



TUGAS AKHIR - RC14-1501

**ALTERNATIF PERENCANAAN GEOTEKNIK UNTUK
PEMBANGUNAN KOLAM LONCAT INDAH
DI BANJARMASIN**

NOOR HADIAWATI AISYAH
NRP. 3114 105 009

Dosen Pembimbing I
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, M.Sc. Ph.D

Dosen Pembimbing II
Ir. Suwarno, M.Eng

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR RC - 14-1501

**ALTERNATIF PERENCANAAN GEOTEKNIK UNTUK
PEMBANGUNAN KOLAM LONCAT INDAH
DI BANJARMASIN**

NOOR HADIAWATI AISYAH
NRP. 3114 105 009

Dosen Pembimbing I
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, M.Sc, Ph.D

Dosen Pembimbing II
Ir. Suwarno, M.Eng

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT - RC141501

**GEOTECHNICAL PLANNING ALTERNATIVES FOR
CONSTRUCTION OF DIVING POOL IN BANJARMASIN**

NOOR HADIAWATI AISYAH
NRP. 3114 105 009

Supervisor I
Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, M.Sc, Ph.D

Supervisor II
Ir. Suwarno, M.Eng

DEPARTEMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute Of Technology
Surabaya 2017

**ALTERNATIF PERENCANAAN GEOTEKNIK
UNTUK PEMBANGUNAN KOLAM LONCAT INDAH
DI BANJARMASIN**

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 :

NOOR HADIAWATI AISYAH

Nrp. 3114 105 009

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Pembimbing I :

1. Prof. Ir. Indrasurya B. M. Sc, Ph.D

Pembimbing II :

2. Ir. Suwarno, M.Eng



**SURABAYA
JANUARI, 2017**

ALTERNATIF PERENCANAAN GEOTEKNIK UNTUK PEMBANGUNAN KOLAM LONCAT INDAH DI BANJARMASIN

Nama Mahasiswa : Noor Hadiawati Aisyah
NRP : 3114105009
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : 1. Prof. Ir. Indrasurya B.M, M.Sc., Ph.D
2. Ir. Suwarno, M.Eng

Abstrak

Pembangunan kolam loncat indah dengan dimensi 21 x 17 x 6.5 m di Banjarmasin, Kalimantan Selatan mengalami kelongsoran pada tanah galian yang diakibatkan oleh kurangnya jumlah turap mikropile ukuran 25 x 25 cm sedalam 10m yang dipancang di lapangan, sedangkan berdasarkan hasil analisis dibutuhkan sebanyak 10 buah dengan spasi 1.25 m. Hal ini juga disebabkan adanya penumpukan tanah bekas galian setinggi 4 m dan kondisi tanah dari hasil penyelidikan tersebut dominan lanau kelempungan dengan NSPT 1 di kedalaman yang bervariasi, mulai dari kedalaman 19-22 m.

Pada tugas akhir ini kemudian direncanakan alternatif geoteknik untuk pembangunan kolam loncat indah dengan melakukan penimbunan diatas muka air banjir setinggi H_{final} 2.5 m, kolam loncat indah direncanakan akan dibangun pada tanah timbunan dan tanah dasar sedalam 4.0 m. Perencanaan perkuatan tanah dianalisis terhadap kondisi I dimana terdapat beda tinggi muka air tanah setinggi 4.0m dan kondisi II dimana muka air tanah diturunkan terlebih dahulu menggunakan wellpoint dan pompa sehingga tidak terjadi perbedaan tinggi muka air. Selain itu untuk menahan beban kolam digunakan tiang pancang bore pile d80cm L 30m.

Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh H_{instal} 4.20 m, PVD 100 x 5mm spasi 0.70 m dengan pola pemasangan segitiga dan waktu konsolidasi 20 minggu. Perkuatan timbunan dengan

geotextile UW-250 sebanyak 9 lapis. Alternatif perkuatan tanah yang dipilih adalah menggunakan turap steel sheet pile NSP II 400 x 100 x 10.5 mm untuk perkuatan sisi galian dan steel pipe pile d40cm L = 25 m sebagai perkuatan sisi ujung timbunan untuk menghindari turunnya muka air tanah pada area di luar kolam loncat indah. struktur dinding kolam dengan tebal 30 cm dan pelat lantai tebal 50 cm, tiang pancang bor sebanyak 36 buah.

Total biaya material untuk pembangunan kolam locat indah berdasarkan pemilihan alternatif VII adalah sebesar Rp 6.648.818.103,- (Enam milyar enam ratus empat puluh delapan juta delapan ratus delapan belas ribu seratus tiga rupiah)

Kata kunci : Banjarmasin, Kolam Loncat Indah, Turap, Keruntuhan Galian Pada Tanah Lunak, wellpoint

GEOTECHNICAL PLANNING ALTERNATIVES FOR CONSTRUCTION OF DIVING POOL IN BANJARMASIN

Name : Noor Hadiawati Aisyah
NRP : 3114105009
Department : Teknik Sipil FTSP-ITS
Supervisor : 1. Prof. Ir. Indrasurya B.M, M.Sc., Ph.D
2. Ir. Suwarno, M.Eng

Abstract

The construction of diving pool dimension 21 x 17 x 6,5 m in Banjarmasin, South Kalimantan encountered an collapse on the excavated soil caused by the lack of micropile as a sheet pile amount with the size of 25 x 25 cm and with the depth of 10m staked in the field, whilst, based on the analysis result, 10 micropile as a sheet pile with the space of 1.25 m are required. It is also caused by a buildup of ground excavated with the height of 4 m and the condition of the soil from the investigation result is dominant of silty clay with NSPT 1 in variant depth starting from 19-22 m.

In this final project, then planned a geotechnical alternatives for the construction of diving pool by doing a hoarding at the above of the flood water level with the height of H_{final} 2.5 m, it is planned that the diving pool will be built on the soil embankment and on the subgrade with the depth of 4.0 m. Soil reinforcement planning is analyzed towards condition I where there is a height difference of ground water level with the height of 4.0 m and condition II where the ground water level is lowered in advance using a wellpoint and a pump so that there would not be a difference of water level. Besides, to withstand the pool load, a d80cm L 30m bore pile is used.

Based on the calculation result, H_{insial} 4.20 m, PVD 100 x 5mm space 0.70 m with triangle mounting pattern and 20 weeks consolidation time. The embankment reinforcement with 9 layers of UW-250. Alternative soil reinforcement chosen is using steel sheet pile type NSP II 400 x 100 x 10.5 mm for the cultivation of

the excavation and steel pipe pile d 40cm L = 25 m as a reinforcement of the end side of embankment to avoid the fall of the groundwater levels on the area outside the diving pool. The wall structure with the thickness of 30 cm, 50 cm slab, and 36 bored piles as pile foundation.

The total of material costs for the construction of diving pool based on alternative VII choice is Rp 6.648.818.103,- (Six billion six hundred and forty-eight million eight hundred and eighteen thousand one hundred and three rupiahs).

Keywords : Banjarmasin, Diving Pool, Sheet Pile, Excavation Collapse in Soft Soil, Wellpoint.

KATA PENGANTAR

Segala puji bagi Allah SWT yang telah melimpahkan berkat dan rahmat-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul "**Alternatif Perencanaan Geoteknik Untuk Pembangunan Kolam Loncat Indah di Banjarmasin**".

Tugas Akhir ini disusun untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi S-1 Lintas Jalur Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini tidak dapat diselesaikan tanpa pihak-pihak yang mendukung, membimbing, dan membantu baik selama pelaksanaan dan penyusunannya, sehingga dalam kesempatan ini penulis mengucapkan terima kasih kepada :

1. Ayahanda Marhadi dan Ibunda Masnawati, keluarga serta sahabat yang selalu memberikan dorongan baik materiil dan moril;
2. Bapak Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, M.Sc, Ph.D, selaku dosen pembimbing I;
3. Bapak Ir. Suwarno, M.Eng, selaku dosen pembimbing II;
4. Ibu Dr. Yudhi Lastiasih, S.T., M.T. dan Bapak Musta'in Arif, S.T., M.T., selaku dosen konsultasi Proposal Tugas Akhir;
5. Seluruh dosen, staff dan teman-teman Lintas Jalur 2014 Jurusan Teknik Sipil ITS.

Akhir kata, Penulis menyadari sepenuhnya bahwa Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan dan jauh dari sempurna, oleh karena itu penulis mengharapkan kritik dan saran yang bersifat membangun. Semoga laporan ini dapat bermanfaat bagi penulis khususnya dan bagi pembaca umumnya.

Surabaya, Januari 2017
Penulis

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
LEMBAR PENGESAHAN.....	ii
ABSTRAK	iii
ABSTRACT	v
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR GAMBAR.....	xiii
DAFTAR TABEL	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Perumusan Masalah.....	2
1.3. Tujuan.....	3
1.4. Manfaat.....	3
1.5. Batasan Masalah.....	3
1.6. Kondisi Aktual Proyek	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	9
2.1. Karakteristik Tanah Lempung	9
2.2. Korelasi SPT.....	10
2.3. Stabilitas Lereng.....	14
2.3.1. Lereng Terbatas	16
2.3.2. Metode Bishop.....	18
2.4. Tekanan Tanah Lateral	20
2.4.1. Tekanan Tanah Aktif dan Tekanan Tanah Pasif..	20
2.4.2. Pengaruh Beban di Atas Tanah	23
2.5. Perkuatan Dengan Turap	26
2.5.1. Tipe Turap	27
2.5.2. Turap Kantilever dalam Tanah Kohesif	32
2.5.3. Defleksi Tiang	35
2.6. Cerucuk	38
2.7. Metode <i>Preloading</i>	43
2.7.1. Pemampatan Konsolidasi	43
2.7.2. Distribusi Tegangan.....	44
2.7.3. Waktu Konsolidasi	45

2.7.4.	Penentuan Tinggi Timbunan Awal	47
2.7.5.	Peningkatan Daya Dukung Tanah dengan Metode <i>Preloading</i>	48
2.8.	Percepatan Pemampatan dengan <i>Vertical Drain</i>	49
2.8.1.	Menentukan Kedalaman <i>Vertical Drain</i>	50
2.8.2.	Menentukan Waktu Konsolidasi akibat <i>Vertikal Drain</i>	50
2.9.	Perkuatan dengan <i>Geotextile</i>	53
2.10.	Daya Dukung Tiang Bor	58
2.11.	<i>Dewatering</i>	60
2.12.	Dinding dan Pelat Lantai	66
2.9.1.	Dimensi dan Penulangan	66
2.9.2.	Kontrol <i>Uplift</i>	68
BAB III METODOLOGI		71
3.1.	Bagan Alir	71
3.2.	Studi Literatur	73
3.3.	Pengumpulan dan Analisis Data	74
3.4.	Analisis Penyebab Kelongsoran	74
3.5.	Perencanaan Alternatif Geoteknik	74
3.6.	Kesimpulan dan Saran	75
BAB IV ANALISIS DATA TANAH DAN DATA PERENCANAAN		77
4.1.	Data Tanah	77
4.1.1.	Lokasi Pengambilan Data	77
4.1.2.	Data <i>Standart Penetration Test</i>	77
4.1.3.	Penentuan Parameter Tanah	77
4.1.4.	Pengolahan Data Tanah	78
4.2.	Data Spesifikasi Bahan	83
4.2.1.	Data <i>Existing</i>	83
4.2.2.	Data Perencanaan	83
BAB V PEMBAHASAN		85
5.1.	Kronologis Pelaksanaan	85
5.2.	Analisis Penyebab Kelongsoran	88
5.2.1.	Perhitungan beban yang bekerja	88
5.2.2.	Analisis Turap Sebagai Cerucuk	88

5.3. Alternatif Geoteknik Untuk Pembangunan Kolam Loncat Indah.....	95
5.3.1. Perhitungan H initial dan H final.....	95
5.3.2. Perhitungan Waktu Konsolidasi	101
5.3.3. Perencanaan <i>Prefabricated Vertical Drain</i> (PVD).....	102
5.3.4. Penimbunan Bertahap.....	110
5.3.5. Perencanaan Geotextile sebagai Perkuatan Timbunan	118
5.3.6. Perencanaan Turap Kondisi I	126
5.3.7. Perencanaan Turap Kondisi II	145
5.3.8. Perencanaan Dinding Kolam	159
5.3.9. Perencanaan Struktur Lantai.....	162
5.4. Alternatif Geoteknik Untuk Pembangunan Kolam Renang 180	
5.4.1. Perencanaan Dinding Kolam Renang	180
5.4.2. Perencanaan Struktur Lantai Kolam Renang.....	183
5.1. Perhitungan Biaya Material	200
5.5.1. Biaya Material untuk Alternatif Kolam Loncat Indah	201
5.5.2. Biaya Material untuk Kolam Renang	207
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN.....	209
6.1. Kesimpulan.....	209
6.2. Saran.....	213
DAFTAR PUSTAKA.....	215
LAMPIRAN	
BIODATA PENULIS	

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Site plan Kolam Loncat Indah	4
Gambar 1.2 Titik Lokasi Penyelidikan Tanah Lapangan	4
Gambar 1.3 Kondisi Tanah Dan Turap Yang Longsor.....	5
Gambar 1.4 Kondisi <i>Bracing</i> Baja	5
Gambar 1.5 Kelongsoran Turap dan Cerucuk Batang Kelapa	6
Gambar 1.6 Kelongsoran Tanah dan Turap.....	6
Gambar 1.7 Skur Baja WF Melengkung	7
Gambar 1.8 Sketsa Model Keruntuhan Tanah Potongan A-A (tanpa skala)	7
Gambar 1.9 Sketsa Model Keruntuhan Tanah Potongan B-B (tanpa skala).....	8
Gambar 2.1 Sketsa Jenis Keruntuhan	14
Gambar 2.2 Stabilitas Lereng Terbatas	16
Gambar 2.3 Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Irisan	18
Gambar 2.4 Distribusi Tekanan Tanah Aktif dan Pasif Rankine Untuk Permukaan Tanah Horizontal	21
Gambar 2.5 Tekanan Tanah Lateral Akibat Beban Terbagi Rata q	23
Gambar 2.6 Tekanan Tanah Pada Dinding Akibat Beban Titik.	24
Gambar 2.7 Tekanan Tanah Pada Dinding Akibat Beban Garis	25
Gambar 2.8 Tekanan Tanah Pada Dinding Akibat Beban Terbagi Rata Memanjang.....	26
Gambar 2.9 Contoh Penurunan.....	27
Gambar 2.10 Turap Kayu	28
Gambar 2.11 Turap Beton	28
Gambar 2.12 Turap Baja	29
Gambar 2.13 Dinding Turap Kantilever.....	30
Gambar 2.14 Dinding Turap Diangker.....	31
Gambar 2.15 Dinding Turap Dengan Landasan	32
Gambar 2.16 Tekanan Tanah Awal Pada Turap Kantilever Yang Dipancang Pada Tanah Kohesif.....	33

Gambar 2.17 Tekanan Tanah Pada Perancangan Turap Dalam Tanah Kohesif Dengan Tanah Urug Granuler.....	35
Gambar 2.18 Asumsi Gaya yang di terima Cerucuk	38
Gambar 2.19 Harga f untuk Berbagai Jenis Tanah.....	40
Gambar 2.20 Grafik untuk Mencari Harga FM.....	42
Gambar 2.21 Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Trapezium (NAVFAC DM – 7, 1970).....	45
Gambar 2.22 Harga kenaikan tegangan tanah efektif (σ') sejalan dengan waktu pada tanah yang terkonsolidasi.....	49
Gambar 2.23 Pemasangan <i>vertical drain</i> pada kedalaman lapisan <i>compressible</i>	50
Gambar 2.24 Pola susunan PVD bujur sangkar	51
Gambar 2.25 Pola susunan PVD segitiga	51
Gambar 2.26 Konsolidasi tanah lunak dengan <i>vertical drain</i>	52
Gambar 2.27 <i>External Stability</i> pada <i>Geotextile Walls</i> (a) Aman terhadap geser (b) Aman terhadap geser (c) Aman terhadap kelongsoran daya dukung.....	56
Gambar 2.28 <i>Open Pumping</i>	60
Gambar 2.29 <i>Predrainage</i>	61
Gambar 2.30 <i>Predrainage</i> Dengan <i>Wellpoint</i>	62
Gambar 2.31 <i>Cut Off Dewatering</i>	63
Gambar 2.32 <i>Confined Aquifer</i>	64
Gambar 2.33 <i>Water Table Aquifer</i>	65
Gambar 2.34 <i>Profil Well System</i>	66
Gambar 3.1 Diagram Alir Tugas Akhir.....	72
Gambar 4.1 Grafik Hubungan Antara N-SPT dengan Kedalaman	78
Gambar 4.2 Konsistensi Lapisan Tanah	79
Gambar 4.3 Detail Turap Minipile Beton di Lapangan.....	83
Gambar 5.1 Penumpukan Bekas Galian Tanah	85
Gambar 5.2 Pemasangan Skur Baja WF	86
Gambar 5.3 Skur Baja dengan Perkuatan Kremona	87
Gambar 5.4 Kondisi Struktur Kolam Akibat Kelongsoran	87
Gambar 5.5 Permodelan Analisis Kelongsoran.....	89

Gambar 5.6 Bidang Longsor dengan Perkuatan Turap	89
Gambar 5.7 Permodelan Alternatif Pembangunan Kolam Loncat Indah	95
Gambar 5.8 Kurva Hubungan Antara $H_{initial}$ & H_{final}	99
Gambar 5.9 Kurva Hubungan Antara H_{final} & <i>Settlement</i>	100
Gambar 5.10 Grafik Hubungan antara Waktu Konsolidasi dengan Derajat Konsolidasi Pola Pemasangan Segitiga .	109
Gambar 5.11 Grafik Hubungan antara Waktu Konsolidasi dengan Derajat Konsolidasi Pola Pemasangan Segiempat	109
Gambar 5.12 Grafik Hubungan $H_{timbunan}$ & $SF_{minimum}$	111
Gambar 5.13 Model Bidang Longsor Timbunan.....	118
Gambar 5.14 Sketsa Perkuatan Timbunan di sisi Galian	123
Gambar 5.15 Permodelan Perencanaan Turap Kondisi I.....	126
Gambar 5.16 Diagram Tekanan Kondisi I.....	132
Gambar 5.17 Diagram Momen Kondisi I.....	139
Gambar 5.18 Hasil Output PCA-Col untuk <i>Bored Pile</i> Dimensi 1200 mm	141
Gambar 5.19 Permodelan Perencanaan Turap dan <i>wellpoit</i> pada Kondisi II.....	145
Gambar 5.20 Diagram Tekanan Kondisi II	146
Gambar 5.21 Diagram Momen Tekanan Kondisi II.....	150
Gambar 5.22 Hasil Output PCA-Col untuk Bored Pile Dimensi 600 mm	156
Gambar 5.23 Sketsa Perencanaan Struktur Lantai Kolam.....	162
Gambar 5.24 Konfigurasi Tiang $D_s = 0.8$ m	168
Gambar 5.25 Permodelan Pelat Lantai pada Program SAP	171
Gambar 5.26 Diagram Momen Pelat Lantai Output Program SAP	171
Gambar 5.27 Hasil Output PCA-Col untuk Bored Pile Dimensi 800 mm	176
Gambar 5.28 Sketsa Perencanaan Kolam Renang	180
Gambar 5.29 Konfigurasi Tiang 5×8 $D_s = 0.8$ m	188
Gambar 5.30 Permodelan Pelat Lantai Kolam Renang pada Program SAP	191

Gambar 5.31 Diagram Momen Pelat Lantai Kolam Renang
Output Program SAP 191

Gambar 5.32 Hasil Output PCA-Col untuk Bored Pile Dimensi
800 mm 196

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Korelasi SPT.....	10
Tabel 2.2	Representatif Nilai γ_d dan γ_{sat}	11
Tabel 2.3	Konsistensi Tanah Untuk Tanah Dominan Lanau dan Lempung	12
Tabel 2.4	Pedoman Memprakirakan Harga ϕ Dari Harga N_{SPT} . Untuk Tanah Dominan Pasir (Dari Teng, 1962).....	12
Tabel 2.5	Perkiraan Harga ϕ Untuk Tanah Kohesif	13
Tabel 2.6	Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah	13
Tabel 2.7	Poisson's Ratio	14
Tabel 2.8	Nilai H_c Berdasarkan Konsistensi Tanah.....	15
Tabel 2.9	Nilai Perkiraan Kedalaman Penembusan Turap Berdasarkan Nilai SPT	33
Tabel 2.10	Nilai N_h untuk Tanah Granuler ($c=0$)	36
Tabel 2.11	Nilai N_h untuk Tanah Kohesif (Paulo dan Davis, 1980)	37
Tabel 2.12	Variasi Faktor Waktu terhadap Derajat Konsolidasi	46
Tabel 2.13	Nilai Faktor Geotekstil	54
Tabel 2.14	Hambatan antar Tanah dan Pondasi	57
Tabel 2.15	Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior*	67
Tabel 4.1	Hasil Analisis Korelasi SPT Titik B-1	80
Tabel 4.2	Hasil Analisis Data Tanah Berdasarkan Ardhana Mochtar	82
Tabel 4.3	Spesifikasi Tiang Pancang dan Turap	83
Tabel 5.1	Hasil Output Permodelan X-stabl.....	90
Tabel 5.2	Rekapitulasi Perhitungan H inisial dan Penurunan	99
Tabel 5.3	Hasil Perhitungan $\Sigma H\sqrt{C_v}$	101
Tabel 5.4	Faktor Hambatan PVD untuk Pola Pemasangan Segitiga	103
Tabel 5.5	Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi Total untuk Pola Pemasangan Segitiga dengan Spasi 0.70 m ...	105
Tabel 5.6	Faktor Hambatan PVD untuk Pola Pemasangan Segiempat.....	107

Tabel 5.7 Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi Total untuk Pola Pemasangan Segiempat dengan Spasi 0.70 m108	
Tabel 5.8 Rekapitulasi SF min dengan Variasi Tinggi Timbunan	110
Tabel 5.9 Tahapan Penimbunan Minggu ke-9.....	111
Tabel 5.10 Hasil PerhitunganTegangan di tiap Lapisan Tanah U=100%	113
Tabel 5.11 Rumusan Penambahan Tegangan Efektif Akibat Beban Timbunan Apabila $U < 100\%$	114
Tabel 5.12 Hasil Perhitungan Tegangan di tiap Lapisan Tanah, U<100%	116
Tabel 5.13 Peningkatan Nilai Cu pada Minggu ke-9	117
Tabel 5.14 Hasil Perhitungan Momen Penahan Geotextile dan Panjang Geotextile di belakang Bidang Longsor...121	
Tabel 5.15 Perhitungan Panjang Geotextile di depan Bidang Longsor	122
Tabel 5.16 Perhitungan Panjang Total Geotextile	122
Tabel 5.17 Perhitungan Tekanan Tanah	130
Tabel 5.18 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Air Kondisi I ..	133
Tabel 5.19 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Aktif Kondisi I	133
Tabel 5.20 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pasif Kondisi I	134
Tabel 5.21 Perhitungan Momen pertitik Kondisi I.....	136
Tabel 5.22 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Aktif Kondisi II	147
Tabel 5.23 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pasif Kondisi II	147
Tabel 5.24 Perhitungan Momen pertitik Kondisi II.....	149
Tabel 5.25 Harga Qe dengan Berbagai Variasi Diameter	164
Tabel 5.26 Rekapitulasi Qs dengan $D = 0.8 \text{ m}$ $L = 30 \text{ m}$	166
Tabel 5.27 Daya dukung ijin tiang dengan variasi Ds Tiang Bor Kolam Loncat Indah	167
Tabel 5.28 Konfigurasi Tiang Bor Berdasarkan Ds	170

Tabel 5.29	Harga Qe dengan Berbagai Variasi Diameter Tiang Bor Kolam Renang	184
Tabel 5.30	Rekapitulasi Qs dengan $D = 0.8$ m $L=34$ m	186
Tabel 5.31	Daya dukung ijin tiang dengan variasi Ds Tiang Bor Kolam Renang	187
Tabel 5.32	Konfigurasi Tiang Bor Kolam Renang Berdasarkan Ds	190
Tabel 5.33	Harga Satuan Material	200
Tabel 5.34	Total Biaya Alternatif I	201
Tabel 5.35	Total Biaya Alternatif II	202
Tabel 5.36	Total Biaya Alternatif III	202
Tabel 5.37	Total Biaya Alternatif IV	203
Tabel 5.38	Total Biaya Alternatif V	203
Tabel 5.39	Total Biaya Alternatif VI	204
Tabel 5.40	Total Biaya Alternatif VII	204
Tabel 5.41	Total Biaya Alternatif VIII	205
Tabel 5.42	Total Biaya Alternatif IX	205
Tabel 5.43	Total Biaya Alternatif X	206
Tabel 5.44	Total Biaya Material untuk Berbagai Alternatif	206
Tabel 5.45	Total Biaya Material Pembangunan Kolam Renang	207
Tabel 6.1	Total Biaya Material untuk Berbagai Alternatif Pembangunan Kolam Loncat Indah	212
Tabel 6.2	Total Biaya Material untuk Pembangunan Kolam Renang	213

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Atlet loncat indah Kontingen Provinsi Kalimantan Selatan pernah merajai loncat indah di Pekan Olahraga Nasional (PON) Jakarta tahun 1996 dengan merebut tiga medali emas dibagian putri melalui Dwi Mariastuti dan Husaini Noor yang juga meraih tiga emas di kelompok putra. Di ajang *Southeast Asian* (SEA) Games pun, Dwi Mariastuti menyumbangkan medali emas bagi Indonesia. Begitu juga Surya Saputra mendulang emas di PON maupun di SEA Games. (Banjarmasin Post, 2014)

Seiring dengan target Pemerintah Provinsi Kalimantan Selatan untuk mengembalikan kejayaan atlet renang dan loncat indah di ajang PON dan SEA Games waktu mendatang, Ketua Pengurus Provinsi Persatuan Renang Seluruh Indonesia (PRSI) Kalimantan Selatan Nasib Alamsyah mengatakan, atlet loncat indah daerahnya sangat memerlukan penambahan fasilitas kolam loncat indah untuk latihan, agar bisa memenangkan kejuaraan berbagai pertandingan. (Repubika Online, 2014)

Terkait dengan rencana tersebut, Pemerintah melakukan pembangunan kolam loncat indah dengan standar *Fédération Internationale de Natation* (FINA), yaitu dengan ukuran 21 m x 17 m x 6,5 m dan *platform* tertinggi 10 m. Pembangunan tersebut berlokasi di salah satu gedung olahraga di Banjarmasin, Kalimantan Selatan. Dimana pada lokasi tersebut dilakukan penyelidikan tanah lapangan *Standart Penetration Test* dan *Bore Log* sampai kedalaman 40 m pada 5 titik di sekitar area lokasi perencanaan. Kondisi tanah dari hasil penyelidikan tersebut adalah dominan jenis tanah lanau kelemungan dengan NSPT 1 di kedalaman yang bervariasi, mulai dari kedalaman 19-22 m.

Selama proses pembangunan kolam loncat indah, struktur turap dengan *bracing strut* dipergunakan untuk menahan tebing galian tanah sedalam 6 m. Namun, saat pelaksanaan penggalian

tanah di lapangan, terjadi kegagalan konstruksi yang disebabkan karena penggalian tanah yang dilakukan sekaligus sedalam 3 m, mengakibatkan dinding-dinding turap dan *strut* melengkung ke bagian dalam kolam, sehingga terjadi keruntuhan pada tebing galian dan struktur turap.

Penyebab lainnya juga ditimbulkan karena penumpukan tanah bekas galian setinggi kurang lebih 4 m di sisi utara kolam menjadi beban tambahan pada tanah dasarnya. Pelaksanaan konstruksi juga dilakukan saat curah hujan mulai tinggi, sehingga *slidding* tanah semakin menekan dinding turap ke arah dalam. Hal-hal tersebut semakin memperparah kondisi keruntuhan yang terjadi pada struktur penahan dan tanahnya.

Analisis mengenai penyebab terjadinya kelongsoran tanah galian, kegagalan struktur turap dan alternatif geoteknik perlu dilakukan untuk membuktikan dan memberikan solusi atas permasalahan yang ada pada pembangunan kolam loncat indah tersebut. Berdasarkan uraian di atas, maka diperlukan penelitian dengan judul “**Alternatif Perencanaan Geoteknik Untuk Pembangunan Kolam Loncat Indah di Banjarmasin**”.

1.2. Perumusan Masalah

Berdasarkan uraian latar belakang, maka dapat dirumuskan suatu permasalahan sebagai berikut;

- 1) Apakah penyebab terjadinya kelongsoran tanah galian dan kegagalan struktur turap?
- 2) Bagaimana alternatif geoteknik untuk pembangunan kolam loncat indah di lokasi tersebut?
- 3) Bagaimana kah perencanaan struktur dinding dan lantai kolam loncat indah?
- 4) Bagaimana kah perencanaan struktur dinding dan lantai kolam renang ?
- 5) Berapa biaya berdasarkan kebutuhan material untuk pembangunan kolam loncat indah dan renang?
- 6) Alternatif manakah yang paling optimal dari segi biaya untuk pembangunan kolam loncat indah?

