12 Sketsa Perkuatan *Geotextile wall* pada Timbunan BH-2

Hasil dari perhitungan *external stability geotextilewall* pada area tanah BH-2 adalah sebagai berikut :

1. SF guling = 3,184 > 3,0 ... OK !
2. SF geser = 2,179 > 1,5 ... OK !
3. SF daya dukung tanah = 0,920 < 1,3 ... NOT OK!

Berdasarkan hasil perhitungan *external stability geotextile wall* pada timbunan di area BH-1 dan BH-2, diperoleh SF daya dukung tanah < 1,3 yang berarti tidak memenuhi persyaratan kontrol stabilitas. Untuk mengatasi permasalahan tersebut maka

perlu dilakukan rekayasa lain yaitu dengan cara melakukan penggantian/*replacement* tanah dasar menggunakan tanah pasir hingga kedalaman tertentu atau memberikan tambahan kekuatan cerucuk.

5.7.2 Perkuatan Tanah Kombinasi

5.7.2.1 Perkuatan Tanah dengan Menggunakan Kombinasi *Geotextile Wall* dan *Replacement* Tanah Dasar.

Berdasarkan hasil perhitungan pada Sub Bab 5.7.1 dapat ditarik kesimpulan bahwa *geotextile wall* sebagai perkuatan pada timbunan di area BH-1 dan BH2 tidak mampu menahan beban yang bekerja. Dari tiga syarat *external stability* yang harus dipenuhi ada satu stabilitas yang tidak cukup, yakni stabilitas terhadap daya dukung tanah. Nilai stabilitas terhadap daya dukung tanah untuk timbunan di area BH-1 dan BH2 masing-masing diperoleh sebesar 1,110 dan 0,929, sehingga tidak memenuhi persyaratan yang harus dipenuhi yaitu lebih dari 1,3.

Oleh karena itu, untuk menyelesaikan permasalahan tersebut dilakukan rekayasa alternatif yaitu dengan cara mengkombinasikan perkuatan dari *geotextile wall* dan penggantian/*replacement* tanah dasar dengan tanah yang lebih baik.

Perkuatan kombinasi yang dimaksud dalam perencanaan ini adalah seluruh beban yang mengakibatkan kegagalan internal/*internal sliding* timbunan diantisipasi oleh *geotextile*, sedangkan seluruh beban yang mengakibatkan kegagalan eksternal/*external sliding* timbunan diantisipasi oleh tanah dasar pengganti.

Pada Sub Bab ini, perhitungan perkuatan kombinasi yang diuraikan adalah untuk timbunan pada area BH-2. Jumlah *geotextile wall* yang digunakan adalah sesuai dengan perhitungan pada Sub Bab 5.7.2. Sehingga pada Sub Bab ini hanya dihitung kebutuhan kedalaman tanah dasar yang diperlukan sehingga menghasilkan nilai stabilitas terhadap daya dukung lebih dari 1,3. Adapun tahapan perhitungannya adalah sebagai berikut :

a. Data tanah

- 1) Data tanah pada area BH-2 yang digunakan dalam perencanaan ini dapat dilihat pada Tabel 5.17 berikut :

Tabel 5.17 Data Tanah pada Area BH-2

Parameter \ Jenis tanah	H Tanah m	γ t/m ³	Cu t/m ²	ϕ °
- Tanah timbunan	7,2	1,85	0,000	30
- Tanah dasar 1	3	1,6	2,472	0
- Tanah dasar 2	3	1,622	4,100	0
- Tanah dasar 3	0,5	1,689	5,817	0

- 2) Data tanah pengganti

Data tanah pengganti lapisan tanah dasar direncanakan sama dengan tanah timbunan, yaitu tanah pasir dengan parameter tanah seperti pada Tabel 5.15.

- 3) Data *geotextile*

Berdasarkan data Gambar 5.12 :

- Lebar *geotextile wall* bagian dasar (L) adalah 5 meter
 - Panjang *geotextile wall* arah memanjang (B) adalah 1 meter
- Direncanakan kedalaman tanah yang akan diganti (H) adalah 1,50 meter.

b. Perhitungan

Berdasarkan data dari *point a*, maka untuk mempermudah perhitungan dapat direkap menjadi :

Tanah dasar lapis atas :

Pasir : $\gamma_1 = 1,85 \text{ t/m}^3$; $Cu_1 = 0 \text{ t/m}^2$; $\phi_1 = 30^\circ$;
 $Nc_1 = 37,20$; $Nq_1 = 22,50$; $N\gamma_1 = 20$

Tanah dasar lapis bawah :

Lempung : $\gamma_2 = 1,60 \text{ t/m}^3$; $Cu_2 = 2,472 \text{ t/m}^2$; $\phi_2 = 0^\circ$
 $Nc_2 = 5,71$; $Nq_2 = 1,0$; $N\gamma_2 = 0$

Perhitungannya adalah sebagai berikut :

- 1) Mencari nilai koefisien *punching shear* (Ks)

Cara mencari nilai Ks yaitu dengan cara menggunakan

grafik pada Gambar 2.14 dengan input data q_2/q_1 dan nilai sudut geser dalam tanah lapis atas.

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 \cdot Nc_2}{0,5 \gamma_1 \cdot B \cdot N\gamma_1} = \frac{5,14 \cdot 2,472}{0,5 \cdot 1,85 \cdot 1 \cdot 20} = 0,687$$

$$\varphi_1 = 30^\circ$$

maka nilai K_s diperoleh sebesar 4,0

- 2) Mencari nilai faktor bentuk (Fq_s , $F\gamma_s$)

$$Fq_{s_1} = \left(1 + \frac{B}{L}\right) \tan \varphi_1 = \left(1 + \frac{1}{5}\right) \tan(30) = 0,693$$

$$F\gamma_{s_1} = 1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L} = 1 - 0,4 \cdot \frac{1}{5} = 0,920$$

- 3) Mencari daya dukung tanah *ultimate* (q_u)

$$\begin{aligned} q_u &= \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) * 5,14 \cdot c_2 + \gamma_1 \cdot H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2Df}{H}\right) * \\ &\quad \frac{K_s \cdot \tan \phi_1}{B} + \gamma_1 * Df \\ &= \left(1 + 0,2 \frac{1}{5}\right) * 5,14 * 2,47 + 1,85 * 1,50^2 \left(1 + \frac{1}{5}\right) \left(1 + \frac{2 * 0}{1,50}\right) * \\ &\quad \frac{4 \cdot \tan(30)}{1} + 1,85 * 0 \\ &= 24,750 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

- 4) Mencari nilai daya dukung tanah lapis atas (q_t)

$$\begin{aligned} q_t &= \gamma_1 \cdot Df \cdot Nq_2 \cdot Fq_{s_1} + 0,5 \gamma_1 \cdot B \cdot N\gamma_1 \cdot F\gamma_{s_1} \\ &= 1,85 * 0 * 1,0 * 0,693 + 0,5 * 1,85 * 1 * 20 * 0,92 \\ &= 17,02 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

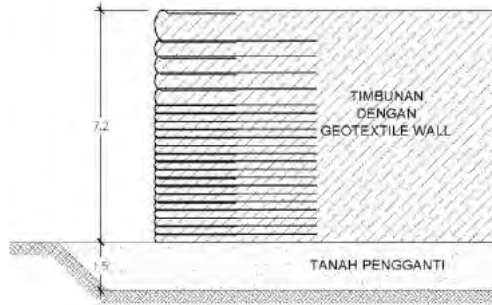
- 5) Menghitung stabilitas daya dukung tanah setelah dilakukan *replacement*

$$\text{SF daya dukung tanah} = \frac{q_u}{q_t} = \frac{24,750}{17,02} = 1,454 > 1,3 \dots \text{OK !}$$

Selain dengan cara perhitungan manual, dilakukan juga

pengecekan stabilitas menggunakan *software XSTABL*. *Output* hasil analisa stabilitas daya dukung tanah menggunakan *software XSTABL* dapat dilihat pada Lampiran D1, adapun nilai faktor keamanan yang dihasilkan yaitu sebesar 1,323.

Jadi, desain perkuatan tanah dengan mengkombinasikan *geotextile wall* dan *replacement* tanah dasar menggunakan tanah pasir sedalam 1,50 meter dapat digunakan. Sketsa penempatan perkuatan kombinasi *geotextile wall* dan *replacement* tanah dasar dapat dilihat pada Gambar 5.13 berikut :



Gambar 5.13 Sketsa Perkuatan Kombinasi *Geotextile wall* dan *Replacement* Tanah Dasar pada area BH-2

Lalu, dengan cara yang sama dilakukan perhitungan kombinasi perkuatan pada timbunan BH-1. Dengan melakukan *replacement* setebal 1,5 m, besarnya SF daya dukung dengan perhitungan manual diperoleh sebesar 1,420, sedangkan perhitungan menggunakan program bantu *XSTABL* diperoleh sebesar 1,460.

5.7.2.2 Perkuatan Tanah Menggunakan Kombinasi *Geotextile wall* dan Cerucuk

Pada kombinasi menggunakan *geotextile wall* dan cerucuk ini, perhitungan yang penulis jabarkan adalah kombinasi perkuatan pada timbunan BH-2, sedangkan untuk timbunan BH-1 dapat dilihat pada Lampiran C1.

Sama halnya dengan perhitungan pada Sub Bab 5.7.2.1, kebutuhan *geotextile wall* yang digunakan yaitu sesuai dengan perhitungan pada perhitungan di Sub Bab 5.7.1, sehingga pada Sub Bab ini hanya dihitung kebutuhan jumlah dan jarak cerucuk saja.

Tahapan perhitungan kebutuhan cerucuk dan jarak yang diperlukan adalah sebagai berikut :

a. Data

1) Data *output XSTABL*

Data *output* dari program bantu *XSTABL* untuk timbunan tanah BH-2 dengan perkuatatan *geotextile wall* dapat dilihat pada Tabel 5.18 berikut :

Tabel 5.18 Hasil Output XSTABL

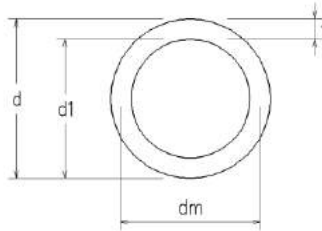
No	SF	Titik pusat (m)		Radius (m)	Mres (KNm)	La (m)	Lb renc. (m)
		X koord	Y Koord				
1	1,113	14,72	38,57	21,44	18330,0	2,87	5,13
2	1,215	15,03	37,54	20,72	21030,0	3,18	4,82
3	1,153	14,33	41,35	24,33	22520,0	2,98	5,02
4	0,936	16,65	30,82	13,85	9204,0	3,03	4,97
5	1,055	16,79	30,4	13,62	10390,0	3,22	4,78
6	0,953	16,19	32,39	15,36	10640,0	2,97	5,03
7	0,967	17,44	35,66	18,52	14480,0	2,86	5,14
8	0,813	18,98	28,25	11,1	6118,0	2,85	5,15
9	0,828	19,05	28,41	10,98	5986,0	2,57	5,43
10	0,813	19,58	28,44	11,35	6416,0	2,91	5,09
11	0,87	19,3	31,95	14,75	9954,0	2,80	5,20
12	0,824	19,53	28,26	10,6	5586,0	2,34	5,66
13	0,811	20,56	28,31	11,31	6464,0	3,00	5,00
14	0,863	20,53	31,11	14,01	9263,0	2,90	5,10
15	0,893	22,01	29,77	12,49	7779,0	2,72	5,28

Dimana,

La : Panjang cerucuk diatas bidang longsor atau setara dengan tebal lapisan tanah diatas bidang longsor.

Lb renc. : Panjang cerucuk rencana dibawah bidang longsor.

- 2) Dalam perencanaan ini, cerucuk yang digunakan adalah cerucuk bulat dengan penampang seperti pada Gambar 5.14 dengan spesifikasi sebagai berikut :



Gambar 5.14 Penampang Cerucuk

Spesifikasi teknis :

Tipe	: <i>Spun pile</i> D400 – kelas C, Produksi PT Wika Beton
Mutu beton (F_c')	: 52,0 Mpa
Diameter luar (d)	: 40 cm
Diameter dalam (d_1)	: 25 cm
Tebal (t)	: 7,5 cm
Momen crack (M_{cr})	: 9,0 t.m
Momen ultimate (M_u)	: 18,0 t.m
Momen inersia (I)	: 106488,95 cm ⁴
Mod. Elastisitas (E)	: 338921,82 kg/cm ²
Panjang cerucuk (L)	: 8,0 m

b. Perhitungan

Pada Tugas Akhir ini, perhitungan cerucuk yang penulis uraikan adalah perhitungan dengan data *output XSTABL* nomor 1. Untuk perhitungan pada nomor 2 sampai 10 dapat dilihat pada Lampiran C2.

1) Gaya penahan (*resisting*)

- faktor modulus tanah (f)

digunakan grafik NAVFAC, DM-7 (1971) dengan input data dari jenis tanah dasar yaitu tanah lunak

$$f = 4 \text{ t/ft}^3 = 4 * 0,32 = 0,128 \text{ kg/cm}^3$$

- faktor kekakuan relatif (T)

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{1/5} = \left(\frac{338921,82 * 106488,95}{0,128} \right)^{1/5} = 195,002 \text{ cm}$$

2) Koefisien momen akibat gaya lateral (Fm)

Berdasarkan grafik NAVFAC, DM-7 (1971) :

$$Lb = L - La = 8,0 - 2,870 = 5,130 \text{ m}$$

$$Lb / T = 5,130 / 195,002 = 2,631$$

$$Z = 0$$

Maka diperoleh Fm = 0,970

3) Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk

$$P = \frac{Mcr}{Fm * T} = \frac{9000}{0,970 * 195,002} = 47,581 \text{ kN}$$

4) Mencari ΔMr

Berdasarkan data dari Tabel 5.16 :

- SF min : 1,113
- Mres min : 18339 kN.m
- jari-jari (R) : 21,440 m
- SF rencana : 1,3
- Momen pendorong

$$Mdor = \frac{Mres}{SF} = \frac{18330}{1,113} = 16469 \text{ kN.m}$$

$$\Delta MR = (Mdor * SFrenc) - Mres \\ = (16469 * 1,3) - 18330 = 3079,7 \text{ kN.m}$$

5) Faktor koreksi cerucuk

- Koreksi ratio tancap

$$xt = \frac{Lb}{d} = \frac{5,130}{0,4} = 12,825 \dots 5 < Xt < 20$$

$$yt = 0,1 * xt - 0,35$$

$$= 0,1 * 12,825 - 0,35 = 0,933$$

- Koreksi ratio spasi

Direncanakan jarak spasi antar cerucuk:

$$S = 3 * d = 3 * 0,4 = 1,2 \text{ m}$$

$$x_s = \frac{S}{d} = \frac{1,2}{0,4} = 3,0$$

$$y_s = -0,057 * x_s^2 + 0,614 * x_s - 0,658$$

$$= -0,057 * 3,0^2 + 0,614 * 3,0 - 0,658 = 0,671$$

- Koreksi ratio diameter

$$x_d = d / T = 40 / 195,002 = 0,205 \dots x_d > 0,12$$

$$y_d = 2,0$$

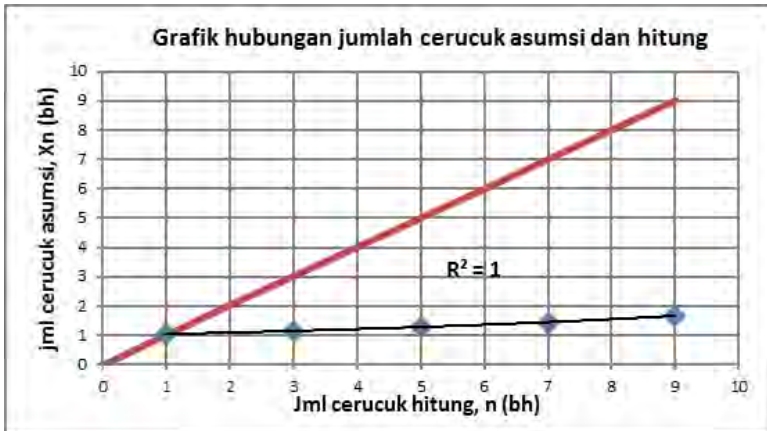
- Koreksi akibat jumlah cerucuk

Untuk memperoleh jumlah cerucuk perlu (n hitung), dilakukan dengan cara mengasumsikan jumlah cerucuk (Xn asumsi) terlebih dahulu. Perhitungan tersebut dilakukan dengan beberapa variasi Xn asumsi sehingga dapat dibuat grafik hubungan antara n hitung dan Xn asumsi. Grafik tersebut kemudian dipotongkan dengan grafik konvergen (x=y), sehingga jumlah cerucuk yang perlu adalah pada titik perpotongan dua grafik tersebut. Hasil dari perhitungan tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.19 dan Gambar 5.15 berikut :

Tabel. 5.19 Perhitungan FKg dan Kebutuhan Cerucuk

d. Koreksi jml		Fkg	Pmax*F Kg (kN)	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn		$\Delta MR / (P_{max} * Radius)$
1	1,000	2,878	136,95	1,049
3	0,910	2,619	124,62	1,153
5	0,816	2,349	111,75	1,285
7	0,722	2,078	98,88	1,453
9	0,628	1,808	86,00	1,670

Sumber : hasil perhitungan



Gambar 5.15 Grafik Hubungan Jumlah Cerucuk Hitung dan Jumlah Cerucuk Asumsi

Berdasarkan perpotongan grafik pada Gambar 5.15 tersebut, maka jumlah cerucuk yang dibutuhkan untuk timbunan BH-2 adalah $1,1 \text{ bh} \approx 2 \text{ bh}$.

Lalu, dengan cara yang sama dilakukan perhitungan yang sama untuk kondisi SF yang lain. Perhitungan pada kondisi SF yang lain dapat dilihat pada Lampiran C2 dan rekap hasil perhitungannya dapat dilihat pada Tabel 5.20 berikut :

Tabel 5.20 Rekap Hasil Perhitungan Cerucuk pada Area BH-2

No	SF	La	Lb	Pjg cerucuk total	Jml cerucuk
		(m)	(m)	(m)	(bh)
1	1,113	2,87	5,13	8	2
2	1,215	3,18	4,82	8	1
3	1,153	2,98	5,02	8	1
4	0,936	3,03	4,97	8	3
5	1,055	3,22	4,78	8	2
6	0,953	2,97	5,03	8	2
7	0,967	2,86	5,14	8	3
8	0,813	2,85	5,15	8	3
9	0,828	2,57	5,43	8	3
10	0,813	2,91	5,09	8	3
11	0,87	2,8	5,2	8	3
12	0,824	2,34	5,66	8	2
13	0,811	3	5	8	3
14	0,863	2,9	5,1	8	3
15	0,893	2,72	5,28	8	3

Sumber : hasil perhitungan

Kebutuhan jumlah cerucuk perlu yaitu jumlah cerucuk terbanyak berdasarkan Tabel 5.20 yakni 3 tiang.

Lalu, dengan cara yang sama dilakukan perhitungan kebutuhan jumlah cerucuk untuk timbunan BH-1. Uraian perhitungan tersebut dapat dilihat pada Lampiran C1, sedangkan hasilnya adalah sebagai berikut :

- Diameter cerucuk, d : 0,4 m
- Panjang cerucuk, L : 8 m
- Jarak antar cerucuk, S : $3d = 1,2$ m
- Jumlah cerucuk perlu, n : 2 tiang.

5.7.3 Biaya Perkuatan Tanah

Perhitungan kebutuhan biaya perkuatan tanah dalam Tugas Akhir ini dilakukan dengan mengacu pada PM. 78 Tahun 2014 tentang Standar Biaya di Lingkungan Kementerian Perhubungan. Perhitungan volume dan analisa harga satuan pekerjaan dapat dilihat pada Lampiran C3.

Pada Tabel 5.21 dapat dilihat bahwa seluruh perkuatan tanah pada kombinasi 1 dan perkuatan *geotextile wall* pada kombinasi 2 direncanakan untuk dipakai pada 3 sisi timbunan, yakni sisi kanan, kiri dan area dibelakang *abutment*. Namun, perkuatan menggunakan cerucuk pada kombinasi 2 direncanakan hanya untuk sisi kanan dan kiri timbunan saja. Hal tersebut dilakukan karena cerucuk dibelakang *abutment* direncanakan agar dapat digantikan fungsinya oleh pondasi tiang pancang *abutment*.

Tabel. 5.19 Pembagian Area Perkuatan Tanah

No	Area	Kombinasi Perkuatan 1		Kombinasi Perkuatan 2	
		<i>Geotextile wall</i>	<i>Replacement</i>	<i>Geotextile wall</i>	Cerucuk
1	Sisi kanan timbunan	√	√	√	√
2	sisi kiri timbunan	√	√	√	√
3	area belakang <i>abutment</i>	√	√	√	-

Biaya yang dibutuhkan untuk kombinasi perkuatan 1 dan 2 dapat dilihat pada Tabel 5.22 berikut :

Tabel. 5.22 Kebutuhan Biaya Perkuatan Tanah

No	Uraian Pekerjaan	Volume	Unit	Harga satuan	Total
A	Kombinasi <i>geotextile wall</i> dan <i>replacement</i>				
A.1	AREA BH-1				
1.	Pek. <i>Geotextile</i> T. Ult 5,2 t/m2. Ex. Geosistem	2517,27	m2	Rp 113,890,72	Rp 286,693,703,20
2	Pek. <i>Replacement</i> tanah dasar H=1,5 m				
	- Pek. Galian tanah dasar	517,50	m3	Rp 28,674,00	Rp 14,838,796,91
	- Pek. Urugan kembali	621,00	m3	Rp 163,684,54	Rp 101,648,097,27
A.2	AREA BH-2				
1.	Pek. <i>Geotextile</i> T. Ult 5,2 t/m2. Ex. Geosistem	5815,32	m2	Rp 113,890,72	Rp 662,311,006,01
2	Pek. <i>Replacement</i> tanah dasar H=1,5 m				
	- Pek. Galian tanah dasar	517,50	m3	Rp 28,674,00	Rp 14,838,796,91
	- Pek. Urugan kembali	621,00	m3	Rp 163,684,54	Rp 101,648,097,27
	TOTAL				Rp 1,181,978,497,58
	TOTAL + PPN 10%				Rp 1,300,177,000,00
B	Kombinasi <i>geotextile wall</i> dan cerucuk				
B.1	AREA BH-1				
1.	Pek. <i>Geotextile</i> T. Ult 5,2 t/m2. Ex. Geosistem	2367,75	m2	113890,7242	Rp 269,664,762,13
2.	Pek. Cerucuk D40, L = 8 m, Kelas C. Ex. Wika Beton	320,00	m'	Rp 341,434,81	Rp 109,259,139,08
B.2	AREA BH-2				
1.	Pek. <i>Geotextile</i> T. Ult 5,2 t/m2. Ex. Geosistem	5634,30	m2	Rp 113,890,72	Rp 641,694,507,12
2.	Pek. Cerucuk D40, L = 8 m, Kelas C. Ex. Wika Beton	480,00	m'	Rp 341,434,81	Rp 163,888,708,62
	TOTAL				Rp 1,184,507,116,95
	TOTAL + PPN 10%				Rp 1,302,958,000,00

Sumber : hasil perhitungan

5.7.4 Pemilihan Alternatif Perkuatan Tanah

Pemilihan alternatif perkuatan tanah dilakukan dengan cara memilih biaya perkuatan kombinasi paling ekonomis. Berdasarkan hasil perhitungan pada Tabel 5.22, diperoleh besarnya biaya untuk perkuatan kombinasi *geotextile wall* dan *replacement* tanah dasar adalah sebesar Rp.1.300.177.000,- dan biaya perkuatan kombinasi *geotextile wall* dan cerucuk adalah sebesar Rp.1.302.958.000,-. Sehingga alternatif perkuatan tanah terpilih adalah perkuatan kombinasi *geotextile wall* dan *replacement* tanah dasar dengan selisih harga lebih murah sebesar Rp.2.781.000,-.

BAB VI

PERHITUNGAN *ABUTMENT*

6.1 Umum

Abutment jembatan Sulin yang terletak pada kedua ujung jembatan direncanakan dengan tinggi yang berbeda. *Abutment* BH-1 direncanakan setinggi 5 meter, sedangkan *abutment* BH-2 direncanakan setinggi 7,7 meter. Hal tersebut dilakukan karena menyesuaikan kontur tanah yang sudah ada. Jadi, dalam perencanaan ini akan didapatkan dua hasil perhitungan *abutment*.

Data tanah yang digunakan dalam perencanaan ini dapat dilihat pada Tabel 4.3 dan 4.4.

Mengingat panjangnya tahapan perhitungan *abutment* ini, maka yang penulis uraikan dalam Bab ini hanya perhitungan untuk *abutment* BH-2. Uraian perhitungan *abutment* BH-1 dapat dilihat pada Lampiran E1, namun hasil perhitungan pada beberapa tahapannya tetap dapat dilihat pada Bab 6 ini.

6.2 Analisis Beban Kerja pada *Abutment*

Analisis beban yang bekerja pada *abutment* jembatan mengacu pada RSNI T-02-2005 tentang Standar Pembebanan untuk Jembatan dan SNI 2844:2008 tentang Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan.

6.2.1 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri (*self weight*) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat sendiri dibedakan menjadi 2 macam, yaitu berat sendiri struktur atas, dan berat sendiri struktur bawah.

6.2.1.1 Berat Sendiri Struktur Atas (W_{MS})

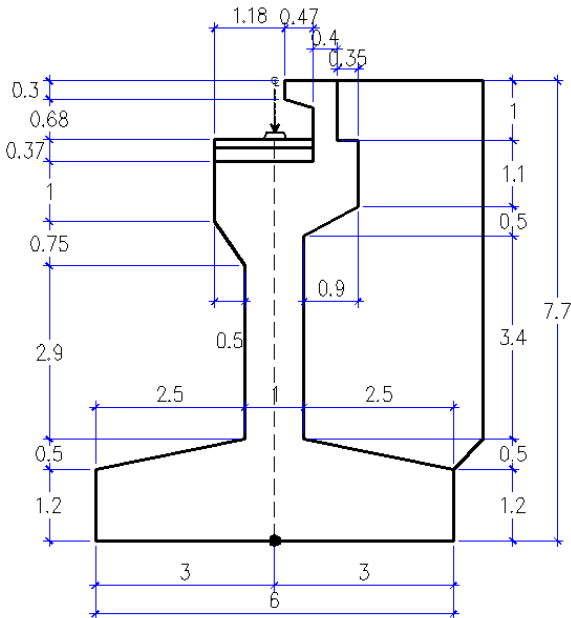
Struktur atas pada perencanaan ini menggunakan sistem rangka baja bentang 60 meter tipe A standar Bina Marga. Berat sendiri struktur atas secara keseluruhan adalah sebesar 1578,76 kN.

Maka, beban yang diterima untuk masing-masing *abutment* adalah $0,5 \cdot 1578,76 = 789,38 \text{ kN}$.

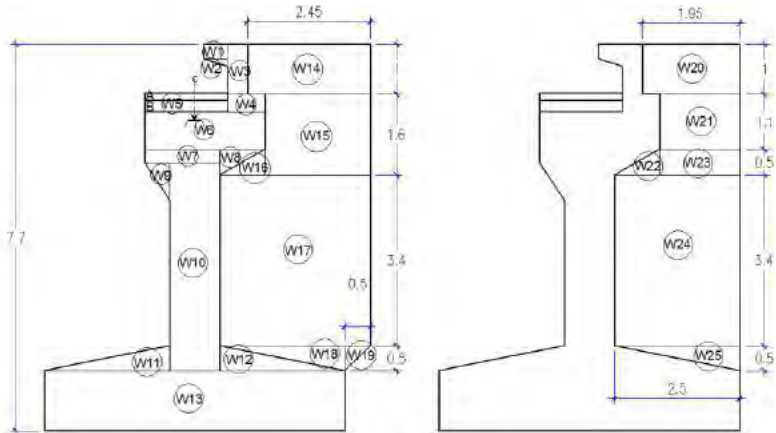
6.2.1.2 Berat Sendiri Struktur Bawah (W_{MS})

Berat sendiri struktur bawah berasal dari berat sendiri *abutment*, *wing wall*, dan tanah dibelakang *abutment*. Desain *abutment* BH-2 dapat dilihat pada Gambar 6.1 dengan data sebagai berikut :

- Tinggi *abutment*, H = 7,7 m
- Panjang *abutment*, B_y = 12 m
- Lebar dasar *abutment*, B_x = 6,0 m
- Berat jenis beton, W_c = 25 kN/m³
- Berat jenis tanah timbunan, W_s = 18,5 kN/m³
- Tebal *wing wall*, T_w = 0,5 m per sisi.
- Eksentrisitas beban, e = 0,5 m



Gambar 6.1 Desain *Abutment* BH-2



Gambar 6.2 Berat Sendiri *Abutment* BH-2

Tabel 6.1 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Bawah.

No	Dimensi (m)		bentuk	A (m ²)	L (m)	Vol (M ³)	berat kN	arah momen	Lengan (m)	Momen (kN.m)
	b	h								
ABUTMENT										
W1	0,47	0,30	1,00	0,14	12,00	1,69	42,30	-1,00	0,42	-17,55
W2	0,47	0,15	0,50	0,04	12,00	0,42	10,58	-1,00	0,49	-5,22
W3	0,40	1,00	1,00	0,40	12,00	4,80	120,00	-1,00	0,85	-102,00
W4	0,75	0,35	1,00	0,26	12,00	3,15	78,75	-1,00	1,03	-80,72
W5(a)	1,65	0,23	1,00	0,38	1,40	0,53	13,28	1,00	0,18	2,39
W5(b)	1,65	0,37	1,00	0,61	1,40	0,85	21,37	1,00	0,18	3,85
W6	2,40	0,75	1,00	1,80	12,00	21,60	540,00	-1,00	0,20	-108,00
W7	1,50	0,25	1,00	0,38	12,00	4,50	112,50	1,00	0,25	28,13
W8	0,90	0,50	0,50	0,23	12,00	2,70	67,50	-1,00	0,80	-54,00
W9	0,50	0,75	0,50	0,19	12,00	2,25	56,25	1,00	0,67	37,50
W10	1,00	4,15	1,00	4,15	12,00	49,80	1245,00	0,00	0,00	0,00
W11	2,50	0,50	0,50	0,63	12,00	7,50	187,50	1,00	1,33	250,00
W12	2,50	0,50	0,50	0,63	12,00	7,50	187,50	-1,00	1,33	-250,00
W13	6,00	1,20	1,00	7,20	12,00	86,40	2160,00	0,00	0,00	0,00
WING WALL										
W14	2,45	1,00	1,00	2,45	1,00	2,45	61,25	-1	2,28	-139,34
W15	2,10	1,60	1,00	3,36	1,00	3,36	84,00	-1	2,45	-205,80
W16	0,90	0,50	0,50	0,23	1,00	0,23	5,63	-1	1,10	-6,19
W17	3,00	3,40	1,00	10,20	1,00	10,20	255,00	-1	2,00	-510,00
W18	2,50	0,50	0,50	0,63	1,00	0,63	15,63	-1	2,17	-33,85
W19	0,50	0,50	0,50	0,13	1,00	0,13	3,13	-1	3,33	-10,42

TANAH										
W20	1,95	1	1	1,95	12,00	23,40	432,90	-1	2,03	-876,62
W21	1,6	1,1	1	1,76	12,00	21,12	390,72	-1	2,20	-859,58
W22	0,9	0,5	0,5	0,23	12,00	2,70	49,95	-1	1,10	-54,95
W23	1,6	0,5	1	0,80	12,00	9,60	177,60	-1	2,20	-390,72
W24	2,5	3,4	1	8,50	12,00	102,00	1887,00	-1	1,75	-3302,25
W25	2,5	0,5	0,5	0,63	12,00	7,50	138,75	-1	2,17	-300,63
TOTAL							$P_{MS} =$	8344,07	$M_{MS} =$	-6985,98

Sumber : hasil perhitungan

6.2.1.3 Berat Total akibat Berat Sendiri

Perhitungan berat total akibat berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 6.2 berikut :

Tabel 6.2 Perhitungan Berat Total akibat Berat Sendiri

No	Berat sendiri	P_{MS}	M_{MS}
		kN	kN.m
1	Struktur atas	789,38	0
2	struktur bawah	8344,07	-6985,98
Total		9133,45	-6985,98

Sumber : Perhitungan

6.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Menurut RSNI T-02-2005 Ps. 5.3, beban mati tambahan (*super imposed dead load*), adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Jembatan dianalisis harus mampu memikul beban tambahan seperti :

1. Penambahan lapisan aspal (*overlay*) di kemudian hari setebal 50 mm,
2. Genangan air hujan jika sistem drainase tidak bekerja dengan baik,
3. Pemasangan tiang listrik dan instalasi ME.

Perhitungan beban mati tambahan (MA) ini dapat dilihat pada Tabel 6.3 berikut :

Tabel 6.3 Perhitungan Beban Mati Tambahan (MA)

No	Jenis beban mati tambahan	tebal	Lebar	Pjg	jumlah	w	Berat	
		(m)	(m)	(m)		(kN/m ³)	(kN)	
1	Lap. Aspal + overlay	0,05	7	60	1,00	22	462	
2	Pipa terisi air hujan	dia=	0,4	60	2,00	10	150,796	
3	Air hujan	0,05	7	60	1,00	10	210	
							$W_{MA} =$	822,796

Sumber : Perhitungan

Beban pada *abutment* akibat beban mati tambahan :

$$P_{MA} = 0,5 * W_{MA} = 0,5 * 822,796 = 411,398 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi :

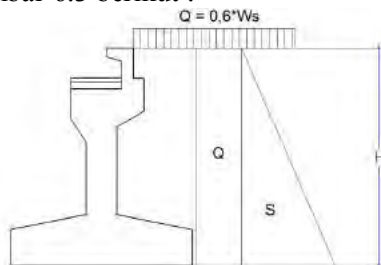
$$e = 0 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat berat mati tambahan :

$$M_{MA} = P_{MA} * e = 411,398 * 0 = 0 \text{ kN.m}$$

6.2.3 Tekanan Tanah (TA)

Pada bagian tanah di belakang dinding *abutment* yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,60 m yang berupa beban merata ekivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Diagram tegangan akibat tekanan tanah yang berada dibelakang *abutment* adalah seperti pada Gambar 6.3 berikut :



Gambar 6.3 Diagram Tegangan Akibat Tekanan Tanah di Belakang *Abutment*

Dalam perencanaan ini tanah dibelakang *abutment* direncanakan untuk dipasang perkuatan *geotextile wall*, sehingga tekanan tanah dan momen yang bekerja menjadi nol. Desain *geotextile wall* tersebut dapat dilihat pada Gambar Bab 5.14.

6.2.4 Beban Lajur "D" (TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (BTR) dan beban garis (BGT) seperti pada Gambar 2.15. BTR mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu-lintas seperti Gambar 2.16 atau dinyatakan dengan formula sebagai berikut :

$$q = 9,0 \text{ kPa, untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = 9,0 \cdot (0,5 + 15/L) \text{ kPa, untuk } L > 30 \text{ m}$$

Untuk panjang bentang jembatan, $L = 60,0 \text{ m}$, maka :

$$q = 9,0 \cdot (0,5 + 15/L) = 9,0 \cdot (0,5 + 15/60) = 6,0 \text{ kPa.}$$

Besarnya intensitas beban garis (BGT) menurut RSNI T-02-2005 hal 16 poin 3, didefinisikan sebagai nilai $P = 49,0 \text{ kN/m}$. Faktor beban dinamis (FBD) dihitung menggunakan Formula berikut :

$$\text{FBD} = 0,4, \text{ untuk } L \leq 50 \text{ m}$$

$$\text{FBD} = 0,4 - 0,0025 \cdot (L - 50), \text{ untuk } 50 < L < 90 \text{ m}$$

$$\text{FBD} = 0,3, \text{ untuk } L \geq 90 \text{ m}$$

Untuk panjang bentang jembatan, $L = 60,0 \text{ m}$, maka :

$$\text{FBD} = 0,4 - 0,0025 \cdot (60 - 50) = 0,375$$

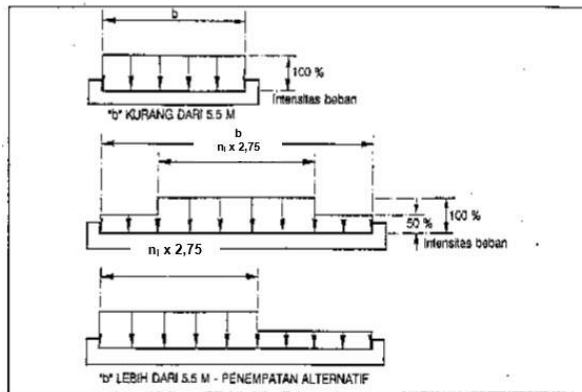
$$P_{\text{TD}} = (1 + \text{FBD}) \cdot P = (1 + 0,375) \cdot 49,0 = 67,375 \text{ kN.}$$

Beban "D" harus disusun pada arah melintang sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum. Penyusunan komponen-komponen BTR dan BGT dari beban "D" pada arah melintang harus sama. Penempatan beban ini dilakukan dengan ketentuan sebagai berikut :

1. Bila lebar lajur $\leq 5,5 \text{ m}$, maka beban "D" harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100 % seperti tercantum dalam pasal 6.3.1;
2. Apabila lebar lajur $> 5,5 \text{ m}$, maka beban "D" harus ditempatkan pada jumlah lajur lalu lintas rencana (n_1) yang berdekatan (Tabel 11 RSNI-T-02-2005), dengan intensitas 100 % seperti tercantum pada pasal 6.3.1. Hasilnya adalah beban garis ekuivalen sebesar $n_1 \times 2,75 q$ kN/m dan beban terpusat

equivalen sebesar $n_1 \times 2,75$ p kN, kedua-duanya bekerja berupa strip pada jalur selebar $n_1 \times 2.75$ m;

3. Lajur lalu lintas rencana yang membentuk strip ini bisa ditempatkan dimana saja pada jalur jembatan. Beban "D" tambahan harus ditempatkan pada seluruh lebar sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50 % seperti tercantum dalam Pasal 6.3.1. Susunan pembebanan ini bisa dilihat dalam Gambar 6.4 berikut :



Gambar 6.4 Penyebaran Beban Arah Melintang

Sumber : RSNI T-02-2005

Untuk lebar jalur, $b_1 = 7,5$ meter, maka jumlah lajur lalu lintas rencana (n_1) menurut RSNI T-02-2005 pada Tabel 11 adalah 2 lajur. Sehingga besarnya beban lajur "D" yang bekerja adalah :

$$\begin{aligned} W_{TD1} &= (n_1 * 2,75 * q * 100\% + (b_1 - (n_1 * 2,75)) * q * 50\%) * L \\ &= (2 * 2,75 * 6 * 100\% + 7,5 - (2 * 2,75)) * 6,0 * 50\% * 60 \\ &= 2340 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{TD2} &= n_1 * 2,75 * P_{TD} * 100\% + (b_1 - (n_1 * 2,75)) * P_{TD} * 50\% \\ &= 2 * 2,75 * 67,375 * 100\% + (7,5 - (2 * 2,75)) * 67,375 * 50\% \\ &= 505,313 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban pada *abutment* akibat beban lajur "D" adalah :

$$\begin{aligned} P_{TD} &= (\Sigma W_{TD}) / 2 \\ &= (2340 + 505,313) / 2 \\ &= 1422,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat beban lajur “D” :

$$\begin{aligned} M_{TD} &= P_{TD} * e \\ &= 1422,66 * 0 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

6.2.5 Beban *Pedestrian* / Pejalan Kaki (TP)

Semua elemen dari trotoar yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa. Trotoar pada jembatan harus direncanakan untuk memikul beban per m² dari luas yang dibebani seperti pada grafik pada Gambar 2.18.

Diketahui data sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Panjang bentang, } L &= 60 \text{ m} \\ \text{Lebar trotoar, } b_2 &= 1 \text{ m} \\ \text{Jumlah trotoar, } n &= 2 \end{aligned}$$

Luasan bidang trotoar yang membenani *abutment* adalah :

$$\begin{aligned} A &= b_2 * L / 2 * n \\ &= 1 * 60 / 2 * 2 = 60 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Besarnya beban merata pada trotoar :

$$\begin{aligned} q &= 5 - 0,033 * (A - 10) \\ &= 5 - 0,003 * (60 - 10) = 3,35 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Besarnya beban pada *abutment* akibat beban pejalan kaki :

$$P_{TP} = A * q = 60 * 3,35 = 201 \text{ kPa}$$

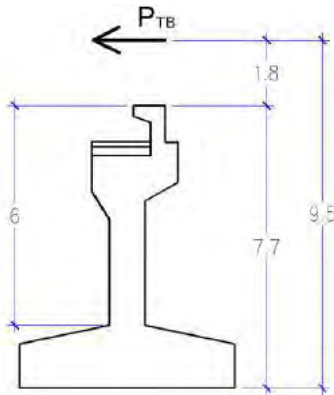
Momen pada pondasi akibat beban pejalan kaki :

$$M_{TP} = P_{TP} * e = 201 * 0 = 0 \text{ kN.m}$$

6.2.6 Gaya Rem (TB)

Bekerjanya gaya-gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurusan lalu lintas. Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dianggap bekerja pada elevasi + 1,8 m dari permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang ditentukan berdasarkan panjang total jembatan yang diperoleh menggunakan grafik pada Gambar 2.19.

Ilustrasi gaya rem yang bekerja pada *abutment* dapat dilihat pada jembatan dapat dilihat pada Gambar 6.5 berikut.



Gambar 6.5 Ilustrasi Gaya Rem yang Bekerja pada *Abutment* BH-2

Diketahui data sebagai berikut :

Panjang bentang, $L = 60$ m

Jumlah lajur, $n1 = 2$ lajur

Besarnya gaya rem berdasarkan Gambar 2.18 adalah :

$T_{TB'} = 135$ kN/lajur

Total besarnya gaya rem :

$T_{TB} = T_{TB'} * n1 = 135 * 2 = 270$ kN

Lengan terhadap dasar pondasi :

$Y_{TB} = 1,8 + \text{tinggi } abutment = 1,8 + 7,7 = 9,5$ m

Momen terhadap dasar pondasi akibat gaya rem :

$M_{TB} = T_{TB} * Y_{TB} = 270 * 9,5 = 2565$ kN.m

Lengan terhadap *breast wall* :

$Y_{TB'} = 1,8 + 6,0 = 7,8$ m

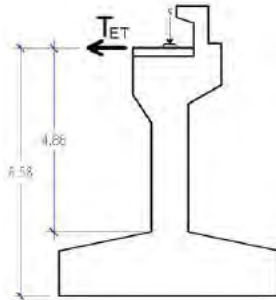
Momen terhadap *breast wall* akibat gaya rem :

$M_{TB'} = T_{TB'} * Y_{TB'} = 270 * 7,8 = 2106$ kN.m

6.2.7 Pengaruh Temperatur (ET)

Adanya perubahan temperatur dapat mengakibatkan terjadinya deformasi pada balok jembatan yang menyebabkan adanya gaya tambahan pada perletakan secara horizontal yang pada akhirnya akan mempengaruhi deformasi pada *abutment*.

Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan. Besarnya temperatur jembatan berdasarkan tipe bangunan atasnya dapat dilihat pada Tabel 2.9, sedangkan sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur dapat dilihat pada Tabel 2.10. Ilustrasi gaya yang bekerja pada *abutment* akibat pengaruh dari temperatur dapat dilihat pada Gambar 6.6 berikut :



Gambar 6.6 Ilustrasi Gaya Akibat Pengaruh Temperatur pada *Abutment* BH-2

Diketahui :

Panjang bentang, L	= 60 m
Temperatur maksimum rata-rata, T _{max}	= 40 °C
Temperatur minimum rata-rata, T _{min}	= 15 °C
Koefisien muai panjang baja, α	= 12*10 ⁻⁶ per °C
Kekakuan geser untuk tumpuan elastomer, k	= 1500 kN/m
Jumlah elastomer dalam 1 <i>abutment</i> , n	= 2 bh

Maka,

Perbedaan temperatur rata-rata :

$$\begin{aligned}\Delta T &= (T_{\max} - T_{\min}) / 2 \\ &= (40 - 15) / 2 = 12,5 \text{ } ^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Gaya yang bekerja pada *abutment* akibat pengaruh temperatur :

$$\begin{aligned}T_{ET} &= \alpha * \Delta T * k * L / 2 * n \\ &= 12 * 10^{-6} * 12,5 * 1500 * 60 / 2 * 2 = 13,5 \text{ kN}\end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi :

$$Y_{ET} = \text{jarak dari elastomer ke dasar pondasi} = 6,58 \text{ m}$$

Lengan terhadap *breast wall* :

$$Y'_{ET} = \text{jarak dari elastomer ke dasar } breast \text{ wall} = 4,88 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat temperatur :

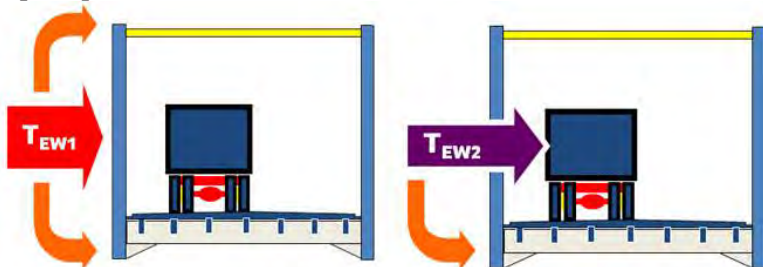
$$\begin{aligned} M_{ET} &= T_{ET} * Y_{ET} \\ &= 13,5 * 6,58 = 88,83 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen pada *breast wall* akibat temperatur :

$$\begin{aligned} M'_{ET} &= T_{ET} * Y'_{ET} \\ &= 13,5 * 4,88 = 65,88 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

6.2.8 Beban Angin (EW)

Menurut RSNI T-02-2005 Ps. 7.6, beban angin yang bekerja ditinjau pada 2 kondisi, yaitu angin yang meniup pada bidang samping jembatan dan angin yang meniup kendaraan. Ilustrasi gaya angin yang bekerja pada 2 kondisi tersebut yaitu seperti pada Gambar 6.7 berikut :



Gambar 6.7 Ilustrasi Gaya Angin yang Bekerja

1. Angin yang meniup bidang samping jembatan (T_{EW1})

Diketahui data sebagai berikut :

$$\text{Panjang rangka atas, } a = 55 \text{ m}$$

$$\text{Panjang rangka bawah, } b = 60 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi rangka, } h = 6,35 \text{ m}$$

$$\text{Koefisien seret untuk rangka baja, } C_w = 1,2$$

Kecepatan angin rencana untuk lokasi s.d 5 Km dari pantai,

$$V_w = 35 \text{ m/detik}$$

Maka,

Luas bidang samping jembatan :

$$\begin{aligned} Ab &= 30\% * 0,5(a + b) * h \\ &= 30\% * 0,5 (55 + 60) * 6,35 = 109,54 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada *abutment* :

$$\begin{aligned} T_{EW1} &= 0,0006 * C_w * (V_w)^2 * Ab \\ &= 0,0006 * 1,2 * (35)^2 * 109,54 = 96,612 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi :

$$\begin{aligned} Y_{EW1} &= 0,5 * h + \text{jarak dari dasar pondasi ke elastomer} \\ &= 0,5 * 6,35 + 6,58 = 9,76 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat beban angin :

$$\begin{aligned} M_{EW1} &= T_{EW1} * Y_{EW1} \\ &= 96,612 * 9,76 = 942,45 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *breast wall* :

$$\begin{aligned} Y'_{EW1} &= 0,5 * h + \text{jarak dari dasar } breast \text{ wall ke elastomer} \\ &= 0,5 * 6,35 + 4,88 = 8,06 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada *breast wall* akibat beban angin :

$$\begin{aligned} M'_{EW1} &= T_{EW1} * Y'_{EW1} \\ &= 96,612 * 8,06 = 778,21 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

2. Angin yang meniup kendaraan (T_{EW2})

Gaya angin tambahan arah horisontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan diatas lantai jembatan dihitung menggunakan formula :

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= 0,0012 * C_w^2 * V_w * L / 2 \\ &= 0,0012 * 1,2^2 * 35 * 60 / 2 = 59,920 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi :

$$Y_{EW2} = \text{jarak dari perkerasan ke dasar pondasi} = 7,70 \text{ m}$$

Momen pada pondasi :

$$\begin{aligned} M_{EW2} &= T_{EW2} * Y_{EW2} \\ &= 59,920 * 7,70 = 407,48 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *breast wall* :

$$Y'_{EW2} = \text{jarak dari perkerasan ke dasar } breast \text{ wall} = 6,0 \text{ m}$$

Momen pada *breast wall* :

$$\begin{aligned} M'_{EW2} &= T_{EW2} * Y'_{EW2} \\ &= 59,920 * 6,0 = 317,52 \text{ m} \end{aligned}$$

3. Beban angin total

Total beban angin yang bekerja pada *abutment* :

$$T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2} = 96,612 + 59,920 = 149,532 \text{ kN}$$

Total momen yang bekerja pada pondasi :

$$M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2} = 942,45 + 407,48 = 1349,93 \text{ kN.m}$$

Total momen yang bekerja pada *breast wall* :

$$M'_{EW} = M'_{EW1} + M'_{EW2} = 778,21 + 317,52 = 1095,73 \text{ kN.m}$$

6.2.9 Beban Gempa (EQ)

6.2.9.1 Beban Gempa Statik Ekuivalen Arah Memanjang Jembatan (Arah X)

Diketahui data :

Tinggi <i>breast wall</i> , Lb	= 4,65 m
Panjang penampang <i>breast wall</i> , b	= 12,0 m
Tebal penampang <i>breast wall</i> , h	= 1,0 m
Mutu beton, K-300 = F'c	= 24,9 mPa
Percepatan gravitasi, g	= 9,8 m/detik ²
Berat sendiri struktur atas, P _{MS}	= 789,38 kN
Berat sendiri struktur bawah, P _{MS}	= 8344,07 kN

Maka,

Inersia penampang *breast wall* :

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 * b * h^3 \\ &= 1/12 * 12 * 1^3 = 1,0 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Modulus elastisitas beton :

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 * \sqrt{F'c} \\ &= 4700 * \sqrt{24,9} = 23453 \text{ mPa} = 23453 * 10^3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Nilai kekakuan :

$$\begin{aligned} K_p &= 3 * E_c * I_c / Lb^3 \\ &= 3 * 23453 * 10^3 * 1,0 / 4,65^3 = 699777,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Berat total struktur :

$$\begin{aligned} W_{TP} &= PMS \text{ (str atas)} + 1/2 * PMS \text{ (str bawah)} \\ &= 789,38 + 1/2 * 8344,07 = 4961,42 \text{ kN} \end{aligned}$$

Waktu getar alami struktur :

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{W_{TP}}{g * K_p}}$$

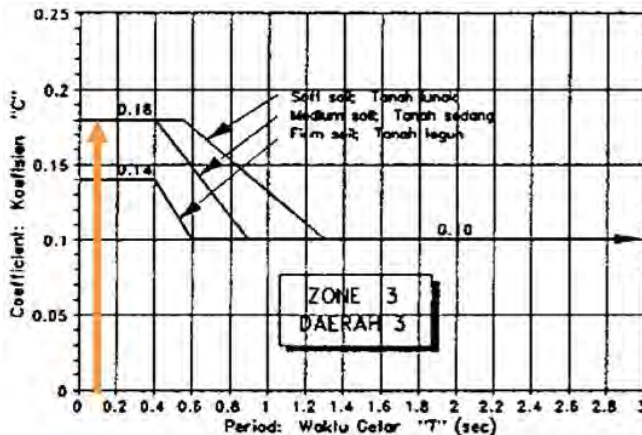
$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{4961,42}{9,81 * 699777,4}} = 0,168 \text{ detik}$$

Mengacu pada peta gempa pada SNI 2833:2008, lokasi perencanaan *abutment* ini dilakukan di Lombok Barat yang merupakan daerah zona gempa 3. Selain itu berdasarkan data tanah yang ada, tanah dasar dibawah *abutment* merupakan tanah dengan konsistensi medium. Besarnya koefisien dasar diperoleh dengan cara mengkombinasikan Tabel 6.4 dengan Gambar 6.8 berikut :

Tabel 6.4 Kondisi Tanah untuk Koefisien Geser Dasar

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

Sumber : RSNi T-02-2005



Gambar 6.8 Koefisien Geser Dasar (C) untuk Zona Gempa 3

Sumber : RSNIT-02-2005

Koefisien geser dasar menurut grafik pada Gambar 6.8 :

$$C = 0,18$$

Menurut Tabel 2.13, untuk jembatan dengan daerah sendi beton bertulang atau baja, maka besarnya faktor perangkaan (F) apabila diketahui jumlah sendi plastis yang menahan gaya arah lateral (n) adalah :

$$\begin{aligned} F &= 1,25 - 0,025 * n \\ &= 1,25 - 0,025 * 1 = 1,225 \geq 1,0 \end{aligned}$$

$$F \text{ pakai} = 1,225$$

Faktor tipe bangunan :

$$\begin{aligned} S &= 1,0 * F \\ &= 1,0 * 1,225 = 1,225 \end{aligned}$$

Besarnya koefisien beban gempa arah horizontal :

$$\begin{aligned} K_h &= C * S \\ &= 0,18 * 1,225 = 0,2205 \end{aligned}$$

Faktor kepentingan jembatan menurut Tabel 2.13 :

$$I = 1,2$$

Gaya gempa yang bekerja :

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_h * I * W_t \\ &= 0,2205 * 1,2 * W_t = 0,264 W_t \end{aligned}$$

Perhitungan momen akibat gempa dihitung pada Tabel 6.5 :
Tabel 6.5 Perhitungan Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan
 (Arah X)

No	Berat Wt (kN)	TEQ (kN)	Lengan momen y (m)	MEQ (kNm)
STRUKTUR ATAS				
PMS	789,38	208,870	7,7	1608,3
PMA	411,398	108,856	7,7	838,191
ABUTMENT				
W1	42,30	11,193	7,55	84,504
W2	10,58	2,798	7,35	20,5664
W3	120,00	31,752	7,20	228,614
W4	78,75	20,837	6,53	136,067
W5(a)	13,28	3,515	6,54	22,9852
W5(b)	21,37	5,654	6,47	36,5803
W6	540,00	142,884	5,97	853,017
W7	112,50	29,768	5,47	162,828
W8	67,50	17,861	5,43	97,0421
W9	56,25	14,884	5,10	75,9071
W10	1245,00	329,427	3,28	1080,52
W11	187,50	49,613	1,37	67,8038
W12	187,50	49,613	1,37	67,8038
W13	2160,00	571,536	0,60	342,922
WING WALL				
W14	61,25	16,207	7,20	116,689
W15	84,00	22,226	5,90	131,136
W16	5,63	1,488	5,27	7,83878
W17	255,00	67,473	3,41	230,083
W18	15,63	4,134	1,53	6,33938
W19	3,13	0,827	1,53	1,26788

TANAH				
W20	432,90	114,545	7,20	824,726
W21	390,72	103,385	6,15	635,815
W22	49,95	13,217	5,27	69,6083
W23	177,60	46,993	5,35	251,412
W24	1887,00	499,300	3,40	1697,62
W25	138,75	36,713	1,53	56,2937
	TEQ =	2525,57	MEQ =	9752,48

Sumber : hasil perhitungan

Letak titik tangkap gaya horizontal gempa :

$$Y_{EQ} = M_{EQ}/T_{EQ}$$

$$= 9752,48 / 2525,57 = 3,862 \text{ m}$$

6.2.9.2 Beban Gempa Statik Ekvivalen Arah Melintang Jembatan (Arah Y)

Perhitungan beban gempa arah melintang jembatan (arah Y) digunakan data dari perhitungan sebelumnya, yaitu :

Beban mati total :

$$W_t = P_{MS} + P_{MA}$$

$$= 9133,45 + 411,398 = 9544,85 \text{ kN}$$

Beban gempa arah melintang jembatan (arah Y)

$$T_{EQ} = 0,264 W_t$$

$$= 0,264 * 9544,85 = 2525,57 \text{ kN}$$

Momen pada pondasi akibat beban gempa :

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

$$= 2525,57 * 3,862 = 9752,48 \text{ kN.m}$$

6.2.10 Beban Tekanan Tanah Lateral Akibat Gempa

Berdasarkan perhitungan sebelumnya pada Sub Bab 6.2.3, besarnya tekanan tanah yang bekerja dibelakang *abutment* adalah nol karena telah dipasang perkuatan berupa *geotextile wall*, sehingga besarnya beban tekanan tanah lateral akibat gempa tidak perlu diperhitungkan.

6.2.11 Beban Gesekan pada Perletakan (FB)

Perhitungan beban akibat gesekan pada perletakan adalah sebagai berikut :

Koefisien gesekan (μ) untuk tumpuan elastomer menurut SNI 2833:2008 berkisar antara 0,16 s.d 0,18 :

$$\mu \text{ pakai} = 0,18$$

Besarnya berat sendiri dan beban mati tambahan :

$$\begin{aligned} P_T &= P_{MS} + P_{MA} \\ &= 789,380 + 411,398 = 1200,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya gesek yang bekerja pada perletakan :

$$\begin{aligned} T_{FB} &= \mu * P_T \\ &= 0,18 * 1200,78 = 216,14 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi :

$$Y_{FB} = \text{jarak dari elastomer ke dasar pondasi} = 6,58 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat gaya gesek :

$$\begin{aligned} M_{FB} &= T_{FB} * Y_{FB} \\ &= 216,14 * 6,58 = 1422,20 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *breast wall* :

$$Y'_{FB} = \text{jarak dari elastomer ke dasar } breast \text{ wall} = 4,88 \text{ m}$$

Momen pada *breast wall* akibat gaya gesek :

$$\begin{aligned} M'_{FB} &= T_{FB} * Y'_{FB} \\ &= 216,14 * 4,88 = 1054,76 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

6.3 Kombinasi Beban

6.3.1 Kombinasi Beban untuk Perencanaan Kerja

Beban-beban yang telah didapatkan dari Sub Bab 6.2 selanjutnya dikombinasikan untuk menghasilkan nilai-nilai beban yang mendekati dengan kondisi asli dilapangan.

Kombinasi beban untuk perencanaan kerja merupakan data yang akan digunakan untuk perencanaan tiang pancang.

Perincian masing-masing hasil kombinasi dapat dilihat pada Lampiran E2 untuk *abutment* BH-2 dan Lampiran E1 untuk *abutment* BH-1, sedangkan hasil rekap perhitungan kombinasinya dapat dilihat pada Tabel 6.6 dan 6.7 berikut :

Tabel 6.6 Rekap Hasil Perhitungan Kombinasi Pembebanan untuk Tegangan Kerja pada *Abutment* BH-2.

No	Kombinasi beban	k	P	T _x	T _y	M _x	M _y
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	100%	11168,5	270,0	0,0	0,0	-4421,0
2	Kombinasi 2	125%	11168,5	283,5	0,0	0,0	-4332,1
3	Kombinasi 3	125%	11168,5	270,0	149,5	1349,9	-4421,0
4	Kombinasi 4	140%	11168,5	283,5	149,5	1349,9	-4332,1
5	Kombinasi 5	150%	9544,8	2525,6	2525,6	9752,5	2766,5

Sumber : hasil perhitungan.

Tabel 6.7 Rekap Hasil Perhitungan Kombinasi Pembebanan untuk Tegangan Kerja pada *Abutment* BH-1.

No	Kombinasi beban	k	P	T _x	T _y	M _x	M _y
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	100%	6704,2	270,0	0,0	0,0	-448,4
2	Kombinasi 2	125%	6704,2	283,5	0,0	0,0	-396,1
3	Kombinasi 3	125%	6704,2	270,0	149,5	946,2	-448,4
4	Kombinasi 4	140%	6704,2	283,5	149,5	946,2	-396,1
5	Kombinasi 5	150%	5080,5	1344,3	1344,3	3797,1	1512,6

Sumber : hasil perhitungan.

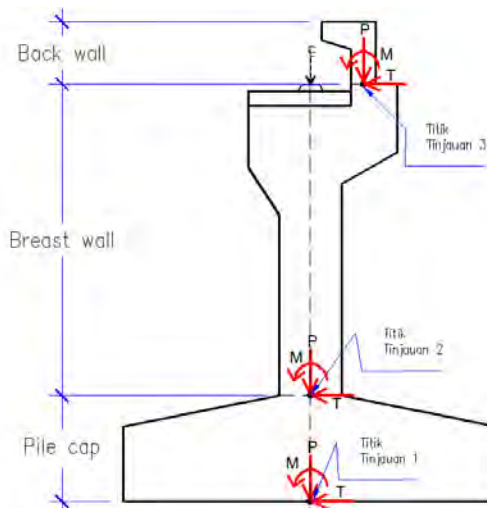
6.3.2 Kombinasi Beban pada Kondisi Ultimit

Kombinasi pembebanan pada kondisi ultimit dihitung dengan cara mengalikan beban-beban yang bekerja pada Sub Bab 6.2 dengan faktor pembesaran kondisi ultimit. Mengacu pada RSNI T-02-2005, besarnya faktor pembesaran ultimit tersebut dapat dilihat pada Tabel 6.8. Hasil dari perhitungan kombinasi ultimit ini nantinya digunakan dalam perencanaan tulangan struktur *abutment*.

Tabel 6.8 Faktor Pembesaran Beban pada Kondisi Ultimit

No	Aksi/Beban	Faktor Beban
A Aksi Permanen		
1	Berat sendiri	1,3
2	Beban mati tambahan	2,0
3	Tekanan tanah	1,3
B Aksi Transien		
4	Beban lajur "D"	1,8
5	Beban pedestrian	1,8
6	Gaya rem	1,8
7	Temperatur	1,2
8	Beban angin	1,2
9	Gesekan pada perletakan	1,3
C Aksi Khusus		
10	Beban gempa	1,0
11	Tekanan tanah dinamis	1,0

Sumber : RSNI T-02-2005



Gambar 6.9 Titik Tinjauan Beban pada Kombinasi Ultimit

Dalam Tugas Akhir ini, kombinasi beban pada kondisi ultimit ditinjau pada 3 titik bagian struktur *abutment*, yaitu *pile cap*, *breast wall* dan *back wall*. Ketiga titik tinjauan tersebut berada pada dasar masing-masing elemen seperti ilustrasi pada Gambar 6.9.

1. Kombinasi beban ultimit pada *pile cap*.

Uraian perhitungan ini dapat dilihat pada Lampiran E2 untuk *abutment* BH-2 dan Lampiran E1 untuk *abutment* BH-1 dengan hasil rekap perhitungan pada Tabel 6.9 dan 6.10 berikut :

Tabel 6.9 Rekap Kombinasi Beban Ultimit pada *Pile cap* pada *Abutment* BH-2

No	Kombinasi beban	Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	15257,1	783,2	179,4	1619,9	-2509,3
2	Kombinasi 2	15618,9	783,2	0,0	0,0	-2509,3
3	Kombinasi 3	15257,1	783,2	179,4	1619,9	-2509,3
4	Kombinasi 4	15257,1	783,2	179,4	1619,9	-2509,3
5	Kombinasi 5	15257,1	2525,6	2525,6	9752,5	670,7

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 6.10 Rekap Kombinasi Beban Ultimit Pada *Pile cap* pada *Abutment* BH-1

No	Kombinasi beban	Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	9453,5	783,2	179,4	1135,4	1488,1
2	Kombinasi 2	9815,3	783,2	0,0	0,0	1488,1
3	Kombinasi 3	9453,5	783,2	179,4	1135,4	1488,1
4	Kombinasi 4	9453,5	783,2	179,4	1135,4	1488,1
5	Kombinasi 5	9453,5	1344,3	1344,3	3797,1	827,3

Sumber : hasil perhitungan

2. Kombinasi beban ultimit pada *breast wall*

Uraian perhitungan ini dapat dilihat pada Lampiran E2 untuk *abutment* BH-2 dan Lampiran E1 untuk *abutment* BH-1 dengan hasil rekap perhitungan pada Tabel 6.11 dan 6.12 berikut :

Tabel 6.11 Rekap Kombinasi Beban Ultimit pada *Breast wall* pada *Abutment* BH-2

No	Kombinasi beban	P	T _x	T _y	M _x	M _y
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	7409,6	783,2	179,4	1314,9	4856,7
2	Kombinasi 2	7771,4	783,2	0,0	0,0	4856,7
3	Kombinasi 3	7409,6	783,2	179,4	1314,9	4856,7
4	Kombinasi 4	7409,6	783,2	179,4	1314,9	4856,7
5	Kombinasi 5	7409,6	928,3	928,3	3364,0	2979,7

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 6.12 Rekap Kombinasi Beban Ultimit pada *Breast wall* pada *Abutment* BH-1

No	Kombinasi beban	P	T _x	T _y	M _x	M _y
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	6551,6	783,2	179,4	956,0	3290,4
2	Kombinasi 2	6913,4	783,2	0,0	0,0	3290,4
3	Kombinasi 3	6551,6	783,2	179,4	956,0	3290,4
4	Kombinasi 4	6551,6	783,2	179,4	956,0	3290,4
5	Kombinasi 5	6551,6	753,7	753,7	2278,3	1894,0

Sumber : hasil perhitungan

3. Kombinasi beban ultimit pada *back wall*

Dari sekian banyak beban yang ada, beban yang bekerja pada *back wall* hanyalah berasal dari gaya rem, tekanan tanah dan tekanan tanah lateral akibat gempa. Namun berdasarkan perhitungan sebelumnya pada Sub Bab 6.2.3, besarnya tekanan tanah yang bekerja dibelakang *abutment* adalah nol karena telah dipasang *geotextile wall*, sehingga beban yang bekerja hanya gaya rem. Namun mengingat gaya rem yang bekerja hanya kecil, sehingga kombinasi beban ultimit pada *back wall* tidak perlu diperhitungkan.

6.4 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Mengingat *abutment* direncanakan diatas tanah lunak, maka *abutment* perlu diperkuat dengan pemasangan tiang pancang. Perencanaan pondasi *abutment* digunakan tiang pancang berupa lingkaran berongga produk dari PT Wika Beton. Adapun spesifikasi tiang pancang pada masing-masing *abutment* adalah sebagai berikut :

	<u>Abutment BH-1</u>	<u>Abutment BH-2</u>
Tipe	: D500 – Kelas C	: D600 – Kelas C
Diameter luar, d	: 50,0 cm	: 60,0 cm
Diameter dalam, d1	: 32,0 cm	: 40,0 cm
Momen <i>crack</i> , M _{cr}	: 17,0 t.m	: 29,0 t.m
Momen ultimate, Mu	: 34,0 t.m	: 58,0 t.m
Momen Inersia, I	: 255324,30 cm ⁴	: 510508,81 cm ⁴
Mod. elastisitas, E	: 338921,82 kg/cm ²	: 338921,82 kg/cm ²
Kuat tekan ijin	: 169,00 t	: 229,50 t
Kuat tarik ijin	: 122,04 t	: 163,67 t
Panjang tiang	: 14 m	: 14 m

Pada perencanaan ini, besarnya daya dukung tiang pancang dihitung berdasarkan data *N-SPT*.

6.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal yang diuraikan pada Sub Bab ini adalah perhitungan untuk kedalaman - 1 m. Untuk perhitungan secara terperinci disetiap kedalaman dapat dilihat pada Lampiran E2. Berikut adalah tahapan perhitungannya :

Diketahui data tanah pada kedalaman -1 m :

Jenis tanah : Lempung

N-SPT : 4

Berat jenis tanah pada kondisi jenuh, γ_{sat} : 1,6 t/m³

Berat jenis air, γ_w : 1,0 t/m³

Perhitungan :

1. Koreksi data *N-SPT* terhadap muka air tanah (N_1).

$$N_1 = N = 4,0$$

2. Koreksi data N -SPT terhadap *overburden pressure* (N_2).

$$\begin{aligned} P_o' &= z \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \\ &= 0,5 \cdot 1(1,6 - 1,0) = 0,3 \text{ t/m}^3 \leq 7,5 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_2 &= \frac{4 \cdot N_1}{1 + 0,4 \cdot P_o'} \\ &= \frac{4 \cdot 4}{1 + 0,4 \cdot 0,3} = 14,285 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2N_1 &= 2 \cdot 4,0 \\ &= 8,0 \end{aligned}$$

$N_2 > 2N_1$, maka N_2 pakai = $N_1 = 8,0$

3. Menghitung nilai rata-rata N_2 sejarak 4D dibawah ujung tiang hingga 8D diatas ujung tiang (N').

$$N' = 9,50$$

4. Menghitung daya dukung ujung tiang.

Luas penampang pancang :

$$\begin{aligned} A_{ujung} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,6^2 = 0,283 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Besarnya daya dukung pada ujung tiang :

$$\begin{aligned} P_{ujung} &= Cn_{ujung} \cdot A_{ujung} \\ &= 40 \cdot 9,50 \cdot 0,283 = 107,44 \text{ t} \end{aligned}$$

5. Menghitung daya dukung *skin friction* sepanjang tiang

Hambatan geser selimut untuk tanah lempung :

$$\begin{aligned} Cl_i &= N_2/2 \\ &= 8,0/2 = 4,0 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Luas selimut pancang :

$$\begin{aligned} As_i &= \pi \cdot D \cdot H \\ &= \pi \cdot 0,6 \cdot 1 = 1,884 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Besarnya daya dukung *skin friction* :

$$\begin{aligned} \Sigma R_{s_i} &= Cl_i \cdot As_i \\ &= 4,0 \cdot 1,884 = 7,539 \text{ t} \end{aligned}$$

6. Menghitung dukung dukung total tiang pancang tunggal.

Daya dukung ultimit :

$$P_{ult} = P_{ujung} + \Sigma R_{s_i} = 107,44 + 7,539 = 114,979 \text{ t}$$

Daya dukung tekan ijin :

$$P_{tekan\ ijin} = P_{ult} / SF$$

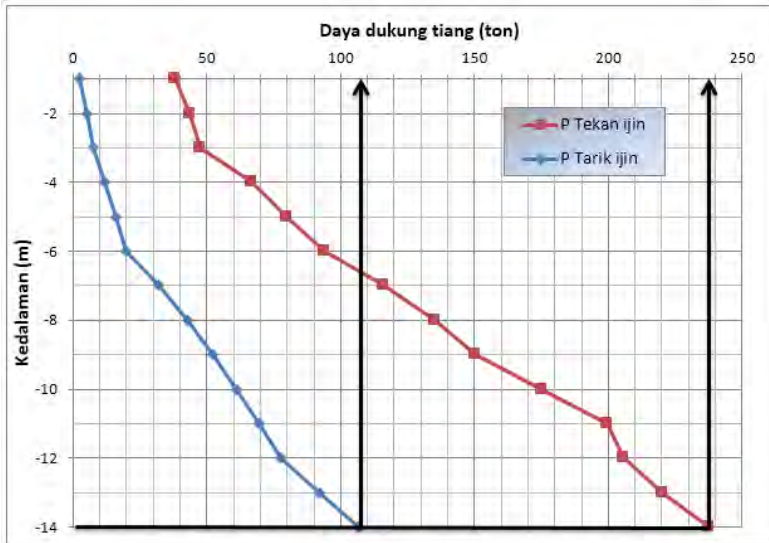
$$= 114,979/3 = 38,326\ t$$

7. Menghitung dukung dukung cabut/tarik ijin tiang pancang tunggal.

$$P_{tarik\ ijin} = \Sigma R_{s_i} / SF$$

$$= 7,539/3 = 2,513\ t$$

Setelah perhitungan pada poin 1 sampai 7 dilakukan, maka hasilnya dapat dituangkan dalam bentuk grafik hubungan antara daya dukung tiang dengan kedalaman seperti pada Gambar 6.10 berikut :



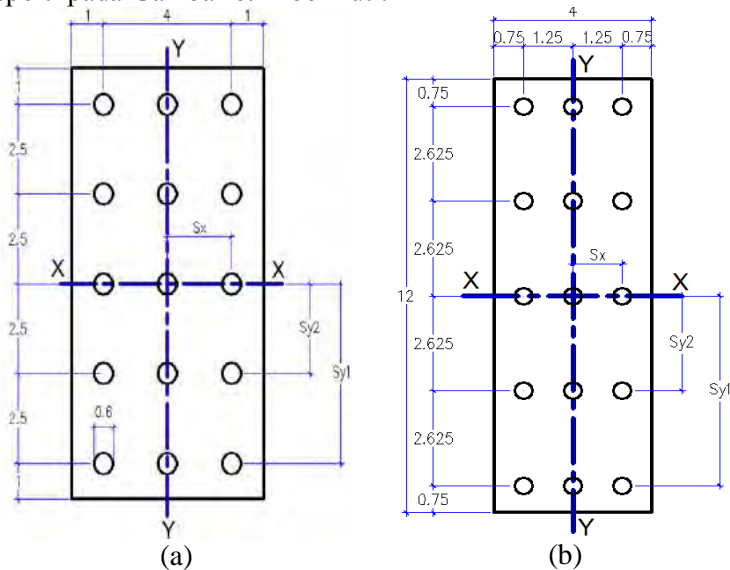
Gambar 6.10 Hubungan Daya dukung Tiang dengan Kedalaman Tanah pada Abutment BH-2

6.4.2 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal dalam Grup

Setelah dihitung kapasitas daya dukung tiang tunggal pada Sub Bab 6.4.1, langkah selanjutnya adalah menghitung kapasitas daya dukung tiang pancang tunggal dalam grup tiang.

Kapasitas daya dukung tiang pancang tunggal dalam grup ini harus mampu menahan kombinasi beban untuk perencanaan kerja pada Tabel 6.6 dan 6.7 dan memenuhi nilai kontrol yang ada.