1.3. Tujuan

Berdasarkan perumusan masalah di atas, maka tujuan yang ingin dicapai dari penelitian ini adalah untuk mengetahui;

- 1) Penyebab terjadinya kelongsoran tanah dan kegagalan struktur turap,
- 2) Berbagai alternatif geoteknik untuk pembangunan kolam loncat indah di Banjarmasin,
- 3) Dimensi struktur dinding dan pelat lantai kolam loncat indah,
- 4) Dimensi struktur dinding dan pelat lantai kolam loncat renang
- 5) Total biaya material untuk pembangunan kolam loncat indah dan renang,
- 6) Alternatif yang paling optimal dari segi biaya.

1.4. Manfaat

Manfaat yang dapat diperoleh dari penelitian ini adalah diharapkan dapat memberikan masukan kepada pelaksana dan perencana proyek mengenai alternatif geoteknik untuk pembangunan kolam loncat indah, khususnya pada lokasi yang memiliki jenis tanah dasar dominan lanau kelempungan yang sangat lunak.

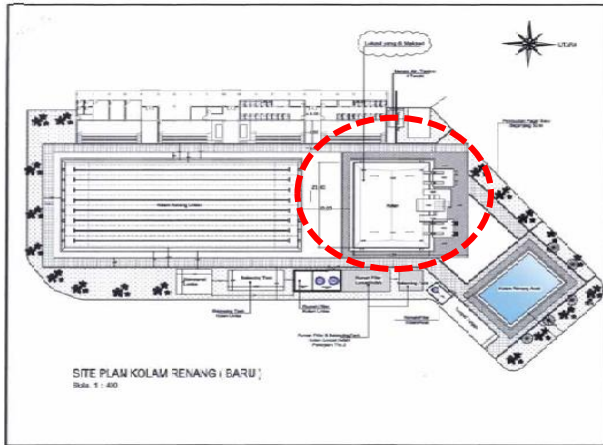
1.5. Batasan Masalah

Untuk memperkecil ruang lingkup, maka penelitian ini dilakukan dengan beberapa batasan masalah, sebagai berikut;

- 1) Tidak memperhitungkan struktur menara loncat dan bangunan penunjang lainnya
- 2) Pemilihan alternatif perencanaan hanya diperhitungkan dari segi biaya material
- 3) Tidak memperhitungkan rencana anggaran biaya atas jenis perkuatan dan metode yang dipilih
- 4) Tidak menjelaskan mengenai metode pelaksanaan di lapangan.

1.6. Kondisi Aktual Proyek

Gambar 1.1 menunjukkan *site plan* dari pembangunan kolam loncat indah dan Gambar 1.2 menunjukkan lokasi dari titik-titik penyelidikan tanah lapangan.



Gambar 1.1 *Site plan* Kolam Loncat Indah
(Sumber: Konsultan Perencana Proyek)



Gambar 1.2 Titik Lokasi Penyelidikan Tanah Lapangan
(Sumber: Konsultan Perencana Proyek)

Dokumentasi kondisi kolam loncat indah di Banjarmasin yang mengalami kegagalan struktur saat proses pelaksanaan fisik, dapat dilihat pada Gambar 1.3 dan Gambar 1.4



Gambar 1.3 Kondisi Tanah Dan Turap Yang Longsor
(Sumber: Konsultan Pengawas Proyek)



Gambar 1.4 Kondisi *Bracing* Baja
(Sumber: Konsultan Pengawas Proyek)

Gambar 1.5 dan Gambar 1.6 menunjukkan kelongsoran turap, cerucuk, serta kelongsoran tanah.



Gambar 1.5 Kelongsoran Turap dan Cerucuk Batang Kelapa
(Sumber : Konsultan Pengawas Proyek)



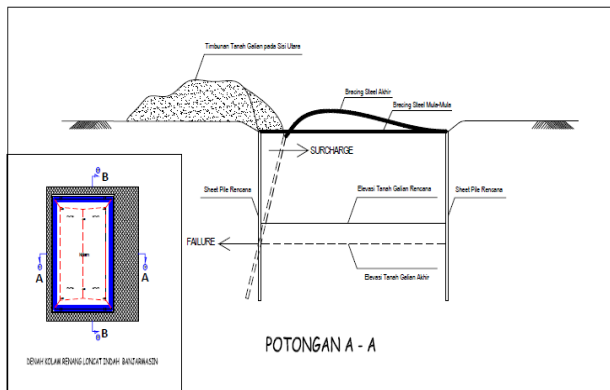
Gambar 1.6 Kelongsoran Tanah dan Turap
(Sumber : Konsultan Pengawas Proyek)

Gambar 1.7 menunjukkan skur baja WF yang melengkung akibat kegagalan struktur, sedangkan pada Gambar 1.8 dan Gambar 1.9 merupakan hasil observasi visual yang

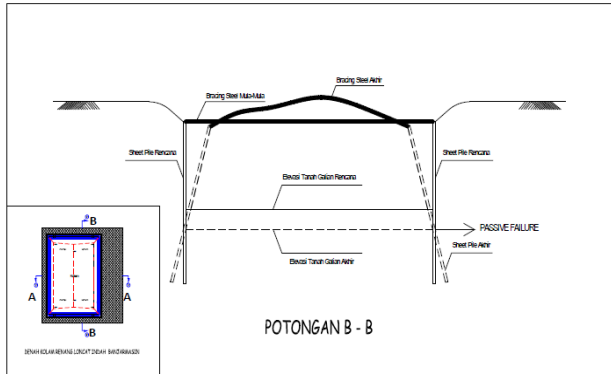
memperlihatkan sketsa awal mengenai model keruntuhan tanah pada dinding galian kolam loncat indah Banjarmasin



Gambar 1.7 Skur Baja WF Melengkung
(Sumber : Konsultan Pengawas Proyek)



Gambar 1.8 Sketsa Model Keruntuhan Tanah Potongan A-A
(tanpa skala)
(Sumber : Konsultan Pengawas Proyek)



Gambar 1.9 Sketsa Model Keruntuhan Tanah Potongan B-B
(tanpa skala)
(Sumber : Konsultan Pengawas Proyek)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Karakteristik Tanah Lempung

Pelapukan tanah akibat reaksi kimia menghasilkan susunan kelompok partikel berukuran koloid dengan diameter butiran lebih kecil dari 0,002 mm disebut mineral lempung. Partikel lempung berbentuk seperti lembaran yang mempunyai permukaan khusus, sehingga lempung mempunyai sifat sangat dipengaruhi oleh gaya-gaya permukaan (Hardiyatmo, 2010).

Pada beberapa kasus, partikel berukuran antara 0,002 mm sampai 0,005 mm juga masih digolongkan sebagai partikel lempung (ASTM D-653). Disini tanah diklasifikasikan sebagai lempung hanya berdasarkan ukurannya saja, padahal belum tentu tanah dengan ukuran partikel lempung tersebut mengandung mineral-mineral lempung (Das, 1998).

Dari segi mineral yang disebut tanah lempung ialah yang mempunyai partikel-partikel mineral tertentu yang menghasilkan sifat-sifat plastis pada tanah bila dicampur dengan air (Grim, 1953). Sifat-sifat yang dimiliki tanah lempung (Hardiyatmo, 1999) adalah sebagai berikut:

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

Sesuai dengan karakteristiknya, tanah lempung merupakan tanah yang dapat mengalami penyusutan (*Shrinkage*) dan pengembangan (*Swelling*). Penyusutan dan pengembangan inilah yang biasanya berpengaruh terhadap konstruksi yang ditahannya. Selain itu, tanah lempung memiliki sifat yang kurang menguntungkan secara teknis bagi pekerjaan konstruksi karena memiliki pemampatan yang besar dalam waktu yang lama.

2.2. Korelasi SPT

Nilai SPT dapat digunakan untuk menghitung sifat *friction angle* (ϕ), *relative density* (D_r), kapasitas dukung dan penurunan, kecepatan gelombang geser (v_s) tanah, maupun potensi likuifaksi. Di sisi lain, uji SPT yang sebenarnya dikembangkan untuk tanah berbutir kasar telah diaplikasikan untuk pada tanah berbutir halus untuk memperkirakan *undrained compressive strength* (q_u), *undrained shear strength* (S_u) dan koefisien kompresibilitas volume (mv).

Perkiraan nilai-nilai tersebut seperti pada Tabel 2.1 dan Tabel 2.2

Tabel 2.1 Korelasi SPT

Uraian	Tanah Tidak Kohesif				
N	0-10	11-30	31-50	>50	
Berat isi, kN/m ³	12-16	14-18	16-20	18-23	
Sudut geser, ϕ	25-35	28-36	30-40	>35	
Keadaan	Lepas	Sedang	Padat	Sangat padat	
	Tanah Kohesif				
N	<4	4-6	6-15	16-25	>25
Berat isi, kN/m ³	14-18	16-18	16-18	16-18	>20
q_u , kPa	<25	20-50	30-60	40-200	>100
Konsistensi	Sangat lunak	Lunak	Sedang	Kenyal (<i>stiff</i>)	Keras

(Sumber: Bowles & Hainim, 2004)

Tabel 2.2 Representatif Nilai γ_d dan γ_{sat}

Type	Soil description	Unit weight range (kN/m ³)	
		Dry	Saturated
Cohesionless	Soft sedimentary (chalk, shale, siltstone, coal)	12	18
Compacted	Hard sedimentary	14	19
Broken rock	(Conglomerate, sandstone)		
	Metamorphic	18	20
	Igneous	17	21
Cohesionless	Very loose	14	17
	Loose	15	18
Sands and gravels	Medium dense	17	20
	Dense	19	21
	Very dense	21	22
Cohesionless	Loose		
	Uniformly graded	14	17
Sands	Well graded	16	19
	Dense		
	Uniformly graded	18	20
	Well graded	19	21
Cohesive	Soft – organic	8	14
	Soft – non organic	12	16
	Stiff	16	18
	Hard	18	20

(Sumber: Look, 2007)

Korelasi nilai C_u dengan NSPT dan sondir untuk tanah dominan lanau dan lempung menurut Mochtar, 2006 seperti pada Tabel 2.3

Tabel 2.3 Konsistensi Tanah Untuk Tanah Dominan Lanau dan Lempung

Konsistensi tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, C_u		Taksiran harga SPT, harga N	Taksiran harga tahanan konus, q_c (dari Sondir)	
	kPa	ton/m ²		kg/cm ²	kPa
Sangat lunak (very soft)	0-12.5	0-1.25	0-2.5	0-10	0-1000
Lunak (soft)	12.5-25	1.25-2.5	2.5-5	10-20	1000-2000
Menengah (medium)	25-50	2.5-5.0	5-10	20-40	2000-4000
Kaku (stiff)	50-100	5.0-10	10-20	40-75	4000-7500
Sangat kaku (very stiff)	100-200	10-20	20-40	75-150	7500-15000
Keras (hard)	> 200	> 20	> 40	> 150	> 15000

(Sumber : Mochtar, 2012)

Taksiran harga sudut geser, berat volume jenuh dan kepadatan relatif menurut Mochtar, 2009 seperti pada Tabel 2.4

Tabel 2.4 Pedoman Memprakirakan Harga ϕ Dari Harga N_{SPT} . Untuk Tanah Dominan Pasir (Dari Teng, 1962)

Kondisi kepadatan	Kepadatan relatif, R_d (%)	Perkiraan Harga N_{SPT}	Perkiraan harga, ϕ (°)	Perkiraan berat volume jenuh, γ_{sat} (ton/m ³)
very loose (sangat renggang)	0 s/d 15	0 s/d 4	0 s/d 28	< 1.60
loose (renggang)	15 s/d 35	4 s/d 10	28 s/d 30	1.50 – 2.0
medium (menengah)	35 s/d 65	10 s/d 30	30 s/d 36	1.75 – 2.10
dense (rapat)	65 s/d 85	30 s/d 50	36 s/d 41	1.75 – 2.25
very dense (sangat rapat)	85 s/d 100	> 50	41*	

(Sumber: Mochtar, 2009)

Tabel 2.5 Perkiraan Harga ϕ Untuk Tanah Kohesif

<i>Type</i>	<i>Soil description</i>	<i>Effective cohesion (kPa)</i>	<i>Friction angle (degrees)</i>
Cohesive	Soft – organic	5-10	10-20
	Soft – non organic	10-20	15-25
	Stiff	20-50	20-30
	Hard	50-100	25-30

(Sumber: Look, 2007)

Nilai modulus young menunjukkan besarnya nilai elastisitas tanah yang merupakan perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan. Nilai ini bisa didapatkan dari Triaxial Test. Nilai Modulus elastisitas (E_s) secara empiris dapat ditentukan dari jenis tanah dan data sondir seperti pada Tabel 2.6

Tabel 2.6 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

Jenis Tanah	E_s (Kg/cm²)
Lempung	
Sangat lunak	3 – 30
Lunak	20 – 40
Sedang	45 – 90
Keras	70 – 200
Berpasir	300 – 425
Pasir	
Berlanau	50 – 200
Tidak padat	100 – 250
Padat	500 – 1000
Pasir dan Kerikil	
Padat	800 – 2000
Tidak padat	500 – 1400
Lanau	20 – 200
Loses	150 – 600
Cadas	1400 – 14000

(Sumber : Bowles, 1997)

Poisson Ratio didefinisikan sebagai perbandingan antara regangan lateral dan longitudinal. Tabel 2.7 di bawah ini merupakan Poisson's Ratio untuk beberapa material :

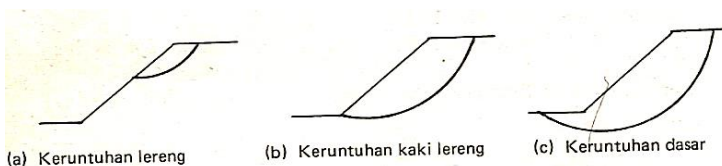
Tabel 2.7 Poisson's Ratio

Material	Poisson's ratio ν
Lempung jenuh	0.4 – 0.5
Lempung tak jenuh	0.1 – 0.3
Lempung berpasir	0.2 – 0.3
Lanau	0.3 – 0.35
Pasir padat	0.1 – 1.00
Pasir berkerikil	0.3 – 0.4
Batuan (<i>Rock</i>)	0.1 – 0.4 (agak bergantung jenis batuan)
Tanah lus	0.1 – 0.3
Es	0.36
Beton	0.15 – 0.25

(Sumber: Bowles, 1988)

2.3. Stabilitas Lereng

Suatu keruntuhan teknis yang paling umum adalah longsornya suatu timbunan atau galian dan telah dilakukan sejumlah besar penelitian untuk mencari sebab-sebab keruntuhan ini. Air sering merupakan penyebab kelongsoran tanah, baik dengan mengikis suatu lapisan pasir, melumasi batuan ataupun meningkatkan kadar air suatu lempung, dan karenanya mengurangi kekuatan geser. Apabila terjadi suatu longsor dalam tanah lempung, seringkali didapat merupakan sepanjang suatu busur lingkaran. Busur lingkaran ini dapat memotong permukaan lereng, melalui titik kaki lereng (*toe*) atau memotong dasar lereng (*deep seated*) dan menyebabkan pengangkatan pada dasar seperti pada Gambar 2.1



Gambar 2.1 Sketsa Jenis Keruntuhan
(Smith & Madyayanti, 1992)

Sebab-sebab keruntuhan lereng pada suatu galian akan sangat berbeda dengan pada suatu timbunan. Suatu galian adalah suatu kasus tanpa pembebanan dimana tanah dihilangkan, oleh karena itu menyebabkan sokongan tegangan di dalam tanah.

1. Retak-retak Tarik

Pada suatu galian, retak-retak tarik dapat terbentuk pada puncak lereng dan retak-retak ini merupakan tanda-tanda pertama dari keruntuhan lereng. Kedalaman teoritis dari retak-retak ini seperti pada Persamaan 2.1

$$Z_o = 2c \sqrt{\frac{N_{\phi}}{\gamma}} \quad (2.1)$$

2. Galian-galian vertikal

Galian vertikal di dalam suatu tanah lempung akan tetap stabil untuk suatu periode singkat, terutama akibat tekanan pori negatif yang disebabkan oleh penghilangan beban. Tetapi akan sangat berbahaya membiarkan suatu galian vertikal tanpa penunjang pada setiap waktu. Tinggi kritis dari suatu galian vertikal;

$$H_c = \frac{2,67c}{\gamma} \quad (2.2)$$

Pada tanah kohesif, galian dengan sisi-sisi vertikal secara teoritis dapat dibuat sampai kedalaman H_c (Persamaan 2.2) tanpa perlu struktur penguat. Nilai H_c untuk lempung dengan berbagai konsistensi seperti pada Tabel 2.3

Tabel 2.8 Nilai H_c Berdasarkan Konsistensi Tanah

Konsistensi Tanah	Sangat Lunak	Lunak	Sedang
H_c (ft)	< 8	8-16	16-32

(Sumber : Terzaghi & B.Peck, 1993)

Jika tanah galian dengan sisi-sisi vertikal yang tidak berpenguat sama sekali dibuat pada tanah kohesif, maka rekahan tegangan (*tension crack*) cenderung muncul pada permukaan tanah

Berat massa tanah yang akan longsor

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(\frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin \beta \cdot \sin \alpha} \right) \quad (2.3)$$

Dimana :

W = berat tanah di atas bidang longsor

α = sudut longsor terhadap horizontal

β = sudut lereng tanah

Tegangan normal (σ) dan tegangan geser (τ) yang terjadi akibat berat tanah pada bidang AB adalah

$$\sigma = \frac{\frac{1}{2} \gamma H \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot \sin(\beta - \alpha)}{\sin \beta \cdot \sin \alpha} \quad (2.4)$$

$$\tau = \frac{\frac{1}{2} \gamma H \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\beta - \alpha)}{\sin \beta \cdot \sin \alpha} \quad (2.5)$$

Tahanan geser yang terjadi pada bidang AB adalah

$$\tau_d = c_d + \sigma \operatorname{tg} \phi_d \quad (2.6)$$

Pada saat keseimbangan batas tercapai, $\tau = \tau_d$ maka akan diperoleh persamaan

$$c_d = \frac{1}{2} \gamma H \cdot \left(\frac{\sin(\beta - \alpha)(\sin \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \phi_d)}{\sin \beta} \right) \quad (2.7)$$

Saat kondisi kritis $F = 1$ diperoleh persamaan tinggi H yang paling kritis

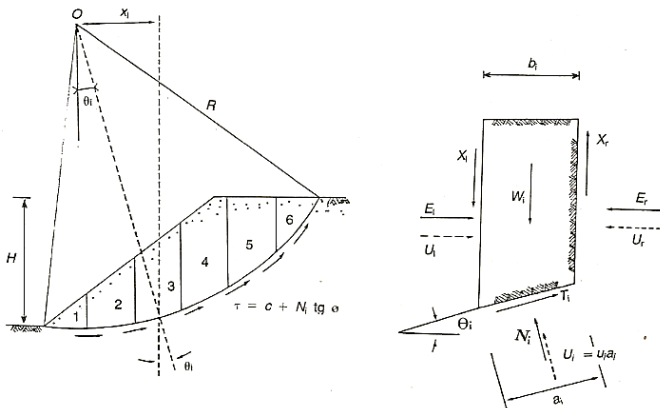
$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \left(\frac{\sin \beta \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right) \quad (2.8)$$

Dimana :

- H_c = tinggi lereng kritis
- α = sudut longsor terhadap horizontal
- β = sudut lereng tanah
- c = kohesi
- γ = berat volume tanah
- ϕ = sudut geser dalam tanah

2.3.2. Metode Bishop

Apabila tanah tidak homogen dan aliran rembesan terjadi di dalam tanahnya memberikan bentuk aliran dan berat volume tanah yang tidak menentu. Gaya normal yang bekerja pada suatu titik di lingkaran bidang longsor, terutama dipengaruhi oleh berat tanah di atas titik tersebut. Dalam metode irisan, massa tanah yang longsor dipecah-pecah menjadi beberapa irisan vertikal. Kemudian keseimbangan dari tiap-tiap irisan diperhatikan. Gambar 2.3 memperlihatkan suatu irisan dengan gaya-gaya yang bekerja padanya.



Gambar 2.3 Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Irisan
(Hardiyatmo, 1994)

Gaya-gaya ini terdiri dari gaya geser (X_r dan X_l), gaya normal efektif (E_r dan E_l) di sepanjang sisi irisannya, resultan gaya geser efektif (T_i), dan resultan gaya normal efektif (N_i) yang

bekerja di sepanjang dasar irisannya. Pada irisannya, tekanan air pori U_l dan U_r bekerja di kedua sisinya dan tekanan U_i bekerja pada dasarnya.

Metode irisan yang disederhanakan diberikan oleh Bishop (1955). Metode ini menganggap bahwa gaya-gaya yang bekerja pada sisi-sisi irisan mempunyai resultan nol pada arah vertikal. Persamaan kuat geser dalam tinjauan tegangan efektif yang dapat dikerahkan tanah, hingga tercapainya kondisi keseimbangan batas dengan memperhatikan faktor aman, adalah

$$\tau = \frac{c'}{F} + (\sigma - u) \cdot \frac{\tan \phi'}{F} \quad (2.9)$$

Dimana σ adalah tegangan normal total pada bidang longsor dan u adalah tekanan air pori.

Untuk irisan ke- i , nilai $T_i = \tau \cdot a_i$ yaitu nilai gaya geser yang berkembang pada bidang longsor untuk keseimbangan batas, maka

$$T_i = \frac{c' a_i}{F} + (N_i - u_i a_i) \cdot \frac{\tan \phi'}{F} \quad (2.10)$$

Kondisi keseimbangan momen terhadap pusat rotasi O antara berat massa tanah yang akan longsor dengan gaya geser total pada dasar bidang longsornya dapat dinyatakan

$$\sum W_i x_i = \sum T_i R \quad (2.11)$$

Dengan x_i adalah jarak W_i ke pusat rotasi O .

Persamaan faktor aman untuk analisis stabilitas lereng metode bishop adalah

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} [c'bi + Wi(1 - r_u) \operatorname{tg} \phi'] \cdot \left(\frac{1}{\cos \theta (1 + \operatorname{tg} \theta \operatorname{tg} \phi' / F)} \right)}{\sum_{i=1}^{i=n} Wi \sin \theta} \quad (2. 12)$$

Dimana :

- ru = nilai banding tekanan pori
- F = faktor aman
- c' = kohesi tanah efektif
- ϕ' = sudut geser dalam tanah efektif
- Wi = berat irisan tanah ke- i
- θ = sudut yang didefinisikan

$$r_u = \frac{ub}{W} = \frac{u}{\gamma \cdot h} \quad (2. 13)$$

Dimana :

- ru = nilai banding tekanan pori
- u = tekanan air pori
- b = lebar irisan
- γ = berat volume tanah
- h = tinggi irisan rata-rata

2.4. Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan oleh akibat dorongan tanah di belakang struktur penahan tanah. Besarnya tekanan lateral telah diketahui sangat dipengaruhi oleh perubahan letak (*displacement*) dari dinding penahan dan sifat-sifat tanahnya. Variasi dari besarnya tekanan tanah lateral yang disebabkan oleh sifat tanah tergantung dari tipe tanah, apakah tanah berupa tanah kohesif atau non kohesif, porositas, kadar air dan berat volumenya. Besarnya tekanan tanah total juga tergantung pada tinggi dari tanah urugannya. (Hardiyatmo, 1994)

2.4.1. Tekanan Tanah Aktif dan Tekanan Tanah Pasif

Jika dinding turap mengalami keluluhan atau bergerak ke arah luar dari tanah urugan di belakangnya, maka tanah urugan

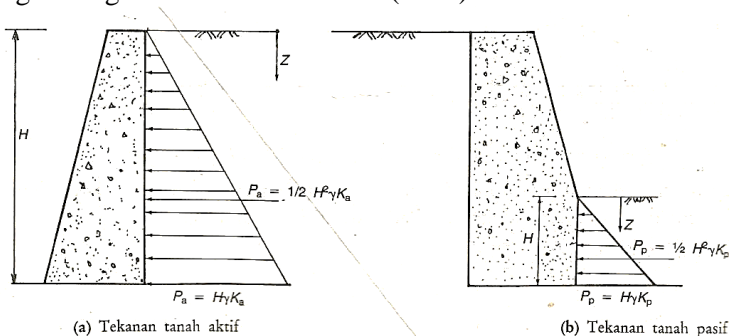
akan bergerak longsor ke bawah dan menekan dinding penahannya. Tekanan tanah seperti ini disebut tekanan tanah aktif (*active earth pressure*), sedangkan nilai banding tekanan horizontal dan tekanan vertikal yang terjadi didefinisikan sebagai koefisien tekanan tanah aktif (*coefficient of active earth pressure*) atau K_a , seperti pada Persamaan 2.14

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.14)$$

Jika suatu gaya mendorong dinding penahan tanah ke arah tanah urugannya, tekanan tanah dalam kondisi ini disebut tekanan tanah pasif (*passive earth pressure*), sedangkan nilai banding tekanan horizontal dan tekanan vertikal yang terjadi didefinisikan sebagai koefisien tekanan tanah pasif (*coefficient of passive earth pressure*) atau K_p , seperti pada Persamaan 2.15

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.15)$$

Tekanan tanah lateral pada dinding dengan permukaan rata seperti pada Gambar 2.4 yang memperlihatkan dinding penahan tanah dengan urugan tanah tak berkohesi ($c = 0$).