Pada Sub Bab ini, perhitungan yang penulis uraikan adalah untuk tiang pancang pada *abutment* BH-2 sedangkan untuk perhitungan pada abutmen BH-1 dapat dilihat pada Lampiran E1. Konfigurasi tiang pancang untuk pondasi *abutment* direncanakan seperti pada Gambar 6.11 berikut :



Gambar 6.11 (a) Konfigurasi Tiang Pancang pada Pondasi *Abutment* BH-2
(b) Konfigurasi Tiang Pancang pada Pondasi *Abutment* BH-1

Berdasarkan Gambar 6.11 (a) diatas, besarnya faktor efisiensi tiang dalam grup tiang (C) yang dihitung menggunakan Formula Labarre (1980) adalah :

$$C = 1 - \arctan \frac{D}{S} * \left[\frac{(n-1)*m + (m-1)*n}{90*m*n} \right]$$

$$= 1 - \arctan \frac{0,6}{2,0} * \left[\frac{(5-1)*3 + (3-1)*5}{90*3*5} \right] = 0,730$$

Dengan mengacu pada grafik hubungan daya dukung tiang dengan kedalaman pada Gambar 6.10, direncanakan pemasangan tiang pancang diletakan hingga kedalaman 14 meter, sehingga diperoleh :

Daya dukung tekan ijin, $P_{tekan\ ijin}$: 237,70 \approx 237 t

Daya dukung tarik ijin, $P_{tarik\ ijin}$: 106,65 \approx 105 t

Sehingga besarnya kapasitas tiang terhadap tekan dan tarik yang bekerja pada kondisi tiang grup adalah sebagai berikut :

Daya dukung tekan tiang dalam grup :

$$P_{tekan} = P_{tekan\ ijin} * C$$

$$P_{tekan} = 237 * 0,730 = 172,50 \text{ t}$$

Daya dukung tarik tiang dalam grup:

$$P_{tarik} = P_{tarik\ ijin} * C$$

$$P_{tarik} = 105 * 0,730 = 76,426 \text{ t}$$

Pada suatu kelompok tiang, akan terjadi kondisi dimana salah satu pondasi akan menerima beban aksial paling maksimum (P_{max}) dan paling minimum (P_{min}) sehingga akan terjadi gaya tarik/cabut pada tiang tersebut. Besarnya nilai P_{max} dan P_{min} tersebut harus mampu diatasi oleh kapasitas tekan dan tarik tiang yang ada. Perhitungan besarnya P_{max} dan P_{min} tersebut adalah sebagai berikut :

Diketahui :

Jarak terjauh tiang dari pusat *pile cap* :

$$\text{Arah X, } X_{max} = 2,0 \text{ m}$$

$$\text{Arah Y, } Y_{max} = 5,0 \text{ m}$$

Jumlah tiang dikalikan jaraknya ke pusat *pile cap* :

$$\text{Arah X, } \Sigma X^2 = (2*5) * (2^2) = 40 \text{ m}$$

Tinjauan terhadap arah X :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{My * X \max}{\Sigma X^2}$$

$$P_{\max} = \frac{11168,5}{15} + \frac{4420,98 * 2}{40} = 965,62 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tekan}} * k = 1746,9 * 100\% = 1746,9 \text{ kN}$$

$$P_{\max} < P_{\text{tekan}} * k \dots \text{OK!}$$

$$P_{\min} = \frac{11168,5}{15} - \frac{4420,98 * 2}{40} = 523,52 \text{ kN}$$

$$P_{\text{tarik}} * k = 764,26 * 100\% = 764,26 \text{ kN}$$

$$P_{\min} < P_{\text{tarik}} * k \dots \text{OK!}$$

Dengan cara yang sama, dilakukan perhitungan untuk kombinasi lain pada beban arah X maupun Y sehingga diperoleh hasil seperti pada Tabel 6.13 sampai 6.16 berikut :

Tabel 6.13 Hasil Perhitungan Pmax dan Pmin pada Arah X pada *Abutment* BH-2

No	Kombinasi beban	P (kN)	My (kNm)	P/n (kN)	My*Xmax/ΣX ² (kN)	Pmax (kN)	Pmin (kN)
1	Kombinasi 1	11168,5	4420,98	744,57	221,05	965,62	523,52
2	Kombinasi 2	11168,5	4332,15	744,57	216,61	961,17	527,96
3	Kombinasi 3	11168,5	4420,98	744,57	221,05	965,62	523,52
4	Kombinasi 4	11168,5	4332,15	744,57	216,61	961,17	527,96
5	Kombinasi 5	9544,8	2766,50	636,32	138,33	774,65	498,00

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 6.14 Hasil Perhitungan Kontrol Pmax dan Pmin pada Arah X terhadap Kapasitas Tiang pada *Abutment* BH-2

No	Komb.	k	Pmax	P tekan * k	Ket.	Pmin	P tarik * k	Ket.
			(kN)	(kN)		(kN)	(kN)	
1	Komb. 1	100%	965,62	1725,038	OK	523,52	764,257	OK
2	Komb. 2	125%	961,17	2156,298	OK	527,96	955,322	OK
3	Komb. 3	125%	965,62	2156,298	OK	523,52	955,322	OK
4	Komb. 4	140%	961,17	2415,053	OK	527,96	1069,960	OK
5	Komb. 5	150%	774,65	2587,557	OK	498,00	1146,386	OK

Sumber : hasil perhitungan

Tinjauan terhadap arah Y :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x * Y_{\max}}{\Sigma Y^2}$$

Tabel 6.15 Hasil Perhitungan Pmax dan Pmin pada Arah Y pada *Abutment* BH-2

No	Komb.	P	Mx	P/n	Mx*Y _{max} /ΣY ²	Pmax	Pmin
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Komb. 1	11168,5	0,00	744,57	0,00	744,57	744,57
2	Komb. 2	11168,5	0,00	744,57	0,00	744,57	744,57
3	Komb. 3	11168,5	1349,93	744,57	36,00	780,57	708,57
4	Komb. 4	11168,5	1349,93	744,57	36,00	780,57	708,57
5	Komb. 5	9544,8	9752,48	636,32	260,07	896,39	376,26

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 6.16 Hasil Perhitungan Kontrol Pmax dan Pmin pada Arah Y terhadap Kapasitas Tiang pada *Abutment* BH-2

No	Komb.	k	Pmax	P tekan * k	Ket.	Pmin	P tarik * k	Ket.
			(kN)	(kN)		(kN)	(kN)	
1	Komb. 1	100%	744,57	1725,038	OK	744,57	764,257	OK
2	Komb. 2	125%	744,57	2156,298	OK	744,57	955,322	OK
3	Komb. 3	125%	780,57	2156,298	OK	708,57	955,322	OK
4	Komb. 4	140%	780,57	2415,053	OK	708,57	1069,960	OK
5	Komb. 5	150%	896,39	2587,557	OK	376,26	1146,386	OK

Sumber : hasil perhitungan

Selanjutnya dengan cara yang sama dihitung kapasitas tiang pancang untuk *abutment* BH-1. Hasil dari perhitungan tersebut dapat dilihat pada Tabel 6.17 sampai 6.20 berikut :

Tabel 6.17 Hasil Perhitungan Pmax dan Pmin pada Arah X pada *Abutment* BH-1

No	Kombinasi beban	P	My	P/n	My*X _{max} /ΣX ²	Pmax	Pmin
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kombinasi 1	6704,2	448,44	446,95	35,88	482,82	411,07
2	Kombinasi 2	6704,2	396,06	446,95	31,69	478,63	415,26
3	Kombinasi 3	6704,2	448,44	446,95	35,88	482,82	411,07
4	Kombinasi 4	6704,2	396,06	446,95	31,69	478,63	415,26
5	Kombinasi 5	5080,5	1512,62	338,70	121,01	459,71	217,69

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 6.18 Hasil Perhitungan Kontrol Pmax dan Pmin pada Arah X terhadap Kapasitas Tiang pada *Abutment* BH-1

No	Komb.	k	Pmax	P tekan * k	Ket.	Pmin	P tarik * k	Ket.
			(kN)	(kN)		(kN)	(kN)	
1	Komb. 1	100%	482,82	1037,996	OK	411,07	470,644	OK
2	Komb. 2	125%	478,63	1297,495	OK	415,26	588,305	OK
3	Komb. 3	125%	482,82	1297,495	OK	411,07	588,305	OK
4	Komb. 4	140%	478,63	1453,194	OK	415,26	658,902	OK
5	Komb. 5	150%	459,71	1556,993	OK	217,69	705,966	OK

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 6.19 Hasil Perhitungan Pmax dan Pmin pada Arah Y pada *Abutment* BH-1

No	Komb.	P	Mx	P/n	Mx*Ymax/ΣY ²	Pmax	Pmin
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Komb. 1	6704,2	0,00	446,95	0,00	446,95	446,95
2	Komb. 2	6704,2	0,00	446,95	0,00	446,95	446,95
3	Komb. 3	6704,2	946,20	446,95	24,03	470,98	422,92
4	Komb. 4	6704,2	946,20	446,95	24,03	470,98	422,92
5	Komb. 5	5080,5	3797,06	338,70	96,43	435,14	242,27

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 6.20 Hasil Perhitungan Kontrol Pmax dan Pmin pada Arah Y terhadap Kapasitas Tiang pada *Abutment* BH-1

No	Komb.	k	Pmax	P tekan * k	Ket.	Pmin	P tarik * k	Ket.
			(kN)	(kN)		(kN)	(kN)	
1	Komb. 1	100%	446,95	1037,996	OK	446,95	470,644	OK
2	Komb. 2	125%	446,95	1297,495	OK	446,95	588,305	OK
3	Komb. 3	125%	470,98	1297,495	OK	422,92	588,305	OK
4	Komb. 4	140%	470,98	1453,194	OK	422,92	658,902	OK
5	Komb. 5	150%	435,14	1556,993	OK	242,27	705,966	OK

Sumber : hasil perhitungan

6.4.3 Kontrol Kekuatan Bahan terhadap Gaya Aksial

Kontrol kekuatan bahan terhadap gaya aksial yang ditinjau adalah kekuatan tekan ijin dan tarik ijin tiang berdasarkan spesifikasi pancang yang digunakan. Adapun perhitungan kontrol tersebut untuk pondasi *abutment* BH-2 adalah :

Kontrol terhadap tekan :

$$\begin{aligned} P \text{ tekan ijin bahan} &= 2295 \text{ kN,} \\ P_{\text{max}} \text{ terbesar dari arah X maupun Y} &= 965,62 \text{ kN} \\ P \text{ tekan ijin bahan} &> P_{\text{max}} \dots \text{ OK !} \end{aligned}$$

Kontrol terhadap tarik :

$$\begin{aligned} P \text{ tarik ijin bahan} &= 1636,7 \text{ kN,} \\ P_{\text{min}} \text{ terbesar dari arah X maupun Y} &= 744,57 \text{ kN} \\ P \text{ tarik ijin bahan} &> P_{\text{min}} \dots \text{ OK !} \end{aligned}$$

Lalu dengan cara yang sama dilakukan perhitungan kontrol pada pondasi *abutment* BH-1. Hasilnya adalah sebagai berikut :

Kontrol terhadap tekan :

$$\begin{aligned} P \text{ tekan ijin bahan} &= 1690 \text{ kN,} \\ P_{\text{max}} \text{ terbesar dari arah X maupun Y} &= 482,82 \text{ kN} \\ P \text{ tekan ijin bahan} &> P_{\text{max}} \dots \text{ OK !} \end{aligned}$$

Kontrol terhadap tarik :

$$\begin{aligned} P \text{ tarik ijin bahan} &= 1220,4 \text{ kN,} \\ P_{\text{min}} \text{ terbesar dari arah X maupun Y} &= 446,95 \text{ kN} \\ P \text{ tarik ijin bahan} &> P_{\text{min}} \dots \text{ OK !} \end{aligned}$$

6.4.4 Kontrol Defleksi akibat Gaya Lateral

Dianalisa menggunakan teori NAVFAC DM-7 pada kondisi 2, yaitu tiang pancang dengan *pile cap* kaku yang menempel diatas permukaan tanah.

Tahapan perhitungan untuk memperoleh besarnya defleksi tiang akibat gaya lateral untuk pondasi *abutment* BH-2 adalah sebagai berikut :

1) Gaya penahan (*resisting*)

- faktor modulus tanah (*f*)

digunakan grafik NAVFAC, DM-7 (1971) dengan *input* data dari jenis tanah dasar yaitu tanah lunak

$$f = 4 \text{ t/ft}^3 = 4 * 0,32 = 0,128 \text{ kg/cm}^3$$

- faktor kekakuan relatif (*T*)

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{1/5} = \left(\frac{338921,82 * 510508,81}{0,128} \right)^{1/5} = 266,795 \text{ cm}$$

- 2) Koefisien momen akibat gaya lateral (F_m) dan koefisien defleksi ($F\delta$)

Dengan mengacu pada grafik NAVFAC DM-7 (1971) pada Gambar 2.26 :

$$Lb = \text{panjang pancang} = 14 \text{ m} = 1400 \text{ cm}$$

$$Lb / T = 1400 / 266,75 = 5,248$$

$$Z = 0$$

Maka diperoleh $F_m = 0,88$ dan $F\delta = 0,95$

- 3) Menghitung gaya geser pada 1 tiang

Formula yang digunakan adalah :

$$P = T_{\max} / n,$$

Dimana :

P : besar gaya geser 1 tiang pancang

T_{\max} : besar gaya geser terbesar dari beban kombinasi

n : jumlah tiang pancang dalam grup tiang

Maka, $P = 2525,75/15 = 168,37 \text{ kN}$

- 4) Menghitung defleksi yang terjadi

$$\delta_p = F\delta * \frac{P * T^3}{EI}$$

$$\begin{aligned} \delta_p &= 0,95 * \frac{(168,37 * 100) * 266,796^3}{338921,82 * 510508,81} \\ &= 1,76 \text{ cm} < 2,0 \text{ cm} \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Selanjutnya dengan cara yang sama perhitungan kontrol defleksi tiang dilakukan juga untuk pondasi *abutment* BH-1. Hasil dari perhitungan tersebut adalah sebagai berikut :

$$\delta_p = 1,40 \text{ cm} < 2,0 \text{ cm} \dots \text{OK!}$$

6.4.5 Kontrol Momen *Crack*

Kontrol momen *crack* dihitung menggunakan formula berikut :

$$M_p = F_m \cdot (P \cdot T)$$

Diketahui data untuk *abutment* BH-2:

Koefisien momen akibat gaya lateral, F_m	= 0,88
Besar gaya geser pada kombinasi 1, T	= 270 kN
Jumlah tiang pancang, n	= 15 bh
Kekakuan relatif, $T = (EI/f)^{1/5}$	= 266,796 cm
	= 2,67 m
$k = 1 + \text{overstress}$	= 100%
momen <i>crack</i> bahan, M_{cr}	= 290 kN.m

Maka :

$$P = T/n = 270/15 = 18 \text{ kN}$$

$$M_p = 0,88 \cdot 18 \cdot 2,67 = 42,02 \text{ kN.m}$$

Kapasitas momen *crack* bahan :

$$M_{cr} \cdot k = 290 \cdot 100\% = 290 \text{ kN.m}$$

Sehingga, $M_p < M_{crack}$ bahan . . . *OK!*

Selanjutnya dengan cara yang sama dilakukan perhitungan untuk kombinasi lainnya untuk *abutment* BH-2 maupun BH-1. Hasil perhitungan kontrol terhadap momen *crack* untuk *abutment* BH-2 dapat dilihat pada Tabel 6.21, sedangkan untuk *abutment* BH-1 dapat dilihat pada Tabel 6.22 berikut :

Tabel 6.21 Kontrol Momen *Crack* *Abutment* BH-2

No	Komb.	k	Tx	P	Mp	M Crack	Ket
			(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN m)	
1	Komb. 1	100%	270,00	18,00	42,02	290,00	OK
2	Komb. 2	125%	283,50	18,90	44,12	362,50	OK
3	Komb. 3	125%	270,00	18,00	42,02	362,50	OK
4	Komb. 4	140%	283,50	18,90	44,12	406,00	OK
5	Komb. 5	150%	2525,57	168,37	393,06	435,00	OK

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 6.22 Kontrol Momen *Crack Abutment* BH-1

No	Komb.	k	Tx	P	Mp	M Crack	Ket
			(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN m)	
1	Komb. 1	100%	270,00	18,00	36,58	170,00	OK
2	Komb. 2	125%	283,50	18,90	38,41	212,50	OK
3	Komb. 3	125%	270,00	18,00	36,58	212,50	OK
4	Komb. 4	140%	283,50	18,90	38,41	238,00	OK
5	Komb. 5	150%	1344,31	89,62	182,14	255,00	OK

Sumber : hasil perhitungan

6.4.6 Kontrol Tiang Pancang Sebagai Cerucuk

Perhitungan kontrol tiang pancang sebagai cerucuk dilakukan untuk mengetahui kapasitas tiang pancang grup terhadap kemungkinan terjadinya *overall sliding*.

Uraian perhitungan kontrol tiang pancang sebagai cerucuk dapat dilihat Lampiran E1 dan E2 dengan cara perhitungan seperti yang telah dilakukan pada Bab 5 tentang perkuatan cerucuk.

Adapun hasil dari perhitungan tersebut adalah diperoleh jumlah tiang pancang perlu sebagai berikut :

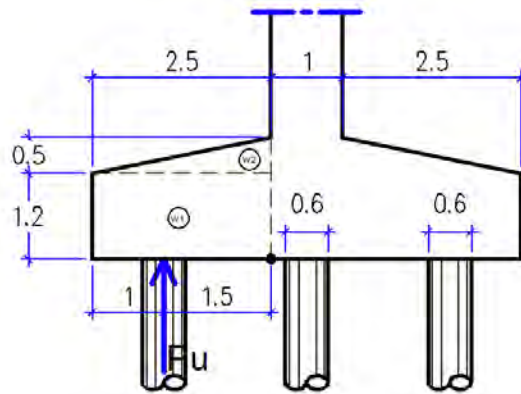
- Untuk pondasi *abutment* BH-2 = 2 tiang \leq jumlah tiang pancang terpasang sebanyak 3 tiang (lihat gambar 6.11(a)) . . . *OK!*
- Untuk pondasi *abutment* BH-1 = 2 tiang \leq jumlah tiang pancang terpasang sebanyak 3 tiang (lihat gambar 6.11(b)) . . . *OK!*

6.5 Penulangan *Abutment*

6.5.1 Penulangan *Pile cap*

Perhitungan tulangan lentur *pile cap* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada dinding *breast wall*. Beban yang bekerja adalah beban terpusat yang berasal dari tiang pancang sebesar P_u dan berat sendiri *pile cap* sebesar W .

Ilustrasi gaya yang bekerja untuk perhitungan tulangan *pile cap* pada *abutment* BH-2 dapat dilihat pada Gambar 6.12 berikut.



Gambar 6.12 Ilustrasi Gaya yang Bekerja Pada *Pile Cap Abutment BH-2*

1. Gaya aksial ultimit tiang pancang (P_u)

Perhitungan gaya aksial ultimit tiang pancang (P_u) dilakukan seperti pada perhitungan P_{max} dan P_{min} pada Sub Bab 6.4.2. Namun perbedaannya hanyalah kombinasi beban yang digunakan. Pada perhitungan P_u , kombinasi beban yang digunakan adalah kombinasi ultimit. Perhitungan detail perhitungan P_u max dan P_u min dapat dilihat pada Lampiran E2 dengan hasil yang dapat dilihat pada Tabel 6.23 dan 6.24 berikut :

Tabel 6.23 Hasil Perhitungan P_u Max dan P_u Min pada Beban Arah X pada *Abutment BH-2*

No	Kombinasi beban	P_u (kN)	M_{uy} (kNm)	P_u/n (kN)	$M_{uy} * X_{max} / \Sigma X^2$ (kN)	P_u max (kN)	P_u min (kN)
1	Kombinasi 1	15257,1	2509,31	1017,14	125,47	1142,60	891,67
2	Kombinasi 2	15618,9	2509,31	1041,26	125,47	1166,72	915,79
3	Kombinasi 3	15257,1	2509,31	1017,14	125,47	1142,60	891,67
4	Kombinasi 4	15257,1	2509,31	1017,14	125,47	1142,60	891,67
5	Kombinasi 5	15257,1	670,71	1017,14	33,54	1050,67	983,60

Sumber : hasil perhitungan

Tabel 6.24 Hasil Perhitungan Pu Max dan Pu Min pada Beban Arah Y pada *Abutment* BH-2

No	Kombinasi beba	Pu	Mux	Pu/n	Mux*Ymax/ ΣY^2	Pu max	Pu min
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kombinasi 1	15257,1	1619,92	1017,14	43,20	1060,34	973,94
2	Kombinasi 2	15618,9	0,00	1041,26	0,00	1041,26	1041,26
3	Kombinasi 3	15257,1	1619,92	1017,14	43,20	1060,34	973,94
4	Kombinasi 4	15257,1	1619,92	1017,14	43,20	1060,34	973,94
5	Kombinasi 5	15257,1	9752,48	1017,14	260,07	1277,20	757,07

Sumber : hasil perhitungan

Berdasarkan hasil perhitungan pada Tabel 6.23 dan 6.24, nilai Pu max yang digunakan dalam perencanaan ini adalah Pu max dengan nilai terbesar pada beban arah X dan Y, yaitu = 1277,20 kN. Perhitungan gaya geser dan momen ultimit yang bekerja akibat Pu max dapat dilihat pada Tabel 6.25 berikut :

Tabel 6.25 Hasil Perhitungan Gaya Geser dan Momen Ultimit Akibat Pu Max pada *Abutment* BH-2

No	Pu max	jumlah	berat	arah	lengan	Momen
	kN	bh	kN	momen	(m)	(kN.m)
W1	1277,20	5	6386,018	1	1,5	9579,028
		WP =	6386,02		MP =	9579,03

Sumber : hasil perhitungan

2. Gaya geser dan momen ultimit *Pile cap*

Perhitungan gaya dan momen akibat berat sendiri *pile cap* dapat dilihat pada Tabel 6.26 berikut :

Tabel 6.26 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri *Pile cap* pada *Abutment* BH-2

No	Dimensi (m)		bentuk	A	L	Vol	berat	arah	Lengan	Momen	
	b	h		(m ²)	(m)	(M ³)	kN	momen	(m)	(kN.m)	
W1	2,50	1,20	1,00	3,00	12,00	36,00	900,00	-1	1,25	-1125,00	
W2	2,50	0,50	0,50	0,63	12,00	7,50	187,50	-1	0,83	-156,25	
						Ws =	1087,50			Ms =	-1281,25

Sumber : hasil perhitungan

3. Gaya geser dan momen ultimit total

Dari perhitungan poin 1 dan 2, maka :

Total berat :

$$\begin{aligned}\Sigma W &= WP + W_s \\ &= 6386,02 + 1087,50 = 7473,52 \text{ kN}\end{aligned}$$

Total momen :

$$\begin{aligned}\Sigma M &= MP + M_s \\ &= 9579,03 + (-1281,25) = 8297,78 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Besarnya faktor beban ultimit :

$$k = 1,3$$

Besarnya gaya geser ultimit rencana *pile cap* :

$$\begin{aligned}W_u &= \Sigma W * k \\ &= 7473,52 * 1,3 = 9715,57 \text{ kN}\end{aligned}$$

Besarnya momen ultimit rencana *pile cap* :

$$\begin{aligned}M_u &= \Sigma M * k \\ &= 8297,78 * 1,3 = 10787,1 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Setelah besarnya beban yang bekerja diketahui, maka perhitungan tulangan untuk *pile cap abutment* BH-2 yang dibutuhkan adalah sebagai berikut :

Direncanakan :

Mutu Beton, K-300 = f'_c	= 24,9 mPa
Tegangan leleh baja, F_y	= 390 mPa
Dimensi penampang <i>pile cap</i> , $B_x * B_y$	= 6000 x 12000 mm
Tinggi <i>pile cap</i> , h	= 1700 mm
Tebal selimut beton, d'	= 80 mm
Rencana tulangan utama/lentur, D	= 25 mm
Rencana tulangan bagi, D'	= 16 mm

Perhitungan :

Tinggi penampang efektif beton :

$$d_x = h - (d' + D/2) = 1700 - (80 + 25/2) = 1608 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{10787,1}{0,8} = 13483,9 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{By * dx} = \frac{13483,9}{12000 * 1608} = 0,00043 \text{ kN/mm} = 0,434 \text{ N/mm}$$

$$m = \frac{Fy}{0,85 * f'c} = \frac{390}{0,85 * 24,9} = 18,427$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 * \left(\frac{f'c - 28}{7} \right) = 0,85 - 0,05 * \left(\frac{24,9 - 28}{7} \right) = 0,872$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m * Rn}{Fy}} \right) \\ &= \frac{1}{18,427} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 18,427 * 0,434}{390}} \right) = 0,11\% \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{Fy} = \frac{1,4}{390} = 0,36\%$$

$\rho_{perlu} < \rho_{min}$, maka dipakai ρ_{min}

A. Tulangan utama/lentur

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho * By * dx = 0,36\% * 12000 * 1608 = 69246,2 \text{ mm}^2 \\ \text{sehingga digunakan} &: \text{D25-75, dengan As} = 78539,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

B. Tulangan bagi

$$\begin{aligned} \text{Tulangan bagi digunakan} &: 20\% * \text{As lentur} = 13849,2 \text{ mm}^2 \\ \text{sehingga digunakan} &: \text{D16-150, dengan As} = 160865 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Lalu dengan cara yang sama dilakukan perhitungan tulangan *pile cap* untuk *abutment* BH-1. Uraian perhitungan tersebut dapat dilihat pada Lampiran E1 dengan hasil sebagai berikut :

A. Tulangan utama/lentur

$$\text{Digunakan} : \text{D25-150, dengan As} = 39269,9 \text{ mm}^2$$

B. Tulangan bagi

$$\text{Digunakan} : \text{D12-150, dengan As} = 9047,8 \text{ mm}^2$$

6.5.2 Penulangan *Breast wall*

Direncanakan penulangan *breast wall* untuk *abutment* BH-2 dengan data sebagai berikut :

Mutu Beton, K-300 = $f'c$	= 24,9 mPa
Tegangan leleh baja, F_y	= 390 mPa
Tinggi penampang <i>breast wall</i> , B_y	= 1 m = 1000 mm
Lebar penampang <i>breast wall</i> , B_x	= 1 m = 1000 mm
Tebal selimut beton, d'	= 50 mm
Diameter tulangan utama, D	= 25 mm
Diameter tulangan sengkang, D'	= 16 mm
Tinggi efektif, d_x	= $1000 - (50 + 16 + 1/2 * 25)$
	= 922 mm

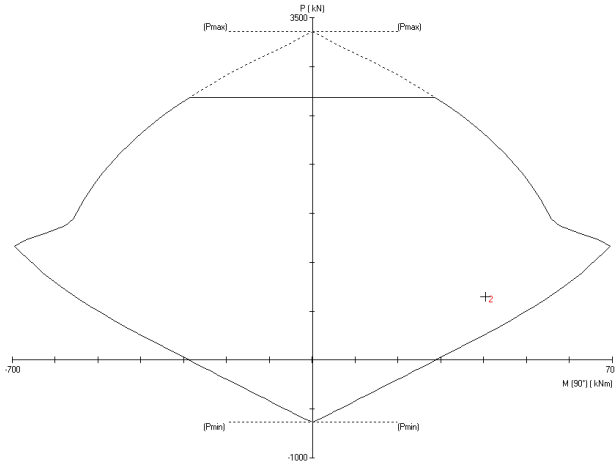
Perhitungan :

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 * \left(\frac{f'c - 28}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 * \left(\frac{24,9 - 28}{7} \right) = 0,872$$

Rasio tulangan perlu, ρ perlu :

Perhitungan ρ perlu dihitung menggunakan program bantu SPColumn dengan memasukkan input data beban kombinasi beban pada kondisi ultimit pada Tabel 6.11, sehingga diperoleh hasil ρ perlu = 0,18%



Layout: Rectangular
 Pattern: Sides Different (Cover to longitudinal reinforcement)
 Total steel area: $A_s = 1808 \text{ mm}^2$ at $\rho = 0.18\%$ (Note: $\rho < 0.50\%$)
 Minimum clear spacing = 115 mm

	Top	Bottom	Left	Right
Bars	2 #12	2 #12	6 #12	6 #12
Cover(mm)	50	50	50	50

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	P_u kN	M_{ux} kNm	M_{uy} kNm	ΦM_{nx} kNm	ΦM_{ny} kNm	$\Phi M_n/\mu$	NA depth mm	D_c mm	depth mm	$\epsilon_{s,t}$	Φ
1	617.50	109.60	404.70	138.55	511.59	1.264	391	1191	0.00620	0.900	
2	647.70	0.00	404.70	-0.00	553.04	1.367	193	944	0.01166	0.900	
3	617.50	280.30	248.30	348.84	309.02	1.245	516	1299	0.00455	0.863	

*** End of output ***

Gambar 6.13 Hasil Analisis Tulangan *Breast wall* menggunakan Program SPColumn

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{390} = 0,36\%$$

Sehingga,

ρ perlu $< \rho_{\min}$, digunakan $\rho_{\min} = 0,36\%$

A. Tulangan utama/lentur

Luas tulangan yang diperlukan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho * B_x * d_x = 0,36\% * 1000 * 922 = 3307,95 \text{ mm}^2$$

sehingga digunakan : D25-125, dengan $A_s = 3618,70 \text{ mm}^2$

B. Tulangan bagi

Tulangan bagi digunakan : $20\% \cdot A_s \text{ lentur} = 661,59 \text{ mm}^2$
 sehingga digunakan : D16-250, dengan $A_s = 741,11 \text{ mm}^2$

Selanjutnya dengan cara yang sama dilakukan perhitungan tulangan *breast wall* untuk *abutment* BH-1. Uraian perhitungan tersebut dapat dilihat pada Lampiran E1 dengan hasil sebagai berikut :

A. Tulangan utama/lentur

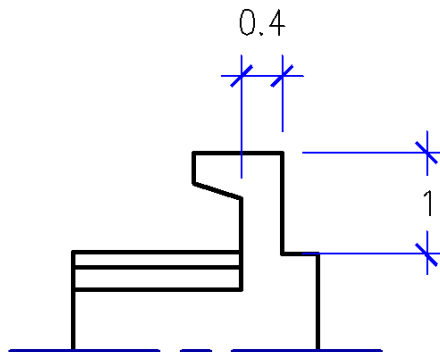
Digunakan : D25-125, dengan $A_s = 3618,70 \text{ mm}^2$

B. Tulangan bagi

Digunakan : D16-250, dengan $A_s = 741,11 \text{ mm}^2$

6.5.3 Penulangan *Back wall*

Seperti yang telah dijelaskan pada Sub Bab sebelumnya bahwa *back wall* pada *abutment* ini hanya menerima gaya dari beban rem dari kendaraan yang menuju jembatan. Besarnya beban rem tersebut sangatlah kecil, sehingga gaya tersebut dapat diabaikan. Dimensi *back wall* pada abutmen BH-2 maupun BH-1 adalah sama, sehingga jumlah tulangan yang diperlukan juga akan sama. Perhitungan kebutuhan tulangan pada *back wall* tersebut adalah sebagai berikut ;



Gambar 6.14 Dimensi *Back wall*

Direncanakan :

Mutu beton, K-300 = $f'c$	= 29,05 mPa
Tegangan leleh baja, F_y	= 390 mPa
Tinggi penampang <i>back wall</i> , B_y	= 1 m = 1000 mm
Lebar penampang <i>back wall</i> , B_x	= 0,4 m = 400 mm
Tebal selimut beton, d'	= 50 mm
Diameter tulangan utama, D	= 16 mm
Diameter tulangan sengkang, D'	= 12 mm
Tinggi efektif, d_x	= 1000 - (50 + 12 + 1/2 * 16)
	= 930 mm

Perhitungan :

Karena momen ultimit yang bekerja tidak ada, maka rasio penulangan digunakan : ρ min

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{390} = 0,36\%$$

A. Tulangan utama/lentur

Luas tulangan yang diperlukan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho * B_x * d_x = 0,36\% * 400 * 930 = 1335,38 \text{ mm}^2$$

sehingga digunakan : D16-125, dengan $A_s = 1495,9 \text{ mm}^2$

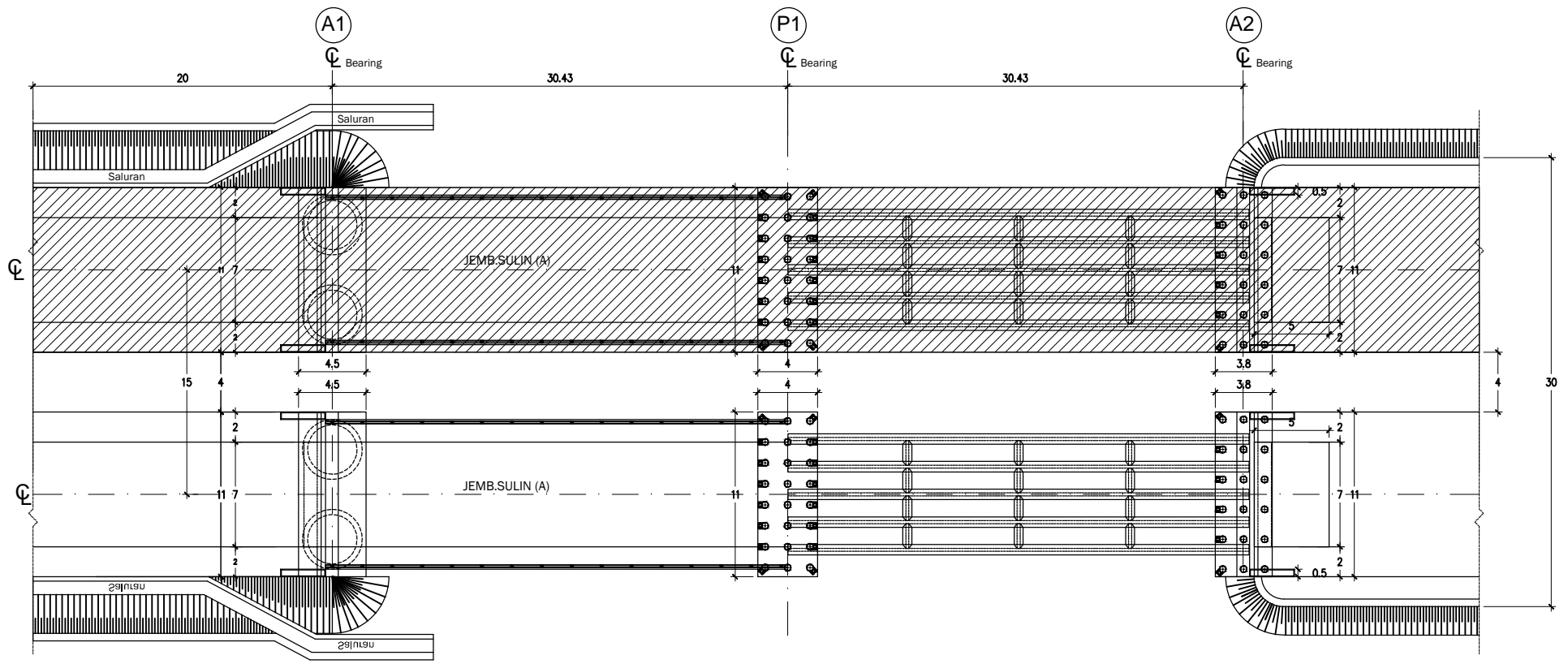
B. Tulangan bagi

$$\text{Tulangan bagi digunakan : } 20\% * A_s \text{ lentur} = 267,077 \text{ mm}^2$$

sehingga digunakan : D12-350, dengan $A_s = 300,516 \text{ mm}^2$

← ARAH AMPENAN

→ ARAH BANDARA



DENAH JEMBATAN EKSISTING
Skala : 1 : 400

BORING LOG BH -1

DEPTH (m)	ROCK SYMBUL	DESCRIPTION OF DESCRIPTION	NO BLOWS
1		LEMPUNG	3
2			
3			
4			
5		LEMPUNG BERLANAU	4
6			
7			
8		PASIR KASAR	18
9			
10		LEMPUNG	25
11			
12			
13		PASIR KASAR	>50
14			
15			

BORING LOG BH -2

DEPTH (m)	ROCK SYMBUL	DESCRIPTION OF DESCRIPTION	NO BLOWS
1		LEMPUNG	4
2			
3			
4			
5		LEMPUNG BERLANAU	
6		LEMPUNG	7
7			
8			
9			25
10		LANAU KELEMPUNGAN	27
11			
12			
13			
14			>50
15			

VALEURS NUMÉRIQUES DE COMPACITÉ ET CONSOLIDATION

compacité ($G = 2,7$)

consolidation

Nature des sols	γ_d		e^*	n	w_{sat}	γ_{sat}^*	K			C_v		\bar{V}		$m_v = \frac{1}{E}$	
	g/cm ³	lb cb.ft					cm/s	ft/year	lugeon	cm ² /s	ft ² /year	bars	psi	cm ² /kg	ft ² /ton
	0.5	31.25	4.40	0.80	163.0	1.31	10 ⁻⁹	1.03 10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵		0.01	0.142	100	97.6
	0.6	37.50	3.50	0.78	129.6	1.38						0.05	0.71	20	19.5
	0.7	43.75	2.86	0.74	105.8	1.44	10 ⁻⁸	1.03 10 ⁻²	10 ⁻³	1.10 ⁻⁴	3.4				
	0.8	50.00	2.30	0.70	88.0	1.50				2	6.8	0.1	1.42	10	9.76
	0.9	56.25	1.90	0.67	74.1	1.57	10 ⁻⁷	1.03 10 ⁻¹	10 ⁻²	3	10.1	0.5	7.05	7	1.95
										4	11.1	1	14.7	1	0.1178
argiles molles	1.0	62.50	1.70	0.63	63.0	1.63	1.10 ⁻⁶	1.03	0.1	5	16.9	2	28.4	0.5	0.488
	1.1	68.75	1.45	0.59	53.9	1.69	2	2.06		6	20.3	3	42.6	0.33	0.325
argiles moyennes	1.2	75.00	1.25	0.56	46.3	1.76	3	3.10		7	23.6	4	56.9	0.25	0.244
	1.3	81.25	1.08	0.52	39.9	1.82	4	4.13		8	27.0	5	71.0	0.20	0.195
	1.4	87.50	0.93	0.48	34.4	1.88	5	5.17		9	30.4	6	85.3	0.17	0.163
	1.5	93.75	0.80	0.44	29.6	1.94	6	6.20		10 ⁻³	33.8 10 ¹	7	99.5	0.14	0.144
argiles étroites, graviers finement étendue	1.6	100.00	0.69	0.41	25.5	2.00	7	7.24		8			113	0.12	0.122
	1.7	106.25	0.59	0.37	21.8	2.07	8	8.26		9			127	0.11	0.111
	1.8	112.50	0.50	0.33	18.5	2.13	9	9.30		10 ⁻²	3.38 10 ²	10	142	0.10	0.0976
	1.9	118.75	0.42	0.30	15.6	2.20	10 ⁻⁵	10.33	1	10 ⁻¹	3.38 10 ³	11	156	0.093	0.0887
							10 ⁻⁴	1.03 10 ²	10			12	170	0.083	0.0815
							10 ⁻³	1.03 10 ³	100			13	185	0.077	0.075
							10 ⁻²	1.03 10 ⁴	1000			14	199	0.071	0.07
							10 ⁻¹	1.03 10 ⁵	10000			15	213	0.064	0.065
	2.0	125.00	0.35	0.26	13.0	2.26						20	284	0.050	0.0488
	2.1	131.25	0.29	0.22	10.6	2.32						50	710	0.020	0.0195
	2.2	137.50	0.23	0.19	8.4	2.39						100	1420	0.010	9.76 10 ⁻³
	2.3	143.75	0.17	0.15	6.4	2.45						500	7100	0.002	1.95 10 ⁻³
	2.4	150.00	0.13	0.11	4.63	2.51						1000	14200	0.001	9.76 10 ⁻⁴
	2.5	156.25	0.080	0.074	2.96	2.57									
	2.6	162.50	0.038	0.037	1.42	2.64									
	2.7	168.75	0.000	0.000	0.00	2.70									

longueurs : 1 ft = 0.305 m = 12"

1 in = 25.4 mm

masse : 1 lb = 453.59 g

masse vol. : 1 lb/cub.ft = 0.016 g/cm³

$$e = \gamma_{sat} - 1 \quad e^* = G \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - 1$$

argile : lempung
sable : pasir

vitesses (perméabilité) :

1 ft/mn = 0.508 cm/s

1 ft/year = 0.968 10⁻⁶ cm/s

1 lugeon = 10⁻⁵ cm/s

* 1 lugeon = 1 litre/mn/m sous 10 kg/cm²

de pression pour une poche de 5 m de long
(essai de roches)

coefficient de

consolidation :

1 ft²/year = 2.96 10⁻⁵ cm²/s

1 sq.in./mn = 0.107 cm²/s

pressions :

1 ton/sq.ft = 0.976 kg/cm²

1 psi = 0.0703 kg/cm²

1 lb/sq.in. = 0.488 10⁻³ kg/cm²

1 bar = 10.1 10⁴ Pascal

ECOLE CENTRALE DE PARIS

Tableau pour élèves de 3^e année

UnggulTex

POLYPROPYLENE WOVEN GEOTEXTILES

TECHNICAL SPECIFICATIONS

PROPERTIES	UNIT	TEST METHOD	UW - 150	UW - 200	UW - 250
Physical Properties					
Mass	g/m ²	ASTM D 5261-92	150	200	250
Thickness	mm	ASTM D 5199-91	0.5	0.6	0.7
Colour	-	-	Black	Black	Black
Mechanical Properties					
Strip Tensile Strength (Wrab/Weft)	kN/m	ASTM D 4595-94	37/35	42/39	52/52
Elongation at Max. Load (Wrab/Weft)	%	ASTM D 4595-94	19/18	20/20	20/20
Grap Tensile Strength (Wrab/Weft)	N	ASTM D 4632-91	1210/1200	1600/1600	1750/1750
Elongation at Max. Load (Wrab/Weft)	%	ASTM D 4632-91	14/13	22/22	22/22
Trapezoidal Tear Strength (Wrab/Weft)	N	ASTM D 4533-91	615/615	700/700	800/800
Hydraulic Properties					
Pore Size O ₉₅	µm	ASTM D 4751-95	320	275	250
Water Permeability	l/m ² /sec	100 mm water head	28	16	7.5
Environmental Properties					
Effect of soil Alkalinity	-	-	nil	nil	nil
Effect of soil Acidity	-	-	nil	nil	nil
Effect of Bacteria	-	-	nil	nil	nil
Effect of U.V. Light	-	-	Stabilized	Stabilized	Stabilized
Packaging					
Roll Length	m	-	150 - 200	150 - 200	150 - 200
Roll Width	m	-	3 - 4	3 - 4	3 - 4
Roll Area	m ²	-	640 - 760	640 - 760	640 - 760
Roll Diameter (Approx)	m	-	0.4 - 0.5	0.4 - 0.5	0.4 - 0.5
Roll Weight (Approx)	kg	-	96 - 114	128 - 152	180 - 190

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

Distributed by :

PT. TEKNINDO GEOSISTEM UNGGUL

Wisma SIER Building, 1st Floor, J. Rungkut Industri Raya 10, Surabaya 60293

Tel. 031-8475062 Fax. 031-8475063

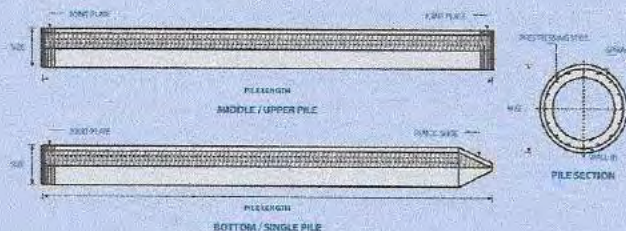
Email : info@geosistem.co.id

Website : www.geosistem.co.id



GEOSISTEM CERTIFICATE NO. JKT 011805 CERTIFICATE NO. JKT 011805

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (T)	Cross Section (cm ²)	Section inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile* (m)
						Crack (kNm)	Ultimate (kNm)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6-12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6-13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6-14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6-15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6-13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6-14
					B	5.00	9.00	86.40	49.03	6-15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6-16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6-14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6-15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6-16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6-17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6-14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6-15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.37	6-16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6-17
C	12.50	25.00	134.90	100.45	6-18					
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6-15
					A2	12.50	18.75	181.70	66.49	6-16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6-17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6-18
C	17.00	34.00	169.00	122.04	6-19					
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6-16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6-17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6-18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6-19
C	29.00	58.00	229.50	163.67	6-20					
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6-20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6-21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6-22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6-23
C	65.00	130.00	368.17	250.82	6-24					
1000***	140	3,782.48	3,989,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6-22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6-23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6-24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6-24
C	120.00	240.00	555.23	385.70	6-24					
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6-24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6-24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6-24
					B	170.00	305.00	751.99	409.50	6-24
C	200.00	400.00	721.50	522.20	6-24					

Note : *) Crack Moment Based on IS 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)

**) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

***) Type of Shore for Bottom Pile is Mamra Shore

DATA - DATA KARAKTERISITK TANAH PADA OPRIT BH-1

Depth	Nspt	Gradasi Butir			Deskripsi Tanah	Konsistensi			Klasifikasi USCS
		G	S	S+C		LL	PL	PI	
m	m	(%)	(%)	(%)		(%)	(%)	(%)	
0 - 3	3	-	-	-	Clay	54,06		30	-
3 - 6	4	-	-	-	silty clay	54,14		30,1	-
6 - 7,5	10	-	-	-	silty clay	54,23		30,2	-

Depth	Deskripsi Tanah	Volumetri Gravimetri							Klasifikasi USCS
		eo	Gs	Sr (%)	Wc (%)	γsat t/m ³	γt t/m ³	γd t/m ³	
m									
0 - 3	Clay	1,19	2,67		44,17	1,800	1,800		-
3 - 6	silty clay	1,85	2,67		68,55	1,600	1,600		-
6 - 7,5	silty clay	1,7	2,67		62,83	1,689	1,689		-

Depth	Deskripsi Tanah	Direct / Triaxial			Konsolidasi				Klasifikasi USCS
		φ (°)	C	Cu kN/m ²	Pp	Cc	Cs	Cv cm ² /s	
m									
0 - 3	Clay	0	-	15,2	-	0,410	0,100	0,0008	-
3 - 6	silty clay	0	-	19,6	-	0,670	0,140	0,0004	-
6 - 7,5	silty clay	0	-	58,17	-	0,600	0,130	0,0006	-

No	Deskripsi	Code	Value	Unit
1	Berat volume air	γw	1	t/m ³
2	Fluktuasi tinggi muka air tanah (asumsi)	h fluk	2	m
3	Tambahan tegangan yang terjadi akibat fluktuasi muka air tanah	ΔPf	2	t/m ²

DATA - DATA KARAKTERISITK TANAH TIMBUNAN

No	Deskripsi	Code	Value	Unit
Data Rencana Akhir Timbunan				
1	Berat volume timbunan jenuh air	γsat	1,85	t/m ³
2	Berat volume timbunan	γtim	1,85	t/m ³
3	Tinggi timbunan Akhir	H final	5	m
4	Lebar timbunan	B	30,00	m
5	Kemiringan Timbunan	-	0,0 : 1	-
Data Rencana Tinggi Timbunan Awal				
6	Rencana Tinggi Timbunan Awal 1	H awal ₁	1	m
7	Rencana Tinggi Timbunan Awal 2	H awal ₂	3	m
8	Rencana Tinggi Timbunan Awal 3	H awal ₃	4	m
9	Rencana Tinggi Timbunan Awal 4	H awal ₄	5	m
10	Rencana Tinggi Timbunan Awal 5	H awal ₅	6	m
11	Rencana Tinggi Timbunan Awal 6	H awal ₆	7	m

DATA - DATA KARAKTERISITK PERKERASAAN

No	Deskripsi	Code	Value	Unit
1	Tebal perkerasan	t	0,50	m
2	Berat jenis perkerasan	γ	2,40	t/m ²
3	Beban perkerasan asumsi	q ₀	1,20	t/m ²
4	Lebar perkerasan total (4 alur 2 arah)	B	22,00	m
5	lebar perkerasan (2 ruas 1 arah)	B/2	11,00	m
6	Panjang perkerasan (arah memanjang)	L	10,00	m
7	Lebar median		4,00	m

PERHITUNGAN PENURUNAN AKIBAT DESIGN TINGGI TIMBUNAN 1,0 m

NO	Tebal Lapisan		z	e _o	Cc	Cs	ysat	s'	P _o '	Pc'	1/2 Badan Timbunan (=15 m)						ΣΔP	P _o ' + ΔP	Sc
	m	m									q ₀	B ₁	B ₂	α ₁	α ₂	ΔP			
1	1	0,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	0,400	2,400	1,850	15,000	0,000	0,000	88,091	0,925	1,850	2,250	0,034	
2	1	1,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	1,200	3,200	1,850	15,000	0,000	0,000	84,289	0,925	1,849	3,049	0,018	
3	1	2,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	2,000	4,000	1,850	15,000	0,000	0,000	80,538	0,923	1,846	3,846	0,013	
4	1	3,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	2,700	4,700	1,850	15,000	0,000	0,000	76,866	0,920	1,841	4,541	0,011	
5	1	4,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	3,300	5,300	1,850	15,000	0,000	0,000	73,301	0,915	1,831	5,131	0,009	
6	1	5,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	3,900	5,900	1,850	15,000	0,000	0,000	69,864	0,908	1,817	5,717	0,008	
7	1	6,5	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	4,545	6,545	1,850	15,000	0,000	0,000	66,571	0,899	1,798	6,343	0,007	
8	0,5	7,25	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	5,061	7,061	1,850	15,000	0,000	0,000	64,204	0,891	1,781	6,842	0,003	
<i>Penurunan Total Akibat Timbunan Dengan Tinggi Awal Timbunan sebesar 1,0 m</i>																	0,105		

PERHITUNGAN PENURUNAN AKIBAT DESIGN TINGGI TIMBUNAN 3,0 m

NO	Tebal Lapisan		z	e _o	Cc	Cs	ysat	s'	P _o '	Pc'	1/2 Badan Timbunan (=15 m)						ΣΔP	P _o ' + ΔP	Sc
	m	m									q ₀	B ₁	B ₂	α ₁	α ₂	ΔP			
1	1	0,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	0,400	2,400	5,550	15,000	0,000	0,000	88,091	2,775	5,550	5,950	0,109	
2	1	1,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	1,200	3,200	5,550	15,000	0,000	0,000	84,289	2,774	5,548	6,748	0,080	
3	1	2,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	2,000	4,000	5,550	15,000	0,000	0,000	80,538	2,770	5,539	7,539	0,065	
4	1	3,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	2,700	4,700	5,550	15,000	0,000	0,000	76,866	2,761	5,522	8,222	0,069	
5	1	4,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	3,300	5,300	5,550	15,000	0,000	0,000	73,301	2,746	5,493	8,793	0,062	
6	1	5,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	3,900	5,900	5,550	15,000	0,000	0,000	69,864	2,725	5,450	9,350	0,056	
7	1	6,5	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	4,545	6,545	5,550	15,000	0,000	0,000	66,571	2,697	5,394	9,939	0,048	
8	0,5	7,25	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	5,061	7,061	5,550	15,000	0,000	0,000	64,204	2,672	5,344	10,405	0,022	
<i>Penurunan Total Akibat Timbunan Dengan Tinggi Awal Timbunan sebesar 3,0 m</i>																	0,511		

PERHITUNGAN PENURUNAN AKIBAT DESIGN TINGGI TIMBUNAN 4,0 m

NO	Tebal Lapisan		z	e _o	Cc	Cs	ysat	s'	P _o '	Pc'	1/2 Badan Timbunan (=15 m)						ΣΔP	P _o ' + ΔP	Sc
	m	m									q ₀	B ₁	B ₂	α ₁	α ₂	ΔP			
1	1	0,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	0,400	2,400	7,400	15,000	0,000	0,000	88,091	3,700	7,400	7,800	0,131	
2	1	1,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	1,200	3,200	7,400	15,000	0,000	0,000	84,289	3,698	7,397	8,597	0,100	
3	1	2,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	2,000	4,000	7,400	15,000	0,000	0,000	80,538	3,693	7,386	9,386	0,083	
4	1	3,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	2,700	4,700	7,400	15,000	0,000	0,000	76,866	3,681	7,363	10,063	0,090	
5	1	4,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	3,300	5,300	7,400	15,000	0,000	0,000	73,301	3,662	7,324	10,624	0,081	
6	1	5,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	3,900	5,900	7,400	15,000	0,000	0,000	69,864	3,634	7,267	11,167	0,074	
7	1	6,5	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	4,545	6,545	7,400	15,000	0,000	0,001	66,571	3,596	7,192	11,737	0,064	
8	0,5	7,25	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	5,061	7,061	7,400	15,000	0,000	0,001	64,204	3,562	7,125	12,186	0,030	
<i>Penurunan Total Akibat Timbunan Dengan Tinggi Awal Timbunan sebesar 4,0 m</i>																	0,653		

PERHITUNGAN PENURUNAN AKIBAT DESIGN TINGGI TIMBUNAN 5,0 m

NO	Tebal Lapisan		z	e _o	Cc	Cs	ysat	s'	P _o '	Pc'	1/2 Badan Timbunan (=15 m)						ΣΔP	P _o ' + ΔP	Sc
	m	m									q ₀	B ₁	B ₂	α ₁	α ₂	ΔP			
											t/m ²	m	m	radian	radian	t/m ²			
1	1	0,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	0,400	2,400	9,250	15,000	0,001	0,000	88,091	4,625	9,250	9,650	0,149	
2	1	1,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	1,200	3,200	9,250	15,000	0,001	0,000	84,289	4,623	9,246	10,446	0,116	
3	1	2,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	2,000	4,000	9,250	15,000	0,001	0,000	80,538	4,616	9,232	11,232	0,098	
4	1	3,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	2,700	4,700	9,250	15,000	0,001	0,000	76,866	4,602	9,203	11,903	0,107	
5	1	4,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	3,300	5,300	9,250	15,000	0,001	0,001	73,301	4,577	9,154	12,454	0,097	
6	1	5,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	3,900	5,900	9,250	15,000	0,001	0,001	69,864	4,542	9,084	12,984	0,089	
7	1	6,5	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	4,545	6,545	9,250	15,000	0,001	0,001	66,571	4,495	8,990	13,535	0,078	
8	0,5	7,25	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	5,061	7,061	9,250	15,000	0,001	0,001	64,204	4,453	8,906	13,967	0,036	

Penurunan Total Akibat Timbunan Dengan Tinggi Awal Timbunan sebesar 5,0 m **0,770**

PERHITUNGAN PENURUNAN AKIBAT DESIGN TINGGI TIMBUNAN 6,0 m

NO	Tebal Lapisan		z	e _o	Cc	Cs	ysat	s'	P _o '	Pc'	1/2 Badan Timbunan (=15 m)						ΣΔP	P _o ' + ΔP	Sc
	m	m									q ₀	B ₁	B ₂	α ₁	α ₂	ΔP			
											t/m ²	m	m	radian	radian	t/m ²			
1	1	0,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	0,400	2,400	11,100	15,000	0,001	0,000	88,091	5,550	11,100	11,500	0,163	
2	1	1,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	1,200	3,200	11,100	15,000	0,001	0,000	84,289	5,548	11,095	12,295	0,129	
3	1	2,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	2,000	4,000	11,100	15,000	0,001	0,000	80,538	5,539	11,079	13,079	0,110	
4	1	3,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	2,700	4,700	11,100	15,000	0,001	0,001	76,866	5,522	11,044	13,744	0,121	
5	1	4,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	3,300	5,300	11,100	15,000	0,001	0,001	73,301	5,493	10,985	14,285	0,111	
6	1	5,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	3,900	5,900	11,100	15,000	0,001	0,001	69,864	5,450	10,901	14,801	0,103	
7	1	6,5	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	4,545	6,545	11,100	15,000	0,001	0,001	66,571	5,394	10,789	15,333	0,090	
8	0,5	7,25	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	5,061	7,061	11,100	15,000	0,001	0,001	64,204	5,344	10,687	15,748	0,042	

Penurunan Total Akibat Timbunan Dengan Tinggi Awal Timbunan sebesar 6,0 m **0,869**

PERHITUNGAN PENURUNAN AKIBAT DESIGN TINGGI TIMBUNAN 7,0 m

NO	Tebal Lapisan		z	e _o	Cc	Cs	ysat	s'	P _o '	Pc'	1/2 Badan Timbunan (=15 m)						ΣΔP	P _o ' + ΔP	Sc
	m	m									q ₀	B ₁	B ₂	α ₁	α ₂	ΔP			
											t/m ²	m	m	radian	radian	t/m ²			
1	1	0,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	0,400	2,400	12,950	15,000	0,001	0,000	88,091	6,475	12,950	13,350	0,175	
2	1	1,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	1,200	3,200	12,950	15,000	0,001	0,000	84,289	6,472	12,945	14,145	0,140	
3	1	2,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	2,000	4,000	12,950	15,000	0,001	0,000	80,538	6,463	12,925	14,925	0,121	
4	1	3,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	2,700	4,700	12,950	15,000	0,001	0,001	76,866	6,442	12,884	15,584	0,134	
5	1	4,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	3,300	5,300	12,950	15,000	0,001	0,001	73,301	6,408	12,816	16,116	0,124	
6	1	5,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	3,900	5,900	12,950	15,000	0,001	0,001	69,864	6,359	12,717	16,617	0,115	
7	1	6,5	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	4,545	6,545	12,950	15,000	0,001	0,001	66,571	6,293	12,587	17,131	0,100	
8	0,5	7,25	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	5,061	7,061	12,950	15,000	0,001	0,001	64,204	6,234	12,468	17,530	0,047	

Penurunan Total Akibat Timbunan Dengan Tinggi Awal Timbunan sebesar 7,0 m **0,956**

PERHITUNGAN PENURUNAN AKIBAT H INITIAL 5,5 m

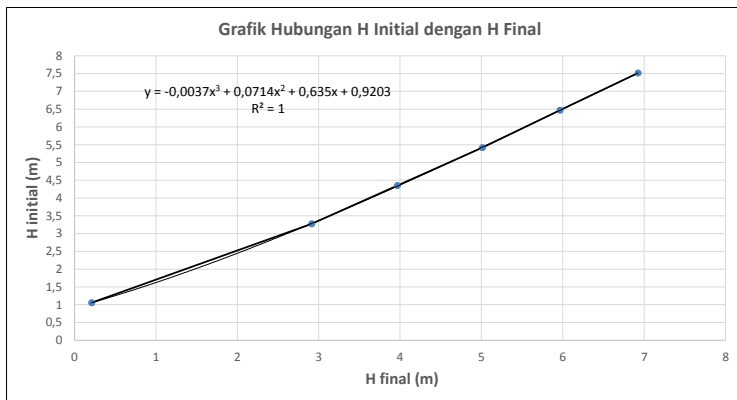
NO	Tebal Lapisan	z	e _o	Cc	Cs	ysat	γ'	P _o '	Pc'	1/2 Badan Timbunan (=15 m)						ΣΔP	P _o ' + ΔP	Sc
	m	m								q _o	B ₁	B ₂	α ₁	α ₂	ΔP			
										t/m ²	m	m	radian	radian	t/m ²			
1	1	0,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	0,400	2,400	10,175	15,000	0,001	0,000	88,091	5,087	10,175	10,575	0,156
2	1	1,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	1,200	3,200	10,175	15,000	0,001	0,000	84,289	5,085	10,171	11,371	0,123
3	1	2,5	1,190	0,410	0,100	1,800	0,800	2,000	4,000	10,175	15,000	0,001	0,000	80,538	5,078	10,156	12,156	0,104
4	1	3,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	2,700	4,700	10,175	15,000	0,001	0,000	76,866	5,062	10,124	12,824	0,114
5	1	4,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	3,300	5,300	10,175	15,000	0,001	0,001	73,301	5,035	10,070	13,370	0,105
6	1	5,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	3,900	5,900	10,175	15,000	0,001	0,001	69,864	4,996	9,992	13,892	0,096
7	1	6,5	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	4,545	6,545	10,175	15,000	0,001	0,001	66,571	4,945	9,889	14,434	0,084
8	0,5	7,25	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	5,061	7,061	10,175	15,000	0,001	0,001	64,204	4,898	9,797	14,858	0,039

Penurunan Total Akibat Timbunan Dengan Tinggi H initial sebesar 5,5 m

0,821

Rekapitulasi Perhitungan Tinggi Initial dan Tinggi Final

No	Desain Tinggi Timbunan	Beban Rencana	Penurunan Akibat Timbunan	Tinggi Timbunan Initial	H Bongkar Akibat Traffic	Tebal Perkerasan	Tinggi Final
	H (m)	q timb. (t/m ²)	Sc Timb (m)	H initial (m)	H bkr (m)	t (m)	H final (m)
	desain	desain	calc.	calc.	grafik	desain	E-D-I+G
A	B	C	D	E	F	G	H
1	1	1,850	0,105	1,056	1,243	0,500	0,209
2	3	5,550	0,511	3,276	0,351	0,500	2,914
3	4	7,400	0,653	4,353	0,232	0,500	3,968
4	5	9,250	0,770	5,416	0,135	0,500	5,011
5	6	11,100	0,869	6,470	0,135	0,500	5,965
6	7	12,950	0,956	7,517	0,135	0,500	6,925

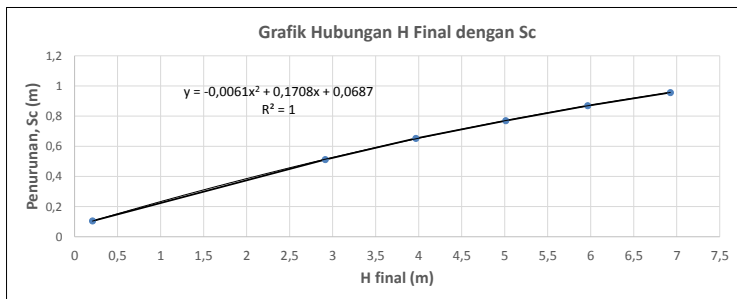


Berdasarkan grafik hubungan H initial dengan H final diatas, jika H final yang dibutuhkan yaitu sebesar
Maka dibutuhkan H initial sebesar

= 5,00 m

= 5,42 m

= 5,40 m



Berdasarkan grafik hubungan H final dengan besarnya penurunan diatas, jika H final yang dibutuhkan
Maka penurunan yang terjadi adalah sebesar

= 5,00 m

= 0,77 m

= 0,80 m

Rekap :

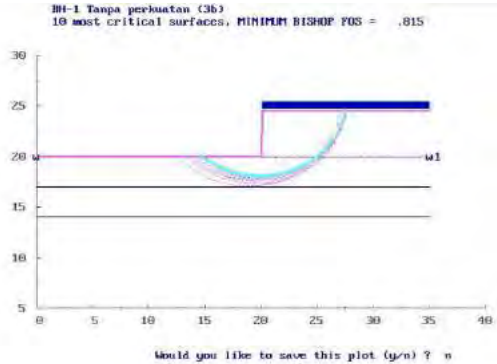
1. H initial : 5,40 m
2. Sc total : 0,80 m
3. H bongkar : 0,10 m
4. Tebal perkerasan : 0,50 m
5. H Final : 5,00 m

MENGHITUNG STABILITAS TANAH DASAR SEBELUM PEMASANGAN PVD

a. Mencari angka keamanan untuk kondisi H final

Daya dukung tanah sangat menentukan kestabilan timbunan. Kontrol sliding pada perencanaan ini menggunakan bantuan program XSTABL.

Data : H Final : 5,00 m
1/2 Lebar timbunan : 15,0 m
Shg, diperoleh besarnya SF : 0,815 < 1,0 . . . Not OK



b. Mencari ketinggian H kritis.

Data : SF Rencana : 1,5 m
1/2 Lebar timbunan : 0,0 m
Untuk ketinggian HCr : 3,00 m

γ_{timb} = 1,85 t/m³
 ϕ = 0 derajat
 N_c = 5,14 (dr tabel)
 C = 1,52 t/m²
SF = 1,5

maka :

Hcr = $C \cdot N_c / (\gamma_{\text{timb}} \times SF)$
H cr = 2,81542 m < H Timbunan . . . NOT OK

PERHITUNGAN WAKTU KONSOLIDASI ARAH VERTIKAL DAN HORIZONTAL

Cv	ΣH	Cv rata-rata		Ch rata-rata		Ket
		cm ² /s	m ² /minggu	cm ² /s	m ² /minggu	
0,0008	3	0,00056	0,03378977	0,00168	0,10137	asumsi Ch=3Cv
0,0004	3					
0,0006	1,5					
Total	7,5					

MENGHITUNG LAMANYA KONSOLIDASI

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

$$t = \frac{T_{90\%}(HDR)^2}{Cv} = 1411,66985 \text{ minggu}$$

$$= 27,1474972 \text{ tahun}$$

Sehingga diperlukan rekayasa untuk mempercepat konsolidasi yaitu dengan menggunakan PVD

PERHITUNGAN FAKTOR HAMBATAN PVD DENGAN POLA PEMASANGAN SEGI TIGA (D = 1,05 S)

Jarak PVD (m)	D (m)	a (m)	b (m)	Dw (m)	n = D/Dw	F(n)
0,50	0,53	0,10	0,04	0,09	5,89	1,061
0,60	0,63	0,10	0,04	0,09	7,07	1,235
0,70	0,74	0,10	0,04	0,09	8,25	1,384
0,80	0,84	0,10	0,04	0,09	9,42	1,513
0,90	0,95	0,10	0,04	0,09	10,60	1,628
1,00	1,05	0,10	0,04	0,09	11,78	1,731
1,10	1,16	0,10	0,04	0,09	12,96	1,824
1,20	1,26	0,10	0,04	0,09	14,14	1,910

*spesifikasi PVD : CT-D822, Produk dari PT Geosistem

PERHITUNGAN FAKTOR HAMBATAN PVD DENGAN POLA PEMASANGAN SEGI EMPAT (D=1,13 S)

Jarak PVD (m)	D (m)	a (m)	b (m)	Dw (m)	n = D/Dw	F(n)
0,50	0,57	0,10	0,04	0,09	6,34	1,131
0,60	0,68	0,10	0,04	0,09	7,61	1,306
0,70	0,79	0,10	0,04	0,09	8,87	1,455
0,80	0,90	0,10	0,04	0,09	10,14	1,585
0,90	1,02	0,10	0,04	0,09	11,41	1,700
1,00	1,13	0,10	0,04	0,09	12,68	1,803
1,10	1,24	0,10	0,04	0,09	13,95	1,896
1,20	1,36	0,10	0,04	0,09	15,21	1,982

*spesifikasi PVD : CT-D822, Produk dari PT Geosistem

PERHITUNGAN DERAJAT KONSOLIDASI AKIBAT PEMASANGAN PVD DENGAN POLA SEGI TIGA

S = 0,50 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,7500	75,693
2	0,0012	0,0391	0,9375	93,995
3	0,0018	0,0479	0,9844	98,513
4	0,0024	0,0553	0,9961	99,631
5	0,0030	0,0618	0,9990	99,908
6	0,0036	0,0677	0,9998	99,977
7	0,0042	0,0732	0,9999	99,994
8	0,0048	0,0782	1,0000	99,999
9	0,0054	0,0830	1,0000	100,000
10	0,0060	0,0875	1,0000	100,000
11	0,0066	0,0917	1,0000	100,000
12	0,0072	0,0958	1,0000	100,000
13	0,0078	0,0997	1,0000	100,000
14	0,0084	0,1035	1,0000	100,000
15	0,0090	0,1071	1,0000	100,000
16	0,0096	0,1106	1,0000	100,000
17	0,0102	0,1140	1,0000	100,000
18	0,0108	0,1173	1,0000	100,000
19	0,0114	0,1205	1,0000	100,000
20	0,0120	0,1237	1,0000	100,000
21	0,0126	0,1267	1,0000	100,000
22	0,0132	0,1297	1,0000	100,000
23	0,0138	0,1326	1,0000	100,000
24	0,0144	0,1355	1,0000	100,000

S = 0,60 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,5626	57,472
2	0,0012	0,0391	0,8087	81,618
3	0,0018	0,0479	0,9163	92,034
4	0,0024	0,0553	0,9634	96,543
5	0,0030	0,0618	0,9840	98,498
6	0,0036	0,0677	0,9930	99,347
7	0,0042	0,0732	0,9969	99,716
8	0,0048	0,0782	0,9987	99,877
9	0,0054	0,0830	0,9994	99,946
10	0,0060	0,0875	0,9997	99,977
11	0,0066	0,0917	0,9999	99,990
12	0,0072	0,0958	1,0000	99,996
13	0,0078	0,0997	1,0000	99,998
14	0,0084	0,1035	1,0000	99,999
15	0,0090	0,1071	1,0000	100,000
16	0,0096	0,1106	1,0000	100,000
17	0,0102	0,1140	1,0000	100,000
18	0,0108	0,1173	1,0000	100,000
19	0,0114	0,1205	1,0000	100,000
20	0,0120	0,1237	1,0000	100,000
21	0,0126	0,1267	1,0000	100,000
22	0,0132	0,1297	1,0000	100,000
23	0,0138	0,1326	1,0000	100,000
24	0,0144	0,1355	1,0000	100,000

S = 0,70 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,4186	43,472
2	0,0012	0,0391	0,6620	67,524
3	0,0018	0,0479	0,8035	81,292
4	0,0024	0,0553	0,8858	89,209
5	0,0030	0,0618	0,9336	93,770
6	0,0036	0,0677	0,9614	96,401
7	0,0042	0,0732	0,9776	97,920
8	0,0048	0,0782	0,9870	98,797
9	0,0054	0,0830	0,9924	99,304
10	0,0060	0,0875	0,9956	99,598
11	0,0066	0,0917	0,9974	99,767
12	0,0072	0,0958	0,9985	99,865
13	0,0078	0,0997	0,9991	99,922
14	0,0084	0,1035	0,9995	99,955
15	0,0090	0,1071	0,9997	99,974
16	0,0096	0,1106	0,9998	99,985
17	0,0102	0,1140	0,9999	99,991
18	0,0108	0,1173	0,9999	99,995
19	0,0114	0,1205	1,0000	99,997
20	0,0120	0,1237	1,0000	99,998
21	0,0126	0,1267	1,0000	99,999
22	0,0132	0,1297	1,0000	99,999
23	0,0138	0,1326	1,0000	100,000
24	0,0144	0,1355	1,0000	100,000

PERHITUNGAN DERAJAT KONSOLIDASI AKIBAT PEMASANGAN PVD DENGAN POLA SEGI TIGA

S = 0,80 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,3160	33,489
2	0,0012	0,0391	0,5321	55,041
3	0,0018	0,0479	0,6800	69,529
4	0,0024	0,0553	0,7811	79,319
5	0,0030	0,0618	0,8503	85,952
6	0,0036	0,0677	0,8976	90,451
7	0,0042	0,0732	0,9299	93,506
8	0,0048	0,0782	0,9521	95,582
9	0,0054	0,0830	0,9672	96,994
10	0,0060	0,0875	0,9776	97,954
11	0,0066	0,0917	0,9847	98,607
12	0,0072	0,0958	0,9895	99,051
13	0,0078	0,0997	0,9928	99,354
14	0,0084	0,1035	0,9951	99,560
15	0,0090	0,1071	0,9966	99,700
16	0,0096	0,1106	0,9977	99,796
17	0,0102	0,1140	0,9984	99,861
18	0,0108	0,1173	0,9989	99,905
19	0,0114	0,1205	0,9993	99,935
20	0,0120	0,1237	0,9995	99,956
21	0,0126	0,1267	0,9997	99,970
22	0,0132	0,1297	0,9998	99,980
23	0,0138	0,1326	0,9998	99,986
24	0,0144	0,1355	0,9999	99,990

S = 0,90 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,2434	26,433
2	0,0012	0,0391	0,4276	44,996
3	0,0018	0,0479	0,5669	58,765
4	0,0024	0,0553	0,6723	69,044
5	0,0030	0,0618	0,7521	76,741
6	0,0036	0,0677	0,8124	82,513
7	0,0042	0,0732	0,8581	86,847
8	0,0048	0,0782	0,8926	90,102
9	0,0054	0,0830	0,9188	92,550
10	0,0060	0,0875	0,9385	94,391
11	0,0066	0,0917	0,9535	95,776
12	0,0072	0,0958	0,9648	96,819
13	0,0078	0,0997	0,9734	97,603
14	0,0084	0,1035	0,9799	98,194
15	0,0090	0,1071	0,9848	98,639
16	0,0096	0,1106	0,9885	98,975
17	0,0102	0,1140	0,9913	99,227
18	0,0108	0,1173	0,9934	99,417
19	0,0114	0,1205	0,9950	99,561
20	0,0120	0,1237	0,9962	99,669
21	0,0126	0,1267	0,9971	99,750
22	0,0132	0,1297	0,9978	99,812
23	0,0138	0,1326	0,9984	99,858
24	0,0144	0,1355	0,9988	99,893

S = 1,00 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,1914	21,380
2	0,0012	0,0391	0,3462	37,180
3	0,0018	0,0479	0,4714	49,670
4	0,0024	0,0553	0,5726	59,622
5	0,0030	0,0618	0,6544	67,577
6	0,0036	0,0677	0,7206	73,949
7	0,0042	0,0732	0,7741	79,059
8	0,0048	0,0782	0,8173	83,160
9	0,0054	0,0830	0,8523	86,454
10	0,0060	0,0875	0,8806	89,101
11	0,0066	0,0917	0,9034	91,229
12	0,0072	0,0958	0,9219	92,940
13	0,0078	0,0997	0,9369	94,316
14	0,0084	0,1035	0,9490	95,423
15	0,0090	0,1071	0,9587	96,314
16	0,0096	0,1106	0,9666	97,032
17	0,0102	0,1140	0,9730	97,609
18	0,0108	0,1173	0,9782	98,074
19	0,0114	0,1205	0,9824	98,448
20	0,0120	0,1237	0,9857	98,750
21	0,0126	0,1267	0,9885	98,993
22	0,0132	0,1297	0,9907	99,188
23	0,0138	0,1326	0,9925	99,346
24	0,0144	0,1355	0,9939	99,473

PERHITUNGAN DERAJAT KONSOLIDASI AKIBAT PEMASANGAN PVD DENGAN POLA SEGI TIGA

S = 1,10 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,1535	17,689
2	0,0012	0,0391	0,2834	31,144
3	0,0018	0,0479	0,3934	42,245
4	0,0024	0,0553	0,4865	51,490
5	0,0030	0,0618	0,5653	59,219
6	0,0036	0,0677	0,6320	65,696
7	0,0042	0,0732	0,6885	71,130
8	0,0048	0,0782	0,7363	75,694
9	0,0054	0,0830	0,7768	79,531
10	0,0060	0,0875	0,8110	82,757
11	0,0066	0,0917	0,8400	85,472
12	0,0072	0,0958	0,8646	87,757
13	0,0078	0,0997	0,8854	89,681
14	0,0084	0,1035	0,9030	91,301
15	0,0090	0,1071	0,9179	92,666
16	0,0096	0,1106	0,9305	93,816
17	0,0102	0,1140	0,9411	94,785
18	0,0108	0,1173	0,9502	95,602
19	0,0114	0,1205	0,9578	96,291
20	0,0120	0,1237	0,9643	96,871
21	0,0126	0,1267	0,9698	97,361
22	0,0132	0,1297	0,9744	97,773
23	0,0138	0,1326	0,9783	98,121
24	0,0144	0,1355	0,9817	98,415

S = 1,20 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,1252	14,938
2	0,0012	0,0391	0,2347	26,463
3	0,0018	0,0479	0,3305	36,258
4	0,0024	0,0553	0,4143	44,672
5	0,0030	0,0618	0,4876	51,932
6	0,0036	0,0677	0,5518	58,215
7	0,0042	0,0732	0,6079	63,658
8	0,0048	0,0782	0,6570	68,381
9	0,0054	0,0830	0,6999	72,482
10	0,0060	0,0875	0,7375	76,045
11	0,0066	0,0917	0,7704	79,142
12	0,0072	0,0958	0,7991	81,835
13	0,0078	0,0997	0,8243	84,178
14	0,0084	0,1035	0,8463	86,216
15	0,0090	0,1071	0,8655	87,991
16	0,0096	0,1106	0,8823	89,535
17	0,0102	0,1140	0,8971	90,880
18	0,0108	0,1173	0,9100	92,052
19	0,0114	0,1205	0,9212	93,072
20	0,0120	0,1237	0,9311	93,961
21	0,0126	0,1267	0,9397	94,735
22	0,0132	0,1297	0,9473	95,410
23	0,0138	0,1326	0,9539	95,998
24	0,0144	0,1355	0,9596	96,511

PERHITUNGAN DERAJAT KONSOLIDASI AKIBAT PEMASANGAN PVD DENGAN POLA SEGI EMPAT

S = 0,50 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,6747	68,367
2	0,0012	0,0391	0,8942	89,830
3	0,0018	0,0479	0,9656	96,722
4	0,0024	0,0553	0,9888	98,942
5	0,0030	0,0618	0,9964	99,658
6	0,0036	0,0677	0,9988	99,889
7	0,0042	0,0732	0,9996	99,964
8	0,0048	0,0782	0,9999	99,988
9	0,0054	0,0830	1,0000	99,996
10	0,0060	0,0875	1,0000	99,999
11	0,0066	0,0917	1,0000	100,000
12	0,0072	0,0958	1,0000	100,000
13	0,0078	0,0997	1,0000	100,000
14	0,0084	0,1035	1,0000	100,000
15	0,0090	0,1071	1,0000	100,000
16	0,0096	0,1106	1,0000	100,000
17	0,0102	0,1140	1,0000	100,000
18	0,0108	0,1173	1,0000	100,000
19	0,0114	0,1205	1,0000	100,000
20	0,0120	0,1237	1,0000	100,000
21	0,0126	0,1267	1,0000	100,000
22	0,0132	0,1297	1,0000	100,000
23	0,0138	0,1326	1,0000	100,000
24	0,0144	0,1355	1,0000	100,000

S = 0,60 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,4911	50,513
2	0,0012	0,0391	0,7410	75,111
3	0,0018	0,0479	0,8682	87,449
4	0,0024	0,0553	0,9329	93,662
5	0,0030	0,0618	0,9659	96,796
6	0,0036	0,0677	0,9826	98,380
7	0,0042	0,0732	0,9912	99,180
8	0,0048	0,0782	0,9955	99,585
9	0,0054	0,0830	0,9977	99,790
10	0,0060	0,0875	0,9988	99,894
11	0,0066	0,0917	0,9994	99,946
12	0,0072	0,0958	0,9997	99,973
13	0,0078	0,0997	0,9998	99,986
14	0,0084	0,1035	0,9999	99,993
15	0,0090	0,1071	1,0000	99,996
16	0,0096	0,1106	1,0000	99,998
17	0,0102	0,1140	1,0000	99,999
18	0,0108	0,1173	1,0000	100,000
19	0,0114	0,1205	1,0000	100,000
20	0,0120	0,1237	1,0000	100,000
21	0,0126	0,1267	1,0000	100,000
22	0,0132	0,1297	1,0000	100,000
23	0,0138	0,1326	1,0000	100,000
24	0,0144	0,1355	1,0000	100,000

S = 0,70 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,3595	37,717
2	0,0012	0,0391	0,5897	60,575
3	0,0018	0,0479	0,7372	74,977
4	0,0024	0,0553	0,8317	84,097
5	0,0030	0,0618	0,8922	89,884
6	0,0036	0,0677	0,9309	93,561
7	0,0042	0,0732	0,9558	95,899
8	0,0048	0,0782	0,9717	97,388
9	0,0054	0,0830	0,9818	98,335
10	0,0060	0,0875	0,9884	98,939
11	0,0066	0,0917	0,9926	99,324
12	0,0072	0,0958	0,9952	99,569
13	0,0078	0,0997	0,9969	99,725
14	0,0084	0,1035	0,9980	99,825
15	0,0090	0,1071	0,9987	99,888
16	0,0096	0,1106	0,9992	99,929
17	0,0102	0,1140	0,9995	99,954
18	0,0108	0,1173	0,9997	99,971
19	0,0114	0,1205	0,9998	99,981
20	0,0120	0,1237	0,9999	99,988
21	0,0126	0,1267	0,9999	99,992
22	0,0132	0,1297	0,9999	99,995
23	0,0138	0,1326	1,0000	99,997
24	0,0144	0,1355	1,0000	99,998

PERHITUNGAN DERAJAT KONSOLIDASI AKIBAT PEMASANGAN PVD DENGAN POLA SEGI EMPAT

S = 0,80 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,2688	28,906
2	0,0012	0,0391	0,4654	48,631
3	0,0018	0,0479	0,6091	62,784
4	0,0024	0,0553	0,7142	73,001
5	0,0030	0,0618	0,7910	80,396
6	0,0036	0,0677	0,8472	85,756
7	0,0042	0,0732	0,8883	89,646
8	0,0048	0,0782	0,9183	92,471
9	0,0054	0,0830	0,9403	94,523
10	0,0060	0,0875	0,9563	96,015
11	0,0066	0,0917	0,9681	97,100
12	0,0072	0,0958	0,9767	97,889
13	0,0078	0,0997	0,9829	98,463
14	0,0084	0,1035	0,9875	98,881
15	0,0090	0,1071	0,9909	99,185
16	0,0096	0,1106	0,9933	99,407
17	0,0102	0,1140	0,9951	99,568
18	0,0108	0,1173	0,9964	99,685
19	0,0114	0,1205	0,9974	99,771
20	0,0120	0,1237	0,9981	99,833
21	0,0126	0,1267	0,9986	99,878
22	0,0132	0,1297	0,9990	99,911
23	0,0138	0,1326	0,9993	99,935
24	0,0144	0,1355	0,9995	99,953

S = 0,90 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,2060	22,796
2	0,0012	0,0391	0,3696	39,422
3	0,0018	0,0479	0,4994	52,341
4	0,0024	0,0553	0,6026	62,454
5	0,0030	0,0618	0,6844	70,394
6	0,0036	0,0677	0,7494	76,641
7	0,0042	0,0732	0,8011	81,561
8	0,0048	0,0782	0,8420	85,439
9	0,0054	0,0830	0,8746	88,498
10	0,0060	0,0875	0,9004	90,912
11	0,0066	0,0917	0,9209	92,818
12	0,0072	0,0958	0,9372	94,323
13	0,0078	0,0997	0,9502	95,512
14	0,0084	0,1035	0,9604	96,452
15	0,0090	0,1071	0,9686	97,194
16	0,0096	0,1106	0,9750	97,781
17	0,0102	0,1140	0,9802	98,245
18	0,0108	0,1173	0,9843	98,611
19	0,0114	0,1205	0,9875	98,902
20	0,0120	0,1237	0,9901	99,131
21	0,0126	0,1267	0,9921	99,312
22	0,0132	0,1297	0,9937	99,456
23	0,0138	0,1326	0,9950	99,569
24	0,0144	0,1355	0,9961	99,659

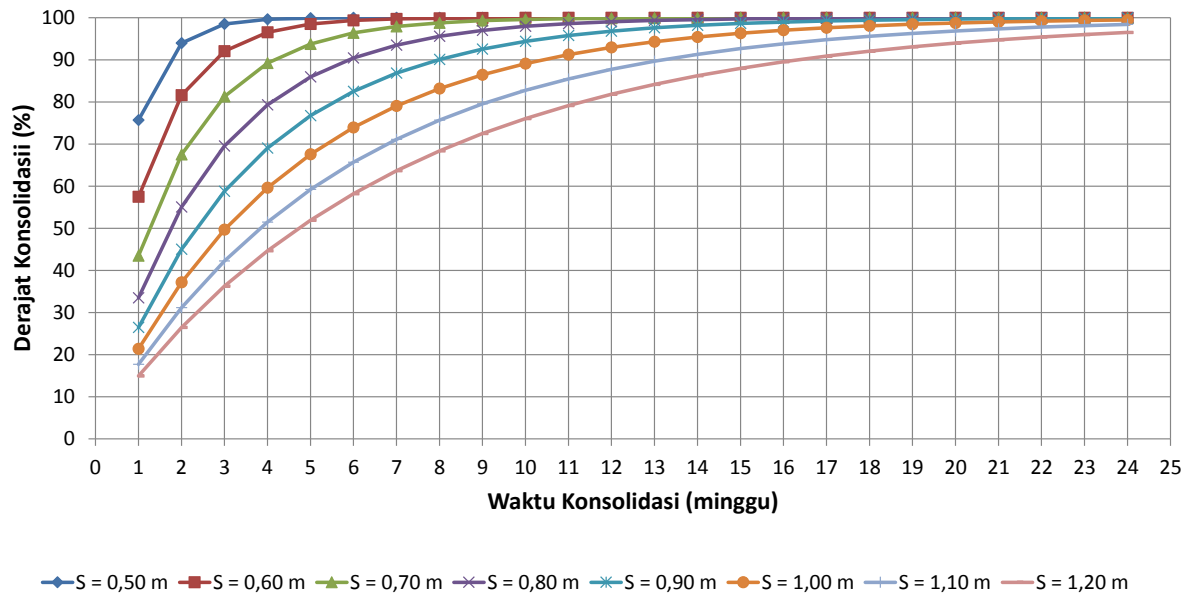
S = 1,00 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,1615	18,470
2	0,0012	0,0391	0,2969	32,443
3	0,0018	0,0479	0,4105	43,873
4	0,0024	0,0553	0,5057	53,304
5	0,0030	0,0618	0,5855	61,117
6	0,0036	0,0677	0,6525	67,602
7	0,0042	0,0732	0,7086	72,993
8	0,0048	0,0782	0,7557	77,478
9	0,0054	0,0830	0,7951	81,213
10	0,0060	0,0875	0,8282	84,324
11	0,0066	0,0917	0,8560	86,917
12	0,0072	0,0958	0,8792	89,080
13	0,0078	0,0997	0,8987	90,883
14	0,0084	0,1035	0,9151	92,387
15	0,0090	0,1071	0,9288	93,643
16	0,0096	0,1106	0,9403	94,691
17	0,0102	0,1140	0,9499	95,565
18	0,0108	0,1173	0,9580	96,295
19	0,0114	0,1205	0,9648	96,905
20	0,0120	0,1237	0,9705	97,414
21	0,0126	0,1267	0,9753	97,839
22	0,0132	0,1297	0,9793	98,194
23	0,0138	0,1326	0,9826	98,491
24	0,0144	0,1355	0,9854	98,739

PERHITUNGAN DERAJAT KONSOLIDASI AKIBAT PEMASANGAN PVD DENGAN POLA SEGI EMPAT

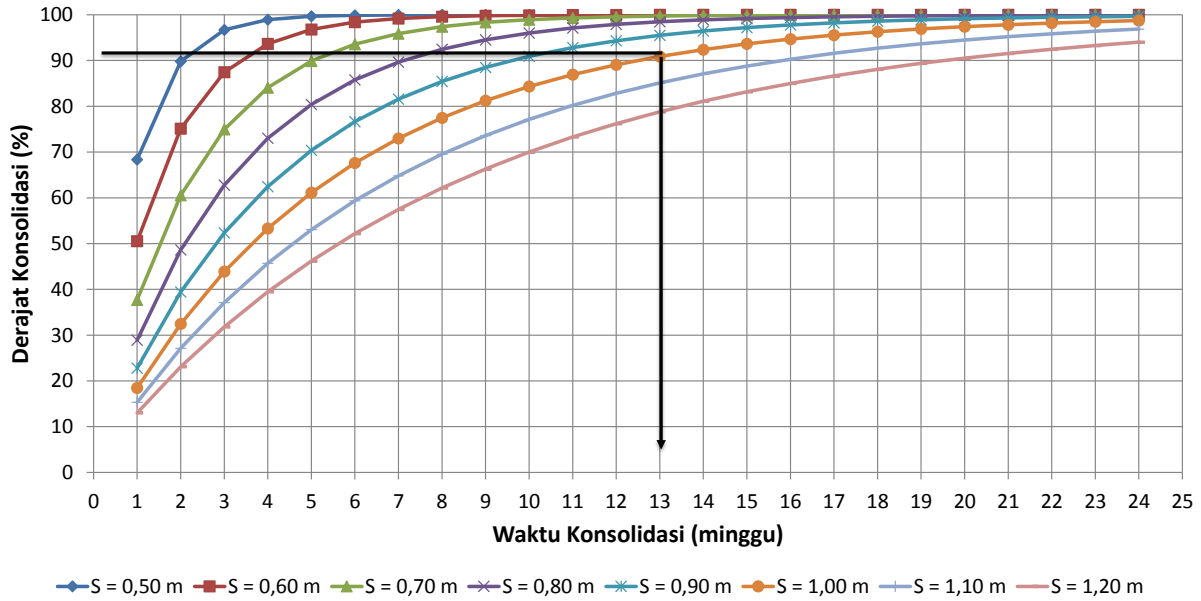
S = 1,10 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,1292	15,333
2	0,0012	0,0391	0,2418	27,144
3	0,0018	0,0479	0,3398	37,141
4	0,0024	0,0553	0,4251	45,691
5	0,0030	0,0618	0,4994	53,037
6	0,0036	0,0677	0,5641	59,365
7	0,0042	0,0732	0,6205	64,823
8	0,0048	0,0782	0,6695	69,536
9	0,0054	0,0830	0,7122	73,610
10	0,0060	0,0875	0,7494	77,133
11	0,0066	0,0917	0,7818	80,182
12	0,0072	0,0958	0,8100	82,821
13	0,0078	0,0997	0,8346	85,106
14	0,0084	0,1035	0,8559	87,085
15	0,0090	0,1071	0,8746	88,800
16	0,0096	0,1106	0,8908	90,286
17	0,0102	0,1140	0,9049	91,574
18	0,0108	0,1173	0,9172	92,690
19	0,0114	0,1205	0,9279	93,658
20	0,0120	0,1237	0,9372	94,497
21	0,0126	0,1267	0,9453	95,225
22	0,0132	0,1297	0,9524	95,857
23	0,0138	0,1326	0,9585	96,404
24	0,0144	0,1355	0,9639	96,879

S = 1,20 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0006	0,0277	0,1053	13,004
2	0,0012	0,0391	0,1995	23,082
3	0,0018	0,0479	0,2838	31,811
4	0,0024	0,0553	0,3592	39,466
5	0,0030	0,0618	0,4267	46,215
6	0,0036	0,0677	0,4871	52,181
7	0,0042	0,0732	0,5411	57,466
8	0,0048	0,0782	0,5894	62,152
9	0,0054	0,0830	0,6326	66,312
10	0,0060	0,0875	0,6713	70,007
11	0,0066	0,0917	0,7059	73,291
12	0,0072	0,0958	0,7369	76,210
13	0,0078	0,0997	0,7646	78,808
14	0,0084	0,1035	0,7894	81,118
15	0,0090	0,1071	0,8116	83,175
16	0,0096	0,1106	0,8314	85,006
17	0,0102	0,1140	0,8492	86,636
18	0,0108	0,1173	0,8650	88,088
19	0,0114	0,1205	0,8793	89,381
20	0,0120	0,1237	0,8920	90,533
21	0,0126	0,1267	0,9033	91,560
22	0,0132	0,1297	0,9135	92,474
23	0,0138	0,1326	0,9226	93,289
24	0,0144	0,1355	0,9308	94,016

Grafik Hubungan Waktu Konsolidasi Dengan Derajat Konsolidasi Pemasangan PVD Dengan Pola Segi Tiga



Grafik Hubungan Waktu Konsolidasi Dengan Derajat Konsolidasi Pemasangan PVD Dengan Pola Segi Empat



Berdasarkan grafik hubungan antara derajat konsolidasi dengan waktu konsolidasi, pola pemasangan PVD untuk mencapai derajat konsolidasi 90 % direncanakan menggunakan pola segi empat dengan jarak 1,0 meter dengan waktu tunggu pemampatan selama 13 minggu.

PERHITUNGAN PENINGKATAN CU PADA KONDISI U 90%

H initial : 5,40 m

PERUBAHAN TEGANGAN DI TIAP LAPISAN TANAH PADA DERAJAT KONSOLIDASI, U = 100%

Tegangan		P_0' (kN/m ²)	σ (kN/m ²)
Kedalaman (m)		H = 0,0 m	H = 5,4 m
0	- 1	4,000	105,748
1	- 2	12,000	113,707
2	- 3	20,000	121,557
3	- 4	27,000	128,235
4	- 5	33,000	133,699
5	- 6	39,000	138,921
6	- 7	45,445	144,340
7	- 7,5	50,613	148,578

dimana :

$$\sigma_i = P_{oi} + \Delta p_i$$

PERUBAHAN TEGANGAN DI TIAP LAPISAN TANAH PADA DERAJAT KONSOLIDASI, U < 100%

Tegangan		P_0' (kN/m ²)	$\Delta p'$ (kN/m ²)	$\Sigma \sigma'$
Tinggi Timbunan (m)		H = 0,0 m	H = 5,4 m	
Kedalaman (m)		U %		kN/m ²
		100	90,000	
0	- 1	4,000	72,217	76,217
1	- 2	12,000	78,809	90,809
2	- 3	20,000	81,485	101,485
3	- 4	27,000	82,734	109,734
4	- 5	33,000	83,243	116,243
5	- 6	39,000	83,348	122,348
6	- 7	45,445	83,142	128,587
7	- 7,5	50,613	82,797	133,409

PERUBAHAN NILAI KOHESI UNDRAINED (Cu) PADA AKHIR TIMBUNAN

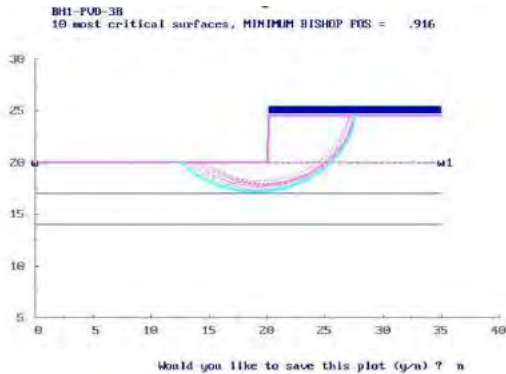
Kedalaman		PI	Cu lama	Cu baru	Cu Pakai	Rata2 Cu
m			kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
0	- 1	30,0	15,200	18,193	18,193	20,080
1	- 2	30,0	15,200	20,265	20,265	
2	- 3	30,0	15,200	21,781	21,781	
3	- 4	30,1	19,600	22,935	22,935	23,839
4	- 5	30,1	19,600	23,858	23,858	
5	- 6	30,1	19,600	24,724	24,724	
6	- 7	30,2	58,170	25,588	58,170	58,170
7	- 7,5	30,2	58,170	26,271	58,170	

MENGHITUNG STABILITAS TANAH DASAR SETELAH PEMASANGAN PVD

a. Mencari angka keamanan untuk kondisi H final

Daya dukung tanah sangat menentukan kestabilan timbunan. Kontrol sliding pada perencanaan ini menggunakan bantuan program XSTABL.

Data : H Final : 5,00 m
1/2 Lebar timbunan : 15,0 m
Shg, diperoleh besarnya SF : 0,916 < 1,0 . . . Not OK



b. Mencari ketinggian H kritis.

Data : SF Rencana : 1,5 m
1/2 Lebar timbunan : 0,0 m
Untuk ketinggian HCr : 3,00 m

γ_{timb} = 1,85 t/m³
 ϕ = 0 derajat
 N_c = 5,14 (dr tabel)
 C = 2,00795 t/m²
SF = 1,5

maka :

H_{cr} = $C \cdot N_c / (\gamma_{\text{timb}} \times SF)$

H_{cr} = 3,71924 m < H Timbunan . . . NOT OK

DATA - DATA KARAKTERISITK TANAH PADA OPRIT BH-2

Depth	Nspt	Gradasi Butir			Deskripsi Tanah	Konsistensi			Klasifikasi USCS
		G	S	S+C		LL	PL	PI	
m	m	(%)	(%)	(%)		(%)	(%)	(%)	
0 - 3	4	-	-	-	Clay	54,06		30	-
3 - 6	7	-	-	-	Clay	54,14		30,1	-
6 - 6,5	10	-	-	-	Clay	54,23		30,2	-

Depth	Deskripsi Tanah	Volumetri Gravimetri						Klasifikasi USCS	
		eo	Gs	Sr (%)	We (%)	γ_{sat} t/m ³	γ_t t/m ³		γ_d t/m ³
m									
0 - 3	Clay	1,85	2,67		68,55	1,600	1,600		-
3 - 6	Clay	1,96	2,67		72,66	1,622	1,622		-
6 - 6,5	Clay	1,7	2,67		62,83	1,689	1,689		-

Depth	Deskripsi Tanah	Direct / Triaxial			Konsolidasi				Klasifikasi USCS
		ϕ (°)	C	Cu kN/m ²	Pp	Cc	Cs	Cv cm ² /s	
m									
0 - 3	Clay	0	-	19,6	-	0,670	0,140	0,0004	-
3 - 6	Clay	0	-	41	-	0,730	0,150	0,0005	-
6 - 6,5	Clay	0	-	58,17	-	0,600	0,130	0,0006	-

No	Deskripsi	Code	Value	Unit
1	Berat volume air	γ_w	1	t/m ³
2	Fluktuasi tinggi muka air tanah (asumsi)	h fluk	2	m
3	Tambahan tegangan yang terjadi akibat fluktuasi muka air tanah	ΔP_f	2	t/m ²

DATA - DATA KARAKTERISITK TANAH TIMBUNAN

No	Deskripsi	Code	Value	Unit
Data Rencana Akhir Timbunan				
1	Berat volume timbunan jenuh air	γ_{sat}	1,85	t/m ³
2	Berat volume timbunan	γ_{tim}	1,85	t/m ³
3	Tinggi timbunan Akhir	H final	7,7	m
4	Lebar timbunan	B	30,00	m
5	Kemiringan Timbunan	-	0,0 : 1	-
6	Kemiringan Timbunan Sisi Kanan	-	-	-
7	Kemiringan Timbunan Sisi kiri	-	-	-
8	Lebar Timbunan sisi kanan + sisi kiri	B atau X	30	m
9	Panjang timbunan yang ditinjau (arah memanjang)	L atau Y	10	m
Data Rencana Tinggi Timbunan Awal				
10	Rencana Tinggi Timbunan Awal 1	H awal ₁	5	m
11	Rencana Tinggi Timbunan Awal 2	H awal ₂	7	m
12	Rencana Tinggi Timbunan Awal 3	H awal ₃	8	m
13	Rencana Tinggi Timbunan Awal 4	H awal ₄	9	m
14	Rencana Tinggi Timbunan Awal 5	H awal ₅	10	m
15	Rencana Tinggi Timbunan Awal 6	H awal ₆	11	m

DATA - DATA KARAKTERISITK PERKERASAAN

No	Deskripsi	Code	Value	Unit
1	Tebal perkerasan	t	0,50	m
2	Berat jenis perkerasan	γ	2,40	t/m ²
3	Beban perkerasan asumsi	q ₀	1,20	t/m ²
4	Lebar perkerasan total (4 alur 2 arah)	B	22,00	m
5	lebar perkerasan (2 ruas 1 arah)	B/2	11,00	m
6	Panjang perkerasan (arah memanjang)	L	10,00	m
7	Lebar median		4,00	m

PERHITUNGAN PENURUNAN AKIBAT DESIGN TINGGI TIMBUNAN 5.0 m

NO	Tebal Lapisan m	z m	e_0	Cc	Cs	ysat	γ'	P_0'	Pc'	1/2 Badan Timbunan (=15 m)					$\Sigma\Delta P$	$P_0'+\Delta P$	Sc	
										q_0	B_1	B_2	α_1	α_2				ΔP
										t/m ²	m	m	radian	radian				t/m ²
1	1	0.5	1.850	0.670	0.140	1.600	0.600	0.300	2.300	9.250	15.000	0.000	0.000	88,091	4,625	9,250	9,550	0,189
2	1	1.5	1.850	0.670	0.140	1.600	0.600	0.900	2.900	9,250	15,000	0,000	0,000	84,289	4,623	9,246	10,146	0,153
3	1	2.5	1.850	0.670	0.140	1.600	0.600	1.500	3.500	9,250	15,000	0,000	0,000	80,538	4,616	9,232	10,732	0,132
4	1	3.5	1.960	0.730	0.150	1,622	0,622	2,111	4,111	9,250	15,000	0,000	0,000	76,866	4,602	9,203	11,314	0,123
5	1	4.5	1.960	0.730	0.150	1,622	0,622	2,733	4,733	9,250	15,000	0,000	0,000	73,301	4,577	9,154	11,887	0,111
6	1	5.5	1.960	0.730	0.150	1,622	0,622	3,355	5,355	9,250	15,000	0,000	0,000	69,864	4,542	9,084	12,439	0,101
7	0.5	6.25	1.700	0.600	0.130	1,689	0,689	3,838	5,838	9,250	15,000	0,000	0,000	67,380	4,508	9,016	12,854	0,042
														<i>Penurunan Total Akibat Timbunan Dengan Tinggi Awal Timbunan sebesar 5,0 m</i>		0,851		

PERHITUNGAN PENURUNAN AKIBAT DESIGN TINGGI TIMBUNAN 7.0 m

NO	Tebal Lapisan m	z m	e_0	Cc	Cs	ysat	γ'	P_0'	Pc'	1/2 Badan Timbunan (=15 m)					$\Sigma\Delta P$	$P_0'+\Delta P$	Sc	
										q_0	B_1	B_2	α_1	α_2				ΔP
										t/m ²	m	m	radian	radian				t/m ²
1	1	0.5	1.850	0.670	0.140	1.600	0.600	0.300	2.300	12,950	15,000	0,000	0,000	88,091	6,475	12,950	13,250	0,222
2	1	1.5	1.850	0.670	0.140	1.600	0.600	0.900	2.900	12,950	15,000	0,000	0,000	84,289	6,472	12,945	13,845	0,185
3	1	2.5	1.850	0.670	0.140	1.600	0.600	1.500	3.500	12,950	15,000	0,000	0,000	80,538	6,463	12,925	14,425	0,163
4	1	3.5	1.960	0.730	0.150	1,622	0,622	2,111	4,111	12,950	15,000	0,000	0,000	76,866	6,442	12,884	14,995	0,153
5	1	4.5	1.960	0.730	0.150	1,622	0,622	2,733	4,733	12,950	15,000	0,000	0,000	73,301	6,408	12,816	15,549	0,139
6	1	5.5	1.960	0.730	0.150	1,622	0,622	3,355	5,355	12,950	15,000	0,000	0,000	69,864	6,359	12,717	16,072	0,128
7	0.5	6.25	1.700	0.600	0.130	1,689	0,689	3,838	5,838	12,950	15,000	0,000	0,000	67,380	6,311	12,622	16,640	0,054
														<i>Penurunan Total Akibat Timbunan Dengan Tinggi Awal Timbunan sebesar 7,0 m</i>		1,045		

PERHITUNGAN PENURUNAN AKIBAT DESIGN TINGGI TIMBUNAN 8.0 m

NO	Tebal Lapisan m	z m	e_0	Cc	Cs	ysat	γ'	P_0'	Pc'	1/2 Badan Timbunan (=15 m)					$\Sigma\Delta P$	$P_0'+\Delta P$	Sc	
										q_0	B_1	B_2	α_1	α_2				ΔP
										t/m ²	m	m	radian	radian				t/m ²
1	1	0.5	1.850	0.670	0.140	1.600	0.600	0.300	2.300	14,800	15,000	0,000	0,000	88,091	7,400	14,800	15,100	0,236
2	1	1.5	1.850	0.670	0.140	1.600	0.600	0.900	2.900	14,800	15,000	0,000	0,000	84,289	7,397	14,794	15,694	0,197
3	1	2.5	1.850	0.670	0.140	1.600	0.600	1.500	3.500	14,800	15,000	0,000	0,000	80,538	7,386	14,772	16,272	0,175
4	1	3.5	1.960	0.730	0.150	1,622	0,622	2,111	4,111	14,800	15,000	0,000	0,000	76,866	7,363	14,725	16,836	0,166
5	1	4.5	1.960	0.730	0.150	1,622	0,622	2,733	4,733	14,800	15,000	0,000	0,000	73,301	7,324	14,647	17,380	0,151
6	1	5.5	1.960	0.730	0.150	1,622	0,622	3,355	5,355	14,800	15,000	0,000	0,000	69,864	7,267	14,534	17,889	0,139
7	0.5	6.25	1.700	0.600	0.130	1,689	0,689	3,838	5,838	14,800	15,000	0,000	0,000	67,380	7,213	14,425	18,264	0,059
														<i>Penurunan Total Akibat Timbunan Dengan Tinggi Awal Timbunan sebesar 8,0 m</i>		1,124		

PERHITUNGAN PENURUNAN AKIBAT DESIGN TINGGI TIMBUNAN 9,0 m

NO	Tebal Lapisan m	z m	e ₀	Cc	Cs	ysat t/m ³	γ' t/m ³	P ₀ ' t/m ²	Pc' t/m ²	1/2 Badan Timbunan (=15 m)					ΣΔP t/m ²	P ₀ '+AP t/m ²	Sc m	
										q ₀	B ₁	B ₂	α ₁	α ₂				ΔP
										t/m ²	m	m	radian	radian				t/m ²
1	1	0,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	0,300	2,300	16,650	15,000	0,000	0,000	88,091	8,325	16,650	16,950	0,247
2	1	1,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	0,900	2,900	16,650	15,000	0,000	0,000	84,289	8,322	16,643	17,543	0,209
3	1	2,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	1,500	3,500	16,650	15,000	0,000	0,000	80,538	8,309	16,618	18,118	0,186
4	1	3,5	1,960	0,730	0,150	1,622	0,622	2,111	4,111	16,650	15,000	0,000	0,000	76,866	8,283	16,566	18,677	0,177
5	1	4,5	1,960	0,730	0,150	1,622	0,622	2,733	4,733	16,650	15,000	0,000	0,000	73,301	8,239	16,478	19,211	0,162
6	1	5,5	1,960	0,730	0,150	1,622	0,622	3,355	5,355	16,650	15,000	0,000	0,000	69,864	8,175	16,351	19,706	0,150
7	0,5	6,25	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	3,838	5,838	16,650	15,000	0,000	0,000	67,380	8,114	16,229	20,067	0,064
<i>Penurunan Total Akibat Timbunan Dengan Tinggi Awal Timbunan sebesar 9,0 m</i>																1,195		

PERHITUNGAN PENURUNAN AKIBAT DESIGN TINGGI TIMBUNAN 10,0 m

NO	Tebal Lapisan m	z m	e ₀	Cc	Cs	ysat t/m ³	γ' t/m ³	P ₀ ' t/m ²	Pc' t/m ²	1/2 Badan Timbunan (=15 m)					ΣΔP t/m ²	P ₀ '+AP t/m ²	Sc m	
										q ₀	B ₁	B ₂	α ₁	α ₂				ΔP
										t/m ²	m	m	radian	radian				t/m ²
1	1	0,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	0,300	2,300	18,500	15,000	0,000	0,000	88,091	9,250	18,500	18,800	0,258
2	1	1,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	0,900	2,900	18,500	15,000	0,000	0,000	84,289	9,246	18,492	19,392	0,219
3	1	2,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	1,500	3,500	18,500	15,000	0,000	0,000	80,538	9,232	18,465	19,965	0,196
4	1	3,5	1,960	0,730	0,150	1,622	0,622	2,111	4,111	18,500	15,000	0,000	0,000	76,866	9,203	18,406	20,517	0,187
5	1	4,5	1,960	0,730	0,150	1,622	0,622	2,733	4,733	18,500	15,000	0,000	0,000	73,301	9,154	18,309	21,042	0,172
6	1	5,5	1,960	0,730	0,150	1,622	0,622	3,355	5,355	18,500	15,000	0,000	0,000	69,864	9,084	18,167	21,522	0,159
7	0,5	6,25	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	3,838	5,838	18,500	15,000	0,000	0,000	67,380	9,016	18,032	21,870	0,068
<i>Penurunan Total Akibat Timbunan Dengan Tinggi Awal Timbunan sebesar 10,0 m</i>																1,259		

PERHITUNGAN PENURUNAN AKIBAT DESIGN TINGGI TIMBUNAN 11,0 m

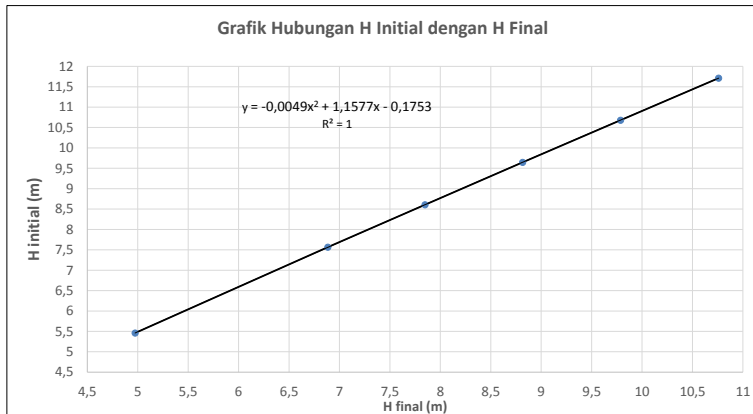
NO	Tebal Lapisan m	z m	e ₀	Cc	Cs	ysat t/m ³	γ' t/m ³	P ₀ ' t/m ²	Pc' t/m ²	1/2 Badan Timbunan (=15 m)					ΣΔP t/m ²	P ₀ '+AP t/m ²	Sc m	
										q ₀	B ₁	B ₂	α ₁	α ₂				ΔP
										t/m ²	m	m	radian	radian				t/m ²
1	1	0,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	0,300	2,300	20,350	15,000	0,000	0,000	88,091	10,175	20,350	20,650	0,268
2	1	1,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	0,900	2,900	20,350	15,000	0,000	0,000	84,289	10,171	20,341	21,241	0,228
3	1	2,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	1,500	3,500	20,350	15,000	0,000	0,000	80,538	10,156	20,311	21,811	0,205
4	1	3,5	1,960	0,730	0,150	1,622	0,622	2,111	4,111	20,350	15,000	0,000	0,000	76,866	10,124	20,247	22,358	0,196
5	1	4,5	1,960	0,730	0,150	1,622	0,622	2,733	4,733	20,350	15,000	0,000	0,000	73,301	10,070	20,140	22,873	0,181
6	1	5,5	1,960	0,730	0,150	1,622	0,622	3,355	5,355	20,350	15,000	0,000	0,000	69,864	9,992	19,984	23,339	0,168
7	0,5	6,25	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	3,838	5,838	20,350	15,000	0,000	0,000	67,380	9,917	19,835	23,673	0,072
<i>Penurunan Total Akibat Timbunan Dengan Tinggi Awal Timbunan sebesar 11,0 m</i>																1,317		

PERHITUNGAN PENURUNAN AKIBAT H INITIAL 8,4 m

NO	Tebal Lapisan m	z m	e_0	Cc	Cs	γ_{sat} t/m ³	γ' t/m ³	P_0' t/m ²	P_c' t/m ²	1/2 Badan Timbunan (-15 m)					$\Sigma \Delta P$ t/m ²	$P_0'+\Delta P$ t/m ²	Sc m	
										q_0 t/m ²	B_1 m	B_2 m	α_1 radian	α_2 radian				ΔP t/m ²
1	1	0,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	0,300	2,300	15,630	15,000	0,000	0,000	88,091	7,815	15,629	15,929	0,241
2	1	1,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	0,900	2,900	15,630	15,000	0,000	0,000	84,289	7,812	15,623	16,523	0,203
3	1	2,5	1,850	0,670	0,140	1,600	0,600	1,500	3,500	15,630	15,000	0,000	0,000	80,538	7,800	15,600	17,100	0,180
4	1	3,5	1,960	0,730	0,150	1,622	0,622	2,111	4,111	15,630	15,000	0,000	0,000	76,866	7,775	15,551	17,662	0,171
5	1	4,5	1,960	0,730	0,150	1,622	0,622	2,733	4,733	15,630	15,000	0,000	0,000	73,301	7,734	15,468	18,201	0,156
6	1	5,5	1,960	0,730	0,150	1,622	0,622	3,355	5,355	15,630	15,000	0,000	0,000	69,864	7,674	15,349	18,704	0,144
7	0,5	6,25	1,700	0,600	0,130	1,689	0,689	3,838	5,838	15,630	15,000	0,000	0,000	67,380	7,617	15,234	19,072	0,062
										<i>Penurunan Total Akibat Timbunan Dengan Tinggi Awal Timbunan sebesar 8,4 m</i>								1,157

Rekapitulasi Perhitungan Tinggi Initial dan Tinggi Final

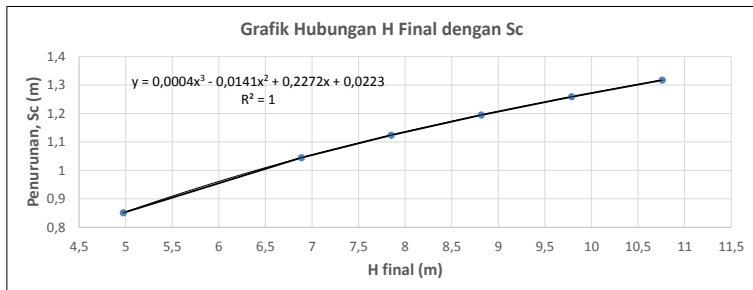
No	Desain Tinggi Timbunan	Beban Rencana	Penurunan Akibat Timbunan	Tinggi Timbunan Initial	H Bongkar Akibat Traffic	Tebal Perkerasan	Tinggi Final
	H (m)	q timb. (t/m^2)	Sc Timb (m)	H initial (m)	H bkr (m)	t (m)	H final (m)
	desain	desain	calc.	calc.	grafik	desain	E-D-I+G
A	B	C	D	E	F	G	H
1	5	9,250	0,851	5,460	0,135	0,500	4,974
2	7	12,950	1,045	7,565	0,135	0,500	6,885
3	8	14,800	1,124	8,608	0,135	0,500	7,848
4	9	16,650	1,195	9,646	0,135	0,500	8,816
5	10	18,500	1,259	10,680	0,135	0,500	9,786
6	11	20,350	1,317	11,712	0,135	0,500	10,760



Berdasarkan grafik hubungan H initial dengan H final diatas, jika H final yang dibutuhkan yaitu sebesar
Maka dibutuhkan H Initial sebesar

= 7,70 m

= 8,45 m
= 8,45 m



Berdasarkan grafik hubungan H final dengan besarnya penurunan diatas, jika H final yang dibutuhkan
Maka penurunan yang terjadi adalah sebesar

= 7,70 m

= 1,12 m
= 1,10 m

Rekap :

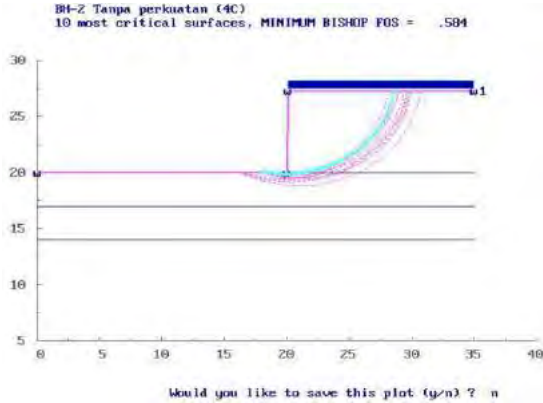
1. H initial : 8,45 m
2. Sc total : 1,10 m
3. H bongkar : 0,15 m
4. Tebal perkerasan : 0,50 m
5. H Final : 7,70 m

MENGHITUNG STABILITAS TANAH DASAR SEBELUM PEMASANGAN PVD

a. Mencari angka keamanan untuk kondisi H final

Daya dukung tanah sangat menentukan kestabilan timbunan. Kontrol sliding pada perencanaan ini menggunakan bantuan program XSTABL.

Data : H Final : 7,70 m
1/2 Lebar timbunan : 15,0 m
Shg, diperoleh besarnya SF : 0,584 < 1,5 . . . Not OK



b. Mencari ketinggian H kritis.

Data : SF Rencana : 1,5 m
1/2 Lebar timbunan : 15,0 m
Untuk ketinggian HCr : 3,00 m

γ_{timb} = 1,85 t/m³
 ϕ = 0 derajat
 N_c = 5,14 (dr tabel)
 C = 1,96 t/m²
SF = 1,5

maka :

Hcr = $C * N_c / (\gamma_{\text{timb}} \times SF)$
H cr = 3,63041 m < H Timbunan . . . NOT OK

PERHITUNGAN WAKTU KONSOLIDASI ARAH VERTIKAL DAN HORIZONTAL

Cv	ΣH	Cv rata-rata		Ch rata-rata		Ket
		cm ² /s	m	cm ² /s	m ² /minggu	
0,0004	3	0,00046	0,027545187	0,00137	0,08264	asumsi Ch=3Cv
0,0005	3					
0,0006	0,5					
Total	6,5					

MENGHITUNG LAMANYA KONSOLIDASI

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

$$t_c = \frac{T_{90\%}(HDR)^2}{C_v} = 1300,69908 \text{ minggu}$$

$$= 25,0134439 \text{ tahun}$$

Sehingga diperlukan rekayasa untuk mempercepat konsolidasi yaitu dengan menggunakan PVD

PERHITUNGAN FAKTOR HAMBATAN PVD DENGAN POLA PEMASANGAN SEGI TIGA (D = 1,05 S)

Jarak PVD (m)	D (m)	a (m)	b (m)	Dw (m)	n = D/Dw	F(n)
0,50	0,53	0,10	0,04	0,09	5,89	1,061
0,60	0,63	0,10	0,04	0,09	7,07	1,235
0,70	0,74	0,10	0,04	0,09	8,25	1,384
0,80	0,84	0,10	0,04	0,09	9,42	1,513
0,90	0,95	0,10	0,04	0,09	10,60	1,628
1,00	1,05	0,10	0,04	0,09	11,78	1,731
1,10	1,16	0,10	0,04	0,09	12,96	1,824
1,20	1,26	0,10	0,04	0,09	14,14	1,910

*spesifikasi PVD : CT-D822, Produk dari PT Geosistem

PERHITUNGAN FAKTOR HAMBATAN PVD DENGAN POLA PEMASANGAN SEGI EMPAT (D=1,13 S)

Jarak PVD (m)	D (m)	a (m)	b (m)	Dw (m)	n = D/Dw	F(n)
0,50	0,57	0,10	0,04	0,09	6,34	1,131
0,60	0,68	0,10	0,04	0,09	7,61	1,306
0,70	0,79	0,10	0,04	0,09	8,87	1,455
0,80	0,90	0,10	0,04	0,09	10,14	1,585
0,90	1,02	0,10	0,04	0,09	11,41	1,700
1,00	1,13	0,10	0,04	0,09	12,68	1,803
1,10	1,24	0,10	0,04	0,09	13,95	1,896
1,20	1,36	0,10	0,04	0,09	15,21	1,982

*spesifikasi PVD : CT-D822, Produk dari PT Geosistem

PERHITUNGAN DERAJAT KONSOLIDASI AKIBAT PEMASANGAN PVD DENGAN POLA SEGI TIGA

S = 0,50 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0007	0,0288	0,6770	68,633
2	0,0013	0,0407	0,8957	89,993
3	0,0020	0,0499	0,9663	96,799
4	0,0026	0,0576	0,9891	98,975
5	0,0033	0,0644	0,9965	99,671
6	0,0039	0,0706	0,9989	99,894
7	0,0046	0,0762	0,9996	99,966
8	0,0052	0,0815	0,9999	99,989
9	0,0059	0,0864	1,0000	99,997
10	0,0065	0,0911	1,0000	99,999
11	0,0072	0,0956	1,0000	100,000
12	0,0078	0,0998	1,0000	100,000
13	0,0085	0,1039	1,0000	100,000
14	0,0091	0,1078	1,0000	100,000
15	0,0098	0,1116	1,0000	100,000
16	0,0104	0,1152	1,0000	100,000
17	0,0111	0,1188	1,0000	100,000
18	0,0117	0,1222	1,0000	100,000
19	0,0124	0,1256	1,0000	100,000
20	0,0130	0,1288	1,0000	100,000
21	0,0137	0,1320	1,0000	100,000
22	0,0143	0,1351	1,0000	100,000
23	0,0150	0,1382	1,0000	100,000
24	0,0156	0,1411	1,0000	100,000

S = 0,60 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0007	0,0288	0,4904	50,508
2	0,0013	0,0407	0,7403	75,089
3	0,0020	0,0499	0,8677	87,426
4	0,0026	0,0576	0,9326	93,645
5	0,0033	0,0644	0,9656	96,785
6	0,0039	0,0706	0,9825	98,372
7	0,0046	0,0762	0,9911	99,176
8	0,0052	0,0815	0,9955	99,582
9	0,0059	0,0864	0,9977	99,788
10	0,0065	0,0911	0,9988	99,893
11	0,0072	0,0956	0,9994	99,946
12	0,0078	0,0998	0,9997	99,972
13	0,0085	0,1039	0,9998	99,986
14	0,0091	0,1078	0,9999	99,993
15	0,0098	0,1116	1,0000	99,996
16	0,0104	0,1152	1,0000	99,998
17	0,0111	0,1188	1,0000	99,999
18	0,0117	0,1222	1,0000	100,000
19	0,0124	0,1256	1,0000	100,000
20	0,0130	0,1288	1,0000	100,000
21	0,0137	0,1320	1,0000	100,000
22	0,0143	0,1351	1,0000	100,000
23	0,0150	0,1382	1,0000	100,000
24	0,0156	0,1411	1,0000	100,000

S = 0,70 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0007	0,0288	0,3573	37,586
2	0,0013	0,0407	0,5870	60,382
3	0,0020	0,0499	0,7346	74,783
4	0,0026	0,0576	0,8294	83,926
5	0,0033	0,0644	0,8904	89,744
6	0,0039	0,0706	0,9296	93,452
7	0,0046	0,0762	0,9547	95,818
8	0,0052	0,0815	0,9709	97,328
9	0,0059	0,0864	0,9813	98,292
10	0,0065	0,0911	0,9880	98,908
11	0,0072	0,0956	0,9923	99,302
12	0,0078	0,0998	0,9950	99,553
13	0,0085	0,1039	0,9968	99,714
14	0,0091	0,1078	0,9980	99,817
15	0,0098	0,1116	0,9987	99,883
16	0,0104	0,1152	0,9992	99,925
17	0,0111	0,1188	0,9995	99,952
18	0,0117	0,1222	0,9997	99,969
19	0,0124	0,1256	0,9998	99,980
20	0,0130	0,1288	0,9999	99,987
21	0,0137	0,1320	0,9999	99,992
22	0,0143	0,1351	0,9999	99,995
23	0,0150	0,1382	1,0000	99,997
24	0,0156	0,1411	1,0000	99,998

PERHITUNGAN DERAJAT KONSOLIDASI AKIBAT PEMASANGAN PVD DENGAN POLA SEGI TIGA

S = 0,80 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0007	0,0288	0,2662	28,739
2	0,0013	0,0407	0,4616	48,354
3	0,0020	0,0499	0,6050	62,466
4	0,0026	0,0576	0,7101	72,683
5	0,0033	0,0644	0,7873	80,101
6	0,0039	0,0706	0,8439	85,495
7	0,0046	0,0762	0,8855	89,422
8	0,0052	0,0815	0,9160	92,282
9	0,0059	0,0864	0,9383	94,368
10	0,0065	0,0911	0,9548	95,888
11	0,0072	0,0956	0,9668	96,998
12	0,0078	0,0998	0,9756	97,807
13	0,0085	0,1039	0,9821	98,399
14	0,0091	0,1078	0,9869	98,830
15	0,0098	0,1116	0,9904	99,145
16	0,0104	0,1152	0,9929	99,375
17	0,0111	0,1188	0,9948	99,544
18	0,0117	0,1222	0,9962	99,666
19	0,0124	0,1256	0,9972	99,756
20	0,0130	0,1288	0,9980	99,822
21	0,0137	0,1320	0,9985	99,870
22	0,0143	0,1351	0,9989	99,905
23	0,0150	0,1382	0,9992	99,930
24	0,0156	0,1411	0,9994	99,949

S = 0,90 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0007	0,0288	0,2034	22,633
2	0,0013	0,0407	0,3654	39,126
3	0,0020	0,0499	0,4945	51,970
4	0,0026	0,0576	0,5973	62,049
5	0,0033	0,0644	0,6792	69,986
6	0,0039	0,0706	0,7444	76,247
7	0,0046	0,0762	0,7964	81,193
8	0,0052	0,0815	0,8378	85,104
9	0,0059	0,0864	0,8708	88,197
10	0,0065	0,0911	0,8971	90,646
11	0,0072	0,0956	0,9180	92,585
12	0,0078	0,0998	0,9347	94,121
13	0,0085	0,1039	0,9480	95,338
14	0,0091	0,1078	0,9586	96,302
15	0,0098	0,1116	0,9670	97,067
16	0,0104	0,1152	0,9737	97,673
17	0,0111	0,1188	0,9790	98,154
18	0,0117	0,1222	0,9833	98,535
19	0,0124	0,1256	0,9867	98,837
20	0,0130	0,1288	0,9894	99,077
21	0,0137	0,1320	0,9916	99,268
22	0,0143	0,1351	0,9933	99,419
23	0,0150	0,1382	0,9946	99,539
24	0,0156	0,1411	0,9957	99,634

S = 1,00 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0007	0,0288	0,1591	18,328
2	0,0013	0,0407	0,2928	32,162
3	0,0020	0,0499	0,4053	43,497
4	0,0026	0,0576	0,4999	52,870
5	0,0033	0,0644	0,5794	60,652
6	0,0039	0,0706	0,6463	67,128
7	0,0046	0,0762	0,7026	72,524
8	0,0052	0,0815	0,7499	77,026
9	0,0059	0,0864	0,7897	80,784
10	0,0065	0,0911	0,8231	83,923
11	0,0072	0,0956	0,8512	86,546
12	0,0078	0,0998	0,8749	88,739
13	0,0085	0,1039	0,8948	90,573
14	0,0091	0,1078	0,9115	92,107
15	0,0098	0,1116	0,9256	93,391
16	0,0104	0,1152	0,9374	94,465
17	0,0111	0,1188	0,9474	95,364
18	0,0117	0,1222	0,9558	96,117
19	0,0124	0,1256	0,9628	96,747
20	0,0130	0,1288	0,9687	97,274
21	0,0137	0,1320	0,9737	97,716
22	0,0143	0,1351	0,9779	98,086
23	0,0150	0,1382	0,9814	98,396
24	0,0156	0,1411	0,9844	98,656

PERHITUNGAN DERAJAT KONSOLIDASI AKIBAT PEMASANGAN PVD DENGAN POLA SEGI TIGA

S = 1,10 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0007	0,0288	0,1270	15,216
2	0,0013	0,0407	0,2379	26,894
3	0,0020	0,0499	0,3347	36,789
4	0,0026	0,0576	0,4192	45,266
5	0,0033	0,0644	0,4930	52,562
6	0,0039	0,0706	0,5574	58,860
7	0,0046	0,0762	0,6136	64,303
8	0,0052	0,0815	0,6627	69,015
9	0,0059	0,0864	0,7055	73,096
10	0,0065	0,0911	0,7429	76,633
11	0,0072	0,0956	0,7756	79,701
12	0,0078	0,0998	0,8041	82,362
13	0,0085	0,1039	0,8290	84,672
14	0,0091	0,1078	0,8507	86,678
15	0,0098	0,1116	0,8696	88,419
16	0,0104	0,1152	0,8862	89,932
17	0,0111	0,1188	0,9007	91,246
18	0,0117	0,1222	0,9133	92,387
19	0,0124	0,1256	0,9243	93,380
20	0,0130	0,1288	0,9339	94,242
21	0,0137	0,1320	0,9423	94,992
22	0,0143	0,1351	0,9496	95,643
23	0,0150	0,1382	0,9560	96,210
24	0,0156	0,1411	0,9616	96,703

S = 1,20 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0007	0,0288	0,1033	12,913
2	0,0013	0,0407	0,1959	22,868
3	0,0020	0,0499	0,2790	31,496
4	0,0026	0,0576	0,3535	39,071
5	0,0033	0,0644	0,4202	45,759
6	0,0039	0,0706	0,4801	51,682
7	0,0046	0,0762	0,5338	56,936
8	0,0052	0,0815	0,5820	61,605
9	0,0059	0,0864	0,6252	65,756
10	0,0065	0,0911	0,6639	69,450
11	0,0072	0,0956	0,6986	72,740
12	0,0078	0,0998	0,7297	75,671
13	0,0085	0,1039	0,7576	78,283
14	0,0091	0,1078	0,7827	80,611
15	0,0098	0,1116	0,8051	82,688
16	0,0104	0,1152	0,8253	84,540
17	0,0111	0,1188	0,8433	86,192
18	0,0117	0,1222	0,8595	87,667
19	0,0124	0,1256	0,8740	88,983
20	0,0130	0,1288	0,8870	90,158
21	0,0137	0,1320	0,8987	91,207
22	0,0143	0,1351	0,9092	92,143
23	0,0150	0,1382	0,9185	92,980
24	0,0156	0,1411	0,9270	93,727

PERHITUNGAN DERAJAT KONSOLIDASI AKIBAT PEMASANGAN PVD DENGAN POLA SEGI EMPAT

S = 0,50 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0007	0,0288	0,5996	61,118
2	0,0013	0,0407	0,8397	84,625
3	0,0020	0,0499	0,9358	93,903
4	0,0026	0,0576	0,9743	97,579
5	0,0033	0,0644	0,9897	99,038
6	0,0039	0,0706	0,9959	99,617
7	0,0046	0,0762	0,9984	99,848
8	0,0052	0,0815	0,9993	99,939
9	0,0059	0,0864	0,9997	99,976
10	0,0065	0,0911	0,9999	99,990
11	0,0072	0,0956	1,0000	99,996
12	0,0078	0,0998	1,0000	99,998
13	0,0085	0,1039	1,0000	99,999
14	0,0091	0,1078	1,0000	100,000
15	0,0098	0,1116	1,0000	100,000
16	0,0104	0,1152	1,0000	100,000
17	0,0111	0,1188	1,0000	100,000
18	0,0117	0,1222	1,0000	100,000
19	0,0124	0,1256	1,0000	100,000
20	0,0130	0,1288	1,0000	100,000
21	0,0137	0,1320	1,0000	100,000
22	0,0143	0,1351	1,0000	100,000
23	0,0150	0,1382	1,0000	100,000
24	0,0156	0,1411	1,0000	100,000

S = 0,60 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0007	0,0288	0,4234	44,001
2	0,0013	0,0407	0,6675	68,107
3	0,0020	0,0499	0,8083	81,786
4	0,0026	0,0576	0,8895	89,583
5	0,0033	0,0644	0,9363	94,037
6	0,0039	0,0706	0,9632	96,584
7	0,0046	0,0762	0,9788	98,042
8	0,0052	0,0815	0,9878	98,878
9	0,0059	0,0864	0,9930	99,356
10	0,0065	0,0911	0,9959	99,631
11	0,0072	0,0956	0,9977	99,788
12	0,0078	0,0998	0,9986	99,878
13	0,0085	0,1039	0,9992	99,930
14	0,0091	0,1078	0,9996	99,960
15	0,0098	0,1116	0,9997	99,977
16	0,0104	0,1152	0,9999	99,987
17	0,0111	0,1188	0,9999	99,992
18	0,0117	0,1222	1,0000	99,996
19	0,0124	0,1256	1,0000	99,997
20	0,0130	0,1288	1,0000	99,999
21	0,0137	0,1320	1,0000	99,999
22	0,0143	0,1351	1,0000	100,000
23	0,0150	0,1382	1,0000	100,000
24	0,0156	0,1411	1,0000	100,000

S = 0,70 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0007	0,0288	0,3045	32,453
2	0,0013	0,0407	0,5163	53,598
3	0,0020	0,0499	0,6636	68,035
4	0,0026	0,0576	0,7660	77,949
5	0,0033	0,0644	0,8373	84,774
6	0,0039	0,0706	0,8868	89,480
7	0,0046	0,0762	0,9213	92,728
8	0,0052	0,0815	0,9452	94,971
9	0,0059	0,0864	0,9619	96,521
10	0,0065	0,0911	0,9735	97,593
11	0,0072	0,0956	0,9816	98,334
12	0,0078	0,0998	0,9872	98,847
13	0,0085	0,1039	0,9911	99,202
14	0,0091	0,1078	0,9938	99,447
15	0,0098	0,1116	0,9957	99,617
16	0,0104	0,1152	0,9970	99,735
17	0,0111	0,1188	0,9979	99,816
18	0,0117	0,1222	0,9985	99,873
19	0,0124	0,1256	0,9990	99,912
20	0,0130	0,1288	0,9993	99,939
21	0,0137	0,1320	0,9995	99,958
22	0,0143	0,1351	0,9997	99,971
23	0,0150	0,1382	0,9998	99,980
24	0,0156	0,1411	0,9998	99,986

PERHITUNGAN DERAJAT KONSOLIDASI AKIBAT PEMASANGAN PVD DENGAN POLA SEGI EMPAT

S = 0,80 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0007	0,0288	0,2253	24,760
2	0,0013	0,0407	0,3998	42,426
3	0,0020	0,0499	0,5350	55,822
4	0,0026	0,0576	0,6398	66,053
5	0,0033	0,0644	0,7209	73,890
6	0,0039	0,0706	0,7838	79,905
7	0,0046	0,0762	0,8325	84,527
8	0,0052	0,0815	0,8702	88,081
9	0,0059	0,0864	0,8995	90,816
10	0,0065	0,0911	0,9221	92,921
11	0,0072	0,0956	0,9397	94,543
12	0,0078	0,0998	0,9533	95,792
13	0,0085	0,1039	0,9638	96,755
14	0,0091	0,1078	0,9719	97,497
15	0,0098	0,1116	0,9783	98,069
16	0,0104	0,1152	0,9832	98,510
17	0,0111	0,1188	0,9870	98,850
18	0,0117	0,1222	0,9899	99,113
19	0,0124	0,1256	0,9922	99,315
20	0,0130	0,1288	0,9939	99,472
21	0,0137	0,1320	0,9953	99,592
22	0,0143	0,1351	0,9964	99,685
23	0,0150	0,1382	0,9972	99,757
24	0,0156	0,1411	0,9978	99,812

S = 0,90 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0007	0,0288	0,1714	19,529
2	0,0013	0,0407	0,3135	34,143
3	0,0020	0,0499	0,4311	45,953
4	0,0026	0,0576	0,5287	55,582
5	0,0033	0,0644	0,6095	63,462
6	0,0039	0,0706	0,6764	69,924
7	0,0046	0,0762	0,7319	75,231
8	0,0052	0,0815	0,7778	79,594
9	0,0059	0,0864	0,8159	83,183
10	0,0065	0,0911	0,8475	86,137
11	0,0072	0,0956	0,8736	88,570
12	0,0078	0,0998	0,8953	90,574
13	0,0085	0,1039	0,9132	92,225
14	0,0091	0,1078	0,9281	93,586
15	0,0098	0,1116	0,9404	94,708
16	0,0104	0,1152	0,9506	95,633
17	0,0111	0,1188	0,9591	96,396
18	0,0117	0,1222	0,9661	97,026
19	0,0124	0,1256	0,9719	97,545
20	0,0130	0,1288	0,9767	97,973
21	0,0137	0,1320	0,9807	98,327
22	0,0143	0,1351	0,9840	98,619
23	0,0150	0,1382	0,9868	98,859
24	0,0156	0,1411	0,9890	99,058

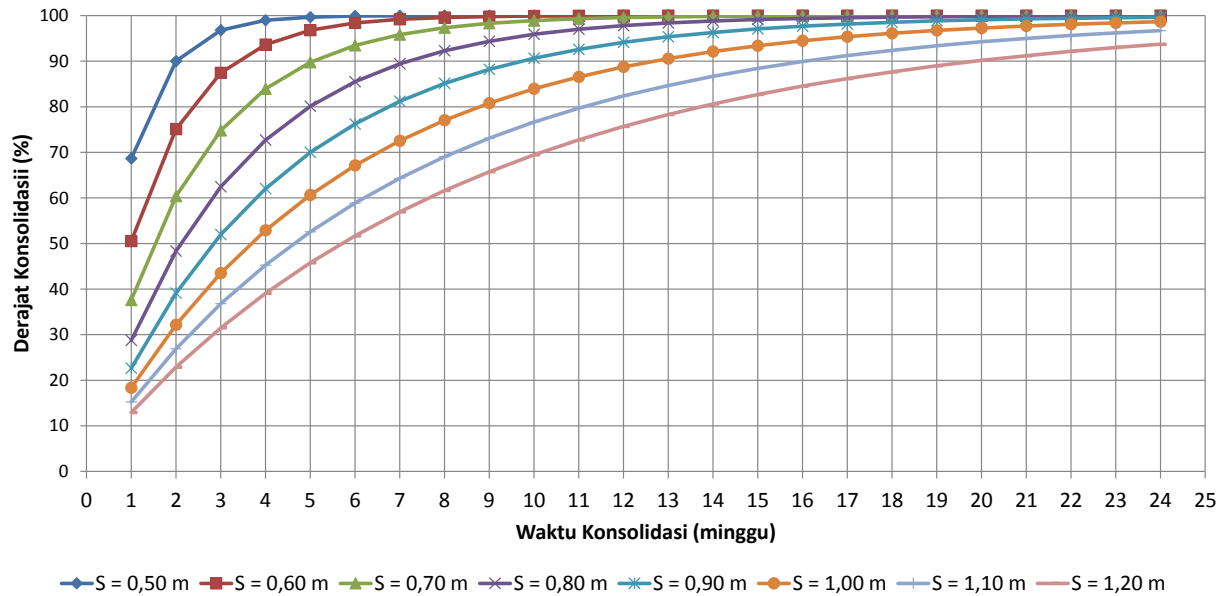
S = 1,00 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0007	0,0288	0,1338	15,872
2	0,0013	0,0407	0,2496	28,021
3	0,0020	0,0499	0,3500	38,245
4	0,0026	0,0576	0,4370	46,940
5	0,0033	0,0644	0,5123	54,369
6	0,0039	0,0706	0,5775	60,733
7	0,0046	0,0762	0,6340	66,192
8	0,0052	0,0815	0,6830	70,881
9	0,0059	0,0864	0,7254	74,912
10	0,0065	0,0911	0,7621	78,379
11	0,0072	0,0956	0,7939	81,363
12	0,0078	0,0998	0,8215	83,932
13	0,0085	0,1039	0,8454	86,144
14	0,0091	0,1078	0,8661	88,050
15	0,0098	0,1116	0,8840	89,693
16	0,0104	0,1152	0,8995	91,108
17	0,0111	0,1188	0,9129	92,328
18	0,0117	0,1222	0,9246	93,381
19	0,0124	0,1256	0,9347	94,288
20	0,0130	0,1288	0,9434	95,070
21	0,0137	0,1320	0,9510	95,745
22	0,0143	0,1351	0,9575	96,328
23	0,0150	0,1382	0,9632	96,830
24	0,0156	0,1411	0,9681	97,264

PERHITUNGAN DERAJAT KONSOLIDASI AKIBAT PEMASANGAN PVD DENGAN POLA SEGI EMPAT

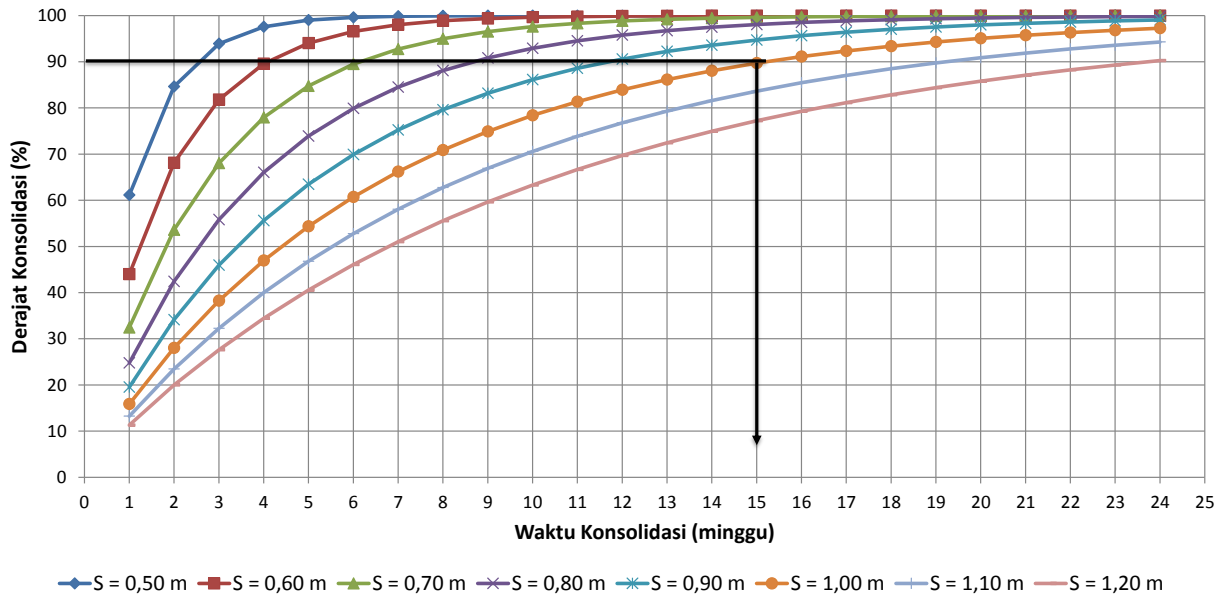
S = 1,10 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0007	0,0288	0,1067	13,243
2	0,0013	0,0407	0,2020	23,451
3	0,0020	0,0499	0,2871	32,271
4	0,0026	0,0576	0,3632	39,988
5	0,0033	0,0644	0,4311	46,778
6	0,0039	0,0706	0,4918	52,769
7	0,0046	0,0762	0,5460	58,064
8	0,0052	0,0815	0,5945	62,752
9	0,0059	0,0864	0,6377	66,905
10	0,0065	0,0911	0,6764	70,587
11	0,0072	0,0956	0,7109	73,854
12	0,0078	0,0998	0,7418	76,753
13	0,0085	0,1039	0,7693	79,327
14	0,0091	0,1078	0,7939	81,613
15	0,0098	0,1116	0,8159	83,645
16	0,0104	0,1152	0,8355	85,450
17	0,0111	0,1188	0,8531	87,054
18	0,0117	0,1222	0,8688	88,481
19	0,0124	0,1256	0,8828	89,749
20	0,0130	0,1288	0,8953	90,877
21	0,0137	0,1320	0,9064	91,880
22	0,0143	0,1351	0,9164	92,772
23	0,0150	0,1382	0,9253	93,566
24	0,0156	0,1411	0,9333	94,272

S = 1,20 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
minggu		(%)	(%)	(%)
1	0,0007	0,0288	0,0867	11,303
2	0,0013	0,0407	0,1659	19,989
3	0,0020	0,0499	0,2382	27,625
4	0,0026	0,0576	0,3043	34,438
5	0,0033	0,0644	0,3646	40,555
6	0,0039	0,0706	0,4197	46,066
7	0,0046	0,0762	0,4700	51,043
8	0,0052	0,0815	0,5160	55,543
9	0,0059	0,0864	0,5580	59,616
10	0,0065	0,0911	0,5963	63,307
11	0,0072	0,0956	0,6313	66,653
12	0,0078	0,0998	0,6633	69,687
13	0,0085	0,1039	0,6925	72,441
14	0,0091	0,1078	0,7191	74,941
15	0,0098	0,1116	0,7435	77,211
16	0,0104	0,1152	0,7657	79,273
17	0,0111	0,1188	0,7860	81,146
18	0,0117	0,1222	0,8046	82,848
19	0,0124	0,1256	0,8215	84,395
20	0,0130	0,1288	0,8370	85,802
21	0,0137	0,1320	0,8511	87,080
22	0,0143	0,1351	0,8641	88,243
23	0,0150	0,1382	0,8758	89,300
24	0,0156	0,1411	0,8866	90,261

Grafik Hubungan Waktu Konsolidasi Dengan Derajat Konsolidasi Pemasangan PVD Dengan Pola Segi Tiga



Grafik Hubungan Waktu Konsolidasi Dengan Derajat Konsolidasi Pemasangan PVD Dengan Pola Segi Empat



Berdasarkan grafik hubungan antara derajat konsolidasi dengan waktu konsolidasi, pola pemasangan PVD untuk mencapai derajat konsolidasi 90 % direncanakan menggunakan pola segiempat dengan jarak 1,0 meter dengan waktu tunggu pemampatan selama 15 minggu.

PERHITUNGAN PENINGKATAN CU PADA KONDISI U 90%

H initial : 8,45 m

PERUBAHAN TEGANGAN DI TIAP LAPISAN TANAH PADA DERAJAT KONSOLIDASI, U = 100%

Tegangan			P _o ' (kN/m ²)	σ (kN/m ²)
Kedalaman (m)			H = 0,0 m	H = 8,4 m
0	-	1	3,000	159,294
1	-	2	9,000	165,231
2	-	3	15,000	171,000
3	-	4	21,110	176,616
4	-	5	27,330	182,012
5	-	6	33,550	187,038
6	-	6,5	38,383	190,723

dimana :

$$\sigma_i = P_{oi} + \Delta p_i$$

PERUBAHAN TEGANGAN DI TIAP LAPISAN TANAH PADA DERAJAT KONSOLIDASI, U < 100%

Tegangan			P _o ' (kN/m ²)	Δp' (kN/m ²)	Σσ'
Tinggi			H = 0,0 m	H = 8,4 m	
U %			100	90,000	kN/m ²
Kedalaman (m)					
0	-	1	3,000	104,076	107,076
1	-	2	9,000	114,511	123,511
2	-	3	15,000	119,062	134,062
3	-	4	21,110	121,706	142,816
4	-	5	27,330	123,245	150,575
5	-	6	33,550	123,959	157,509
6	-	6,5	38,383	124,088	162,471

PERUBAHAN NILAI KOHESI UNDRAINED (Cu) PADA AKHIR TIMBUNAN

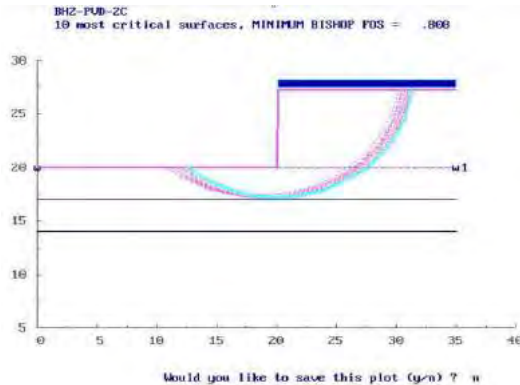
Kedalaman m	PI	Cu lama	Cu baru	Cu Pakai	Cu rata2
		kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
0 - 1	30,0	19,600	22,575	22,575	24,630
1 - 2	30,0	19,600	24,909	24,909	
2 - 3	30,0	19,600	26,407	26,407	
3 - 4	30,1	41,000	27,627	41,000	41,000
4 - 5	30,1	41,000	28,728	41,000	
5 - 6	30,1	41,000	29,711	41,000	
6 - 6,5	30,2	58,170	30,389	58,170	

MENGHITUNG STABILITAS TANAH DASAR SETELAH PEMASANGAN PVD

a. Mencari angka keamanan untuk kondisi H final

Daya dukung tanah sangat menentukan kestabilan timbunan. Kontrol sliding pada perencanaan ini menggunakan bantuan program XSTABL.

Data : H Final : 7,70 m
1/2 Lebar timbunan : 15,0 m
Shg, diperoleh besarnya SF : 0,808 < 1,5 . . . Not OK



b. Mencari ketinggian H kritis.

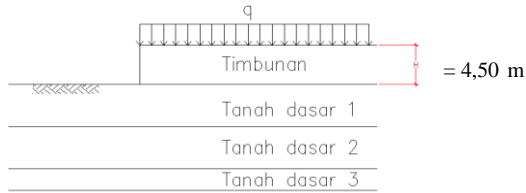
Data : SF Rencana : 1,5 m
1/2 Lebar timbunan : 15,0 m
Untuk ketinggian HCr : 3,00 m

γ_{timb} = 1,85 t/m³
 ϕ = 0 derajat
 N_c = 5,14 (dr tabel)
 C = 2,46301 t/m²
SF = 1,5

maka :

Hcr = $C * N_c / (\gamma_{\text{timb}} \times SF)$
H cr = 4,56211 m < H Timbunan . . . NOT OK

PERENCANAAN GEOTEXTILE WALL UNTUK OPRIT BH-1



Diketahui data :

a. Data tanah

Parameter	H Tanah	γ	Cu	ϕ
Jenis tanah	m	t/m ³	t/m ²	°
- Tanah timbunan	4,5	1,85	0	30
- Tanah dasar 1	3	1,8	2,008	0
- Tanah dasar 2	3	1,6	2,384	0
- Tanah dasar 3	1,5	1,689	5,817	0

b. beban merata yang bekerja (q)

- akibat traffic : 0,25 t/m²
- akibat pavement : 1,20 t/m²
- total : 1,45 t/m²
- dipakai : 2,00 t/m²

c. Spesifikasi geotextile

- Tipe : UW-250 By Geosistem
- T ult : 5,20 t/m

PERHITUNGAN :

A. INTERNAL STABILITY

a. Kuat tarik ijin

- SF ID = 1,20 (1,0-2,0)
- SF CR = 2,00 (2,0-4,0)
- SF CD = 1,20 (1,0-1,5)
- SF BD = 1,10 (1,0-1,3)
- SF renc. = 1,30

maka :

$$T_{allow} = \frac{T}{SF_{id} \times SF_{cr} \times SF_{cd} \times SF_{bd}}$$

$$= \frac{5,20}{3,168} = 1,64 \text{ t/m}$$

b. Tegangan tanah lateral (σ_h)

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 0,333$$

$$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{hp}$$

(1) Akibat tanah (σ_{hs})

$$\sigma_{hs} = \gamma * H * K_a \quad ; \text{ untuk } z = h = 4,50 \text{ m}$$

$$= 2,775 \text{ t/m}^2$$

(2) Akibat beban merata (σ_{hq})

$$\sigma_{hq} = q * K_a \quad ; \text{ untuk } z = h = 4,50 \text{ m}$$



(gbr diagram tegangan)

$$= 0,667 \text{ t/m}^2$$

(3) Teg. lateral total (σ_h total)

$$\sigma_h \text{ total} = \sigma_{hs} + \sigma_{hq}$$

$$= 3,442 \text{ t/m}^2$$

c. Jarak vertikal pemasangan geotextile (S_v)

$$S_v = T_{all} / (\sigma_h \text{ total} * SF)$$

$$\text{bila digunakan SF rencana} = 1,30$$

$$S_v = 0,37 \text{ m} \quad \text{dipakai} = 0,25 \text{ m}$$

Dengan cara yang sama dilakukan untuk Z lainnya. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut :

No	H	Z	γ	ka	σ_{hs}	σ_{hq}	σ_h total	Sv	Sv Pakai
	m	m	t/m ³		t/m ²	t/m ²	t/m ²	m	m
1	4,5	4,5	1,85	0,333	2,775	0,667	3,442	0,367	0,250
2	4,5	4,250	1,85	0,333	2,621	0,667	3,288	0,384	0,250
3	4,5	4,000	1,85	0,333	2,467	0,667	3,133	0,403	0,250
4	4,5	3,750	1,85	0,333	2,313	0,667	2,979	0,424	0,250
5	4,5	3,500	1,85	0,333	2,158	0,667	2,825	0,447	0,250
6	4,5	3,250	1,85	0,333	2,004	0,667	2,671	0,473	0,250
7	4,5	3,000	1,85	0,333	1,850	0,667	2,517	0,502	0,500
8	4,5	2,500	1,85	0,333	1,542	0,667	2,208	0,572	0,500
9	4,5	2,000	1,85	0,333	1,233	0,667	1,900	0,665	0,500
10	4,5	1,500	1,85	0,333	0,925	0,667	1,592	0,793	0,500
11	4,5	1,000	1,85	0,333	0,617	0,667	1,283	0,984	0,500
12	4,5	0,500	1,85	0,333	0,308	0,667	0,975	1,295	0,500

d. Panjang geotextile (L)

(1) Panjang geotextile dibelakang bidang longsor (Le)

$$S_v = 0,25 \text{ m} ; \text{ untuk } z = h = 4,50 \text{ m}$$

$$L_v = \frac{S_v \cdot \sigma_H \cdot SF}{2[c + \sigma_v (tg \delta)]}$$

$$= 0,18 \text{ m} \quad \text{Le Pakai} = 1,00 \text{ m}$$

(3) Panjang geotextile total (L)

$$L = L_e + L_r$$

$$= 1,00 \text{ m} \quad \text{Le Pakai} = 1,00 \text{ m}$$

(2) Panjang geotextile didepan bidang longsor (Lr)

$$; \text{ untuk } z = h = 4,50 \text{ m}$$

$$L_r = (H - z) \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 0,00 \text{ m}$$

(4) Panjang lipatan geotextile (Lo)

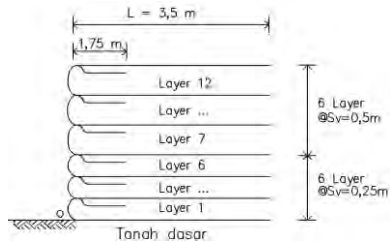
$$; \text{ untuk } z = h = 4,50 \text{ m}$$

$$L_o = 0,5 * L_e$$

$$= 0,50 \text{ m} \quad \text{Lo Pakai} = 1,00 \text{ m}$$

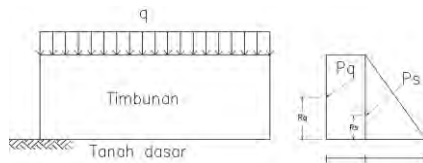
Dengan cara yang sama dilakukan untuk Z lainnya. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut :

No	H	Z	γ	Cu	ϕ	δ	σ_h total	σ_v	Sv Pakai	Le	Le pakai	Lr	L	L Pakai	Lo	Lo Pakai
	m	m	t/m ³	t/m ²	°	°	t/m ²	t/m ²	m	m	m	t/m ²	m	m	m	m
1	4,5	4,500	1,85	0	30	20	3,442	8,325	0,250	0,185	1,000	0,000	1,000	3,500	1,750	1,750
2	4,5	4,250	1,85	0	30	20	3,288	7,863	0,250	0,187	1,000	0,144	1,144	3,500	1,750	1,750
3	4,5	4,000	1,85	0	30	20	3,133	7,400	0,250	0,189	1,000	0,289	1,289	3,500	1,750	1,750
4	4,5	3,750	1,85	0	30	20	2,979	6,938	0,250	0,192	1,000	0,433	1,433	3,500	1,750	1,750
5	4,5	3,500	1,85	0	30	20	2,825	6,475	0,250	0,195	1,000	0,577	1,577	3,500	1,750	1,750
6	4,5	3,250	1,85	0	30	20	2,671	6,013	0,250	0,198	1,000	0,722	1,722	3,500	1,750	1,750
7	4,5	3,000	1,85	0	30	20	2,517	5,550	0,500	0,405	1,000	0,866	1,866	3,500	1,750	1,750
8	4,5	2,500	1,85	0	30	20	2,208	4,625	0,500	0,426	1,000	1,155	2,155	3,500	1,750	1,750
9	4,5	2,000	1,85	0	30	20	1,900	3,700	0,500	0,459	1,000	1,443	2,443	3,500	1,750	1,750
10	4,5	1,500	1,85	0	30	20	1,592	2,775	0,500	0,512	1,000	1,732	2,732	3,500	1,750	1,750
11	4,5	1,000	1,85	0	30	20	1,283	1,850	0,500	0,619	1,000	2,021	3,021	3,500	1,750	1,750
12	4,5	0,500	1,85	0	30	20	0,975	0,925	0,500	0,941	1,000	2,309	3,309	3,500	1,750	1,750



(Sketsa penempatan geotextile)

B. EXTERNAL STABILITY



(Sketsa diagram tekanan tanah lateral)

a. Tekanan tanah lateral bekerja ($P = \sigma h \cdot H$ (=Luasan bidang)

(1) Akibat Tanah (P_s)

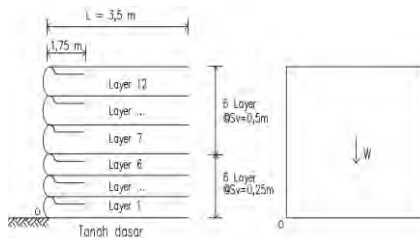
$$P_s = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad R = 1,500 \text{ m}$$

$$= 6,244 \text{ t}$$

(2) Akibat beban merata (P_q)

$$P_q = Q \cdot K_a \cdot H \quad R = 2,250 \text{ m}$$

$$= 3,000 \text{ t}$$



(Sketsa gaya berat pada geotextile)

b. Stabilitas guling (*Overturning stability*)

Momen guling ditinjau di dasar timbunan (titik O)

- Momen dorong ($P_i \cdot \cos \delta \cdot R$)

(1) $P_s = 5,867 \cdot 1,500 = 8,801 \text{ t.m}$

(2) $P_q = 2,819 \cdot 2,250 = 6,343 \text{ t.m}$

Total momen dorong = $M_d = 15,144 \text{ t.m}$

- Momen penahan dari beban ($W_i \cdot X$)
dimana W_i = Luasan bidang*berat jenis tanah

Bidang	b	h	A	γ	W	X	Mp
	m	m	m ²	t/m ³	t	m	t.m
1	3,500	4,5	15,75	1,85	29,138	1,75	50,991
						ΣW	50,991

Total momen penahan = Mr = 50,99 t.m

SF Guling = Momen penahan / momen dorong
= 3,367 > 3,0... OK!

c. Stabilitas geser (*sliding stability*)

- Gaya Penahan ($P_i \cdot \sin \delta + W_i$)

(1) $P_s = 2,135$ t

(3) $P_q = 1,026$ t

(5) $W_1 = 29,138$ t

$\Sigma V = 32,299$ t

- Gaya Pendorong ($P_i \cdot \cos \delta$)

(1) $P_s = 5,867$

(2) $P_q = 2,819$

$\Sigma P = 8,686$ t

$$FK \text{ Geser} = \frac{\Sigma v \cdot \tan(\phi) + C \cdot B}{\Sigma P}$$

= 2,147 > 1,5... OK!