Gambar 2.4 Distribusi Tekanan Tanah Aktif dan Pasif Rankine Untuk Permukaan Tanah Horizontal (Hardiyatmo, 1994)

Untuk dinding setinggi H , tekanan tanah aktif Rankine pada dasar dinding (Gambar 2.4.a) dapat dirumuskan sebagai;

$$Pa = H \cdot \gamma \cdot Ka \quad (2.16)$$

Tekanan tanah aktif total (Pa) untuk dinding penahan tanah setinggi H sama dengan luas diagram tekanannya (Gambar 2.4.a), yaitu;

$$Pa = 1/2 \cdot H^2 \cdot \gamma \cdot Ka \quad (2.17)$$

Distribusi tekanan tanah lateral terhadap dinding penahan tanah untuk tekanan pasif Rankine, diperlihatkan pada Gambar 2.4.b
Tekanan tanah pasif pada dasar dinding penahan tanah;

$$Pp = H \cdot \gamma \cdot Kp \quad (2.18)$$

Tekanan tanah pasif total (Pp) adalah luas diagram tekanan pasifnya, yaitu;

$$Pp = 1/2 \cdot H^2 \cdot \gamma \cdot Kp \quad (2.19)$$

Besarnya tekanan tanah aktif dan pasif pada dinding penahan tanah dengan tanah urugan yang berupa tanah kohesif, dapat dinyatakan pada rumus;

Untuk sudut geser, $\phi \neq 0$ maka;

$$Pa = 1/2 \cdot H^2 \cdot \gamma \cdot Ka - 2cH \sqrt{Ka} \quad (2.20)$$

$$Pp = 1/2 \cdot H^2 \cdot \gamma \cdot Kp + 2cH \sqrt{Kp} \quad (2.21)$$

Untuk sudut geser, $\phi = 0$ maka harga Ka dan $Kp = 1$ dan $c = cu$, sehingga;

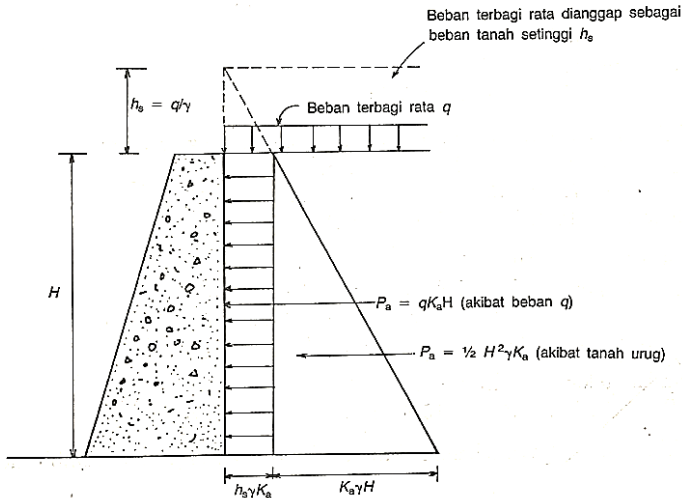
$$Pa = 1/2 \cdot H^2 \cdot \gamma - 2cu \cdot H + \frac{2 \cdot Cu^2}{\gamma} \quad (2.22)$$

$$Pp = 1/2 \cdot H^2 \cdot \gamma + 2 \cdot Cu \cdot H \quad (2.23)$$

2.4.2. Pengaruh Beban di Atas Tanah

1. Beban Terbagi Rata

Kadang-kadang tanah urugan di belakang dinding penahan tanah dipengaruhi oleh beban terbagi rata dengan menganggap beban terbagi rata q sebagai beban tanah setebal h_s dengan berat volume (γ) tertentu (Gambar 2.5)



Gambar 2.5 Tekanan Tanah Lateral Akibat Beban Terbagi Rata q (Hardiyatmo, 1994)

Tekanan tanah arah lateral pada kedalaman h_s dari tinggi tanah anggapan akan sebesar;

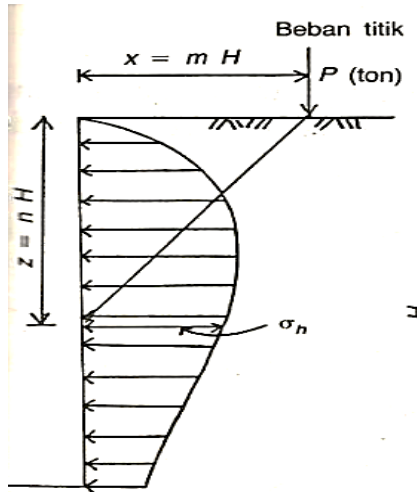
$$P_a = h_s \cdot \gamma \cdot K_a = q \cdot K_a \quad (2.24)$$

Akibat adanya beban terbagi rata ini, tambahan tekanan tanah aktif pada dinding penahan tanah setinggi H dapat dinyatakan pada persamaan 2.14

$$P_a = h_s \cdot \gamma \cdot K_a = q \cdot K_a \quad (2.25)$$

2. Beban Titik

Tekanan lateral akibat beban titik di atas tanah urugan dapat dihitung dengan persamaan Boussinesq (Spangler, 1938). Jika beban titik P terletak seperti pada Gambar 2.6



Gambar 2.6 Tekanan Tanah Pada Dinding Akibat Beban Titik

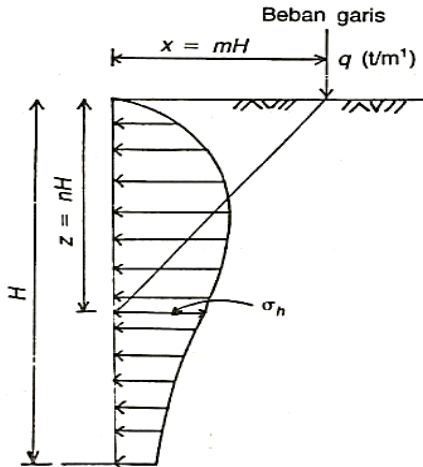
(Hardiyatmo, 1994)

$$\sigma_h = \frac{1,77P}{H^2} \cdot \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad \text{untuk } m > 0,4 \quad (2.26)$$

$$\sigma_h = \frac{0,28P}{H^2} \cdot \frac{n^2}{(0,16 + n^2)^3} \quad \text{untuk } m \leq 0,4 \quad (2.27)$$

3. Beban Garis

Beban garis dapat berupa dinding beton, pagar, saluran di dalam tanah dan lain-lain. Untuk beban garis sebesar q persatuan lebar seperti pada Gambar 2.7



Gambar 2.7 Tekanan Tanah Pada Dinding Akibat Beban Garis
(Hardiyatmo, 1994)

Persamaan tekanan tanah lateral (Terzaghi, 1954) sebagai berikut;

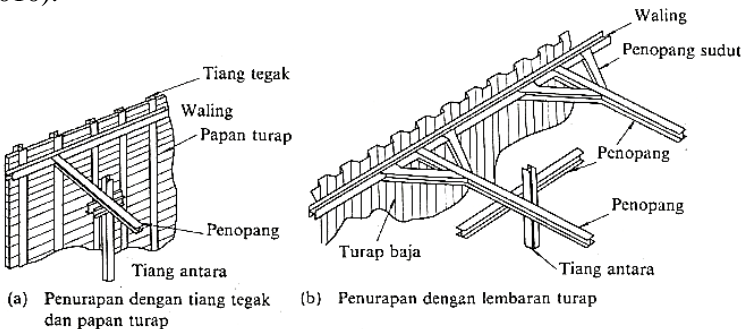
$$\sigma_h = \frac{4q}{\pi \cdot H} \cdot \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad \text{untuk } m > 0,4 \quad (2.28)$$

$$\sigma_h = \frac{q}{H} \cdot \frac{0,203 \cdot n}{(0,16 + n^2)^2} \quad \text{untuk } m \leq 0,4 \quad (2.29)$$

4. Beban Terbagi Rata Memanjang

Suatu beban terbagi rata memanjang q dapat berupa jalan raya, jalan kereta api atau timbunan tanah yang sejajar dengan dinding penahan tanahnya seperti pada Gambar 2.8

memerlukan luas tampang bahan turap yang besar. Selain itu, turap juga tidak cocok digunakan pada tanah yang mengandung banyak batuan-batuan, karena menyulitkan pemancangan (Hardiyatmo, 2010).



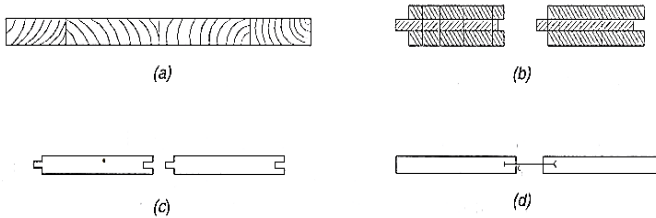
Gambar 2.9 Contoh Penurapan
(Taulu, 2000)

2.5.1. Tipe Turap

Berhubung adanya berbagai cara untuk memasang turap, maka perlu dipilih cara yang tepat, yaitu ditinjau dari mutu tanah pondasi, tinggi muka air atau tinggi muka air tanah dan keamanan. Tipe turap dapat dibedakan berdasarkan bahan yang digunakan, jenis dinding dan tipe dinding turap.

1. Tipe turap berdasarkan bahan yang digunakan
 - a. Turap Kayu

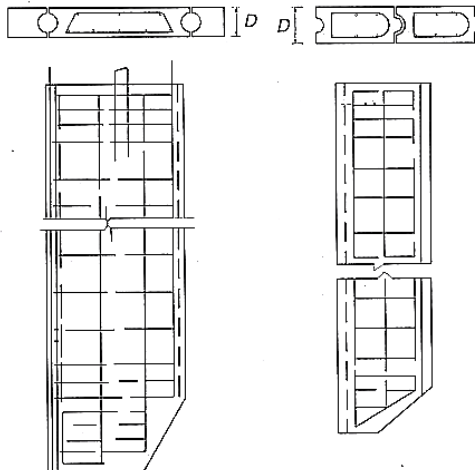
Turap kayu digunakan untuk dinding penahan tanah yang tidak begitu tinggi, karena tidak kuat menahan beban-beban lateral yang besar. Turap ini tidak cocok digunakan pada tanah berkerikil, karena turap cenderung pecah bila dipancang. Bila turap kayu digunakan untuk bangunan permanen yang berada di atas muka air, maka perlu diberikan lapisan pelindung agar tidak mudah lapuk. Turap kayu banyak digunakan pada pekerjaan-pekerjaan sementara, misalnya untuk penahan tebing galian. Bentuk-bentuk susunan turap kayu dapat dilihat pada Gambar 2.10



Gambar 2.10 Turap Kayu
(Hardiyatmo, 2010)

b. Turap Beton

Turap beton merupakan balok-balok beton yang telah dicetal sebelum dipasang dengan bentuk tertentu. Balok-balok turap dibuat saling mengkait satu sama lain seperti Gambar 2.11



Gambar 2.11 Turap Beton
(Hardiyatmo, 2010)

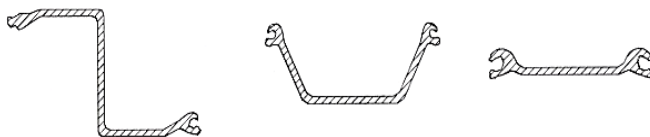
Masing-masing balok, kecuali dirancang kuat menahan beban-beban yang bekerja pada turap, juga terhadap beban-

beban yang akan bekerja pada waktu pengangkatannya. Ujung bawah turap biasanya dibentuk meruncing untuk memudahkan pemancangan.

c. Turap Baja

Turap baja seperti pada Gambar 2.12 sangat umum digunakan untuk bangunan permanen maupun sementara, karena lebih menguntungkan dan mudah penanganannya. Keuntungan-keuntungannya antara lain:

- 1) Turap baja kuat menahan gaya-gaya benturan pada saat pemancangan
- 2) Bahan turap relatif tidak begitu berat
- 3) Turap dapat digunakan berulang-ulang
- 4) Turap baja mempunyai keawetan yang tinggi
- 5) Penyambungan mudah, bila kedalaman turap besar



Gambar 2.12 Turap Baja
(Hardiyatmo, 2010)

2. Konstruksi turap dapat digolongkan berdasarkan jenis dinding turap
 - a. Turap dengan tiang tegak dan papan turap
Turap jenis ini adalah turap yang menahan tekanan tanah dengan jalan memasang papan turap secara mendatar, diletakan diantara tiang tegak dari profil H dengan jarak yang sama. Turap semacam ini dalam bentuk sederhana, umumnya berupa pagar kayu.
 - b. Turap yang terbuat dari deretan tiang-tiang
Turap jenis ini merupakan suatu cara dimana deretan tiang dipakai sebagai dinding turap dan untuk keperluan ini dapat dipakai deretan tiang kayu, tiang beton maupun tiang baja. Dinding yang terbuat dari tiang baja sangat menonjol dalam

sifat rapat air dan kekuatannya, maka tiang baja sering dipakai untuk pekerjaan penggalian yang besar-besar.

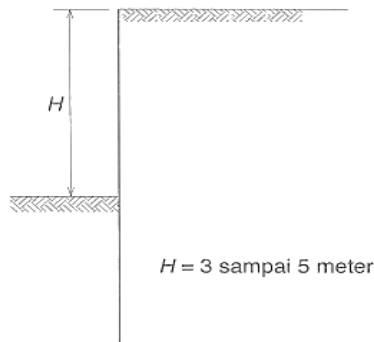
c. Turap dari beton yang dicor di tempat

Turap dari beton yang dicor di tempat, adalah suatu cara dimana dinding turap terbuat dari tiang-tiang beton yang dicor di tempat sehingga merupakan tembok di bawah tanah. Untuk membuat tembok di bawah tanah, ada dua macam cara yang pertama adalah dengan membuat tembok menerus dan kedua adalah dengan membuat dinding dari deretan kolom. Turap ini tidak perlu dibongkar setelah pekerjaan selesai dan dimanfaatkan sebagai bagian dari konstruksi itu sendiri.

3. Tipe dinding turap

a. Dinding turap kantilever

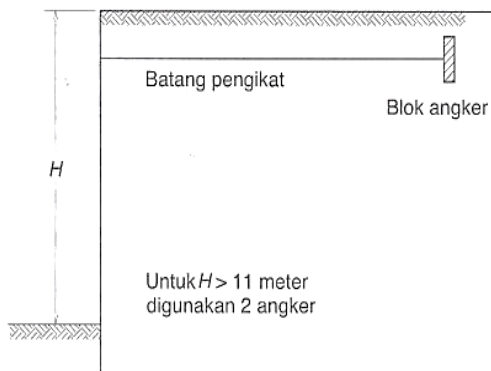
Dinding kantilever seperti pada Gambar 2.13 merupakan turap yang dalam menahan beban lateral mengandalkan tahanan tanah di depan dinding. Defleksi lateral yang terjadi relatif besar pada pemakaian turap kantilever. Karena luas tampang bahan turap yang dibutuhkan bertambah besar dengan ketinggian tanah yang ditahan akibat momen lentur yang timbul, turap kantilever hanya cocok untuk menahan tanah dengan ketinggian/kedalaman sedang.



Gambar 2.13 Dinding Turap Kantilever
(Hardiyatmo, 2010)

b. Dinding turap diangker

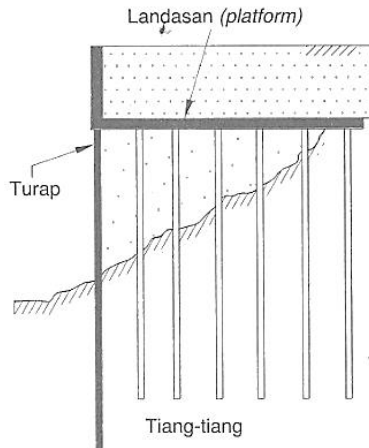
Dinding turap diangker seperti pada Gambar 2.14 cocok untuk menahan tebing galian yang dalam, tetapi masih bergantung pada kondisi tanah. Dinding turap ini menahan beban lateral dengan mengandalkan tahanan tanah pada bagian turap yang terpancang ke dalam tanah dengan dibantu oleh angker yang dipasang pada bagian atasnya. Kedalaman turap menembus tanah bergantung pada besarnya tekanan tanah. Untuk ketinggian tanah yang ditahan $H > 11$ m, maka diperlukan turap dengan 2 angker.



Gambar 2.14 Dinding Turap Diangker
(Hardiyatmo, 2010)

c. Dinding turap dengan landasan yang didukung tiang

Dinding turap semacam ini dalam menahan tekanan tanah lateral dibantu oleh tiang-tiang, dimana di atas tiang-tiang tersebut dibuat landasan untuk meletakkan bangunan tertentu. Tiang-tiang pendukung landasan juga berfungsi untuk mengurangi beban lateral pada turap. Dinding turap ini dibuat bila di dekat lokasi dinding turap direncanakan akan dibangun jalan kereta api, mesin derek atau bangunan-bangunan berat lainnya. Dinding turap dengan landasan ditunjukkan pada Gambar 2.15



Gambar 2.15 Dinding Turap Dengan Landasan
(Hardiyatmo, 2010)

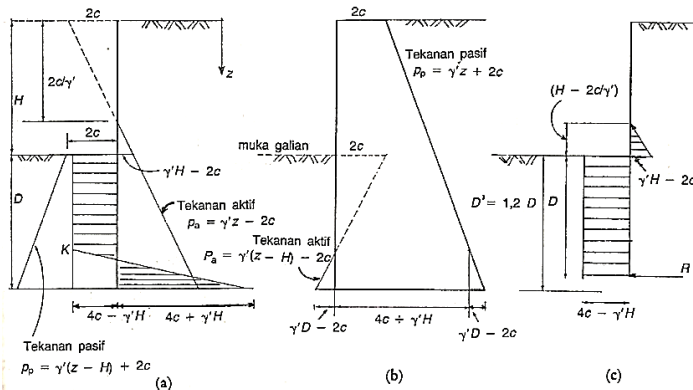
2.5.2. Turap Kantilever dalam Tanah Kohesif

Pada turap kantilever, stabilitas turap sepenuhnya ditahan oleh tekanan tanah pasif di muka dindingnya. Turap ini biasanya digunakan untuk kedalaman galian sedang, karena penampang turap yang dibutuhkan bertambah bila ketinggian tanah galiannya bertambah akibat momen lentur yang timbul. Pergeseran arah lateral relatif besar, pada pemakaian turap kantilever. Dinding turap kantilever bila dipancang ke dalam tanah lanau atau lempung dapat berotasi pada titik ujung bawah dari turapnya. Tekanan tanah pasif bekerja di depan ujung bawah sampai permukaan turap bagian depan. (Hardiyatmo, 1994)

1. Seluruh turap dipancang di dalam lapisan lempung

Perancangan turap dalam tanah kohesif sangat kompleks, karena dalam kenyataannya kuat geser tanah lempung berubah dengan waktu, dengan demikian tekanan tanah lateral juga berubah. Segera sesudah turap dipancang, tekanan tanah dihitung berdasarkan kuat geser *undrained*, yaitu hanya memperhitungkan nilai kohesi dengan $\phi = 0$. Analisisnya dapat dilakukan dengan mengambil nilai c dari kuat geser tekan bebas

(*unconfined compression strength*). Kondisi tekanan awal untuk turap yang dipancang pada tanah kohesif di seluruh bagiannya ditunjukkan pada Gambar 2.16



Gambar 2.16 Tekanan Tanah Awal Pada Turap Kantilever Yang Dipancang Pada Tanah Kohesif (Teng, 1962)

Prosedur perancangan;

- 1) Suatu kedalaman penembusan turap di bawah muka tanah galiannya (D), diestimasikan dengan nilai N dari SPT dan kerapatan relatif dari tanahnya, seperti yang diberikan dalam Tabel 2.9

Tabel 2.9 Nilai Perkiraan Kedalaman Penembusan Turap Berdasarkan Nilai SPT

Nilai SPT	Kerapatan Relatif (D)	Kedalaman penembusan turap
0 – 4	Sangat tidak padat	2,00H
5 – 10	Tidak padat	1,5H
11 – 30	Sedang	1,25H
31 – 50	Padat	1,00H
> 50	Sangat padat	0,75H

(Sumber : Hardiyatmo, 1994)

- 2) Tentukan tekanan tanah pasif dan aktif

Karena pada $\emptyset = 0$, $K_a = K_p = 1$, tekanan tanah pasif di sisi kiri turap dapat dinyatakan dengan persamaan;

$$P_p = \gamma'(z - H) + 2c \quad (2.31)$$

Tekanan tanah aktif di sebelah kanan turap

$$P_a = \gamma' z - 2c \quad (2.32)$$

Zona yang mengalami tarikan, yang kemungkinan dapat menimbulkan retakan di atas tanah lempung diabaikan. Karena kemiringan garis tekanan aktif dan tekanan pasif sama ($K_a = K_p$), tahanan neto pada sisi kiri turap besarnya konstan di bawah tanah galian, dan diberikan oleh persamaan;

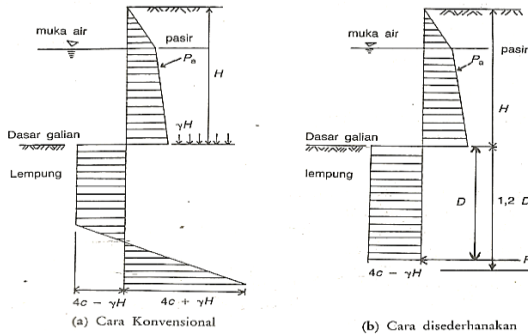
$$P_p - P_a = 4c - \gamma' H \quad (2.33)$$

Secara teoritis turap tidak akan menerima tekanan lateral bila $\gamma' H = 4c$. Pada turap bagian bawah bergerak ke kanan (Gambar 2.14), tahanan tanah pasif dinyatakan;

$$P_p - P_a = 4c + \gamma' H \quad (2.34)$$

- 3) Hitunglah keseimbangan statis berdasarkan diagram tekanan tanah. Jumlah gaya-gaya horizontal harus nol dan jumlah momen terhadap sembarang titik harus nol. Jumlah gaya horizontal dapat dihitung dari luas diagram tekanan yang disederhanakan pada Gambar 2.16.c, yaitu dengan menganggap tekanan pasif pada sisi turap digantikan oleh rekasi gaya R . Kedalaman D harus dikalikan faktor 1,2 sampai 1,4.
2. Turap dipancang pada tanah kohesif diurug tanah granuler Metode di atas dapat digunakan untuk kasus dimana turap dipancang di dalam tanah lempung dan diurug dengan tanah granuler, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 2.17. Hanya perbedaannya pada tekanan tanah aktif di atas garis

galian adalah sama dengan *Kayz* untuk tanah urugan granulernya. Penyelesaian menurut metode yang disederhanakan dapat dilihat pada Gambar 2.17.b, cara perhitungan sama seperti yang sudah dibahas sebelumnya.



Gambar 2.17 Tekanan Tanah Pada Perancangan Turap Dalam Tanah Kohesif Dengan Tanah Urug Granuler

(Teng, 1962)

Dalam perancangan sangat aman bila nilai c dipertimbangkan sama dengan nol. Nilai akhir sudut geser dalam tanah akan mendekati sekitar 20 sampai 30 derajat. Tekanan tanah dalam tanah lempung untuk periode jangka panjang mendekati sama seperti tekanan lateral pada tanah granuler.

2.5.3. Defleksi Tiang

Metode Broms (1964a) dapat digunakan untuk menghitung defleksi lateral tiang yang berada pada lapisan tanah homogeny dan murni berupa tanah kohesif (lempung jenuh, $\phi = 0$) atau granuler (pasir, $c = 0$).

Untuk tanah kohesif letak jepit maksimum:

$$ZF = 1.8 T \quad (2.35)$$

$$\text{Dengan nilai } T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (2.36)$$

$$\text{Sehingga nilai } H_u = \frac{M_{max}}{z_f} \quad (2.37)$$

1) Tiang dalam tanah kohesif

Untuk tiang dalam tanah kohesif tiang dikaitkan dengan factor tak berdimensi βL , dengan

$$\beta = \left(\frac{k_h d}{4 E_p I_p} \right) \quad (2.38)$$

Dengan :

β = factor

k_h = koefisien reaksi subgrade (kN/m³)

$k_h = N_h (z/d)$

N_h = koefisien reaksi subgrade (kN/m³) Tabel 2.10 dan Tabel 2.11

z = kedalaman dari permukaan tanah (m)

d = diameter tiang (m)

E_p = modulus elastis tiang (Kn/m²)

I_p = momen inersia dari penampang tiang (m⁴)

Tabel 2.10 Nilai N_h untuk Tanah Granuler ($c=0$)

Kerapatan relative (Dr)	Tak padat	Sedang	Padat
Interval nilai A	100-300	300-1000	1000-2000
Nilai A dipakai	200	600	1500
N_h , pasir kering atau lembab (terzaghi) (KN/m ³)	2425	7275	19400
N_h pasir terendam air (KN/m ³)			
Terzaghi	1386	4850	11779
reese et al	5300	16300	34000

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

Tabel 2.11 Nilai N_h untuk Tanah Kohesif (Paulo dan Davis, 1980)

Tanah	N_h (Kn/m ³)	Referensi
Lempung terkonsolidasi Normal lunak	166-3518	Reese dan Matlock (1956)
	277-554	Davisson – Prakash (1963)
Lempung terkonsolidasi normal	111-277	Peck dan Davisson (1962)
Organik	111-831	Davisson (1970)
Gambut	5527.7-111	Davisson (1970) Wilson dan Hilts (1967)
Loess	8033-11080	Bowles (1968)

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

Defleksi ujung tiang di permukaan tanah (y_o) dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut :

- a. Tiang ujung bebas berlakukan seperti tiang pendek, bila $\beta L < 1.5$ dengan besarnya defleksi tiang dipermukaan tanah:

$$y_o = \frac{4H(1+1.5e/L)}{k_h.d.L} \quad (2.39)$$

Rotasi tiang (Θ)

$$\theta = \frac{6H(1+1.5e/L)}{k_h.d.L} \quad (2.40)$$

Dengan :

H = beban lateral (kN)

e = jarak beban terhadap muka tanah (kN/m²)

L = Panjang Tiang (m)

- b. Tiang ujung jepit dianggap berkelakuan seperti tiang pendek bila $\beta L < 0.5$

$$y_o = \frac{H}{k_h.d.L} \quad (2.41)$$

- c. Tiang ujung bebas dianggap seperti tiang panjang (tidak kaku), bila $\beta L > 2.5$ defleksi tiang dipermukaan tanah :

$$y_o = \frac{2H\beta(e\beta + 1)}{kh.d} \quad (2.42)$$

Rotasi tiang (Θ)

$$\theta = \frac{2H.\beta^2(1 + 2e\beta)}{kh.d} \quad (2.43)$$

Tiang ujung jepit dianggap sebagai tiang panjang (tidak kaku) bila $\beta L > 1.5$, dengan :

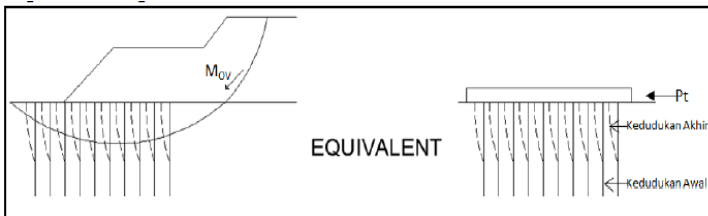
$$y_o = \frac{H\beta}{kh.d} \quad (2.44)$$

2.6. Cerucuk

Penggunaan cerucuk dimasukkan untuk menaikkan tahanan geser tanah. Bila tahanan tanah terhadap geser meningkat, daya dukung tanah juga meningkat. Konstruksi cerucuk yang dapat dipakai yaitu, cerucuk bambu, cerucuk kayu, cerucuk beton (mikropile) dan lain-lain.

Mochtar, I.B. (2000) mengembangkan teori untuk konstruksi cerucuk dengan menggunakan asumsi (Gambar___) sebagai berikut:

1. Kelompok cerucuk dianggap sebagai kelompok tiang (cerucuk) dengan "*rigid cap*" di permukaan tanah yang menerima gaya horisontal.
2. Gaya horisontal tersebut merupakan tegangan geser yang terjadi sepanjang bidang gelincir.



Gambar 2.18 Asumsi Gaya yang di terima Cerucuk
(Mochtar, I.B., 2000)

Untuk menghitung kebutuhan cerucuk per-meter, terlebih dahulu ditentukan kekuatan 1 (satu) tiang/cerucuk untuk menahan gaya horisontal. Kemudian berdasarkan perbandingan dari besarnya momen penggerak dengan momen penahan yang dibutuhkan ditentukan jumlah tiang/cerucuk yang diperlukan. Sesuai dengan syarat kestabilan lereng, maka dengan pemberian cerucuk harga angka keamanan dari kestabilan lereng harus dibuat menjadi sekurang-kurangnya 1.10 untuk kondisi dengan beban sementara (kendaraan) dan sekurang-kurangnya 1.50 untuk kondisi hanya beban timbunan embankment saja.

Adapun prosedur dari perlindungan kebutuhan cerucuk adalah sebagai berikut (NAVFAC DM-7, 1971) :

- a. Perhitungan kekuatan 1 (satu) buah cerucuk terhadap gaya horizontal.
 - Menghitung faktor kekakuan relatif (T)

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (2.45)$$

Dimana:

E = modulus elastisitas tiang (cerucuk), kg/cm²

I = momen inersia tiang (cerucuk), cm⁴

f = koefisien dari variasi modulus tanah, kg/cm³

T = dalam cm

Harga f didapat dengan bantuan Gambar 2.21 (dari Design Manual, NAVFAC DM-7 1971) yang merupakan grafik hubungan antara f dengan *unconfined compression strength*, $q_u = 2 C_u$.

- Menghitung gaya horisontal yang mampu ditahan 1 (satu) tiang

$$M_p = F_M (P \times T) \quad (2.46)$$

Dimana:

M_p = momen lentur yang bekerja pada cerucuk akibat beban P, kg-cm

F_M = koefisien momen akibat gaya lateral P

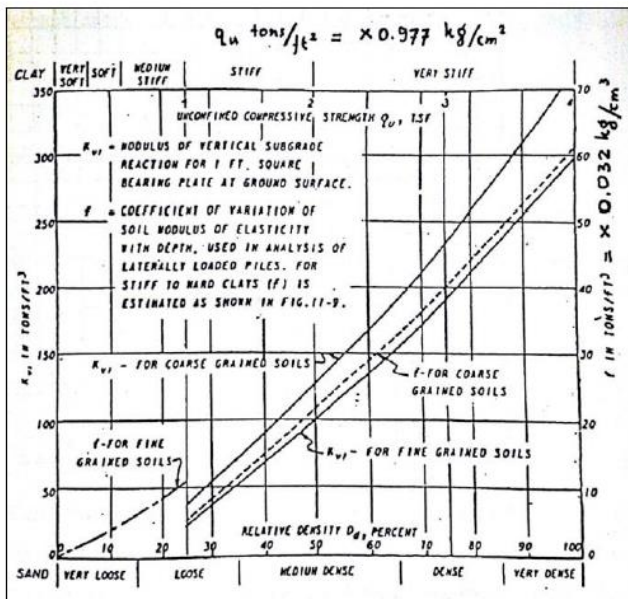
P = gaya horisontal yang diterima cerucuk, kg

T = faktor kekakuan relatif, cm

Dengan merencanakan panjang cerucuk yang tertahan di bawah/atas bidang gelincir (L) didapat L/T . Dari harga L/T pada kedalaman ($=Z$) dengan bantuan Gambar__ (dari Design Manual, NAVFAC DM-7 1971) maka didapatkan harga F_M . Jadi gaya horisontal yang mampu dipikul oleh 1 (satu) cerucuk adalah :

$$P = \frac{M_p}{F_M \times T} \quad (2.47)$$

Gaya maksimal P_{\max} yang dapat ditahan oleh satu cerucuk terjadi bila M_p = momen maksimum lentur bahan cerucuk. Bila kekuatan bahan dan dimensi bahan diketahui, maka :



Gambar 2.19 Harga f untuk Berbagai Jenis Tanah
(Sumber : Design Manual, NAVFD DM-7, 1971)

Harga M_p yang telah diperoleh kemudian dipergunakan untuk menghitung gaya maksimum (P_{\max}) yang dapat ditahan oleh satu cerucuk, yaitu:

$$P_{\max \text{ 1 cerucuk}} = \frac{M_{p_{\max \text{ 1 cerucuk}}}}{F_M \times T} \times F_{kg} \quad (2.48)$$

Dimana menurut Rusdiansyah, dkk (2015);

$$F_{kg} = 2.30 \times Y_t \times Y_s \times Y_n \times Y_D \quad (2.49)$$

Dimana:

- Y_t = variasi rasio tancap
untuk $X_t < 5$

$$Y_t = 0.05 X_t \quad (2.50)$$

untuk $5 < X_t < 20$,

$$Y_t = 0.09 (X_t) - 0.35 \quad (2.51)$$

untuk $X_t > 20$

$$Y_t = 1.45$$

- Y_s = variasi spasi

$$Y_s = -0.057(X_s)^2 + 0.614(X_s) - 0.658 \quad (2.52)$$

$$\begin{aligned} X_s &= \text{Spasi} \\ &= S/D \end{aligned}$$

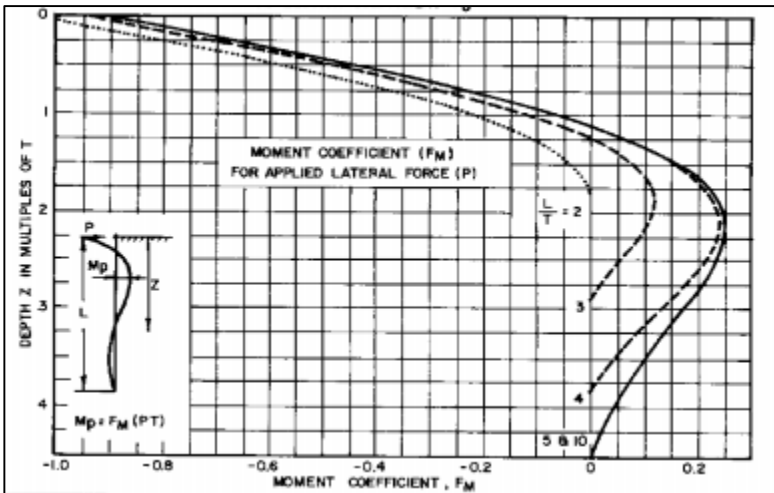
- Y_n = variasi jumlah (sejajar)

$$= 1.051 - 0.047(X_n) \quad (2.53)$$

$$X_n = \text{jumlah cerucuk}$$

- $Y_D = 46.616(X_D) - 3.582 \quad (2.54)$

$$\begin{aligned} X_D &= \text{Rasio} \\ &= D/T \end{aligned}$$



Gambar 2.20 Grafik untuk Mencari Harga F_M
(Sumber: *Design Manual*, NAVFAC DM-7, 1971)

- b. Untuk menghitung banyaknya tiang/cerucuk per-meter, maka ditentukan gaya horisontal total yang terjadi pada bidang gelincir (Pt). Gaya horisontal Pt tersebut kemudian direncanakan untuk dipikul oleh cerucuk.