B = 3,500 m

d. stabilitas daya dukung tanah (*bearing capacity stability*)

B = 3,500 m

- Data tanah timbunan :

$\gamma = 1,850$ t/m³

H = 4,500 m

- Data tanah dasar :

$\gamma = 1,800$ t/m³

C = 2,008 t/m²

$\phi = 0,000$ °

$N_c = 5,710$

$N_q = 1,000$

$N_\gamma = 0,000$

qult = C.Nc + 0,5 g'*B*Nq

qult = 11,466 t/m²

q = 10,325 t/m²

SF = qu/q

= 1,110 < 1,30 ... NOT OK!

PERHITUNGAN REPLACEMENT TANAH DASAR OPRIT BH-1

tanah timbunan

$$\gamma = 1,850 \quad \text{t/m}^3$$

$$C_u = 0,000 \quad \text{t/m}^2$$

$$\phi = 30,000 \quad ^\circ$$

Data tanah dasar lapis atas :

$$\gamma_1 = 1,850 \quad \text{t/m}^3$$

$$N_{c1} = 37,200$$

$$C_{u1} = 0,000 \quad \text{t/m}^2$$

$$N_{q1} = 22,500$$

$$\phi_1 = 30,000 \quad ^\circ$$

$$N_{\gamma_1} = 20,000$$

Data tanah dasar lapis bawah

$$\gamma = 1,800 \quad \text{t/m}^3$$

$$N_c = 5,710$$

$$C_u = 2,008 \quad \text{t/m}^2$$

$$N_q = 1,000$$

$$\phi = 0,000 \quad ^\circ$$

$$N_{\gamma} = 0,000$$

Data pondasi :

$$B = 1,000 \quad \text{m}$$

$$D_f = 0,000 \quad \text{m}$$

$$H = 1,500 \quad \text{m}$$

$$L = 3,500 \quad \text{m}$$

Perhitungan

$$(q_2/q_1) = (C_2 * N_{c2} / 0,5 * g_1 * N_{g1}) = \frac{10,32112}{18,5} = 0,558$$

Dari grafik Koefisien Shear, K_s diperoleh :

$$K_s = 4,00$$

mencari Q ultimate :

$$q_u = (1 + 0,2B/L) * 5,14 * C_2 + g_1 * H^2 (1 + B/L) (1 + 2D_f/H) * (K_s * \tan \phi_1 / B) + g_1 * D_f$$

$$q_u = 23,270$$

mencari q max:

$$F_{qs1} = (1 + B/L) * \tan \phi_1 = 0,742$$

$$F_{gs1} = 1 - 0,4 * B/L = 0,886$$

$$q_t = g_1 * D_f * N_{q1} * F_{qs1} + 0,5 * g_1 * B * N_{g1} * F_{gs1} = 16,38571$$

Besarnya SF daya dukung,

$$SF_{DD} = 1,420 \quad > 1,30 \dots \text{OK !}$$

PERKUATAN DENGAN CERUCUK PADA TIMBUNAN BH-1

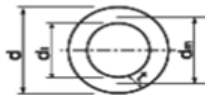
Elevasi tanah dasar = 20,00 m
 Rencana Pjg cerucuk total = 8,00 m

Data dari program bantu xstbl :

No	SF	Titik pusat (m)		Radius (m)	Mres (KNm)	La (m)	Lb renc. (m)
		X koord	Y Koord				
1	1,26	14,66	29,39	14,21	8124,0	4,82	3,18
2	1,169	15,6	30,37	15,56	9668,0	5,19	2,81
3	1,172	15,57	30,55	15,66	12730,0	5,11	2,89
4	1,099	16,82	27,51	11,59	5521,0	4,08	3,92
5	1,068	17,47	28,51	13,06	7025,0	4,55	3,45
6	1,083	17,09	28,25	12,61	6513,0	4,36	3,64
7	0,977	18,18	27,17	9,76	3449,0	2,59	5,41
8	0,937	18,5	25,57	8,56	2886,0	2,99	5,01
9	0,948	19,01	27,36	10,16	3772,0	2,80	5,20
10	0,975	19,86	29,04	11,98	5029,0	2,94	5,06
11	1,041	20,84	28,57	12,97	6997,0	4,40	3,60
12	0,901	19,4	25,64	8,61	2916,0	2,97	5,03
13	0,924	20,48	25,63	8,42	2803,0	2,79	5,21
14	0,958	20,88	26,72	9,47	3444,0	2,75	5,25
15	1,062	21,96	29,13	12,26	5887,0	3,13	4,87

Spesifikasi circle spun pile :

Produksi : PT Wika Beton (tipe D 400- kelas C)



Penampang cerucuk

- fc'	= 52,00	Mpa	- Mcr	= 9,00	t.m
- d	= 40,00	cm	- Mu	= 9000,00	kN.cm
- rd	= 20,00	cm		= 18,00	t.m
- t	= 7,50	cm		= 18000,00	kN.cm
- dl	= D - 2t		- I	= $\frac{\pi(d^4 - dI^4)}{64}$	
	= 25,00	cm		= 106488,95	cm ⁴
- rd1	= 12,50	cm	- E	= 4700 x (fc') ^{0.5}	
- dm	= 32,50	cm		= 33892,18	Mpa
				= 338921,82	kg/cm ²

Perhitungan :

- Gaya Penahan (resisting)
 N SPT = 3,000 --> termasuk jenis tanah lunak
 (lihat grafik NAVFAC, DM-7,1971)
- f = 4,000 t/ft³
 = 0,128 kg/cm³
- T = (EI/f)^(1/5)
 = 195,002 cm

Kondisi 1

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
1	1,260	14,660	29,390	14,210	8124	4,820	3,180

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

$$\begin{aligned} Lb/T &= 1,631 \\ Z &= 0,000 \text{ m} \\ Fm &= 1,000 \end{aligned}$$

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

$$\begin{aligned} P &= Mcr/(Fm.T) \\ &= 46,153 \text{ kN} \end{aligned}$$

Mencari ΔMR :

$$\begin{aligned} Sf \text{ renc} &= 1,300 \\ M \text{ dor.} &= Mres/Sfmin \\ &= 6447,6 \text{ kN.m} \\ \Delta MR &= Mdor * SF \text{ renc.} - Mres \\ &= 257,9 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$$\begin{aligned} xt &= Lb/d \\ &= 7,950 \quad \dots 5 < Xt < 20 \\ yt &= 0,445 \end{aligned}$$

b. Koreksi ratio spasi

$$\begin{aligned} S \text{ rencana, } S = 3 d &= 1,2 \text{ m} \\ xs &= S/d \\ &= 3,0 \\ ys &= 0,671 \end{aligned}$$

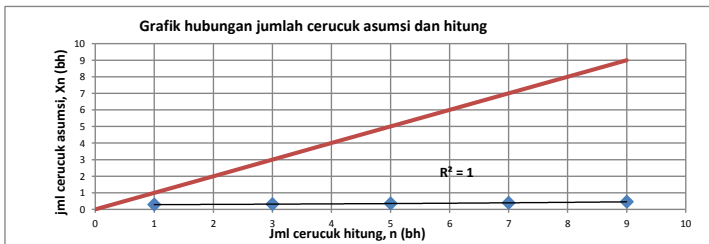
c. Koreksi ratio diameter

$$\begin{aligned} xd &= d/T \\ &= 0,205 \quad \dots xd > 0,12 \\ yd &= 2,000 \end{aligned}$$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	1,374	63,39	0,286
3	0,910	1,250	57,69	0,315
5	0,816	1,121	51,73	0,351
7	0,722	0,992	45,77	0,397
9	0,628	0,863	39,81	0,456



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

$$\begin{aligned} n &= 1,0 \text{ bh} \\ n \text{ pakai} &= 1,0 \text{ bh} \\ S &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

Kondisi 2

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
2	1,169	15,6	30,37	15,56	9668	5,19	2,81

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

$$\begin{aligned} Lb/T &= 1,441 \\ Z &= 0,000 \text{ m} \\ Fm &= 1,000 \end{aligned}$$

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :
 $P = Mcr / (Fm \cdot T) = 46,153 \text{ kN}$

Mencari AMR :

$$\begin{aligned} Sf \text{ renc} &= 1,300 \\ M \text{ dor.} &= Mres / Sfmin = 8270,3 \text{ kN.m} \\ \Delta MR &= Mdor * SF \text{ renc.} - Mres = 1083,4 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$$\begin{aligned} xt &= Lb/d = 7,025 \\ yt &= 0,353 \end{aligned} \dots 5 < Xt < 20$$

b. Koreksi ratio spasi
 S rencana, $S = 3 d = 1,2 \text{ m}$

$$\begin{aligned} xs &= S/d = 3,0 \\ ys &= 0,671 \end{aligned}$$

c. Koreksi ratio diameter

$$\begin{aligned} xd &= d/T = 0,205 \\ yd &= 2,000 \end{aligned} \dots xd > 0,12$$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	$\Delta MR / (Pmax * \dots)$
1	1,000	1,088	50,22	1,387
3	0,910	0,990	45,70	1,524
5	0,816	0,888	40,98	1,699
7	0,722	0,786	36,26	1,920
9	0,628	0,683	31,54	2,208



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

$$\begin{aligned} n \text{ pakai} &= 1,4 \text{ bh} \\ S &= 2,0 \text{ bh} \\ &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

Kondisi 3

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
3	1,172	15,57	30,55	15,66	12730	5,11	2,89

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 1,482
 Z = 0,000 m
 Fm = 1,000

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T) = 46,153 kN

Mencari AMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin = 10861,8 kN.m
 ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres = 1390,3 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 7,225 ... 5 < Xt < 20
 yt = 0,373

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m
 xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

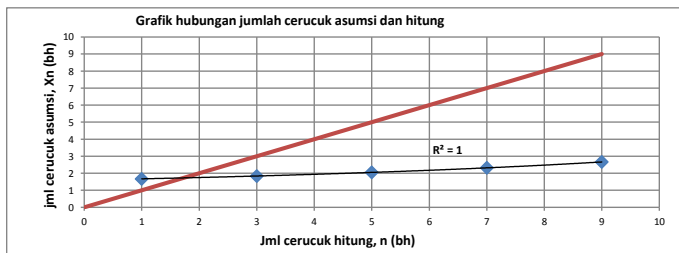
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	1,150	53,07	1,673
3	0,910	1,046	48,29	1,839
5	0,816	0,938	43,30	2,050
7	0,722	0,830	38,31	2,317
9	0,628	0,722	33,32	2,664



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafrik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,7 bh
 n pakai = 2,0 bh
 S = 1,2 m

Kondisi 4

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
4	1,099	16,82	27,51	11,59	5521	4,08	3,92

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

$$Lb/T = 2,010$$

$$Z = 0,000 \text{ m}$$

$$Fm = 0,970$$

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

$$P = Mcr/(Fm.T) = 47,581 \text{ kN}$$

Mencari AMR :

$$Sf \text{ renc} = 1,300$$

$$M \text{ dor.} = Mres/Sfmin = 5023,7 \text{ kN.m}$$

$$\Delta MR = Mdor * SF \text{ renc.} - Mres = 1009,8 \text{ kN.m}$$

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$$xt = Lb/d = 9,800 \dots 5 < Xt < 20$$

$$yt = 0,630$$

b. Koreksi ratio spasi

$$S \text{ rencana, } S = 3 d = 1,2 \text{ m}$$

$$xs = S/d = 3,0$$

$$ys = 0,671$$

c. Koreksi ratio diameter

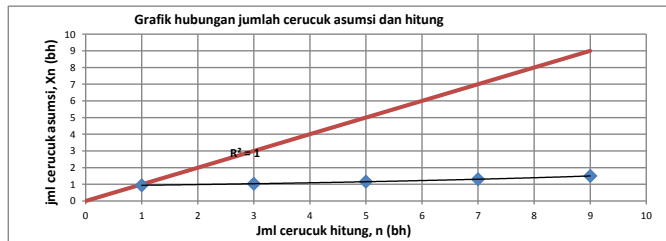
$$xd = d/T = 0,205 \dots xd > 0,12$$

$$yd = 2,000$$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	$\Delta MR/(Pmax*$
1	1,000	1,945	92,52	0,942
3	0,910	1,770	84,20	1,035
5	0,816	1,587	75,50	1,154
7	0,722	1,404	66,80	1,304
9	0,628	1,221	58,10	1,499



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

$$n = 1,0 \text{ bh}$$

$$n \text{ pakai} = 1,0 \text{ bh}$$

$$S = 1,2 \text{ m}$$

Kondisi 5

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
5	1,068	17,47	28,51	13,06	7025	4,55	3,45

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

$$Lb/T = 1,769$$

$$Z = 0,000 \text{ m}$$

$$Fm = 0,980$$

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

$$P = Mcr / (Fm \cdot T)$$

$$= 47,095 \text{ kN}$$

Mencari ΔMR :

$$Sf \text{ renc} = 1,300$$

$$M \text{ dor.} = Mres / Sfmin$$

$$= 6577,7 \text{ kN.m}$$

$$\Delta MR = M \text{ dor.} * SF \text{ renc.} - Mres$$

$$= 1526,0 \text{ kN.m}$$

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$$xt = Lb/d$$

$$= 8,625 \quad \dots 5 < Xt < 20$$

$$yt = 0,513$$

b. Koreksi ratio spasi

$$S \text{ rencana, } S = 3d = 1,2 \text{ m}$$

$$xs = S/d = 3,0$$

$$ys = 0,671$$

c. Koreksi ratio diameter

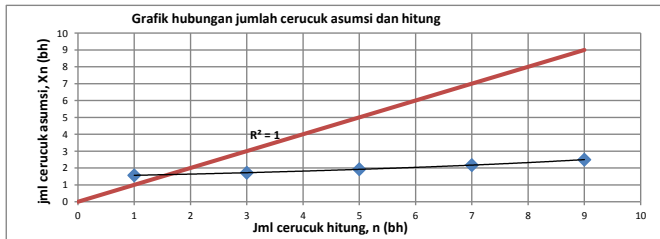
$$xd = d/T = 0,205 \quad \dots xd > 0,12$$

$$yd = 2,000$$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	1,582	74,50	1,568
3	0,910	1,440	67,79	1,724
5	0,816	1,291	60,79	1,922
7	0,722	1,142	53,79	2,172
9	0,628	0,993	46,79	2,498



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

$$n = 1,6 \text{ bh}$$

$$n \text{ pakai} = 2,0 \text{ bh}$$

$$S = 1,2 \text{ m}$$

Kondisi 6

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
6	1,083	17,09	28,25	12,61	6513	4,36	3,64

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 1,867
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,980

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T) = 47,095 kN

Mencari ΔMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin = 6013,9 kN.m

ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres = 1305,0 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 9,100 ... 5 < Xt < 20
 yt = 0,560

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m

xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

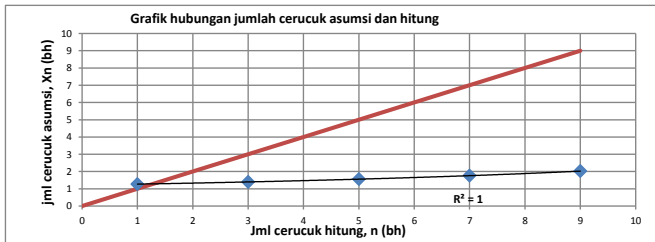
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	1,728	81,40	1,271
3	0,910	1,573	74,08	1,397
5	0,816	1,410	66,43	1,558
7	0,722	1,248	58,77	1,761
9	0,628	1,085	51,12	2,024



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,3 bh
 n pakai = 2,0 bh
 S = 1,2 m

Kondisi 7

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
7	0,977	18,18	27,17	9,76	3449	2,59	5,41

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,774
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 51,282 kN

Mencari ΔMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin = 3530,2 kN.m
 ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres = 1140,3 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 13,525 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,003

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m
 xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

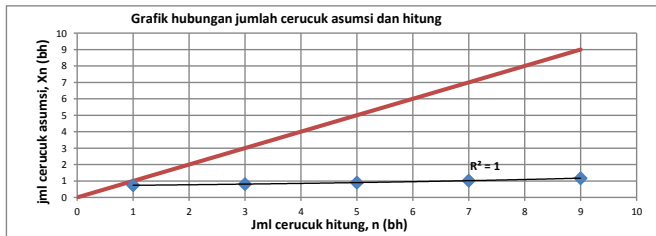
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	3,094	158,68	0,736
3	0,910	2,816	144,40	0,809
5	0,816	2,525	129,48	0,902
7	0,722	2,234	114,57	1,020
9	0,628	1,943	99,65	1,172



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,2 m

Kondisi 8

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
8	0,937	18,5	25,57	8,56	2886	2,99	5,01

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

$$\begin{aligned} Lb/T &= 2,569 \\ Z &= 0,000 \text{ m} \\ Fm &= 0,900 \end{aligned}$$

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

$$\begin{aligned} P &= Mcr/(Fm.T) \\ &= 51,282 \text{ kN} \end{aligned}$$

Mencari ΔMR :

$$Sf \text{ renc} = 1,300$$

$$M \text{ dor.} = Mres/Sfmin = 3080,0 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} \Delta MR &= Mdor * Sf \text{ renc.} - Mres \\ &= 1118,1 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$$\begin{aligned} xt &= Lb/d \\ &= 12,525 \quad \dots 5 < Xt < 20 \\ yt &= 0,903 \end{aligned}$$

b. Koreksi ratio spasi

$$S \text{ rencana, } S = 3d = 1,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} xs &= S/d \\ &= 3,0 \\ ys &= 0,671 \end{aligned}$$

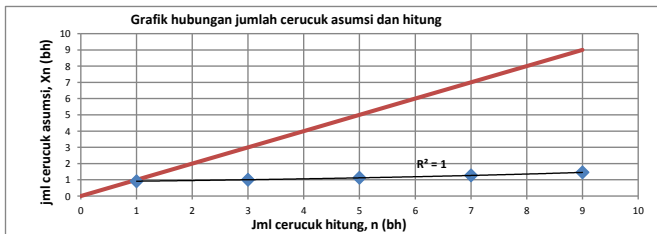
c. Koreksi ratio diameter

$$\begin{aligned} xd &= d/T \\ &= 0,205 \quad \dots xd > 0,12 \\ yd &= 2,000 \end{aligned}$$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	2,786	142,85	0,914
3	0,910	2,535	130,00	1,005
5	0,816	2,273	116,57	1,120
7	0,722	2,011	103,14	1,266
9	0,628	1,749	89,71	1,456



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

$$\begin{aligned} n &= 1,0 \text{ bh} \\ n \text{ pakai} &= 1,0 \text{ bh} \\ S &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

Kondisi 9

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
9	0,948	19,01	27,36	10,16	3772	2,8	5,2

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,667
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :
 P = $Mcr / (Fm \cdot T)$
 = 51,282 kN

Mencari AMR :
 Sf renc = 1,300
 M dor. = $Mres / Sfmin$
 = 3978,9 kN.m
 $\Delta MR = Mdor \cdot SF \text{ renc.} - Mres$
 = 1400,6 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap
 $x_t = Lb/d$
 = 13,000 ... $5 < X_t < 20$
 $y_t = 0,950$

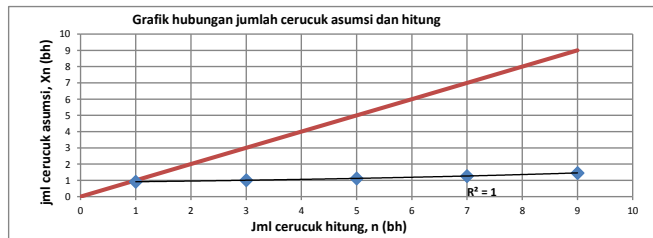
b. Koreksi ratio spasi
 S rencana, $S = 3 \cdot d$ = 1,2 m
 $x_s = S/d$
 = 3,0
 $y_s = 0,671$

c. Koreksi ratio diameter
 $x_d = d/T$
 = 0,205 ... $x_d > 0,12$
 $y_d = 2,000$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	$\Delta MR / (Pmax^*)$
1	1,000	2,932	150,37	0,917
3	0,910	2,668	136,84	1,007
5	0,816	2,393	122,70	1,123
7	0,722	2,117	108,57	1,270
9	0,628	1,841	94,43	1,460



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

$n = 1,0$ bh
 $n \text{ pakai} = 1,0$ bh
 $S = 1,2$ m

Kondisi 10

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
10	0,975	19,86	29,04	11,98	5029	2,94	5,06

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,595
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 51,282 kN

Mencari AMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin = 5157,9 kN.m
 ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres = 1676,3 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 12,650 ... 5 < Xt < 20
 yt = 0,915

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m
 xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

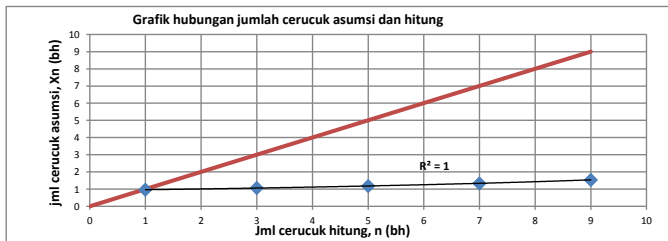
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	2,824	144,83	0,966
3	0,910	2,570	131,80	1,062
5	0,816	2,305	118,18	1,184
7	0,722	2,039	104,57	1,338
9	0,628	1,774	90,95	1,538



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,2 m

Kondisi 11

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
11	1,041	20,84	28,57	12,97	6997	4,4	3,6

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

$$\begin{aligned} Lb/T &= 0,980 \\ Z &= 0,000 \text{ m} \\ Fm &= 1,000 \end{aligned}$$

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

$$\begin{aligned} P &= Mcr/(Fm.T) \\ &= 46,153 \text{ kN} \end{aligned}$$

Mencari AMR :

$$\begin{aligned} Sf \text{ renc} &= 1,300 \\ M \text{ dor.} &= Mres/Sfmin \\ &= 6721,4 \text{ kN.m} \\ AMR &= Mdor * SF \text{ renc.} - Mres \\ &= 1740,8 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$$\begin{aligned} xt &= Lb/d \\ &= 9,000 \dots 5 < Xt < 20 \\ yt &= 0,550 \end{aligned}$$

b. Koreksi ratio spasi

$$\begin{aligned} S \text{ rencana, } S &= 3 d \\ &= 1,2 \text{ m} \\ xs &= S/d \\ &= 3,0 \\ ys &= 0,671 \end{aligned}$$

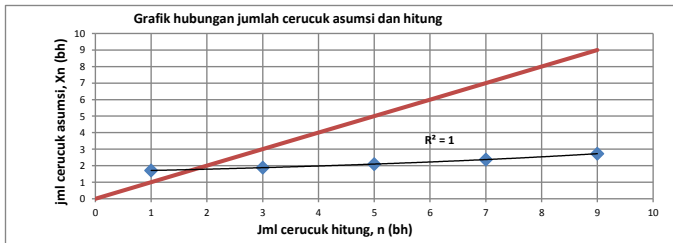
c. Koreksi ratio diameter

$$\begin{aligned} xd &= d/T \\ &= 0,205 \dots xd > 0,12 \\ yd &= 2,000 \end{aligned}$$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	1,698	78,35	1,713
3	0,910	1,545	71,30	1,882
5	0,816	1,385	63,93	2,099
7	0,722	1,226	56,57	2,373
9	0,628	1,066	49,20	2,728



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

$$\begin{aligned} n &= 1,7 \text{ bh} \\ n \text{ pakai} &= 2,0 \text{ bh} \\ S &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

Kondisi 12

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
12	0,901	19,4	25,64	8,61	2916	2,97	5,03

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

$$\begin{aligned} Lb/T &= 2,579 \\ Z &= 0,000 \text{ m} \\ Fm &= 0,900 \end{aligned}$$

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

$$\begin{aligned} P &= Mcr/(Fm.T) \\ &= 51,282 \text{ kN} \end{aligned}$$

Mencari AMR :

$$\begin{aligned} Sf \text{ renc} &= 1,300 \\ M \text{ dor.} &= Mres/Sfmin \\ &= 3236,4 \text{ kN.m} \\ \Delta MR &= Mdor * SF \text{ renc.} - Mres \\ &= 1291,3 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$$\begin{aligned} xt &= Lb/d \\ &= 12,575 \dots 5 < Xt < 20 \\ yt &= 0,908 \end{aligned}$$

b. Koreksi ratio spasi

$$\begin{aligned} S \text{ rencana, } S &= 3 d \\ &= 1,2 \text{ m} \\ xs &= S/d \\ &= 3,0 \\ ys &= 0,671 \end{aligned}$$

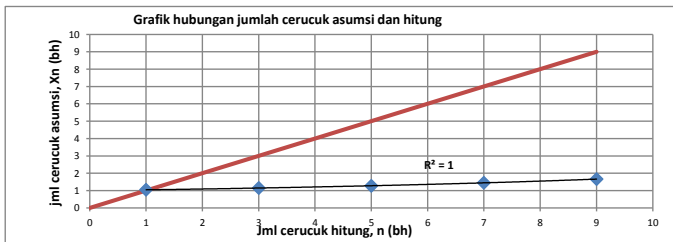
c. Koreksi ratio diameter

$$\begin{aligned} xd &= d/T \\ &= 0,205 \dots xd > 0,12 \\ yd &= 2,000 \end{aligned}$$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	2,801	143,64	1,044
3	0,910	2,549	130,72	1,147
5	0,816	2,286	117,21	1,280
7	0,722	2,022	103,71	1,446
9	0,628	1,759	90,21	1,663



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

$$\begin{aligned} n &= 1,0 \text{ bh} \\ n \text{ pakai} &= 1,0 \text{ bh} \\ S &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

Kondisi 13

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(kNm)	(m)	(m)
13	0,924	20,48	25,63	8,42	2803	2,79	5,21

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

$$\begin{aligned} Lb/T &= 2,672 \\ Z &= 0,000 \text{ m} \\ Fm &= 0,900 \end{aligned}$$

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

$$\begin{aligned} P &= Mcr/(Fm.T) \\ &= 51,282 \text{ kN} \end{aligned}$$

Mencari AMR :

$$\begin{aligned} Sf \text{ renc} &= 1,300 \\ M \text{ dor.} &= Mres/Sfmin \\ &= 3033,5 \text{ kN.m} \\ AMR &= Mdor * SF \text{ renc.} - Mres \\ &= 1140,6 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$$\begin{aligned} xt &= Lb/d \\ &= 13,025 \quad \dots 5 < Xt < 20 \\ yt &= 0,953 \end{aligned}$$

b. Koreksi ratio spasi

$$\begin{aligned} S \text{ rencana, } S &= 3 d = 1,2 \text{ m} \\ xs &= S/d = 3,0 \\ ys &= 0,671 \end{aligned}$$

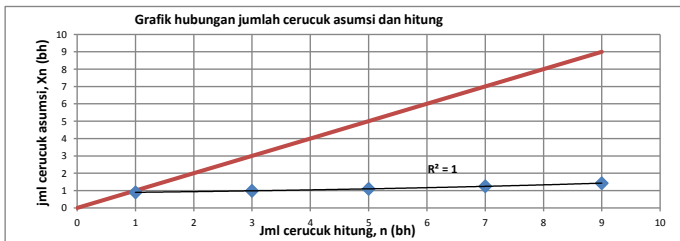
c. Koreksi ratio diameter

$$\begin{aligned} xd &= d/T \\ &= 0,205 \quad \dots xd > 0,12 \\ yd &= 2,000 \end{aligned}$$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	AMR/(Pmax*
1	1,000	2,940	150,77	0,899
3	0,910	2,675	137,20	0,987
5	0,816	2,399	123,03	1,101
7	0,722	2,123	108,85	1,244
9	0,628	1,846	94,68	1,431



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

$$\begin{aligned} n &= 1,0 \text{ bh} \\ n \text{ pakai} &= 1,0 \text{ bh} \\ S &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

Kondisi 14

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
14	0,958	20,88	26,72	9,47	3444	2,75	5,25

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

$$\begin{aligned} Lb/T &= 2,692 \\ Z &= 0,000 \text{ m} \\ Fm &= 0,900 \end{aligned}$$

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

$$\begin{aligned} P &= Mcr/(Fm.T) \\ &= 51,282 \text{ kN} \end{aligned}$$

Mencari AMR :

$$\begin{aligned} Sf renc &= 1,300 \\ M dor. &= Mres/Sfmin \\ &= 3595,0 \text{ kN.m} \\ \Delta MR &= Mdor * SF renc. - Mres \\ &= 1229,5 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$$\begin{aligned} xt &= Lb/d \\ &= 13,125 \quad \dots 5 < Xt < 20 \\ yt &= 0,963 \end{aligned}$$

b. Koreksi ratio spasi

$$\begin{aligned} S rencana, S &= 3 d \\ &= 1,2 \text{ m} \\ xs &= S/d \\ &= 3,0 \\ ys &= 0,671 \end{aligned}$$

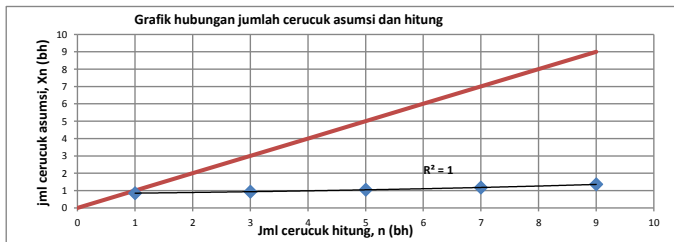
c. Koreksi ratio diameter

$$\begin{aligned} xd &= d/T \\ &= 0,205 \quad \dots xd > 0,12 \\ yd &= 2,000 \end{aligned}$$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	2,971	152,35	0,852
3	0,910	2,703	138,64	0,936
5	0,816	2,424	124,32	1,044
7	0,722	2,145	110,00	1,180
9	0,628	1,866	95,68	1,357



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

$$\begin{aligned} n &= 1,0 \text{ bh} \\ n \text{ pakai} &= 1,0 \text{ bh} \\ S &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

Kondisi 15

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
15	1,062	21,96	29,13	12,26	5887	3,13	4,87

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,497
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T) = 51,282 kN

Mencari ΔMR :
 Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin = 5543,3 kN.m

ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres = 1319,3 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap
 $x_t = L_b/d = 12,175 \dots 5 < x_t < 20$
 $y_t = 0,867$

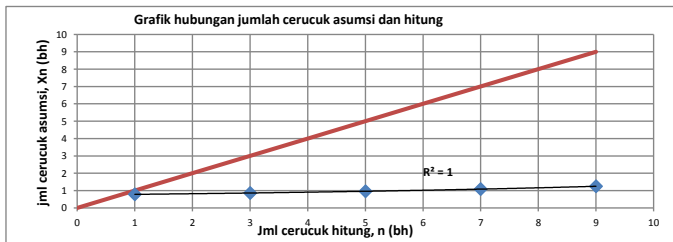
b. Koreksi ratio spasi
 S rencana, S = 3 d = 1,2 m
 $x_s = S/d = 3,0$
 $y_s = 0,671$

c. Koreksi ratio diameter
 $x_d = d/T = 0,205 \dots x_d > 0,12$
 $y_d = 2,000$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	2,678	137,31	0,784
3	0,910	2,437	124,95	0,861
5	0,816	2,185	112,05	0,960
7	0,722	1,933	99,14	1,085
9	0,628	1,682	86,23	1,248



Kesimpulan :
 jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,2 m

Rekap perhitungan :

No	SF	La	Lb	Pjg cerucuk total	Jml cerucuk
		(m)	(m)	(m)	(bh)
1	1,260	4,82	3,18	8	1
2	1,169	5,19	2,81	8	2
3	1,172	5,11	2,89	8	2
4	1,099	4,08	3,92	8	1
5	1,068	4,55	3,45	8	2
6	1,083	4,36	3,64	8	2
7	0,977	2,59	5,41	8	1
8	0,937	2,99	5,01	8	1
9	0,948	2,8	5,2	8	1
10	0,975	2,94	5,06	8	1
11	1,041	4,4	3,6	8	2
12	0,901	2,97	5,03	8	1
13	0,924	2,79	5,21	8	1
14	0,958	2,75	5,25	8	1
15	1,062	3,13	4,87	8	1

keterangan :

La : pjg cerucuk diatas garis longsor

Lb : pjg cerucuk dibawah bidang longsor

Kesimpulan : Dipakai cerucuk dengan data sbb.

Diameter,

Panjang cerucuk,

Jumlah cerucuk,

jarak antar cerucuk,

d= 0,4 m

L= 8 m

n= 2 bh

S= 1,2 m

PERENCANAAN GEOTEXTILE WALL UNTUK OPRIT BH-2



Diketahui data :

a. Data tanah

Parameter \ Jenis tanah	H Tanah m	γ t/m ³	Cu t/m ²	ϕ °
- Tanah timbunan	7,2	1,85	0,000	30
- Tanah dasar 1	3	1,6	2,472	0
- Tanah dasar 2	3	1,622	4,100	0
- Tanah dasar 3	0,5	1,689	5,817	0

b. beban merata yang bekerja (q)

- akibat traffic : 0,25 t/m²
- akibat pavement : 1,20 t/m²
- total : 1,45 t/m²
- dipakai : 2,00 t/m²

c. Spesifikasi geotextile

- Tipe : UW-250 By Geosistem
- T ult : 5,20 t/m

PERHITUNGAN :

A. INTERNAL STABILITY

a. Kuat tarik ijin

- SF ID = 1,20 (1,0-2,0)
- SF CR = 2,00 (2,0-4,0)
- SF CD = 1,20 (1,0-1,5)
- SF BD = 1,10 (1,0-1,3)
- SF renc. = 1,30

maka :

$$T \text{ allow} = \frac{T}{FS_{db} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}} = \frac{5,20}{3,168} = 1,64 \text{ t/m}$$

b. Tegangan tanah lateral (σ_h)

$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 0,333$

$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{hp}$

(1) Akibat tanah (σ_{hs})

$\sigma_{hs} = \gamma \cdot H \cdot K_a$; untuk $z = h = 7,20 \text{ m}$
 $= 4,440 \text{ t/m}^2$

(2) Akibat beban merata (σ_{hq})

$\sigma_{hq} = q \cdot K_a$; untuk $z = h = 7,20 \text{ m}$



(gbr diagram tegangan)

$$= 0,667 \text{ t/m}^2$$

(3) Teg. lateral total (σ_h total)

$$\sigma_h \text{ total} = \sigma_{hs} + \sigma_{hq}$$

$$= 5,107 \text{ t/m}^2$$

c. Jarak vertikal pemasangan geotextile (S_v)

$$S_v = T_{all} / (\sigma_h \text{ total} * SF)$$

$$\text{bila digunakan SF rencana} = 1,30$$

$$S_v = 0,25 \text{ m} \quad \text{dipakai} = 0,25 \text{ m}$$

Dengan cara yang sama dilakukan untuk Z lainnya. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut :

No	H	Z	γ	ka	σ_{hs}	σ_{hq}	$\sigma_{h \text{ total}}$	Sv	Sv Pakai
	m	m	t/m ³		t/m ²	t/m ²	t/m ²	m	m
1	7,2	7,2	1,85	0,333	4,440	0,667	5,107	0,25	0,250
2	7,2	6,950	1,85	0,333	4,286	0,667	4,953	0,255	0,250
3	7,2	6,700	1,85	0,333	4,132	0,667	4,798	0,263	0,250
4	7,2	6,450	1,85	0,333	3,978	0,667	4,644	0,272	0,250
5	7,2	6,200	1,85	0,333	3,823	0,667	4,490	0,281	0,250
6	7,2	5,950	1,85	0,333	3,669	0,667	4,336	0,291	0,250
7	7,2	5,700	1,85	0,333	3,515	0,667	4,182	0,302	0,250
8	7,2	5,450	1,85	0,333	3,361	0,667	4,028	0,314	0,250
9	7,2	5,200	1,85	0,333	3,207	0,667	3,873	0,326	0,250
10	7,2	4,950	1,85	0,333	3,053	0,667	3,719	0,339	0,250
11	7,2	4,700	1,85	0,333	2,898	0,667	3,565	0,354	0,250
12	7,2	4,450	1,85	0,333	2,744	0,667	3,411	0,370	0,250
13	7,2	4,200	1,85	0,333	2,590	0,667	3,257	0,388	0,250
14	7,2	3,950	1,85	0,333	2,436	0,667	3,103	0,407	0,250
15	7,2	3,700	1,85	0,333	2,282	0,667	2,948	0,428	0,250
16	7,2	3,450	1,85	0,333	2,128	0,667	2,794	0,452	0,250
17	7,2	3,200	1,85	0,333	1,973	0,667	2,640	0,478	0,250
18	7,2	2,950	1,85	0,333	1,819	0,667	2,486	0,508	0,500
19	7,2	2,450	1,85	0,333	1,511	0,667	2,178	0,580	0,500
20	7,2	1,950	1,85	0,333	1,203	0,667	1,869	0,676	0,500
21	7,2	1,450	1,85	0,333	0,894	0,667	1,561	0,809	0,500
22	7,2	0,950	1,85	0,333	0,586	0,667	1,253	1,008	0,950

d. Panjang geotextile (L)

(1) Panjang geotextile dibelakang bidang longsor (Le)

$$Sv = 0,25 \text{ m} \quad ; \text{ untuk } z = h = 7,20 \text{ m}$$

$$L_e = \frac{S_v \cdot \sigma_{H'} \cdot SF}{2[c + \sigma_v (tg \delta)]}$$

$$= 0,17 \text{ m} \quad \text{Le Pakai} = 1,00 \text{ m}$$

(3) Panjang geotextile total (L)

$$L = Le + Lr$$

$$= 1,00 \text{ m} \quad \text{Le Pakai} = 1,00 \text{ m}$$

(2) Panjang geotextile didepan bidang longsor (Lr)

$$; \text{ untuk } z = h = 7,20 \text{ m}$$

$$L_r = (H - z) \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 0,00 \text{ m}$$

(4) Panjang lipatan geotextile (Lo)

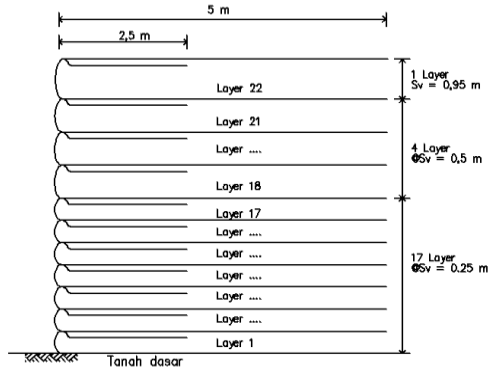
$$; \text{ untuk } z = h = 7,20 \text{ m}$$

$$Lo = 0,5 * Le$$

$$= 0,50 \text{ m} \quad \text{Lo Pakai} = 1,00 \text{ m}$$

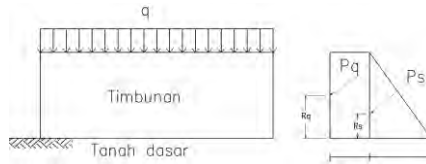
Dengan cara yang sama dilakukan untuk Z lainnya. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut :

No	H	Z	γ	Cu	ϕ	δ	oh total	σ_v	Sv Pakai	Le	Le pakai	Lr	L	L Pakai	Lo	Lo Pakai
	m	m	t/m ³	t/m ²	°	°	t/m ²	t/m ²	m	m	m	t/m ²	m	m	m	m
1	7,2	7,200	1,85	0	30	20	5,107	13,320	0,250	0,171	1,000	0,000	1,000	5,000	2,500	2,500
2	7,2	6,950	1,85	0	30	20	4,953	12,858	0,250	0,172	1,000	0,144	1,144	5,000	2,500	2,500
3	7,2	6,700	1,85	0	30	20	4,798	12,395	0,250	0,173	1,000	0,289	1,289	5,000	2,500	2,500
4	7,2	6,450	1,85	0	30	20	4,644	11,933	0,250	0,174	1,000	0,433	1,433	5,000	2,500	2,500
5	7,2	6,200	1,85	0	30	20	4,490	11,470	0,250	0,175	1,000	0,577	1,577	5,000	2,500	2,500
6	7,2	5,950	1,85	0	30	20	4,336	11,008	0,250	0,176	1,000	0,722	1,722	5,000	2,500	2,500
7	7,2	5,700	1,85	0	30	20	4,182	10,545	0,250	0,177	1,000	0,866	1,866	5,000	2,500	2,500
8	7,2	5,450	1,85	0	30	20	4,028	10,083	0,250	0,178	1,000	1,010	2,010	5,000	2,500	2,500
9	7,2	5,200	1,85	0	30	20	3,873	9,620	0,250	0,180	1,000	1,155	2,155	5,000	2,500	2,500
10	7,2	4,950	1,85	0	30	20	3,719	9,158	0,250	0,181	1,000	1,299	2,299	5,000	2,500	2,500
11	7,2	4,700	1,85	0	30	20	3,565	8,695	0,250	0,183	1,000	1,443	2,443	5,000	2,500	2,500
12	7,2	4,450	1,85	0	30	20	3,411	8,233	0,250	0,185	1,000	1,588	2,588	5,000	2,500	2,500
13	7,2	4,200	1,85	0	30	20	3,257	7,770	0,250	0,187	1,000	1,732	2,732	5,000	2,500	2,500
14	7,2	3,950	1,85	0	30	20	3,103	7,308	0,250	0,190	1,000	1,876	2,876	5,000	2,500	2,500
15	7,2	3,700	1,85	0	30	20	2,948	6,845	0,250	0,192	1,000	2,021	3,021	5,000	2,500	2,500
16	7,2	3,450	1,85	0	30	20	2,794	6,383	0,250	0,195	1,000	2,165	3,165	5,000	2,500	2,500
17	7,2	3,200	1,85	0	30	20	2,640	5,920	0,250	0,199	1,000	2,309	3,309	5,000	2,500	2,500
18	7,2	2,950	1,85	0	30	20	2,486	5,458	0,500	0,407	1,000	2,454	3,454	5,000	2,500	2,500
19	7,2	2,450	1,85	0	30	20	2,178	4,533	0,500	0,429	1,000	2,742	3,742	5,000	2,500	2,500
20	7,2	1,950	1,85	0	30	20	1,869	3,608	0,500	0,463	1,000	3,031	4,031	5,000	2,500	2,500
21	7,2	1,450	1,85	0	30	20	1,561	2,683	0,500	0,520	1,000	3,320	4,320	5,000	2,500	2,500
22	7,2	0,950	1,85	0	30	20	1,253	1,758	0,950	1,209	1,209	3,608	4,818	5,000	2,500	2,500



(Sketsa penempatan geotextile)

B. EXTERNAL STABILITY



(Sketsa diagram tekanan tanah lateral)

a. Tekanan tanah lateral bekerja ($P = \sigma_{hi} \cdot H$ (=Luasan bidang))

(1) Akibat Tanah (P_s)

$$P_s = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

$$= 15,984 \text{ t}$$

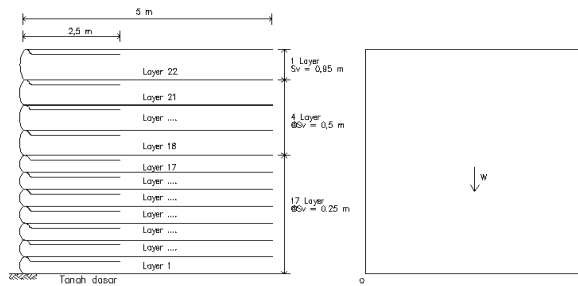
$$R = 2,400 \text{ m}$$

(2) Akibat beban merata (P_q)

$$P_q = Q \cdot K_a \cdot H$$

$$= 4,800 \text{ t}$$

$$R = 3,600 \text{ m}$$



(Sketsa gaya berat pada geotextile)

b. Stabilitas guling (*Overturning stability*)

Momen guling ditinjau di dasar timbunan (titik O)

- Momen dorong ($P_i \cdot \cos \delta \cdot R$)

(1) $P_s = 15,020 \cdot 2,400 = 36,048 \text{ t.m}$

(2) $P_q = 4,511 \cdot 3,600 = 16,238 \text{ t.m}$

Total momen dorong = $M_d = 52,286 \text{ t.m}$

- Momen penahan

dari beban ($W_i \cdot X$)

dimana $W_i = \text{Luasan bidang} \cdot \text{berat jenis tanah}$

Bidang	b	h	A	γ	W	X	Mp
	m	m	m ²	t/m ³	t	m	t.m
1	5,000	7,2	36	1,85	66,600	2,5	166,500
					ΣW		166,500

Total momen penahan = $M_r = 166,50 \text{ t.m}$

SF Guling = Momen penahan / momen dorong

= 3,184 > **3,0 . . OK !**

c. Stabilitas geser (*sliding stability*)

- Gaya Penahan ($P_i \cdot \sin \delta + W_i$)

(1) $P_s = 5,467 \text{ t}$

(3) $P_q = 1,642 \text{ t}$

(5) $W_1 = 66,600 \text{ t}$

$\Sigma V = 73,709 \text{ t}$

- Gaya Pendorong ($P_i \cdot \cos \delta$)

(1) $P_s = 15,020$

(2) $P_q = 4,511$

$\Sigma P = 19,531 \text{ t}$

FK Geser = $\frac{\Sigma v \cdot \tan(\phi) + C \cdot B}{\Sigma P}$

= 2,179 > **1,5 . . OK !**

B = 5,000 m

d. stabilitas daya dukung tanah (*bearing capacity stability*)

B = 5,000 m

- Data tanah timbunan :

$\gamma = 1,850 \text{ t/m}^3$

H = 7,200 m

- Data tanah dasar :

$\gamma = 1,600 \text{ t/m}^3$

C = 2,472 t/m²

$\phi = 0,000 \text{ }^\circ$

$N_c = 5,710$

$N_q = 1,000$

$N_\gamma = 0,000$

qu_{lt} = C · N_c + 0,5 · γ' · B · N_γ

qu_{lt} = 14,12 t/m²

q = 15,320 t/m²

SF = qu / q

= 0,92 < **1,30 . . . NOT OK !**

PERHITUNGAN REPLACEMENT TANAH DASAR OPRIT BH-2

tanah timbunan

$$\gamma = 1,850 \text{ t/m}^3$$

$$C_u = 0,000 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 30,00^\circ$$

Data tanah dasar lapis atas :

$$\gamma_1 = 1,850 \text{ t/m}^3$$

$$N_{c1} = 37,200$$

$$C_{u1} = 0,000 \text{ t/m}^2$$

$$N_{q1} = 22,500$$

$$\phi_1 = 30,000^\circ$$

$$N_{\gamma 1} = 20,000$$

Data tanah dasar lapis bawah

$$\gamma = 1,600 \text{ t/m}^3$$

$$N_c = 5,710$$

$$C_u = 2,472 \text{ t/m}^2$$

$$N_q = 1,000$$

$$\phi = 0,000^\circ$$

$$N_\gamma = 0,000$$

Data pondasi :

$$B = 1,000 \text{ m}$$

$$D_f = 0,000 \text{ m}$$

$$H = 1,500 \text{ m}$$

$$L = 5,000 \text{ m}$$

Perhitungan

$$(q_2/q_1) = (C_2 * N_{c2} / 0,5 * g_1 * N_{g1}) = \frac{12,71}{18,5} = 0,687$$

Dari grafik diperoleh :

$$K_s = 4,00$$

mencari Q ultimate :

$$q_u = (1 + 0,2B/L) * 5,14 * C_2 + g_1 * H^2 (1 + B/L) (1 + 2D_f/H) * (K_s * \tan \phi_1 / B) + g_1 * D_f$$

$$q_u = 24,750$$

mencari q max:

$$F_{qs1} = (1 + B/L) * \tan \phi_1 = 0,693$$

$$F_{gs1} = 1 - 0,4 * B/L = 0,920$$

$$q_t = g_1 * D_f * N_{q1} * F_{qs1} + 0,5 * g_1 * B * N_{g1} * F_{gs1} = 17,020$$

Besarnya SF daya dukung,

$$SF_{DD} = 1,454 > 1,30 \dots \text{OK !}$$

PERKUATAN DENGAN CERUCUK PADA TIMBUNAN BH-2

Elevasi tanah dasar = 20,00 m
 Rencana Pjg cerucuk total = 8,00 m

Data dari program bantu xstabl :

No	SF	Titik pusat (m)		Radius (m)	Mres (KNm)	La (m)	Lb renc. (m)
		X koord	Y Koord				
1	1,113	14,72	38,57	21,44	18330,0	2,87	5,13
2	1,215	15,03	37,54	20,72	21030,0	3,18	4,82
3	1,153	14,33	41,35	24,33	22520,0	2,98	5,02
4	0,936	16,65	30,82	13,85	9204,0	3,03	4,97
5	1,055	16,79	30,4	13,62	10390,0	3,22	4,78
6	0,953	16,19	32,39	15,36	10640,0	2,97	5,03
7	0,967	17,44	35,66	18,52	14480,0	2,86	5,14
8	0,813	18,98	28,25	11,1	6118,0	2,85	5,15
9	0,828	19,05	28,41	10,98	5986,0	2,57	5,43
10	0,813	19,58	28,44	11,35	6416,0	2,91	5,09
11	0,87	19,3	31,95	14,75	9954,0	2,80	5,20
12	0,824	19,53	28,26	10,6	5586,0	2,34	5,66
13	0,811	20,56	28,31	11,31	6464,0	3,00	5,00
14	0,863	20,53	31,11	14,01	9263,0	2,90	5,10
15	0,893	22,01	29,77	12,49	7779,0	2,72	5,28

Spesifikasi circle spun pile :

Produksi : PT Wika Beton (tipe D 400- kelas C)



Penampang cerucuk

- fc'	= 52,00 Mpa	- Mcr	= 9,00 t.m
- d	= 40,00 cm		= 9000,00 kN.cm
- rd	= 20,00 cm	- Mu	= 18,00 t.m
- t	= 7,50 cm		= 18000,00 kN.cm
- d1	$= D - 2t$	- I	$\frac{\pi(d'' - d1^4)}{64}$
	= 25,00 cm		= 106488,95 cm ⁴
- rd1	= 12,50 cm	- E	$= 4700 \times (fc')^{0,5}$
- dm	= 32,50 cm		= 33892,18 Mpa
			= 338921,82 kg/cm ²

Perhitungan :

- Gaya Penahan (resisting)
 N SPT = 4,000 ---> termasuk jenis tanah lunak
 (lihat grafik NAVFAC, DM-7,1971)
 f = 4,000 t/ft³
= 0,128 kg/cm³
 T $= (EI/f)^{1/5}$
= 195,002 cm

Kondisi 1

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
1	1,113	14,720	38,570	21,440	18330	2,870	5,130

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,631
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,970

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 47,581 kN

Mencari ΔMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin = 16469,0 kN.m
 ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres = 3079,7 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 12,825 ... 5 < Xt < 20
 yt = 0,933

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m
 xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

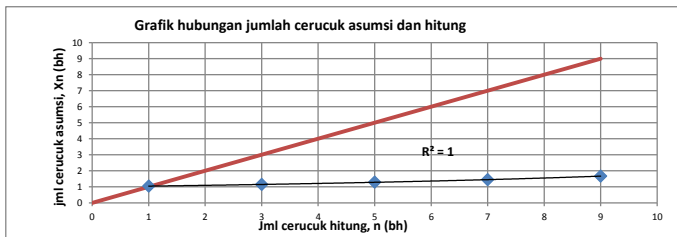
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	2,878	136,95	1,049
3	0,910	2,619	124,62	1,153
5	0,816	2,349	111,75	1,285
7	0,722	2,078	98,88	1,453
9	0,628	1,808	86,00	1,670



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

n = 1,1 bh

n pakai = 2,0 bh

jarak antar cerucuk,

S = 1,2 m

Kondisi 2

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
2	1,215	15,03	37,54	20,72	21030	3,18	4,82

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,472
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,970

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 47,581 kN

Mencari AMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin = 17308,6 kN.m
 AMR = Mdor * SF renc. - Mres = 1471,2 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 12,050 ... 5 < Xt < 20
 yt = 0,855

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m
 xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	AMR/(Pmax*
1	1,000	2,639	125,57	0,565
3	0,910	2,402	114,27	0,621
5	0,816	2,153	102,46	0,693
7	0,722	1,905	90,66	0,783
9	0,628	1,657	78,86	0,900



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

= 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,2 m

Kondisi 3

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
3	1,153	14,33	41,35	24,33	22520	2,98	5,02

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7.1997

Lb/T = 2,574
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,970

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 47,581 kN

Mencari AMR :
 SF renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin
 = 19531,7 kN.m

AMR = Mdor * SF renc. - Mres
 = 2871,2 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 12,550 ... 5 < Xt < 20
 yt = 0,905

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m

xs = S/d
 = 3,0
 ys = 0,671

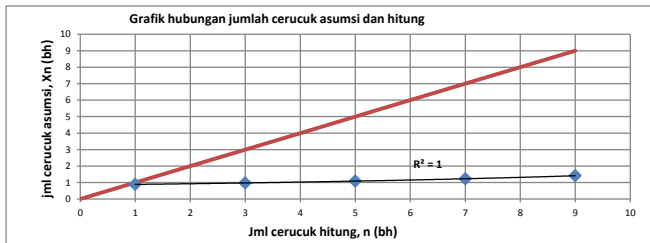
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T
 = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	AMR/(Pmax*
1	1,000	2,793	132,91	0,888
3	0,910	2,542	120,95	0,976
5	0,816	2,279	108,46	1,088
7	0,722	2,017	95,96	1,230
9	0,628	1,754	83,47	1,414



Kesimpulan :
 jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,2 m

Kondisi 4

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
4	0,936	16,65	30,82	13,85	9204	3,03	4,97

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,549
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,970

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T) = 47,581 kN

Mencari ΔMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin = 9833,3 kN.m
 ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres = 3579,3 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 12,425 ... 5 < Xt < 20
 yt = 0,893

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m
 xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

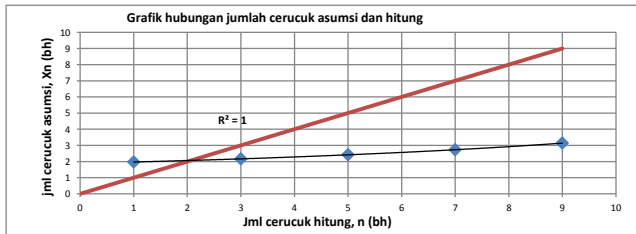
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	2,755	131,08	1,972
3	0,910	2,507	119,28	2,167
5	0,816	2,248	106,96	2,416
7	0,722	1,989	94,64	2,731
9	0,628	1,730	82,32	3,140



Kesimpulan :
 jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 2,1 bh
 n pakai = 3,0 bh
 S = 1,2 m

Kondisi 5

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
5	1,055	16,79	30,4	13,62	10390	3,22	4,78

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,451
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,970

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T) = 47,581 kN

Mencari AMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin = 9848,3 kN.m
 AMR = Mdor * SF renc. - Mres = 2412,8 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 11,950 ... 5 < Xt < 20
 yt = 0,845

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m
 xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

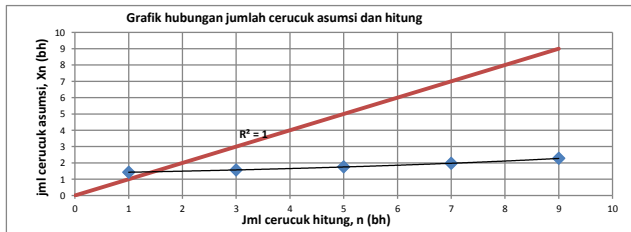
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	AMR/(Pmax*
1	1,000	2,608	124,10	1,428
3	0,910	2,373	112,93	1,569
5	0,816	2,128	101,26	1,749
7	0,722	1,883	89,60	1,977
9	0,628	1,638	77,93	2,273



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,5 bh
 n pakai = 2,0 bh
 S = 1,2 m

Kondisi 6

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
6	0,953	16,19	32,39	15,36	10640	2,97	5,03

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,579
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,970

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T) = 47,581 kN

Mencari ΔMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin = 11164,7 kN.m
 ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres = 3874,2 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 12,575 ... 5 < Xt < 20
 yt = 0,908

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m
 xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

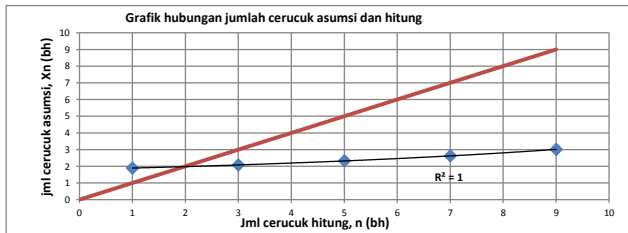
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*)
1	1,000	2,801	133,28	1,892
3	0,910	2,549	121,28	2,080
5	0,816	2,286	108,75	2,319
7	0,722	2,022	96,23	2,621
9	0,628	1,759	83,70	3,013



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 2,0 bh
 n pakai = 2,0 bh
 S = 1,2 m

Kondisi 7

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
7	0,967	17,44	35,66	18,52	14480	2,86	5,14

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,636
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,970

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 47,581 kN

Mencari ΔMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin = 14974,1 kN.m
 ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres = 4986,4 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 12,850 ... 5 < Xt < 20
 yt = 0,935

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m
 xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

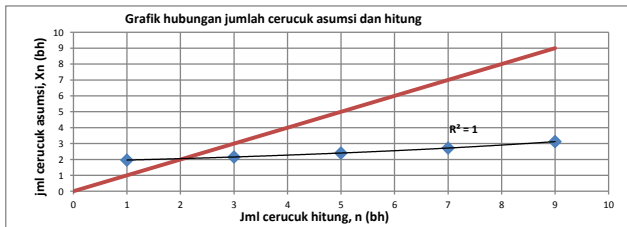
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		FKg		Pmax*FKg (kN)	n hitung ΔMR/(Pmax*
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn			
1	1,000	2,886		137,32	1,961
3	0,910	2,626		124,96	2,155
5	0,816	2,355		112,05	2,403
7	0,722	2,084		99,14	2,716
9	0,628	1,812		86,23	3,122



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 2,1 bh
 n pakai = 3,0 bh
 S = 1,2 m

Kondisi 8

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
8	0,813	18,98	28,25	11,1	6118	2,85	5,15

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,641
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,970

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 47,581 kN

Mencari ΔMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin = 7525,2 kN.m
 ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres = 3664,8 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 12,875 ... 5 < Xt < 20
 yt = 0,938

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m
 xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

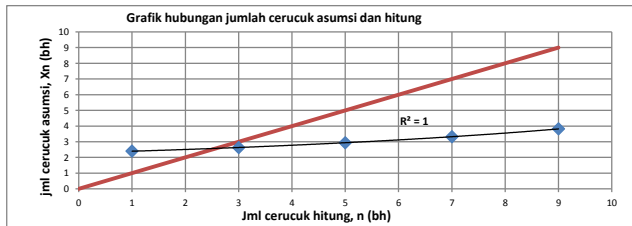
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	2,894	137,68	2,398
3	0,910	2,633	125,29	2,635
5	0,816	2,361	112,35	2,939
7	0,722	2,089	99,41	3,321
9	0,628	1,817	86,47	3,818



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

n = 2,6 bh
 n pakai = 3,0 bh

jarak antar cerucuk,

S = 1,2 m

Kondisi 9

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
9	0,828	19,05	28,41	10,98	5986	2,57	5,43

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,785
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,970

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T) = 47,581 kN

Mencari AMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin = 7229,5 kN.m

AMR = Mdor * SF renc. - Mres = 3412,3 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 13,575 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,008

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m

xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

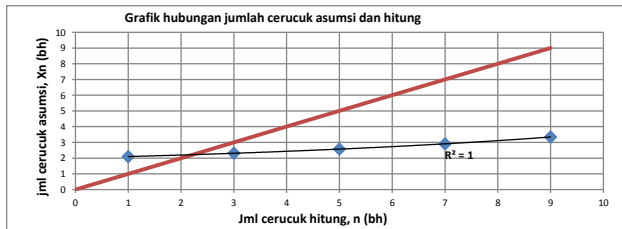
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30.yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	AMR/(Pmax*
1	1,000	3,110	147,96	2,100
3	0,910	2,830	134,65	2,308
5	0,816	2,538	120,74	2,574
7	0,722	2,245	106,83	2,909
9	0,628	1,953	92,92	3,344



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 2,2 bh
 n pakai = 3,0 bh
 S = 1,2 m

Kondisi 10

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koordinat	Y Koordinat	(m)	(KNm)	(m)	(m)
10	0,813	19,58	28,44	11,35	6416	2,91	5,09

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,610
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,970

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T) = 47,581 kN

Mencari ΔMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin = 7891,8 kN.m
 ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres = 3843,3 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 12,725 ... 5 < Xt < 20
 yt = 0,923

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m

xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

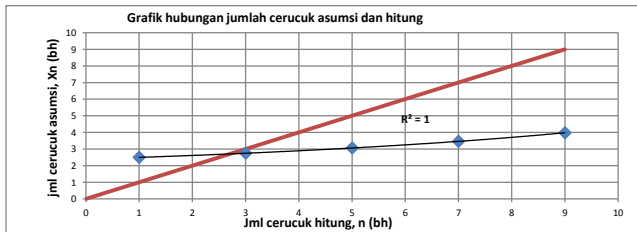
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		FKg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	2,847	135,48	2,499
3	0,910	2,591	123,29	2,747
5	0,816	2,323	110,55	3,063
7	0,722	2,056	97,82	3,462
9	0,628	1,788	85,08	3,980



Kesimpulan :
 jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 2,8 bh
 n pakai = 3,0 bh
 S = 1,2 m

Kondisi 11

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
11	0,87	19,3	31,95	14,75	9954	2,8	5,2

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7.1997

Lb/T = 2,667
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,970

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 47,581 kN

Mencari ΔMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin
 = 11441,4 kN.m
 ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres
 = 4919,8 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 13,000 ... 5 < Xt < 20
 yt = 0,950

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m
 xs = S/d
 = 3,0
 ys = 0,671

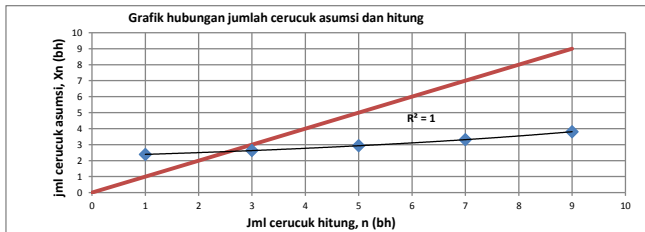
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T
 = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30.yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	2,932	139,52	2,391
3	0,910	2,668	126,96	2,627
5	0,816	2,393	113,85	2,930
7	0,722	2,117	100,73	3,311
9	0,628	1,841	87,62	3,807



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 2,8 bh
 n pakai = 3,0 bh
 S = 1,2 m

Kondisi 12

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
12	0,824	19,53	28,26	10,6	5586	2,34	5,66

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,903
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,950

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr / (Fm.T) = 48,583 kN

Mencari ΔMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres / Sfmin = 6779,1 kN.m
 ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres = 3226,9 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 14,150 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,065

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m
 xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

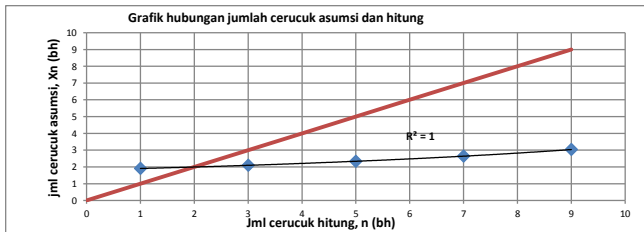
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR / (Pmax*
1	1,000	3,287	159,70	1,906
3	0,910	2,991	145,33	2,095
5	0,816	2,682	130,32	2,336
7	0,722	2,373	115,30	2,640
9	0,628	2,064	100,29	3,035



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 2,0 bh
 n pakai = 2,0 bh
 S = 1,2 m

Kondisi 13

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
13	0,811	20,56	28,31	11,31	6464	3	5

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,564
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,970

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr / (Fm.T) = 47,581 kN

Mencari AMR :
 Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres / Sfmin = 7970,4 kN.m
 AMR = Mdor * SF renc. - Mres = 3897,5 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap
 xt = Lb/d = 12,500 ... 5 < Xt < 20
 yt = 0,900

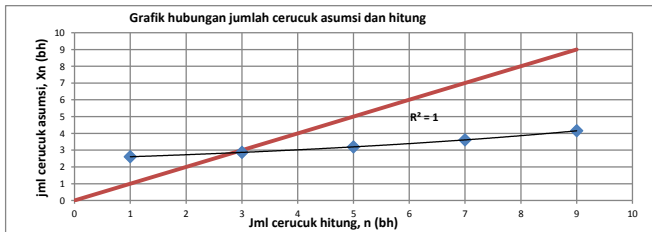
b. Koreksi ratio spasi
 S rencana, S = 3 d = 1,2 m
 xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

c. Koreksi ratio diameter
 xd = d/T = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt, Ys, Yd, Yn	(kN)	AMR / (Pmax*)
1	1,000	2,778	132,18	2,607
3	0,910	2,528	120,28	2,865
5	0,816	2,267	107,86	3,195
7	0,722	2,006	95,43	3,611
9	0,628	1,745	83,01	4,152



Kesimpulan :
 jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 2,9 bh
 n pakai = 3,0 bh
 S = 1,2 m

Kondisi 14

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
14	0,863	20,53	31,11	14,01	9263	2,9	5,1

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,615
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,970

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 47,581 kN

Mencari ΔMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin = 10733,5 kN.m
 ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres = 4690,5 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 12,750 ... 5 < Xt < 20
 yt = 0,925

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m
 xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

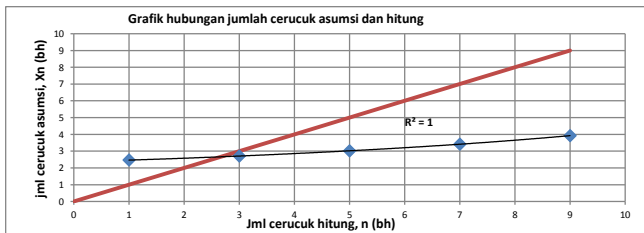
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	2,855	135,85	2,465
3	0,910	2,598	123,62	2,708
5	0,816	2,330	110,85	3,020
7	0,722	2,061	98,08	3,413
9	0,628	1,793	85,31	3,924



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 2,8 bh
 n pakai = 3,0 bh
 S = 1,2 m

Kondisi 15

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
15	0,893	22,01	29,77	12,49	7779	2,72	5,28

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 2,708
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,970

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = $Mcr/(Fm.T)$
 = 47,581 kN

Mencari ΔMR :

Sf renc = 1,300
 M dor. = Mres/Sfmin
 = 8711,1 kN.m

AMR = Mdor * SF renc. - Mres
 = 3545,4 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 13,200 ... 5 < Xt < 20
 yt = 0,970

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,2 m

xs = S/d
 = 3,0
 ys = 0,671

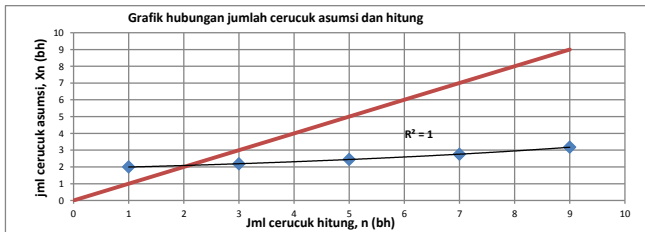
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T
 = 0,205 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt, Ys, Yd, Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*)
1	1,000	2,994	142,46	1,993
3	0,910	2,725	129,64	2,190
5	0,816	2,443	116,24	2,442
7	0,722	2,162	102,85	2,760
9	0,628	1,880	89,46	3,173



Kesimpulan :
 jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 2,1 bh
 n pakai = 3,0 bh
 S = 1,2 m

Rekap perhitungan :

No	SF	La	Lb	Pjg cerucuk total	Jml cerucuk
		(m)	(m)	(m)	(bh)
1	1,113	2,87	5,13	8	2
2	1,215	3,18	4,82	8	1
3	1,153	2,98	5,02	8	1
4	0,936	3,03	4,97	8	3
5	1,055	3,22	4,78	8	2
6	0,953	2,97	5,03	8	2
7	0,967	2,86	5,14	8	3
8	0,813	2,85	5,15	8	3
9	0,828	2,57	5,43	8	3
10	0,813	2,91	5,09	8	3
11	0,870	2,8	5,2	8	3
12	0,824	2,34	5,66	8	2
13	0,811	3	5	8	3
14	0,863	2,9	5,1	8	3
15	0,893	2,72	5,28	8	3

keterangan :

La : pjg cerucuk diatas garis longsor
 Lb : pjg cerucuk dibawah bidang longsor

Kesimpulan : Dipakai cerucuk dengan data sbb.

Diameter,
 Panjang cerucuk,
 Jumlah cerucuk,
 jarak antar cerucuk,

d=	0,4	m
L=	8	m
n=	3	bh
S=	1,2	m

NO	Uraian Pekerjaan	Gambar Kerja	Dimensi (m)			L	Qty	sat.	Volume	sat.	
			a	b	c	(m)					
A	KOMBINASI GEOTEXTILE DAN REPLACEMENT										
A.1	AREA BH-1										
	untuk panjang tinjauan 10 m										
1.	Geotextile T. Ult 5,2 t/m2. Ex. Geosistem										
	- area sisi kanan-kiri timbunan dan belakang abutment										
	a. Sv = 0,25 m (@6 layer/sisi timbunan)		0,25	3,5	1,75	10	18	layer	990	m ²	
	b. Sv = 0,50 m (@6 layer/sisi timbunan)		0,5	3,5	1,75	10	18	layer	1035	m ²	
	- geotextile tambahan dibawah tanah replacement		4,24	33		10	1	layer	372,4	m ²	
	TOTAL							2397,4	m ²		
	TOTAL + SAMBUNGAN (5%)							2517,27	m ²		
2	Replacement tanah dasar H=1,5 m										
	- volume galian tanah dasar		36	33	1,5	10	1	m3	517,5	m ³	
	- volume urugan pasir		36	33	1,5	10	1	m3	621	m ³	
A.2	AREA BH-2										
	untuk panjang tinjauan 10 m										
1.	Geotextile T. Ult 5,2 t/m2. Ex. Geosistem										
	- area sisi kanan-kiri timbunan dan belakang abutment										
	a. Sv = 0,25 m (@17 layer/sisi timbunan)		0,25	5	2,5	10	51	layer	3952,5	m ²	
	b. Sv = 0,50 m (@4 layer/sisi timbunan)		0,5	5	2,5	10	12	layer	960	m ²	
	b. Sv = 0,95 m (@1 layer/sisi timbunan)		0,95	5	2,5	10	3	layer	253,5	m ²	
	- geotextile tambahan dibawah tanah replacement	4,24	33		10	1	layer	372,4	m ²		
	TOTAL							5538,4	m ²		
	TOTAL + SAMBUNGAN (5%)							5815,32	m ²		
2	Replacement tanah dasar H=1,5 m										
	- volume galian tanah dasar		36	33	1,5	10	1	bh	517,5	m ³	
	- volume urugan pasir		36	33	1,5	10	1	bh	621	m ³	

NO	Uraian Pekerjaan	Gambar Kerja	Dimensi (m)			L (m)	Qty	sat.	Volume	sat.	
			a	b	c						
B	KOMBINASI GEOTEXTILE DAN CERUCUK										
B.1	AREA BH-1										
	untuk panjang tinjauan 10 m										
1.	Geotextile T. Ult 5,2 t/m2. Ex. Geosistem										
	- area sisi kanan-kiri timbunan dan belakang abutment										
	a. Sv = 0,25 m (@6 layer/sisi timbunan)		0,25	3,5	1,75	10	18	layer	990	m ²	
	b. Sv = 0,50 m (@6 layer/sisi timbunan)		0,5	3,5	1,75	10	18	layer	1035	m ²	
	- geotextile tambahan dipasang menerus dibawah timbunan			23		10	1	layer	230	m ²	
	TOTAL								2255	m ²	
	TOTAL + SAMBUNGAN (5%)							2367,75	m ²		
2.	Cerucuk D40, L = 8 m, Kelas C. Ex. Wika Beton										
	- area sisi kanan dan kiri timbunan		8		10	4	m'	320	m'		
B.2	AREA BH-2										
	untuk panjang tinjauan 10 m										
1.	Geotextile T. Ult 5,2 t/m2. Ex. Geosistem										
	- area sisi kanan-kiri timbunan dan belakang abutment										
	a. Sv = 0,25 m (@17 layer/sisi timbunan)		0,25	5	2,5	10	51	layer	3952,5	m ²	
	b. Sv = 0,50 m (@4 layer/sisi timbunan)		0,5	5	2,5	10	12	layer	960	m ²	
	b. Sv = 0,95 m (@1 layer/sisi timbunan)		0,95	5	2,5	10	3	layer	253,5	m ²	
	- geotextile tambahan dipasang menerus dibawah timbunan			20		10	1	layer	200	m ²	
	TOTAL							5366	m ²		
	TOTAL + SAMBUNGAN (5%)							5634,3	m ²		
2.	Cerucuk D40, L = 8 m, Kelas C. Ex. Wika Beton										
	- area sisi kanan dan kiri timbunan		8		10	6	m'	480	m'		

No	Nama Bahan/Upah/Alat	Sat	Koef.	Harga Satuan	IK	Total harga	Kode PM. 78 Th. 2014	
							Anls ID	Res ID
1.	Pemasangan <i>geotextile</i> per m2							
	Pekerja	oh	0,02	Rp 80,814,96	0,7849	Rp 1,268,63	4161	201
	Mandor	oh	0,18	Rp 123,988,39	0,7849	Rp 17,517,33	4161	206
	Alat bantu pemasangan <i>geotextile</i>	ls	1	Rp 88,168,00	0,7849	Rp 69,203,06	2004	808
	<i>geotextile Woven T.Ult 52 kN/m2 Ex Geosistem</i>	m2	1,1	Rp 30,000,00	0,7849	Rp 25,901,70	Survey	
	TOTAL					Rp 113,890,72		
2	Galian /m3							
	Pembantu Operator	oh	0,073	Rp 57,245,00	0,7849	Rp 3,280,01	4093	226
	Operator mesin	oh	0,073	Rp 68,694,00	0,7849	Rp 3,936,01	4093	221
	Excavator	jam	0,073	Rp 374,500,00	0,7849	Rp 21,457,99	4093	623
	TOTAL					Rp 28,674,00		
3	Urugan pasir dan pematatan subgrade /m3							
	Pekerja	oh	0,0184	Rp 80,814,96	0,7849	Rp 1,167,14	5014	201
	Bulldozer	jam	0,064	Rp 245,336,02	0,7849	Rp 12,324,11	5014	606
	Motor grader	jam	0,0248	Rp 257,656,00	0,7849	Rp 5,015,41	5014	637
	Tandem roller	jam	0,08	Rp 706,567,01	0,7849	Rp 44,366,76	5014	643
	Vibrator Roller	jam	0,104	Rp 706,567,01	0,7849	Rp 57,676,78	5014	649
	Tanah urug	m3	1,2	Rp 45,796,00	0,7849	Rp 43,134,34	5014	1264
	TOTAL					Rp 163,684,54		
4	Perkerjaan Cerucuk D40							
	Operasional diesel hammer	hari	0,0333	Rp 4,804,931,43	0,7849	Rp 125,587,31	3006	93004
	Cerucuk D40 Kelas Ex Wika beton	m'	1	Rp 275,000,00	0,7849	Rp 215,847,50	survey	
						Rp 341,434,81		

No	Uraian Pekerjaan	Volume	Unit	Harga satuan	Total
A	Kombinasi geotextile wall dan replacement				
A.1	AREA BH-1				
1.	Pek. <i>Geotextile</i> T. Ult 5,2 t/m2. Ex. Geosistem	2517,27	m2	Rp 113,890,72	Rp 286,693,703,20
2	Pek. <i>Replacement</i> tanah dasar H=1,5 m				
	- Pek. Galian tanah dasar	517,50	m3	Rp 28,674,00	Rp 14,838,796,91
	- Pek. Urugan kembali	621,00	m3	Rp 163,684,54	Rp 101,648,097,27
A.2	AREA BH-2				
1.	Pek. <i>Geotextile</i> T. Ult 5,2 t/m2. Ex. Geosistem	5815,32	m2	Rp 113,890,72	Rp 662,311,006,01
2	Pek. <i>Replacement</i> tanah dasar H=1,5 m				
	- Pek. Galian tanah dasar	517,50	m3	Rp 28,674,00	Rp 14,838,796,91
	- Pek. Urugan kembali	621,00	m3	Rp 163,684,54	Rp 101,648,097,27
	TOTAL				Rp 1,181,978,497,58
	TOTAL + PPN 10%				Rp 1,300,177,000,00
B	Kombinasi geotextile wall dan cerucuk				
B.1	AREA BH-1				
1.	Pek. <i>Geotextile</i> T. Ult 5,2 t/m2. Ex. Geosistem	2367,75	m2	113890,7242	Rp 269,664,762,13
2.	Pek. Cerucuk D40, L = 8 m, Kelas C. Ex. Wika Beton	320,00	m'	Rp 341,434,81	Rp 109,259,139,08
B.2	AREA BH-2				
1.	Pek. <i>Geotextile</i> T. Ult 5,2 t/m2. Ex. Geosistem	5634,30	m2	Rp 113,890,72	Rp 641,694,507,12
2.	Pek. Cerucuk D40, L = 8 m, Kelas C. Ex. Wika Beton	480,00	m'	Rp 341,434,81	Rp 163,888,708,62
	TOTAL				Rp 1,184,507,116,95
	TOTAL + PPN 10%				Rp 1,302,958,000,00

XSTABL File: BH1-3B 5-12-** 3:03

```

*****
*                               *
*               X S T A B L     *
*                               *
*           Slope Stability Analysis *
*           using the             *
*           Method of Slices      *
*                               *
*           Copyright (C) 1992 Å 97 *
*           Interactive Software Designs, Inc. *
*           Moscow, ID 83843, U.S.A. *
*                               *
*           All Rights Reserved    *
*                               *
*           Ver. 5.202             *
*                               *
*****

```

Problem Description : BH-1 Tanpa perkuatan (3b)

SEGMENT BOUNDARY COORDINATES

3 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	20.0	20.0	20.0	2
2	20.0	20.0	20.1	24.5	1
3	20.1	24.5	35.0	24.5	1

3 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	20.0	20.0	35.0	20.0	2
2	.0	17.0	35.0	17.0	3
3	.0	14.0	35.0	14.0	4

ISOTROPIC Soil Parameters

4 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight (kN/m3)	Moist Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Water Surface Constant (kPa)	Water Surface No.
1	18.5	18.5	.0	30.00	.000	.0	1
2	18.0	18.0	15.2	.00	.000	.0	1
3	16.0	16.0	19.6	.00	.000	.0	1
4	16.9	16.9	58.2	.00	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified
Unit weight of water = 9.81 (kN/m3)

Water Surface No. 1 specified by 2 coordinate points

PHREATIC SURFACE,

Point No.	x-water (m)	y-water (m)
1	.00	20.00
2	35.00	20.00

BOUNDARY LOADS

1 load(s) specified

Load No.	x-left (m)	x-right (m)	Intensity (kPa)	Direction (deg)
1	20.1	35.0	20.0	.0

NOTE - Intensity is specified as a uniformly distributed force acting on a HORIZONTALLY projected surface.