Untuk itu, Momen Dorong (MD) yang terjadi akibat beban timbunan dan beban lain yang ada perlu dihitung.

Dengan menggunakan Xstabl, diperoleh angka keamanan minimum (SF min), Momen Penahan (MR), titik pusat bidang longsor, dan jari-jari kelongsoran. Dari data yang diperoleh tersebut kemudian dihitung Momen Dorong (M_D), yaitu:

$$M_D = \frac{MR}{SF_{\min}} \quad (2.55)$$

Dimana :

SF = *Safety factor* /angka keamanan

MR = $\Sigma \Delta c_u \times L \times R$

$\Sigma \Delta c_u$ = tegangan geser undrained tanah dasar

L = panjang bidang gelincir

R = jari – jari putar bidang gelincir

Setelah besarnya MD dan MR diketahui, langkah selanjutnya adalah menghitung Momen Penahan Tambahan (ΔMR) yang diperlukan untuk meningkatkan Angka Keamanan, SF, caranya :

- Menentukan Angka Keamanan Rencana (SF min)
 $SF_{renc} \geq 1.10$ untuk beban sementara
 $SF_{renc} \geq 1.50$ untuk beban tetap
- Menghitung Momen Penahan Tambahan (ΔMR)

$$\Delta MR = (SF_{rencana} - SF_{min}) \times MD \quad (2.56)$$

Dengan diperolehnya harga ΔMR , besarnya tambahan gaya yang harus dipikul oleh cerucuk (Pt) dapat ditentukan dengan cara:

$$Pt = \frac{\Delta MR}{R} \quad (2.57)$$

Dimana R adalah jari-jari kelongsoran

Jumlah cerucuk (n) yang harus dipasang persatuan panjang adalah;

$$n = \frac{\Delta MR}{\Delta MR \times P_{maks} - 1 \text{ cerucuk}} \quad (2.58)$$

2.7. Metode *Preloading*

2.7.1. Pemampatan Konsolidasi

Besar pemampatan tanah akibat konsolidasi primer dari tanah lempung ini tergantung dari sejarah tanahnya, yaitu *normally consolidated* (NC) atau *overconsolidated* (OC).

a. Terkonsolidasi normal (*normally consolidated*)

Tekanan efektif overburden yang dialami tanah pada saat itu adalah merupakan tekanan maksimum yang pernah dialami oleh tanah itu. Besarnya pemampatan NC dapat dihitung sebagai berikut:

$$S_{ci} = \left[\frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right] \times H_i \quad (2.59)$$

b. Terlalu terkonsolidasi (*Overconsolidated*)

Tekanan efektif *overburden* yang dialami tanah pada saat itu adalah lebih kecil dari tekanan yang pernah dialami oleh tanah itu sebelumnya. Tekanan efektif *overburden* maksimum yang pernah dialami sebelumnya dinamakan tekanan prakonsolidasi (*preconsolidation pressure*). Perumusan pemampatan konsolidasi untuk tanah ini dirumuskan sebagai berikut:

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

$$S_{ci} = \left[\frac{C_s}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right] \times H_i \quad (2. 60)$$

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

$$S_{ci} = \left[\frac{C_s}{1 + e_o} \log \frac{p'_c}{p'_o} + \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{p'_o + \Delta p}{p'_o} \right] \times H_i \quad (2. 61)$$

Dimana:

S_{ci} = Pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah ke-i yang ditinjau.

H_i = Tebal lapisan tanah ke-i

e_o = Angka pori awal dari lapisan tanah ke-i

C_c = Indeks kompresi dari lapisan ke-i

C_s = Indeks mengembang dari lapisan ke-i

P_o' = Tegangan Overburden efektif

P_c' = Tegangan prakonsolidasi efektif

Δp = Penambahan beban vertikal pada lapisan yang ditinjau akibat beban timbunan dihitung dengan persamaan:

2.7.2. Distribusi Tegangan

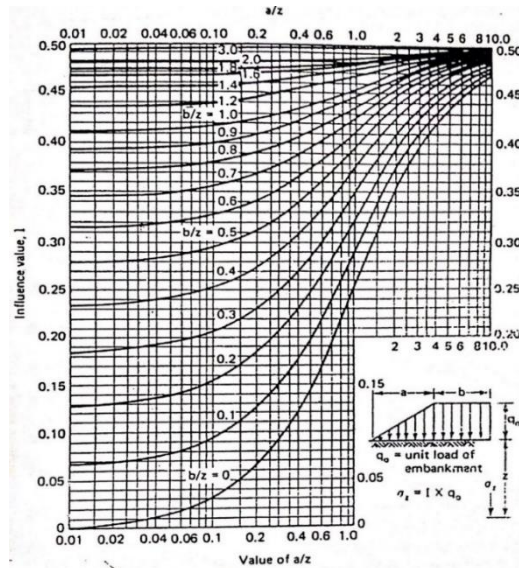
Besar penambahan beban akibat beban timbunan dalam bentuk trapezium dapat dihitung dengan persamaan:

$$\Delta p = 2 \times I \times q \quad (2. 62)$$

Dimana :

q = Tegangan *vertical effective* di permukaan tanah akibat embankment jalan.

I = Faktor pengaruh yang diperoleh yang dari grafik pada Gambar 2.21 (NAVFAC DM - 7, 1970)



Gambar 2.21 Grafik untuk Menentukan Faktor Pengaruh pada Beban Trapesium (NAVFAC DM – 7, 1970)

2.7.3. Waktu Konsolidasi

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

$$t = \frac{T_v (H_{dr})^2}{C_v} \quad (2.63)$$

Dimana:

T_v = faktor waktu, tergantung dari derajat konsolidasi U

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

C_v = koefisien konsolidasi untuk aliran air pori arah vertikal

t = lama waktu untuk menyelesaikan konsolidasi (Mochtar, 2000)

Faktor waktu T_v adalah merupakan fungsi langsung dari derajat konsolidasi ($U\%$) dan bentuk dari distribusi tegangan air pori (u) di dalam tanah (aliran satu arah atau dua arah). Apabila

distribusi tegangan air porinya merata (homogen) maka hubungan T_v dan U adalah (Tabel 2.12)

Tabel 2.12 Variasi Faktor Waktu terhadap Derajat Konsolidasi

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

(Sumber : Das, 1993)

Koefisien konsolidasi vertical C_v diperoleh dari grafik korelasi antara besarnya pemampatan tanah dengan waktu (t). Berikut adalah persamaan yang dipakai :

$$C_v = \frac{0.197(H \times 2)^2}{t_{50}} \quad (2.64)$$

Apabila lapisan tanahnya heterogen dan mempunyai beberapa nilai C_v , maka harga C_v yang dipakai adalah nilai C_v gabungan (ABSI, 1965).

$$C_{vgab} = \frac{(H_1 + H_2 + \dots + H_n)^2}{\left[\frac{H_1}{\sqrt{C_{v_1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v_2}}} + \dots + \frac{H_n}{\sqrt{C_{v_n}}} \right]^2} \quad (2.65)$$

Dimana :

H_i = Tebal lapisan i

C_{vi} = Harga C_v lapisan i

Apabila tebal lapisan lempung (*compressible soil*) kita sebut H , maka panjang aliran *drainage* H_{dr} adalah :

$H_{dr} = \frac{1}{2} H$, bila arah aliran air selama proses konsolidasi adalah dua arah (ke atas dan ke bawah)

$H_{dr} = H$, bila arah aliran *drainage*-nya satu arah (ke atas atau ke bawah). Hal ini terjadi bila di atas atau biasanya di bawah lapisan lempung tersebut merupakan lapisan yang kedap air (*impermeable*).

2.7.4. Penentuan Tinggi Timbunan Awal

Setelah pemampatan tanah dasar terjadi, tinggi timbunan awal (H_{awal}) yang direncanakan akan sesuai dengan tinggi timbunan yang diinginkan (H_{akhir}).

Penentuan tinggi awal pada saat pelaksanaan (dengan memperhatikan penurunan), dapat hitung dengan rumus:

$$q = (H_w + Sc)\gamma'_{timb} + (H_{initial} - H_w - Sc)\gamma_{timb} \quad (2.66)$$

$$q = (H_{initial} \times \gamma_{timb}) - ((Sc + H_w)\gamma_{timb} + ((Sc + H_w)\gamma'_{timb}) \quad (2.67)$$

$$H_{initial} = \frac{q + (Sc + H_w) \times (\gamma_{timb} - \gamma'_{timb})}{\gamma_{timb}} \quad (2.68)$$

$$H_{akhir} = H_{initial} - Sc \quad (2.69)$$

Bila $\gamma_{sat} = \gamma_{timb}$, maka :

$$q = H_{initial} \times \gamma_{timb} - Sc \times \gamma_w \quad (2.70)$$

$$H_{initial} = \frac{q + Sc \times \gamma_w}{\gamma_{timb}} \quad (2.71)$$

Dimana :

$H_{initial}$ = tinggi timbunan awal

H_{akhir} = tinggi timbunan akhir

Sc = total pemampatan tanah akibat timbunan H

γ'_{timb} = berat volume efektif material timbunan

H_w = tinggi muka air

2.7.5. Peningkatan Daya Dukung Tanah dengan Metode *Preloading*

Daya dukung tanah dasar dapat meningkat jika beban timbunan diletakkan secara bertahap sampai mencapai tinggi timbunan kritis (H_{cr}). Berdasarkan penelitian yang telah dilakukan oleh Ardana dan Mochtar (1999), diketahui bahwa terdapat hubungan antara kekuatan geser *undrained* (C_u) dan tegangan tanah vertikal efektif (σ_p'). Untuk tanah yang sedang mengalami konsolidasi, harga σ_p' berubah sesuai dengan waktu. Secara umum menurut Ardana dan Mochtar (1999) harga σ_0' dapat dicari dengan cara berikut ini:

$$\sigma_0' = \left(\frac{p_0' + \Delta p'}{p_0'} \right)^u \times p_0' \quad (2.72)$$

Bila : $U = 100\% = 1$, maka $\sigma_0' = p_0' + \Delta p'$

$$- \sigma_1' = \sigma_0' + \Delta \sigma_i' \quad (2.73)$$

$$- \sigma_2' = \sigma_0' + \Delta \sigma_i' + \Delta \sigma_2' \quad (2.74)$$

$$- \sigma_2' = \sigma_1' + \Delta \sigma_2' \quad (2.75)$$

$$- \sigma_3' = \sigma_0' + \Delta \sigma_i' + \Delta \sigma_2' + \Delta \sigma_3' \quad (2.76)$$

$$- \sigma_3' = \sigma_2' + \Delta \sigma_3' \quad (2.77)$$

- Dst.

$U < 100\% = 1$, maka $\sigma_0' < p_0' + \Delta p'$

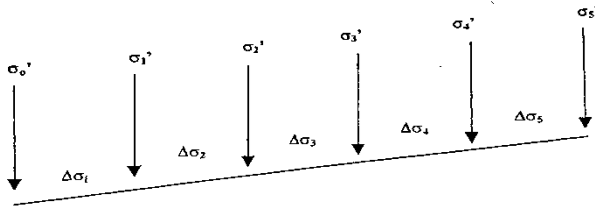
$$- \Delta \sigma_i' (u_1) = \left[\left(\frac{\sigma_1'}{\sigma_0'} \right)^{U_1} \times \sigma_0' \right] - \sigma_0' \quad (2.78)$$

$$- \Delta \sigma_i' (u_2) = \left[\left(\frac{\sigma_2'}{\sigma_1'} \right)^{U_1} \times \sigma_1' \right] - \sigma_1' \quad (2.79)$$

$$- \Delta \sigma_i' (u_3) = \left[\left(\frac{\sigma_3'}{\sigma_2'} \right)^{U_1} x \sigma_2' \right] - \sigma_2' \quad (2.80)$$

- Dst.

$$\sigma_{baru}' = \sigma_0' + \Delta \sigma_1' + \Delta \sigma_2' + \Delta \sigma_3' + \dots + \Delta \sigma_i' \quad (2.81)$$



Gambar 2.22 Harga kenaikan tegangan tanah efektif (σ_p') sejalan dengan waktu pada tanah yang terkonsolidasi

Harga σ_{baru}' dipakai untuk mencari C_u baru sebagai parameter kekuatan daya dukung tanah dasar setelah terjadi konsolidasi selama t waktu. Dari hasil penelitian Ardana dan Mochtar (1999) dapat dicari dengan cara berikut ini:

a. Untuk harga *Plasticity Index*, PI tanah < 120%
 $C_u \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0,0737 + (0,1899 - 0,0016 \text{ PI}) \sigma_0' \quad (2.82)$

b. Untuk harga *Plasticity Index*, PI tanah > 120%
 $C_u \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0,0737 + (0,454 - 0,00004 \text{ PI}) \sigma_0' \quad (2.83)$

Dimana harga σ_0' dalam kg/cm^2

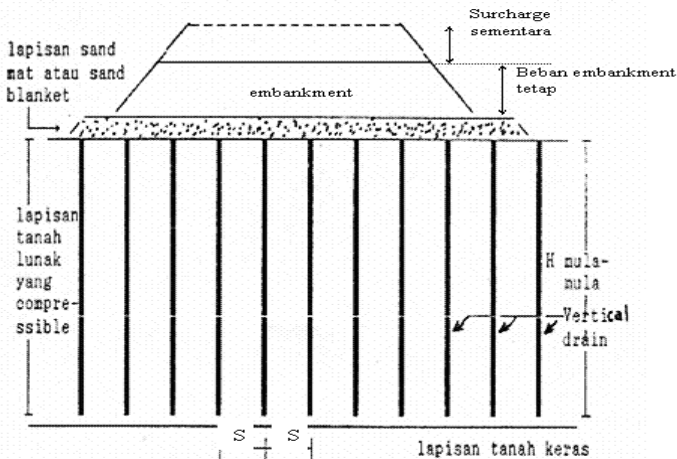
2.8. Percepatan Pemampatan dengan *Vertical Drain*

Fungsi utama digunakannya *vertical drain* dalam suatu lapisan tanah lempung “*compressible*” adalah untuk mempercepat proses konsolidasi primer. Metode perbaikan tanah dengan menggunakan *vertical drain* hakekatnya adalah untuk mereduksi waktu antara dua fase pelaksanaan di saat diterapkannya penimbunan bertahap dan mengurangi waktu yang diperlukan untuk memperoleh derajat konsolidasi. *Vertical drain* dapat diklasifikasikan menjadi 3 (tiga) tipe umum, yaitu : *sand drain*,

fabric encased drain, dan *prefabricated vertical drain* (PVD). Adapun untuk PVD itu sendiri bisa berupa karton, *textile*, plastik, atau material lainnya (bahan karung dan sabut kelapa). Pada umumnya PVD banyak digunakan karena kemudahan pemasangan di lapangan. Tiang-tiang atau lubang-lubang tersebut "dipasang" di dalam tanah pada jarak tertentu sehingga memperpendek jarak aliran drainase air pori (*drainage path*). (Mochtar, 2000).

2.8.1. Menentukan Kedalaman *Vertical Drain*

Kedalaman *vertical drain* ditentukan oleh tebal lapisan tanah yang mengalami konsolidasi (Gambar 2.23), yaitu sedalam H tanah. Besar kedalaman *vertical drain* dalam perencanaan ini dipasang sampai kedalaman tanah *compressible*, yaitu $N\text{-SPT} < 10$.



Gambar 2.23 Pemasangan *vertical drain* pada kedalaman lapisan *compressible*

(sumber: Mochtar, 2000)

2.8.2. Menentukan Waktu Konsolidasi akibat *Vertikal Drain*

Penentuan waktu konsolidasi didasarkan teori aliran pasir vertikal menurut Barron (1948), menggunakan asumsi teori Terzaghi tentang konsolidasi linier satu dimensi. Teori tersebut menetapkan hubungan antara waktu, diameter drain, jarak antara

drain, koefisien konsolidasi dan rata-rata derajat konsolidasi. Penentuan waktu konsolidasi dari teori Barron (1948) adalah :

$$t = \left(\frac{D^2}{8 \times C_h} \right) \times F(n) \times \ln \left(\frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right) \quad (2.84)$$

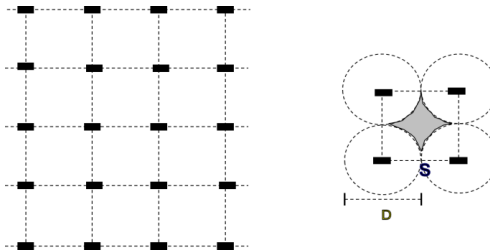
Dimana :

t = waktu untuk menyelesaikan konsolidasi primer

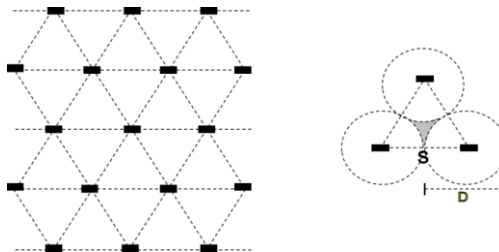
D = diameter *equivalen* dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh PVD

Harga $D = 1,13 \times s$ untuk pola susunan bujur sangkar (Gambar 2.24)

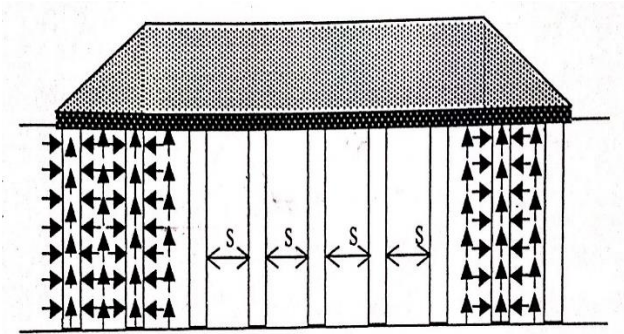
Harga $D = 1,05 \times s$ untuk pola susunan segitiga (Gambar 2.25)



Gambar 2.24 Pola susunan PVD bujur sangkar
(sumber : Mochtar, 2000)



Gambar 2.25 Pola susunan PVD segitiga
(sumber : Mochtar, 2000)



Gambar 2.26 Konsolidasi tanah lunak dengan vertical drain.

C_h = koefisien konsolidasi tanah horizontal

$$= (k_h/k_v) \cdot C_v \quad (2.85)$$

k_h/k_v = perbandingan antara koefisien permeabilitas tanah dasar arah horizontal dan vertikal, untuk tanah lempung yang jenuh air, harga (k_h/k_v) berkisar antara 2 sampai 5. (sumber : Mochtar, 2000)

$F(n)$ = faktor hambatan yang disebabkan karena jarak antara PVD

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

$$t = \left(\frac{D^2}{8 \cdot C_h} \right) [2F(n)] \ln \left(\frac{1}{1 - \bar{U}_h} \right) \quad (2.86)$$

Dimana :

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

D = diameter lingkaran.

C_h = koefisien konsolidasi aliran horizontal

$F(n)$ = faktor hambatan disebabkan karena jarak antara PVD.

\bar{U}_h = derajat konsolidasi tanah arah horizontal

Selain konsolidasi arah horizontal, terjadi juga konsolidasi arah vertikal. Waktu konsolidasi vertikal sebagai berikut :

$$T_v = \frac{t \cdot C_v}{(H d r^2)} \quad (2.87)$$

Dimana :

t = waktu sembarang yang dipilih

H_{dr} = panjang PVD.

C_v = harga C_v tanah pada lapisan setebal panjang PVD

T_v = bilangan tak berdimensi yang disebut faktor waktu

Harga U_v dicari dengan persamaan :

Untuk $U_v > 60\%$:

$$U_v = (100 - 10^a) \quad (2. 88)$$

Dimana :

$$a = \frac{1.781 - T_v}{0.933} \quad (2. 89)$$

Untuk U_v antara 0 s/d 60% :

$$U_v = \left(2\sqrt{\frac{t_v}{\pi}} \right) \times 100\% \quad (2. 90)$$

Derajat konsolidasi rata-rata U dapat dicari dengan cara :

$$U = [1 - (1 - U_h)(1 - U_v)] \times 100\% \quad (2. 91)$$

2.9. Perkuatan dengan *Geotextile*

Perhitungan perencanaan geotekstile memerlukan data yang didapat dari program bantu seperti XSTABL, antara lain nilai faktor keamanan (SF), momen penahan/ momen resisten (M_r), jari-jari kelongsoran (R), serta koordinat titik pusat bidang longsor. Tahapan perhitungan penggunaan geotextile adalah :

1) Mencari nilai momen dorong (M_D)

$$M_{dorong} = \frac{M_{res}}{SF} \quad (2. 92)$$

2) Mencari nilai $M_{resisten}$ rencana dengan angka keamanan rencana (biasanya $SF = 1,2$)

$$M_{resisten \text{ rencana}} = M_{dorong} \times SF_{rencana} \quad (2. 93)$$

3) Mencari nilai tambahan Momen penahan (ΔM_R) dari FS rencana

$$\Delta M_R = M_{resisten \text{ rencana}} - M_{resisten \text{ yang terjadi}} \quad (2. 94)$$

4) Mencari Kekuatan dari bahan geotekstile

Pada perencanaan geotextile harus dipertimbangkan kekuatan tarik ijin dari bahan geotextile tersebut dalam menerima atau memikul gaya geser saat terjadinya kelongsoran. Rumus kekuatan bahan geotextile adalah persamaan :

$$T_{allow} = T_{ult} \times \left(\frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}} \right) \quad (2.95)$$

Dimana :

T_{allow} = kekuatan geotekstile yang tersedia

T_{ult} = kekuatan ultimate geotekstile

FS_{id} = faktor keamanan akibat kerusakan pada saat pemasangan

FS_{cr} = faktor keamanan akibat rangkai

FS_{cd} = faktor keamanan akibat pengaruh bahan-bahan kimia

FS_{bd} = faktor keamanan akibat pengaruh aktifitas biologi dalam tanah

FS_{id} , FS_{cr} , FS_{cd} , FS_{bd} merupakan faktor reduksi akibat pengurangan kekuatan geotextile yang besarnya dapat dilihat pada tabel berikut

Tabel 2.13 Nilai Faktor Geotekstil

Penggunaan Geotextile	Faktor Pemasangan, FS_{id}	Faktor Rangkai, FS_{cr}	Faktor Kimia, FS_{cd}	Faktor Biologi, FS_{bd}
Separation	1,1 – 2,5	1,1 – 1,2	1,0 – 1,5	1,0 – 1,2
Cushioning	1,1 – 2,0	1,2 – 1,5	1,0 – 2,0	1,0 – 1,2
Unpaved Roads	1,1 – 2,0	1,5 – 2,5	1,0 – 1,5	1,0 – 1,2
Walls	1,1 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Embankments	1,1 – 2,0	2,0 – 3,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Bearing Capacity	1,1 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Slope Stabilization	1,1 – 1,5	1,5 – 2,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Pavement Overlays	1,1 – 1,5	1,0 – 1,2	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1
Railroads	1,5 – 3,0	1,0 – 1,5	1,5 – 2,0	1,0 – 1,2
Flexible Form	1,1 – 1,5	1,5 – 3,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1
Silt Fences	1,1 – 1,5	1,5 – 2,5	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1

5) Menentukan jumlah geotekstil yang dibutuhkan

$$\Delta MR < T_{allow} \times \Sigma R_i \quad (2.96)$$

Dimana :

ΣR_i = penjumlahan jarak pasang masing-masing geotekstil terhadap titik-titik pusat jari-jari kelongsoran, hingga

nilainya lebih besar dari nilai Momen resisten yang dibutuhkan (ΔMR)

- 6) Menghitung panjang geotekstil di belakang bidang longsor (Le)

Panjang geotextile di belakang bidang longsor dapat diketahui melalui rumusan:

$$Le = \frac{T_{all} \times SF}{(\tau_{atas} + \tau_{bawah}) \times E} \quad (2.97)$$

$$\tau_i = Cu_i + \sigma_v \tan \theta \quad (2.98)$$

Dimana :

Tall = kekuatan tarik yang diijinkan (tereduksi oleh faktor-faktor)

SF = faktor keamanan (rencana)

E = efisiensi (diambil E = 0.8)

τ_{atas} = tegangan geser antara geotextile dengan tanah di atas geotextile

τ_{bawah} = tegangan geser antara geotextile dengan tanah di bawah geotextile

C = kohesi tanah

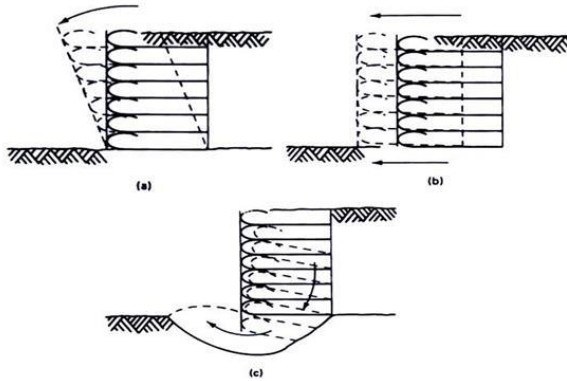
θ = sudut tahanan geser tanah

- 7) Menghitung panjang geotekstil di depan bidang longsor

Panjang geotekstil di depan bidang longsor dapat diperoleh dengan menggambar manual secara tepat model timbunan, daerah bidang longsor, dan panjang geotekstil di belakang bidang longsor sesuai dengan koordinat titiknya, yang diperoleh dari program XSTABL. Kebutuhan panjang total geotekstil adalah jumlah panjang geotekstil di belakang bidang longsor dan panjang geotekstil di depan bidang longsor.

- 8) Kontrol *External Stability*

Untuk perencanaan *Geotextile* sebagai dinding penahan tanah perlu diperhatikan *External Stability*, yaitu:



Gambar 2.27 *External Stability* pada *Geotextile Walls* (a) Aman terhadap geser (b) Aman terhadap geser (c) Aman terhadap kelongsoran daya dukung

a. Kontrol Terhadap Geser

Faktor keamanan dapat dihitung dengan rumusan:

$$F = \frac{a \times b + N \times \tan \delta}{T} \quad (2.99)$$

Dimana: R = resultan gaya-gaya yang bekerja

N = komponen vertikal R

T = komponen horizontal R

b = lebar pondasi / landasan

a = karakteristik adhesi

δ = sudut geser antara dasar tembok dengan tanah

F = faktor keamanan

$F \geq 1.5$, untuk tekanan pasif diabaikan

$F \geq 2.0$, untuk tekanan pasif tidak diabaikan

Menurut Terzaghi dan Peck, unsur adhesi dapat diabaikan namun tetap menggunakan unsur lekatan antar tanah dan pondasi, sehingga perumusannya menjadi:

$$F = \frac{N \times \tan \delta}{T} \quad (2.100)$$

Tabel 2.14 Hambatan antar Tanah dan Pondasi

Tanah pondasi dengan butiran kasar, tanpa lempung dan lanau	$\delta = 30^\circ$
Tanah pondasi dengan butiran kasar, dengan lempung atau lanau	$\delta = 25^\circ$
Kasus yang lainnya	$\delta = 20^\circ$

(sumber : Herman Wahyudi, 1999)

Geser juga bisa terjadi didalam dinding penahan itu sendiri. Syarat agar tidak terjadi hal demikian adalah:

$$T < f \times N$$

$$F = \frac{f \times N}{T} \quad (2. 101)$$

Dimana:

f = koefisien gesekan antar material didalam dinding. Pada umumnya dipakai f = 0,60. (Wahyudi, Herman 1999)

b. Kontrol Terhadap Guling

Faktor keamanan dapat dihitung dengan rumusan:

$$FS = \frac{\sum \frac{resisting\ moment}{driving\ moment}}{\sum \frac{w_i \cdot x_i + Pa \sin \delta \cdot x_i}{Pa \cos \delta \cdot R_i}} \quad (2. 102)$$

Dimana:

w_i = Berat tanah di atas *geotextile* (t/m')

x_i/R_i = Jarak dari titik berat gaya ke titik O yang ditinjau/lengan momen (m)

Pa = Gaya akibat tekanan tanah aktif (t/m')

c. Kontrol Terhadap Daya Dukung Sebagai Pondasi

Kontrol daya dukung tanah yang dikemukakan oleh Terzaghi adalah :

$$q_l = C.N_c + q.N_q + 0.5\gamma B N_\gamma \quad (2. 103)$$

Dimana:

q_l = tegangan dalam tanah maksimum

B = lebar dasar pondasi

D = kedalaman pondasi (terdalam)

γ = berat volume tanah

C = kohesi tanah

N_γ, N_c, N_q = koefisien daya dukung tanah akibat \otimes (Lampiran 1)

SF = angka keamanan, umumnya ditetapkan $\geq 1,5$

2.10. Daya Dukung Tiang Bor

Salah satu alternatif pemakaian pondasi dalam adalah tiang bor. Istilah tiang bor dikarenakan ketika pemasangan tiang tersebut, dibuat lubang pada tanah di kedalaman tertentu dengan cara dibor, kemudian dimasukan rangkaian tulangan dan selanjutnya dimasukan adukan beton. Terkadang penulangan dipasang tidak sampai dasar tiang. Hal ini dilakukan untuk pertimbangan efisiensi (Djoko Untung, 2010).

Penentuan diameter tiang (D_s)

$$D_s = 2.257 \sqrt{\frac{Q_w}{f'_c}} \quad (2.104)$$

Dimana,

Q_w = beban yang bekerja diatas tiang

f'_c = mutu beton

D_s = diameter tiang bor

Daya dukung tiang dihitung dengan rumus

$$Q_u = Q_e + Q_f \quad (2.105)$$

Dimana,

Q_u = daya dukung ultimate

Q_e = daya dukung di ujung tiang

Q_s = daya dukung pada selimut tiang

1) Daya dukung di ujung tiang (Q_e)

$$Q_e = A_p (CN_c + qN_q + 0.3\gamma DbN_\gamma) \quad (2.106)$$

Dimana:

A_p = luas penampang pada ujung tiang

C = cohesi tanah

γ = berat volume tanah

D_b = diameter dasar tiang

q = tegangan efektif vertical

N_c, N_γ, N_q = factor daya dukung diperoleh dari grafik bergantung pada ϕ

2) Daya dukung pada selimut tiang (Q_f)

Untuk Jenis Tanah Pasir ($c=0$)

$$Q_e = A_p q (N_q - 1) \quad (2. 107)$$

$$Q_f = \pi D_s (1 - \sin \phi) \int_0^L \sigma' \tan \delta \, dz \quad (2. 108)$$

Dimana:

L = panjang tiang

dz = luas diagram tekanan tanah pada tiang

δ = $2/3 \phi$

Untuk Jenis Tanah liat ($\phi = 0$ & $N_q = 1$)

$$Q_e = A_p C_u N_c \quad (2. 109)$$

$$Q_f = \sum \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot \Delta l \quad (2. 110)$$

Dimana,

$N_c = 9$

C_u = undrained cohesion

p = keliling tiang

Δl = tebal lapisan tanah

α = $0.35 - 0.6$

$$Q_{ijin} = \frac{Q_e + Q_f}{SF} \quad (2. 111)$$

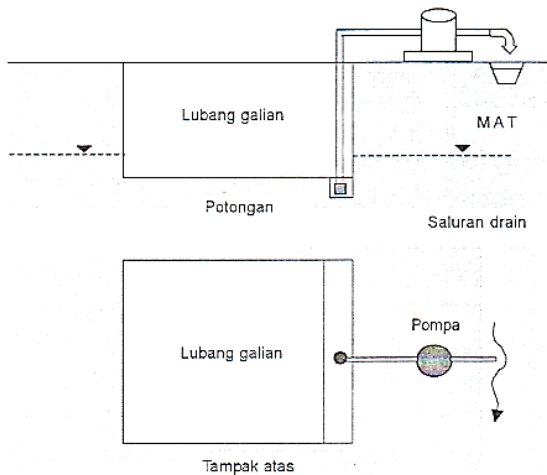
2.11. *Dewatering*

Dewatering atau pekerjaan pengeringan bertujuan untuk dapat mengendalikan air (air tanah/permukaan) agar tidak mengganggu/menghambat proses pelaksanaan suatu pekerjaan konstruksi, terutama untuk pelaksanaan bagian struktur yang berada dalam tanah dan di bawah muka air tanah.

Secara mendasar ada beberapa metode *dewatering* yang dapat diterapkan pada proses pelaksanaan proyek konstruksi, yaitu;

1. *Open pumping*

Pada metode ini air dibiarkan mengalir ke dalam lubang galian, kemudian dipompa keluar melalui sumur atau selokan penampung di dasar galian, seperti pada Gambar 2.28



Gambar 2.28 *Open Pumping*
(Asiyanto, 2006)

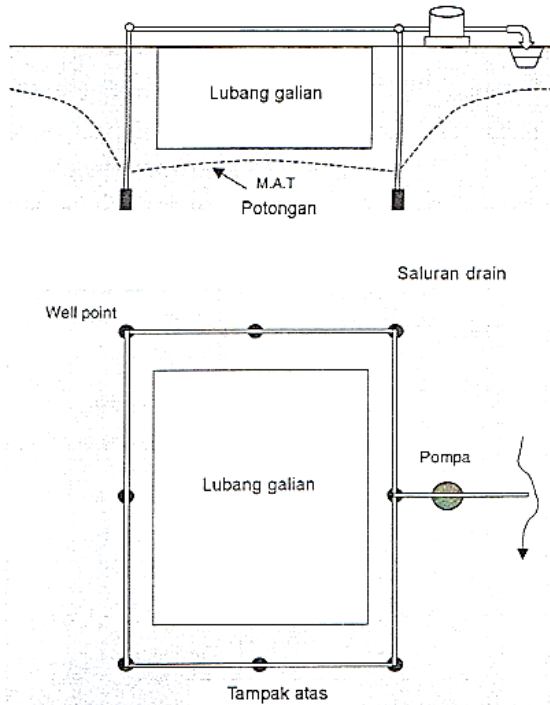
Metode *open pumping* dipilih apabila;

- Karakteristik tanah merupakan tanah padat, bergradasi baik dan berkohesi
- Jumlah air yang akan dipompa tidak besar debitnya

- c. Dapat dibuat sumur/selokan penampung untuk pompa
- d. Galian tidak dalam

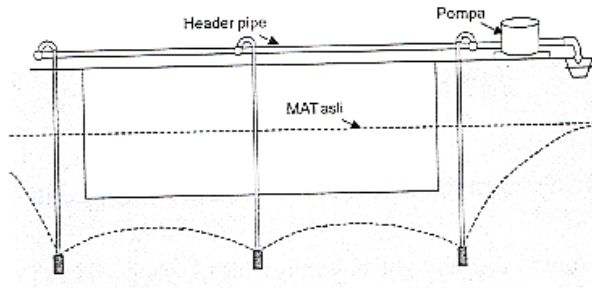
2. *Predrainage*

Pada metode ini muka air tanah (*water table*) diturunkan terlebih dulu sebelum penggalian dimulai dengan menggunakan *wellpoints*, seperti pada Gambar 2.29



Gambar 2.29 *Predrainage*
(Asiyanto, 2006)

Untuk daerah galian yang luas dan harus digali sekaligus, biasanya di bagian tengah daerah galian terpaksa dipasang *wellpoints*, seperti pada Gambar 2.30



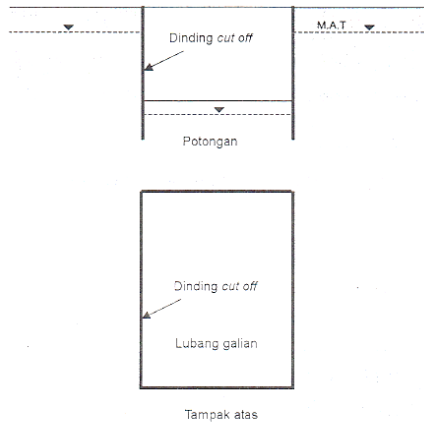
Gambar 2.30 *Predrainage Dengan Wellpoint*
(Asiyanto, 2006)

Metode *predrainage* dipilih apabila;

- a. Karakteristik tanah merupakan tanah lepas, berbutir seragam, cadas lunak dan banyak celah
- b. Jumlah air yang akan dipompa cukup besar debitnya
- c. Slope tanah sensitif terhadap erosi atau mudah terjadi *rotary slide*
- d. Penurunan muka air tanah tidak mengganggu /merugikan bangunan sekitarnya
- e. Tersedia saluran pembuangan air *dewatering*

3. *Cut off*

Pada metode ini aliran air tanah dipotong dengan beberapa cara, yaitu dengan menggunakan *steel sheet pile*, *concrete diaphragm wall*, *secant piles* dan *slurry trenches* seperti pada Gambar 2.31



Gambar 2.31 *Cut Off Dewatering*
(Asiyanto, 2006)

Metode *cut off* dipilih apabila;

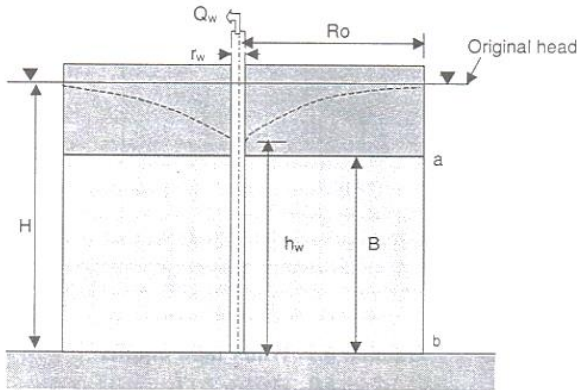
- Karakteristik tanah merupakan tanah lepas, berbutir seragam, cadas lunak dan banyak celah
- Jumlah air yang akan dipompa cukup besar debitnya
- Dinding *cut off* diperlukan juga untuk struktur penahan tanah
- Gedung di sebelah yang ada sensitif terhadap penurunan muka air tanah
- Tidak tersedia saluran pembuang
- Diperlukan untuk menunjang metode *top down* pada pekerjaan *basement*

Analisis hidrologi pada sistem dewatering adalah rumus-rumus pendekatan atau empiris yang digunakan untuk menghitung debit air yang harus dipompa. Ada tiga kondisi dalam penyusunan rumus, yaitu;

1. *Confined aquifer*

Gambar 2.32 sebuah sumur dengan friksi kecil yang ditembus sepenuhnya pada *confined aquifer* dengan permeability K dan ketebalan B . Pada jarak R_o dari sumur,

air disedot/dopompa keluar dengan debit konstan Q dan menurunkan muka air tanah di sumur menjadi h_w .



Gambar 2.32 *Confined Aquifer*
(Asiyanto, 2006)

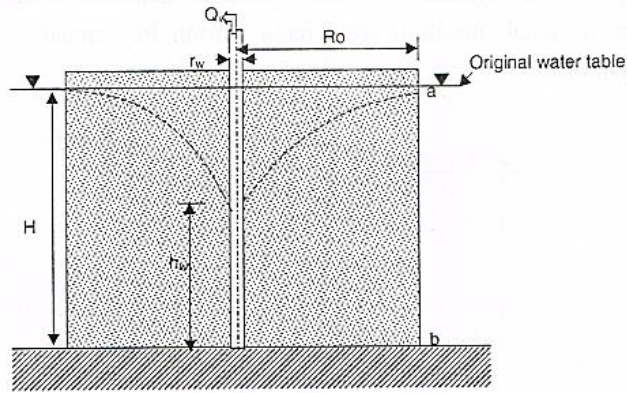
Aquifer diasumsikan dalam keadaan ideal. Penurunan muka air tanah masih terletak pada lapisan *impermeable*, sehingga;

$$Q_w = \frac{2\pi K.B.(H - h_w)}{Ln. R_o / r_w} \quad (2.112)$$

Dimana Q dalam $m^3/hari$, H , h , R_o , r_w dalam meter dan K dalam $m/hari$

2. *Water table aquifer*

Arus air tanah pada *water table aquifer* lebih kompleks, namun rumus pendekatan yang ada cukup memberikan perkiraan yang bagus. Penurunan muka air tanah hanya melalui satu jenis tanah permeable (porous), seperti pada Gambar 2.33



Gambar 2.33 Water Table Aquifer
(Asiyanto, 2006)

$$Q_w = \frac{2\pi K.(H^2 - h_w^2)}{Ln.Ro / r_w} \quad (2. 113)$$

Dimana Q dalam $m^3/hari$, H , h , R_o , r_w dalam meter dan K dalam $m/hari$

3. Mixed aquifer

Penurunan muka air tanah melalui dua jenis tanah yaitu lapisan impermeable dan lapisan permeable seperti pada Gambar 2.34

$$Q_w = \frac{\pi K.(2BH - B^2 - h_w^2)}{Ln.Ro / r_w} \quad (2. 114)$$

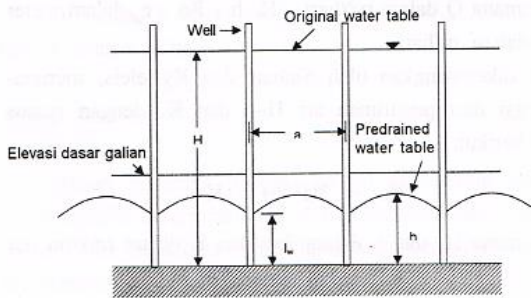
Dimana Q dalam $m^3/hari$, H , h , R_o , r_w dalam meter dan K dalam $m/hari$

R_o dikembangkan oleh Sichart dan Kyrieliess, merupakan fungsi dari penurunan air $H-h$ dan K dengan rumus sebagai berikut;

$$R_o = 3(H - h).v.K \quad (2. 115)$$

Dimana H dan h dalam feet dan K dalam mikron/detik
Kapasitas well merupakan fungsi dari panjang l_w ke dalam aquifer yang jenuh, permeability dari aquifer K dan terbatas

dalam diameter well r_w . Pada *water table aquifer* yang tidak terlalu jauh dari dasar galian, dapat dilihat profil dari *well system* pada Gambar 2.34



Gambar 2.34 *Profil Well System*
(Asiyanto, 2006)

Besarnya kapasitas *well* dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut;

$$Q_w = \frac{\Pi K.(H^2 - h^2)}{Ln. Ro / r_w} \quad (2. 116)$$

2.12. Dinding dan Pelat Lantai

2.9.1. Dimensi dan Penulangan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung, bahwa konstruksi dua arah (non prategang) harus mengendalikan tebal minimum pelat atau konstruksi dua arah lainnya yang didesain sesuai dengan ketentuan Pasal 13 dan memenuhi persyaratan dari 13.6.1.2. Tebal pelat tanpa balok interior yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi salah satu ketentuan dari 9.5.3.2 atau 9.5.3.4.

Untuk pelat tanpa balok interior yang membentang di antara tumpuan dan mempunyai rasio bentang panjang terhadap bentang pendek yang tidak lebih dari 2, tebal minimumnya harus memenuhi ketentuan Tabel 9.5(c) dan tidak boleh kurang dari nilai berikut:

Tabel 2.15 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior*

Tegangan leleh, f_y MPa [†]	Tanpa penebalan [‡]		Dengan penebalan [‡]			
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir [§]		Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir [§]	
280	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 40$	$\ell_n / 40$
420	$\ell_n / 30$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$
520	$\ell_n / 28$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 34$	$\ell_n / 34$

^{*}Untuk konstruksi dua arah, ℓ_n adalah panjang bentang bersih dalam arah panjang, diukur muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lainnya pada kasus yang lain.
[†]Untuk f_y antara nilai yang diberikan dalam tabel, tebal minimum harus ditentukan dengan interpolasi linier.
[‡]Panel drop didefinisikan dalam 13.2.5.
[§]Pelat dengan balok di antara kolom kolomnya di sepanjang tepi eksterior. Nilai α_f untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8.

(Sumber: SNI 2847:2013, Tabel 9.5(c))

Tulangan minimum pada komponen struktur lentur pada setiap penampang komponen struktur lentur dimana tulangan tarik diperlukan oleh analisis, A_s yang tersedia tidak boleh kurang dari nilai yang diberikan oleh;

$$A_{\min} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \quad (2. 117)$$

dan tidak lebih kecil dari $1,4b_w d/f_y$

Pasal 13.3.2 Spasi tulangan pada penampang kritis tidak boleh melebihi dua kali tebal slab, kecuali untuk bagian luas slab konstruksi sel atau berusuk. Pasal 13.3.3 Tulangan momen positif yang tegak lurus terhadap tepi tak menerus harus menerus ke tepi slab dan mempunyai penanaman, lurus atau kait, paling sedikit 150 mm dalam balok tepi (spandrel), kolom, atau dinding.

Menentukan rasio kekuatan material

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} \quad (2. 118)$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} \quad (2. 119)$$

Menentukan rasio penulangan

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] \quad (2. 120)$$

Berdasarkan SNI 2487-2013 Pasal 7.12.2.1 (c) untuk slab yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las mutu 420, maka rasio tulangan terhadap luas bruto penampang beton, $\rho = 0.0018$

Berdasarkan SNI 2487 Pasal 14.3.2 (b) untuk perencanaan dinding ρ min tulangan vertikal untuk batang tulangan ulir $\leq D-16$ adalah 0.0012 dan 0.0015 untuk $> D-16$ atau dapat menggunakan $1.4/f_y$.

Menentukan luasan tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad (2. 121)$$

Menghitung momen nominal

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2. 122)$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f'_c \times b} \quad (2. 123)$$

Perhitungan jarak tulangan:

Berdasarkan SNI 2487 Pasal 7.12.2.2 Jarak tulangan susut dan suhu satu sama lain tidak boleh lebih jauh dari 5 kali tebal dinding atau tidak lebih jauh dari 450 mm.

2.9.2. Kontrol Uplift

Struktur bangunan bawah tanah dikontrol kestabilannya terhadap gaya angkat ke atas akibat tekanan air tanah. Kontrol *uplift pressure* dilakukan terutama pada bagian pelat lantai paling bawah yang bersentuhan langsung dengan tanah. Lapisan tanah kedap air seperti lempung di bawah pelat akan ikut sebagai penahan gaya angkat ini. Persamaannya dapat dihitung sebagai berikut.

$$F_b = \frac{W_{struktur} + \sum_i \gamma_{ti} \cdot h_i + \frac{Q_s}{3}}{H_w \gamma_w A} \quad (2. 124)$$

Dimana:

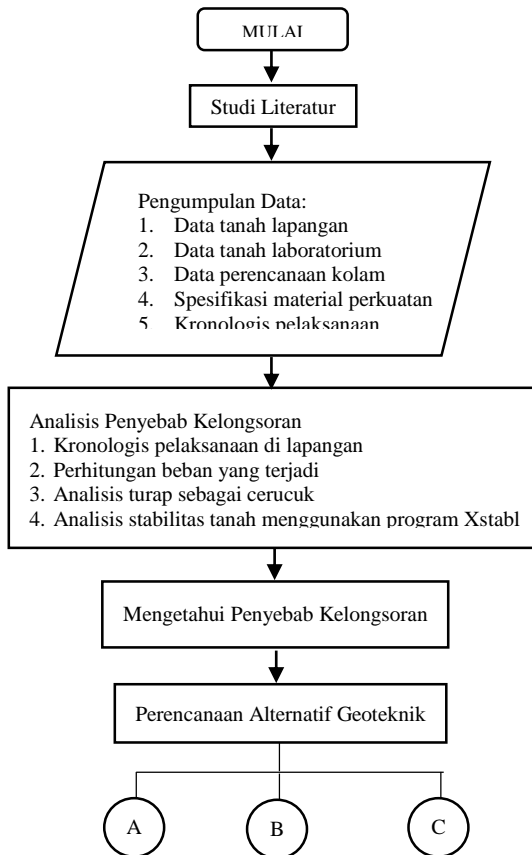
F_b	=	FS terhadap gaya angkat $\geq 1,2$
$W_{struktur}$	=	berat struktur di atas tanah
γ_{ti}	=	berat jenis tanah kedap air
h_i	=	tebal lapisan tanah kedap air
Q_s	=	<i>skin friction</i>
H_w	=	tinggi muka air tanah
γ_w	=	berat jenis air tanah
A	=	luasan pelat yang paling bawah

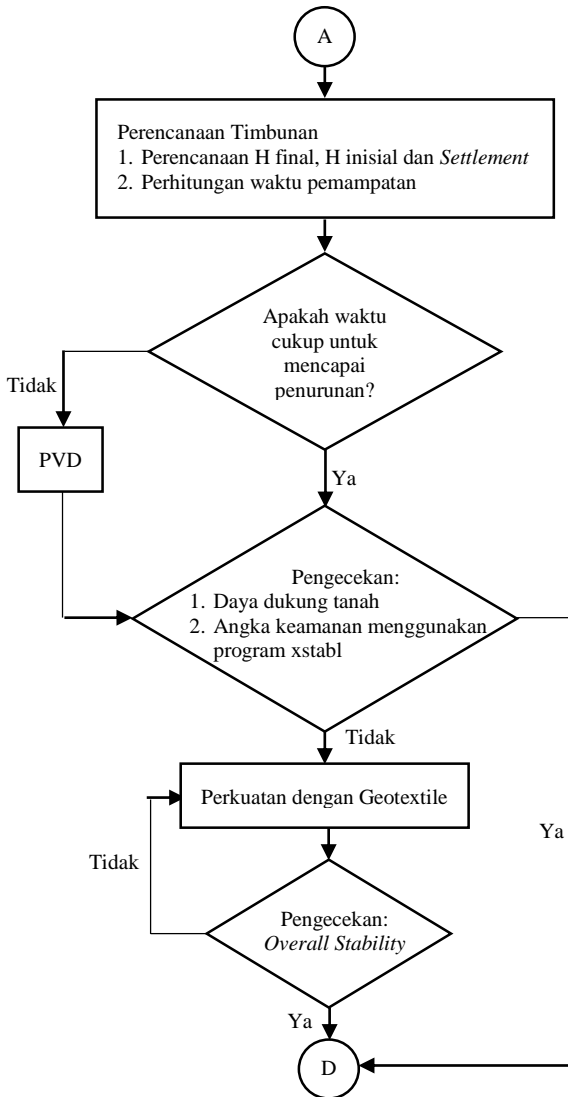
"Halaman ini sengaja dikosongkan"

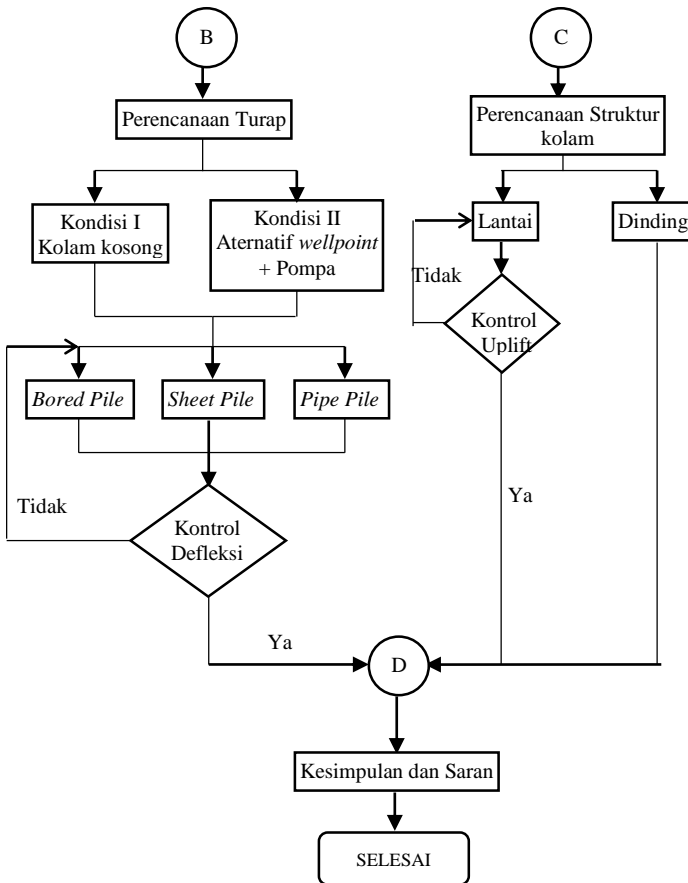
BAB III METODOLOGI

3.1. Bagan Alir

Berikut ini adalah diagram alir dalam penulisan Tugas Akhir "Alternatif Perencanaan Geoteknik Untuk Pembangunan Kolam Loncat Indah di Banjarmasin"







Gambar 3.2 Diagram Alir Tugas Akhir

3.2. Studi Literatur

Studi literatur adalah tahapan untuk mengumpulkan dasar-dasar teori yang didapat dari berbagai sumber literatur yang kemudian dipelajari dan digunakan sebagai acuan dalam melakukan perencanaan. Adapun dasar teori yang akan digunakan sebagai acuan dalam melakukan perencanaan adalah sebagai berikut:

- 1) Teori tekanan tanah
- 2) Teori kelongsoran tanah
- 3) Teori *preloading*
- 4) Teori PVD
- 5) Teori *geotextile*
- 6) Perkuatan dengan turap
- 7) Konsolidasi
- 8) Teori daya dukung
- 9) Teori tentang dinding dan pelat lantai

3.3. Pengumpulan dan Analisis Data

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

- 1) Data tanah lapangan
- 2) Data tanah laboratorium
- 3) Data perencanaan kolam loncat indah
- 4) Spesifikasi material perkuatan
- 5) Kronologis pelaksanaan

3.4. Analisis Penyebab Kelongsoran

Analisis yang dimaksud untuk mengevaluasi kondisi *existing* turap di lapangan. Analisis dilakukan dalam beberapa tahap, sebagai berikut;

- 1) Kronologis pelaksanaan di lapangan
- 2) Perhitungan beban yang terjadi
- 3) Analisis turap sebagai cerucuk
- 4) Analisis stabilitas tanah menggunakan program Xstabl

Berdasarkan hasil analisis tersebut didapatkan penyebab terjadinya kelongsoran tanah dan struktur turap di lapangan.

3.5. Perencanaan Alternatif Geoteknik

Perencanaan geoteknik yang akan dilakukan terlebih dahulu adalah menentukan parameter tanah dari hasil penyelidikan tanah di lapangan yang kemudian di korelasi. Hal ini dilakukan karena keterbatasan data tanah yang didapatkan. Selanjutnya hasil korelasi

digunakan sebagai dasar perencanaan. Adapun tahapannya sebagai berikut;

- 1) Perencanaan timbunan untuk mengetahui besarnya *H inisial* dan *settlement*
- 2) Perencanaan PVD, jika waktu konsolidasi membutuhkan waktu yang sangat lama
- 3) Perhitungan peningkatan harga Cu akibat *preloading*
- 4) Perencanaan geotextile sebagai perkuatan timbunan
- 5) Perencanaan turap dilakukan dengan 2 kondisi, dimana kondisi I adalah saat kolam kosong dan kondisi II adalah kondisi kolam kosong dan muka air diturunkan sehingga tidak terjadi perbedaan tinggi muka air. Perencanaan profil turap dengan 3 jenis profil yaitu *bored pile*, *steel sheet pile*, dan *steel pipe pile*.
- 6) Perencanaan struktur kolam meliputi pelat lantai dan dinding kolam berdasarkan SNI 2478:2013.

3.6. Kesimpulan dan Saran

Pada bab kesimpulan ini dipaparkan beberapa hasil dari analisis penyebab kelongsoran dan perhitungan alternatif perkuatan seperti yang telah direncanakan dan pemilihan alternatif dari segi biaya material.

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB IV

ANALISIS DATA TANAH DAN DATA PERENCANAAN

4.1. Data Tanah

4.1.1. Lokasi Pengambilan Data

Lokasi pengambilan data tanah untuk pembangunan kolam loncat indah terletak di Banjarmasin, Kalimantan Selatan. Dimana pada lokasi tersebut dilakukan penyelidikan tanah lapangan *Standart Penetration Test* dan *Bore Log* sampai kedalaman 40 m pada 5 titik di sekitar area lokasi perencanaan seperti pada Gambar 1.2.

4.1.2. Data *Standart Penetration Test*

Terdapat 5 titik Pengeboran dan *Standart Penetration Test* (SPT) yang dilakukan di lokasi pembangunan yaitu B-1, B-2, B-3, B-4 dan B-5. Dimana interval pengamatan dilakukan setiap 2 meter sedalam -40 meter dari elevasi tanah asli. Hasil penyelidikan tanah dapat dilihat pada Lampiran 1.