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

100 trial surfaces will be generated and analyzed.

10 Surfaces initiate from each of 10 points equally spaced along the ground surface between x = 12.5 m
and x = 16.3 m

Each surface terminates between x = 23.8 m
and x = 27.5 m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is y = .0 m

2.0 m line segments define each trial failure surface.

ANGULAR RESTRICTIONS

The first segment of each failure surface will be inclined within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees
Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

 -- WARNING -- WARNING -- WARNING -- WARNING -- (# 48)

Negative effective stresses were calculated at the base of a slice.
 This warning is usually reported for cases where slices have low self weight and a relatively high "c" shear strength parameter. In such cases, this effect can only be eliminated by reducing the "c" value.

 USER SELECTED option to maintain strength greater than zero

Factors of safety have been calculated by the :

* * * * * SIMPLIFIED BISHOP METHOD * * * * *

The most critical circular failure surface is specified by 10 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	14.61	20.00
2	16.24	18.84
3	18.11	18.13
4	20.10	17.93
5	22.07	18.24
6	23.90	19.06
7	25.46	20.31
8	26.64	21.93
9	27.36	23.79
10	27.44	24.50

**** Simplified BISHOP FOS = .815 ****

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : BH-1 Tanpa perkuatan (3b)

	FOS (BISHOP)	Circle Center		Radius (m)	Initial	Terminal	Resisting Moment (kN-m)
		x-coord (m)	y-coord (m)		x-coord (m)	x-coord (m)	
1.	.815	19.87	25.63	7.71	14.61	27.44	2.033E+03
2.	.818	19.40	25.63	8.27	13.34	27.54	2.370E+03
3.	.819	19.02	25.67	8.64	12.50	27.56	2.612E+03
4.	.820	19.71	25.78	7.99	14.19	27.53	2.165E+03
5.	.821	18.96	25.69	8.60	12.50	27.44	2.580E+03
6.	.824	19.65	25.89	8.03	14.19	27.50	2.172E+03
7.	.827	19.56	25.70	8.12	13.77	27.59	2.284E+03
8.	.831	19.33	25.58	7.88	13.77	27.08	2.137E+03
9.	.834	19.60	26.05	8.12	14.19	27.51	2.214E+03
10.	.837	20.09	25.62	7.56	15.03	27.54	1.967E+03

* * * END OF FILE * * *

```

*****
*                               X S T A B L                               *
*                               *                                       *
*                               Slope Stability Analysis                       *
*                               using the                                       *
*                               Method of Slices                               *
*                               *                                       *
*                               Copyright (C) 1992 Å 97                       *
*                               Interactive Software Designs, Inc.             *
*                               Moscow, ID 83843, U.S.A.                     *
*                               *                                       *
*                               All Rights Reserved                           *
*                               *                                       *
*                               Ver. 5.202                                     96 Å 1599 *
*****

```

Problem Description : BH1-PVD-3B

SEGMENT BOUNDARY COORDINATES

3 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	20.0	20.0	20.0	2
2	20.0	20.0	20.1	24.5	1
3	20.1	24.5	35.0	24.5	1

4 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	20.0	20.0	35.0	20.0	3
2	.0	17.0	20.0	17.0	4
3	20.0	17.0	35.0	17.0	5
4	.0	14.0	35.0	14.0	6

ISOTROPIC Soil Parameters

6 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (kN/m3)	Unit Weight Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pressure Constant (kPa)	Water Surface No.
1	18.5	18.5	.0	30.00	.000	.0	1
2	18.0	18.0	15.2	.00	.000	.0	1
3	18.0	18.0	20.1	.00	.000	.0	1
4	16.0	16.0	19.6	.00	.000	.0	1
5	16.0	16.0	23.8	.00	.000	.0	1
6	16.9	16.9	58.2	.00	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 9.81 (kN/m3)

Water Surface No. 1 specified by 2 coordinate points

PHREATIC SURFACE,

Point No.	x-water (m)	y-water (m)
1	.00	20.00
2	35.00	20.00

BOUNDARY LOADS

1 load(s) specified

Load No.	x-left (m)	x-right (m)	Intensity (kPa)	Direction (deg)
1	20.1	35.0	20.0	.0

NOTE - Intensity is specified as a uniformly distributed force acting on a HORIZONTALLY projected surface.

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

100 trial surfaces will be generated and analyzed.

10 Surfaces initiate from each of 10 points equally spaced along the ground surface between x = 12.5 m and x = 16.3 m

Each surface terminates between x = 23.8 m and x = 27.5 m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is y = .0 m

2.0 m line segments define each trial failure surface.

ANGULAR RESTRICTIONS

The first segment of each failure surface will be inclined within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees
Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

 -- WARNING -- WARNING -- WARNING -- WARNING -- (# 48)

 Negative effective stresses were calculated at the base of a slice.
 This warning is usually reported for cases where slices have low
 self weight and a relatively high "c" shear strength parameter. In such
 cases, this effect can only be eliminated by reducing the "c"
 value.

 USER SELECTED option to maintain strength greater than zero

 Factors of safety have been calculated by the :

* * * * * SIMPLIFIED BISHOP METHOD * * * * *

The most critical circular failure surface
 is specified by 11 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	12.50	20.00
2	13.98	18.65
3	15.73	17.68
4	17.65	17.14
5	19.65	17.05
6	21.61	17.42
7	23.44	18.24
8	25.03	19.45
9	26.30	21.00
10	27.17	22.80
11	27.56	24.50

**** Simplified BISHOP FOS = .916 ****

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : BH1-PVD-3B

	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.	.916	19.02	25.67	8.64	12.50	27.56	2.923E+03
2.	.916	19.87	25.63	7.71	14.61	27.44	2.285E+03
3.	.917	18.96	25.69	8.60	12.50	27.44	2.883E+03
4.	.918	19.40	25.63	8.27	13.34	27.54	2.660E+03
5.	.922	19.71	25.78	7.99	14.19	27.53	2.432E+03
6.	.924	19.65	25.89	8.03	14.19	27.50	2.436E+03
7.	.928	19.56	25.70	8.12	13.77	27.59	2.562E+03
8.	.928	19.33	25.58	7.88	13.77	27.08	2.386E+03
9.	.932	19.60	26.05	8.12	14.19	27.51	2.474E+03
10.	.934	19.53	25.84	7.64	14.61	27.04	2.200E+03

* * * END OF FILE * * *

```

*****
*                               *
*           X S T A B L         *
*                               *
*           Slope Stability Analysis *
*           using the           *
*           Method of Slices     *
*                               *
*           Copyright (C) 1992 Å 97 *
*           Interactive Software Designs, Inc. *
*           Moscow, ID 83843, U.S.A. *
*                               *
*           All Rights Reserved   *
*                               *
*           Ver. 5.202           96 Å 1599 *
*****
    
```

Problem Description : BH1-GEO

 SEGMENT BOUNDARY COORDINATES

3 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	20.0	20.0	20.0	2
2	20.0	20.0	20.1	24.5	1
3	20.1	24.5	35.0	24.5	1

4 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	20.0	20.0	35.0	20.0	3
2	.0	17.0	20.0	17.0	4
3	20.0	17.0	35.0	17.0	5
4	.0	14.0	35.0	14.0	6

 ISOTROPIC Soil Parameters

6 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (kN/m3)	Unit Weight Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pore Pressure Constant (kPa)	Water Surface No.
1	18.5	18.5	.0	30.00	.000	.0	1
2	18.0	18.0	15.2	.00	.000	.0	1
3	18.0	18.0	20.1	.00	.000	.0	1
4	16.0	16.0	19.6	.00	.000	.0	1
5	16.0	16.0	23.8	.00	.000	.0	1
6	16.9	16.9	58.2	.00	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 9.81 (kN/m3)

Water Surface No. 1 specified by 2 coordinate points

PHREATIC SURFACE,

Point No.	x-water (m)	y-water (m)
1	.00	20.00
2	35.00	20.00

BOUNDARY LOADS

1 load(s) specified

Load No.	x-left (m)	x-right (m)	Intensity (kPa)	Direction (deg)
1	20.1	35.0	20.0	.0

NOTE - Intensity is specified as a uniformly distributed force acting on a HORIZONTALLY projected surface.

BOUNDARIES THAT LIMIT SURFACE GENERATION HAVE BEEN SPECIFIED

UPPER limiting boundary of 3 segments:

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)
1	20.0	20.0	23.5	20.0
2	23.5	20.0	23.5	24.5
3	24.0	20.0	35.0	20.0

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

100 trial surfaces will be generated and analyzed.

10 Surfaces initiate from each of 10 points equally spaced along the ground surface between x = 15.0 m and x = 17.0 m

Each surface terminates between x = 25.0 m and x = 27.0 m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is y = .0 m

2.0 m line segments define each trial failure surface.

 ANGULAR RESTRICTIONS

The first segment of each failure surface will be inclined within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees
 Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

Factors of safety have been calculated by the :

* * * * * SIMPLIFIED BISHOP METHOD * * * * *

The most critical circular failure surface is specified by 8 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	16.33	20.00
2	18.14	19.14
3	20.12	18.84
4	22.09	19.14
5	23.90	20.00
6	25.37	21.35
7	26.38	23.08
8	26.72	24.50

**** Simplified BISHOP FOS = .950 ****

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : BH1-GEO

	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.	.950	20.12	25.59	6.75	16.33	26.72	1.701E+03
2.	.951	20.11	25.59	6.75	16.33	26.71	1.702E+03
3.	.960	19.46	25.65	7.20	15.00	26.49	1.954E+03
4.	.960	20.05	25.60	6.72	16.33	26.61	1.695E+03
5.	.963	19.63	25.58	7.11	15.22	26.58	1.922E+03
6.	.964	20.08	25.69	6.94	16.11	26.90	1.820E+03
7.	.965	20.12	25.87	6.99	16.33	26.92	1.805E+03
8.	.965	19.84	25.57	6.83	15.89	26.55	1.761E+03
9.	.967	20.07	25.80	7.03	16.11	26.96	1.853E+03
10.	.969	20.05	25.74	6.84	16.33	26.71	1.749E+03

* * * END OF FILE * * *

```

*****
*                               X S T A B L                               *
*                               *                                       *
*                               Slope Stability Analysis                       *
*                               using the                                       *
*                               Method of Slices                               *
*                               *                                       *
*                               Copyright (C) 1992 Å 97                       *
*                               Interactive Software Designs, Inc.             *
*                               Moscow, ID 83843, U.S.A.                     *
*                               *                                       *
*                               All Rights Reserved                             *
*                               *                                       *
*                               Ver. 5.202                                     96 Å 1599 *
*****

```

Problem Description : BH1-REPL.1,5

SEGMENT BOUNDARY COORDINATES

4 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	20.0	17.0	20.0	2
2	17.0	20.0	20.0	20.0	1
3	20.0	20.0	20.1	24.5	1
4	20.1	24.5	35.0	24.5	1

6 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	17.0	20.0	18.5	18.5	2
2	18.5	18.5	20.0	18.5	2
3	20.0	18.5	35.0	18.5	3
4	.0	17.0	20.0	17.0	4
5	20.0	17.0	35.0	17.0	5
6	.0	14.0	35.0	14.0	6

ISOTROPIC Soil Parameters

6 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (kN/m3)	Unit Weight Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pore Pressure Constant (kPa)	Water Surface No.
1	18.5	18.5	.0	30.00	.000	.0	1
2	18.0	18.0	15.2	.00	.000	.0	1
3	18.0	18.0	20.1	.00	.000	.0	1
4	16.0	16.0	19.6	.00	.000	.0	1
5	16.0	16.0	23.8	.00	.000	.0	1
6	16.9	16.9	58.2	.00	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 9.81 (kN/m3)

Water Surface No. 1 specified by 2 coordinate points

PHREATIC SURFACE,

Point No.	x-water (m)	y-water (m)
1	.00	20.00
2	35.00	20.00

BOUNDARY LOADS

1 load(s) specified

Load No.	x-left (m)	x-right (m)	Intensity (kPa)	Direction (deg)
1	20.1	35.0	20.0	.0

NOTE - Intensity is specified as a uniformly distributed force acting on a HORIZONTALLY projected surface.

BOUNDARIES THAT LIMIT SURFACE GENERATION HAVE BEEN SPECIFIED

UPPER limiting boundary of 3 segments:

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)
1	20.0	20.0	23.5	20.0
2	23.5	20.0	23.5	24.5
3	24.0	20.0	35.0	20.0

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

100 trial surfaces will be generated and analyzed.

10 Surfaces initiate from each of 10 points equally spaced along the ground surface between x = 15.0 m and x = 17.0 m

Each surface terminates between x = 25.0 m and x = 27.0 m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is $y = .0$ m

2.0 m line segments define each trial failure surface.

 ANGULAR RESTRICTIONS

The first segment of each failure surface will be inclined within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees
 Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

Factors of safety have been calculated by the :

* * * * * SIMPLIFIED BISHOP METHOD * * * * *

The most critical circular failure surface is specified by 8 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	16.33	20.00
2	18.16	19.19
3	20.15	18.95
4	22.12	19.28
5	23.91	20.17
6	25.38	21.53
7	26.39	23.25
8	26.70	24.50

**** Simplified BISHOP FOS = 1.460 ****

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : BH1-REPL.1,5

	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.	1.460	20.00	25.85	6.90	16.33	26.70	2.647E+03
2.	1.462	19.87	25.91	7.00	1		

```

*****
*                               X S T A B L                               *
*                               *                                       *
*                               Slope Stability Analysis                       *
*                               using the                                       *
*                               Method of Slices                               *
*                               *                                       *
*                               Copyright (C) 1992 Å 97                       *
*                               Interactive Software Designs, Inc.             *
*                               Moscow, ID 83843, U.S.A.                     *
*                               *                                       *
*                               All Rights Reserved                           *
*                               *                                       *
*                               Ver. 5.202                                     96 Å 1599 *
*****

```

Problem Description : BH-2 Tanpa perkuatan (4C)

SEGMENT BOUNDARY COORDINATES

3 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	20.0	20.0	20.0	2
2	20.0	20.0	20.1	27.2	1
3	20.1	27.2	35.0	27.2	1

3 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	20.0	20.0	35.0	20.0	2
2	.0	17.0	35.0	17.0	3
3	.0	14.0	35.0	14.0	4

ISOTROPIC Soil Parameters

4 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (kN/m3)	Unit Weight Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pore Pressure Constant (kPa)	Water Surface No.
1	18.5	18.5	.0	30.00	.000	.0	1
2	16.0	16.0	19.6	.00	.000	.0	1
3	16.2	16.2	41.0	.00	.000	.0	1
4	16.9	16.9	58.2	.00	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 9.81 (kN/m3)

Water Surface No. 1 specified by 4 coordinate points

PHREATIC SURFACE,

Point No.	x-water (m)	y-water (m)
1	.00	20.00
2	20.00	20.00
3	20.10	27.20
4	35.00	27.20

BOUNDARY LOADS

1 load(s) specified

Load No.	x-left (m)	x-right (m)	Intensity (kPa)	Direction (deg)
1	20.1	35.0	20.0	.0

NOTE - Intensity is specified as a uniformly distributed force acting on a HORIZONTALLY projected surface.

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

100 trial surfaces will be generated and analyzed.

10 Surfaces initiate from each of 10 points equally spaced along the ground surface between x = 16.3 m and x = 19.3 m

Each surface terminates between x = 27.5 m and x = 31.3 m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is y = .0 m

2.0 m line segments define each trial failure surface.

ANGULAR RESTRICTIONS

The first segment of each failure surface will be inclined within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees
Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

 -- WARNING -- WARNING -- WARNING -- WARNING -- (# 48)

 Negative effective stresses were calculated at the base of a slice.
 This warning is usually reported for cases where slices have low
 self weight and a relatively high "c" shear strength parameter. In such
 cases, this effect can only be eliminated by reducing the "c"
 value.

 USER SELECTED option to maintain strength greater than zero

 Factors of safety have been calculated by the :

* * * * * SIMPLIFIED BISHOP METHOD * * * * *

The most critical circular failure surface
 is specified by 9 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	17.97	20.00
2	19.95	19.76
3	21.94	19.98
4	23.82	20.65
5	25.51	21.73
6	26.90	23.17
7	27.92	24.89
8	28.52	26.79
9	28.55	27.20

**** Simplified BISHOP FOS = .584 ****

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : BH-2 Tanpa perkuatan (4C)

	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.	.584	20.00	28.44	8.68	17.97	28.55	2.270E+03
2.	.592	19.69	28.29	8.55	17.63	28.13	2.224E+03
3.	.593	20.37	28.78	9.68	16.30	29.90	2.989E+03
4.	.597	21.03	28.57	9.79	16.30	30.68	3.163E+03
5.	.602	21.24	28.35	8.85	18.30	29.99	2.441E+03
6.	.604	20.29	28.86	9.59	16.63	29.68	2.903E+03
7.	.605	19.60	28.98	9.56	16.30	28.95	2.849E+03
8.	.605	20.52	28.87	9.33	17.63	29.68	2.675E+03
9.	.606	20.54	28.75	9.03	18.30	29.38	2.492E+03
10.	.607	19.43	29.12	9.64	16.30	28.85	2.857E+03

* * * END OF FILE * * *

```

*****
*                               *
*           X S T A B L         *
*                               *
*           Slope Stability Analysis *
*           using the             *
*           Method of Slices      *
*                               *
*           Copyright (C) 1992 Å 97 *
*           Interactive Software Designs, Inc. *
*           Moscow, ID 83843, U.S.A. *
*                               *
*           All Rights Reserved    *
*                               *
*           Ver. 5.202             *
*                               *
*****

```

Problem Description : BH2-PVD-2C

SEGMENT BOUNDARY COORDINATES

3 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	20.0	20.0	20.0	2
2	20.0	20.0	20.1	27.2	1
3	20.1	27.2	35.0	27.2	1

3 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	20.0	20.0	35.0	20.0	3
2	.0	17.0	35.0	17.0	4
3	.0	14.0	35.0	14.0	5

ISOTROPIC Soil Parameters

5 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (kN/m3)	Unit Weight Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pore Pressure Constant (kPa)	Water Surface No.
1	18.5	18.5	.0	30.00	.000	.0	1
2	16.0	16.0	19.6	.00	.000	.0	1
3	16.0	16.0	24.7	.00	.000	.0	1
4	16.2	16.2	41.0	.00	.000	.0	1
5	16.9	16.9	58.2	.00	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 9.81 (kN/m3)

Water Surface No. 1 specified by 2 coordinate points

PHREATIC SURFACE,

Point No.	x-water (m)	y-water (m)
1	.00	20.00
2	35.00	20.00

BOUNDARY LOADS

1 load(s) specified

Load No.	x-left (m)	x-right (m)	Intensity (kPa)	Direction (deg)
1	20.1	35.0	20.0	.0

NOTE - Intensity is specified as a uniformly distributed force acting on a HORIZONTALLY projected surface.

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

100 trial surfaces will be generated and analyzed.

10 Surfaces initiate from each of 10 points equally spaced along the ground surface between x = 8.8 m and x = 12.5 m

Each surface terminates between x = 27.5 m and x = 31.3 m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is y = .0 m

2.0 m line segments define each trial failure surface.

ANGULAR RESTRICTIONS

The first segment of each failure surface will be inclined within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees
Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

 -- WARNING -- WARNING -- WARNING -- WARNING -- (# 48)

 Negative effective stresses were calculated at the base of a slice.
 This warning is usually reported for cases where slices have low
 self weight and a relatively high "c" shear strength parameter. In such
 cases, this effect can only be eliminated by reducing the "c"
 value.

 USER SELECTED option to maintain strength greater than zero

Factors of safety have been calculated by the :

* * * * * SIMPLIFIED BISHOP METHOD * * * * *

The most critical circular failure surface
 is specified by 14 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	12.50	20.00
2	14.09	18.79
3	15.88	17.88
4	17.79	17.31
5	19.78	17.07
6	21.77	17.20
7	23.72	17.68
8	25.54	18.49
9	27.20	19.61
10	28.63	21.01
11	29.79	22.64
12	30.64	24.44
13	31.17	26.38
14	31.24	27.20

**** Simplified BISHOP FOS = .808 ****

The following is a summary of the TEN most critical surfaces
 Problem Description : BH2-PVD-2C

	FOS (BISHOP)	Circle Center		Radius (m)	Initial	Terminal	Resisting Moment (kN-m)
		x-coord (m)	y-coord (m)		x-coord (m)	x-coord (m)	
1.	.808	20.08	28.33	11.26	12.50	31.24	6.363E+03
2.	.811	19.74	28.37	11.34	12.09	30.97	6.436E+03
3.	.815	19.22	28.44	11.32	11.68	30.43	6.363E+03
4.	.819	19.31	28.70	11.57	11.68	30.74	6.621E+03
5.	.825	19.21	29.29	12.23	11.27	31.24	7.294E+03
6.	.826	18.87	28.90	11.71	11.27	30.42	6.717E+03
7.	.833	19.31	28.98	11.52	12.09	30.69	6.509E+03
8.	.834	18.88	29.82	12.68	10.86	31.29	7.724E+03
9.	.839	18.74	29.75	12.53	10.86	30.98	7.548E+03
10.	.839	18.63	29.14	11.74	11.27	30.18	6.677E+03

* * * END OF FILE * * *


```

*****
*                               *
*           X S T A B L         *
*                               *
*           Slope Stability Analysis   *
*           using the                 *
*           Method of Slices          *
*                               *
*           Copyright (C) 1992 Å 97   *
*           Interactive Software Designs, Inc. *
*           Moscow, ID 83843, U.S.A.   *
*                               *
*           All Rights Reserved       *
*                               *
*           Ver. 5.202                 *
*                               *
*****

```

Problem Description : 2-GEO

SEGMENT BOUNDARY COORDINATES

3 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	20.0	20.0	20.0	2
2	20.0	20.0	20.1	27.2	1
3	20.1	27.2	35.0	27.2	1

3 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	20.0	20.0	35.0	20.0	3
2	.0	17.0	35.0	17.0	4
3	.0	14.0	35.0	14.0	5

ISOTROPIC Soil Parameters

5 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (kN/m3)	Unit Weight Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pore Pressure Constant (kPa)	Water Surface No.
1	18.5	18.5	.0	30.00	.000	.0	1
2	16.0	16.0	19.6	.00	.000	.0	1
3	16.0	16.0	24.7	.00	.000	.0	1
4	16.2	16.2	41.0	.00	.000	.0	1
5	16.9	16.9	58.2	.00	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 9.81 (kN/m3)

Water Surface No. 1 specified by 2 coordinate points

PHREATIC SURFACE,

Point No.	x-water (m)	y-water (m)
1	.00	20.00
2	35.00	20.00

BOUNDARY LOADS

1 load(s) specified

Load No.	x-left (m)	x-right (m)	Intensity (kPa)	Direction (deg)
1	20.1	35.0	20.0	.0

NOTE - Intensity is specified as a uniformly distributed force acting on a HORIZONTALLY projected surface.

BOUNDARIES THAT LIMIT SURFACE GENERATION HAVE BEEN SPECIFIED

UPPER limiting boundary of 3 segments:

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)
1	20.0	20.0	25.0	20.0
2	25.0	20.0	25.0	27.2
3	25.5	20.0	35.0	20.0

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

100 trial surfaces will be generated and analyzed.

10 Surfaces initiate from each of 10 points equally spaced along the ground surface between x = 14.0 m and x = 15.0 m

Each surface terminates between x = 28.0 m and x = 30.0 m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is y = .0 m

2.0 m line segments define each trial failure surface.

 ANGULAR RESTRICTIONS

The first segment of each failure surface will be inclined within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees
 Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

Factors of safety have been calculated by the :

* * * * * SIMPLIFIED BISHOP METHOD * * * * *

The most critical circular failure surface is specified by 12 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	14.33	20.00
2	16.10	19.05
3	18.01	18.48
4	20.00	18.29
5	21.99	18.51
6	23.90	19.12
7	25.64	20.10
8	27.16	21.40
9	28.38	22.99
10	29.27	24.78
11	29.78	26.71
12	29.80	27.20

**** Simplified BISHOP FOS = .852 ****

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : 2-GEO

	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.	.852	19.91	28.28	9.98	14.33	29.80	4.990E+03
2.	.852	19.92	28.31	10.02	14.33	29.84	5.020E+03
3.	.853	19.75	28.31	10.10	14.00	29.74	5.094E+03
4.	.857	19.72	28.36	10.07	14.11	29.69	5.055E+03
5.	.858	19.95	28.28	9.95	14.44	29.82	4.978E+03
6.	.859	19.93	28.25	9.91	14.44	29.75	4.946E+03
7.	.859	19.82	28.45	10.13	14.22	29.84	5.119E+03
8.	.860	19.74	28.32	9.99	14.22	29.64	5.002E+03
9.	.860	19.78	28.28	9.91	14.33	29.62	4.945E+03
10.	.860	19.99	28.40	10.07	14.44	29.96	5.083E+03

* * * END OF FILE * * *

```

*****
*                               *
*           X S T A B L         *
*                               *
*           Slope Stability Analysis   *
*           using the                 *
*           Method of Slices          *
*                               *
*           Copyright (C) 1992 Å 97   *
*           Interactive Software Designs, Inc. *
*           Moscow, ID 83843, U.S.A.   *
*                               *
*           All Rights Reserved       *
*                               *
*           Ver. 5.202                 *
*                               *
*****

```

Problem Description : 2-REPL.1.5

SEGMENT BOUNDARY COORDINATES

4 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	20.0	17.2	20.0	2
2	17.2	20.0	20.0	20.0	1
3	20.0	20.0	20.1	27.2	1
4	20.1	27.2	35.0	27.2	1

5 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	17.0	20.0	18.5	18.5	2
2	18.5	18.5	20.0	18.5	2
3	20.0	18.5	35.0	18.5	3
4	.0	17.0	35.0	17.0	4
5	.0	14.0	35.0	14.0	5

ISOTROPIC Soil Parameters

5 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (kN/m3)	Unit Weight Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pressure Constant (kPa)	Water Surface No.
1	18.5	18.5	.0	30.00	.000	.0	1
2	16.0	16.0	19.6	.00	.000	.0	1
3	16.0	16.0	24.7	.00	.000	.0	1
4	16.2	16.2	41.0	.00	.000	.0	1
5	16.9	16.9	58.2	.00	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified
 Unit weight of water = 9.81 (kN/m3)

Water Surface No. 1 specified by 2 coordinate points

 PHREATIC SURFACE,

Point No.	x-water (m)	y-water (m)
1	.00	20.00
2	35.00	20.00

 BOUNDARY LOADS

1 load(s) specified

Load No.	x-left (m)	x-right (m)	Intensity (kPa)	Direction (deg)
1	20.1	35.0	20.0	.0

NOTE - Intensity is specified as a uniformly distributed force acting on a HORIZONTALLY projected surface.

 BOUNDARIES THAT LIMIT SURFACE GENERATION HAVE BEEN SPECIFIED

UPPER limiting boundary of 3 segments:

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)
1	20.0	20.0	25.0	20.0
2	25.0	20.0	25.0	27.2
3	25.5	20.0	35.0	20.0

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

16 trial surfaces will be generated and analyzed.

4 Surfaces initiate from each of 4 points equally spaced along the ground surface between x = 14.0 m and x = 15.0 m

Each surface terminates between x = 29.0 m and x = 30.0 m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is y = .0 m

2.0 m line segments define each trial failure surface.

 ANGULAR RESTRICTIONS

The first segment of each failure surface will be inclined within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees
 Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

Factors of safety have been calculated by the :

* * * * * SIMPLIFIED BISHOP METHOD * * * * *

The most critical circular failure surface is specified by 12 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	14.00	20.00
2	15.77	19.08
3	17.69	18.51
4	19.68	18.32
5	21.67	18.52
6	23.59	19.10
7	25.36	20.03
8	26.92	21.28
9	28.21	22.81
10	29.18	24.56
11	29.80	26.46
12	29.89	27.20

**** Simplified BISHOP FOS = 1.323 ****

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : 2-REPL.1.5

	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.	1.323	19.66	28.71	10.39	14.00	29.89	8.160E+03

PERENCANAAN ABUTMENT BH-1

I. ANALISIS BEBAN KERJA

1. BERAT SENDIRI (MS)

Berat sendiri (self weight) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat sendiri dibedakan menjadi 2 macam, yaitu berat sendiri struktur atas, dan berat sendiri struktur bawah.

1.1 BERAT SENDIRI STRUKTUR ATAS

Total berat sendiri struktur atas,

$$W_{MS} = 1578,76 \quad \text{kN}$$

Beban pada abutment akibat berat sendiri,

$$P_{MS} = 0,5 * W_{MS} = 789,38 \quad \text{kN}$$

eksentrisitas terhadap pondasi,

$$e = 0 \quad \text{m}$$

Momen yang terjadi

$$M_{MS} = 0 \quad \text{kN}$$

1.2 BERAT SENDIRI STRUKTUR BAWAH

Tinggi abutment,

$$H = 5 \quad \text{m}$$

Panjang abutment,

$$B_y = 12 \quad \text{m}$$

Panjang bentang jembatan,

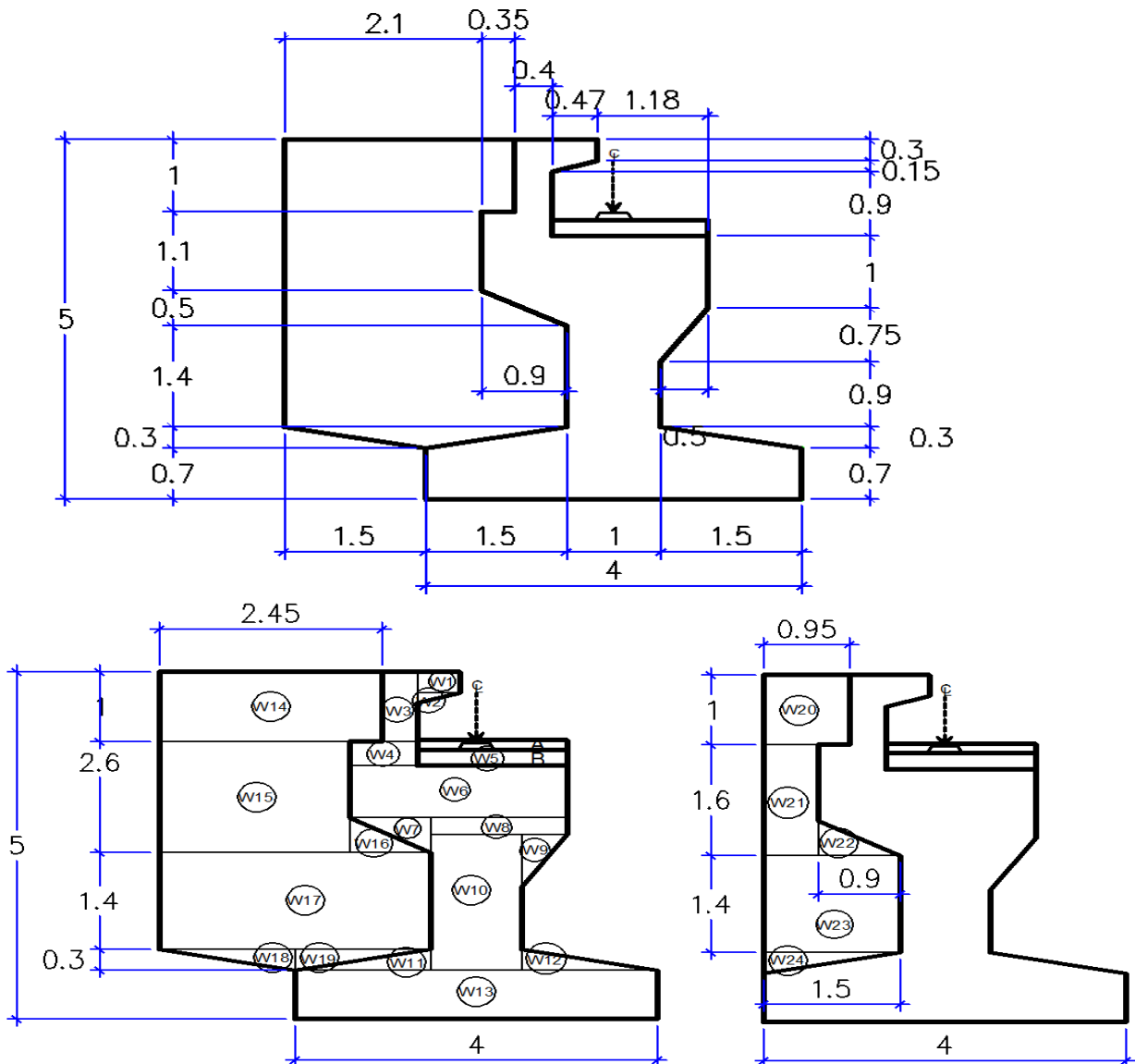
$$L = 60 \quad \text{m}$$

Berat jenis beton,

$$W_c = 25 \quad \text{kN/m}^3$$

Berat jenis tanah timbunan

$$W_s = 18,5 \quad \text{kN/m}^3$$



No	Dimensi (m)		bentuk	A	L	Vol	berat	arah	Lengan	Momen	
	b	h		(m ²)	(m)	(M ³)	kN	momen	(m)	(kN.m)	
ABUTMENT											
W1	0,47	0,30	1,00	0,14	12,00	1,69	42,30	-1,00	0,42	-17,55	
W2	0,47	0,15	0,50	0,04	12,00	0,42	10,58	-1,00	0,49	-5,22	
W3	0,40	1,00	1,00	0,40	12,00	4,80	120,00	-1,00	0,85	-102,00	
W4	0,75	0,35	1,00	0,26	12,00	3,15	78,75	-1,00	1,03	-80,72	
W5(a)	1,65	0,23	1,00	0,38	1,40	0,53	13,28	1,00	0,18	2,39	
W5(b)	1,65	0,37	1,00	0,61	1,40	0,85	21,37	1,00	0,18	3,85	
W6	2,40	0,75	1,00	1,80	12,00	21,60	540,00	-1,00	0,20	-108,00	
W7	0,90	0,50	0,50	0,23	12,00	2,70	67,50	-1,00	0,80	-54,00	
W8	1,50	0,25	1,00	0,38	12,00	4,50	112,50	1,00	0,25	28,13	
W9	0,50	0,75	0,50	0,19	12,00	2,25	56,25	1,00	0,67	37,50	
W10	1,00	1,95	1,00	1,95	12,00	23,40	585,00	0,00	0,00	0,00	
W11	1,50	0,30	0,50	0,23	12,00	2,70	67,50	-1,00	1,00	-67,50	
W12	1,50	0,30	0,50	0,23	12,00	2,70	67,50	1,00	1,00	67,50	
W13	4,00	0,70	1,00	2,80	12,00	33,60	840,00	0,00	0,00	0,00	
WING WALL											
W14	2,45	1,00	1,00	2,45	1,00	2,45	61,25	-1	2,28	-139,34	
W15	2,10	1,60	1,00	3,36	1,00	3,36	84,00	-1	2,45	-205,80	
W16	0,90	0,50	0,50	0,23	1,00	0,23	5,63	-1	1,10	-6,19	
W17	3,00	1,40	1,00	4,20	1,00	4,20	105,00	-1	2,00	-210,00	
W18	1,50	0,30	0,50	0,23	1,00	0,23	5,63	-1	2,50	-14,06	
W19	1,50	0,30	0,50	0,23	1,00	0,23	5,63	-1	3,00	-16,88	
TANAH											
W20	0,95	1	1	0,95	12,00	11,40	210,90	-1	1,53	-321,62	
W21	0,6	1,6	1	0,96	12,00	11,52	213,12	-1	1,70	-362,30	
W22	0,9	0,5	0,5	0,23	12,00	2,70	49,95	-1	1,10	-54,95	
W23	1,5	1,4	1	2,10	12,00	25,20	466,20	-1	1,25	-582,75	
W24	1,5	0,3	0,5	0,23	12,00	2,70	49,95	-1	1,50	-74,93	
TOTAL							$P_{MS} =$	3879,77	$M_{MS} =$		-2284,44

1.3 BEBAN TOTAL AKIBAT BERAT SENDIRI

No	Berat sendiri	P_{MS}	M_{MS}
		kN	kN.m
1	Struktur atas	789,38	0
2	struktur bawah	3879,77	-2284,44
Total		4669,15	-2284,44

2. BEBAN MATI TAMBAHAN (MA)

Beban mati tambahan (*super imposed dead load*), adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Jembatan dianalisis harus mampu memikul beban tambahan seperti :

- 1) Penambahan lapisan aspal (overlay) di kemudian hari,
- 2) Genangan air hujan jika sistim drainase tidak bekerja dengan baik,
- 3) Pemasangan tiang listrik dan instalasi ME.

No	Jenis beban mati tambahan	tebal	Lebar	Pjg	jumlah	w	Berat
		(m)	(m)	(m)		(kN/m ³)	(kN)
1	Lap. Aspal + overlay	0,05	7	60	1,00	22	462
2	Pipa terisi air hujan	dia=	0,4	60	2,00	10	150,7964
3	Air hujan	0,05	7	60	1,00	10	210
$W_{MA} =$							822,7964

Beban pada abutment akibat beban mati tambahan,

$$P_{MA} = 0,5 * W_{MA} = \boxed{411,3982} \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban thd pondasi,

$$e = \boxed{0} \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat berat mati tambahan,

$$M_{MA} = P_{MA} * e = \boxed{0} \text{ kN.m}$$

3. TEKANAN TANAH (TA)

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,60 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut.

Pada kasus ini, tekanan tanah tidak diperhitungkan karena telah diberikan perkuatan (Lihat perhitungan Bab V)

Tekanan tanah aktif,

$$T_{TA} = \boxed{0} \text{ kN}$$

Momen tanah aktif,

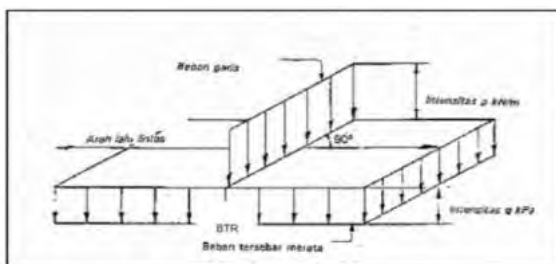
$$M_{TA} = \boxed{0} \text{ kN.m}$$

4. BEBAN LAJUR "D" (TD)

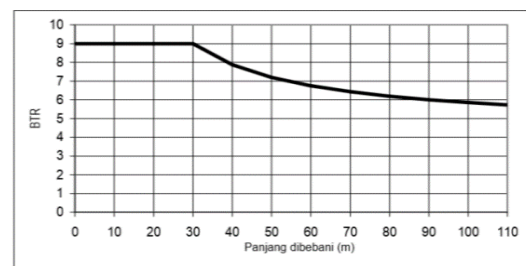
Beban kendaraan yang berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (BTR) dan beban garis (BGT) seperti pada Gambar 1. BTR mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu-lintas seperti Gambar 2 atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$q = 9,0 \text{ kPa,} \quad \text{untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = 9,0 * (0,5 + 15/L) \text{ kPa,} \quad \text{untuk } L > 30 \text{ m}$$



Gbr. 1 Beban lajur "D"



Gbr. 2 Intensitas BTR

Untuk panjang bentang,

$$L = \boxed{60,00} \text{ m}$$

$$q = 9,0 * (0,5 + 15/L) = \boxed{6,00} \text{ kPa}$$

$$P = \boxed{49,00} \text{ kN/m}$$

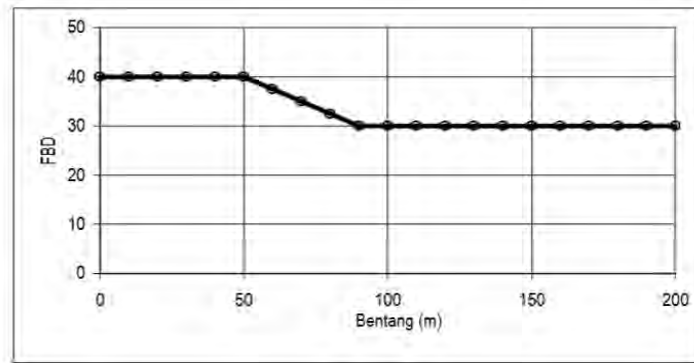
BGT mempunyai intensitas,

Faktor beban dinamis (FBD) untuk BGT diambil sebagai berikut :

$$FBD = 0,4, \quad \text{untuk } L \leq 50 \text{ m}$$

$$FBD = 0,4 - 0,0025 * (L - 50), \quad \text{untuk } 50 < L < 90 \text{ m}$$

$$FBD = 0,3, \quad \text{untuk } L \geq 90 \text{ m}$$



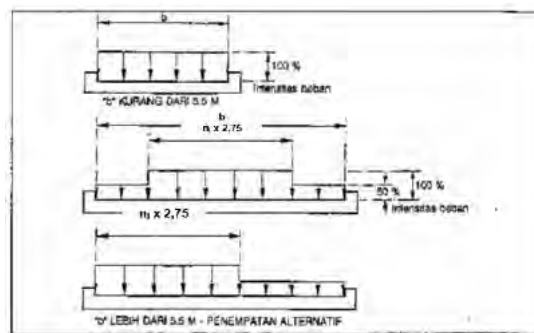
Gbr. 3 Faktor beban dinamis (FBD)

untuk harga, $L = \boxed{60,00}$ m, $FBD = \boxed{0,375}$ $b1 = \boxed{7,5}$ m

$$P_{TD} = (1 + FBD) * P = \boxed{67,375} \text{ kN}$$

Beban "D" harus disusun pada arah melintang sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum. Penyusunan komponen-komponen BTR dan BGT dari beban "D" pada arah melintang harus sama. Penempatan beban ini dilakukan dengan ketentuan sbb :

1. Bila lebar lajur $\leq 5,5$ m, maka beban "D" harus ditempatkan pada seluruh lajur dengan intensitas 100 % seperti tercantum dalam pasal 6.3.1;
2. Apabila lebar lajur $> 5,5$ m, maka beban "D" harus ditempatkan pada jumlah lajur lalu lintas rencana ($n1$) yang berdekatan (tabel 11 RSNI-T-02-2005), dengan intensitas 100 % seperti tercantum pada pasal 6.3.1. Hasilnya adalah beban garis ekuivalen sebesar $n1 \times 2,75 q$ kN/m dan beban terpusat ekuivalen sebesar $n1 \times 2,75 p$ kN, kedua-duanya bekerja berupa strip pada jalur selebar $n1 \times 2,75$ m;
3. lajur lalu lintas rencana yang membentuk strip ini bisa ditempatkan dimana saja pada jalur jembatan. Beban "D" tambahan harus ditempatkan pada seluruh lebar sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50 % seperti tercantum dalam Pasal 6.3.1. Susunan pembebanan ini bisa dilihat dalam Gambar 4;



Gbr. 5 Penyebaran beban arah melintang

Besar beban lajur "D" :
jumlah lajur,

$$n1 = \boxed{2} \text{ (sesuai tabel 11 RSNI-T-02-2005)}$$

$$W_{TD1} = (n1 * 2,75 * q * 100\% + (b1 - (n1 * 2,75)) * q * 50\%) * L = \boxed{2340} \text{ kN}$$

$$W_{TD2} = n1 * 2,75 * P_{TD} * 100\% + (b1 - (n1 * 2,75)) * P_{TD} * 50\% = \boxed{505,313} \text{ kN}$$

Beban pada abutment akibat beban lajur "D",

$$P_{TD} = 0,5 * W_{TD} = \boxed{1422,66} \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi,

$$e = \boxed{0} \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat beban lajur "D",

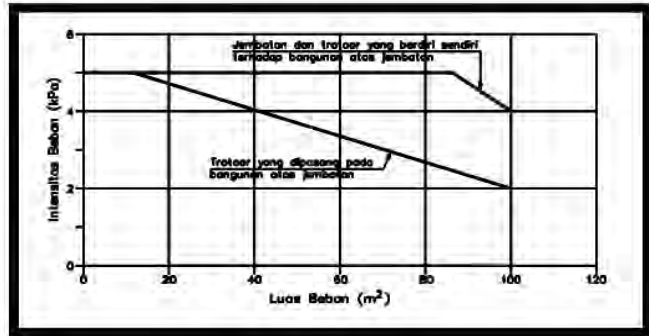
$$M_{TD} = P_{TD} * e = \boxed{0} \text{ kN.m}$$

5. BEBAN PEDESTRIAN / PEJALAN KAKI (TP)

Semua elemen dari trotoar yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa. Trotoar pada jembatan harus direncanakan untuk memikul beban per m² dari luas yang dibebani seperti pada gambar 6.

- untuk $A \leq 10 \text{ m}^2$, $q = 5 \text{ kPa}$
- untuk $10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2$, $q = 5 - 0,033*(A-10) \text{ kPa}$
- untuk $A > 100 \text{ m}^2$, $q = 2 \text{ kPa}$

Panjang bentang,
 $L = 60,00 \text{ m}$
 Lebar trotoar,
 $b_2 = 1 \text{ m}$
 jumlah trotoar,
 $n = 2$



Gbr. 6 Pembebanan untuk pejalan kaki

Luas bidang trotoar yang didukung abutment,
 beban merata pada pedestrian,
 Beban pada abutment akibat pejalan kaki,

$$A = b_2 * L / 2 * n = 60 \text{ m}^2$$

$$q = 5 - 0,033*(A-10) = 3,35 \text{ kPa}$$

Eksentrisitas beban thd pondasi,

$$P_{TP} = A * q = 201 \text{ kN}$$

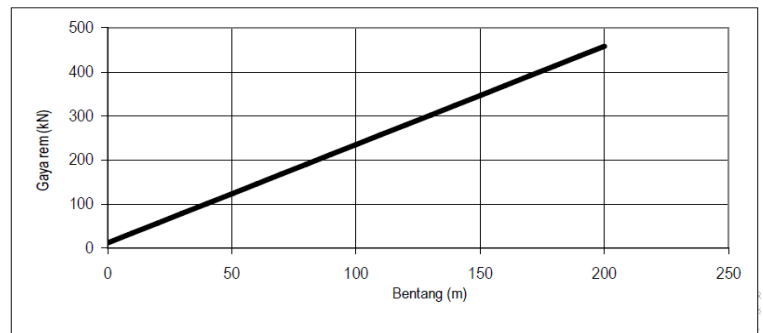
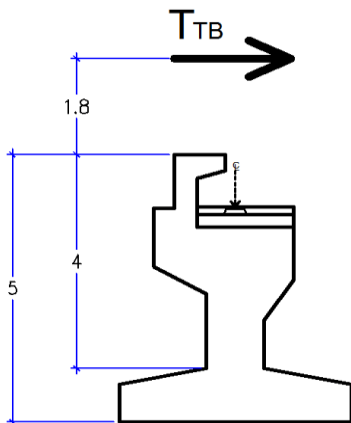
Momen pada pondasi akibat beban pedestrian,

$$e = 0 \text{ m}$$

$$M_{TP} = P_{TP} * e = 0 \text{ kN.m}$$

6. GAYA REM (TB)

Bekerjanya gaya-gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurusan lalu lintas. Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dianggap bekerja pada elevasi + 1,8 m dari permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang ditentukan berdasarkan panjang total jembatan seperti pada gambar 7 berikut.



gbr. 7 Gaya rem per lajur 2,75 m

Panjang bentang,
 Gaya rem brdsrk grafik,
 jumlah lajur

$$L = 60,00 \text{ m}$$

$$T_{TB} = 135 \text{ kN/lajur}$$

$$n_1 = 2$$

Gaya rem total,

$$T_{TB} = T_{TB'} * n1 = \boxed{270} \text{ kN}$$

Lengan momen terhadap dasar pondasi,

$$Y_{TB} = 1,8 + \text{Tinggi abutment} = \boxed{6,8} \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat gaya rem,

$$M_{TB} = T_{TB} * Y_{TB} = \boxed{1836} \text{ kN.m}$$

Lengan terhadap breast wall,

$$Y'_{TB} = 1,8 + \text{titik retak breast wall} = \boxed{5,8} \text{ m}$$

Momen pada breast wall akibat gaya rem,

$$M_{TB'} = T_{TB} * Y'_{TB} = \boxed{1566} \text{ kN.m}$$

7. PENGARUH TEMPERATUR (ET)

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

Temperatur maksimum rata-rata,

$$T_{max} = \boxed{40} \text{ } ^\circ\text{C}$$

Temperatur minimum rata-rata,

$$T_{min} = \boxed{15} \text{ } ^\circ\text{C}$$

Perbedaan temperatur,

$$\Delta T = (T_{max} - T_{min}) / 2 = \boxed{12,5} \text{ } ^\circ\text{C}$$

Koefisien muai panjang untuk baja,

$$\alpha = \boxed{1,2E-05} \text{ per } ^\circ\text{C}$$

Kekakuan geser untuk tumpuan elastomer,

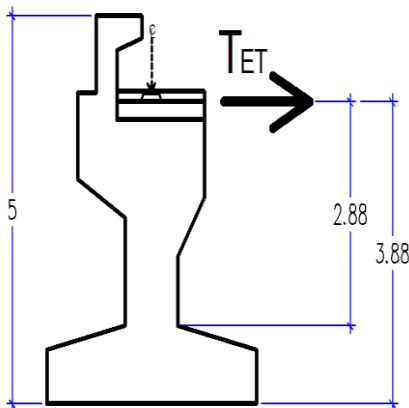
$$k = \boxed{1500} \text{ kN/m}$$

Panjang bentang,

$$L = \boxed{60,00} \text{ m}$$

jumlah elastomer dalam 1 pondasi,

$$n = \boxed{2} \text{ bh}$$



Gaya yang pada abutment akibat pengaruh temperatur,

$$T_{ET} = \alpha * \Delta T * k * L / 2 * n = \boxed{13,5} \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{ET} = \boxed{3,88} \text{ m}$$

lengan terhadap breast wall,

$$Y'_{ET} = \boxed{2,88} \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat temperatur,

$$M_{ET} = T_{ET} * Y_{ET} = \boxed{52,38} \text{ kN.m}$$

Momen pada breast wall akibat temperatur,

$$M'_{ET} = T'_{ET} * Y'_{ET} = \boxed{38,88} \text{ kN.m}$$

8. BEBAN ANGIN (EW)

8.1 ANGIN YANG MENIUP BIDANG SAMPING JEMBATAN

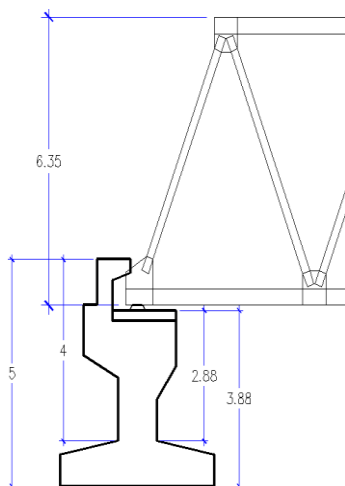
Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus :

$$TEW_1 = 0.0006 * C_w * (V_w)^2 * A_b \text{ kN}$$

C_w = Koefisien seret

V_w = Kecepatan angin rencana (m/det)

A_b = Luas bidang samping jembatan (m²)



Koef seret untuk rangka baja,

$$C_w = \boxed{1,2}$$

untuk lokasi s.d 5 km dr pantai,

$$V_w = \boxed{35} \text{ m/det}$$

Panjang bentang

$$L = \boxed{60,00} \text{ m}$$

$$A_b = \boxed{109,54} \text{ m}^2$$

Beban angin pada abutment,

$$TEW_1 = 0.0006 * C_w * (V_w)^2 * A_b = \boxed{96,612} \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{EW_1} = \boxed{7,06} \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat beban angin,

$$MEW_1 = TEW_1 * Y_{EW_1} = \boxed{681,60} \text{ kNm}$$

Lengan terhadap Breast wall,

$$Y'_{EW_1} = \boxed{6,06} \text{ m}$$

Momen pada Breast wall,

$$M'_{EW_1} = TEW_1 * Y'_{EW_1} = \boxed{584,99} \text{ kNm}$$

8.2 ANGIN YANG MENIUP KENDARAAN

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

$$TEW_2 = 0.0012 * C_w * (V_w)^2 * L / 2$$

kN

$$TEW_2 = 0.0012 * C_w * (V_w)^2 * L / 2 = \boxed{52,920} \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi :

$$YEW_2 = \boxed{5,00} \text{ m}$$

Momen pada pondasi :

$$MEW_2 = TEW_2 * YEW_2 = \boxed{264,60} \text{ kNm}$$

Lengan terhadap Breast wall :

$$Y'EW_2 = \boxed{4,00} \text{ m}$$

Momen pada breast wall :

$$M'EW_2 = TEW_2 * Y'EW_2 = \boxed{211,68} \text{ m}$$

8.3 BEBAN ANGIN TOTAL PADA ABUTMENT

Total beban angin pada abutment

$$TEW = TEW_1 + TEW_2 = \boxed{149,532} \text{ kN}$$

Total momen pada pondasi

$$MEW = MEW_1 + MEW_2 = \boxed{946,20} \text{ kNm}$$

Total momen pada breast wall

$$MEW = M'EW_1 + M'EW_2 = \boxed{796,67} \text{ kNm}$$

9. BEBAN GEMPA (EQ)

9.1 BEBAN GEMPA STATIK EKIVALEN

Beban gempa rencana dihitung dengan rumus :

$$TEQ = K_h * I * W_t$$

dengan, $K_h = C * S$

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

K_h : Koefisien beban gempa horisontal

C : Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah (lihat gambar 14 dan 15 RSNI-T-02-2005)

I : Faktor kepentingan (lihat tabel 32 RSNI-T-02-2005)

S : faktor tipe bangunan (lihat tabel 33 RSNI-T-02-2005)

W_t : Berat total jembatan yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan

$$W_t = PMS + PMA \text{ (kN)}$$

Waktu getar struktur dihitung dengan rumus :

$$T = 2 * \pi * \sqrt{[W_{TP} / (g * K_p)]}$$

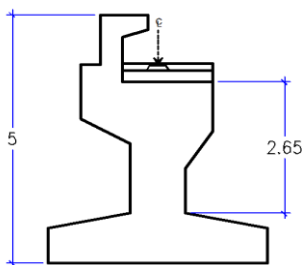
g : percepatan gravitasi (= 9,8 m/det²)

K_p : Kekakuan struktur yang merupakan gaya horisontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m)

W_{TP} : berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berat dari abutment (bila perlu dipertimbangkan) (kN)

$$= PMS \text{ (str atas)} + 1/2 * 8 PMS \text{ (str bawah)}$$

9.1.1 BEBAN GEMPA ARAH MEMANJANG JEMBATAN (ARAH X)



Tinggi breast wall

$$L_b = \boxed{2,65} \text{ m}$$

Ukuran penampang breast wall

$$b = \boxed{12,00} \text{ m}$$

$$h = \boxed{1,00} \text{ m}$$

Inersia penampang breast wall

$$I_c = 1/12 * b * h^3 = \boxed{1,0} \text{ m}^4$$

Mutu beton

K- 300

$$f_c' = 0.83 * K / 10 = \boxed{24,9} \text{ Mpa}$$

Modulus elastis beton

$$E_c = 4700 * \sqrt{f_c'} = \boxed{23453} \text{ Mpa}$$

$$E_c = \boxed{23452953} \text{ kPa}$$

Nilai kekakuan

$$K_p = 3 * E_c * I_c / L_b^3 = \boxed{3780778} \text{ kN/m}$$

Percepatan gravitasi

$$g = \boxed{9,8} \text{ m/det}^2$$

Berat sendiri struktur atas

$$PMS \text{ (str atas)} = \boxed{789,38} \text{ kN}$$

Beban sendiri struktur bawah

$$PMS \text{ (str bawah)} = \boxed{3879,77} \text{ kN}$$

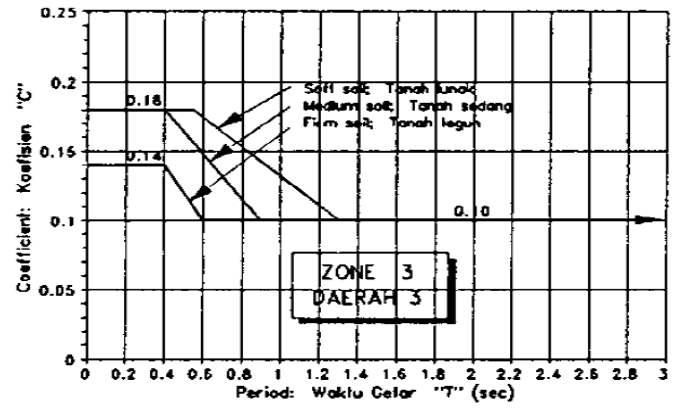
Berat total struktur

$$W_{TP} = PMS \text{ (str atas)} + 1/2 * PMS \text{ (str bawah)} = \boxed{2729,265} \text{ kN}$$

Waktu getar alami struktur

$$T = 2 * \pi * \sqrt{[W_{TP} / (g * K_p)]} = \boxed{0,053899} \text{ detik}$$

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



Kondisi tanah dasar termasuk sedang (medium). Lokasi di wilayah gempa 3.

Koefisien geser dasar $C = \boxed{0,18}$

Untuk jembatan dengan daerah sendi beton bertulang atau baja, maka faktor tipe bangunannya :

$S = 1.0 * F$ Dengan $F = 1.25 - 0.025 * n$ dan F harus diambil ≥ 1

F = faktor perangkaan

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral.

Untuk, $n = \boxed{1}$ maka :

$$F = 1.25 - 0.025 * n = \boxed{1,225}$$

$$S = 1.0 * F = \boxed{1,225}$$

Koefisien beban gempa horisontal,

$$K_h = C * S = \boxed{0,2205}$$

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

$$I = \boxed{1,2}$$

$$TEQ = K_h * I * W_t = \boxed{0,2646} * W_t$$

Gaya gempa

Mencari momen akibat gempa, MEQ :

Distribusi Beban Gempa Pada Abutment

No	Berat Wt (kN)	TEQ (kN)	Lengan momen y (m)	MEQ (kNm)
STRUKTUR ATAS				
PMS	789,38	208,870	5	1044,35
PMA	411,398	108,856	5	544,2798
ABUTMENT				
W1	42,30	11,193	4,85	54,28401
W2	10,58	2,798	4,65	13,01137
W3	120,00	31,752	4,50	142,884
W4	78,75	20,837	3,82	79,5983
W5(a)	13,28	3,515	3,83	13,46072
W5(b)	21,37	5,654	3,76	21,25844
W6	540,00	142,884	3,27	467,2307
W7	112,50	29,768	2,73	81,3645
W8	67,50	17,861	2,77	49,47359
W9	56,25	14,884	2,40	35,721
W10	585,00	154,791	1,67	258,501
W11	67,50	17,861	0,80	14,2884
W12	67,50	17,861	0,80	14,2884
W13	840,00	222,264	0,35	77,7924

WING WALL				
W14	61,25	16,207	4,50	72,93038
W15	84,00	22,226	3,20	71,12448
W16	5,63	1,488	2,57	3,820163
W17	105,00	27,783	1,70	47,2311
W18	5,63	1,488	1,03	1,537988
W19	5,63	1,488	1,03	1,537988
TANAH				
W20	210,90	55,804	4,50	251,1186
W21	213,12	56,392	3,20	180,453
W22	49,95	13,217	2,57	33,92304
W23	466,20	123,357	1,70	209,7061
W24	49,95	13,217	0,90	11,89509
TEQ =	1344,31		MEQ =	3797,064

Letak titik tangkap gaya horisontal gempa

$$YEQ = MEQ/TEQ = 2,825 \text{ m}$$

9.1.2 BEBAN GEMPA ARAH MELINTANG JEMBATAN (ARAH Y)

Inersia penampang breast wall

$$Ic = 1/12 * h * b^3 = 144 \text{ m}^4$$

Nilai kekakuan

$$Kp = 3 * Ec * Ic / Lb^3 = 5,4E+08 \text{ kN/m}$$

Waktu getar alami struktur

$$T = 2 * \pi * \sqrt{[WTP / (g * Kp)]} = 0,00449 \text{ detik}$$

Koefisien geser dasar

$$C = 0,18$$

Faktor tipe struktur

$$S = 1,0 * F = 1,225$$

Koefisien beban gempa horisontal

$$Kh = C * S = 0,2205$$

Faktor kepentingan

$$I = 1,2$$

Gaya gempa

$$TEQ = Kh * I * Wt = 0,2646 * Wt$$

Berat sendiri (struktur atas + struktur bawah)

$$PMS = 4669,15 \text{ kN}$$

Beban mati tambahan

$$PMA = 411,398 \text{ kN}$$

Beban mati total

$$Wt = PMS + PMA = 5080,55 \text{ kN}$$

Beban gempa arah melintang jembatan

$$TEQ = Kh * I * Wt = 1344,31 \text{ kN}$$

Momen pada pondasi akibat beban gempa

$$MEQ = TEQ * YEQ = 3797,06 \text{ kNm}$$

9.2 TEKANAN TANAH LATERAL AKIBAT GEMPA

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis dihitung dengan menggunakan faktor harga dari sifat bahan (Faktor seperti yang diberikan dalam RSNI-T-02-2005 pada tabel 8). Koefisien geser dasar C diberikan dan faktor kepentingan diberikan dalam RSNI-T-02-2005 masing-masing pada tabel 34 dan tabel 32. Perhitungan koefisien tekanan tanah dinamis (ΔK_{ag}) adalah sebagai berikut :

Gaya gempa lateral

$$TEQ = 1/2 * H^2 * Ws * \Delta K_{ag} * By = 0 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi

$$YEQ = 2/3 * H = 0 \text{ m}$$

Momen akibat gempa

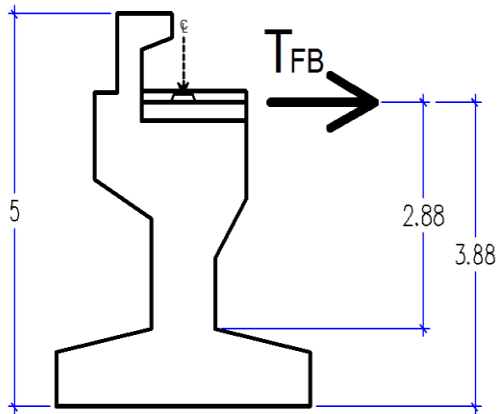
$$MEQ = TEQ * YEQ = 0 \text{ kNm}$$

10. BEBAN AKIBAT GESEKAN PADA PERLETAKAN (FB)

Koefisien gesek pada tumpuan yang berupa elastomer,

$$\mu = 0,18$$

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban berat sendiri dan beban mati tambahan.



Reaksi abutment akibat :

Berat sendiri struktur atas

$$PMS = 789,380 \text{ kN}$$

Beban mati tambahan

$$PMA = 411,398 \text{ kN}$$

Reaksi abutment akibat beban tetap :

$$PT = PMS + PMA = 1200,78 \text{ kN}$$

Gaya gesek pada perletakan

$$TFB = \mu * PT = 216,14 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi

$$YFB = 3,880 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat gaya gesek

$$MFB = TFB * YFB = 838,624 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap breast wall

$$Y'FB = 2,880 \text{ m}$$

Momen pada breast wall akibat gaya gesek

$$MFB = TFB * Y'FB = 622,48 \text{ kNm}$$

11. KOMBINASI BEBAN UNTUK PERENCANAAN TEGANGAN KERJA

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

Pada perhitungan kombinasi beban kerja ini tidak memperhitungkan beban tumbukan dan beban pelaksanaan, sehingga kombina yang digunakan hanya kombinasi 1 hingga 5.