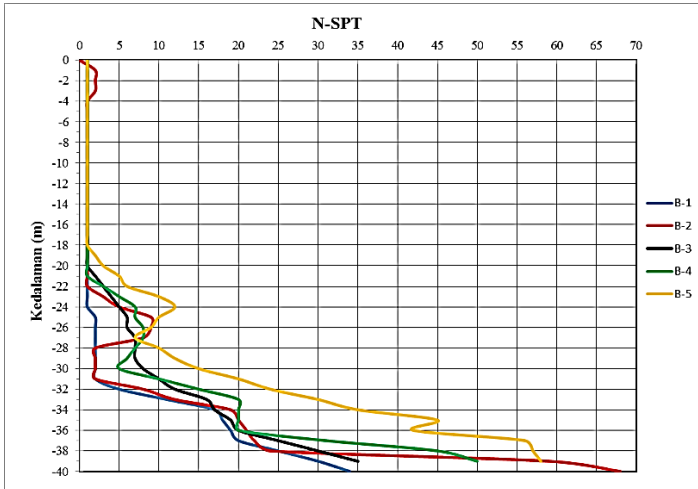
4.1.3. Penentuan Parameter Tanah

Parameter tanah ditentukan dari hasil analisa SPT dengan menggunakan tabel korelasi dan rumus sebagai berikut;

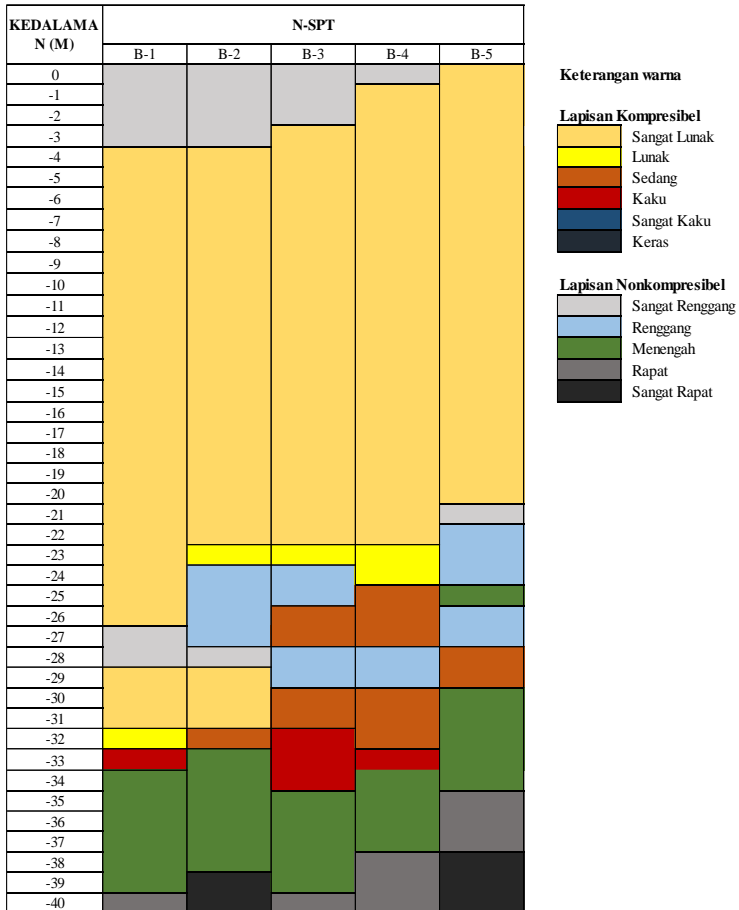
- 1) Nilai sudut geser ditaksir menggunakan korelasi dari Mochtar (2009, 2012) seperti pada Tabel 2.3, Tabel 2.4 dan kekuatan geser *undrained* (Cu) dihitung menggunakan rumus Ardhana & Mochtar pada Persamaan 2.30
- 2) Nilai berat isi dan sudut geser ditaksir menggunakan korelasi Bowles dan Hainim (2004) seperti pada Tabel 2.1
- 3) Nilai angka pori, kadar air, Cv ditaksir menggunakan korelasi Biarez (lampiran 1)

4.1.4. Pengolahan Data Tanah

Data hasil *Standart Penetration Test* kemudian dibuat grafik hubungan antara N-SPT dan kedalaman serta konsistensi lapisan tanah seperti Gambar 4.1 dan Gambar 4.2



Gambar 4.1 Grafik Hubungan Antara N-SPT dengan Kedalaman



Gambar 4.2 Konsistensi Lapisan Tanah

Gambar 4.1 menunjukkan kondisi kritis tanah adalah di titik B-1, Kemudian data B-1 digunakan untuk data perencanaan. Data tanah B-1 dikorelasikan sesuai dengan parameter tanah yang diperlukan. Hasil pengolahan data seperti pada Tabel 4.1

Tabel 4.1 Hasil Analisis Korelasi SPT Titik B-1

Kedalaman	Jenis Tanah	Konsistensi Tanah	N-SPT	γ_b	γ_{sat}	γ'	ϕ	Angka Pori, e	Kadar air	PI	LL	Cv
m				ton/m ³	ton/m ³	ton/m ³	(°)		%	%	%	cm ² /s
0.00 - 3.00	Pasir Kelanauan	Sangat renggang	2	1.42	1.50	0.50	25	2.38	88	-	-	-
3.00 - 24.00	Lanau Kelempungan	Sangat lunak	1	1.40	1.47	0.47	0	2.62	96.89	30	58	0.000158
24.00 - 26.00	Lanau Kepasiran	Sangat lunak	2	1.42	1.48	0.48	10	2.54	93.32	25	50	0.000175
26.00 - 28.00	Pasir Kelanauan	Sangat renggang	2	1.42	1.50	0.50	25	2.38	88	-	-	-
28.00 - 31.00	Lanau Kelempungan	Sangat lunak	2	1.42	1.48	0.48	0	2.54	93.32	30	58	0.000175
31.00 - 33.00	Lanau Kelempungan	Kaku	11	1.60	1.80	0.80	0	1.14	42.03	30	58	0.000767
33.00 - 39.00	Pasir	Medium	23	1.70	2.00	1.00	35	0.35	13	-	-	-
39.00 - 40.00	Pasir	Rapat	34	1.75	2.10	1.10	37	0.29	10.6	-	-	-

Nilai Cu pada lapisan tanah kohesif dihitung setiap 2 meter, dimana perhitungan nilai Cu berdasarkan rumus Ardhana Mochtar (1999), persamaan 2.30 adalah sebagai berikut;

$$PL = 30\%$$

Perhitungan Po'

$$\begin{aligned} Po'_1 &= \gamma'_1 \cdot h_1 \\ &= 0.50 \times 1.50 = 0.75 \text{ t/m}^2 \\ &= 0.075 \text{ kg/cm}^2 \\ Po'_2 &= Po'_1 + (\gamma'_2 \cdot h_2) \\ &= 0.75 + (0.47 \times 1.00) = 1.97 \text{ t/m}^2 \\ &= 0.197 \text{ kg/cm}^2 \\ Po'_3 &= Po'_2 + (\gamma'_3 \cdot h_3) \\ &= 1.97 + (0.47 \times 1.00) = 2.91 \text{ t/m}^2 \\ &= 0.291 \text{ kg/cm}^2 \\ Po'_4 &= Po'_3 + (\gamma'_4 \cdot h_4) \\ &= 2.91 + (0.47 \times 1.00) = 3.85 \text{ t/m}^2 \\ &= 0.385 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan Po'₅ sampai dengan Po'₃₃ direkapitulasi dalam Tabel 4.2

Perhitungan Cu

Cu dihitung hanya pada lapisan tanah kohesif, yaitu:

$$\begin{aligned} Cu_2 &= 0.0737 + (0.19 - 0.0016PI) \cdot Po'_2 \\ &= 0.0737 + (0.19 - 0.0016 \times 30\%) \times 0.197 \\ &= 0.111 \text{ kg/cm}^2 \sim 1.11 \text{ t/m}^2 \\ Cu_3 &= 0.0737 + (0.19 - 0.0016PI) \cdot Po'_3 \\ &= 0.0737 + (0.19 - 0.0016 \times 30\%) \times 0.291 \\ &= 0.129 \text{ kg/cm}^2 \sim 1.29 \text{ t/m}^2 \\ Cu_4 &= 0.0737 + (0.19 - 0.0016PI) \cdot Po'_4 \\ &= 0.0737 + (0.19 - 0.0016 \times 30\%) \times 0.385 \\ &= 0.147 \text{ kg/cm}^2 \sim 1.47 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan nilai Cu₅ sampai dengan Cu₃₃ dapat dilihat pada Tabel 4.2

Tabel 4.2 Hasil Analisis Data Tanah Berdasarkan Ardhana Mochtar

Kedalaman (m)	Jenis Tanah	N-SPT	H (m)	Pusat, h (m)	γ_b ton/m ³	γ_{sat} ton/m ³	γ' ton/m ³	Po'		Cu	
								ton/m ²	kg/cm ²	kg/cm ²	ton/m ²
3	Pasir Kelanauan	2	3.00	1.50	1.42	1.50	0.50	0.75	0.075	0	0
5	Lanau Kelempungan	1	2.00	1.00	1.40	1.47	0.47	1.97	0.197	0.111	1.11
7		1	2.00	1.00	1.40	1.47	0.47	2.91	0.291	0.129	1.29
9		1	2.00	1.00	1.40	1.47	0.47	3.85	0.385	0.147	1.47
11		1	2.00	1.00	1.40	1.47	0.47	4.79	0.479	0.164	1.64
13		1	2.00	1.00	1.40	1.47	0.47	5.73	0.573	0.182	1.82
15		1	2.00	1.00	1.40	1.47	0.47	6.67	0.667	0.200	2.00
17		1	2.00	1.00	1.40	1.47	0.47	7.61	0.761	0.218	2.18
19		1	2.00	1.00	1.40	1.47	0.47	8.55	0.855	0.236	2.36
21		1	2.00	1.00	1.40	1.47	0.47	9.49	0.949	0.254	2.54
23		1	2.00	1.00	1.40	1.47	0.47	10.43	1.043	0.271	2.71
24		1	1.00	0.50	1.40	1.47	0.47	11.14	1.114	0.285	2.85
26	Lanau Kepasiran	2	2.00	1.00	1.42	1.48	0.48	11.85	1.185	0.298	2.98
28	Pasir Kelanauan	2	2.00	1.00	1.42	1.50	0.50	12.83	1.283	0	0
30	Lanau Kelempungan	2	2.00	1.00	1.42	1.48	0.48	13.81	1.381	0.335	3.35
31		2	1.00	0.50	1.42	1.48	0.48	14.53	1.453	0.349	3.49
33		11	2.00	1.00	1.60	1.80	0.80	15.57	1.557	0.369	3.69

4.2. Data Spesifikasi Bahan

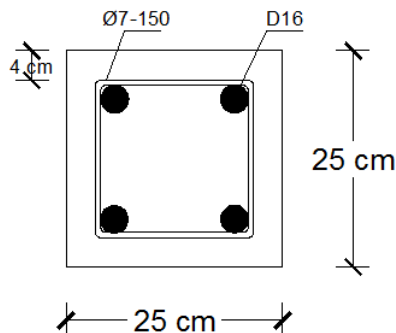
4.2.1. Data *Existing*

Spesifikasi turap yang digunakan di lapangan sesuai dengan perencanaan oleh konsultan perencana seperti pada Tabel 4.3 dan Gambar 4.3

Tabel 4.3 Spesifikasi Tiang Pancang dan Turap

No	Keterangan	Tiang Pancang/Turap
1	Tipe material	<i>Minipile</i> beton
2	Dimensi	25 cm x 25 cm
3	Panjang	30 m, 10 m
4	Sifat pemasangan	<i>Injection Pile</i>

(Sumber : Konsultan Perencana)



Gambar 4.3 Detail Turap Minipile Beton di Lapangan

4.2.2. Data Perencanaan

Adapun data perencanaan spesifikasi bahan yang akan digunakan dalam perhitungan konstruksi adalah sebagai berikut;

1) Geotextile

Geotextile digunakan sebagai perkuatan timbunan trapesium. *Geotextile* direncanakan menggunakan spesifikasi Unggul-Tex UW 250 dengan tensile strength 52 KN/m produksi PT. Teknindo Geosistem Unggul. Spesifikasi selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran 1.

2) *Prefabricated Vertical Drain*

PVD yang digunakan adalah merk CeTeau Drain CT-D812 produksi PT. Teknindo Geosistem Unggul dengan dimensi 100 x 5 mm, spesifikasi selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran 1.

3) Turap

Turap yang digunakan sebagai perkuatan tanah galian antara lain turap baja dari PT. Nippon & Sumitomo Indonesia. Spesifikasi dari turap ini dapat dilihat pada Lampiran 1, dan turap *bored pile* dengan dimensi 1.2 m dan 0.6 m.

4) Tiang Pancang

Tiang pancang yang digunakan sebagai perkuatan pondasi untuk menahan beban kolam menggunakan tiang *bored pile* dimensi 0.8 m.

BAB V

PEMBAHASAN

5.1. Kronologis Pelaksanaan

Adapun kronologis pelaksanaan pembangunan kolam loncat indah berdasarkan investigasi konsultan pengawas lapangan adalah sebagai berikut;

- 1) Pembongkaran kolam lama menggunakan tenaga manual dan peralatan *circle*. Pembongkaran dinding dan plat lantai bak kolam dilaksanakan menggunakan alat berat yaitu *excavator* PC 200, pembongkaran dimulai dari area menara dan selasar serta pembongkaran pondasi menara sedalam 4 m dari permukaan tanah. Kemudian tanah bekas galian ditumpuk ke area sisi utara dari menara hingga terjadi penumpukan tanah bekas galian kurang lebih 4 m, seperti pada Gambar 5.1



Gambar 5.1 Penumpukan Bekas Galian Tanah
(Sumber: Konsultan Pengawas Proyek)

- 2) Kontraktor mendatangkan sheet pile 25 x 25 panjang 10 m (3+7) dengan plat sambung tebal 6 mm tanpa pelat sepatu dan tidak dilengkapi dengan hasil tes tekan/tarik dari laboratorium
- 3) Kontraktor melanjutkan penggalian dengan menggunakan excavator PC 200. Penggalian yang seharusnya secara bertahap dilakukan kontraktor sekaligus dengan kedalaman 6

m pada sisi dalam sheet pile area tribun dan arah memanjang kolam lama, sehingga terjadi sliding tanah menekan sheet pile ke arah dalam kolam,

- 4) Kontraktor melaksanakan perbaikan siring yang miring ke dalam kolam dengan melaksanakan pengecoran kepala sheet pile keliling siring pada kolam dan memasang skur baja WF 250 sebagai penahan/penyangga kedua sisi sheet pile, seperti pada Gambar 5.2



Gambar 5.2 Pemasangan Skur Baja WF
(Sumber: Konsultan Pengawas Proyek)

- 5) Penggalian kembali dilaksanakan sampai peil dasar kolam selanjutnya pembuatan penguat/pengaku penahan siring setelah terjadi skur baja WF melengkung dengan cara pembuatan skur baja dengan perkuatan kremona, seperti pada Gambar 5.3



Gambar 5.3 Skur Baja dengan Perkuatan Kremona
(Sumber: Konsultan Pengawas Proyek)

- 6) Saat pelaksanaan curah hujan mulai tinggi, sehingga sliding tanah makin menekan sheet pile ke arah dalam kolam. Hal ini menyebabkan posisi sheet pile semakin miring, pada akhirnya pekerjaan dihentikan dengan kondisi struktur kolam seperti pada Gambar 5.4



Gambar 5.4 Kondisi Struktur Kolam Akibat Kelongsoran
(Sumber: Konsultan Pengawas Proyek)

5.2. Analisis Penyebab Kelongsoran

Berdasarkan kronologis pelaksanaan, bahwa penumpukan tanah bekas galian, penggunaan alat berat dan cerucuk sebagai turap, menjadi poin penting dalam analisis penyebab kelongsoran ini. Adapun tahapan analisis ini, sebagai berikut;

5.2.1. Perhitungan beban yang bekerja

1. Beban alat berat

Berdasarkan manual book excavator Komatsu PC-200, diketahui;

Berat operasi alat = 20 ton

Lebar alat = 2.8 m

Panjang = 3.27 m

$$\begin{aligned} \text{Beban alat berat} &= \frac{\text{Berat operasi alat}}{\text{Lebar alat} \times \text{Panjang}} \\ &= \frac{20 \text{ ton}}{2.8 \text{ m} \times 3.27 \text{ m}} \\ &= 2.20 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

2. Beban Timbunan bekas galian

Berdasarkan laporan konsultan pengawas, tanah bekas galian ditumpuk di sisi kolam dengan perkiraan jarak 3 m dan tinggi timbunan mencapai 4 m.

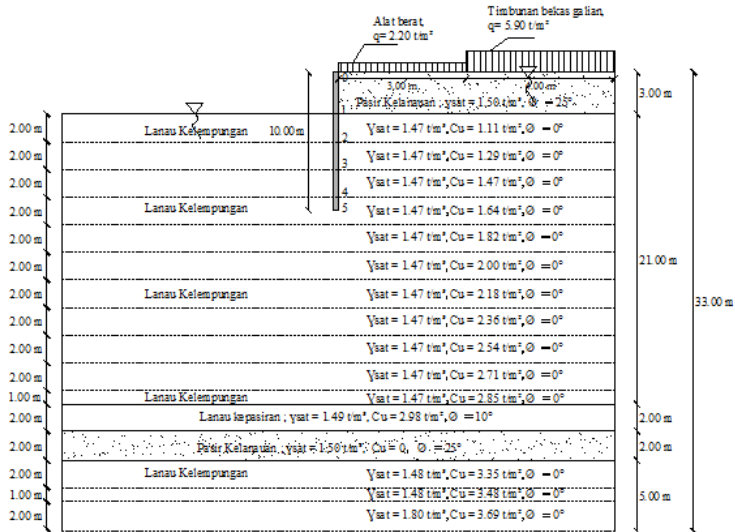
γ tanah = 1.47 ton/m³

Tinggi timbunan = 4.0 m

$$\begin{aligned} \text{Beban timbunan} &= \frac{\gamma \text{ tanah}}{\text{Tinggi timbunan}} \\ &= \frac{1.47 \text{ ton/m}^3}{4.0 \text{ m}} \\ &= 5.90 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

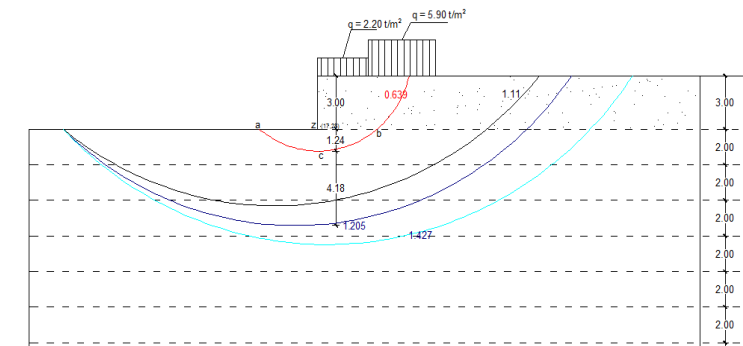
5.2.2. Analisis Turap Sebagai Cerucuk

Di lapangan turap dipancang sedalam 10 meter dan tanah digali sedalam 3 m, kemudian mengalami kelongsoran. Dengan data tanah seperti pada Tabel 4.1 dan Tabel 4.2, maka kondisi lapangan dapat dimodelkan seperti pada Gambar 5.5



Gambar 5.5 Permodelan Analisis Kelongsoran

Bidang longsor diketahui dengan memodelkan Gambar 5.5 pada program bantu X-stabl. Adapun hasil output bidang longsor yang digunakan sebagai analisis seperti pada Gambar 5.6 dan Tabel 5.1



Gambar 5.6 Bidang Longsor dengan Perkuatan Turap

Tabel 5.1 Hasil Output Permodelan X-stabl

No	FOS	Circle Center		Koord. Dasar Bidang Longsor		Koord. Batas Longsor				Radius (m)	Panjang Bidang Longsor	Moment Rest. (kNm)
		Xo	Yo	Xc	Yc	Xa _n	Ya _n	Xb _n	Yb _n			
1	0.639	17.07	32.28	17.07	26.76	13.59	28	20.55	28	5.52	6.96	738.2
2	1.205	15.70	42.59	15.76	22.58	2	28	29.4	28	20.01	27.4	8150

Mikropile yang digunakan di lapangan sebagai perkuatan, kemudian dianalisis kebutuhannya untuk mengetahui apakah jumlah mikropile yang dipancang di lapangan telah mencukupi sebagai perkuatan. Adapun data mikropile eksisting, sebagai berikut;

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$h = 250 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y' = 400 \text{ Mpa}$$

$$D = 16 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 7 \text{ mm}$$

$$d' = 40 \text{ mm}$$

Jumlah tulangan tarik = 2 buah

Jumlah tulangan tekan = 2 buah

Jarak Pemasangan Tulangan = 150 mm

Perhitungan Momen Ultimate

$$\begin{aligned} A_s \text{ tarik} &= 2 \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \pi \times 16^2 \\ &= 401.92 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ tekan} &= 2 \times \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \pi \times 16^2 \\ &= 401.92 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - d' - (1/2D) - \emptyset \\ &= 250 - 40 - (1/2 \times 16) - 7 \\ &= 195 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \text{ tarik} \cdot F_y}{0.85 \times f_c' \times b} \\
 &= \frac{401.92 \times 400}{0.85 \times 30 \times 250} \\
 &= 25.218 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C &= 0.85 \times f_c' \times b \times a \\
 &= 0.85 \times 30 \times 400 \times 25.218 \\
 &= 160768 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Momen Nominal

$$\begin{aligned}
 M_n &= C \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' \cdot f_y (d - d') \\
 &= 160768 \times \left(195 - \frac{25.218}{2} \right) + 401.92 \times 400 \times (195 - 40) \\
 &= 54241635.31 \text{ Nmm} \\
 &= 5.424 \text{ tonm}
 \end{aligned}$$

Momen Ultimate

$$\begin{aligned}
 M_u &= 0.8 \times M_n \\
 &= 0.8 \times 5.424 \\
 &= 4.339 \text{ Tm} = 433933.08 \text{ Kgcm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Gaya Penahan

Momen Inersia (I)

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{1}{12} b h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 250 \times 250^3 \\
 &= 325520833 \text{ mm}^4 = 32552.08 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Modulus Elastisitas (E):

$$\begin{aligned}
 E &= 4700 \sqrt{f_c'} \\
 &= 4700 \sqrt{30} \\
 &= 25742.96 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Faktor Modulus Tanah (f)

$$\begin{aligned} C_u &= 1.11 \text{ kN/m}^2 \\ &= 0.111 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_u &= 2 \times C_u \\ &= 2 \times 0.111 \\ &= 0.222 \text{ kg/cm}^2 = 0.277 \text{ ton/ft}^2 \end{aligned}$$

Berdasarkan Grafik NAVFAC DM-7, 1971 : Kurva menentukan harga f dari berbagai jenis tanah diperoleh harga;

$$f = 3.2 \text{ ton/ft}^3 \sim 0.1024 \text{ kg/cm}^3$$

Faktor Kekakuan Relatif (T)

$$\begin{aligned} T &= \left(\frac{EI}{f} \right)^{1/5} \\ &= \left(\frac{25742.96 \times 32552.08}{0.1024} \right)^{1/5} \\ &= 96.07 \text{ cm} \end{aligned}$$

Koefisien momen akibat gaya lateral P (FM)

- Panjang sheet pile yang dipancang di lapangan (L_o)

$$L_o = 10 \text{ m}$$

- Panjang sheet pile di atas bidang longsor (L_1)

$$\begin{aligned} L_1 &= 3 + 1.24 \\ &= 4.24 \text{ m} \end{aligned}$$

- Panjang sheet pile di bawah bidang longsor (L_2)

$$\begin{aligned} L_1 &= L_o - L_1 \\ &= 10 - 4.24 \\ &= 5.76 \text{ m} = 576 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{L}{T} = \frac{576}{96.07} = 5.996$$

Berdasarkan Grafik NAVFAC DM-7, 1971 : Kurva menentukan harga FM diperoleh harga;

$$Z = 0$$

$$FM = 0.90$$

Menghitung Fkg

Dimana;

- Variasi Rasio Tancap (Y_t)

$$X_t = L/D$$

$$= 5.76/0.25 = 23.04$$

Untuk $X_t < 20$, maka;

$$Y_t = 1.45$$

- Variasi Spasi (Y_s)

$$X_s = 5D$$

$$= 5 \times 0.25 = 1.25 \text{ m}$$

$$Y_s = -0.057(X_s)^2 + 0.614X_s - 0.658$$

$$= -0.057(1.25)^2 + (0.614 \times 1.25) - 0.658$$

$$= 0.02044$$

- Variasi Jumlah Sejajar (Y_n)

Jumlah cerucuk diasumsikan

$$X_n = 7 \text{ buah}$$

$$Y_n = 1.051 - 0.047X_n$$

$$= 1.051 - (0.047 \times 7)$$

$$= 0.722$$

- Variasi Diameter (Y_D)

$$X_D = D/T$$

$$= 25/96.07 = 0.260$$

$$Y_D = 46.616X_D - 3.582$$

$$= (46.616 \times 0.260) - 3.582$$

$$= 8.549$$

$$\begin{aligned} F_{kg} &= 2.30 \times Y_t \times Y_s \times Y_n \times Y_D \\ &= 2.30 \times 1.450 \times 0.02044 \times 0.722 \times 8.549 \\ &= 0.421 \end{aligned}$$

Gaya horizontal yang mampu dipikul 1 buah cerucuk (Pmax)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= \left(\frac{M_{p\max}}{F_M \times T} \right) \times F_{kg} \\
 &= \left(\frac{433933.08}{0.90 \times 96.07} \right) \times 0.421 \\
 &= 2111.33 \text{ Kg} \\
 &= 21.113 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Jumlah Cerucuk

$$SF \text{ min} = 0.639$$

$$MR \text{ min} = 738.2 \text{ kNm}$$

$$\text{Radius} = 5.52 \text{ m}$$

$$SF \text{ rencana} = 1.3$$

$$M \text{ dorong} = \frac{MR \text{ min}}{SF \text{ min}} = \frac{738.2}{0.639} = 1155.24 \text{ kNm}$$

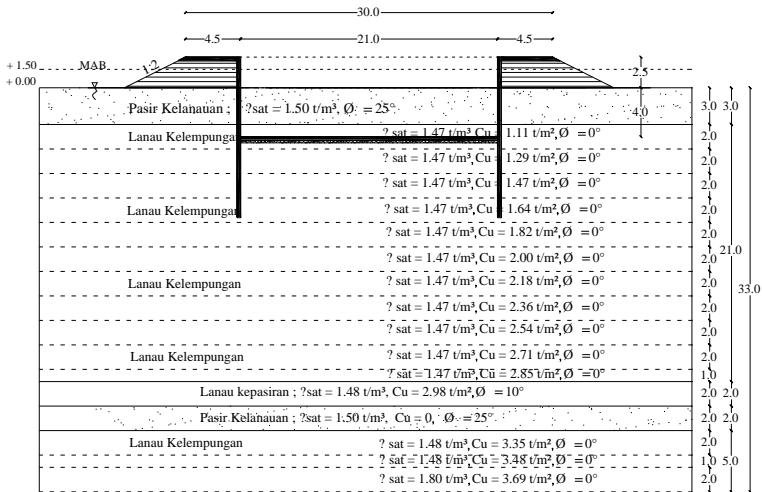
$$\begin{aligned}
 \Delta MR &= (SF \text{ rencana} - SF \text{ min}) \times M \text{ dorong} \\
 &= (1.3 - 0.639) \times 1155.24 \\
 &= 763.62 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\Delta MR}{P_{\max} \text{ 1 cerucuk} \times R} \\
 &= \frac{763.62}{21.113 \times 5.52} \\
 &= 6.55 = 7 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan dibutuhkan cerucuk sebanyak 7 buah dengan spasi 1.50 m sebagai perkuatan tanah galian kolam. Jika jumlah ini dibandingkan dengan jumlah cerucuk yang dipancang di lapangan yaitu sebanyak 1 buah dengan spasi 1.00 m, maka hal ini membuktikan bahwa kelongsoran terjadi akibat kurangnya jumlah perkuatan yang dipancang di lapangan.

5.3. Alternatif Geoteknik Untuk Pembangunan Kolam Loncat Indah

Pada alternatif ini kolam loncat indah sedalam 6.5 meter akan dibangun pada tanah timbunan dan tanah aslinya, seperti pada Gambar 5.7



Gambar 5.7 Permodelan Alternatif Pembangunan Kolam Loncat Indah

Berdasarkan permodelan alternatif tersebut, adapun tahapan perencanaannya sebagai berikut;

5.3.1. Perhitungan H initial dan H final

Seperti pada Gambar 5.7 tinggi timbunan rencanakan berada diatas muka air banjir (MAB), Jika direncanakan;

Elevasi muka air kolam = Elevasi muka air banjir + elevasi jagaan

$$= 1.50 + 1.00$$

$$= 2.50 \text{ m}$$

Maka berdasarkan elevasi muka air kolam, H final direncanakan setinggi 2.50 meter.

Urutan perhitungan penentuan H initial adalah sebagai berikut;

- 1) Menentukan lapisan *compressible* dan beban
 Tebal lapisan compressible (H) yang akan diperhitungkan adalah sampai kedalaman 33 meter. Dimana pada lapisan tersebut $N-SPT > 10$ (Lampiran 1)
 Pembagian lapisan tanah direncanakan tiap 2 meter.
 Beban permisalan ditentukan sebesar 2.0 t/m^2 , 3.0 t/m^2 , 4.0 t/m^2 , 5.0 t/m^2 , 6.0 t/m^2 , 7.0 t/m^2 , 8.0 t/m^2 .