REKAP BEBAN KERJA			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	4669,15				-2284,44
2	Beban mati tambahan	MA	411,40				0,00
3	Tekanan tanah	TA		0,00			0,00
B	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	1422,66				0,00
5	Beban pedestrian	TP	201,00				0,00
6	Gaya rem	TB		270,00			1836,00
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET		13,50			52,38
8	Beban angin	EW			149,53	946,20	
9	Beban gempa	EQ		1344,31	1344,31	3797,06	3797,06
10	Tekanan tanah dinamis	EQ		0,00			0,00

KOMBINASI 1			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
A Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	4669,15				-2284,44
2	Beban mati tambahan	MA	411,40				0,00
3	Tekanan tanah	TA		0,00			0,00
B Beban Lalu-lintas							
4	Beban lajur "D"	TD	1422,66				0,00
5	Beban pedestrian	TP	201,00				0,00
6	Gaya rem	TB		270,00			1836,00
C Aksi Lingkungan							
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
TOTAL			6704,2	270,0	0,0	0,0	-448,4

KOMBINASI 2			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
A Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	4669,15				-2284,44
2	Beban mati tambahan	MA	411,40				0,00
3	Tekanan tanah	TA		0,00			0,00
B Beban Lalu-lintas							
4	Beban lajur "D"	TD	1422,66				0,00
5	Beban pedestrian	TP	201,00				0,00
6	Gaya rem	TB		270,00			1836,00
C Aksi Lingkungan							
7	Temperatur	ET		13,50			52,38
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
TOTAL			6704,2	283,5	0,0	0,0	-396,1

KOMBINASI 3			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
A Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	4669,15				-2284,44
2	Beban mati tambahan	MA	411,40				0,00
3	Tekanan tanah	TA		0,00			0,00
B Beban Lalu-lintas							
4	Beban lajur "D"	TD	1422,66				0,00
5	Beban pedestrian	TP	201,00				0,00
6	Gaya rem	TB		270,00			1836,00
C Aksi Lingkungan							
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW			149,53	946,20	

9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
TOTAL			6704,2	270,0	149,5	946,2	-448,4

KOMBINASI 4			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	4669,15				-2284,44
2	Beban mati tambahan	MA	411,40				0,00
3	Tekanan tanah	TA		0,00			0,00
B	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	1422,66				0,00
5	Beban pedestrian	TP	201,00				0,00
6	Gaya rem	TB		270,00			1836,00
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET		13,50			52,38
8	Beban angin	EW			149,53	946,20	
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
TOTAL			6704,2	283,5	149,5	946,2	-396,1

KOMBINASI 5			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	4669,15				-2284,44
2	Beban mati tambahan	MA	411,40				0,00
3	Tekanan tanah	TA		0,00			0,00
B	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD					
5	Beban pedestrian	TP					
6	Gaya rem	TB					
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ		1344,31	1344,31	3797,06	3797,06
10	Tekanan tanah dinamis	EQ		0,00			0,00
TOTAL			5080,5	1344,3	1344,3	3797,1	1512,6

REKAP KOMBINASI PEMBEBANAN UNTUK TEGANGAN KERJA

No	Kombinasi beban	k	P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	100%	6704,2	270,0	0,0	0,0	-448,4
2	Kombinasi 2	125%	6704,2	283,5	0,0	0,0	-396,1
3	Kombinasi 3	125%	6704,2	270,0	149,5	946,2	-448,4
4	Kombinasi 4	140%	6704,2	283,5	149,5	946,2	-396,1
5	Kombinasi 5	150%	5080,5	1344,3	1344,3	3797,1	1512,6

II. ANALISIS BEBAN ULTIMIT

Aksi	Kelayanan						Ultimit					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Aksi Permanen : Berat sendiri Beban mati tambahan Susut rangk Pratekan Pengaruh beban tetap pelaksanaan Tekanan tanah Penurunan	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Aksi Transien : Beban lajur "D" atau beban truk "T"	X	o	o	o	o		X	o	o	o	o	
Gaya rem atau gaya sentrifugal	X	o	o	o	o		X	o	o	o		
Beban pejalan kaki		X						X				
Gesekan perletakan	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o	o	o
Pengaruh suhu	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o	o	o
Aliran / hanyutan / batang kayu dan hidrostatik / apung	o		o	X	o	o	o		X	o		o
Beban angin			o	o	X	o	o		o	X		o
Aksi Khusus : Gempa											X	
Beban tumbukan												
Pengaruh getaran	X	X										
Beban pelaksanaan						X						X
* X * berarti beban yang selalu aktif * O * berarti beban yang boleh di kombinasi dengan beban aktif, tunggal atau seperti ditunjukkan.	(1) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL (2) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,7 beban "o" KBL (3) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL						Aksi permanen "X" KBU + beban aktif "X" KBU + 1 beban "o" KBL					

1. PILE CAP

1.1 KOMBINASI BEBAN ULTIMATE PILE CAP

REKAP BEBAN KERJA

No	Aksi/Beban	Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	MS	4669,2				-2284,4
2	Beban mati tambahan	MA	411,40				0,00
3	Tekanan tanah	TA		0,00			0,00
B	Aksi Transien						
4	Beban lajur "D"	TD	1422,7				0,00
5	Beban pedestrian	TP	201,00				0,00
6	Gaya rem	TB		270,00			1836,0
7	Temperatur	ET		13,50			52,38
8	Beban angin	EW			149,53	946,20	
9	Gesekan pada perletakan	FB		216,1			838,6
C	Aksi Khusus						
10	Beban gempa	EQ		1344,31	1344,31	3797,06	3797,06
11	Tekanan tanah dinamis	EQ		0,00			0,00

KOMBINASI 1

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	1,3	6069,9				-2969,8
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00

B	Aksi Transien						
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,8				0,0
5	Beban pedestrian	1,8					
6	Gaya rem	1,8		486,00			3304,80
7	Temperatur	1,2		16,20			62,86
8	Beban angin	1,2			179,44	1135,44	
9	Gesekan pada perletakan	1,3		281,0			1090,2
C	Aksi Khusus						
10	Beban gempa	1					
11	Tekanan tanah dinamis	1					
TOTAL			9453,5	783,2	179,4	1135,4	1488,1

KOMBINASI 2			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	1,3	6069,90				-2969,78
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00
B	Aksi Transien						
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,8				0,0
5	Beban pedestrian	1,8	361,80				0,00
6	Gaya rem	1,8		486,00			3304,80
7	Temperatur	1,2		16,20			62,86
8	Beban angin	1,2					
9	Gesekan pada perletakan	1,3		281,0			1090,2
C	Aksi Khusus						
10	Beban gempa	1					
11	Tekanan tanah dinamis	1					
TOTAL			9815,3	783,2	0,0	0,0	1488,1

KOMBINASI 3			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	1,3	6069,90				-2969,78
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00
B	Aksi Transien						
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,8				0,0
5	Beban pedestrian	1,8					
6	Gaya rem	1,8		486,00			3304,80
7	Temperatur	1,2		16,20			62,86
8	Beban angin	1,2			179,44	1135,44	
9	Gesekan pada perletakan	1,3		281,0			1090,2
C	Aksi Khusus						
10	Beban gempa	1					
11	Tekanan tanah dinamis	1					
TOTAL			9453,5	783,2	179,4	1135,4	1488,1

KOMBINASI 4			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	1,3	6069,90				-2969,78
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00
B	Aksi Transien						
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,8				0,0
5	Beban pedestrian	1,8					
6	Gaya rem	1,8		486,00			3304,80
7	Temperatur	1,2		16,20			62,86
8	Beban angin	1,2			179,44	1135,44	
9	Gesekan pada perletakan	1,3		281,0			1090,2
C	Aksi Khusus						
10	Beban gempa	1					
11	Tekanan tanah dinamis	1					
TOTAL			9453,5	783,2	179,4	1135,4	1488,1

KOMBINASI 5			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	1,3	6069,90				-2969,78
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00
B	Aksi Transien						
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,8				0,0
5	Beban pedestrian	1,8					
6	Gaya rem	1,8					
7	Temperatur	1,2					
8	Beban angin	1,2					
9	Gesekan pada perletakan	1,3					
C	Aksi Khusus						
10	Beban gempa	1	0,00	1344,31	1344,31	3797,06	3797,06
11	Tekanan tanah dinamis	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTAL			9453,5	1344,3	1344,3	3797,1	827,3

REKAP KOMBINASI PEMBEBANAN ULTIMIT PILE CAP

No	Kombinasi beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi 1	9453,5	783,2	179,4	1135,4	1488,1
2	Kombinasi 2	9815,3	783,2	0,0	0,0	1488,1
3	Kombinasi 3	9453,5	783,2	179,4	1135,4	1488,1
4	Kombinasi 4	9453,5	783,2	179,4	1135,4	1488,1
5	Kombinasi 5	9453,5	1344,3	1344,3	3797,1	827,3

2. BREAST WALL

2.1 BERAT SENDIRI (MS)

2.1.1 BERAT SENDIRI STRUKTUR ATAS

Total berat sendiri struktur atas,

$$W_{MS} = 1578,8 \quad \text{kN}$$

Beban pada abutment akibat berat sendiri,

$$P_{MS} = 0,5 * W_{MS} = 789,4 \quad \text{kN}$$

eksentrisitas terhadap pondasi,

$$e = 0,0 \quad \text{m}$$

Momen yang terjadi

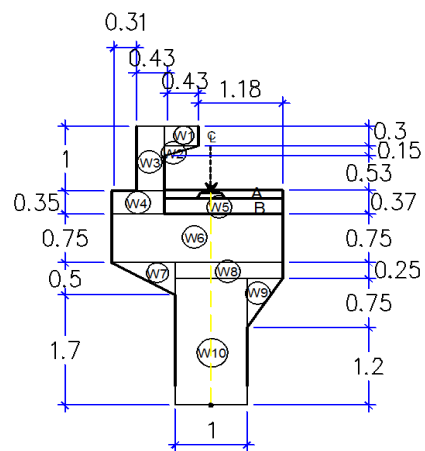
$$M_{MS} = 0,0 \quad \text{kN}$$

2.1.2 BERAT SENDIRI BREAST WALL

No	Dimensi (m)		bentuk	L (m)	berat (t)	arah momen	Lengan (m)	Momen (kN.m)
	b	h						
W1	0,47	0,30	1,00	12,00	42,30	-1,00	0,42	-17,55
W2	0,47	0,15	0,50	12,00	10,58	-1,00	0,49	-5,22
W3	0,40	1,00	1,00	12,00	120,00	-1,00	0,85	-102,00
W4	0,75	0,35	1,00	12,00	78,75	-1,00	1,03	-80,72
W5(a)	1,65	0,23	1,00	1,40	13,28	1,00	0,18	2,39
W5(b)	1,65	0,37	1,00	1,40	21,37	1,00	0,18	3,85
W6	2,40	0,75	1,00	12,00	540,00	-1,00	0,20	-108,00
W7	0,90	0,50	0,50	12,00	67,50	-1,00	0,80	-54,00
W8	1,50	0,25	1,00	12,00	112,50	1,00	0,25	28,13
W9	0,50	0,75	0,50	12,00	56,25	1,00	0,67	37,50
W10	1,00	1,95	1,00	12,00	585,00	0,00	0,00	0,00
$P_{MS} =$					1647,53	$M_{MS} =$		-295,63

2.1.3 BEBAN TOTAL AKIBAT BERAT SENDIRI

No	Berat sendiri	P_{MS}	M_{MS}
		kN	kN.m
1	Struktur atas	789,4	0,0
2	struktur bawah	1647,53	-295,63
Total		2436,91	-295,6



2.2 BEBAN MATI TAMBAHAN (MA)

$$P_{MA} = 0,5 * W_{MA} = 411,398 \quad \text{kN}$$

$$e = 0 \quad \text{m}$$

$$M_{MA} = P_{MA} * e = 0 \quad \text{kN.m}$$

2.3 TEKANAN TANAH (TA)

$$T_{TA} = 0 \quad \text{kN}$$

$$M_{TA} = 0 \quad \text{kN.m}$$

2.4 BEBAN GEMPA

2.4.1 BEBAN GEMPA STATIK EKIVALEN

$$TEQ = Kh * I * Wt = 0,2646 * Wt$$

No	Berat Wt (kN)	TEQ (kN)	Lengan momen y (m)	MEQ (kNm)
STRUKTUR ATAS				
PMS	789,38	208,870	4,3	898,1408
PMA	411,40	108,856	4,3	468,0807
BREAST WALL				
W1	42,30	11,193	4,15	46,44921

W2	10,58	2,798	3,95	11,05267
W3	120,00	31,752	3,80	120,6576
W4	78,75	20,837	3,12	65,01222
W5(a)	13,28	3,515	3,13	11,00054
W5(b)	21,37	5,654	3,06	17,30075
W6	540,00	142,884	2,57	367,2119
W7	67,50	17,861	2,03	36,31635
W8	112,50	29,768	2,07	61,61873
W9	56,25	14,884	1,70	25,30238
W10	585,00	154,791	0,97	150,1473
TEQ =		753,66	MEQ = 2278,29	

Beban gempa statuk ekivalen arah Y (melintang jembatan) besarnya sama dengan beban gempa arah X (memanjang jembatan)

2.4.2 TEKANAN TANAH DINAMIS AKIBAT GEMPA

TEQ = kN MEQ = kN.m

2.5 BEBAN ULTIMIT BREAST WALL

REKAP BEBAN KERJA BREAST WALL			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A Aksi Permanen							
1	Berat sendiri	MS	2436,9				-295,6
2	Beban mati tambahan	MA	411,40				0,00
3	Tekanan tanah	TA		0,00			0,00
B Aksi Transien							
4	Beban lajur "D"	TD	1422,7				0,00
5	Beban pedestrian	TP	201,00				0,00
6	Gaya rem	TB		270,00			1566,0
7	Temperatur	ET		13,50			38,88
8	Beban angin	EW			149,53	796,67	
9	Gesekan pada perletakan	FB		216,1			622,5
C Aksi Khusus							
10	Beban gempa	EQ		753,66	753,66	2278,29	2278,29
11	Tekanan tanah dinamis	EQ		0,00			0,00

REKAP BEBAN ULTIMIT BREAST WALL			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A Aksi Permanen							
1	Berat sendiri	1,3	3168,0				-384,3
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00
B Aksi Transien							
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,8				0,0
5	Beban pedestrian	1,8	361,80				0,00
6	Gaya rem	1,8		486,00			2818,80
7	Temperatur	1,2		16,20			46,66
8	Beban angin	1,2	0,00		179,44	956,00	0,00

9	Gesekan pada perletakan	1,3		281,0			809,2
C	Aksi Khusus						
10	Beban gempa	1		753,66	753,66	2278,29	2278,29
11	Tekanan tanah dinamis	1		0,00			0,00

KOMBINASI 1		Arah	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	1,3	3168,0				-384,3
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,0
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,0
B	Aksi Transien						
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,8				0,0
5	Beban pedestrian	1,8					
6	Gaya rem	1,8		486,0			2818,8
7	Temperatur	1,2		16,2			46,7
8	Beban angin	1,2	0,0		179,4	956,0	0,0
9	Gesekan pada perletakan	1,3		281,0			809,2
C	Aksi Khusus						
10	Beban gempa	1					
11	Tekanan tanah dinamis	1					
TOTAL			6551,6	783,2	179,4	956,0	3290,4

KOMBINASI 2			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	1,3	3167,98				-384,32
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00
B	Aksi Transien						
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,78				0,00
5	Beban pedestrian	1,8	361,80				0,00
6	Gaya rem	1,8		486,00			2818,80
7	Temperatur	1,2		16,20			46,66
8	Beban angin	1,2					
9	Gesekan pada perletakan	1,3		280,98			809,23
C	Aksi Khusus						
10	Beban gempa	1					
11	Tekanan tanah dinamis	1					
TOTAL			6913,4	783,2	0,0	0,0	3290,4

KOMBINASI 3			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	1,3	3167,98				-384,32
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00

3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00	
B	Aksi Transien							
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,78				0,00	
5	Beban pedestrian	1,8						
6	Gaya rem	1,8		486,00			2818,80	
7	Temperatur	1,2		16,20			46,66	
8	Beban angin	1,2	0,00		179,44	956,00	0,00	
9	Gesekan pada perletakan	1,3		280,98			809,23	
C	Aksi Khusus							
10	Beban gempa	1						
11	Tekanan tanah dinamis	1						
TOTAL				6551,6	783,2	179,4	956,0	3290,4

KOMBINASI 4

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horisontal		Momen		
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	
A	Aksi Permanen							
1	Berat sendiri	1,3	3167,98				-384,32	
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00	
B	Aksi Transien							
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,78				0,00	
5	Beban pedestrian	1,8						
6	Gaya rem	1,8		486,00			2818,80	
7	Temperatur	1,2		16,20			46,66	
8	Beban angin	1,2	0,00		179,44	956,00	0,00	
9	Gesekan pada perletakan	1,3		280,98			809,23	
C	Aksi Khusus							
10	Beban gempa	1						
11	Tekanan tanah dinamis	1						
TOTAL				6551,6	783,2	179,4	956,0	3290,4

KOMBINASI 5

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horisontal		Momen		
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	
A	Aksi Permanen							
1	Berat sendiri	1,3	3167,98				-384,32	
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00	
B	Aksi Transien							
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,78				0,00	
5	Beban pedestrian	1,8						
6	Gaya rem	1,8						
7	Temperatur	1,2						
8	Beban angin	1,2						
9	Gesekan pada perletakan	1,3						
C	Aksi Khusus							
10	Beban gempa	1	0,00	753,66	753,66	2278,29	2278,29	
11	Tekanan tanah dinamis	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
TOTAL				6551,6	753,7	753,7	2278,3	1894,0

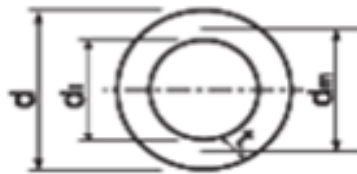
REKAP KOMBINASI PEMBEBANAN ULTIMIT BREAST WALL

No	Kombinasi beban	P	T _x	T _y	M _x	M _y
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	6551,6	783,2	179,4	956,0	3290,4
2	Kombinasi 2	6913,4	783,2	0,0	0,0	3290,4
3	Kombinasi 3	6551,6	783,2	179,4	956,0	3290,4
4	Kombinasi 4	6551,6	783,2	179,4	956,0	3290,4
5	Kombinasi 5	6551,6	753,7	753,7	2278,3	1894,0

III PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG

1. SPESIFIKASI PANCANG

Produksi : PT Wika Beton (tipe D 600- kelas C)



Penampang cerucuk

- fc'	= 52,00	Mpa	- Mcr	= 17,00	t.m
- d	= 50,00	cm		= 17000,00	kN.cm
- rd	= 25,00	cm	- Mu	= 34,00	t.m
- t	= 9,00	cm		= 34000,00	kN.cm
- d1	= D - 2t		- I	= $\frac{\pi(d^4 - d1^4)}{64}$	
	= 32,00	cm		= 255324,30	cm ⁴
- rd1	= 16,00	cm	- E	= 4700 x (fc') ^{0.5}	
- dm	= 41,00	cm		= 33892,18	Mpa
- P tekan ijin bahan	= 169,00	t		= 338921,82	kg/cm ²
- P tarik ijin bahan	= 122,04	t			

2. KOREKSI DATA N-SPT

2.1 KOREKSI TERHADAP MUKA AIR TANAH (N₁)

Khusus untuk tanah pasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung yang berdada dibawah MAT dan hanya N > 15

a. $N_1 = 15 + 0,5 (N - 15)$ (Terzaghi dan Peck, 1960)

b. $N_1 = 0,6 N$ (Bazaraa, 1967)

Pilih harga N₁ terkcecil dari a dan b.

Untuk jenis tanah lempung, lanau dan pasir kasar dan bila $N \leq 15$, tidak ada koreksi. Jadi $N_1 = N$

2.2 KOREKSI TERHADAP OVERBURDER PRESSURE (N₂)

Hasil dari koreksi 1(N₁) dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah dimana harga N tersebut didapatkan (tekanan vertikal efektif = overburden pressure).

$N_2 = 4N_1 / (1 + 0,4 P_o)$ untuk $P_o \leq 75 \text{ ton/m}^2$

$N_2 = 4N_1 / (3,25 + 0,1 P_o)$ untuk $P_o > 75 \text{ ton/m}^2$

P_o : tekanan tanah vertikal efektif pada lapisan / kedalaman yang ditinjau

N₂ harus $\leq 2N_1$, bila dari koreksi didapat $N_2 < 2N_1$ dibuat $N_2 = 2N_1$

3. DAYA DUKUNG TIANG PANCANG

3.1 DAYA DUKUNG TIANG TUNGGAL

$$P_{ujung} = Cn_{ujung} \times A_{ujung}$$

dimana,

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

\check{N} = harga rata-rata N_2 dari 4.D di bawah ujung tiang pancang sampai dengan 8.D di atas ujung tiang pancang

A_{ujung} = luas ujung tiang pancang, (m^2)

$$= 1/4 \times \pi \times D^2$$

Untuk menghitung *friction* sepanjang tiang pancang dilakukan perhitungan sebagai berikut

$$\sum R_{si} = C l_i \times A_{s_i}$$

dimana,

$C l_i = f_{s_i}$ = hambatan geser selimut tang pada setiap lapisan atau kedalaman

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

= $N_i / 5$ (ton.m^2), untuk tanah pasir

A_{s_i} = luas selimut tiang pada setiap lapisan i

$$= 1/4 \times \pi \times H$$

Sehingga :

$$P_{ult} \text{ 1 tiang} = P_{ujung} + \sum R_{si}$$

$$P_{ijin} = P_{ult} \text{ 1 tiang} / SF$$

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

untuk menghitung P tarik tiang :

$$Q_{tarik} = \sum r_{si} / SF$$

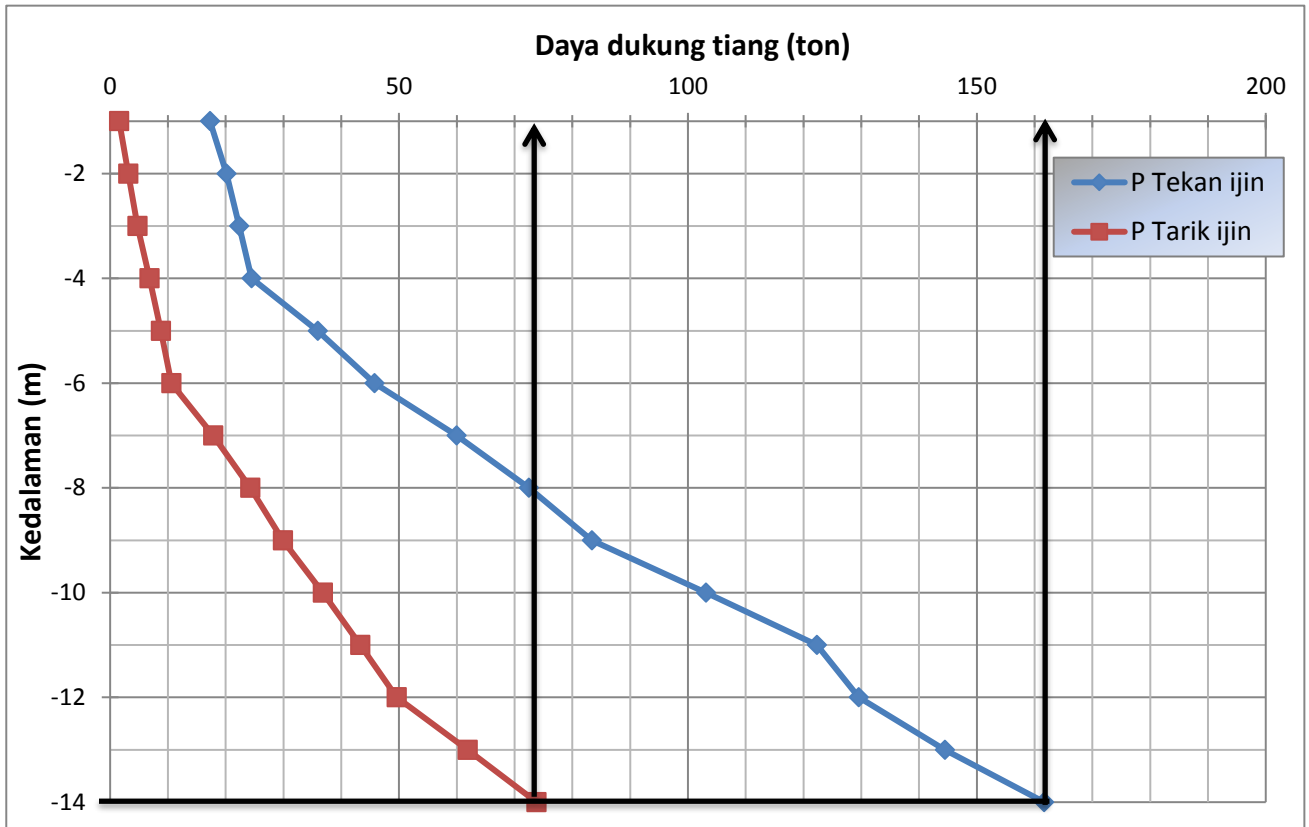
direncanakan diameter pancang,

D =	0,5	m
8D =	4	m
4D =	2	m

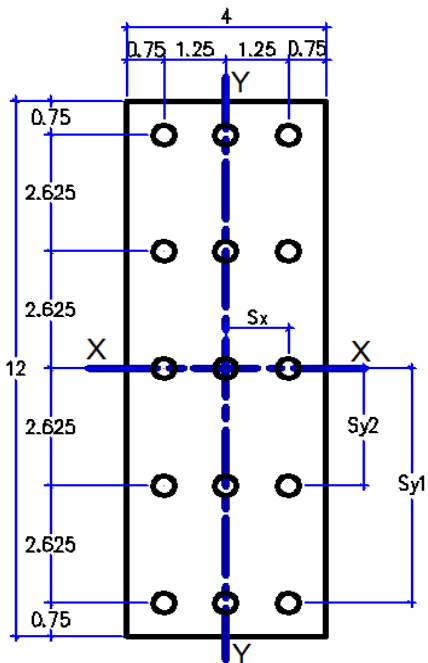
PERHITUNGAN DAYA DUKUNG IJIN (AKSIAL-TEKAN) TIANG PANCANG

NO	Tebal Lapisan	z	JENIS TANAH	γsat	P ₀ '	N-SPT	N ₁	N ₂	2*N ₁	N ₂ Pakai	Ñ	P Ujung	Cli	Rsi	ΣRsi	P _{ult} 1 tiang	P Tekan ijin	P Tarik ijin
	m	m		t/m ³	t/m ²							t	t/m ²	t/m ²	t	t	t	t
1	1	0,5	Lempung	1,60	0,30	3	3	10,71	6,00	6,00	6,00	47,12	3,00	4,71	4,71	51,84	17,28	1,57
2	1	1,5	Lempung	1,60	0,90	3	3	8,82	6,00	6,00	6,50	51,05	3,00	4,71	9,42	60,48	20,16	3,14
3	1	2,5	Lempung	1,60	1,50	3	3	7,50	6,00	6,00	6,73	52,85	3,00	4,71	14,14	66,98	22,33	4,71
4	1	3,5	lempung berlanau	1,62	2,11	4	4	8,67	8,00	8,00	6,75	52,98	4,00	6,28	20,42	73,40	24,47	6,81
5	1	4,5	lempung berlanau	1,62	2,73	4	4	7,64	8,00	7,64	10,35	81,32	3,82	6,00	26,42	107,74	35,91	8,81
6	1	5,5	lempung berlanau	1,62	3,36	4	4	6,83	8,00	6,83	13,43	105,50	3,42	5,37	31,79	137,29	45,76	10,60
7	1	6,5	lempung berlanau	1,69	4,01	18	18	27,65	36,00	27,65	16,09	126,37	13,82	21,71	53,50	179,88	59,96	17,83
8	1	7,5	lempung berlanau	2,00	4,86	18	18	24,47	36,00	24,47	18,43	144,72	12,24	19,22	72,73	217,44	72,48	24,24
9	1	8,5	lempung berlanau	2,00	5,86	18	18	21,54	36,00	21,54	20,43	160,46	10,77	16,92	89,65	250,11	83,37	29,88
10	1	9,5	Lempung	2,10	6,91	25	25	26,58	50,00	26,58	25,33	198,94	13,29	20,88	110,52	309,46	103,15	36,84
11	1	10,5	Lempung	2,10	8,01	25	25	24,69	50,00	24,69	30,18	237,05	12,34	19,39	129,91	366,97	122,32	43,30
12	1	11,5	Lempung	2,10	9,11	25	25	24,04	50,00	24,04	30,54	239,90	12,02	18,88	148,79	388,69	129,56	49,60
13	1	12,5	pasir kasar	2,10	10,21	50	50	46,83	100,00	46,83	31,56	247,84	23,42	36,78	185,57	433,42	144,47	61,86
14	1	13,5	pasir kasar	2,10	11,31	50	50	45,66	100,00	45,66	33,56	263,57	22,83	35,86	221,43	485,00	161,67	73,81

Grafik daya dukung tanah :



3.2 DAYA DUKUNG TIANG GRUP



Jarak tiang ke sumbu X
 $S_{x1} = 1,25$ m

Jarak tiang ke sumbu Y
 $S_{y1} = 5,25$ m
 $S_{y2} = 2,625$ m

Rencana pemancangan Abutment BH-2

Dimensi pile cap

	Notasi	Besarnya	Satuan
Panjang	L	12	m
lebar	B	4	m

dimensi pancang

Diameter pancang	D	0,5	m
jarak antar tiang memanjang	y	2,625	m
jarak antar tiang melintang	x	1,25	m
jarak tiang ke tepi pile cap	a	0,75	m
Rencana panjang tiang	L	14	m
Daya dukung tanah ijin terhadap tekan (grafik)	P Tekan ijin	161	ton
Daya dukung tanah ijin terhadap tarik (grafik)	P tarik ijin	73	ton

Besarnya efisiensi tiang dalam grup dihitung menggunakan formula Converse - Labere :

$$E_k = 1 - \theta \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 * m * n} \right)$$

Dimana :

m = jumlah tiang dalam baris

n = jumlah tiang dalam kolom

D = diameter tiang

s = jarak antar tiang

$$\theta = \arctan (D/s)$$

jumlah tiang dalam baris,

jumlah tiang dalam kolom,

jarak antar tiang terkecil,

m =	3	bh
n =	5	bh
s =	1,25	m
$\theta = \arctan (D/s) =$	21,80	
$E_k =$	0,64	
P tekan =	103,80	ton
P tarik =	47,0644	ton

jadi besarnya efisiensi tiang dalam grup,

Daya dukung tanah ijin terhadap tekan untuk 1 tiang * E_k ,

Daya dukung tanah ijin terhadap tarik untuk 1 tiang * E_k ,

mencari nilai Pmax dan Pmin yang terjadi pada tiang akibat beban luar

jumlah tiang,

n =	15	bh
$\Sigma X^2 =$	15,625	m ²
$\Sigma Y^2 =$	206,719	m ²

Tinjauan terhadap beban arah X

$$P_{max} = V/n + M_y * X_{max} / \Sigma X^2;$$

$$P_{min} = V/n - M_y * X_{max} / \Sigma X^2;$$

No	Kombinasi beban	P	M _y	P/n	M _y *X _{max} /ΣX ²	P _{max}	P _{min}
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kombinasi 1	6704,2	448,44	446,95	35,88	482,82	411,07
2	Kombinasi 2	6704,2	396,06	446,95	31,69	478,63	415,26
3	Kombinasi 3	6704,2	448,44	446,95	35,88	482,82	411,07
4	Kombinasi 4	6704,2	396,06	446,95	31,69	478,63	415,26
5	Kombinasi 5	5080,5	1512,62	338,70	121,01	459,71	217,69

Kontrol Pmax dan Pmin terhadap kapasitas tiang

No	Komb.	k	Pmax	P tekan * k	Ket.	Pmin	P tarik * k	Ket.
			(kN)	(kN)		(kN)	(kN)	
1	Komb. 1	100%	482,82	1037,996	OK	411,07	470,644	OK
2	Komb. 2	125%	478,63	1297,495	OK	415,26	588,305	OK
3	Komb. 3	125%	482,82	1297,495	OK	411,07	588,305	OK
4	Komb. 4	140%	478,63	1453,194	OK	415,26	658,902	OK
5	Komb. 5	150%	459,71	1556,993	OK	217,69	705,966	OK

Tinjauan terhadap beban arah Y

$$P_{max} = V/n + M_x * Y_{max} / \Sigma y^2;$$

$$P_{min} = V/n - M_y * y_{max} / \Sigma y^2$$

No	Kombinasi beban	P	Mx	P/n	Mx*Ymax/ΣY ²	Pmax	Pmin
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kombinasi 1	6704,2	0,00	446,95	0,00	446,95	446,95
2	Kombinasi 2	6704,2	0,00	446,95	0,00	446,95	446,95
3	Kombinasi 3	6704,2	946,20	446,95	24,03	470,98	422,92
4	Kombinasi 4	6704,2	946,20	446,95	24,03	470,98	422,92
5	Kombinasi 5	5080,5	3797,06	338,70	96,43	435,14	242,27

Kontrol Pmax dan Pmin terhadap kapasitas tiang

No	Komb.	k	Pmax	P tekan * k	Ket.	Pmin	P tarik * k	Ket.
			(kN)	(kN)		(kN)	(kN)	
1	Komb. 1	100%	446,95	1037,996	OK	446,95	470,644	OK
2	Komb. 2	125%	446,95	1297,495	OK	446,95	588,305	OK
3	Komb. 3	125%	470,98	1297,495	OK	422,92	588,305	OK
4	Komb. 4	140%	470,98	1453,194	OK	422,92	658,902	OK
5	Komb. 5	150%	435,14	1556,993	OK	242,27	705,966	OK

3.3 KONTROL KEKUATAN BAHAN TERHADAP GAYA AKSIAL

Kontrol kekuatan bahan terhadap gaya aksial yang ditinjau adalah kekuatan tekan ijin dan tarik ijin tiang berdasarkan spesifikasi pancang yang digunakan.

Kontrol Tekan :

$$P \text{ tekan ijin bahan} = \boxed{1690} \text{ kN} > P \text{ max} = \boxed{482,82} \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Kontrol tarik :

$$P \text{ tarik ijin bahan} = \boxed{1220,4} \text{ kN} > P \text{ min} = \boxed{446,95} \text{ kN} \dots \text{OK}$$

3.4 KONTROL DEFLEKSI AKIBAT GAYA LATERAL

Defleksi yang terjadi pada tiang dihitung dengan perumusan sebagai berikut

$$\delta_p = F\delta((P*T^3)/(EI))$$

nilai NSPT tanah paling atas
(lihat grafik NAVFAC, DM-7,1971)

$$N = \boxed{3} \text{ --> tanah lunak}$$

$$F = \boxed{4} \text{ t/ft}^3$$

$$\boxed{0,128} \text{ kg/cm}^3$$

$$E = \boxed{338922} \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \boxed{255324} \text{ cm}^4$$

$$T = (EI/f)^{1/5} = \boxed{232,272} \text{ cm}$$

$$L_b = \boxed{14} \text{ m}$$

Elastisitas bahan,

Inersia bahan,

Gaya penahan,

Panjang tiang,

Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

$$L_b/T = \boxed{6,03}$$

$$Z = \boxed{0,00} \text{ m}$$

$$F_m = \boxed{0,88}$$

$$F\delta = \boxed{0,95}$$

$$T \text{ max} = \boxed{1344,31} \text{ kN}$$

$$n = \boxed{15,00} \text{ bh}$$

$$P = T_{max}/jml \text{ tiang} = \boxed{89,62} \text{ kN}$$

$$\delta_p = F\delta((P*T^3)/(EI)) = \boxed{1,23} \text{ cm} < \mathbf{2,0 \text{ cm} \dots \text{OK}}$$

gaya horizontal maksimum yang bekerja,

jumlah tiang,

3.5 KONTROL MOMEN CRACK

$P = T_{max}/jml \text{ tiang}$

$M_p = F_m (P \cdot T)$

Koef. Momen akibat gaya lateral,
Momen crack bahan,

$L_b/T =$	6,03
$F_m =$	0,88
$M \text{ crack} =$	170

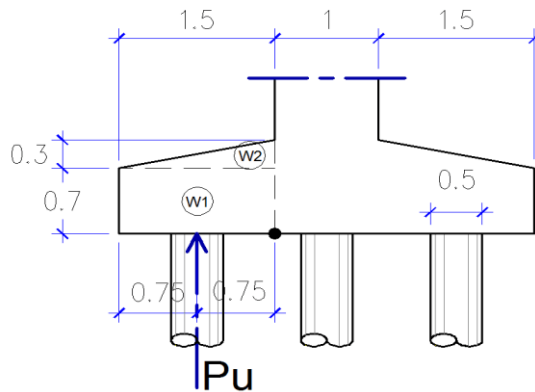
No	Kombinasi beban	k	T_x	P	M_p	$M \text{ Crack}$	Ket
			(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN m)	
1	Kombinasi 1	100%	270,00	18,00	36,58	170,00	OK
2	Kombinasi 2	125%	283,50	18,90	38,41	212,50	OK
3	Kombinasi 3	125%	270,00	18,00	36,58	212,50	OK
4	Kombinasi 4	140%	283,50	18,90	38,41	238,00	OK
5	Kombinasi 5	150%	1344,31	89,62	182,14	255,00	OK

3.6 PENULANGAN ABUTMENT

3.6.1. PENULANGAN PILE CAP

BEBAN YANG BEKERJA

1. GAYA AKSIAL ULTIMIT TIANG PANCANG



REKAP KOMBINASI PEMBEBANAN ULTIMIT PILE CAP

No	Kombinasi beban	P_u	T_{ux}	T_{uy}	M_{ux}	M_{uy}
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	9453,5	783,2	179,4	1135,4	1488,1
2	Kombinasi 2	9815,3	783,2	0,0	0,0	1488,1
3	Kombinasi 3	9453,5	783,2	179,4	1135,4	1488,1
4	Kombinasi 4	9453,5	783,2	179,4	1135,4	1488,1
5	Kombinasi 5	9453,5	1344,3	1344,3	3797,1	827,3

Tinjauan terhadap beban arah X

$$P_{max} = V/n + M_y \cdot X_{max} / \Sigma X^2;$$

$$P_{min} = V/n - M_y \cdot X_{max} / \Sigma X^2;$$

No	Kombinasi beban	P_u	M_{uy}	P_u/n	$M_{uy} \cdot X_{max} / \Sigma X^2$	$P_u \text{ max}$	$P_u \text{ min}$
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kombinasi 1	9453,5	1488,09	630,23	119,05	749,28	511,18
2	Kombinasi 2	9815,3	1488,09	654,35	119,05	773,40	535,30
3	Kombinasi 3	9453,5	1488,09	630,23	119,05	749,28	511,18
4	Kombinasi 4	9453,5	1488,09	630,23	119,05	749,28	511,18
5	Kombinasi 5	9453,5	827,29	630,23	66,18	696,41	564,05

Tinjauan terhadap beban arah Y

$$P_{max} = V/n + M_x * Y_{max} / \Sigma y^2;$$

$$P_{min} = V/n - M_y * y_{max} / \Sigma y^2$$

No	Kombinasi beban	Pu	Mux	Pu/n	Mux*Ymax/ΣY ²	Pu max	Pu min
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kombinasi 1	9453,5	1135,44	630,23	28,84	659,07	601,39
2	Kombinasi 2	9815,3	0,00	654,35	0,00	654,35	654,35
3	Kombinasi 3	9453,5	1135,44	630,23	28,84	659,07	601,39
4	Kombinasi 4	9453,5	1135,44	630,23	28,84	659,07	601,39
5	Kombinasi 5	9453,5	3797,06	630,23	96,43	726,66	533,80

Perhitungan geser ultimit dan momen ultimit pada pile cap akibat reaksi tiang pancang

No	Pu max	jumlah	berat	arah	lengan	Momen
	kN	bh	kN	momen	(m)	(kN.m)
W1	773,40	5	3866,99	1	0,75	2900,245
			WP = 3866,99			MP = 2900,25

2. GAYA GESER DAN MOMEN ULTIMIT PILE CAP

Perhitungan geser ultimit dan momen ultimit pile cap

No	Dimensi (m)		bentuk	A	L	Vol	berat	arah	Lengan	Momen
	b	h		(m ²)	(m)	(M ³)	kN	momen	(m)	(kN.m)
W1	1,50	0,70	1,00	1,05	12,00	12,60	315,00	-1	0,75	-236,25
W2	1,50	0,30	0,50	0,23	12,00	2,70	67,50	-1	0,50	-33,75
							Ws = 382,50			Ms = -270,00

3. GAYA GESER DAN MOMEN ULTIMIT TOTAL

Berat total, $\Sigma W = 4249,49$ kN

Momen total, $\Sigma M = 2630,25$ kN.m

Faktor beban ultimit,

$$k = 1,3$$

Gaya geser ultimit rencana pile cap,

$$W_u = \Sigma W * k = 5524,342$$
 kN

Momen ultimit rencanan pile cap,

$$M_u = \Sigma M * k = 3419,319$$
 kN.m

PERHITUNGAN TULANGAN

INPUT DATA

Mutu Beton, K - 300

Kuat tekan beton, $f_c' = 24,9$ Mpa

Mutu Baja, U - 39

Tegangan leleh baja, $f_y = 390$ Mpa

Panjang penampang pile cap

$B_y = 12000$ mm

lebar penampang pile cap,

$B_x = 4000$ mm

Tinggi pile cap

$h = 1000$ mm

tebal selimut beton,

$d' = 80$ mm

Faktor reduksi kekuatan lentur,

$\phi = 0,8$

Faktor reduksi kekuatan geser,

$\phi = 0,60$

Tulangan utama/lentur,

$D = 25$ mm

tulangan bagi,

$D' = 12$ mm

tinggi penampang efektif,

$d_x = 908$ mm

Momen nominal rencana,

$$M_n = M_u / \phi = 4274,15$$
 kN.m

$$R_n = M_n / (b_y * d_x^2) = 0,00043$$
 kN/mm²

$$= 0,43249$$
 N/mm²

$$m = f_y / (0,85 * f_c') = 18,4266$$

faktor bentuk distribusi tegangan beton,

Beta 1 =

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) = \text{0,11\%}$$

$\rho_{min} = 1.4 / f_y = \text{0,36\%}$

$$\rho_{max} = 0,75 * \left(\frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right) = \text{2,15\%}$$

$\rho_{pakai} = \text{0,36\%}$

A. TULANGAN LENTUR PILE CAP

Luas tulangan yang diperlukan :
digunakan tulangan utama

As perlu = $\rho * B_y * dx = \text{39092,3 mm}^2$

D - As = > As Perlu (OK)

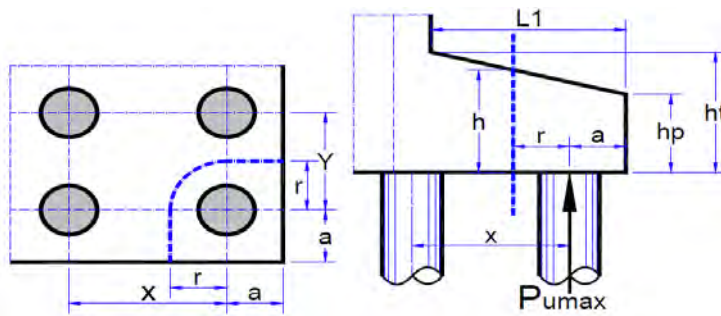
B. TULANGAN BAGI

digunakan tulangan bagi

As = 20% As lentur =

D - As = > As Perlu (OK)

KONTROL TERHADAP GESER PONS



Kuat geser pons yang disyaratkan,

$F_v = 0,3 * f'_c^{0,5} = \text{7,47 mPa}$

Faktor reduksi kekuatan geser,

$\phi = \text{0,60}$

jarak antar tiang pancang arah X,

$X = \text{1,25 m}$

jarak antar tiang pancang arah Y,

$Y = \text{2,625 m}$

jarak tiang pancang terhadap tepi pile cap,

$a = \text{0,75 m}$

$r_1 = X/2 = \text{0,625 m}$

$r_2 = Y/2 = \text{1,3125 m}$

$r_{pakai} = \text{nilai minimum } r_1 \text{ dan } r_2 = \text{0,625 m}$

$hp = \text{0,7 m}$

$ht = \text{1 m}$

$L_1 = \text{1,5 m}$

tebal bidang kritis geser pons,

$h = hp + (r+a)/L_1 * (ht-hp) = \text{0,98 m}$

$h = \text{975 mm}$

tebal efektif bidang kritis geser pons,

$d = h - d' = \text{895 mm}$

panjang total bidang kritis,

$L_v = [2*(r+a) + \pi/2*r] * 10^3 = \text{3731,75 mm}$

luas bidang kritis geser pons,

$A_v = L_v * h = \text{3638454 mm}^2$

gaya geser pons nominal,

$P_n = A_v * F_v = \text{2,7E+07 N}$

kapasitas geser pons,

$\phi * P_n = \text{16307,6 kN}$

Reaksi ultimit satu tiang pancang,

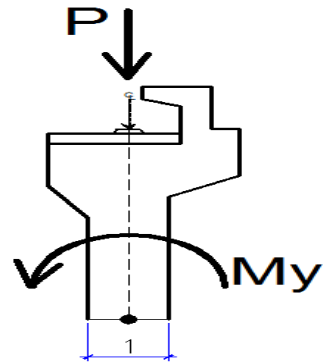
$P_u \text{ max} = \text{773,40 kN}$

$P_u \text{ max} < \phi * P_n \text{ OK!}$

3.6.1 PENULANGAN BREAST WALL

REKAP KOMBINASI PEMBEBANAN ULTIMIT BREAST WALL

No	Kombinasi beban	P	Mx	My	
		(kN)	(kNm)	(kNm)	
1	Kombinasi 1	546,0	79,7	274,2	sama
2	Kombinasi 2	576,1	0,0	274,2	
3	Kombinasi 3	546,0	79,7	274,2	sama
4	Kombinasi 4	546,0	79,7	274,2	sama
5	Kombinasi 5	546,0	189,9	157,8	



INPUT DATA

Mutu Beton, K	300	Kuat tekan beton,	$f_c' = 24,9$	Mpa
Mutu Baja, U	39	Tegangan leleh baja,	$f_y' = 390$	Mpa
Panjang penampang breast wall			$B_y = 1000$	mm
Lebar penampang breast wall,			$B_x = 1000$	mm
tebal selimut beton,			$d' = 50$	mm
Tulangan utama/lentur,			$D = 25$	mm
tulangan geser/sengkang,			$D' = 16$	mm
tinggi penampang efektif,			$d_x = 922$	mm

Rasio tulangan yang diperlukan	Beta 1 =	0,87214	
	ρ perlu =	0,27%	(dr PCA Column)
	ρ min = $1.4 / f_y$	0,36%	
	ρ max = $0,75 * ((0,85 * \beta_1 * f_c' / f_y) * (600 / (600 + f_y)))$	2,15%	
	ρ pakai =	0,36%	

A. TULANGAN UTAMA/LENTUR

Luas tulangan yang diperlukan :
digunakan tulangan lentur,

$$As \text{ perlu} = \rho * B_x * d_x = 3307,95 \text{ mm}^2$$

D - $As = 3618,7 \text{ mm}^2 > As \text{ Perlu (OK)}$

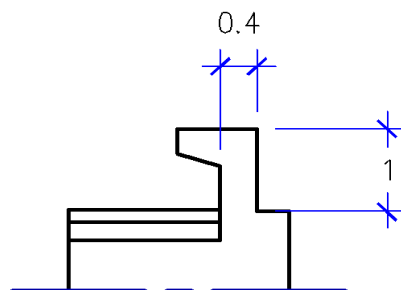
B. TULANGAN BAGI

digunakan tulangan bagi

$$As = 20\% As \text{ lentur} = 661,59 \text{ mm}^2$$

D - $As = 741,114 \text{ mm}^2 > As \text{ Perlu (OK)}$

3.6.1 PENULANGAN BACK WALL



Mutu Beton, K	300	Kuat tekan beton,	$f_c' = 24,9$	Mpa
Mutu Baja, U	39	Tegangan leleh baja,	$f_y' = 390$	Mpa
Panjang penampang breast wall			$B_y = 1000$	mm
Lebar penampang breast wall,			$B_x = 400$	mm
tebal selimut beton,			$d' = 50$	mm
Tulangan utama/lentur,			$D = 16$	mm

tulangan geser/sengkan,
tinggi penampang efektif,

$$D' = \boxed{12} \text{ mm}$$
$$dx = \boxed{930} \text{ mm}$$

karena beban tidak ada maka digunakan

$$\rho \text{ min} = 1.4 / f_y = \boxed{0,36\%}$$

A. TULANGAN UTAMA/LENTUR

Luas tulangan yang diperlukan :
digunakan tulangan lentur,

$$As \text{ perlu} = \rho * Bx * dx = \boxed{1335,38} \text{ mm}^2$$

$$D \quad \boxed{16}$$

$$- \quad \boxed{125}$$

$$As = \boxed{1495,9} \text{ mm}^2$$

> As Perlu (OK)

B. TULANGAN BAGI

digunakan tulangan bagi

$$As = 20\% \text{ As lentur} = \boxed{267,077} \text{ mm}^2$$

$$D \quad \boxed{12}$$

$$- \quad \boxed{350}$$

$$As = \boxed{300,516} \text{ mm}^2$$

> As Perlu (OK)

**ANALISA OVERALL STABILITY PADA ABUTMENT BH-1
MENGUNAKAN KONSEP CERUCUK**

Elevasi tanah dasar

= 20,00 m

Rencana Pjg cerucuk total

= 14,00 m

Data dari program bantu xstabl :

No	SF	Titik pusat (m)		Radius (m)	Mres (KNm)	La (m)	Lb renc. (m)
		X koord	Y Koord				
1	1,26	14,66	29,39	14,21	8124,0	4,82	9,18
2	1,169	15,6	30,37	15,56	9668,0	5,19	8,81
3	1,172	15,57	30,55	15,66	12730,0	5,11	8,89
4	1,099	16,82	27,51	11,59	5521,0	4,08	9,92
5	1,068	17,47	28,51	13,06	7025,0	4,55	9,45
6	1,083	17,09	28,25	12,61	6513,0	4,36	9,64
7	0,977	18,18	27,17	9,76	3449,0	2,59	11,41
8	0,937	18,5	25,57	8,56	2886,0	2,99	11,01
9	0,948	19,01	27,36	10,16	3772,0	2,80	11,20
10	0,975	19,86	29,04	11,98	5029,0	2,94	11,06
11	1,041	20,84	28,57	12,97	6997,0	4,40	9,60
12	0,901	19,4	25,64	8,61	2916,0	2,97	11,03
13	0,924	20,48	25,63	8,42	2803,0	2,79	11,21
14	0,958	20,88	26,72	9,47	3444,0	2,75	11,25
15	1,062	21,96	29,13	12,26	5887,0	3,13	10,87

Spesifikasi circle spun pile :

Produksi : PT Wika Beton (tipe D 500- kelas C)



Penampang cerucuk

- fc'	= 52,00	Mpa	- Mcr	= 17,00	t.m
- d	= 50,00	cm	- Mu	= 17000,00	kN.cm
- rd	= 25,00	cm	- I	= 34,00	t.m
- t	= 9,00	cm		= 34000,00	kN.cm
- d1	= D - 2t			$= \frac{\pi(d^4 - d1^4)}{64}$	
	= 32,00	cm		= 255324,30	cm ⁴
- rd1	= 16,00	cm	- E	= 4700 x (fc') ^{0,5}	
- dm	= 41,00	cm		= 33892,18	Mpa
				= 338921,82	kg/cm ²

Perhitungan :

- Gaya Penahan (resisting)	
N SPT	= 3,000 --> termasuk jenis tanah lunak
(lihat grafik NAVFAC, DM-7,1971)	
f	= 4,000 t/ft ³
	= 0,128 kg/cm ³
T	= (EI/f) ^(1/5)
	= 232,272 cm

Kondisi 1

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
1	1,260	14,660	29,390	14,210	8124	4,820	9,180

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 3,952
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = $\frac{Mc_r}{(F_m.T)}$
 = 81,322 kN

Mencari ΔMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = $\frac{Mres}{Sfmin}$

= 6447,6 kN.m

ΔMR = $Mdor * Sf\ renc. - Mres$

= 644,8 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$x_t = \frac{Lb}{d}$
 = 18,360 ... $5 < X_t < 20$
 $y_t = 1,486$

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,5 m

$x_s = \frac{S}{d}$
 = 3,0
 $y_s = 0,671$

c. Koreksi ratio diameter

$x_d = \frac{d}{T}$
 = 0,215 ... $x_d > 0,12$
 $y_d = 2,000$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg (kN)	n hitung ΔMR/(Pmax*
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn		
1	1,000	4,587	373,00	0,122
3	0,910	4,174	339,43	0,134
5	0,816	3,743	304,37	0,149
7	0,722	3,312	269,31	0,168
9	0,628	2,880	234,24	0,194



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,5 m

Kondisi 2

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
2	1,169	15,6	30,37	15,56	9668	5,19	8,81

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 3,793
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 81,322 kN

Mencari ΔMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin

= 8270,3 kN.m

ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres

= 2708,5 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 17,620 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,412

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,5 m

xs = S/d

= 3,0

ys = 0,671

c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T
 = 0,215 ... xd > 0,12

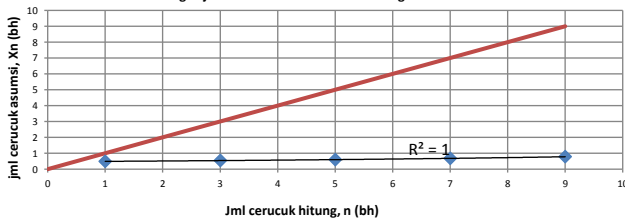
yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,358	354,43	0,491
3	0,910	3,966	322,53	0,540
5	0,816	3,556	289,21	0,602
7	0,722	3,147	255,90	0,680
9	0,628	2,737	222,58	0,782

Grafik hubungan jumlah cerucuk asumsi dan hitung



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n pakai = 1,0 bh
 bh = 1,0 bh
 S = 1,5 m

Kondisi 3

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
3	1,172	15,57	30,55	15,66	12730	5,11	8,89

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 3,827
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 81,322 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin
 = 10861,8 kN.m

ΔMR = Mdor * Sf renc. - Mres
 = 3475,8 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 17,780 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,428

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,5 m

xs = S/d
 = 3,0
 ys = 0,671

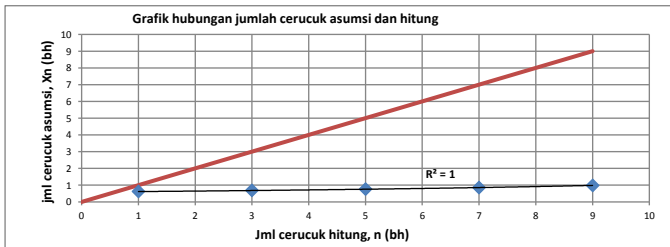
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T
 = 0,215 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

Xn asumsi	Yn	Fkg 2,30 yt. Ys. Yd. Yn	Pmax*FKg (kN)	n hitung
				AMR/(Pmax*
1	1,000	4,408	358,44	0,619
3	0,910	4,011	326,18	0,680
5	0,816	3,597	292,49	0,759
7	0,722	3,182	258,79	0,858
9	0,628	2,768	225,10	0,986



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,5 m

Kondisi 4

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
4	1,099	16,82	27,51	11,59	5521	4,08	9,92

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,271
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T) = 81,322 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin = 5023,7 kN.m

ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres = 2524,4 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 19,840 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,634

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,5 m

xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

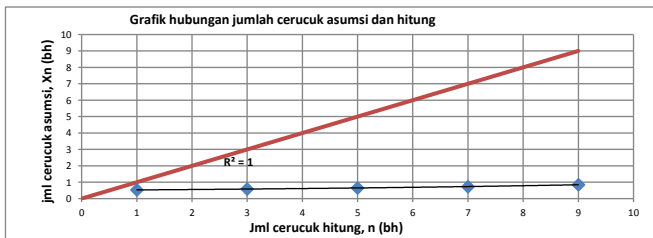
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,215 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

Xn asumsi	Yn	Fkg 2,30 yt. Ys. Yd. Yn	Pmax*FKg (kN)	n hitung
				ΔMR/(Pmax*
1	1,000	5,044	410,15	0,531
3	0,910	4,590	373,24	0,584
5	0,816	4,115	334,68	0,651
7	0,722	3,641	296,13	0,736
9	0,628	3,167	257,57	0,846



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,5 m

Kondisi 5

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
5	1,068	17,47	28,51	13,06	7025	4,55	9,45

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,069
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 81,322 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin

= 6577,7 kN.m

ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres

= 3815,1 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 18,900 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,540

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,5 m

xs = S/d

= 3,0

ys = 0,671

c. Koreksi ratio diameter

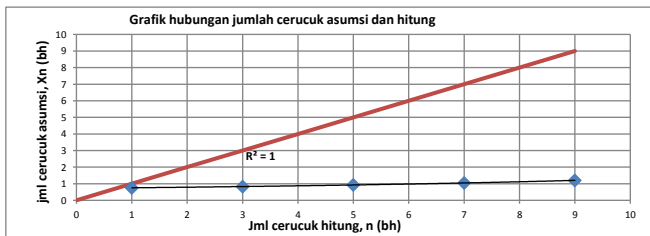
xd = d/T
 = 0,215 ... xd > 0,12

yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,753	386,55	0,756
3	0,910	4,326	351,76	0,830
5	0,816	3,879	315,43	0,926
7	0,722	3,432	279,09	1,047
9	0,628	2,985	242,76	1,203



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,5 m

Kondisi 6

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
6	1,083	17,09	28,25	12,61	6513	4,36	9,64

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,150
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = $\frac{Mcr}{(Fm.T)}$
 = 81,322 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = $\frac{Mres}{Sfmin}$
 = 6013,9 kN.m

ΔMR = Mdor * Sf renc. - Mres
 = 3262,5 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = $\frac{Lb}{d}$
 = 19,280 ... $5 < Xt < 20$
 yt = 1,578

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,5 m

xs = $\frac{S}{d}$
 = 3,0
 ys = 0,671

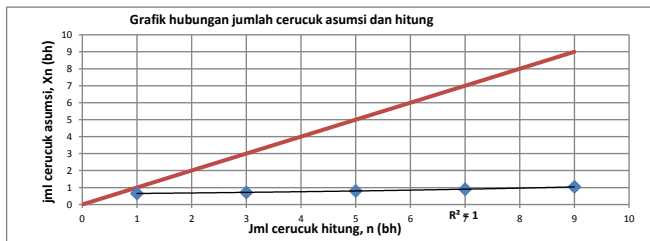
c. Koreksi ratio diameter

xd = $\frac{d}{T}$
 = 0,215 ... $xd > 0,12$
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,871	396,09	0,653
3	0,910	4,432	360,44	0,718
5	0,816	3,974	323,21	0,800
7	0,722	3,517	285,98	0,905
9	0,628	3,059	248,75	1,040



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,5 m

Kondisi 7

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
7	0,977	18,18	27,17	9,76	3449	2,59	11,41

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,912
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = $\frac{Mcr}{(Fm \cdot T)}$
 = 81,322 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = $\frac{Mres}{Sfmin}$
 = 3530,2 kN.m

ΔMR = $Mdor \cdot Sf \text{ renc.} - Mres$
 = 2850,6 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$x_t = \frac{Lb}{d}$
 = 22,820 ... $5 < X_t < 20$
 $y_t = 1,450$

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,5 m

$x_s = \frac{S}{d}$
 = 3,0
 $y_s = 0,671$

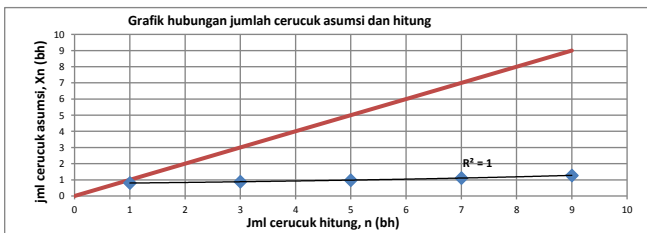
c. Koreksi ratio diameter

$x_d = \frac{d}{T}$
 = 0,215 ... $x_d > 0,12$
 $y_d = 2,000$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 y _t . Y _s . Y _d . Y _n	(kN)	ΔMR/(Pmax*)
1	1,000	4,476	363,96	0,802
3	0,910	4,073	331,21	0,882
5	0,816	3,652	296,99	0,983
7	0,722	3,231	262,78	1,111
9	0,628	2,811	228,57	1,278



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,5 m

Kondisi 8

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
8	0,937	18,5	25,57	8,56	2886	2,99	11,01

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,740
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = $\frac{Mcr}{(Fm \cdot T)}$
 = 81,322 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = $\frac{Mres}{Sfmin}$
 = 3080,0 kN.m

ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres
 = 2795,1 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 22,020 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,450

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,5 m

xs = S/d

= 3,0

ys = 0,671

c. Koreksi ratio diameter

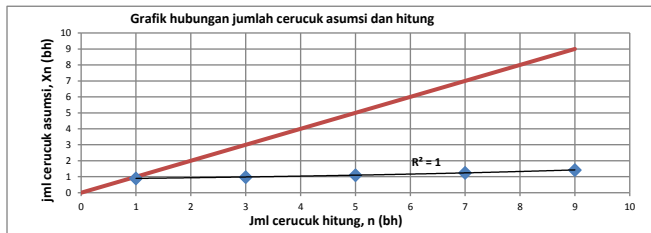
xd = d/T
 = 0,215 ... xd > 0,12

yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg		Pmax*FKg (kN)	n hitung ΔMR/(Pmax*
Xn asumsi	Yn	2,30	yt. Ys. Yd. Yn		
1	1,000	4,476		363,96	0,897
3	0,910	4,073		331,21	0,986
5	0,816	3,652		296,99	1,099
7	0,722	3,231		262,78	1,243
9	0,628	2,811		228,57	1,429



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

n = 1,0 bh

n pakai = 1,0 bh

jarak antar cerucuk,

S = 1,5 m

Kondisi 9

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
9	0,948	19,01	27,36	10,16	3772	2,8	11,2

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,822
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T) = 81,322 kN

Mencari ΔMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin = 3978,9 kN.m

ΔMR = Mdor * Sf renc. - Mres = 3501,4 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 22,400 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,450

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,5 m

xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

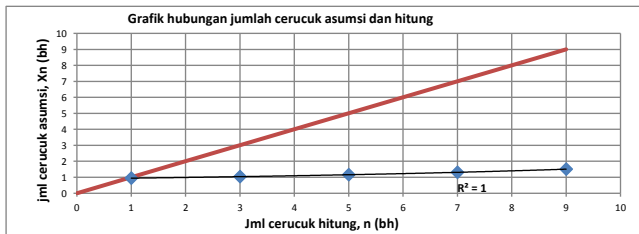
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,215 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,476	363,96	0,947
3	0,910	4,073	331,21	1,041
5	0,816	3,652	296,99	1,160
7	0,722	3,231	262,78	1,311
9	0,628	2,811	228,57	1,508



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,5 m

Kondisi 10

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
10	0,975	19,86	29,04	11,98	5029	2,94	11,06

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,762
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T) = 81,322 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin = 5157,9 kN.m

ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres = 4190,8 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 22,120 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,450

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,5 m

xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

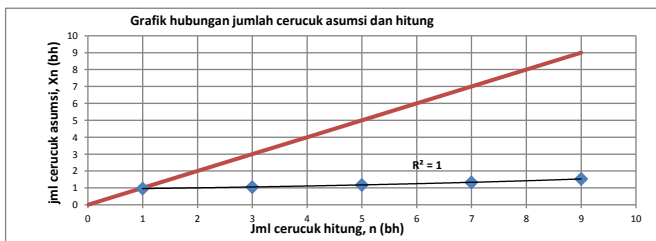
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,215 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

Xn asumsi	Yn	Fkg	Pmax*FKg	n hitung
		2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,476	363,96	0,961
3	0,910	4,073	331,21	1,056
5	0,816	3,652	296,99	1,178
7	0,722	3,231	262,78	1,331
9	0,628	2,811	228,57	1,530



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,5 m

Kondisi 11

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
11	1,041	20,84	28,57	12,97	6997	4,4	9,6

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,133
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 81,322 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin

= 6721,4 kN.m

ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres
 = 4352,1 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 19,200 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,570

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,5 m

xs = S/d

= 3,0

ys = 0,671

c. Koreksi ratio diameter

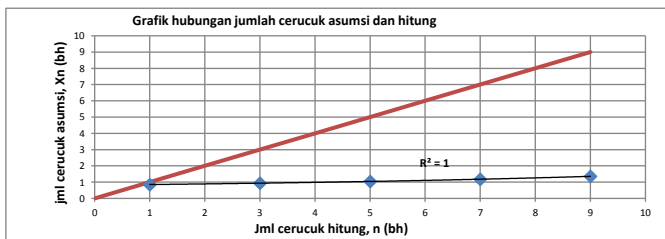
xd = d/T
 = 0,215 ... xd > 0,12

yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

Xn asumsi	Yn	Fkg 2,30 yt. Ys. Yd. Yn	Pmax*FKg (kN)	n hitung
				ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,846	394,09	0,851
3	0,910	4,410	358,62	0,936
5	0,816	3,954	321,57	1,043
7	0,722	3,499	284,53	1,179
9	0,628	3,043	247,49	1,356



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,5 m

Kondisi 12

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
12	0,901	19,4	25,64	8,61	2916	2,97	11,03

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,749
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T) = 81,322 kN

Mencari ΔMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin = 3236,4 kN.m

ΔMR = Mdor * Sf renc. - Mres = 3228,3 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 22,060 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,450

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,5 m

xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

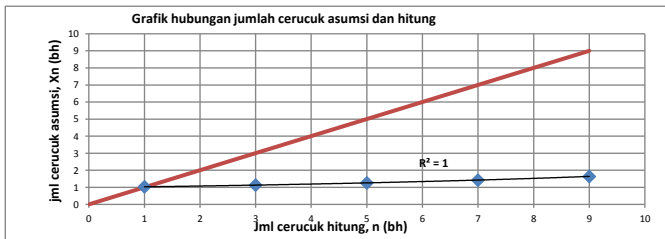
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,215 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

Xn asumsi	Yn	Fkg	Pmax*FKg	n hitung
		2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,476	363,96	1,030
3	0,910	4,073	331,21	1,132
5	0,816	3,652	296,99	1,262
7	0,722	3,231	262,78	1,427
9	0,628	2,811	228,57	1,640



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,1 bh
 n pakai = 2,0 bh
 S = 1,5 m

Kondisi 13

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
13	0,924	20,48	25,63	8,42	2803	2,79	11,21

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,826
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 81,322 kN

Mencari ΔMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin

= 3033,5 kN.m

ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres

= 2851,5 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 22,420 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,450

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,5 m

xs = S/d

= 3,0

ys = 0,671

c. Koreksi ratio diameter

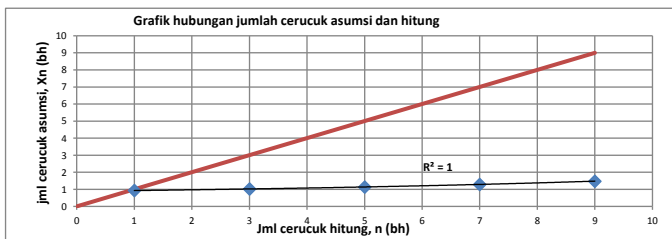
xd = d/T
 = 0,215 ... xd > 0,12

yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,476	363,96	0,930
3	0,910	4,073	331,21	1,023
5	0,816	3,652	296,99	1,140
7	0,722	3,231	262,78	1,289
9	0,628	2,811	228,57	1,482



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,5 m

jarak antar cerucuk,

Kondisi 14

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
14	0,958	20,88	26,72	9,47	3444	2,75	11,25

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,843
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = $\frac{Mcr}{(Fm \cdot T)}$
 = 81,322 kN

Mencari ΔMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = $\frac{Mres}{Sfmin}$

= 3595,0 kN.m

ΔMR = $Mdor \cdot Sf \text{ renc.} - Mres$

= 3073,7 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$x_t = \frac{Lb}{d}$
 = 22,500 ... $5 < X_t < 20$
 $y_t = 1,450$

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,5 m

$x_s = \frac{S}{d}$

= 3,0

$y_s = 0,671$

c. Koreksi ratio diameter

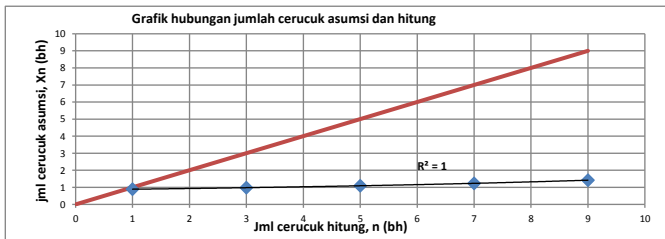
$x_d = \frac{d}{T}$
 = 0,215 ... $x_d > 0,12$

$y_d = 2,000$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

Xn asumsi	Yn	Fkg	Pmax*FKg	n hitung
		2,30 y _t . Y _s . Y _d . Y _n	(kN)	ΔMR/(Pmax*)
1	1,000	4,476	363,96	0,892
3	0,910	4,073	331,21	0,980
5	0,816	3,652	296,99	1,093
7	0,722	3,231	262,78	1,235
9	0,628	2,811	228,57	1,420



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,5 m

Kondisi 15

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
15	1,062	21,96	29,13	12,26	5887	3,13	10,87

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,680
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = $\frac{Mcr}{(Fm \cdot T)}$
 = 81,322 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = $\frac{Mres}{Sfmin}$
 = 5543,3 kN.m

ΔMR = Mdor * Sf renc. - Mres
 = 3298,3 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$x_t = \frac{Lb}{d}$
 = 21,740 ... $5 < X_t < 20$
 $y_t = 1,450$

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,5 m

$x_s = \frac{S}{d}$
 = 3,0
 $y_s = 0,671$

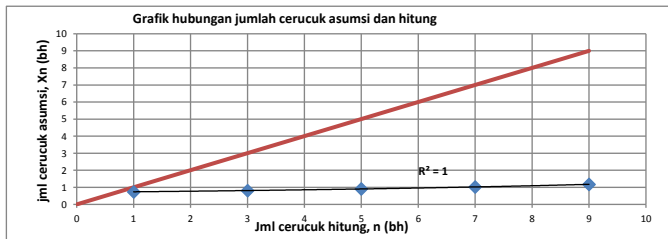
c. Koreksi ratio diameter

$x_d = \frac{d}{T}$
 = 0,215 ... $x_d > 0,12$
 $y_d = 2,000$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,476	363,96	0,739
3	0,910	4,073	331,21	0,812
5	0,816	3,652	296,99	0,906
7	0,722	3,231	262,78	1,024
9	0,628	2,811	228,57	1,177



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,5 m

Rekap perhitungan :

No	SF	La	Lb	Pjg cerucuk total	Jml cerucuk
		(m)	(m)	(m)	(bh)
1	1,260	4,82	9,18	14	1
2	1,169	5,19	8,81	14	1
3	1,172	5,11	8,89	14	1
4	1,099	4,08	9,92	14	1
5	1,068	4,55	9,45	14	1
6	1,083	4,36	9,64	14	1
7	0,977	2,59	11,41	14	1
8	0,937	2,99	11,01	14	1
9	0,948	2,8	11,2	14	1
11	1,041	4,4	9,6	14	1
12	0,901	2,97	11,03	14	2
13	0,924	2,79	11,21	14	1
14	0,958	2,75	11,25	14	1
15	1,062	3,13	10,87	14	1

keterangan :

La : pjg cerucuk diatas garis longsor

Lb : pjg cerucuk dibawah bidang longsor

Kesimpulan : Dipakai cerucuk dengan data sbb.

Diameter,

Panjang cerucuk,

Jumlah cerucuk,

jarak antar cerucuk,

d=	0,5	m
L=	14	m
n=	2	bh
S=	1,5	m

Cek overall stability abutment :

Jumlah tiang pancang terpasang pada abutment :

jumlah cerucuk perlu :

3	bh
2	bh

jumlah tiang pancang terpasang > jumlah cerucuk perlu . . . OK

PERENCANAAN ABUTMENT BH-2

I. ANALISIS BEBAN KERJA

1. BERAT SENDIRI (MS)

Berat sendiri (self weight) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat sendiri dibedakan menjadi 2 macam, yaitu berat sendiri struktur atas, dan berat sendiri struktur bawah.

1.1 BERAT SENDIRI STRUKTUR ATAS

Total berat sendiri struktur atas,

$$W_{MS} = 1578,76 \quad \text{kN}$$

Beban pada abutment akibat berat sendiri,

$$P_{MS} = 0,5 * W_{MS} = 789,38 \quad \text{kN}$$

eksentrisitas terhadap pondasi,

$$e = 0 \quad \text{m}$$

Momen yang terjadi

$$M_{MS} = 0 \quad \text{kN}$$

1.2 BERAT SENDIRI STRUKTUR BAWAH

Tinggi abutment,

$$H = 7,7 \quad \text{m}$$

Panjang abutment,

$$B_y = 12 \quad \text{m}$$

Panjang bentang jembatan,

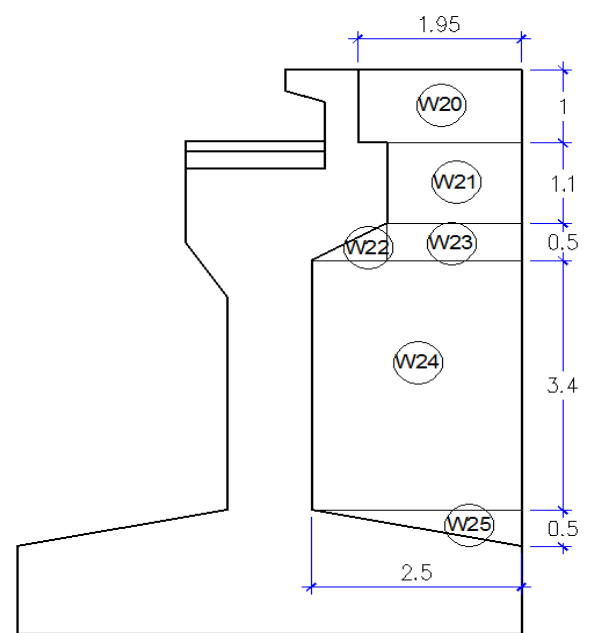
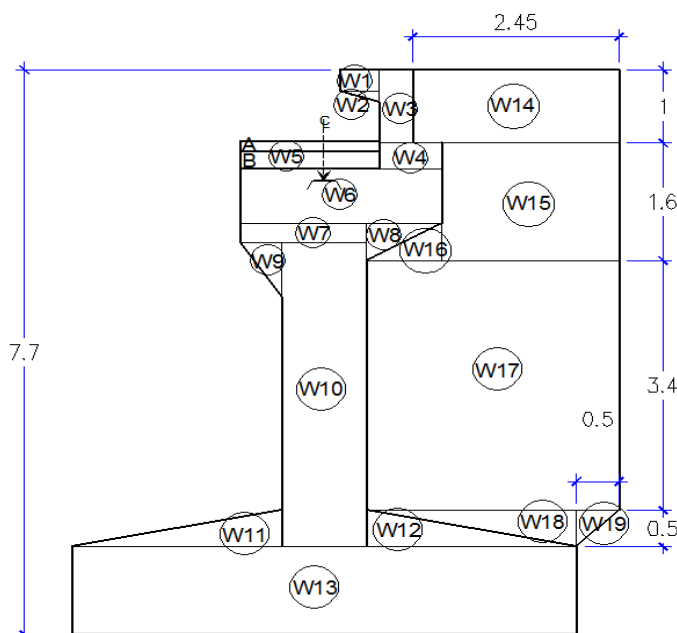
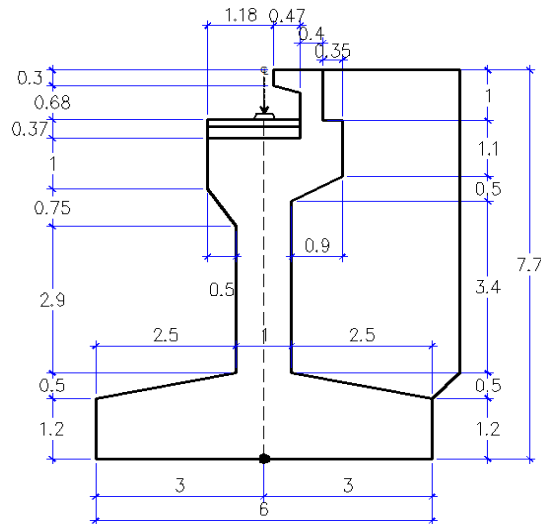
$$L = 60 \quad \text{m}$$

Berat jenis beton,

$$W_c = 25 \quad \text{kN/m}^3$$

Berat jenis tanah timbunan

$$W_s = 18,5 \quad \text{kN/m}^3$$



No	Dimensi (m)		bentuk	A	L	Vol	berat	arah	Lengan	Momen
	b	h		(m ²)	(m)	(M ³)	kN	momen	(m)	(kN.m)
ABUTMENT										
W1	0,47	0,30	1,00	0,14	12,00	1,69	42,30	-1,00	0,42	-17,55
W2	0,47	0,15	0,50	0,04	12,00	0,42	10,58	-1,00	0,49	-5,22
W3	0,40	1,00	1,00	0,40	12,00	4,80	120,00	-1,00	0,85	-102,00
W4	0,75	0,35	1,00	0,26	12,00	3,15	78,75	-1,00	1,03	-80,72
W5(a)	1,65	0,23	1,00	0,38	1,40	0,53	13,28	1,00	0,18	2,39
W5(b)	1,65	0,37	1,00	0,61	1,40	0,85	21,37	1,00	0,18	3,85
W6	2,40	0,75	1,00	1,80	12,00	21,60	540,00	-1,00	0,20	-108,00
W7	1,50	0,25	1,00	0,38	12,00	4,50	112,50	1,00	0,25	28,13
W8	0,90	0,50	0,50	0,23	12,00	2,70	67,50	-1,00	0,80	-54,00
W9	0,50	0,75	0,50	0,19	12,00	2,25	56,25	1,00	0,67	37,50
W10	1,00	4,15	1,00	4,15	12,00	49,80	1245,00	0,00	0,00	0,00
W11	2,50	0,50	0,50	0,63	12,00	7,50	187,50	1,00	1,33	250,00
W12	2,50	0,50	0,50	0,63	12,00	7,50	187,50	-1,00	1,33	-250,00
W13	6,00	1,20	1,00	7,20	12,00	86,40	2160,00	0,00	0,00	0,00
WING WALL										
W14	2,45	1,00	1,00	2,45	1,00	2,45	61,25	-1	2,28	-139,34
W15	2,10	1,60	1,00	3,36	1,00	3,36	84,00	-1	2,45	-205,80
W16	0,90	0,50	0,50	0,23	1,00	0,23	5,63	-1	1,10	-6,19
W17	3,00	3,40	1,00	10,20	1,00	10,20	255,00	-1	2,00	-510,00
W18	2,50	0,50	0,50	0,63	1,00	0,63	15,63	-1	2,17	-33,85
W19	0,50	0,50	0,50	0,13	1,00	0,13	3,13	-1	3,33	-10,42
TANAH										
W20	1,95	1	1	1,95	12,00	23,40	432,90	-1	2,03	-876,62
W21	1,6	1,1	1	1,76	12,00	21,12	390,72	-1	2,20	-859,58
W22	0,9	0,5	0,5	0,23	12,00	2,70	49,95	-1	1,10	-54,95
W23	1,6	0,5	1	0,80	12,00	9,60	177,60	-1	2,20	-390,72
W24	2,5	3,4	1	8,50	12,00	102,00	1887,00	-1	1,75	-3302,25
W25	2,5	0,5	0,5	0,63	12,00	7,50	138,75	-1	2,17	-300,63
TOTAL						$P_{MS} =$	8344,07		$M_{MS} =$	-6985,98

1.3 BEBAN TOTAL AKIBAT BERAT SENDIRI

No	Berat sendiri	P_{MS}	M_{MS}
		kN	kN.m
1	Struktur atas	789,38	0
2	struktur bawah	8344,07	-6985,98
Total		9133,45	-6985,98

2. BEBAN MATI TAMBAHAN (MA)

Beban mati tambahan (*super imposed dead load*), adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Jembatan dianalisis harus mampu memikul beban tambahan seperti :

- 1) Penambahan lapisan aspal (overlay) di kemudian hari,
- 2) Genangan air hujan jika sistem drainase tidak bekerja dengan baik,
- 3) Pemasangan tiang listrik dan instalasi ME.

No	Jenis beban mati tambahan	tebal	Lebar	Pjg	jumlah	w	Berat
		(m)	(m)	(m)		(kN/m ³)	(kN)
1	Lap. Aspal + overlay	0,05	7	60	1,00	22	462
2	Pipa terisi air hujan	dia=	0,4	60	2,00	10	150,7964
3	Air hujan	0,05	7	60	1,00	10	210
$W_{MA} =$							822,7964

Beban pada abutment akibat beban mati tambahan,

$$P_{MA} = 0,5 * W_{MA} = \boxed{411,3982} \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban thd pondasi,

$$e = \boxed{0} \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat berat mati tambahan,

$$M_{MA} = P_{MA} * e = \boxed{0} \text{ kN.m}$$

3. TEKANAN TANAH (TA)

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,60 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut.

Pada kasus ini, tekanan tanah tidak diperhitungkan karena telah diberikan perkuatan (Lihat perhitungan Bab V)

Tekanan tanah aktif,

$$T_{TA} = \boxed{0} \text{ kN}$$

Momen tanah aktif,

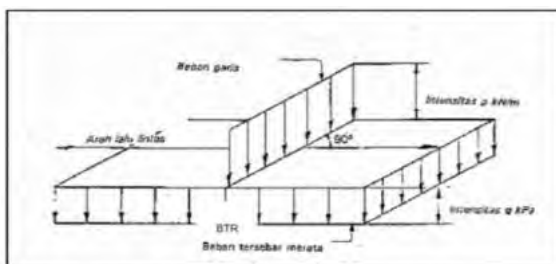
$$M_{TA} = \boxed{0} \text{ kN.m}$$

4. BEBAN LAJUR "D" (TD)

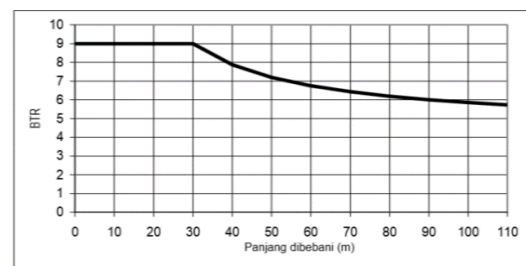
Beban kendaraan yang berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (BTR) dan beban garis (BGT) seperti pada Gambar 1. BTR mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu-lintas seperti Gambar 2 atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$q = 9,0 \text{ kPa,} \quad \text{untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = 9,0 * (0,5 + 15/L) \text{ kPa,} \quad \text{untuk } L > 30 \text{ m}$$



Gbr. 1 Beban lajur "D"



Gbr. 2 Intensitas BTR

Untuk panjang bentang,

$$L = \boxed{60,00} \text{ m}$$

$$q = 9,0 * (0,5 + 15/L) = \boxed{6,00} \text{ kPa}$$

$$P = \boxed{49,00} \text{ kN/m}$$

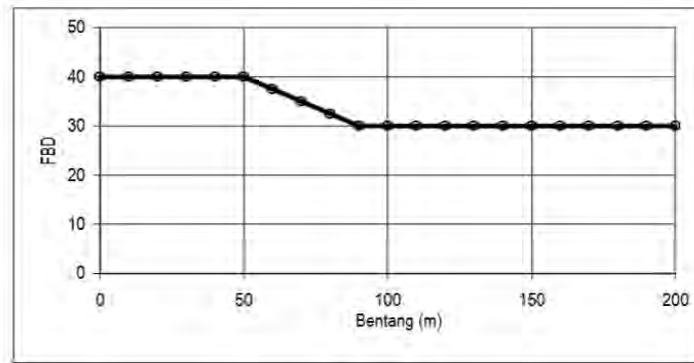
BGT mempunyai intensitas,

Faktor beban dinamis (FBD) untuk BGT diambil sebagai berikut :

$$FBD = 0,4, \quad \text{untuk } L \leq 50 \text{ m}$$

$$FBD = 0,4 - 0,0025 * (L - 50), \quad \text{untuk } 50 < L < 90 \text{ m}$$

$$FBD = 0,3, \quad \text{untuk } L \geq 90 \text{ m}$$



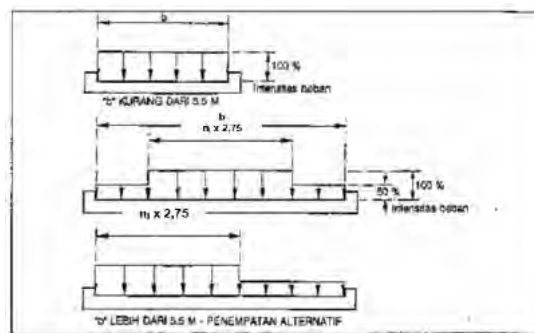
Gbr. 3 Faktor beban dinamis (FBD)

untuk harga, $L = \boxed{60,00}$ m, $FBD = \boxed{0,375}$ $b1 = \boxed{7,5}$ m

$$P_{TD} = (1 + FBD) * P = \boxed{67,375} \text{ kN}$$

Beban "D" harus disusun pada arah melintang sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum. Penyusunan komponen-komponen BTR dan BGT dari beban "D" pada arah melintang harus sama. Penempatan beban ini dilakukan dengan ketentuan sbb :

1. Bila lebar lajur $\leq 5,5$ m, maka beban "D" harus ditempatkan pada seluruh lajur dengan intensitas 100 % seperti tercantum dalam pasal 6.3.1;
2. Apabila lebar lajur $> 5,5$ m, maka beban "D" harus ditempatkan pada jumlah lajur lalu lintas rencana ($n1$) yang berdekatan (tabel 11 RSNI-T-02-2005), dengan intensitas 100 % seperti tercantum pada pasal 6.3.1. Hasilnya adalah beban garis ekuivalen sebesar $n1 \times 2,75 q$ kN/m dan beban terpusat ekuivalen sebesar $n1 \times 2,75 p$ kN, kedua-duanya bekerja berupa strip pada jalur selebar $n1 \times 2,75$ m;
3. lajur lalu lintas rencana yang membentuk strip ini bisa ditempatkan dimana saja pada jalur jembatan. Beban "D" tambahan harus ditempatkan pada seluruh lebar sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50 % seperti tercantum dalam Pasal 6.3.1. Susunan pembebanan ini bisa dilihat dalam Gambar 4;



Gbr. 5 Penyebaran beban arah melintang

Besar beban lajur "D" :
jumlah lajur,

$$n1 = \boxed{2} \text{ (sesuai tabel 11 RSNI-T-02-2005)}$$

$$W_{TD1} = (n1 * 2,75 * q * 100\% + (b1 - (n1 * 2,75)) * q * 50\%) * L = \boxed{2340} \text{ kN}$$

$$W_{TD2} = n1 * 2,75 * P_{TD} * 100\% + (b1 - (n1 * 2,75)) * P_{TD} * 50\% = \boxed{505,313} \text{ kN}$$

Beban pada abutment akibat beban lajur "D",

$$P_{TD} = 0,5 * W_{TD} = \boxed{1422,66} \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi,

$$e = \boxed{0} \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat beban lajur "D",

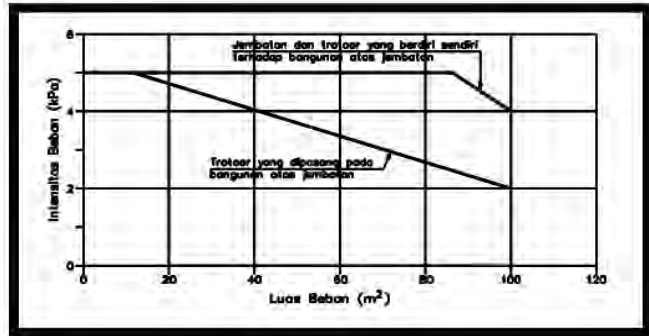
$$M_{TD} = P_{TD} * e = \boxed{0} \text{ kN.m}$$

5. BEBAN PEDESTRIAN / PEJALAN KAKI (TP)

Semua elemen dari trotoar yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa. Trotoar pada jembatan harus direncanakan untuk memikul beban per m² dari luas yang dibebani seperti pada gambar 6.

- untuk $A \leq 10 \text{ m}^2$, $q = 5 \text{ kPa}$
- untuk $10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2$, $q = 5 - 0,033*(A-10) \text{ kPa}$
- untuk $A > 100 \text{ m}^2$, $q = 2 \text{ kPa}$

Panjang bentang,
 $L = 60,00 \text{ m}$
 Lebar trotoar,
 $b2 = 1 \text{ m}$
 jumlah trotoar,
 $n = 2$



Gbr. 6 Pembebanan untuk pejalan kaki

Luas bidang trotoar yang didukung abutment,
 beban merata pada pedestrian,
 Beban pada abutment akibat pejalan kaki,

$$A = b2 * L / 2 * n = 60 \text{ m}^2$$

$$q = 5 - 0,033 * (A - 10) = 3,35 \text{ kPa}$$

Eksentrisitas beban thd pondasi,

$$P_{TP} = A * q = 201 \text{ kN}$$

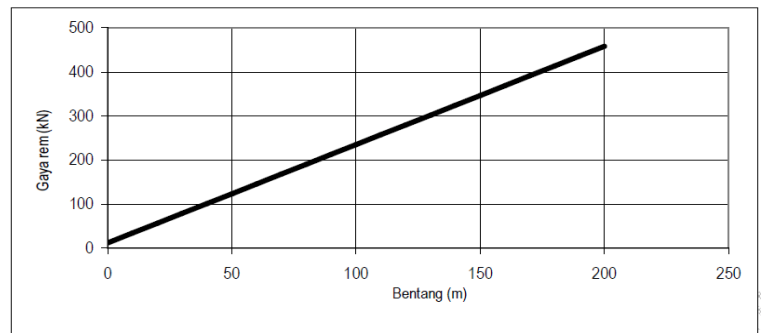
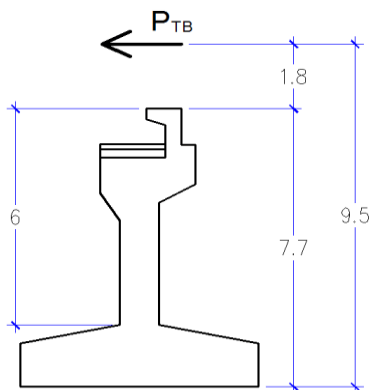
Momen pada pondasi akibat beban pedestrian,

$$e = 0 \text{ m}$$

$$M_{TP} = P_{TP} * e = 0 \text{ kN.m}$$

6. GAYA REM (TB)

Bekerjanya gaya-gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurusan lalu lintas. Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dianggap bekerja pada elevasi + 1,8 m dari permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang ditentukan berdasarkan panjang total jembatan seperti pada gambar 7 berikut.



gbr. 7 Gaya rem per lajur 2,75 m

Panjang bentang,
 Gaya rem brdsrk grafik,
 jumlah lajur

$$L = 60,00 \text{ m}$$

$$T_{TB} = 135 \text{ kN/lajur}$$

$$n1 = 2$$

Gaya rem total,

$$T_{TB} = T_{TB'} * n1 = \boxed{270} \text{ kN}$$

Lengan momen terhadap dasar pondasi,

$$Y_{TB} = 1,8 + \text{Tinggi abutment} = \boxed{9,5} \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat gaya rem,

$$M_{TB} = T_{TB} * Y_{TB} = \boxed{2565} \text{ kN.m}$$

Lengan terhadap breast wall,

$$Y'_{TB} = 1,8 + \text{titik retak breast wall} = \boxed{7,8} \text{ m}$$

Momen pada breast wall akibat gaya rem,

$$M_{TB'} = T_{TB} * Y'_{TB} = \boxed{2106} \text{ kN.m}$$

7. PENGARUH TEMPERATUR (ET)

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

Temperatur maksimum rata-rata,

$$T_{max} = \boxed{40} \text{ } ^\circ\text{C}$$

Temperatur minimum rata-rata,

$$T_{min} = \boxed{15} \text{ } ^\circ\text{C}$$

Perbedaan temperatur,

$$\Delta T = (T_{max} - T_{min}) / 2 = \boxed{12,5} \text{ } ^\circ\text{C}$$

Koefisien muai panjang untuk baja,

$$\alpha = \boxed{1,2E-05} \text{ per } ^\circ\text{C}$$

Kekakuan geser untuk tumpuan elastomer,

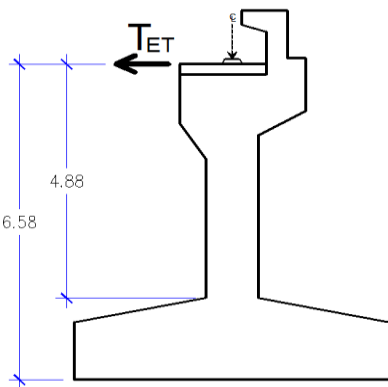
$$k = \boxed{1500} \text{ kN/m}$$

Panjang bentang,

$$L = \boxed{60,00} \text{ m}$$

jumlah elastomer dalam 1 pondasi,

$$n = \boxed{2} \text{ bh}$$



Gaya yang pada abutment akibat pengaruh temperatur,

$$T_{ET} = \alpha * \Delta T * k * L / 2 * n = \boxed{13,5} \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{ET} = \boxed{6,58} \text{ m}$$

lengan terhadap breast wall,

$$Y'_{ET} = \boxed{4,88} \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat temperatur,

$$M_{ET} = T_{ET} * Y_{ET} = \boxed{88,83} \text{ kN.m}$$

Momen pada breast wall akibat temperatur,

$$M'_{ET} = T'_{ET} * Y'_{ET} = \boxed{65,88} \text{ kN.m}$$

8. BEBAN ANGIN (EW)

8.1 ANGIN YANG MENIUP BIDANG SAMPING JEMBATAN

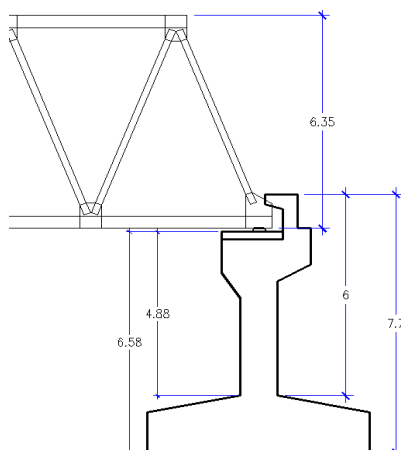
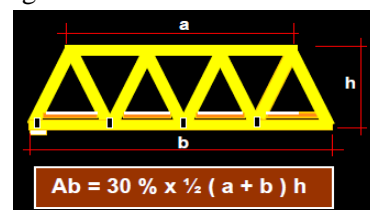
Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus :

$$TEW_1 = 0.0006 * C_w * (V_w)^2 * A_b \text{ kN}$$

C_w = Koefisien seret

V_w = Kecepatan angin rencana (m/det)

A_b = Luas bidang samping jembatan (m²)



Koef seret untuk rangka baja,

$$C_w = \boxed{1,2}$$

untuk lokasi s.d 5 km dr pantai,

$$V_w = \boxed{35} \text{ m/det}$$

Panjang bentang

$$L = \boxed{60,00} \text{ m}$$

$$A_b = \boxed{109,54} \text{ m}^2$$

Beban angin pada abutment,

$$TEW_1 = 0.0006 * C_w * (V_w)^2 * A_b = \boxed{96,612} \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{EW_1} = \boxed{9,76} \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat beban angin,

$$MEW_1 = TEW_1 * Y_{EW_1} = \boxed{942,45} \text{ kNm}$$

Lengan terhadap Breast wall,

$$Y'_{EW_1} = \boxed{8,06} \text{ m}$$

Momen pada Breast wall,

$$M'_{EW_1} = TEW_1 * Y'_{EW_1} = \boxed{778,21} \text{ kNm}$$

8.2 ANGIN YANG MENIUP KENDARAAN

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

$$TEW_2 = 0.0012 * C_w * (V_w)^2 * L / 2$$

kN

$$TEW_2 = 0.0012 * C_w * (V_w)^2 * L / 2 = \boxed{52,920} \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi :

$$YEW_2 = \boxed{7,70} \text{ m}$$

Momen pada pondasi :

$$MEW_2 = TEW_2 * YEW_2 = \boxed{407,48} \text{ kNm}$$

Lengan terhadap Breast wall :

$$Y'EW_2 = \boxed{6,00} \text{ m}$$

Momen pada breast wall :

$$M'EW_2 = TEW_2 * Y'EW_2 = \boxed{317,52} \text{ m}$$

8.3 BEBAN ANGIN TOTAL PADA ABUTMENT

Total beban angin pada abutment

$$TEW = TEW_1 + TEW_2 = \boxed{149,532} \text{ kN}$$

Total momen pada pondasi

$$MEW = MEW_1 + MEW_2 = \boxed{1349,93} \text{ kNm}$$

Total momen pada breast wall

$$MEW = M'EW_1 + M'EW_2 = \boxed{1095,73} \text{ kNm}$$

9. BEBAN GEMPA (EQ)

9.1 BEBAN GEMPA STATIK EKIVALEN

Beban gempa rencana dihitung dengan rumus :

$$TEQ = K_h * I * W_t$$

dengan, $K_h = C * S$

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

K_h : Koefisien beban gempa horisontal

C : Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah (lihat gambar 14 dan 15 RSNI-T-02-2005)

I : Faktor kepentingan (lihat tabel 32 RSNI-T-02-2005)

S : faktor tipe bangunan (lihat tabel 33 RSNI-T-02-2005)

W_t : Berat total jembatan yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan

$$W_t = PMS + PMA \text{ (kN)}$$

Waktu getar struktur dihitung dengan rumus :

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

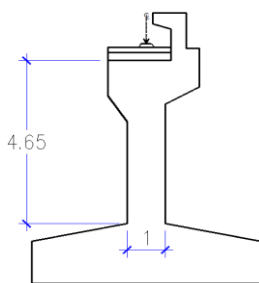
g : percepatan gravitasi (= 9,8 m/det²)

K_p : Kekakuan struktur yang merupakan gaya horisontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m)

W_{TP} : berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berat dari abutment (bila perlu dipertimbangkan) (kN)

$$= PMS \text{ (str atas)} + 1/2 * 8 \text{ PMS (str bawah)}$$

9.1.1 BEBAN GEMPA ARAH MEMANJANG JEMBRATAN (ARAH X)



Tinggi breast wall

$$L_b = \boxed{4,65} \text{ m}$$

Ukuran penampang breast wall

$$b = \boxed{12,00} \text{ m}$$

$$h = \boxed{1,00} \text{ m}$$

Inersia penampang breast wall

$$I_c = 1/12 * b * h^3 = \boxed{1,0} \text{ m}^4$$

Mutu beton

K- 300

$$f_c' = 0.83 * K / 10 = \boxed{24,9} \text{ Mpa}$$

Modulus elastis beton

$$E_c = 4700 * \sqrt{f_c'} = \boxed{23453} \text{ Mpa}$$

$$E_c = \boxed{23452953} \text{ kPa}$$

Nilai kekakuan

$$K_p = 3 * E_c * I_c / L_b^3 = \boxed{699777} \text{ kN/m}$$

Percepatan gravitasi

$$g = \boxed{9,8} \text{ m/det}^2$$

Berat sendiri struktur atas

$$PMS \text{ (str atas)} = \boxed{789,38} \text{ kN}$$

Beban sendiri struktur bawah

$$PMS \text{ (str bawah)} = \boxed{8344,07} \text{ kN}$$

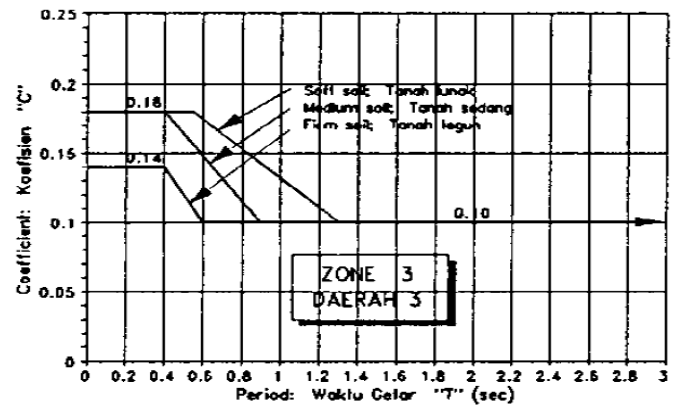
Berat total struktur

$$WTP = PMS \text{ (str atas)} + 1/2 * PMS \text{ (str bawah)} = \boxed{4961,415} \text{ kN}$$

Waktu getar alami struktur

$$T = 2 * \pi * \sqrt{[WTP / (g * K_p)]} = \boxed{0,168915} \text{ detik}$$

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



Kondisi tanah dasar termasuk sedang (medium). Lokasi di wilayah gempa 3.

Koefisien geser dasar $C = \boxed{0,18}$

Untuk jembatan dengan daerah sendi beton bertulang atau baja, maka faktor tipe bangunannya :

$S = 1.0 * F$ Dengan $F = 1.25 - 0.025 * n$ dan F harus diambil ≥ 1

F = faktor perangkaan

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral.

Untuk, $n = \boxed{1}$ maka :

$$F = 1.25 - 0.025 * n = \boxed{1,225}$$

$$S = 1.0 * F = \boxed{1,225}$$

Koefisien beban gempa horisontal,

$$K_h = C * S = \boxed{0,2205}$$

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

$$I = \boxed{1,2}$$

$$TEQ = K_h * I * W_t = \boxed{0,2646} * W_t$$

Gaya gempa

Mencari momen akibat gempa, MEQ :

Distribusi Beban Gempa Pada Abutment

No	Berat Wt (kN)	TEQ (kN)	Lengan momen y (m)	MEQ (kNm)
STRUKTUR ATAS				
PMS	789,38	208,870	7,7	1608,299
PMA	411,398	108,856	7,7	838,191
ABUTMENT				
W1	42,30	11,193	7,55	84,50398
W2	10,58	2,798	7,35	20,56637
W3	120,00	31,752	7,20	228,6144
W4	78,75	20,837	6,53	136,0672
W5(a)	13,28	3,515	6,54	22,98515
W5(b)	21,37	5,654	6,47	36,58035
W6	540,00	142,884	5,97	853,0175
W7	112,50	29,768	5,47	162,8282
W8	67,50	17,861	5,43	97,04205
W9	56,25	14,884	5,10	75,90713
W10	1245,00	329,427	3,28	1080,521
W11	187,50	49,613	1,37	67,80375
W12	187,50	49,613	1,37	67,80375
W13	2160,00	571,536	0,60	342,9216

WING WALL				
W14	61,25	16,207	7,20	116,6886
W15	84,00	22,226	5,90	131,1358
W16	5,63	1,488	5,27	7,838775
W17	255,00	67,473	3,41	230,0829
W18	15,63	4,134	1,53	6,339375
W19	3,13	0,827	1,53	1,267875
TANAH				
W20	432,90	114,545	7,20	824,7264
W21	390,72	103,385	6,15	635,8147
W22	49,95	13,217	5,27	69,60832
W23	177,60	46,993	5,35	251,4123
W24	1887,00	499,300	3,40	1697,621
W25	138,75	36,713	1,53	56,29365
	TEQ =	2525,57	MEQ =	9752,481

Letak titik tangkap gaya horisontal gempa

$$YEQ = MEQ/TEQ = 3,862 \text{ m}$$

9.1.2 BEBAN GEMPA ARAH MELINTANG JEMBATAN (ARAH Y)

Inersia penampang breast wall

$$Ic = 1/12 * h * b^3 = 144 \text{ m}^4$$

Nilai kekakuan

$$Kp = 3 * Ec * Ic / Lb^3 = 1,0E+08 \text{ kN/m}$$

Waktu getar alami struktur

$$T = 2 * \pi * \sqrt{[WTP / (g * Kp)]} = 0,01408 \text{ detik}$$

Koefisien geser dasar

$$C = 0,18$$

Faktor tipe struktur

$$S = 1,0 * F = 1,225$$

Koefisien beban gempa horisontal

$$Kh = C * S = 0,2205$$

Faktor kepentingan

$$I = 1,2$$

Gaya gempa

$$TEQ = Kh * I * Wt = 0,2646 * Wt$$

Berat sendiri (struktur atas + struktur bawah)

$$PMS = 9133,45 \text{ kN}$$

Beban mati tambahan

$$PMA = 411,398 \text{ kN}$$

Beban mati total

$$Wt = PMS + PMA = 9544,85 \text{ kN}$$

Beban gempa arah melintang jembatan

$$TEQ = Kh * I * Wt = 2525,57 \text{ kN}$$

Momen pada pondasi akibat beban gempa

$$MEQ = TEQ * YEQ = 9752,48 \text{ kNm}$$

9.2 TEKANAN TANAH LATERAL AKIBAT GEMPA

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis dihitung dengan menggunakan faktor harga dari sifat bahan (Faktor seperti yang diberikan dalam RSNI-T-02-2005 pada tabel 8). Koefisien geser dasar C diberikan dan faktor kepentingan diberikan dalam RSNI-T-02-2005 masing-masing pada tabel 34 dan tabel 32. Perhitungan koefisien tekanan tanah dinamis (ΔKag) adalah sebagai berikut :

Gaya gempa lateral

$$TEQ = 1/2 * H^2 * Ws * \Delta Kag * By = 0 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi

$$YEQ = 2/3 * H = 0 \text{ m}$$

Momen akibat gempa

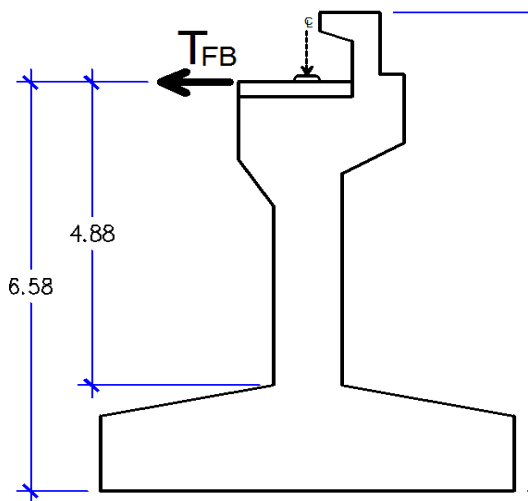
$$MEQ = TEQ * YEQ = 0 \text{ kNm}$$

10. BEBAN AKIBAT GESEKAN PADA PERLETAKAN (FB)

Koefisien gesek pada tumpuan yang berupa elastomer,

$$\mu = 0,18$$

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban berat sendiri dan beban mati tambahan.



Reaksi abutment akibat :

Berat sendiri struktur atas

$$PMS = 789,380 \text{ kN}$$

Beban mati tambahan

$$PMA = 411,398 \text{ kN}$$

Reaksi abutment akibat beban tetap :

$$PT = PMS + PMA = 1200,78 \text{ kN}$$

Gaya gesek pada perletakan

$$TFB = \mu * PT = 216,14 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi

$$YFB = 6,580 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat gaya gesek

$$MFB = TFB * YFB = 1422,2 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap breast wall

$$Y'FB = 4,880 \text{ m}$$

Momen pada breast wall akibat gaya gesek

$$MFB = TFB * Y'FB = 1054,76 \text{ kNm}$$

11. KOMBINASI BEBAN UNTUK PERENCANAAN TEGANGAN KERJA

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

Pada perhitungan kombinasi beban kerja ini tidak memperhitungkan beban tumbukan dan beban pelaksanaan, sehingga kombina yang digunakan hanya kombinasi 1 hingga 5.

REKAP BEBAN KERJA			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	9133,45				-6985,98
2	Beban mati tambahan	MA	411,40				0,00
3	Tekanan tanah	TA		0,00			0,00
B	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	1422,66				0,00
5	Beban pedestrian	TP	201,00				0,00
6	Gaya rem	TB		270,00			2565,00
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET		13,50			88,83
8	Beban angin	EW			149,53	1349,93	
9	Beban gempa	EQ		2525,57	2525,57	9752,48	9752,48
10	Tekanan tanah dinamis	EQ		0,00			0,00

KOMBINASI 1			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
A Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	9133,45				-6985,98
2	Beban mati tambahan	MA	411,40				0,00
3	Tekanan tanah	TA		0,00			0,00
B Beban Lalu-lintas							
4	Beban lajur "D"	TD	1422,66				0,00
5	Beban pedestrian	TP	201,00				0,00
6	Gaya rem	TB		270,00			2565,00
C Aksi Lingkungan							
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
TOTAL			11168,5	270,0	0,0	0,0	-4421,0

KOMBINASI 2			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
A Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	9133,45				-6985,98
2	Beban mati tambahan	MA	411,40				0,00
3	Tekanan tanah	TA		0,00			0,00
B Beban Lalu-lintas							
4	Beban lajur "D"	TD	1422,66				0,00
5	Beban pedestrian	TP	201,00				0,00
6	Gaya rem	TB		270,00			2565,00
C Aksi Lingkungan							
7	Temperatur	ET		13,50			88,83
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
TOTAL			11168,5	283,5	0,0	0,0	-4332,1

KOMBINASI 3			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
A Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	9133,45				-6985,98
2	Beban mati tambahan	MA	411,40				0,00
3	Tekanan tanah	TA		0,00			0,00
B Beban Lalu-lintas							
4	Beban lajur "D"	TD	1422,66				0,00
5	Beban pedestrian	TP	201,00				0,00
6	Gaya rem	TB		270,00			2565,00
C Aksi Lingkungan							
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW			149,53	1349,93	

9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
TOTAL			11168,5	270,0	149,5	1349,9	-4421,0

KOMBINASI 4			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	9133,45				-6985,98
2	Beban mati tambahan	MA	411,40				0,00
3	Tekanan tanah	TA		0,00			0,00
B	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	1422,66				0,00
5	Beban pedestrian	TP	201,00				0,00
6	Gaya rem	TB		270,00			2565,00
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET		13,50			88,83
8	Beban angin	EW			149,53	1349,93	
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan tanah dinamis	EQ					
TOTAL			11168,5	283,5	149,5	1349,9	-4332,1

KOMBINASI 5			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	9133,45				-6985,98
2	Beban mati tambahan	MA	411,40				0,00
3	Tekanan tanah	TA		0,00			0,00
B	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD					
5	Beban pedestrian	TP					
6	Gaya rem	TB					
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ		2525,57	2525,57	9752,48	9752,48
10	Tekanan tanah dinamis	EQ		0,00			0,00
TOTAL			9544,8	2525,6	2525,6	9752,5	2766,5

REKAP KOMBINASI PEMBEBANAN UNTUK TEGANGAN KERJA

No	Kombinasi beban	k	P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	100%	11168,5	270,0	0,0	0,0	-4421,0
2	Kombinasi 2	125%	11168,5	283,5	0,0	0,0	-4332,1
3	Kombinasi 3	125%	11168,5	270,0	149,5	1349,9	-4421,0
4	Kombinasi 4	140%	11168,5	283,5	149,5	1349,9	-4332,1
5	Kombinasi 5	150%	9544,8	2525,6	2525,6	9752,5	2766,5

II. ANALISIS BEBAN ULTIMIT

Aksi	Kelayanan						Ultimit										
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6					
Aksi Permanen : Berat sendiri Beban mati tambahan Susut rangk Pratekan Pengaruh beban tetap pelaksanaan Tekanan tanah Penurunan	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X					
Aksi Transien : Beban lajur "D" atau beban truk "T"	X	o	o	o	o		X	o	o	o	o						
Gaya rem atau gaya sentrifugal	X	o	o	o	o		X	o	o	o							
Beban pejalan kaki		X						X									
Gesekan perletakan	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o		o					
Pengaruh suhu	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o		o					
Aliran / hanyutan / batang kayu dan hidrostatik / apung	o		o	X	o	o	o		X	o		o					
Beban angin			o	o	X	o	o		o	X		o					
Aksi Khusus : Gempa											X						
Beban tumbukan																	
Pengaruh getaran	X	X															
Beban pelaksanaan						X						X					
* X * berarti beban yang selalu aktif * O * berarti beban yang boleh di kombinasi dengan beban aktif, tunggal atau seperti ditunjukkan.						(1) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL (2) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,7 beban "o" KBL (3) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL						Aksi permanen "X" KBU + beban aktif "X" KBU + 1 beban "o" KBL					

1. PILE CAP

1.1 KOMBINASI BEBAN ULTIMATE PILE CAP

REKAP BEBAN KERJA

No	Aksi/Beban	Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	MS	9133,5				-6986,0
2	Beban mati tambahan	MA	411,40				0,00
3	Tekanan tanah	TA		0,00			0,00
B	Aksi Transien						
4	Beban lajur "D"	TD	1422,7				0,00
5	Beban pedestrian	TP	201,00				0,00
6	Gaya rem	TB		270,00			2565,0
7	Temperatur	ET		13,50			88,83
8	Beban angin	EW			149,53	1349,93	
9	Gesekan pada perletakan	FB		216,1			1422,2
C	Aksi Khusus						
10	Beban gempa	EQ		2525,57	2525,57	9752,48	9752,48
11	Tekanan tanah dinamis	EQ		0,00			0,00

KOMBINASI 1

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	1,3	11873,5				-9081,8
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00

B Aksi Transien							
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,8			0,0	
5	Beban pedestrian	1,8					
6	Gaya rem	1,8		486,00		4617,00	
7	Temperatur	1,2		16,20		106,60	
8	Beban angin	1,2			179,44	1619,92	
9	Gesekan pada perletakan	1,3		281,0		1848,9	
C Aksi Khusus							
10	Beban gempa	1					
11	Tekanan tanah dinamis	1					
TOTAL			15257,1	783,2	179,4	1619,9	-2509,3

KOMBINASI 2			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A Aksi Permanen							
1	Berat sendiri	1,3	11873,49				-9081,77
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00
B Aksi Transien							
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,8				0,0
5	Beban pedestrian	1,8	361,80				0,00
6	Gaya rem	1,8		486,00			4617,00
7	Temperatur	1,2		16,20			106,60
8	Beban angin	1,2					
9	Gesekan pada perletakan	1,3		281,0			1848,9
C Aksi Khusus							
10	Beban gempa	1					
11	Tekanan tanah dinamis	1					
TOTAL			15618,9	783,2	0,0	0,0	-2509,3

KOMBINASI 3			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A Aksi Permanen							
1	Berat sendiri	1,3	11873,49				-9081,77
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00
B Aksi Transien							
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,8				0,0
5	Beban pedestrian	1,8					
6	Gaya rem	1,8		486,00			4617,00
7	Temperatur	1,2		16,20			106,60
8	Beban angin	1,2			179,44	1619,92	
9	Gesekan pada perletakan	1,3		281,0			1848,9
C Aksi Khusus							
10	Beban gempa	1					
11	Tekanan tanah dinamis	1					
TOTAL			15257,1	783,2	179,4	1619,9	-2509,3

KOMBINASI 4			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	1,3	11873,49				-9081,77
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00
B	Aksi Transien						
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,8				0,0
5	Beban pedestrian	1,8					
6	Gaya rem	1,8		486,00			4617,00
7	Temperatur	1,2		16,20			106,60
8	Beban angin	1,2			179,44	1619,92	
9	Gesekan pada perletakan	1,3		281,0			1848,9
C	Aksi Khusus						
10	Beban gempa	1					
11	Tekanan tanah dinamis	1					
TOTAL			15257,1	783,2	179,4	1619,9	-2509,3

KOMBINASI 5			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	1,3	11873,49				-9081,77
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00
B	Aksi Transien						
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,8				0,0
5	Beban pedestrian	1,8					
6	Gaya rem	1,8					
7	Temperatur	1,2					
8	Beban angin	1,2					
9	Gesekan pada perletakan	1,3					
C	Aksi Khusus						
10	Beban gempa	1	0,00	2525,57	2525,57	9752,48	9752,48
11	Tekanan tanah dinamis	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTAL			15257,1	2525,6	2525,6	9752,5	670,7

REKAP KOMBINASI PEMBEBANAN ULTIMIT PILE CAP

No	Kombinasi beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi 1	15257,1	783,2	179,4	1619,9	-2509,3
2	Kombinasi 2	15618,9	783,2	0,0	0,0	-2509,3
3	Kombinasi 3	15257,1	783,2	179,4	1619,9	-2509,3
4	Kombinasi 4	15257,1	783,2	179,4	1619,9	-2509,3
5	Kombinasi 5	15257,1	2525,6	2525,6	9752,5	670,7

2. BREAST WALL

2.1 BERAT SENDIRI (MS)

2.1.1 BERAT SENDIRI STRUKTUR ATAS

Total berat sendiri struktur atas,

$$W_{MS} = 1578,8 \quad \text{kN}$$

Beban pada abutment akibat berat sendiri,

$$P_{MS} = 0,5 * W_{MS} = 789,4 \quad \text{kN}$$

eksentrisitas terhadap pondasi,

$$e = 0,0 \quad \text{m}$$

Momen yang terjadi

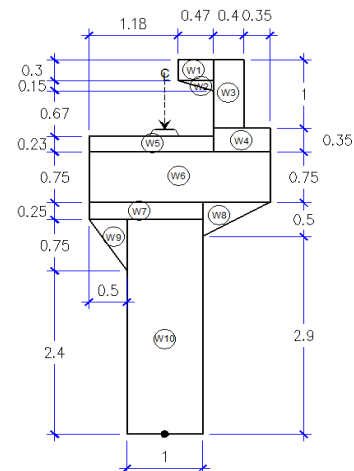
$$M_{MS} = 0,0 \quad \text{kN}$$

2.1.2 BERAT SENDIRI BREAST WALL

No	Dimensi (m)		bentuk	L (m)	berat (t)	arah momen	Lengan (m)	Momen (kN.m)	
	b	h							
W1	0,47	0,30	1,00	12,00	42,30	-1,00	0,42	-17,55	
W2	0,47	0,15	0,50	12,00	10,58	-1,00	0,49	-5,22	
W3	0,40	1,00	1,00	12,00	120,00	-1,00	0,85	-102,00	
W4	0,75	0,35	1,00	12,00	78,75	-1,00	1,03	-80,72	
W5(a)	1,65	0,23	1,00	1,40	13,28	1,00	0,18	2,39	
W5(b)	1,65	0,37	1,00	1,40	21,37	1,00	0,18	3,85	
W6	2,40	0,75	1,00	12,00	540,00	-1,00	0,20	-108,00	
W7	1,50	0,25	1,00	12,00	112,50	1,00	0,25	28,13	
W8	0,90	0,50	0,50	12,00	67,50	-1,00	0,80	-54,00	
W9	0,50	0,75	0,50	12,00	56,25	1,00	0,67	37,50	
W10	1,00	4,15	1,00	12,00	1245,00	0,00	0,00	0,00	
$P_{MS} =$					2307,53	$M_{MS} =$			-295,63

2.1.3 BEBAN TOTAL AKIBAT BERAT SENDIRI

No	Berat sendiri	P_{MS}	M_{MS}
		kN	kN.m
1	Struktur atas	789,4	0,0
2	struktur bawah	2307,53	-295,63
Total		3096,91	-295,628



2.2 BEBAN MATI TAMBAHAN (MA)

$$P_{MA} = 0,5 * W_{MA} = 411,398 \quad \text{kN}$$

$$e = 0 \quad \text{m}$$

$$M_{MA} = P_{MA} * e = 0 \quad \text{kN.m}$$

2.3 TEKANAN TANAH (TA)

$$T_{TA} = 0 \quad \text{kN}$$

$$M_{TA} = 0 \quad \text{kN.m}$$

2.4 BEBAN GEMPA

2.4.1 BEBAN GEMPA STATIK EKIVALEN

$$TEQ = Kh * I * Wt = 0,2646 * Wt$$

No	Berat Wt (kN)	TEQ (kN)	Lengan momen y (m)	MEQ (kNm)
STRUKTUR ATAS				
PMS	789,38	208,870	5,5	1148,785
PMA	411,40	108,856	5,5	598,7078
BREAST WALL				
W1	42,30	11,193	5,35	59,8803
W2	10,58	2,798	5,15	14,41045

W3	120,00	31,752	5,00	158,76
W4	78,75	20,837	4,32	90,01692
W5(a)	13,28	3,515	4,33	15,218
W5(b)	21,37	5,654	4,26	24,08536
W6	540,00	142,884	3,77	538,6727
W7	112,50	29,768	3,27	97,33973
W8	67,50	17,861	3,23	57,74895
W9	56,25	14,884	2,90	43,16288
W10	1245,00	329,427	1,57	517,2004
TEQ =	928,30		MEQ =	3363,99

Beban gempa statuk ekivalen arah Y (melintang jembatan) besarnya sama dengan beban gempa arah X (memanjang jembatan)

2.4.2 TEKANAN TANAH DINAMIS AKIBAT GEMPA

TEQ = kN MEQ = kN.m

2.5 BEBAN ULTIMIT BREAST WALL

REKAP BEBAN KERJA BREAST WALL

No	Aksi/Beban	Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	MS	3096,9				-295,6
2	Beban mati tambahan	MA	411,40				0,00
3	Tekanan tanah	TA		0,00			0,00
B	Aksi Transien						
4	Beban lajur "D"	TD	1422,7				0,00
5	Beban pedestrian	TP	201,00				0,00
6	Gaya rem	TB		270,00			2106,0
7	Temperatur	ET		13,50			65,88
8	Beban angin	EW			149,53	1095,73	
9	Gesekan pada perletakan	FB		216,1			1054,8
C	Aksi Khusus						
10	Beban gempa	EQ		928,30	928,30	3363,99	3363,99
11	Tekanan tanah dinamis	EQ		0,00			0,00

REKAP BEBAN ULTIMIT BREAST WALL

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	1,3	4026,0				-384,3
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00
B	Aksi Transien						
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,8				0,0
5	Beban pedestrian	1,8	361,80				0,00
6	Gaya rem	1,8		486,00			3790,80
7	Temperatur	1,2		16,20			79,06
8	Beban angin	1,2	0,00		179,44	1314,88	0,00
9	Gesekan pada perletakan	1,3		281,0			1371,2

C Aksi Khusus							
10	Beban gempa	1		928,30	928,30	3363,99	3363,99
11	Tekanan tanah dinamis	1		0,00			0,00

KOMBINASI 1			Arah	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban		P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A Aksi Permanen								
1	Berat sendiri	1,3		4026,0				-384,3
2	Beban mati tambahan	2,0		822,80				0,0
3	Tekanan tanah	1,25			0,00			0,0
B Aksi Transien								
4	Beban lajur "D"	1,8		2560,8				0,0
5	Beban pedestrian	1,8						
6	Gaya rem	1,8			486,0			3790,8
7	Temperatur	1,2			16,2			79,1
8	Beban angin	1,2		0,0		179,4	1314,9	0,0
9	Gesekan pada perletakan	1,3			281,0			1371,2
C Aksi Khusus								
10	Beban gempa	1						
11	Tekanan tanah dinamis	1						
TOTAL				7409,6	783,2	179,4	1314,9	4856,7

KOMBINASI 2			Vertikal	Horisontal		Momen		
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	
A Aksi Permanen								
1	Berat sendiri	1,3	4025,98				-384,32	
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00	
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00	
B Aksi Transien								
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,78				0,00	
5	Beban pedestrian	1,8	361,80				0,00	
6	Gaya rem	1,8		486,00			3790,80	
7	Temperatur	1,2		16,20			79,06	
8	Beban angin	1,2						
9	Gesekan pada perletakan	1,3		280,98			1371,19	
C Aksi Khusus								
10	Beban gempa	1						
11	Tekanan tanah dinamis	1						
TOTAL				7771,4	783,2	0,0	0,0	4856,7

KOMBINASI 3			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A Aksi Permanen							
1	Berat sendiri	1,3	4025,98				-384,32
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00
B Aksi Transien							

4	Beban lajur "D"	1,8	2560,78				0,00
5	Beban pedestrian	1,8					
6	Gaya rem	1,8		486,00			3790,80
7	Temperatur	1,2		16,20			79,06
8	Beban angin	1,2	0,00		179,44	1314,88	0,00
9	Gesekan pada perletakan	1,3		280,98			1371,19
C	Aksi Khusus						
10	Beban gempa	1					
11	Tekanan tanah dinamis	1					
TOTAL			7409,6	783,2	179,4	1314,9	4856,7

KOMBINASI 4			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	1,3	4025,98				-384,32
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00
B	Aksi Transien						
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,78				0,00
5	Beban pedestrian	1,8					
6	Gaya rem	1,8		486,00			3790,80
7	Temperatur	1,2		16,20			79,06
8	Beban angin	1,2	0,00		179,44	1314,88	0,00
9	Gesekan pada perletakan	1,3		280,98			1371,19
C	Aksi Khusus						
10	Beban gempa	1					
11	Tekanan tanah dinamis	1					
TOTAL			7409,6	783,2	179,4	1314,9	4856,7

KOMBINASI 5			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Permanen						
1	Berat sendiri	1,3	4025,98				-384,32
2	Beban mati tambahan	2,0	822,80				0,00
3	Tekanan tanah	1,25		0,00			0,00
B	Aksi Transien						
4	Beban lajur "D"	1,8	2560,78				0,00
5	Beban pedestrian	1,8					
6	Gaya rem	1,8					
7	Temperatur	1,2					
8	Beban angin	1,2					
9	Gesekan pada perletakan	1,3					
C	Aksi Khusus						
10	Beban gempa	1	0,00	928,30	928,30	3363,99	3363,99
11	Tekanan tanah dinamis	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTAL			7409,6	928,3	928,3	3364,0	2979,7

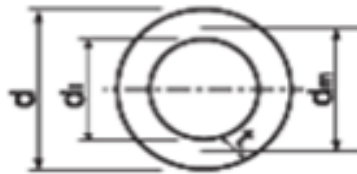
REKAP KOMBINASI PEMBEBANAN ULTIMIT BREAST WALL

No	Kombinasi beban	P	Tx	Ty	Mx	My
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	7409,6	783,2	179,4	1314,9	4856,7
2	Kombinasi 2	7771,4	783,2	0,0	0,0	4856,7
3	Kombinasi 3	7409,6	783,2	179,4	1314,9	4856,7
4	Kombinasi 4	7409,6	783,2	179,4	1314,9	4856,7
5	Kombinasi 5	7409,6	928,3	928,3	3364,0	2979,7

III PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG

1. SPESIFIKASI PANCANG

Produksi : PT Wika Beton (tipe D 600- kelas C)



Penampang cerucuk

- fc'	= 52,00	Mpa	- Mcr	= 29,00	t.m
- d	= 60,00	cm		= 29000,00	kN.cm
- rd	= 30,00	cm	- Mu	= 58,00	t.m
- t	= 10,00	cm		= 58000,00	kN.cm
- d1	= D - 2t		- I	= $\frac{\pi(d^4 - d1^4)}{64}$	
	= 40,00	cm		= 510508,81	cm ⁴
- rd1	= 20,00	cm	- E	= 4700 x (fc') ^{0.5}	
- dm	= 50,00	cm		= 33892,18	Mpa
- P tekan ijin bahan	= 229,50	t		= 338921,82	kg/cm ²
- P tarik ijin bahan	= 163,67	t			

2. KOREKSI DATA N-SPT

2.1 KOREKSI TERHADAP MUKA AIR TANAH (N₁)

Khusus untuk tanah pasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung yang berdada dibawah MAT dan hanya N > 15

a. $N_1 = 15 + 0,5 (N - 15)$ (Terzaghi dan Peck, 1960)

b. $N_1 = 0,6 N$ (Bazaraa, 1967)

Pilih harga N₁ terkecil dari a dan b.

Untuk jenis tanah lempung, lanau dan pasir kasar dan bila $N \leq 15$, tidak ada koreksi. Jadi $N_1 = N$

2.2 KOREKSI TERHADAP OVERBURDEN PRESSURE (N₂)

Hasil dari koreksi 1(N₁) dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah dimana harga N tersebut didapatkan (tekanan vertikal efektif = overburden pressure).

$N_2 = 4N_1 / (1 + 0,4 P_o)$ untuk $P_o \leq 75 \text{ ton/m}^2$

$N_2 = 4N_1 / (3,25 + 0,1 P_o)$ untuk $P_o > 75 \text{ ton/m}^2$

P_o : tekanan tanah vertikal efektif pada lapisan / kedalaman yang ditinjau

N₂ harus $\leq 2N_1$, bila dari koreksi didapat $N_2 < 2N_1$ dibuat $N_2 = 2N_1$

3. DAYA DUKUNG TIANG PANCANG

3.1 DAYA DUKUNG TIANG TUNGGAL

$$P_{ujung} = Cn_{ujung} \times A_{ujung}$$

dimana,

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

\check{N} = harga rata-rata N_2 dari 4.D di bawah ujung tiang pancang sampai dengan 8.D di atas ujung tiang pancang

$$A_{ujung} = \text{luas ujung tiang pancang, (m}^2\text{)} \\ = 1/4 \times \pi \times D^2$$

Untuk menghitung *friction* sepanjang tiang pancang dilakukan perhitungan sebagai berikut

$$\sum R_{si} = C l_i \times A_{s_i}$$

dimana,

$C l_i = f s_i =$ hambatan geser selimut tang pada setiap lapisan atau kedalaman

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

= $N_i / 5$ (ton.m^2), untuk tanah pasir

$A_{s_i} =$ luas selimut tiang pada setiap lapisan i

$$= 1/4 \times \pi \times H$$

Sehingga :

$$P_{ult} \text{ 1 tiang} = P_{ujung} + \sum R_{si}$$

$$P_{ijin} = P_{ult} \text{ 1 tiang} / SF$$

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

untuk menghitung P tarik tiang :

$$Q_{tarik} = \sum r_{si} / SF$$

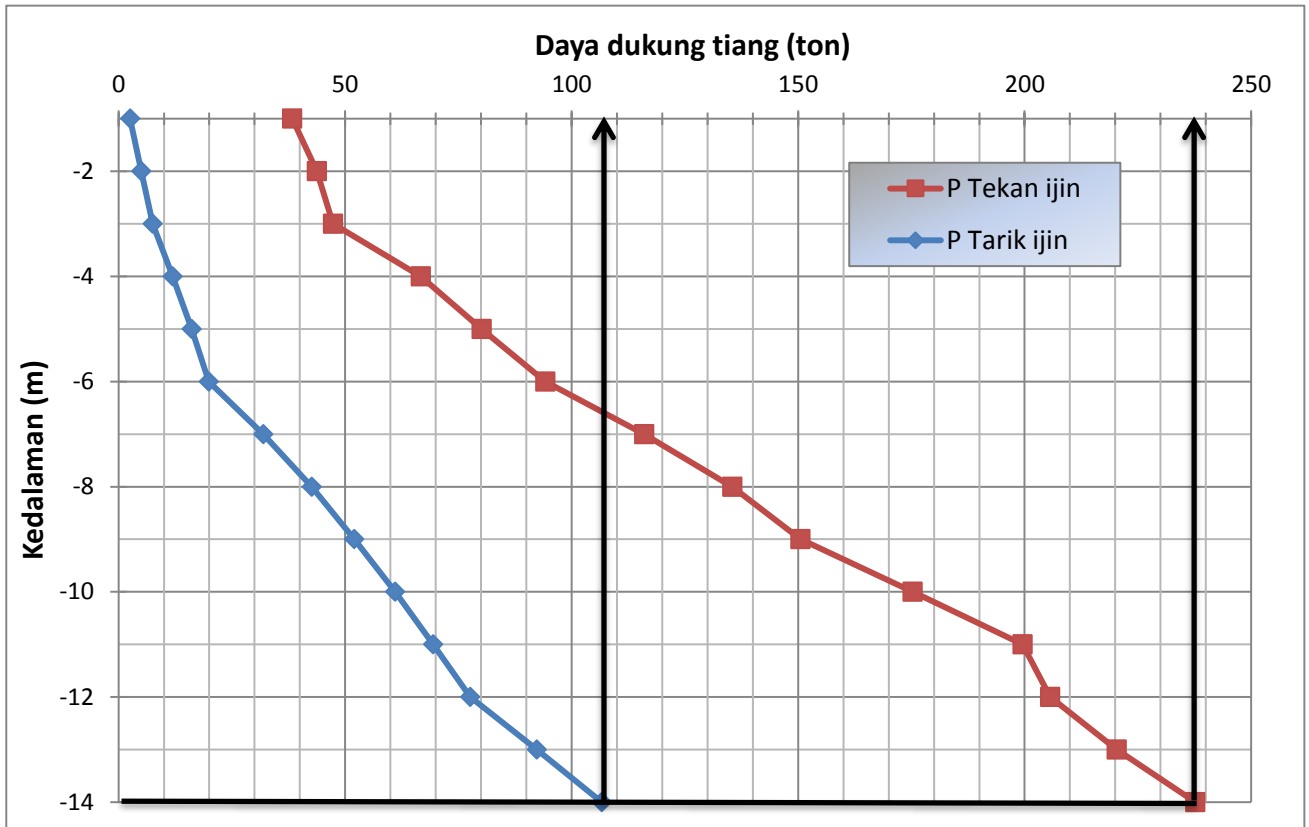
direncanakan diameter pancang,

D =	0,6	m
8D =	4,8	m
4D =	2,4	m

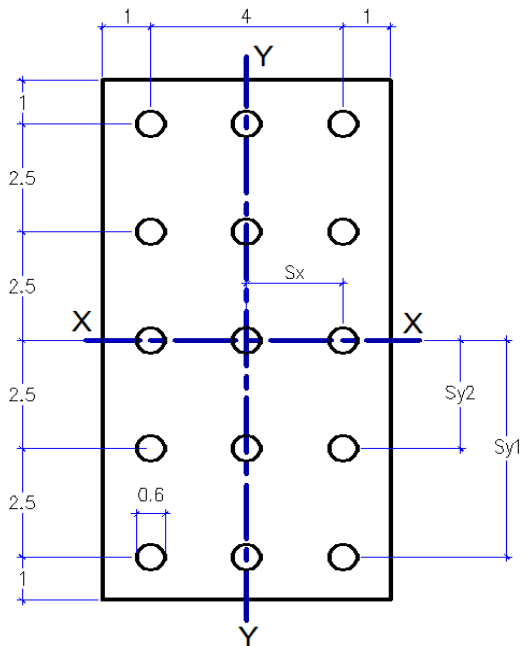
PERHITUNGAN DAYA DUKUNG IJIN (AKSIAL-TEKAN) TIANG PANCANG

NO	Tebal Lapisan	z	JENIS TANAH	γsat	P ₀ '	N-SPT	N ₁	N ₂	2*N ₁	N ₂ Pakai	Ñ	P Ujung	Cli	Rsi	ΣRsi	P _{ult} 1 tiang	P Tekan ijin	P Tarik ijin
	m	m		t/m ³	t/m ²							t	t/m ²	t/m ²	t	t	t	t
1	1	0,5	Lempung	1,60	0,30	4	4	14,29	8,00	8,00	9,50	107,44	4,00	7,54	7,54	114,98	38,33	2,51
2	1	1,5	Lempung	1,60	0,90	4	4	11,76	8,00	8,00	10,28	116,21	4,00	7,54	15,08	131,29	43,76	5,03
3	1	2,5	Lempung	1,60	1,50	4	4	10,00	8,00	8,00	10,56	119,38	4,00	7,54	22,62	142,00	47,33	7,54
4	1	3,5	Lempung berlanau	1,62	2,11	7	7	15,18	14,00	14,00	14,53	164,37	7,00	13,19	35,81	200,18	66,73	11,94
5	1	4,5	Lempung berlanau	1,62	2,73	7	7	13,38	14,00	13,38	16,97	191,87	6,69	12,61	48,42	240,29	80,10	16,14
6	1	5,5	Lempung berlanau	1,62	3,36	7	7	11,96	14,00	11,96	19,71	222,86	5,98	11,27	59,69	282,55	94,18	19,90
7	1	6,5	Lempung	1,69	4,01	25	25	38,40	50,00	38,40	22,29	252,14	19,20	36,19	95,88	348,02	116,01	31,96
8	1	7,5	Lempung	2,00	4,86	25	25	33,99	50,00	33,99	24,63	278,52	17,00	32,04	127,92	406,44	135,48	42,64
9	1	8,5	Lempung	2,00	5,86	25	25	29,92	50,00	29,92	26,12	295,43	14,96	28,20	156,12	451,55	150,52	52,04
10	1	9,5	Lanau kelemp.	2,10	6,91	27	27	28,71	54,00	28,71	30,30	342,73	14,35	27,06	183,17	525,90	175,30	61,06
11	1	10,5	Lanau kelemp.	2,10	8,01	27	27	26,66	54,00	26,66	34,52	390,37	13,33	25,13	208,30	598,67	199,56	69,43
12	1	11,5	Lanau kelemp.	2,10	9,11	27	27	25,96	54,00	25,96	33,96	384,10	12,98	24,47	232,77	616,87	205,62	77,59
13	1	12,5	Lanau kelemp.	2,10	10,21	50	50	46,83	100,00	46,83	33,96	384,04	23,42	44,14	276,91	660,95	220,32	92,30
14	1	13,5	Lanau kelemp.	2,10	11,31	50	50	45,66	100,00	45,66	34,76	393,17	22,83	43,03	319,94	713,11	237,70	106,65

Grafik daya dukung tanah :



3.2 DAYA DUKUNG TIANG GRUP



Jarak tiang ke sumbu X
 $S_{x1} = 2$ m

Jarak tiang ke sumbu Y
 $S_{y1} = 5$ m
 $S_{y2} = 2,5$ m

Rencana pemancangan Abutment BH-2

Dimensi pile cap	Notasi	Besarnya	Satuan
Panjang	L	12	m
lebar	B	6	m

dimensi pancang

Diameter pancang	D	0,6	m
jarak antar tiang memanjang	y	2,5	m
jarak antar tiang melintang	x	2	m
jarak tiang ke tepi pile cap	a	1	m
Rencana panjang tiang	L	14	m
Daya dukung tanah ijin terhadap tekan (grafik)	P Tekan ijin	237	ton
Daya dukung tanah ijin terhadap tarik (grafik)	P tarik ijin	105	ton

Besarnya efisiensi tiang dalam grup dihitung menggunakan formula Converse - Labere :

$$E_k = 1 - \theta \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 * m * n} \right)$$

Dimana :

m = jumlah tiang dalam baris

n = jumlah tiang dalam kolom

D = diameter tiang

s = jarak antar tiang

$$\theta = \arctan (D/s)$$

jumlah tiang dalam baris,

jumlah tiang dalam kolom,

jarak antar tiang terkecil,

m =	3	bh
n =	5	bh
s =	2	m
$\theta = \arctan (D/s) =$	16,70	
Ek =	0,73	
P tekan =	172,50	ton
P tarik =	76,4257	ton

jadi besarnya efisiensi tiang dalam grup,

Daya dukung tanah ijin terhadap tekan untuk 1 tiang * Ek,

Daya dukung tanah ijin terhadap tarik untuk 1 tiang * Ek,

mencari nilai Pmax dan Pmin yang terjadi pada tiang akibat beban luar

jumlah tiang,

n =	15	bh
$\Sigma X^2 =$	40	m ²
$\Sigma Y^2 =$	187,5	m ²

Tinjauan terhadap beban arah X

$$P_{max} = V/n + M_y * X_{max} / \Sigma X^2;$$

$$P_{min} = V/n - M_y * X_{max} / \Sigma X^2;$$

No	Kombinasi beban	P	My	P/n	My*Xmax/ΣX ²	Pmax	Pmin
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kombinasi 1	11168,5	4420,98	744,57	221,05	965,62	523,52
2	Kombinasi 2	11168,5	4332,15	744,57	216,61	961,17	527,96
3	Kombinasi 3	11168,5	4420,98	744,57	221,05	965,62	523,52
4	Kombinasi 4	11168,5	4332,15	744,57	216,61	961,17	527,96
5	Kombinasi 5	9544,8	2766,50	636,32	138,33	774,65	498,00

Kontrol Pmax dan Pmin terhadap kapasitas tiang

No	Komb.	k	Pmax	P tekan * k	Ket.	Pmin	P tarik * k	Ket.
			(kN)	(kN)		(kN)	(kN)	
1	Komb. 1	100%	965,62	1725,038	OK	523,52	764,257	OK
2	Komb. 2	125%	961,17	2156,298	OK	527,96	955,322	OK
3	Komb. 3	125%	965,62	2156,298	OK	523,52	955,322	OK
4	Komb. 4	140%	961,17	2415,053	OK	527,96	1069,960	OK
5	Komb. 5	150%	774,65	2587,557	OK	498,00	1146,386	OK

Tinjauan terhadap beban arah Y

$$P_{max} = V/n + M_x * Y_{max} / \Sigma y^2;$$

$$P_{min} = V/n - M_y * y_{max} / \Sigma y^2$$

No	Kombinasi beban	P	M _x	P/n	M _x *Y _{max} /ΣY ²	P _{max}	P _{min}
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kombinasi 1	11168,5	0,00	744,57	0,00	744,57	744,57
2	Kombinasi 2	11168,5	0,00	744,57	0,00	744,57	744,57
3	Kombinasi 3	11168,5	1349,93	744,57	36,00	780,57	708,57
4	Kombinasi 4	11168,5	1349,93	744,57	36,00	780,57	708,57
5	Kombinasi 5	9544,8	9752,48	636,32	260,07	896,39	376,26

Kontrol P_{max} dan P_{min} terhadap kapasitas tiang

No	Komb.	k	P _{max}	P tekan * k	Ket.	P _{min}	P tarik * k	Ket.
			(kN)	(kN)		(kN)	(kN)	
1	Komb. 1	100%	744,57	1725,038	OK	744,57	764,257	OK
2	Komb. 2	125%	744,57	2156,298	OK	744,57	955,322	OK
3	Komb. 3	125%	780,57	2156,298	OK	708,57	955,322	OK
4	Komb. 4	140%	780,57	2415,053	OK	708,57	1069,960	OK
5	Komb. 5	150%	896,39	2587,557	OK	376,26	1146,386	OK

3.3 KONTROL KEKUATAN BAHAN TERHADAP GAYA AKSIAL

Kontrol kekuatan bahan terhadap gaya aksial yang ditinjau adalah kekuatan tekan ijin dan tarik ijin tiang berdasarkan spesifikasi pancang yang digunakan.

Kontrol Tekan :

$$P \text{ tekan ijin bahan} = \boxed{2295} \text{ kN} > P \text{ max} = \boxed{965,62} \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Kontrol tarik :

$$P \text{ tarik ijin bahan} = \boxed{1636,7} \text{ kN} > P \text{ min} = \boxed{744,57} \text{ kN} \dots \text{OK}$$

3.4 KONTROL DEFLEKSI AKIBAT GAYA LATERAL

Defleksi yang terjadi pada tiang dihitung dengan perumusan sebagai berikut

$$\delta_p = F\delta((P*T^3)/(EI))$$

nilai NSPT tanah paling atas
(lihat grafik NAVFAC, DM-7,1971)

$$N = \boxed{4} \text{ --> tanah lunak}$$

$$F = \boxed{4} \text{ t/ft}^3$$

$$\boxed{0,128} \text{ kg/cm}^3$$

$$E = \boxed{338922} \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \boxed{510509} \text{ cm}^4$$

$$T = (EI/f)^{1/5} = \boxed{266,796} \text{ cm}$$

$$L_b = \boxed{14} \text{ m}$$

Elastisitas bahan,

Inersia bahan,

Gaya penahan,

Panjang tiang,

Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

$$L_b/T = \boxed{5,25}$$

$$Z = \boxed{0,00} \text{ m}$$

$$F_m = \boxed{0,88}$$

$$F\delta = \boxed{0,95}$$

$$T \text{ max} = \boxed{2525,57} \text{ kN}$$

$$n = \boxed{15,00} \text{ bh}$$

$$P = T_{max}/\text{jml tiang} = \boxed{168,37} \text{ kN}$$

$$\delta_p = F\delta((P*T^3)/(EI)) = \boxed{1,76} \text{ cm} < \mathbf{2,0 \text{ cm} \dots \text{OK}}$$

gaya horizontal maksimum yang bekerja,

jumlah tiang,

3.5 KONTROL MOMEN CRACK

$P = T_{max}/jml \text{ tiang}$

$M_p = F_m (P \cdot T)$

Koef. Momen akibat gaya lateral,

Momen crack bahan,

$L_b/T =$	5,25
$F_m =$	0,88
$M_{crack} =$	290

kN

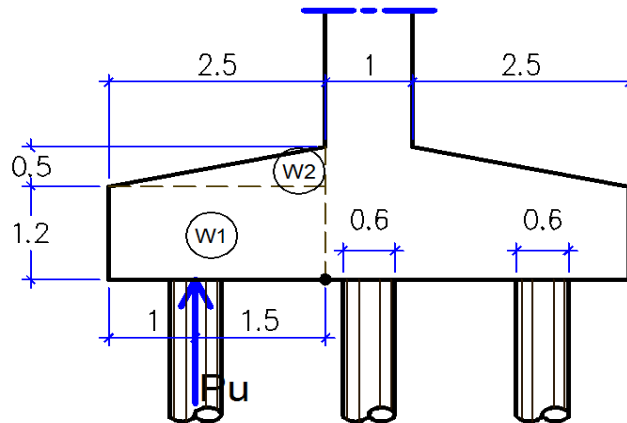
No	Kombinasi beban	k	Tx	P	Mp	M Crack	Ket
			(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN m)	
1	Kombinasi 1	100%	270,00	18,00	42,02	290,00	OK
2	Kombinasi 2	125%	283,50	18,90	44,12	362,50	OK
3	Kombinasi 3	125%	270,00	18,00	42,02	362,50	OK
4	Kombinasi 4	140%	283,50	18,90	44,12	406,00	OK
5	Kombinasi 5	150%	2525,57	168,37	393,06	435,00	OK

3.6 PENULANGAN ABUTMENT

3.6.1. PENULANGAN PILE CAP

BEBAN YANG BEKERJA

1. GAYA AKSIAL ULTIMIT TIANG PANCANG



REKAP KOMBINASI PEMBEBANAN ULTIMIT PILE CAP

No	Kombinasi beban	Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	15257,1	783,2	179,4	1619,9	-2509,3
2	Kombinasi 2	15618,9	783,2	0,0	0,0	-2509,3
3	Kombinasi 3	15257,1	783,2	179,4	1619,9	-2509,3
4	Kombinasi 4	15257,1	783,2	179,4	1619,9	-2509,3
5	Kombinasi 5	15257,1	2525,6	2525,6	9752,5	670,7

Tinjauan terhadap beban arah X

$$P_{max} = V/n + M_y \cdot X_{max} / \Sigma X^2;$$

$$P_{min} = V/n - M_y \cdot X_{max} / \Sigma X^2;$$

No	Kombinasi beban	Pu	Muy	Pu/n	Muy*Xmax/ΣX ²	Pu max	Pu min
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kombinasi 1	15257,1	2509,31	1017,14	125,47	1142,60	891,67
2	Kombinasi 2	15618,9	2509,31	1041,26	125,47	1166,72	915,79
3	Kombinasi 3	15257,1	2509,31	1017,14	125,47	1142,60	891,67
4	Kombinasi 4	15257,1	2509,31	1017,14	125,47	1142,60	891,67
5	Kombinasi 5	15257,1	670,71	1017,14	33,54	1050,67	983,60

Tinjauan terhadap beban arah Y

$$P_{max} = V/n + M_x * Y_{max} / \Sigma y^2;$$

$$P_{min} = V/n - M_y * y_{max} / \Sigma y^2$$

No	Kombinasi beban	Pu	Mux	Pu/n	Mux*Ymax/ΣY ²	Pu max	Pu min
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kombinasi 1	15257,1	1619,92	1017,14	43,20	1060,34	973,94
2	Kombinasi 2	15618,9	0,00	1041,26	0,00	1041,26	1041,26
3	Kombinasi 3	15257,1	1619,92	1017,14	43,20	1060,34	973,94
4	Kombinasi 4	15257,1	1619,92	1017,14	43,20	1060,34	973,94
5	Kombinasi 5	15257,1	9752,48	1017,14	260,07	1277,20	757,07

Perhitungan geser ultimit dan momen ultimit pada pile cap akibat reaksi tiang pancang

No	Pu max	jumlah	berat	arah	lengan	Momen
	kN	bh	kN	momen	(m)	(kN.m)
W1	1277,20	5	6386,02	1	1,5	9579,028
			WP = 6386,02			MP = 9579,03

2. GAYA GESER DAN MOMEN ULTIMIT PILE CAP

Perhitungan geser ultimit dan momen ultimit pile cap

No	Dimensi (m)		bentuk	A	L	Vol	berat	arah	Lengan	Momen
	b	h		(m ²)	(m)	(M ³)	kN	momen	(m)	(kN.m)
W1	2,50	1,20	1,00	3,00	12,00	36,00	900,00	-1	1,25	-1125,00
W2	2,50	0,50	0,50	0,63	12,00	7,50	187,50	-1	0,83	-156,25
						Ws =	1087,50		Ms =	-1281,25

3. GAYA GESER DAN MOMEN ULTIMIT TOTAL

Berat total, $\Sigma W = 7473,52$ kN

Momen total, $\Sigma M = 8297,78$ kN.m

Faktor beban ultimit,

$$k = 1,3$$

Gaya geser ultimit rencana pile cap,

$$W_u = \Sigma W * k = 9715,574$$
 kN

Momen ultimit rencanan pile cap,

$$M_u = \Sigma M * k = 10787,11$$
 kN.m

PERHITUNGAN TULANGAN

INPUT DATA

Mutu Beton, K - 300

Kuat tekan beton, $f_c' = 24,9$ Mpa

Mutu Baja, U - 39

Tegangan leleh baja, $f_y = 390$ Mpa

Panjang penampang pile cap

$B_y = 12000$ mm

lebar penampang pile cap,

$B_x = 6000$ mm

Tinggi pile cap

$h = 1700$ mm

tebal selimut beton,

$d' = 80$ mm

Faktor reduksi kekuatan lentur,

$\phi = 0,8$

Faktor reduksi kekuatan geser,

$\phi = 0,60$

Tulangan utama/lentur,

$D = 25$ mm

tulangan bagi,

$D' = 16$ mm

tinggi penampang efektif,

$d_x = 1608$ mm

Momen nominal rencana,

$$M_n = M_u / \phi = 13483,9$$
 kN.m

$$R_n = M_n / (b_y * d_x^2) = 0,00043$$
 kN/mm²

$$= 0,43484$$
 N/mm²

$$m = f_y / (0,85 * f_c') = 18,4266$$

faktor bentuk distribusi tegangan beton,

$$\text{Beta 1} = \boxed{0,87214}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) = \boxed{0,11\%}$$

$$\rho_{\text{min}} = 1.4 / f_y = \boxed{0,36\%}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 * \left(\frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right) = \boxed{2,15\%}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = \boxed{0,36\%}$$

A. TULANGAN LENTUR PILE CAP

Luas tulangan yang diperlukan :
digunakan tulangan utama

$$\text{As perlu} = \rho * B_y * dx = \boxed{69246,2} \text{ mm}^2$$

$$D \quad \boxed{25} \quad - \quad \boxed{75}$$

$$\text{As} = \boxed{78539,8} \text{ mm}^2$$

> As Perlu (OK)

B. TULANGAN BAGI

digunakan tulangan bagi,

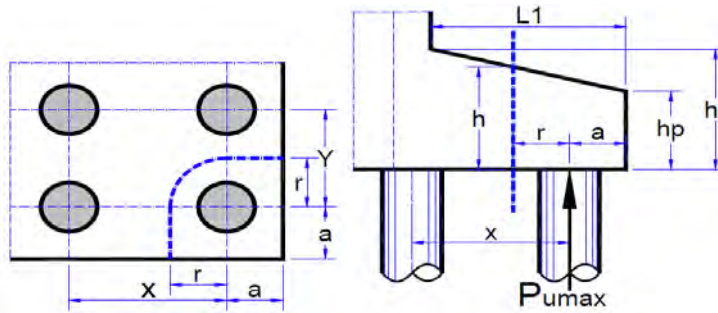
$$\text{As} = 20\% \text{ As lentur} = \boxed{13849,2} \text{ mm}^2$$

$$D \quad \boxed{16} \quad - \quad \boxed{150}$$

$$\text{As} = \boxed{16085} \text{ mm}^2$$

> As Perlu (OK)

KONTROL TERHADAP GESER PONS



Kuat geser pons yang disyaratkan,

$$F_v = 0,3 * f'_c^{0,5} = \boxed{7,47} \text{ mPa}$$

Faktor reduksi kekuatan geser,

$$\phi = \boxed{0,60}$$

jarak antar tiang pancang arah X,

$$X = \boxed{2} \text{ m}$$

jarak antar tiang pancang arah Y,

$$Y = \boxed{2,5} \text{ m}$$

jarak tiang pancang terhadap tepi pile cap,

$$a = \boxed{1} \text{ m}$$

$$r_1 = X/2 = \boxed{1} \text{ m}$$

$$r_2 = Y/2 = \boxed{1,25} \text{ m}$$

$$r_{\text{pakai}} = \text{nilai minimum } r_1 \text{ dan } r_2 = \boxed{1} \text{ m}$$

$$h_p = \boxed{1,2} \text{ m}$$

$$h_t = \boxed{1,7} \text{ m}$$

$$L_1 = \boxed{2,5} \text{ m}$$

tebal bidang kritis geser pons,

$$h = h_p + (r+a)/L_1 * (h_t - h_p) = \boxed{1,60} \text{ m}$$

$$h = \boxed{1600} \text{ mm}$$

tebal efektif bidang kritis geser pons,

$$d = h - d' = \boxed{1520} \text{ mm}$$

panjang total bidang kritis,

$$L_v = [2 * (r+a) + \pi/2 * r] * 10^3 = \boxed{5570,8} \text{ mm}$$

luas bidang kritis geser pons,

$$A_v = L_v * h = \boxed{8913274} \text{ mm}^2$$

gaya geser pons nominal,

$$P_n = A_v * F_v = \boxed{6,7E+07} \text{ N}$$

kapasitas geser pons,

$$\phi * P_n = \boxed{39949,3} \text{ kN}$$

Reaksi ultimit satu tiang pancang,

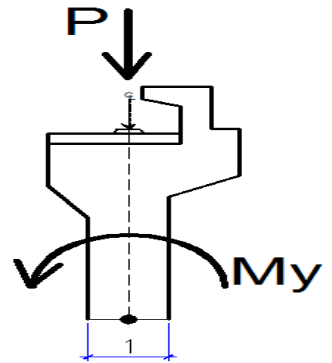
$$P_u \text{ max} = \boxed{1277,20} \text{ kN}$$

$$P_u \text{ max} < \phi * P_n \quad \text{OK!}$$

3.6.1 PENULANGAN BREAST WALL

REKAP KOMBINASI PEMBEBANAN ULTIMIT BREAST WALL

No	Kombinasi beban	P	Mx	My	
		(kN)	(kNm)	(kNm)	
1	Kombinasi 1	617,5	109,6	404,7	sama
2	Kombinasi 2	647,6	0,0	404,7	
3	Kombinasi 3	617,5	109,6	404,7	sama
4	Kombinasi 4	617,5	109,6	404,7	sama
5	Kombinasi 5	617,5	280,3	248,3	



INPUT DATA

Mutu Beton, K -	<input type="text" value="300"/>	Kuat tekan beton,	$f_c' =$	<input type="text" value="24,9"/>	Mpa
Mutu Baja, U -	<input type="text" value="39"/>	Tegangan leleh baja,	$f_y' =$	<input type="text" value="390"/>	Mpa
Panjang penampang breast wall			$B_y =$	<input type="text" value="1000"/>	mm
Lebar penampang breast wall,			$B_x =$	<input type="text" value="1000"/>	mm
tebal selimut beton,			$d' =$	<input type="text" value="50"/>	mm
Tulangan utama/lentur,			$D =$	<input type="text" value="25"/>	mm
tulangan geser/sengkang,			$D' =$	<input type="text" value="16"/>	mm
tinggi penampang efektif,			$d_x =$	<input type="text" value="922"/>	mm

Rasio tulangan yang diperlukan	Beta 1 =	<input type="text" value="0,87214"/>	
	ρ perlu =	<input type="text" value="0,18\%"/>	(dr PCA Column)
	ρ min = $1.4 / f_y$	<input type="text" value="0,36\%"/>	
	ρ max = $0,75 * ((0,85 * \beta_1 * f_c' / f_y) * (600 / (600 + f_y)))$	<input type="text" value="2,15\%"/>	
	ρ pakai =	<input type="text" value="0,36\%"/>	

A. TULANGAN UTAMA/LENTUR

Luas tulangan yang diperlukan :
digunakan tulangan lentur,

$$A_s \text{ perlu} = \rho * B_x * d_x = \text{3307,95 mm}^2$$

$$D \quad \text{25} \quad - \quad \text{125} \quad A_s = \text{3618,7 mm}^2 \quad > \text{As Perlu (OK)}$$

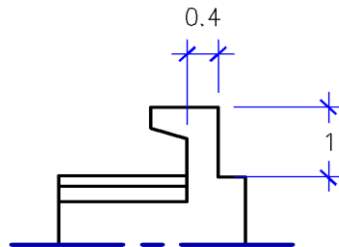
B. TULANGAN BAGI

digunakan tulangan bagi

$$A_s = 20\% A_s \text{ lentur} = \text{661,59 mm}^2$$

$$D \quad \text{16} \quad - \quad \text{250} \quad A_s = \text{741,114 mm}^2 \quad > \text{As Perlu (OK)}$$

3.6.1 PENULANGAN BACK WALL



Mutu Beton, K -	<input type="text" value="300"/>	Kuat tekan beton,	$f_c' =$	<input type="text" value="24,9"/>	Mpa
Mutu Baja, U -	<input type="text" value="39"/>	Tegangan leleh baja,	$f_y' =$	<input type="text" value="390"/>	Mpa
Panjang penampang breast wall			$B_y =$	<input type="text" value="1000"/>	mm
Lebar penampang breast wall,			$B_x =$	<input type="text" value="400"/>	mm
tebal selimut beton,			$d' =$	<input type="text" value="50"/>	mm
Tulangan utama/lentur,			$D =$	<input type="text" value="16"/>	mm

tulangan geser/sengkan,
tinggi penampang efektif,

$$D' = \boxed{12} \text{ mm}$$
$$dx = \boxed{930} \text{ mm}$$

karena beban tidak ada maka digunakan

$$\rho \text{ min} = 1.4 / f_y = \boxed{0,36\%}$$

A. TULANGAN UTAMA/LENTUR

Luas tulangan yang diperlukan :
digunakan tulangan lentur,

$$As \text{ perlu} = \rho * Bx * dx = \boxed{1335,38} \text{ mm}^2$$

$$D \quad \boxed{16}$$

$$- \quad \boxed{125}$$

$$As = \boxed{1495,9} \text{ mm}^2$$

> As Perlu (OK)

B. TULANGAN BAGI

digunakan tulangan bagi

$$As = 20\% \text{ As lentur} = \boxed{267,077} \text{ mm}^2$$

$$D \quad \boxed{12}$$

$$- \quad \boxed{350}$$

$$As = \boxed{300,516} \text{ mm}^2$$

> As Perlu (OK)

**ANALISA OVERALL STABILITY PADA ABUTMENT BH-2
MENGUNAKAN KONSEP CERUCUK**

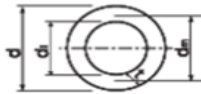
Elevasi tanah dasar = 20,00 m
Rencana Pjg cerucuk total = 14,00 m

Data dari program bantu xstabl :

No	SF	Titik pusat (m)		Radius (m)	Mres (KNm)	La (m)	Lb renc. (m)
		X koord	Y Koord				
1	1,113	14,72	38,57	21,44	18330	2,87	11,13
2	1,215	15,03	37,54	20,72	21030	3,18	10,82
3	1,153	14,33	41,35	24,33	22520	2,98	11,02
4	0,936	16,65	30,82	13,85	9204	3,03	10,97
5	1,055	16,79	30,4	13,62	10390	3,22	10,78
6	0,953	16,19	32,39	15,36	10640	2,97	11,03
7	0,967	17,44	35,66	18,52	14480	2,86	11,14
8	0,813	18,98	28,25	11,1	6118	2,85	11,15
9	0,828	19,05	28,41	10,98	5986	2,57	11,43
10	0,813	19,58	28,44	11,35	6416	2,91	11,09
11	0,87	19,3	31,95	14,75	9954	2,8	11,20
12	0,824	19,53	28,26	10,6	5586	2,34	11,66
13	0,811	20,56	28,31	11,31	6464	3	11,00
14	0,863	20,53	31,11	14,01	9263	2,9	11,10
15	0,893	22,01	29,77	12,49	7779	2,72	11,28

Spesifikasi circle spun pile :

Produksi : PT Wika Beton (tipe D 600- kelas C)



Penampang cerucuk

- fc'	= 52,00	Mpa	- Mcr	= 29,00	t.m
- d	= 60,00	cm		= 29000,00	kN.cm
- rd	= 30,00	cm	- Mu	= 58,00	t.m
- t	= 10,00	cm		= 58000,00	kN.cm
- d1	= D - 2t		- I	= $\frac{\pi(d^4 - d1^4)}{64}$	
	= 40,00	cm		64	
- rd1	= 20,00	cm		= 510508,81	cm4
- dm	= 50,00	cm	- E	= 4700 x (fc') ^{0.5}	
				= 33892,18	Mpa
				= 338921,82	kg/cm ²

Perhitungan :