- 2) Menghitung tegangan *overburden* (P_o') dan *preconsolidation* (P_c')
 Berdasarkan Tabel 4.1 Perhitungan tegangan efektif overburden, sebagai berikut;

$$\begin{aligned} P_{o'1} &= \gamma' \times Z_1 \\ &= 0.50 \times 1.50 \\ &= 0.75 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{o'2} &= P_{o'1} + [\gamma' \times (H_1 - Z_1)] + [(Z_2 - H_1) \times \gamma'] \\ &= 0.75 + [0.50 \times (3.00 - 1.50)] + [(4.00 - 3.00) \times 0.47] \\ &= 1.97 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan tegangan *Preconsolidation* (P_c')

Fluktuasi muka air yaitu sebesar 1.50 t/m^2 , maka

$$\begin{aligned} P_{c'1} &= P_{o'1} + P_c' \\ &= 0.75 + 1.50 \\ &= 2.25 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{c'2} &= P_{o'2} + P_c' \\ &= 1.97 + 1.50 \\ &= 3.47 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan tegangan efektif *overburden* dan tegangan *preconsolidation* pada lapisan tanah lainnya direkapitulasi pada (Lampiran 2)

3) Menghitung distribusi tegangan akibat timbunan

Data perencanaan;

$$\text{Lebar timbunan} = 30 \text{ m}$$

$$\text{Kemiringan talud} = 1 : 2$$

$$\gamma \text{ timbunan} = 1.80 \text{ t/m}^3$$

$$q = 2.00 \text{ t/m}^2$$

Kondisi awal

$$H \text{ awal} = q / \gamma \text{ timbunan}$$

$$= 2.00 / 1.80$$

$$= 1.11 \text{ m}$$

$$a = \text{rasio kemiringan talud} \times H \text{ awal}$$

$$= 2 \times 1.11$$

$$= 2.22 \text{ m}$$

$$b = \frac{1}{2} \times \text{lebar timbunan}$$

$$= \frac{1}{2} \times 30$$

$$= 15 \text{ m}$$

Harga faktor pengaruh akibat beban timbunan diperoleh dari kurva pengaruh I (NAVFAC DM-7, 1970), Gambar 2.21, maka:

$$a/z = 2.22 / 1.50 = 1.481$$

$$b/z = 15 / 1.50 = 10.00$$

$$I = 0.50$$

$$\Delta P_1 = 2 \times I \times q$$

$$= 2 \times 0.50 \times 2.00$$

$$= 2.00 \text{ t/m}^2$$

4) Menghitung besarnya penurunan

Data perhitungan;

Lapisan tanah 2 :

$$H = 2.00 \text{ m}$$

$$e_o = 2.62$$

$$C_c = 1.15$$

$$C_s = 0.21$$

$$Pc'_2 = 3.47 \text{ t/m}^2$$

$$Po'_2 = 1.97 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta P_2 = 2.00 \text{ t/m}^2$$

$$\text{OCR} = \frac{P_c'}{P_o'} = \frac{3.47}{1.97} = 1.76 > 1, \text{ maka termasuk } \textit{Over consolidated soil}$$

$$\begin{aligned} P'_{o2} + \Delta P_2 &= 1.95 + 2.00 \\ &= 3.95 \text{ t/m}^2 > P_c' = 3.47 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{c2} &= \left[\frac{C_s}{1 + e_o} \log \frac{P_c'}{P_o'} + \frac{C_c}{1 + e_o} \log \frac{P_o' + \Delta P}{P_c'} \right] \times H_i \\ &= \left[\frac{0.21}{1 + 2.62} \log \frac{3.47}{1.97} + \frac{1.15}{1 + 2.62} \log \frac{1.97 + 2.00}{3.47} \right] \times 2.00 \\ &= 0.066 \text{ m} \end{aligned}$$

5) Menghitung H inisial & H final

Percobaan pertama dengan beban timbunan $q = 2.00 \text{ t/m}^2$
diperoleh S_c total akibat timbunan = 0.273 m.

Data timbunan $\gamma_{\text{timbunan}} = 1.80 \text{ t/m}^3$; $\gamma_{\text{sat}} = 2.13 \text{ t/m}^3$

Maka;

$$\begin{aligned} H_{\text{initial}} &= \frac{q + S_c \cdot (\gamma_{\text{timb}} - \gamma'_{\text{timb}})}{\gamma_{\text{timb}}} \\ &= \frac{2.00 + 0.273 \times (1.80 - 1.13)}{1.80} \\ &= 1.213 \text{ m} \end{aligned}$$

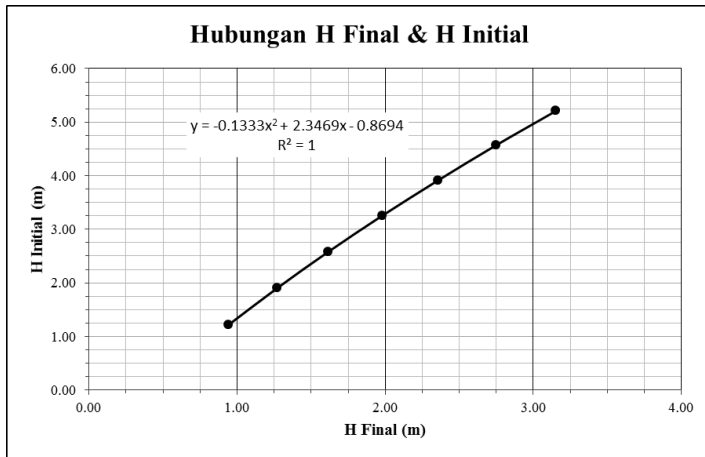
$$\begin{aligned} H_{\text{final}} &= H_{\text{initial}} - S_c \\ &= 1.213 - 0.273 \\ &= 0.940 \text{ m} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan dengan percobaan beban yang berbeda-beda, maka diperoleh harga H awal, H akhir dan S_c untuk tiap masing-masing percobaan, seperti pada Tabel 5.2

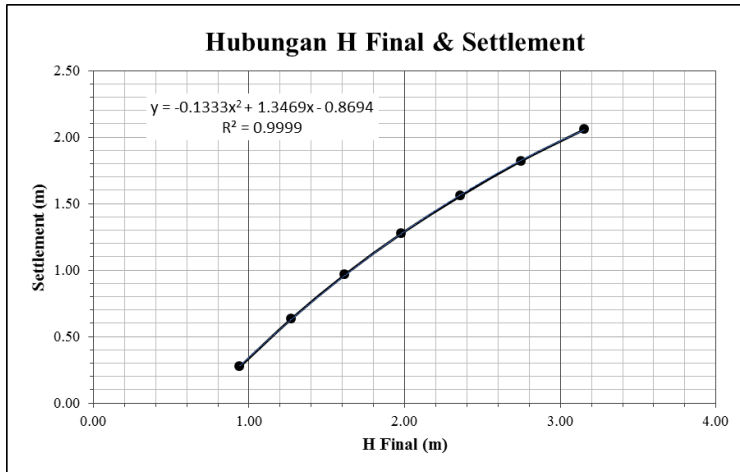
Tabel 5.2 Rekapitulasi Perhitungan H inisial dan Penurunan

q	Sc Timbunan	H inisial	H final
t/m ²	m	m	m
2.00	0.273	1.213	0.940
3.00	0.632	1.902	1.270
4.00	0.966	2.582	1.616
5.00	1.275	3.253	1.978
6.00	1.557	3.913	2.356
7.00	1.820	4.567	2.747
8.00	2.057	5.211	3.154

Harga H_{inisial} dan H_{final} pada Tabel 5.2 kemudian diplotkan seperti Gambar 5.8

Gambar 5.8 Kurva Hubungan Antara H_{inisial} & H_{final}

Harga H_{final} dan *Settlement* pada Tabel 5.2 kemudian diplotkan seperti Gambar 5.9



Gambar 5.9 Kurva Hubungan Antara H_{final} & *Settlement*

H_{initial} yang diperlukan untuk kedalaman kolam 2.5 meter adalah
 $H_{\text{final}} = 2.50 \text{ m}$

Berdasarkan rumusan grafik hubungan H_{final} & H_{initial} , Gambar 5.8

$$\begin{aligned}
 H_{\text{Initial}} &= -0.1333X^2 + 2.3469X - 0.8694 \\
 &= (-0.1333 \times 2.50^2) + (2.3469 \times 2.50) - 0.8694 \\
 &= 4.165 \text{ m} \sim 4.20 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan rumusan grafik hubungan H_{final} & *Settlement*, Gambar 5.9, terjadi penurunan sebesar;

$$\begin{aligned}
 S_c &= -0.1333X^2 + 1.3469X - 0.8694 \\
 &= (-0.1333 \times 2.50^2) + (1.3469 \times 2.50) - 0.8694 \\
 &= 1.665 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Hasil seluruh perhitungan H_{initial} dan H_{final} dengan berbagai percobaan beban timbunan direkapitulasi pada Lampiran 2.

5.3.2. Perhitungan Waktu Konsolidasi

Perhitungan waktu konsolidasi untuk $U_v = 90\%$ dari data sebelumnya didapatkan:

Tabel 5.3 Hasil Perhitungan $\Sigma H\sqrt{C_v}$

No	Jenis Tanah	Tebal (m)	z (m)	Cc	Cs	e_0	C_v (cm ² /s)	$H/\sqrt{C_v}$	$\Sigma H/\sqrt{C_v}$
1	Pasir Kelanauan	3.00	1.50	-	-	2.38	-	-	-
2	Lanau Kelmungan	2.00	4.00	1.15	0.21	2.62	0.000158	159.11	1821.86
3		2.00	6.00	1.15	0.21	2.62	0.000158	159.11	
4		2.00	8.00	1.15	0.21	2.62	0.000158	159.11	
5		2.00	10.00	1.15	0.21	2.62	0.000158	159.11	
6		2.00	12.00	1.15	0.21	2.62	0.000158	159.11	
7		2.00	14.00	1.15	0.21	2.62	0.000158	159.11	
8		2.00	16.00	1.15	0.21	2.62	0.000158	159.11	
9		2.00	18.00	1.15	0.21	2.62	0.000158	159.11	
10		2.00	20.00	1.15	0.21	2.62	0.000158	159.11	
11		2.00	22.00	1.15	0.21	2.62	0.000158	159.11	
12		1.00	23.50	1.15	0.21	2.62	0.000158	79.56	
13	Lanau Kepasiran	2.00	25.00	1.04	0.19	2.54	0.000175	151.19	226.78
14	Pasir Kelanauan	2.00	27.00	-	-	2.38	-	-	
15	Lanau Kelmungan	2.00	29.00	1.09	0.21	2.54	0.000175	151.19	
16		1.00	30.50	1.09	0.21	2.54	0.000175	75.59	

Berdasarkan Tabel 5.3

- 1) Menghitung harga C_v rata-rata

Ada terdapat 2 lapisan *compressible* dengan tebal

$$H_1 = 23 \text{ m}$$

$$H_2 = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 C_{v\text{rata-rata}1} &= \frac{(\Sigma H)^2}{\left(\Sigma \frac{H}{C_v}\right)^2} \\
 &= \frac{23^2}{1821.86^2} \\
 &= 1.594\text{E-}04 \text{ cm}^2/\text{sec} \\
 &= 0.5026135 \text{ m}^2/\text{th}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{v\text{rata-rata}1} &= \frac{3^2}{226.78^2} \\
 &= 1.750\text{E-}04 \text{ cm}^2/\text{sec} \\
 &= 0.55188 \text{ m}^2/\text{th}
 \end{aligned}$$

2) Menghitung waktu konsolidasi

Berdasarkan tabel variasi faktor waktu terhadap derajat konsolidasi (Tabel 2.12), untuk derajat konsolidasi 90%,
 Harga $T_v = 0.848$

lapisan bagian atas dan bawah lapisan *compressible* merupakan lapisan porous, sehingga arah alirannya adalah *double drainage*, maka;

$$\begin{aligned}
 t_1 &= \frac{T_{90\%} (\text{Hdr})^2}{C_v} \\
 &= \frac{0.848 \left(\frac{23}{2} \right)^2}{0.5026135} \\
 &= 223.13 \text{ Tahun} \\
 t_2 &= \frac{0.848 \left(\frac{3}{2} \right)^2}{0.55188} \\
 &= 3.46 \text{ Tahun}
 \end{aligned}$$

Waktu yang dibutuhkan untuk menghilangkan *consolidation settlement* sangat lama yaitu 223.13 tahun, sehingga diperlukan pemasangan PVD untuk mempercepat proses konsolidasi.

5.3.3. Perencanaan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD)

1) Perencanaan Jarak Pemasangan PVD Pola Segitiga

Dimensi PVD direncanakan menggunakan dimensi dengan lebar 100 mm dan tebal 5 mm. pemasangan PVD direncanakan dengan beberapa variasi jarak. Adapun perhitungannya sebagai berikut;

a. Fungsi hambatan yang diakibatkan jarak pemasangan $F(n)$

Data perencanaan :

$$\begin{aligned}
 a &= 0.10 \text{ m} \\
 b &= 0.005 \text{ m} \\
 S &= 0.50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{2(0.10 + 0.005)}{\pi} = 0.00525 \text{ m}$$

$$D = 1.05S$$

$$= 1.05 \times 0.50 = 0.052 \text{ m}$$

$$n = \frac{D}{dw} = \frac{0.525}{0.0525} = 10.00$$

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

$$= \left(\frac{10^2}{10^2 - 1} \right) \times \left(\ln(10) - \frac{3}{4} - \frac{1}{4 \times 10^2} \right)$$

$$= 1.57$$

Hasil perhitungan fungsi hambatan dengan berbagai jarak direkapitulasi pada Tabel 5.4

Tabel 5.4 Faktor Hambatan PVD untuk Pola Pemasangan Segitiga

Jarak PVD S (m)	D (m)	a (m)	b (m)	dw (m)	n	F(n)
0.50	0.525	0.10	0.005	0.0525	10.00	1.57
0.60	0.630	0.10	0.005	0.0525	12.00	1.75
0.70	0.735	0.10	0.005	0.0525	14.00	1.90
0.80	0.840	0.10	0.005	0.0525	16.00	2.03
1.00	1.050	0.10	0.005	0.0525	20.00	2.25
1.20	1.260	0.10	0.005	0.0525	24.00	2.43
1.50	1.575	0.10	0.005	0.0525	30.00	2.65
1.80	1.890	0.10	0.005	0.0525	36.00	2.84
2.00	2.100	0.10	0.005	0.0525	40.00	2.94
2.50	2.625	0.10	0.005	0.0525	50.00	3.16

b. Perhitungan derajat konsolidasi total

Berdasarkan perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut:

$$C_{v \text{ rata-rata}} = 0.009639 \text{ m}^2/\text{minggu}$$

$$H_{dr} = 11.50 \text{ m}$$

$$S = 0.70 \text{ m}$$

$$D = 0.735 \text{ m}$$

$$F(n) = 1.90$$

$$t = 1 \text{ minggu}$$

$$C_h = 3 \times C_v$$

$$= 3 \times 0.009639$$

$$= 0.02892 \text{ m}^2/\text{minggu}$$

Derajat konsolidasi vertikal

$$T_v = \frac{t \cdot C_v}{H_{dr}^2} = \frac{1 \times 0.009639}{11.5^2} = 0.0000729$$

$$U_v = 2\sqrt{\frac{T_v}{\pi}} = 2\sqrt{\frac{0.0000729}{\pi}} = 0.0096 \%$$

Derajat konsolidasi horizontal :

$$U_h = 1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{t \times 8 \times C_h}{D^2 \times 2 \times F(n)} \right)}} \right) = 1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{1 \times 8 \times 0.02892}{0.735^2 \times 2 \times 1.90} \right)}} \right)$$

$$= 0.107 \%$$

Derajat konsolidasi total :

$$U_{\text{total}} = (1 - (1 - U_h)(1 - U_v)) \times 100\%$$

$$= (1 - (1 - 0.107) \times (1 - 0.0096)) \times 100\%$$

$$= 11.53\%$$

Hasil perhitungan derajat konsolidasi total untuk minggu selanjutnya direkapitulasi pada Tabel 5.5

Tabel 5.5 Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi Total untuk Pola Pemasangan Segitiga dengan Spasi 0.70 m

t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.107	11.53
2	0.0001458	0.0136	0.202	21.29
3	0.0002187	0.0167	0.287	29.91
4	0.0002915	0.0193	0.363	37.55
5	0.0003644	0.0215	0.431	44.34
6	0.0004373	0.0236	0.492	50.39
7	0.0005102	0.0255	0.546	55.77
8	0.0005831	0.0272	0.595	60.56
9	0.0006560	0.0289	0.638	64.83
10	0.0007289	0.0305	0.676	68.63
11	0.0008017	0.0320	0.711	72.02
12	0.0008746	0.0334	0.742	75.04
13	0.0009475	0.0347	0.769	77.74
14	0.0010204	0.0360	0.794	80.14
15	0.0010933	0.0373	0.816	82.28
16	0.0011662	0.0385	0.836	84.19
17	0.0012391	0.0397	0.853	85.90
18	0.0013119	0.0409	0.869	87.42
19	0.0013848	0.0420	0.883	88.77
20	0.0014577	0.0431	0.895	89.98
21	0.0015306	0.0441	0.906	91.06
22	0.0016035	0.0452	0.916	92.02
23	0.0016764	0.0462	0.925	92.88
24	0.0017493	0.0472	0.933	93.65

Hasil perhitungan derajat konsolidasi total dengan berbagai variasi jarak dapat dilihat pada Lampiran 2

2) Perencanaan Jarak Pemasangan PVD Pola Segiempat

Dimensi PVD direncanakan menggunakan dimensi dengan lebar 100 mm dan tebal 5 mm. pemasangan PVD direncanakan dengan beberapa variasi jarak. Adapun perhitungannya sebagai berikut;

- a. Fungsi hambatan yang diakibatkan jarak pemasangan $F(n)$

Data perencanaan :

$$a = 0.10 \text{ m}$$

$$b = 0.005 \text{ m}$$

$$S = 0.50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} dw &= \frac{2(a + b)}{\pi} \\ &= \frac{2(0.10 + 0.005)}{\pi} = 0.00525 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D &= 1.13S \\ &= 1.135 \times 0.50 = 0.565 \text{ m} \end{aligned}$$

$$n = \frac{D}{dw} = \frac{0.565}{0.0525} = 10.76$$

$$\begin{aligned} F(n) &= \left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \right) \times \left(\ln(n) - \frac{3}{4} - \frac{1}{4n^2} \right) \\ &= \left(\frac{10.76^2}{10.76^2 - 1} \right) \times \left(\ln(10.76) - \frac{3}{4} - \frac{1}{4 \times 10.76^2} \right) \\ &= 1.64 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan fungsi hambatan dengan berbagai jarak direkapitulasi pada Tabel 5.6

Tabel 5.6 Faktor Hambatan PVD untuk Pola Pemasangan Segiempat

Jarak PVD S (m)	D (m)	a (m)	b (m)	dw (m)	n	F(n)
0.50	0.565	0.10	0.005	0.0525	10.76	1.64
0.60	0.678	0.10	0.005	0.0525	12.91	1.82
0.70	0.791	0.10	0.005	0.0525	15.07	1.97
0.80	0.904	0.10	0.005	0.0525	17.22	2.10
1.00	1.130	0.10	0.005	0.0525	21.52	2.32
1.20	1.356	0.10	0.005	0.0525	25.83	2.50
1.50	1.695	0.10	0.005	0.0525	32.29	2.73
1.80	2.034	0.10	0.005	0.0525	38.74	2.91
2.00	2.260	0.10	0.005	0.0525	43.05	3.01
2.50	2.825	0.10	0.005	0.0525	53.81	3.24

b. Perhitungan derajat konsolidasi total

Berdasarkan perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut:

$$C_{v_{rata-rata}} = 0.009639 \text{ m}^2/\text{minggu}$$

$$H_{dr} = 11.50 \text{ m}$$

$$S = 0.70 \text{ m}$$

$$D = 0.791 \text{ m}$$

$$F(n) = 1.97$$

$$t = 1 \text{ minggu}$$

$$\begin{aligned} Ch &= 3 \times C_v \\ &= 3 \times 0.009639 \\ &= 0.02892 \text{ m}^2/\text{minggu} \end{aligned}$$

Derajat konsolidasi vertikal

$$T_v = \frac{t \cdot C_v}{H_{dr}^2} = \frac{1 \times 0.009639}{11.5^2} = 0.0000729$$

$$U_v = 2\sqrt{\frac{T_v}{\pi}} = 2\sqrt{\frac{0.0000729}{\pi}} = 0.0096 \%$$

Derajat konsolidasi horizontal :

$$U_h = 1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{t \times 8 \times Ch}{D^2 \times 2 \times F(n)} \right)}} \right) = 1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{1 \times 8 \times 0.02892}{0.79^2 \times 2 \times 1.97} \right)}} \right)$$

$$= 0.09 \%$$

Derajat konsolidasi total :

$$U_{total} = (1 - (1 - U_h)(1 - U_v)) \times 100\%$$

$$= (1 - (1 - 0.09) \times (1 - 0.0096)) \times 100\%$$

$$= 9.83\%$$

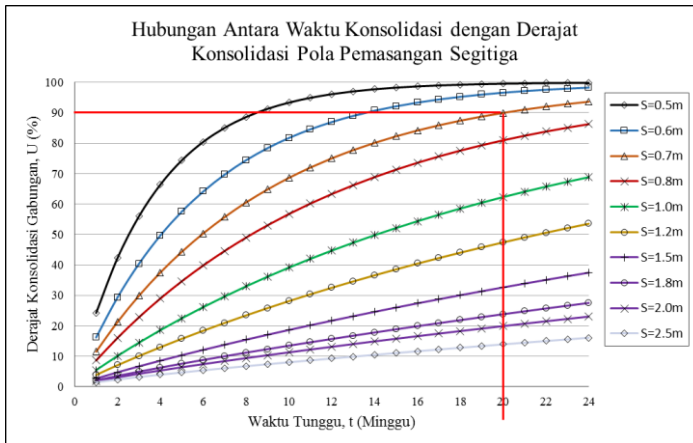
Hasil perhitungan derajat konsolidasi total untuk minggu selanjutnya direkapitulasi pada Tabel 5.7

Tabel 5.7 Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi Total untuk Pola Pemasangan Segiempat dengan Spasi 0.70 m

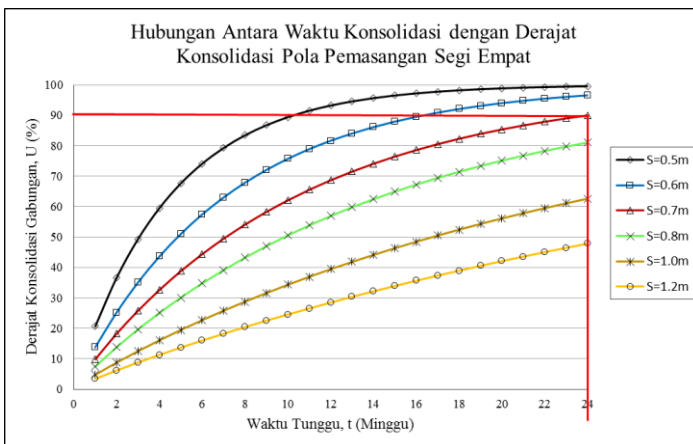
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.090	9.83
2	0.0001458	0.0136	0.171	18.24
3	0.0002187	0.0167	0.245	25.80
4	0.0002915	0.0193	0.313	32.62
5	0.0003644	0.0215	0.374	38.80
6	0.0004373	0.0236	0.431	44.40
7	0.0005102	0.0255	0.482	49.47
8	0.0005831	0.0272	0.528	54.08
9	0.0006560	0.0289	0.570	58.27
10	0.0007289	0.0305	0.609	62.07
11	0.0008017	0.0320	0.644	65.52
12	0.0008746	0.0334	0.676	68.65
13	0.0009475	0.0347	0.705	71.50
14	0.0010204	0.0360	0.731	74.09
15	0.0010933	0.0373	0.755	76.44
16	0.0011662	0.0385	0.777	78.58
17	0.0012391	0.0397	0.797	80.52
18	0.0013119	0.0409	0.815	82.29
19	0.0013848	0.0420	0.832	83.89
20	0.0014577	0.0431	0.847	85.35
21	0.0015306	0.0441	0.861	86.68
22	0.0016035	0.0452	0.873	87.88
23	0.0016764	0.0462	0.884	88.98
24	0.0017493	0.0472	0.895	89.98

Hasil perhitungan derajat konsolidasi total dengan berbagai variasi jarak dapat dilihat pada Lampiran 2.

Harga-harga derajat konsolidasi gabungan terhadap waktu kemudian diplotkan pada Gambar 5.10



Gambar 5.10 Grafik Hubungan antara Waktu Konsolidasi dengan Derajat Konsolidasi Pola Pemasangan Segitiga



Gambar 5.11 Grafik Hubungan antara Waktu Konsolidasi dengan Derajat Konsolidasi Pola Pemasangan Segiempat

Dari grafik perbandingan di atas didapatkan waktu konsolidasi 90% pada PVD dengan pola segitiga adalah 20 minggu dengan jarak 0.70 meter, sedangkan pada PVD dengan pola segiempat adalah 24 minggu. Maka pola pemasangan yang dipilih adalah pola segitiga.

5.3.4. Penimbunan Bertahap

Berdasarkan hasil perhitungan pada sub bab 5.3.1, $H_{\text{inisial}} = 4.20$ m. Jika direncanakan kecepatan penimbunan = 0.5 m/minggu, maka:

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tahapan (n)} &= \frac{H_{\text{inisial}}}{\text{Kecepatan Penimbunan}} = \frac{4.20}{0.5} \\ &= 9 \text{ tahapan} \end{aligned}$$

Tinggi penimbunan harus memperhatikan tinggi timbunan kritis (H_{cr}) yang masih mampu dipikul oleh tanah dasar agar timbunan tidak mengalami kelongsoran.

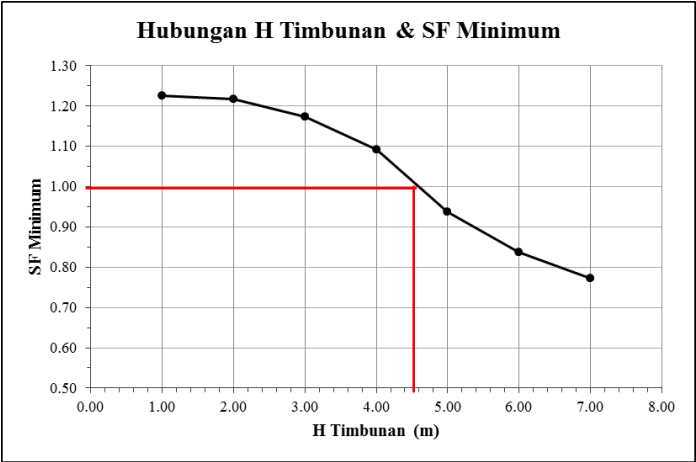
1) Menentukan Tinggi Timbunan Kritis (H_{cr})

H_{cr} ditentukan menggunakan program bantu X-STABL dengan memodelkan H timbunan per 1 meter, berikut adalah hasil rekapitulasi output program:

Tabel 5.8 Rekapitulasi SF min dengan Variasi Tinggi Timbunan

H timb (m)	SF min
1	1.225
2	1.216
3	1.172
4	1.091
5	0.936
6	0.836
7	0.773

Data pada Tabel 5.8 kemudian diplotkan pada Gambar 5.12



Gambar 5.12 Grafik Hubungan H_{timbunan} & SF_{minimum}

H_{cr} ditentukan dengan $SF_{\text{min}} = 1.00$ dengan menggunakan Grafik pada Gambar 5.12 diperoleh $H_{\text{cr}} = 4.50$ m.