- Gaya Penahan (resisting)
N SPT = 3,000 --> termasuk jenis tanah lunak
(lihat grafik NAVFAC, DM-7,1971)
f = 4,000 t/ft³
= 0,128 kg/cm³
T = (EI/f)^(1/5)
= 266,796 cm

Kondisi 1

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
1	1,113	14,720	38,570	21,440	18330	2,870	11,130

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,172
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = $\frac{Mcr}{(Fm.T)}$
 = 120,775 kN

Mencari ΔMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = $\frac{Mres}{Sfmin}$

= 16469,0 kN.m

ΔMR = Mdor * Sf renc. - Mres

= 7699,3 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 18,550 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,505

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,8 m

xs = S/d
 = 3,0
 ys = 0,671

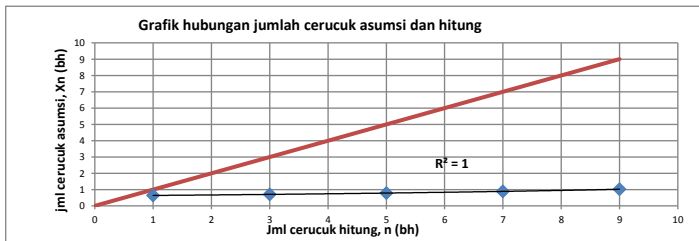
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T
 = 0,225 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,645	561,04	0,640
3	0,910	4,227	510,55	0,703
5	0,816	3,791	457,81	0,784
7	0,722	3,354	405,07	0,887
9	0,628	2,917	352,33	1,019



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,8 m

Kondisi 2

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
2	1,215	15,03	37,54	20,72	21030	3,18	10,82

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,056
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 120,775 kN

Mencari ΔMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin

= 17308,6 kN.m

ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres

= 3678,1 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 18,033 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,453

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,8 m

xs = S/d

= 3,0

ys = 0,671

c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T
 = 0,225 ... xd > 0,12

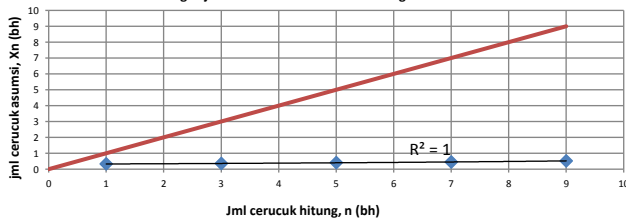
yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,486	541,78	0,328
3	0,910	4,082	493,02	0,360
5	0,816	3,660	442,09	0,402
7	0,722	3,239	391,16	0,454
9	0,628	2,817	340,24	0,522

Grafik hubungan jumlah cerucuk asumsi dan hitung



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n pakai = 1,0 bh
 bh = 1,0 bh
 S = 1,8 m

Kondisi 3

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
3	1,153	14,33	41,35	24,33	22520	2,98	11,02

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,131
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 120,775 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin
 = 19531,7 kN.m

ΔMR = Mdor * Sf renc. - Mres
 = 7177,9 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 18,367 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,487

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,8 m

xs = S/d
 = 3,0
 ys = 0,671

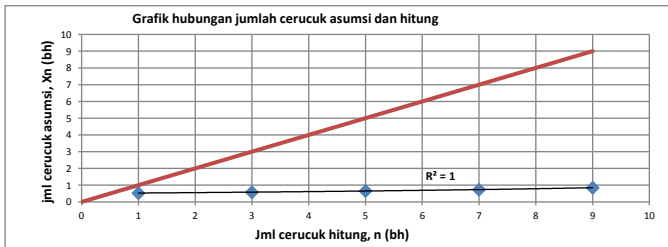
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T
 = 0,225 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

Xn asumsi	Yn	Fkg 2,30 yt. Ys. Yd. Yn	Pmax*FKg (kN)	n hitung
				AMR/(Pmax*
1	1,000	4,589	554,21	0,532
3	0,910	4,176	504,33	0,585
5	0,816	3,744	452,23	0,652
7	0,722	3,313	400,14	0,737
9	0,628	2,882	348,04	0,848



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,8 m

Kondisi 4

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
4	0,936	16,65	30,82	13,85	9204	3,03	10,97

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,112
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :
 P = Mcr/(Fm.T)
 = 120,775 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin
 = 9833,3 kN.m

ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres
 = 8948,3 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 18,283 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,478

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,8 m

xs = S/d
 = 3,0
 ys = 0,671

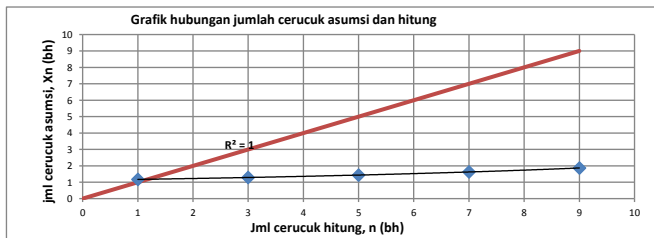
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T
 = 0,225 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

Xn asumsi	Yn	Fkg 2,30 yt. Ys. Yd. Yn	Pmax*FKg (kN)	n hitung
				ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,563	551,10	1,172
3	0,910	4,152	501,50	1,288
5	0,816	3,723	449,70	1,437
7	0,722	3,295	397,89	1,624
9	0,628	2,866	346,09	1,867



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,2 bh
 n pakai = 2,0 bh
 S = 1,8 m

Kondisi 5

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
5	1,055	16,79	30,4	13,62	10390	3,22	10,78

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,041
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = $\frac{Mcr}{(Fm.T)}$
 = 120,775 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = $\frac{Mres}{Sfmin}$

= 9848,3 kN.m

$\Delta MR = Mdor * SF\ renc. - Mres$

= 6032,1 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$x_t = \frac{Lb}{d}$
 = 17,967 ... $5 < X_t < 20$
 $y_t = 1,447$

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,8 m

$x_s = \frac{S}{d}$

= 3,0

$y_s = 0,671$

c. Koreksi ratio diameter

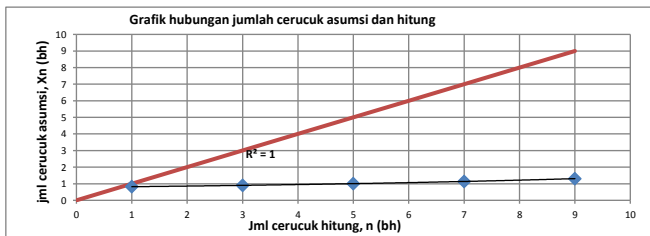
$x_d = \frac{d}{T}$
 = 0,225 ... $x_d > 0,12$

$y_d = 2,000$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	$\frac{\Delta MR}{(Pmax * \Delta MR)}$
1	1,000	4,465	539,29	0,821
3	0,910	4,063	490,76	0,902
5	0,816	3,644	440,06	1,006
7	0,722	3,224	389,37	1,137
9	0,628	2,804	338,68	1,308



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafic,

jarak antar cerucuk,

n = 1,0 bh
 n pakai = 1,0 bh
 S = 1,8 m

Kondisi 6

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
6	0,953	16,19	32,39	15,36	10640	2,97	11,03

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,134
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = $\frac{Mcr}{(Fm \cdot T)}$
 = 120,775 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = $\frac{Mres}{Sfmin}$

= 11164,7 kN.m

$\Delta MR = Mdor \cdot Sf \text{ renc.} - Mres$

= 9685,4 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$x_t = \frac{Lb}{d}$
 = 18,383 ... $5 < X_t < 20$
 $y_t = 1,488$

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, $S = 3 d = 1,8$ m

$x_s = \frac{S}{d}$

= 3,0

$y_s = 0,671$

c. Koreksi ratio diameter

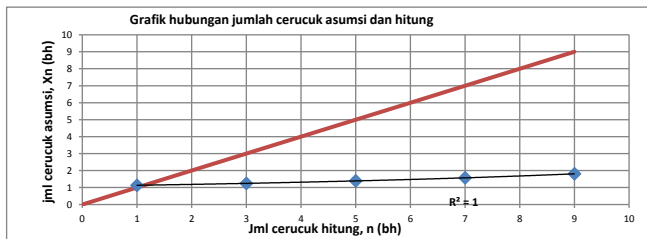
$x_d = \frac{d}{T}$
 = 0,225 ... $x_d > 0,12$

$y_d = 2,000$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	$\Delta MR / (Pmax \cdot)$
1	1,000	4,594	554,83	1,137
3	0,910	4,180	504,89	1,249
5	0,816	3,749	452,74	1,393
7	0,722	3,317	400,59	1,574
9	0,628	2,885	348,43	1,810



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,2 bh
 n pakai = 2,0 bh
 S = 1,8 m

Kondisi 7

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
7	0,967	17,44	35,66	18,52	14480	2,86	11,14

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,175
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = $\frac{Mcr}{(Fm \cdot T)}$
 = 120,775 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = $\frac{Mres}{Sfmin}$
 = 14974,1 kN.m

ΔMR = $Mdor \cdot Sf \text{ renc.} - Mres$
 = 12466,0 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$x_t = \frac{Lb}{d}$
 = 18,567 ... $5 < X_t < 20$
 $y_t = 1,507$

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, $S = 3 d = 1,8$ m

$x_s = \frac{S}{d}$
 = 3,0
 $y_s = 0,671$

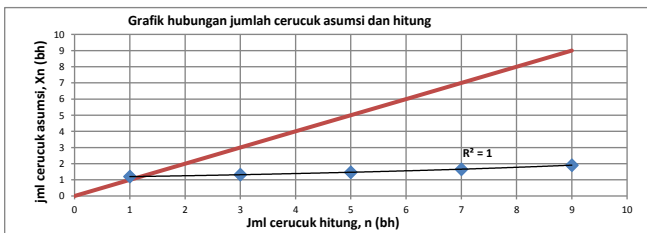
c. Koreksi ratio diameter

$x_d = \frac{d}{T}$
 = 0,225 ... $x_d > 0,12$
 $y_d = 2,000$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	$2,30 y_t \cdot Y_s \cdot Y_d \cdot Y_n$	(kN)	$\frac{\Delta MR}{Pmax^*}$
1	1,000	4,650	561,66	1,198
3	0,910	4,232	511,11	1,317
5	0,816	3,795	458,32	1,469
7	0,722	3,358	405,52	1,660
9	0,628	2,920	352,72	1,908



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

$n = 1,2$ bh
 $n \text{ pakai} = 2,0$ bh
 $S = 1,8$ m

Kondisi 8

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
8	0,813	18,98	28,25	11,1	6118	2,85	11,15

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,179
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = $\frac{Mcr}{(Fm.T)}$
 = 120,775 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = $\frac{Mres}{Sfmin}$
 = 7525,2 kN.m

ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres
 = 9161,9 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 18,583 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,508

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,8 m

xs = S/d
 = 3,0
 ys = 0,671

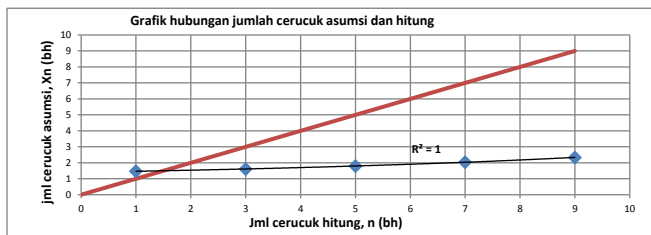
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T
 = 0,225 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,656	562,28	1,468
3	0,910	4,237	511,68	1,613
5	0,816	3,799	458,82	1,799
7	0,722	3,361	405,97	2,033
9	0,628	2,924	353,11	2,337



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

n = 1,5 bh
 n pakai = 2,0 bh
 S = 1,8 m

jarak antar cerucuk,

Kondisi 9

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
9	0,828	19,05	28,41	10,98	5986	2,57	11,43

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,284
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 120,775 kN

Mencari ΔMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin
 = 7229,5 kN.m

ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres
 = 8530,8 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 19,050 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,555

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,8 m

xs = S/d
 = 3,0
 ys = 0,671

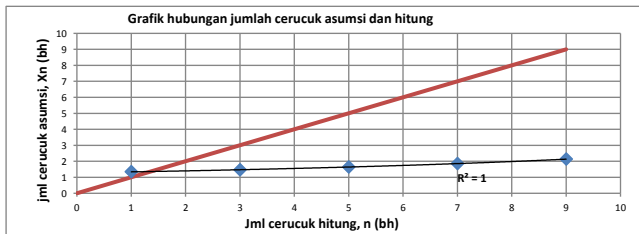
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T
 = 0,225 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,800	579,68	1,340
3	0,910	4,368	527,51	1,473
5	0,816	3,917	473,02	1,643
7	0,722	3,465	418,53	1,856
9	0,628	3,014	364,04	2,134



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,4 bh
 n pakai = 2,0 bh
 S = 1,8 m

Kondisi 10

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
10	0,813	19,58	28,44	11,35	6416	2,91	11,09

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,157
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T) = 120,775 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin = 7891,8 kN.m

ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres = 9608,2 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 18,483 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,498

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,8 m

xs = S/d = 3,0
 ys = 0,671

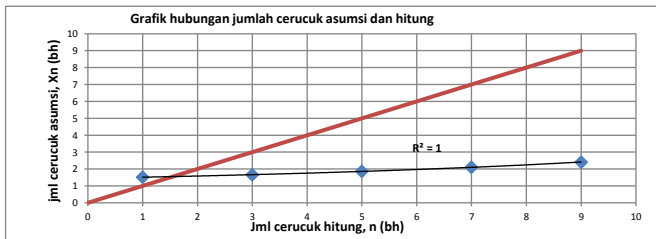
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T = 0,225 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

Xn asumsi	Yn	Fkg	Pmax*FKg	n hitung
		2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,625	558,55	1,516
3	0,910	4,209	508,28	1,665
5	0,816	3,774	455,78	1,857
7	0,722	3,339	403,28	2,099
9	0,628	2,904	350,77	2,413



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,5 bh
 n pakai = 2,0 bh
 S = 1,8 m

Kondisi 11

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
11	0,87	19,3	31,95	14,75	9954	2,8	11,2

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,198
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 120,775 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin
 = 11441,4 kN.m

ΔMR = Mdor * SF renc. - Mres
 = 12299,5 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 18,667 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,517

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,8 m

xs = S/d
 = 3,0
 ys = 0,671

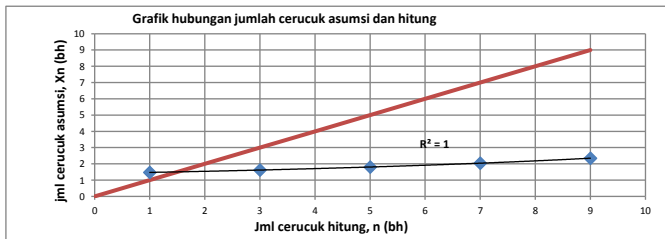
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T
 = 0,225 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,681	565,39	1,475
3	0,910	4,260	514,50	1,621
5	0,816	3,820	461,36	1,807
7	0,722	3,380	408,21	2,043
9	0,628	2,940	355,06	2,348



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,5 bh
 n pakai = 2,0 bh
 S = 1,8 m

Kondisi 12

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
12	0,824	19,53	28,26	10,6	5586	2,34	11,66

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,370
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T) = 120,775 kN

Mencari ΔMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin

= 6779,1 kN.m

ΔMR = Mdor * Sf renc. - Mres

= 8067,2 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d = 19,433 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,593

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,8 m

xs = S/d = 3,0

ys = 0,671

c. Koreksi ratio diameter

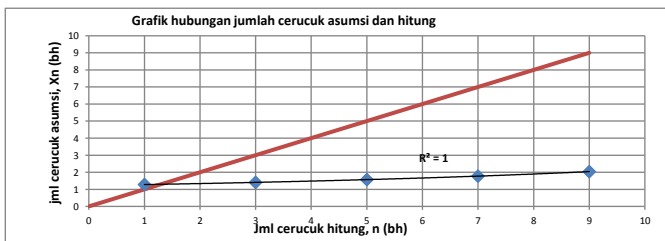
xd = d/T = 0,225 ... xd > 0,12

yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

Xn asumsi	Yn	Fkg	Pmax*FKg	n hitung
		2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,918	593,97	1,281
3	0,910	4,475	540,51	1,408
5	0,816	4,013	484,68	1,570
7	0,722	3,551	428,85	1,775
9	0,628	3,088	373,01	2,040



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,3 bh
 n pakai = 2,0 bh
 S = 1,8 m

Kondisi 13

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
13	0,811	20,56	28,31	11,31	6464	3	11

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,123
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = Mcr/(Fm.T)
 = 120,775 kN

Mencari ΔMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = Mres/Sfmin
 = 7970,4 kN.m

ΔMR = Mdor * Sf renc. - Mres
 = 9743,8 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

xt = Lb/d
 = 18,333 ... 5 < Xt < 20
 yt = 1,483

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,8 m

xs = S/d
 = 3,0
 ys = 0,671

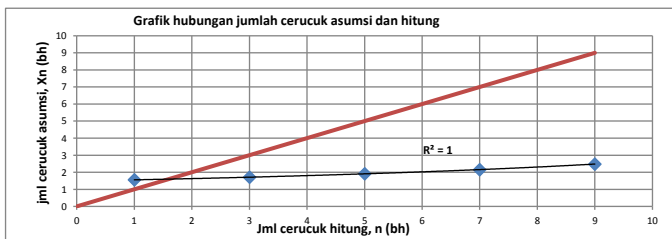
c. Koreksi ratio diameter

xd = d/T
 = 0,225 ... xd > 0,12
 yd = 2,000

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,578	552,96	1,558
3	0,910	4,166	503,20	1,712
5	0,816	3,736	451,22	1,909
7	0,722	3,306	399,24	2,158
9	0,628	2,875	347,26	2,481



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

n = 1,6 bh
 n pakai = 2,0 bh
 S = 1,8 m

jarak antar cerucuk,

Kondisi 14

No	SF	Titik pusat (m)		Radius	Mres	La	Lb renc.
		X koord	Y Koord	(m)	(KNm)	(m)	(m)
14	0,863	20,53	31,11	14,01	9263	2,9	11,1

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,160
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = $\frac{Mcr}{(Fm \cdot T)}$
 = 120,775 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = $\frac{Mres}{Sfmin}$
 = 10733,5 kN.m

ΔMR = $\frac{Mdor \cdot Sf \text{ renc.} - Mres}{Sf \text{ renc.}}$
 = 11726,3 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$x_t = \frac{Lb}{d}$
 = 18,500 ... $5 < X_t < 20$
 $y_t = 1,500$

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,8 m

$x_s = \frac{S}{d}$
 = 3,0
 $y_s = 0,671$

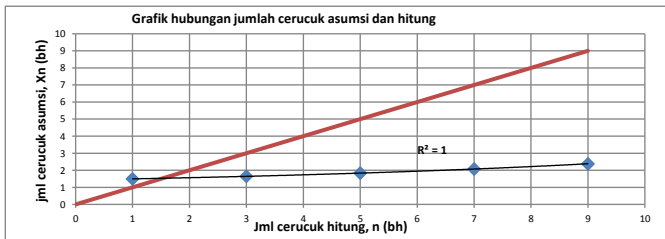
c. Koreksi ratio diameter

$x_d = \frac{d}{T}$
 = 0,225 ... $x_d > 0,12$
 $y_d = 2,000$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

Xn asumsi	Yn	Fkg	Pmax*FKg	n hitung
		2,30 y _t . Y _s . Y _d . Y _n	(kN)	ΔMR/(Pmax* S)
1	1,000	4,630	559,18	1,497
3	0,910	4,213	508,85	1,645
5	0,816	3,778	456,29	1,834
7	0,722	3,343	403,73	2,073
9	0,628	2,908	351,16	2,384



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,5 bh
 n pakai = 2,0 bh
 S = 1,8 m

Kondisi 15

No	SF	Titik pusat (m)		Radius (m)	Mres (KNm)	La (m)	Lb renc. (m)
		X koord	Y Koord				
15	0,893	22,01	29,77	12,49	7779	2,72	11,28

- Koef. Momen akibat gaya lateral, (FM) dr grafic NAVFAC, DM-7,1997

Lb/T = 4,228
 Z = 0,000 m
 Fm = 0,900

- Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 cerucuk :

P = $\frac{Mcr}{(Fm \cdot T)}$
 = 120,775 kN

Mencari AMR :

Jarak memanjang antar tiang pancang abutment : = 2,500 m

Sf renc = 1,300

M dor. = $\frac{Mres}{Sfmin}$
 = 8711,1 kN.m

ΔMR = Mdor * Sf renc. - Mres
 = 8863,5 kN.m

- Faktor koreksi :

a. Koreksi ratio tancap

$x_t = \frac{Lb}{d}$
 = 18,800 ... $5 < X_t < 20$
 $y_t = 1,530$

b. Koreksi ratio spasi

S rencana, S = 3 d = 1,8 m

$x_s = \frac{S}{d}$
 = 3,0
 $y_s = 0,671$

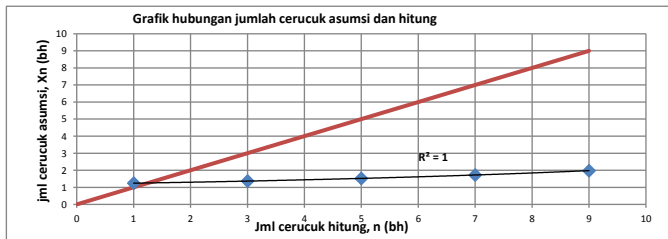
c. Koreksi ratio diameter

$x_d = \frac{d}{T}$
 = 0,225 ... $x_d > 0,12$
 $y_d = 2,000$

d. Koreksi akibat jumlah cerucuk

Perhitungan koreksi akibat jml cerucuk, Faktor koreksi gabungan (FKg) dan jumlah cerucuk hitung dapat dilihat pada tabel berikut.

d. Koreksi jml cerucuk		Fkg	Pmax*FKg	n hitung
Xn asumsi	Yn	2,30 yt. Ys. Yd. Yn	(kN)	ΔMR/(Pmax*
1	1,000	4,722	570,36	1,244
3	0,910	4,297	519,03	1,367
5	0,816	3,854	465,41	1,525
7	0,722	3,410	411,80	1,723
9	0,628	2,966	358,19	1,981



Kesimpulan :

jml cerucuk berdasarkan grafik,

jarak antar cerucuk,

n = 1,2 bh
 n pakai = 2,0 bh
 S = 1,8 m

Rekap perhitungan :

No	SF	La	Lb	Pjg cerucuk total	Jml cerucuk
		(m)	(m)	(m)	(bh)
1	1,113	2,87	11,13	14	1
2	1,215	3,18	10,82	14	1
3	1,153	2,98	11,02	14	1
4	0,936	3,03	10,97	14	2
5	1,055	3,22	10,78	14	1
6	0,953	2,97	11,03	14	2
7	0,967	2,86	11,14	14	2
8	0,813	2,85	11,15	14	2
9	0,828	2,57	11,43	14	2
11	0,870	2,8	11,2	14	2
12	0,824	2,34	11,66	14	2
13	0,811	3	11	14	2
14	0,863	2,9	11,1	14	2
15	0,893	2,72	11,28	14	2

keterangan :

La : pjg cerucuk diatas garis longsor

Lb : pjg cerucuk dibawah bidang longsor

Kesimpulan : Dipakai cerucuk dengan data sbb.

Diameter,

Panjang cerucuk,

Jumlah cerucuk,

jarak antar cerucuk,

d=	0,6	m
L=	14	m
n=	2	bh
S=	1,8	m

Cek overall stability abutment :

Jumlah tiang pancang terpasang pada abutment :

jumlah cerucuk perlu :

3	bh
2	bh

jumlah tiang pancang terpasang > jumlah cerucuk perlu . . . OK



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN FTSP - ITS
SURABAYA
2016

LOKASI

LOMBOK,
PROV. NUSA TENGGARA BARAT

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG *OPRIT*
DAN STRUKTUR BAWAH
JEMBATAN SULIN - LOMBOK
PADA RUAS JALAN GERUNG/PATUNG
SAPI - BIL (KM MTR 15+791)

CATATAN :

SPESIFIKASI PVD
TIPE : CT-822, By. PT GEOSISTEM
LEBAR (a) : 0,1 m
TEBAL (b) : 0,04 m

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Suwano, M.Eng
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, Msc., PhD.

MAHASISWA

Ari Pramudhilo
3114 105 023

JUDUL GAMBAR

SKALA

PEMASANGAN PVD
POLA SEGI EMPAT
AREA BH-1

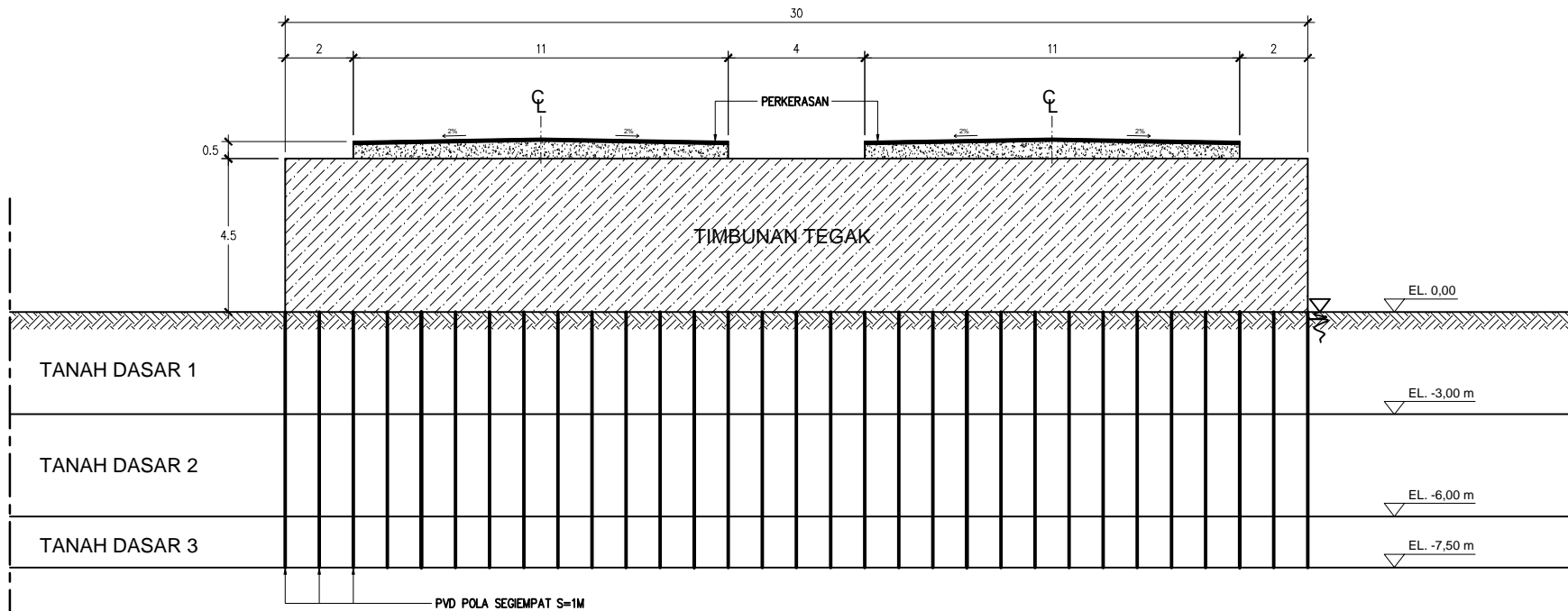
1 : 200

NO. LEMBAR

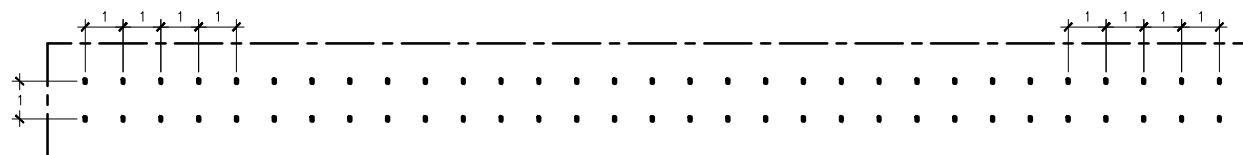
JML. GAMBAR

1

8



 **POTONGAN MELINTANG PEMASANGAN PVD AREA BH-1**
Skala 1:200



 **DENAH PEMASANGAN PVD AREA BH-1**
Skala 1:200



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN FTSP - ITS
SURABAYA
2016

LOKASI

LOMBOK,
PROV. NUSA TENGGARA BARAT

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG *OPRIT*
DAN STRUKTUR BAWAH
JEMBATAN SULIN - LOMBOK
PADA RUAS JALAN GERUNG/PATUNG
SAPI - BIL (KM MTR 15+791)

CATATAN :

SPESIFIKASI PVD

TIPE : CT-822, By. PT GEOSISTEM

LEBAR (a) : 0,1 m

TEBAL (b) : 0,04 m

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, Msc., PhD.

MAHASISWA

Ari Pramudhito
3114 105 023

JUDUL GAMBAR

SKALA

PEMASANGAN PVD
POLA SEGI EMPAT
AREA BH-2

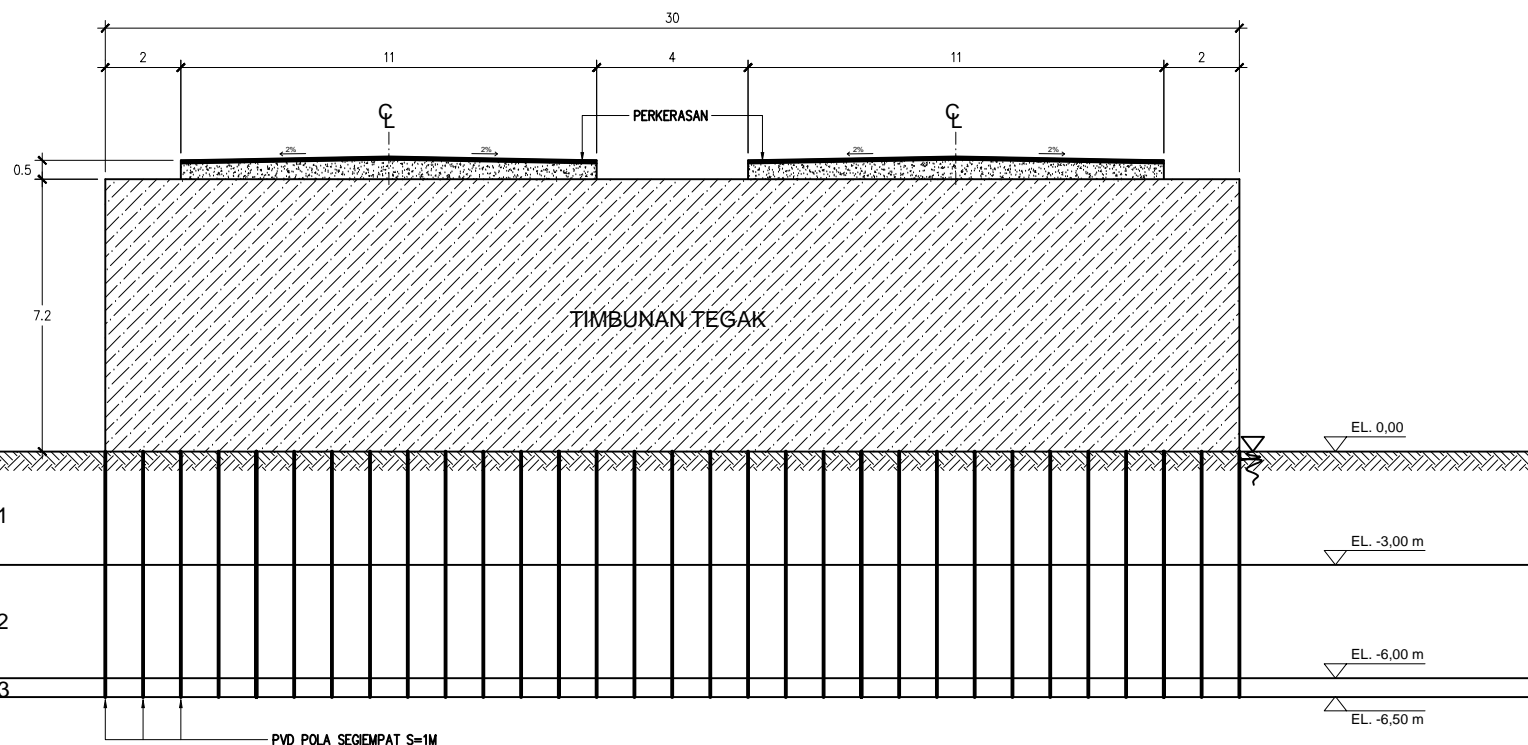
1 : 200

NO. LEMBAR

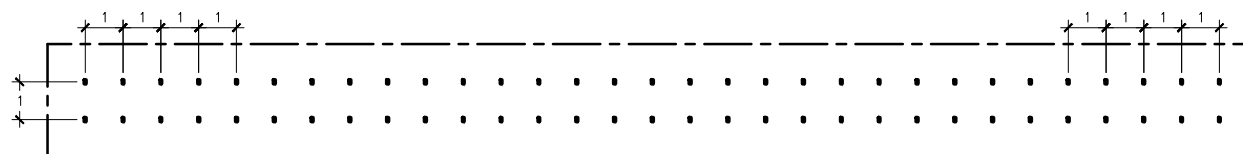
JML. GAMBAR

2

8



 **POTONGAN MELINTANG PEMASANGAN PVD AREA BH-2**
Skala 1:200



 **DENAH PEMASANGAN PVD AREA BH-2**
Skala 1:200



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN FTSP - ITS
SURABAYA
2016

LOKASI

LOMBOK,
PROV. NUSA TENGGARA BARAT

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG OPRIT
DAN STRUKTUR BAWAH
JEMBATAN SULIN - LOMBOK
PADA RUAS JALAN GERUNG/PATUNG
SAPI - BIL (KM MTR 15+791)

CATATAN :

SPESIFIKASI GEOTEXTILE

TIBE : STABILENKA UW-250,
By. PT GEOSISTEM
T. ULT : 5,20 t/m

SPESIFIKASI TANAH PENGGANTI

(SETARA DENGAN MATERIAL TIMBUNAN OPRIT)

BERAT JENIS : 18,5 t/m²
PHI : 30°
COHESION : 0,0 t/m²

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, Msc., PhD.

MAHASISWA

Ari Pramudhito
3114 105 023

JUDUL GAMBAR

SKALA

KOMBINASI
PERKUATAN TANAH
AREA BH-1

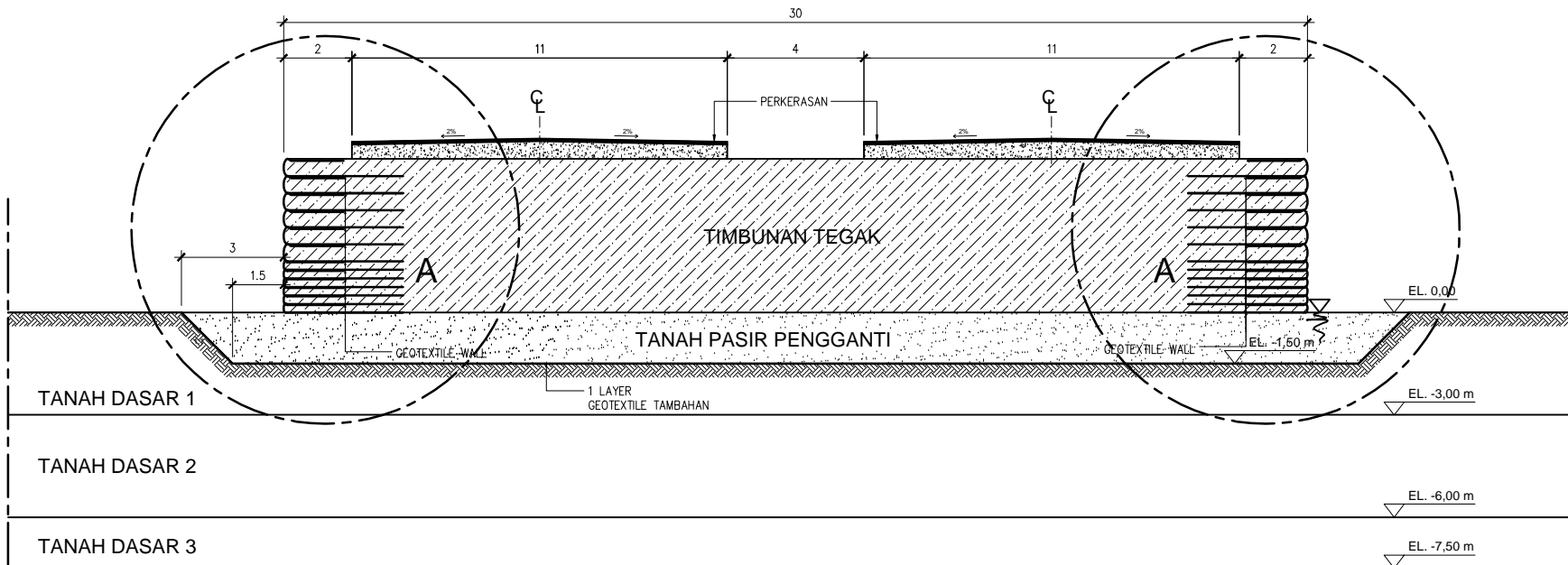
1 : 200

NO. LEMBAR

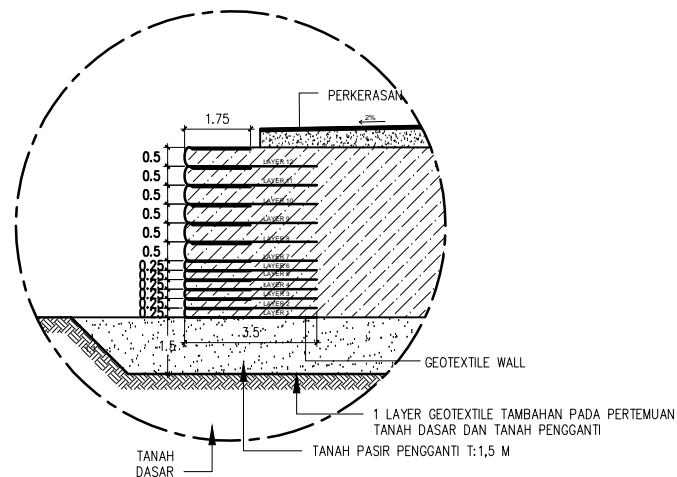
JML. GAMBAR

3

8



KOMBINASI PERKUATAN GEOTEXTILE WALL DAN REPLACEMENT TANAH DASAR BH-1
Skala 1:200



DETAIL A
Skala 1:200



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN FTSP - ITS
SURABAYA
2016

LOKASI

LOMBOK,
PROV. NUSA TENGGARA BARAT

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG *OPRIT*
DAN STRUKTUR BAWAH
JEMBATAN SULIN - LOMBOK
PADA RUAS JALAN GERUNG/PATUNG
SAPI - BIL (KM MTR 15+791)

CATATAN :

SPESIFIKASI GEOTEXTILE
TIPE : STABILENKA UW-250,
By. PT GEOSISTEM
T. ULT : 5,20 t/m

SPESIFIKASI TANAH PENGGANTI
(SETARA DENGAN MATERIAL TIMBUNAN *OPRIT*)
BERAT JENIS : 18,5 t/m²
PHI : 30°
COHESION : 0,0 t/m²

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, Msc., PhD.

MAHASISWA

Ari Pramudhito
3114 105 023

JUDUL GAMBAR

KOMBINASI
PERKUATAN TANAH
AREA BH-2

SKALA

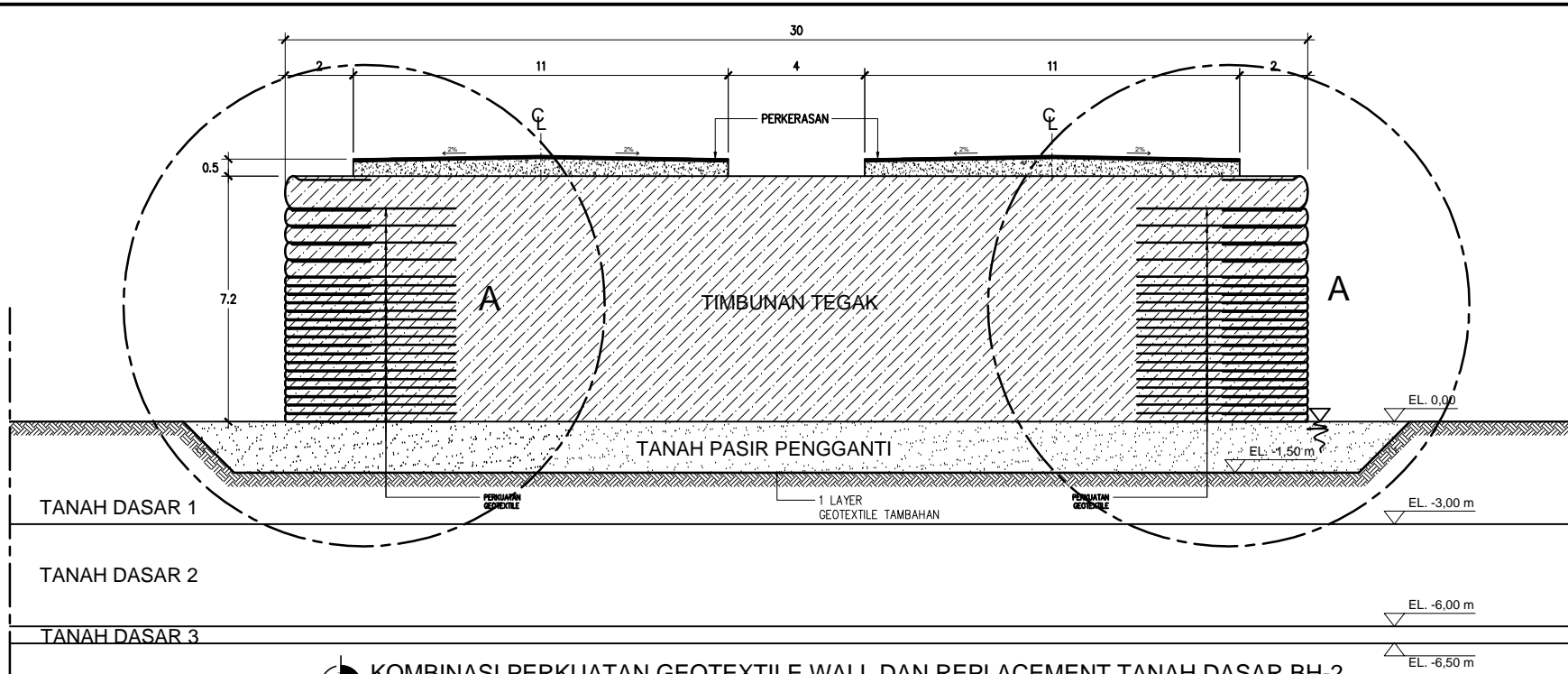
1 : 200

NO. LEMBAR

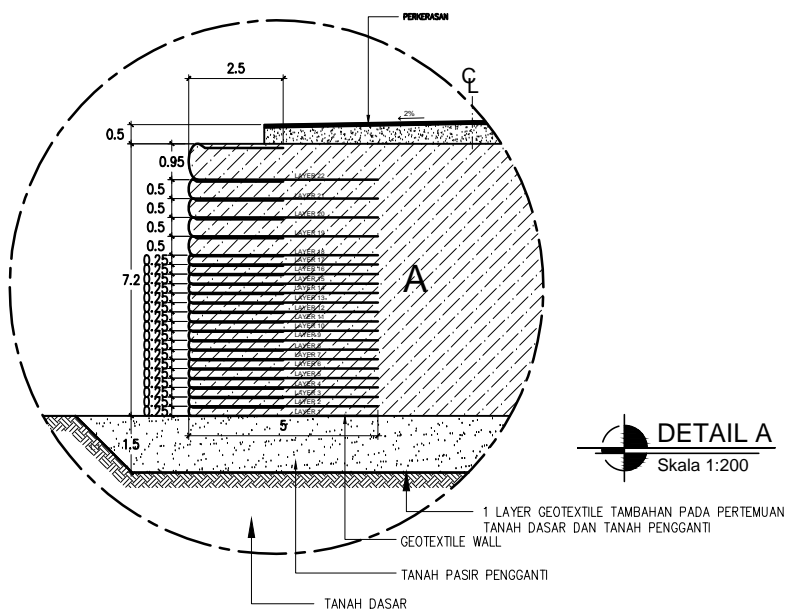
JML. GAMBAR

4

8



KOMBINASI PERKUATAN GEOTEXTILE WALL DAN REPLACEMENT TANAH DASAR BH-2
Skala 1:200



DETAIL A
Skala 1:200

1 LAYER GEOTEXTILE TAMBAHAN PADA PERTEMUAN
TANAH DASAR DAN TANAH PENGGANTI
GEOTEXTILE WALL
TANAH PASIR PENGGANTI
TANAH DASAR



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN FTSP - ITS
SURABAYA
2016

LOKASI

LOMBOK,
PROV. NUSA TENGGARA BARAT

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG *OPRIT*
DAN STRUKTUR BAWAH
JEMBATAN SULIN - LOMBOK
PADA RUAS JALAN GERUNG/PATUNG
SAPI - BIL (KM MTR 15+791)

CATATAN :

SPESIFIKASI GEOTEXTILE
TIPE : STABIENKA UW-250,
By. PT GEOSISTEM
T. ULT : 5,20 t/m

SPESIFIKASI CERUCUK
TIPE : D 400 - KELAS C
By. PT WIKA BETON
DIAMETER : 0,4 m
TEBAL : 0,075m
PANJANG : 8 m
MUTU : $F_c = 52 \text{ mPa}$

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, Msc., PhD.

MAHASISWA

Ari Pramudhilo
3114 105 023

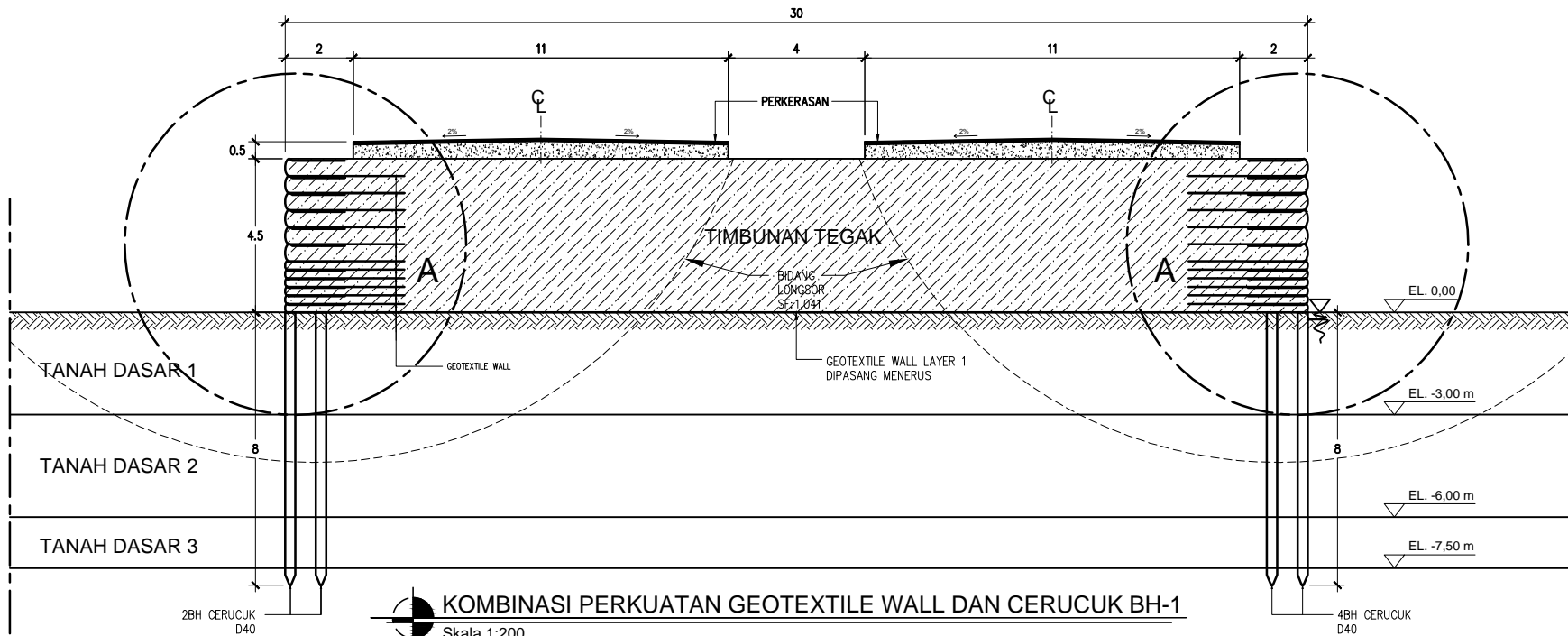
JUDUL GAMBAR SKALA

KOMBINASI
PERKUATAN TANAH
AREA BH-1 1 : 200

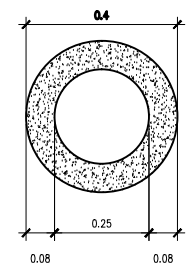
NO. LEMBAR JML. GAMBAR

5

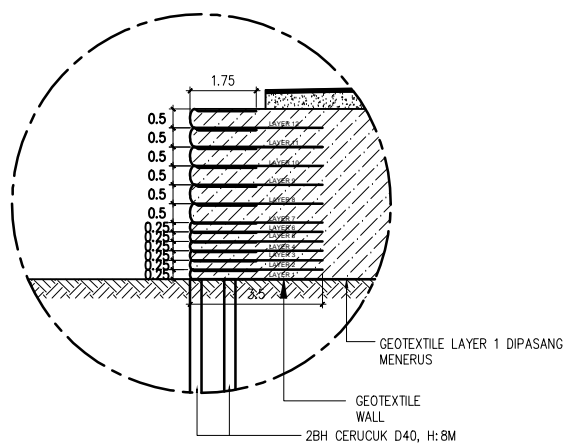
8



KOMBINASI PERKUATAN GEOTEXTILE WALL DAN CERUCUK BH-1
Skala 1:200



PENAMPANG CERUCUK
Skala 1:20



DETAIL A
Skala 1:200



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN FTSP - ITS
SURABAYA
2016

LOKASI

LOMBOK,
PROV. NUSA TENGGARA BARAT

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG *OPRIT*
DAN STRUKTUR BAWAH
JEMBATAN SULIN - LOMBOK
PADA RUAS JALAN GERUNG/PATUNG
SAPI - BIL (KM MTR 15+791)

CATATAN :

SPESIFIKASI GEOTEXTILE
TIPE : STABILENKA UW-250,
By. PT GEOSISTEM
T. ULT : 5,20 t/m

SPESIFIKASI CERUCUK
TIPE : D 400 - KELAS C
By. PT WIKA BETON
DIAMETER : 0,4 m
TEBAL : 0,075 m
PANJANG : 8 m
MUTU : $f_c' = 52 \text{ mPa}$

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, Msc., PhD.

MAHASISWA

Ari Pramudhito
3114 105 023

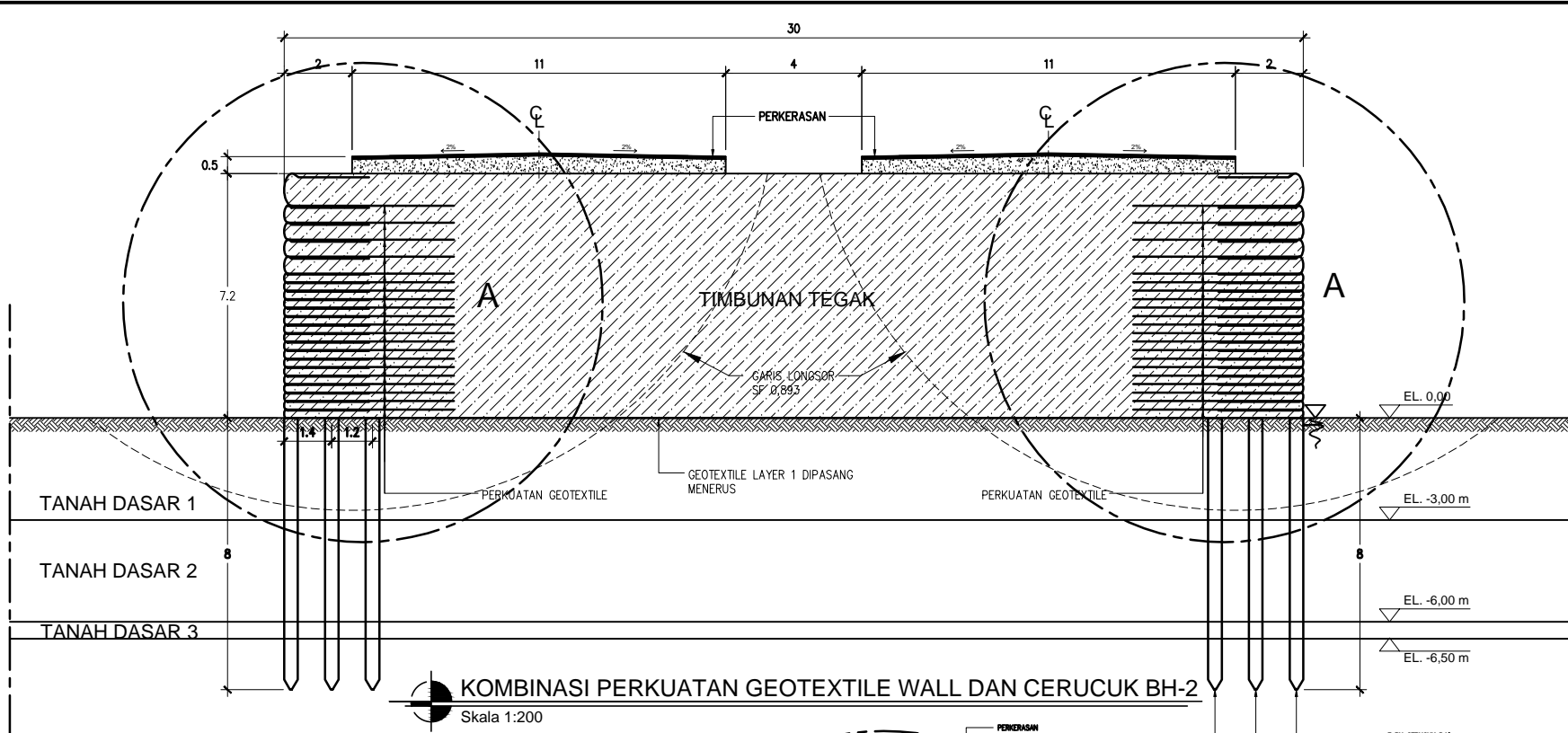
JUDUL GAMBAR | SKALA

KOMBINASI
PERKUATAN TANAH
AREA BH-2 | 1 : 200

NO. LEMBAR | JML. GAMBAR

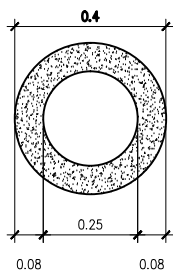
6

8



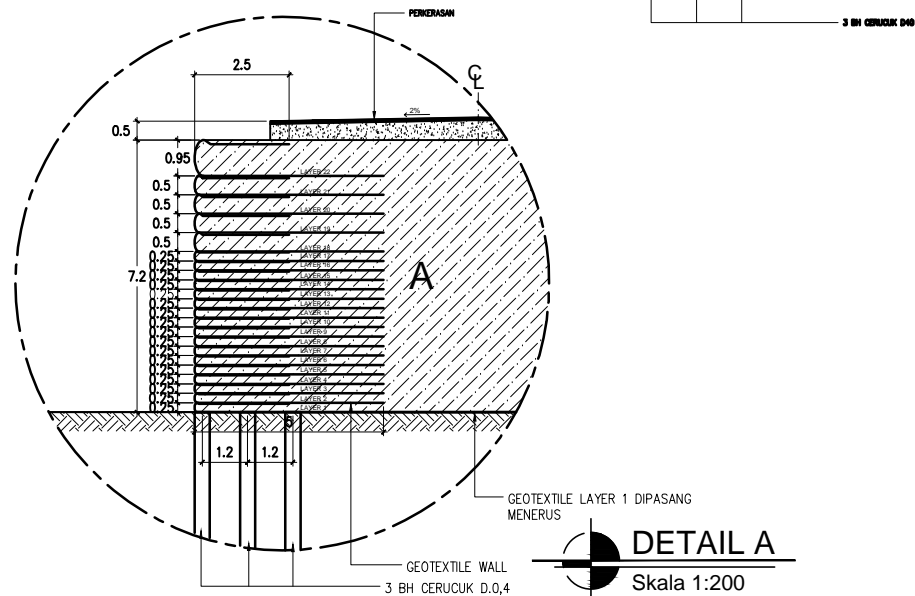
KOMBINASI PERKUATAN GEOTEXTILE WALL DAN CERUCUK BH-2

Skala 1:200



PENAMPANG CERUCUK

Skala 1:20



DETAIL A

Skala 1:200



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN FTSP - ITS
SURABAYA
2016

LOKASI

LOMBOK,
PROV. NUSA TENGGARA BARAT

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG *OPRIT*
DAN STRUKTUR BAWAH
JEMBATAN SULIN - LOMBOK
PADA RUAS JALAN GERUNG/PATUNG
SAPI - BIL (KM MTR 15+791)

CATATAN :

SPESIFIKASI TIANG PANCANG
 TIPE : D 500 - KELAS C
 By. PT WIKA BETON
 DIAMETER : 0,50m
 TEBAL : 0,09 m
 PANJANG : 14 m
 MUTU : $f_c' = 52 \text{ mPa}$

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, Msc., PhD.

MAHASISWA

Ari Pramudhito
3114 105 023

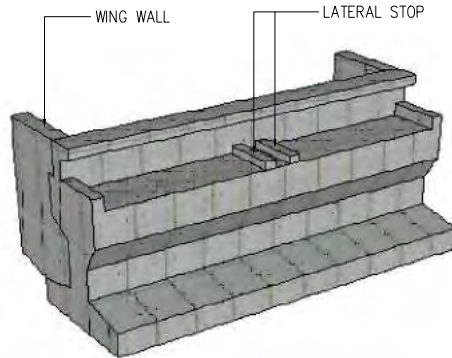
JUDUL GAMBAR SKALA

DESAIN ABUTMENT
BH-1 1 : 100

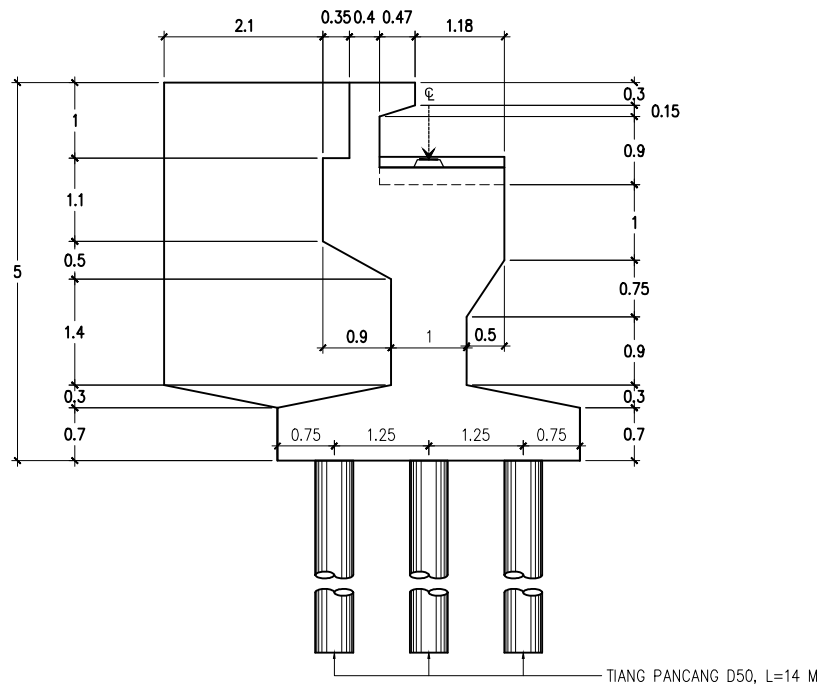
NO. LEMBAR JML. GAMBAR

7

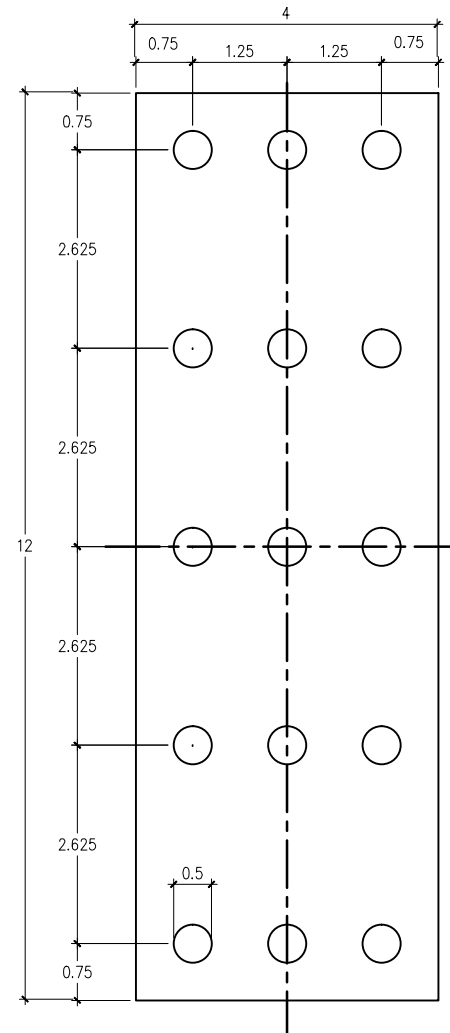
8



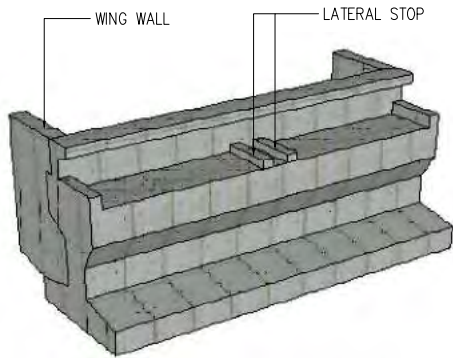
SKETSA ABUTMENT 3D



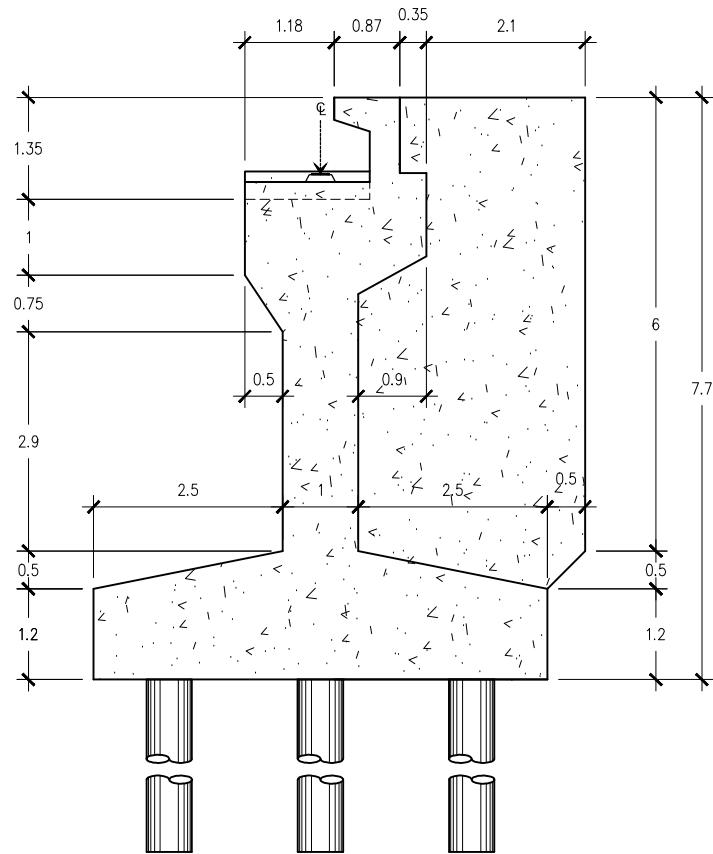
DESAIN ABUTMENT BH-1
Skala 1:100



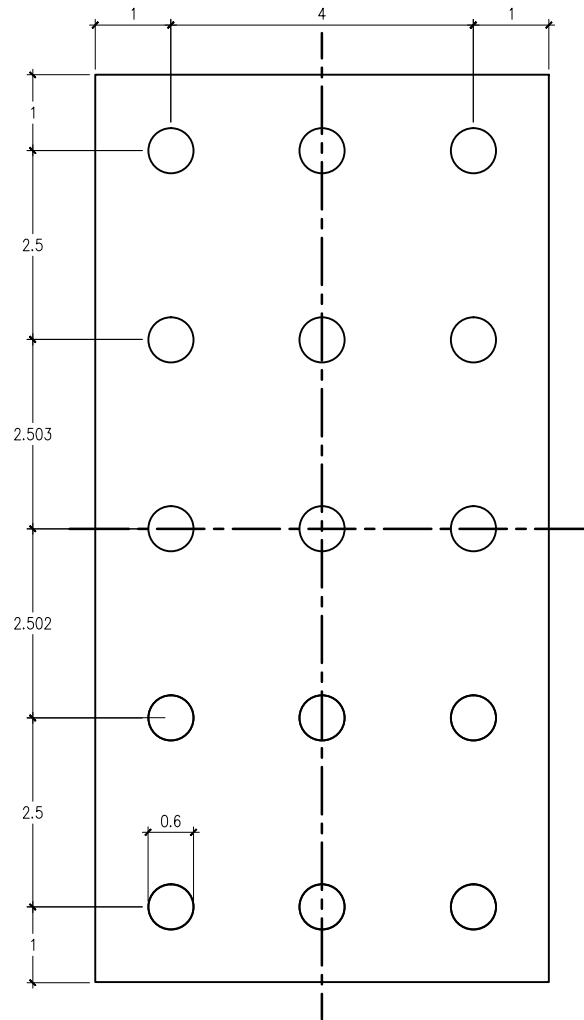
DENAH PILE CAP
Skala 1:100



SKETSA ABUTMENT 3D



DESAIN ABUTMENT BH-2
Skala 1:100



DENAH PILE CAP
Skala 1:100



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN FTSP - ITS
SURABAYA
2016

LOKASI

LOMBOK,
PROV. NUSA TENGGARA BARAT

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG *OPRIT*
DAN STRUKTUR BAWAH
JEMBATAN SULIN - LOMBOK
PADA RUAS JALAN GERUNG/PATUNG
SAPI - BIL (KM MTR 15+791)

CATATAN :

SPESIFIKASI TIANG PANGCANG

UNTUK ABUTMENT BH-1 :
TIPE : D 500 - KELAS C
By. PT WIKA BETON
DIAMETER : 0,50m
TEBAL : 0,09 m
PANJANG : 14 m
MUTU : Fc' = 52 mPa

UNTUK ABUTMENT BH-2 :
TIPE : D 600 - KELAS C
By. PT WIKA BETON
DIAMETER : 0,60 m
TEBAL : 0,1 m
PANJANG : 14 m
MUTU : Fc' = 52 mPa

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, Msc., PhD.

MAHASISWA

Ari Pramudhito
3114 105 023

JUDUL GAMBAR	SKALA
--------------	-------

DESAIN ABUTMENT	1 : 100
-----------------	---------

NO. LEMBAR	JML. GAMBAR
------------	-------------

8

8

BAB VII KESIMPULAN

Kesimpulan dari perencanaan *oprit* dan struktur bangunan bawah pada Jembatan Sulin ini adalah sebagai berikut :

1. Perencanaan timbunan *oprit* untuk timbunan BH-1 dan BH-2 menghasilkan sebagai berikut :

Untuk timbunan BH-1 :

- H initial : 5,40 m
- Sc total : 0,80 m
- H bongkar : 0,15 m
- Tebal perkerasan : 0,50 m
- H final : 5,00 m

Untuk timbunan BH-2 :

- H initial : 8,45 m
- Sc total : 1,10 m
- H bongkar : 0,15 m
- Tebal perkerasan : 0,50 m
- H final : 7,70 m

2. Waktu yang dibutuhkan untuk mencapai pemampatan dengan derajat konsolidasi 90% pada timbunan BH-1 adalah 27,147 tahun dan untuk timbunan BH-2 adalah 25,013 tahun.
3. Untuk mengatasi lamanya waktu pemampatan tanah dengan derajat konsolidasi 90% pada poin 2, maka digunakan *Prefabricated Vertical Drain (PVD)*. *PVD* yang digunakan yaitu tipe Ce-Teau Drain CT-882 dengan lebar (a) 100 mm dan tebal (b) 40 mm. *PVD* dipasang sedalam 7,5 meter untuk area BH-1 dan 6,5 meter untuk area BH-2. *PVD* dipasang menggunakan pola segiempat dengan jarak antar *PVD* sebesar 1 meter sehingga diperoleh lamanya pemampatan pada derajat konsolidasi 90 % adalah selama 13 minggu untuk area BH-1 dan 15 minggu untuk area BH-2.
4. Perkuatan timbunan yang dipakai dalam Tugas Akhir ini ada 2 kombinasi perkuatan. Kombinasi 1 adalah *geotextile wall* dan *replacement* tanah dasar, sedangkan kombinasi 2 adalah

geotextile wall dan cerucuk. Tipe *geotextile* yang dipakai adalah UW-250 *geotextile polyprene woven* dengan kuat tarik 52 kN/m yang merupakan produk dari PT. Geosistem. Material *replacement* tanah dasar yang dipakai adalah material pasir yang sejenis dengan material timbunan *oprit*. Cerucuk yang digunakan adalah D40 Kelas C yang merupakan produk dari PT. Wika Beton.

5. Untuk dapat menahan beban yang bekerja perkuatan tanah yang dipasang untuk masing-masing kombinasi perkuatan adalah :
 - Kombinasi 1 :
Geotextile wall dipasang untuk area BH-1 dan BH-2 adalah masing-masing setinggi 4,5 meter dan 7,2 meter, Kedalaman *replacement* tanah dasar untuk kedua area adalah sedalam 1,5 meter.
 - Kombinasi 2 :
Geotextile wall dipasang untuk area BH-1 dan BH-2 adalah masing-masing setinggi 4,5 meter dan 7,2 meter. Jumlah cerucuk yang dibutuhkan adalah D40 sebanyak 2 tiang dengan panjang 8 meter untuk perkuatan BH-1 dan D40 sebanyak 3 tiang dengan panjang 8 meter untuk perkuatan BH-2.
6. Biaya perkuatan tanah kombinasi 1 dan 2 adalah masing-masing sebesar Rp.1.300.177.000,- dan Rp.1.302.958.000,-. Dengan dasar pemilihan paling ekonomis, maka perkuatan kombinasi yang dipilih adalah kombinasi 1 yaitu *geotextile wall* dan *replacement* tanah dasar dengan selisih harga lebih murah sebesar Rp.2.781.000,-.
7. *Abutment* direncanakan dengan tinggi yang berbeda karena menyesuaikan dengan kontur yang telah ada. *Abutment* BH-1 direncanakan setinggi 5 meter dan *abutment* BH-2 direncanakan setinggi 7,7 dengan kebutuhan masing-masing tulangan sebanyak :

Untuk *abutment* BH-1 :

- *Pile cap* : Tulangan utama = D25-150
Tulangan bagi = D12-150
- *Breast wall* : Tulangan utama = D25-125
Tulangan bagi = D16-250
- *Back wall* : Tulangan utama = D16-125
Tulangan bagi = D12-350

Untuk *abutment* BH-2 :

- *Pile cap* : Tulangan utama = D25-75
Tulangan bagi = D16-150
- *Breast wall* : Tulangan utama = D25-125
Tulangan bagi = D16-250
- *Back wall* : Tulangan utama = D16-125
Tulangan bagi = D12-350

8. Pondasi *abutment* direncanakan menggunakan tiang pancang berbentuk bulat berongga. Tiang pancang yang digunakan pada *abutment* BH-1 adalah D50 Kelas C dengan panjang 14 meter dan pada *abutment* BH-2 adalah D60 Kelas C dengan panjang 14 meter. Kedua jenis tiang pancang tersebut merupakan produk dari PT. Wika Beton. Jumlah tiang pancang untuk *abutment* BH-1 dan BH-2 adalah 15 tiang dengan konfigurasi tiang 3 x 5.
9. Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan untuk mengantisipasi kemungkinan terjadinya kegagalan secara keseluruhan/*overall sliding* untuk *abutment* BH-1 dan BH-2 adalah 2 tiang. Jumlah tiang tersebut masih dibawah jumlah pancang terpasang pada arah melintang yaitu 3 tiang, sehingga stabilitas secara keseluruhan/*overall stability abutment* adalah aman.

“halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Baequnie, Hafidh. 2015. **Perencanaan *Abutment* dan Badan Jalan Kereta Api Sta 180+500 Double Track Madiun-Paron**. Tugas Akhir, ITS Surabaya.
- Badan Standarisasi Nasional. 2006. **Standar Pembebanan untuk Jembatan**. RSNI T-02-2005. Jakarta : Pusat Litbang Prasarana Transportasi, Badan Litbang Departemen Pekerjaan Umum Eks. Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.
- Badan Standarisasi Nasional. 2008. **Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan**. SNI 2844:2008. Jakarta : Dewan Standarisasi Indonesia.
- Bowles, J.E. 1991. **Sifat-sifat Fisis dan Geoteknis Tanah**. Jakarta : Erlangga.
- Das, Braja M., (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. **Mekanika Tanah (Prinsip – prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid I**. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M., (translated by Mochtar N.E, and Mochtar I.B.). 1985. **Mekanika Tanah (Prinsip – Prinsip Rekayasa Geoteknik) Jilid II**. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M. 2011. **Principles of Foundation Engineering Seventh Edition**. Stamford : Cengage Learning.
- Hardiyatmo, Hary C. 2002. **Mekanikan Tanah 1**. Yogyakarta : Gadjah Mada University Press
- Hardiyatmo, Hary C. 2002. **Mekanikan Tanah 2**. Yogyakarta : Gadjah Mada University Press
- Hasil Investigasi Jembatan Sulin**. Data Proyek Direktorat Jendral Bina Marga Provinsi NTB, 2015.
- Kementrian Perhubungan Republik Indonesia. 2014. **Standar Biaya di Lingkungan Kementrian Perhubungan**. PM. 78 Tahun 2014. Jakarta : Kementrian Perhubungan Republik Indonesia.

- Mochtar, Noor E. 2012. **Modul Ajar Metode Perbaikan Tanah**. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Mochtar, I. B. **Perencanaan Tiang Pancang**. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Mochtar, I. B. 2000. **Pengaruh Penambahan Cerucuk terhadap Peningkatan Kuat Geser Tanah Lunak pada Pemodelan di Laboratorium**. Tesis Bidang Geoteknik, ITS Surabaya.
- Mochtar, I. B. 2015. **Studi Peningkatan Tahanan Geser Tanah Kohesif Akibat Adanya Perkuatan Tiang-tiang Vertikal Berdasarkan Pemodelan di Laboratorium**. Desertasi Bidang Geoteknik, ITS Surabaya.
- NAVFAC DM-7. 1971. **Soil Mechanics Design Manual**. Virginia : Naval Facilities Engineering Command.
- Wahyudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam**. Surabaya : Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.
- Sharma, S. 1990. **XSTABL Reference Manual**. Moscow : Interactive Software Designs, Inc.
- Vaza, Herry., et.al.2010. **Perencanaan Teknik Jembatan**. Jakarta : Kementrian Pekerjaan Umum Direktorat Jendral Bina Marga.

BIODATA PENULIS



Ari Pramudhito,
Penulis lahir di Bandung, Jawa Barat pada tanggal 19 April 1992, merupakan anak kedua dari 3 bersaudara. Pendidikan SD hingga SMA ditempuh penulis di SDN Babakan Sari II Bandung, SMPN II Tanjungsari Sumedang, SMAN Tanjungsari Sumedang. Setelah lulus Penulis melanjutkan pendidikan Diploma 3 di Politeknik Negeri Bandung (POLBAN) Jurusan Teknik Sipil Program Studi Konstruksi sipil angkatan 2010. Setelah lulus dari

POLBAN pada September 2013, penulis bekerja di PT. PP (Persero), Tbk. sebagai superintendent pada proyek Gateway Pasteur Apartment di Bandung. Pada tahun 2014 penulis memutuskan untuk melanjutkan pendidikan Sarjana pada jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya melalui Program Lintas Jalur dan terdaftar dengan NRP 3114106023.

Pada Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Geoteknik.

Apabila ingin berkorespondensi dengan penulis, dapat berkomunikasi via email (aripramudhito@yahoo.com).