2) Menentukan Tahapan Penimbunan

$H_{\text{inisial}} < H_{\text{kritis}} = 4.20 \text{ m} < 4.50 \text{ m}$, maka penimbunan dapat dilakukan menerus tanpa penundaan. Tahapan penimbunan sampai tahap ke 9 disajikan pada Tabel 5.9

Tabel 5.9 Tahapan Penimbunan Minggu ke-9

Tahap Penimbunan	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Tinggi Timbunan (m)	Waktu (minggu)								
0.50	1								
1.00	2	1							
1.50	3	2	1						
2.00	4	3	2	1					
2.50	5	4	3	2	1				
3.00	6	5	4	3	2	1			
3.50	7	6	5	4	3	2	1		
4.00	8	7	6	5	4	3	2	1	
4.20	9	8	7	6	5	4	3	2	1

3) Menghitung Tegangan di tiap Lapisan Tanah U=100%

Kedalaman 0 – 3 m

$$Po' = 0.75 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= Po' + \Delta P_1 \\ &= 0.75 + (2 \times 0.5 \times 0.5 \times 1.80) \\ &= 1.65 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= \sigma_1 + \Delta P_2 \\ &= 1.65 + (2 \times 0.5 \times 0.5 \times 1.80) \\ &= 2.55 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_3 &= \sigma_2 + \Delta P_3 \\ &= 1.65 + (2 \times 0.5 \times 0.5 \times 1.80) \\ &= 3.45 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_4 &= \sigma_3 + \Delta P_4 \\ &= 3.45 + (2 \times 0.5 \times 0.5 \times 1.80) \\ &= 4.35 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_5 &= \sigma_4 + \Delta P_5 \\ &= 4.35 + (2 \times 0.5 \times 0.5 \times 1.80) \\ &= 5.25 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_6 &= \sigma_5 + \Delta P_6 \\ &= 5.25 + (2 \times 0.5 \times 0.5 \times 1.80) \\ &= 6.15 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_7 &= \sigma_5 + \Delta P_6 \\ &= 6.15 + (2 \times 0.5 \times 0.5 \times 1.80) \\ &= 7.05 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_8 &= \sigma_7 + \Delta P_8 \\ &= 7.05 + (2 \times 0.5 \times 0.5 \times 1.80) \\ &= 7.95 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_9 &= \sigma_8 + \Delta P_9 \\ &= 7.95 + (2 \times 0.5 \times 0.2 \times 1.80) \\ &= 8.31 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Perhitungan tegangan selanjutnya direkapitulasi pada Tabel 5.10

Tabel 5.10 Hasil Perhitungan Tegangan di tiap Lapisan Tanah U=100%

No.	Derajat Konsolidasi 100%										
	Tegangan	Po' (t/m ²)	σ_1' (t/m ²)	σ_2' (t/m ²)	σ_3' (t/m ²)	σ_4' (t/m ²)	σ_5' (t/m ²)	σ_6' (t/m ²)	σ_7' (t/m ²)	σ_8' (t/m ²)	σ_9' (t/m ²)
	Kedalaman (m)	H = 0 m	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.2
1	0 - 3	0.750	1.650	2.550	3.450	4.350	5.250	6.150	7.050	7.950	8.310
2	3 - 5	1.970	2.870	3.770	4.670	5.570	6.470	7.370	8.270	9.170	9.530
3	5 - 7	2.910	3.783	4.656	5.529	6.402	7.275	8.148	9.021	9.894	10.243
4	7 - 9	3.850	4.696	5.542	6.388	7.234	8.080	8.926	9.772	10.618	10.956
5	9 - 11	4.790	5.618	6.446	7.274	8.102	8.930	9.758	10.586	11.414	11.745
6	11 - 13	5.730	6.527	7.325	8.122	8.920	9.717	10.514	11.312	12.109	12.428
7	13 - 15	6.670	7.408	8.146	8.884	9.622	10.360	11.098	11.836	12.574	12.869
8	15 - 17	7.610	8.339	9.068	9.797	10.526	11.255	11.984	12.713	13.442	13.734
9	17 - 19	8.550	9.236	9.922	10.607	11.293	11.979	12.665	13.351	14.036	14.311
10	19 - 21	9.490	10.154	10.818	11.483	12.147	12.811	13.475	14.139	14.804	15.069
11	21 - 23	10.430	11.056	11.683	12.309	12.936	13.562	14.188	14.815	15.441	15.692
12	23 - 24	11.135	11.734	12.334	12.933	13.533	14.132	14.731	15.331	15.930	16.170
13	24 - 26	11.850	12.426	13.002	13.578	14.154	14.730	15.306	15.882	16.458	16.688
14	26 - 28	12.830	13.402	13.975	14.547	15.120	15.692	16.264	16.837	17.409	17.638
15	28 - 30	13.810	14.332	14.854	15.376	15.898	16.420	16.942	17.464	17.986	18.195
16	30 - 31	14.530	15.032	15.534	16.037	16.539	17.041	17.543	18.045	18.548	18.748
17	31 - 33	15.570	16.060	16.549	17.039	17.528	18.018	18.508	18.997	19.487	19.683

4) Menghitung Penambahan Tegangan Efektif Akibat Beban Timbunan Apabila $U < 100\%$

Derajat konsolidasi total (U_{total}) yang digunakan pada perhitungan ini adalah berdasarkan hasil perhitungan pada pemasangan PVD pola segitiga dengan jarak 0.7 meter (Sub bab 5.3.3). Adapun rumusan penambahan tegangan efektif akibat beban timbunan apabila $U < 100\%$ pada Tabel 5.11

Tabel 5.11 Rumusan Penambahan Tegangan Efektif Akibat Beban Timbunan Apabila $U < 100\%$

Tahapan Timbunan (m)	Umur Timbunan (minggu)	Derajat Konsolidasi U_{total} (%)	ΔP_i pada $U < 100\%$
Tanah Asli		100	
0.0 - 0.5	9	64.83	$\left[\left(\frac{\sigma'_1}{P_o'} \right)^U \cdot P_o' \right] - P_o'$
0.5 - 1.00	8	60.56	$\left[\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right)^U \cdot \sigma'_1 \right] - \sigma'_1$
1.00 - 1.50	7	55.77	$\left[\left(\frac{\sigma'_3}{\sigma'_2} \right)^U \cdot \sigma'_3 \right] - \sigma'_3$
1.50 - 2.00	6	50.39	$\left[\left(\frac{\sigma'_4}{\sigma'_3} \right)^U \cdot \sigma'_4 \right] - \sigma'_4$
2.00 - 2.50	5	44.34	$\left[\left(\frac{\sigma'_5}{\sigma'_4} \right)^U \cdot \sigma'_5 \right] - \sigma'_5$
2.50 - 3.00	4	37.55	$\left[\left(\frac{\sigma'_6}{\sigma'_5} \right)^U \cdot \sigma'_6 \right] - \sigma'_6$
3.00 - 3.50	3	29.91	$\left[\left(\frac{\sigma'_7}{\sigma'_6} \right)^U \cdot \sigma'_7 \right] - \sigma'_7$
3.00 - 4.00	2	21.29	$\left[\left(\frac{\sigma'_8}{\sigma'_7} \right)^U \cdot \sigma'_8 \right] - \sigma'_8$
4.00 - 4.2	1	11.53	$\left[\left(\frac{\sigma'_9}{\sigma'_8} \right)^U \cdot \sigma'_9 \right] - \sigma'_9$

Kedalaman 0 – 3 m

$$\Delta P_1 = \left[\left(\frac{1.65}{0.75} \right)^{0.6483} \times 1.65 \right] - 1.65 = 0.50 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta P_2 = \left[\left(\frac{2.55}{1.65} \right)^{0.6056} x 2.55 \right] - 2.55 = 0.498 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta P_3 = \left[\left(\frac{3.45}{2.55} \right)^{0.5577} x 3.45 \right] - 3.45 = 0.468 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta P_4 = \left[\left(\frac{4.35}{3.45} \right)^{0.5039} x 4.35 \right] - 4.35 = 0.427 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta P_5 = \left[\left(\frac{5.25}{4.35} \right)^{0.4434} x 5.25 \right] - 5.25 = 0.378 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta P_6 = \left[\left(\frac{6.15}{5.25} \right)^{0.3755} x 6.15 \right] - 6.15 = 0.321 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta P_7 = \left[\left(\frac{7.05}{6.15} \right)^{0.2991} x 7.05 \right] - 7.05 = 0.256 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta P_8 = \left[\left(\frac{7.95}{7.05} \right)^{0.2129} x 7.95 \right] - 7.95 = 0.183 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta P_9 = \left[\left(\frac{8.31}{7.95} \right)^{0.1153} x 8.31 \right] - 8.31 = 0.041 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \Sigma \sigma' &= P_o' + \Delta P_1 + \Delta P_2 + \Delta P_3 + \Delta P_4 + \Delta P_5 + \Delta P_6 + \Delta P_7 + \Delta P_8 + \Delta P_9 \\ &= 0.75 + 0.50 + 0.498 + 0.468 + 0.427 + 0.378 + 0.321 + \\ &\quad 0.256 + 0.183 + 0.041 \\ &= 3.823 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan tegangan selanjutnya direkapitulasi pada Tabel 5.12

Tabel 5.12 Hasil Perhitungan Tegangan di tiap Lapisan Tanah, $U < 100\%$

Derajat Konsolidasi $U < 100\%$											
Perubahan Tegangan (t/m ²)	Po'	ΔP_1	ΔP_2	ΔP_3	ΔP_4	ΔP_5	ΔP_6	ΔP_7	ΔP_8	ΔP_9	$\Sigma \sigma'$ (t/m ²)
Tinggi Penimbunan (m)	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.2	
Umur Timbunan (minggu)	-	20	19	18	17	16	15	14	13	12	
U (%) Kedalaman (m)	100	64.83	60.56	55.77	50.39	44.34	37.55	29.91	21.29	11.53	
0 - 3	0.750	0.500	0.498	0.468	0.427	0.378	0.321	0.256	0.183	0.041	3.823
3 - 5	1.970	0.544	0.515	0.478	0.434	0.383	0.324	0.258	0.184	0.041	5.131
5 - 7	2.910	0.540	0.507	0.468	0.424	0.373	0.316	0.252	0.179	0.040	6.009
7 - 9	3.850	0.529	0.496	0.457	0.413	0.364	0.308	0.245	0.174	0.038	6.874
9 - 11	4.790	0.522	0.488	0.449	0.406	0.357	0.302	0.241	0.171	0.038	7.764
11 - 13	5.730	0.505	0.472	0.435	0.392	0.345	0.292	0.232	0.165	0.036	8.605
13 - 15	6.670	0.470	0.439	0.404	0.365	0.321	0.271	0.216	0.153	0.034	9.341
15 - 17	7.610	0.465	0.434	0.400	0.361	0.317	0.268	0.214	0.152	0.033	10.254
17 - 19	8.550	0.439	0.409	0.377	0.340	0.299	0.253	0.201	0.143	0.031	11.043
19 - 21	9.490	0.425	0.397	0.366	0.330	0.290	0.245	0.195	0.139	0.030	11.908
21 - 23	10.430	0.402	0.375	0.345	0.312	0.274	0.232	0.185	0.131	0.029	12.715
23 - 24	11.135	0.385	0.359	0.331	0.299	0.263	0.222	0.177	0.126	0.027	13.323
24 - 26	11.850	0.370	0.346	0.318	0.287	0.253	0.214	0.170	0.121	0.026	13.955
26 - 28	12.830	0.368	0.344	0.316	0.286	0.251	0.213	0.169	0.120	0.026	14.923
28 - 30	13.810	0.336	0.314	0.289	0.261	0.229	0.194	0.154	0.110	0.024	15.722
30 - 31	14.530	0.324	0.302	0.278	0.251	0.221	0.187	0.149	0.106	0.023	16.370
31 - 33	15.570	0.316	0.295	0.271	0.245	0.215	0.182	0.145	0.103	0.022	17.365

5) Menghitung Kenaikan Daya Dukung (Cu baru)

Kedalaman 0 – 3 m

Jenis tanah= pasir kelanauan

Cu lama = 0 t/m²Cu baru = 0 t/m²

Kedalaman 3 – 5 m

Jenis tanah= lanau kelepungan

PI = 30%

Cu lama = 1.11 t/m²

$$\text{Cu baru} = 0.0737 + (0.1899 - 0.0016 \times 30\%) \times 0.513$$

$$= 0.1709 \text{ kg/m}^2 \sim 1.709 \text{ t/m}^2$$

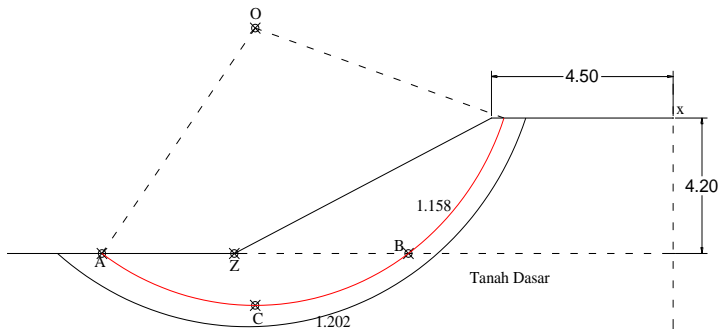
Hasil perhitungan Cu baru pada kedalaman lapisan tanah selanjutnya direkapitulasi pada Tabel 5.13

Tabel 5.13 Peningkatan Nilai Cu pada Minggu ke-9

Kedalaman (m)	PI	Cu lama (t/m ²)	Cu baru (t/m ²)
0 - 3	-	0.000	0.000
3 - 5	30.00	1.110	1.709
5 - 7	30.00	1.289	1.875
7 - 9	30.00	1.467	2.039
9 - 11	30.00	1.645	2.208
11 - 13	30.00	1.823	2.367
13 - 15	30.00	2.001	2.506
15 - 17	30.00	2.179	2.679
17 - 19	30.00	2.357	2.829
19 - 21	30.00	2.536	2.993
21 - 23	30.00	2.714	3.145
23 - 24	30.00	2.847	3.261
24 - 26	25.00	2.983	3.381
26 - 28	-	0.000	0.000
28 - 30	30.00	3.354	3.715
30 - 31	30.00	3.491	3.838
31 - 33	30.00	3.959	4.026

5.3.5. Perencanaan Geotextile sebagai Perkuatan Timbunan

Hal pertama yang harus dilakukan untuk merencanakan kebutuhan geotextile adalah mencari bidang longsor dengan menggunakan program bantu Xstabl. Adapun data lebar timbunan = 30 m dan H insial = 4.2 m,. Model bidang longsor yang dihasilkan program seperti pada Gambar 5.13



Gambar 5.13 Model Bidang Longsor Timbunan

Dari hasil *output* program tersebut diperoleh data-data sebagai berikut:

SF min = 1.158

Koordinat dasar timbunan di titik Z

$X_z = 15$

$Y_z = 33$

Jari - jari kelongsoran

$R = 8.6$

Koordinat pusat bidang longsor (Titik o)

$X_o = 15.68$

$Y_o = 39.99$

Koordinat batas longsor (Titik A dan B)

$X_A = 10.67$

$Y_A = 33$

$X_B = 20.68$

$Y_B = 33$

Koordinat dasar bidang longsor (Titik C)

$$X_c = 15.67$$

$$Y_c = 31.39$$

Momen Penahan

$$MR_{\min} = 1319 \text{ kN-m}$$

Urutan perhitungan perencanaan geotextile sebagai berikut:

- 1) Perhitungan nilai momen dorong

$$\begin{aligned} M_{\text{dorong}} &= \frac{MR_{\min}}{SF_{\min}} \\ &= \frac{1319}{1.158} \\ &= 1139.033 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- 2) Perhitungan nilai momen rencana

$$SF_{\text{rencana}} = 1.5$$

$$\begin{aligned} MR_{\text{rencana}} &= M_{\text{dorong}} \times SF_{\text{rencana}} \\ &= 1139.033 \times 1.5 \\ &= 1708.549 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- 3) Mencari nilai tambahan momen penahan

$$\begin{aligned} \Delta MR &= MR_{\text{rencana}} - MR_{\min} \\ &= 1708.549 - 1319 \\ &= 389.549 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- 4) Menghitung kekuatan geotextile yang diijinkan

Geotextile yang digunakan dalam perencanaan ini adalah produksi Geosistem Teknikindo dengan spesifikasi material sebagai berikut:

$$\text{Tipe} = \text{UW250}$$

$$\text{Kuat tarik} = 52 \text{ kN/m'}$$

Berdasarkan Tabel 2.13 direncanakan nilai:

$$SF_{\text{instalasi}}, F_{\text{sid}} = 1.5$$

$$SF_{\text{faktor rangkai}}, F_{\text{scr}} = 2.5$$

$$SF_{\text{faktor kimiawi}}, F_{\text{scd}} = 1.25$$

$$SF_{\text{faktor biologi}}, F_{\text{bsd}} = 1.2$$

$$\begin{aligned}
 T_{\text{allow}} &= \frac{T}{F_{\text{sid}} \times F_{\text{scr}} \times F_{\text{scd}} \times F_{\text{sbd}}} \\
 &= \frac{52}{1.5 \times 2.5 \times 1.25 \times 1.2} \\
 &= 9.245 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- 5) Menghitung panjang geotextile di belakang bidang longsor

Data timbunan:

$$H_i = 4.20 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned}
 \sigma_v &= \gamma_{\text{timb}} \times H_i \\
 &= 4.2 \times 18.00 \\
 &= 75.6 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$C_{u1} = 0$$

$$\phi_1 = 30$$

$$\begin{aligned}
 \tau_1 &= C_u + \sigma_v \tan \phi \\
 &= 0 + 75.6 \times \tan 30 \\
 &= 43.648 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Data lapisan atas tanah dasar

$$\gamma = 15.00 \text{ kN/m}^3$$

$$C_{u2} = 0$$

$$\phi_2 = 25$$

$$\begin{aligned}
 \tau_2 &= C_u + \sigma_v \tan \phi \\
 &= 0 + 15.00 \times \tan 25 \\
 &= 6.995 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Panjang perlu geotextile di belakang bidang longsor:

$$\begin{aligned}
 L_e &= \frac{T_{\text{allow}} \times SF}{(\tau_1 + \tau_2) \times E} \\
 &= \frac{9.245 \times 1.5}{(43.648 + 6.995) \times 0.8} \\
 &= 0.342 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Panjang geotextile di belakang bidang longsor dipasang mulai dari titik bidang longsor sampai dengan batas ujung galian

(titik x, Gambar 5.13) dan harus lebih besar dari L_e hasil perhitungan.

6) Menghitung kebutuhan geotextile

Pada geotextile lapisan pertama (pada dasar timbunan)

$$H_{i1} = 4.20 \text{ m}$$

$$T_{i1} = Y_o - Y_z$$

$$= 39.99 - 33$$

$$= 6.99 \text{ m}$$

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

$$= 9.245 \times 6.99$$

$$= 64.623 \text{ kNm}$$

Cek:

$$\Sigma \text{Momen} > \Delta \text{MR}$$

$$64.623 < 389.549 \rightarrow \text{diperlukan lapis tambahan}$$

Untuk perhitungan jumlah lapis geotextile yang dibutuhkan dan panjang geotextile dibelakang bidang longsor direkapitulasi pada Tabel 5.14

Tabel 5.14 Hasil Perhitungan Momen Penahan Geotextile dan Panjang Geotextile di belakang Bidang Longsor

Jumlah Layer	H _i	T _i	τ_1	τ_2	$M_{\text{geotextile}}$	$\Sigma M_{\text{geotextile}}$	L _e	L _e psg
(n)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m)
1	4.2	6.99	43.648	6.995	64.623	64.623	0.34	8.70
2	3.7	6.49	38.452	38.452	60.000	124.623	0.23	8.10
3	3.2	5.99	33.255	33.255	55.378	180.000	0.26	7.55
4	2.7	5.49	28.059	28.059	50.755	230.755	0.31	7.10
5	2.2	4.99	22.863	22.863	46.133	276.888	0.38	6.70
6	1.7	4.49	17.667	17.667	41.510	318.398	0.49	6.39
7	1.2	3.99	12.471	12.471	36.888	355.285	0.70	6.10
8	0.7	3.49	7.275	7.275	32.265	387.550	1.19	5.86
9	0.2	2.99	2.078	2.078	27.643	415.193	4.17	5.66

7) Menghitung panjang geotextile di depan bidang longsor

Panjang geotextile bagian ini dihitung dengan bantuan program autocad untuk mengetahui koordinat pakai.

$$L_d = (\text{koordinat-x bidang longsor lapisan i geotextile terpasang}) - (\text{koordinat tepi timbunan lapisan i geotextile dipasang})$$

Perhitungan L_d direkapitulasi pada Tabel 5.15

Tabel 5.15 Perhitungan Panjang Geotextile di depan Bidang Longsor

Jumlah Layer (n)	Koord. $Y_{\text{geotextile}}$	Koord. pakai		Koord. $X_{\text{tepi timb.}}$	Ld (m)
		x	y		
1	33	20.68	33	15	5.68
2	33.5	21.32	33.5	16	5.32
3	34	21.85	34	17	4.85
4	34.5	22.3	34.5	18	4.3
5	35	22.68	35	19	3.68
6	35.5	23.01	35.5	20	3.01
7	36	23.29	36	21	2.29
8	36.5	23.53	36.5	22	1.53
9	37	23.74	37	23	0.74

8) Menghitung panjang total geotextile

$$L_{\text{total}} = L_e + L_d + L_o + S_v$$

$$= 8.70 + 5.68 + 1.00 + 0.50$$

$$= 15.88 \text{ m}$$

Di pasang $L = 16.00 \text{ m}$ pada layer kesatu.

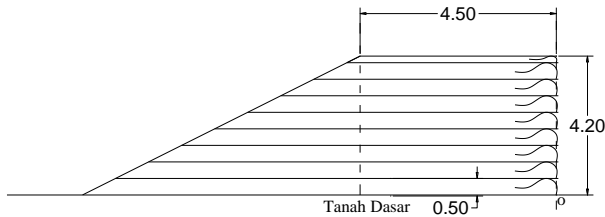
Perhitungan panjang total geotextile direkapitulasi pada Tabel 5.16

Tabel 5.16 Perhitungan Panjang Total Geotextile

Jumlah Layer (n)	1 Sisi					
	L_e (m)	L_d (m)	L_o (m)	S_v (m)	L_{total} (m)	L_{pasang} (m)
1	8.70	5.68	1.00	0.50	15.88	16.00
2	8.10	5.32	1.00	0.50	14.92	15.00
3	7.55	4.85	1.00	0.50	13.90	14.00
4	7.10	4.3	1.00	0.50	12.90	13.00
5	6.70	3.68	1.00	0.50	11.88	12.00
6	6.39	3.01	1.00	0.50	10.90	11.00
7	6.10	2.29	1.00	0.50	9.89	10.00
8	5.86	1.53	1.00	0.50	8.89	9.00
9	5.66	0.74	1.00	0.50	7.90	8.00

9) Kontrol stabilitas timbunan

Timbunan disisi galian juga direncanakan sebagai *geotextile wall* (Gambar 5.14), sehingga stabilitas timbunan perlu dikontrol terhadap guling, geser dan keruntuhan pondasi.



Gambar 5.14 Sketsa Perkuatan Timbunan di sisi Galian

a. Cek terhadap guling

Data tanah timbunan :

$$\gamma_{\text{timb}} = 1.80 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$C = 0$$

$$H = 4.2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= 0.5 \times \gamma_{\text{timb}} \times K_a \times H^2 \\ &= 0.5 \times 1.80 \times 0.33 \times 4.2^2 \\ &= 5.29 \text{ ton} \end{aligned}$$

Momen pendorong:

$$\begin{aligned} MP_1 &= P_1 \cos \delta \times R \\ &= 5.29 \cos (2/3 \times 30) \times (4.2/3) \\ &= 6.96 \text{ tm} \end{aligned}$$

Momen penahan

$$\begin{aligned} W &= \text{berat tanah} + \text{berat geotextile} \\ &= (\gamma_{\text{timb}} \times H \times K_a) + (n \times T_{\text{allow}}) \\ &= (1.80 \times 4.2 \times 0.33) + (9 \times 0.924) \\ &= 10.84 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_w &= W \cdot R \\ &= 10.84 \times 4.5/2 \\ &= 24.39 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MP_1 &= P_1 \sin \delta \times R \\
 &= 5.29 \sin (2/3 \times 30) \times (1/3 \times 1.80 \times 0.33 \times 4.2) \\
 &= 1.52 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{\text{penahan}} &= 24.39 + 1.52 \\
 &= 25.91 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SF_{\text{guling}} &= \frac{M_{\text{penahan}}}{M_{\text{dorong}}} > 1.2 \\
 &= \frac{25.91}{6.96} > 1.2 \\
 &= 3.72 > 1.2 \dots (\text{Ok})
 \end{aligned}$$

b. Cek terhadap Geser

Gaya pendorong :

$$P_1 \cos \delta = 4.97 \text{ ton}$$

Gaya penahan :

$$P_1 \sin \delta = 1.81 \text{ ton}$$

$$W = 10.84 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma \text{Gaya penahan} &= 1.81 + 10.84 \\
 &= 12.65 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SF_{\text{geser}} &= \frac{\text{Gaya penahan}}{\text{Gaya dorong}} > 1.2 \\
 &= \frac{12.65}{4.97} > 1.2 \\
 &= 2.54 > 1.2 \dots (\text{Ok})
 \end{aligned}$$

c. Cek terhadap keruntuhan pondasi

Data lapis tanah dasar

$$\text{Pasir kelanauan } \gamma_{\text{tsat}} = 1.50 \text{ t/m}^3, H = 3.00 \text{ m}, \emptyset = 25^\circ$$

Berdasarkan tabel Vesic 1978 diperoleh harga:

$$N_c = 20.72, N_q = 10.66, N_\gamma = 10.88$$

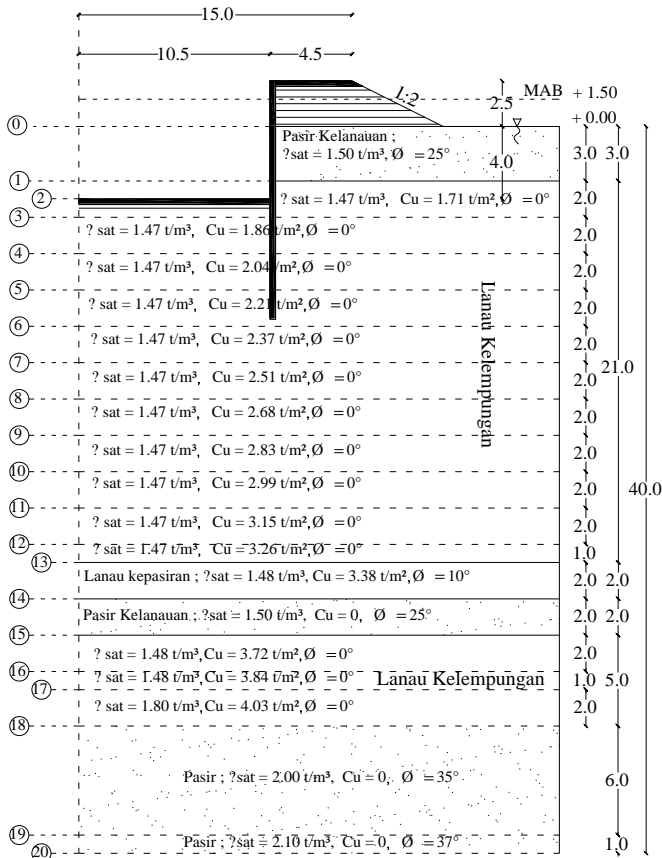
$$\begin{aligned}
 P_{\text{ult}} &= C \cdot N_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \\
 &= 0 + (0.50 \times 3.00 \times 10.66) + (0.5 \times 0.5 \times 4.5 \times 10.88) \\
 &= 28.23 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{act}} &= \gamma_{\text{timb}} \times H \\
 &= 1.80 \times 4.2 \\
 &= 7.56 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{P_{\text{ult}}}{P_{\text{act}}} > 1.2 \\
 &= \frac{28.23}{7.56} > 1.2 \\
 &= 3.73 > 1.2 \dots (\text{Ok})
 \end{aligned}$$

5.3.6. Perencanaan Turap Kondisi I

Kondisi I adalah kondisi air kolam kosong, sehingga terdapat beda tinggi muka air pada sisi kiri dan kanan. Adapun permodelannya seperti Gambar 5.15



Gambar 5.15 Permodelan Perencanaan Turap Kondisi I

1) Perhitungan Tekanan Tanah

Titik 1 & 2 :

Jenis lapisan 1= Lanau berpasir

$$H_1 = 3.00 \text{ m}$$

$$\emptyset = 25^\circ$$

$$\gamma' = 0.50 \text{ t/m}^3$$

Jenis lapisan 2= Lempung berlanau

$$h_2 = 1.00 \text{ m}$$

$$\emptyset = 0^\circ$$

$$\gamma' = 0.47 \text{ t/m}^3$$

• Perhitungan beban timbunan

$$\begin{aligned} q &= \gamma \cdot h \\ &= 1.80 \times 2.5 \\ &= 4.50 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

• Perhitungan Koefisien Tekanan

Titik 0 – 1_{atas}

$$\begin{aligned} K_{a0} &= \tan(45 - \emptyset/2)^2 \\ &= \tan(45 - 25/2)^2 \\ &= 0.41 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{p0} &= \tan(45 + \emptyset/2)^2 \\ &= \tan(45 + 25/2)^2 \\ &= 2.46 \end{aligned}$$

Titik 1_{bawah} – 13_{atas}

$$\emptyset = 0 \text{ maka, } K_{a1\text{bawah}} = K_{p2\text{bawah}} = 1.00$$

• Perhitungan Tekanan Vertikal Kanan

$$\begin{aligned} \sigma_{V1 \text{ atas}} &= q + (\gamma'_1 \cdot h_1) \\ &= 4.50 + (0.50 \times 3.00) \\ &= 6.00 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{V1 \text{ bawah}} = 6.00 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{V2 \text{ atas}} &= \sigma_{V1} + (\gamma'_2 \cdot h_2) \\ &= 6.00 + (0.47 \times 1.00) \\ &= 6.47 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{V2 \text{ bawah}} = 6.47 \text{ t/m}^2$$

- Perhitungan Tekanan Vertikal Kiri

Perhitungan tekanan vertikal kiri dimulai dari titik 3

$$\begin{aligned}\sigma_{V3 \text{ atas}} &= (\gamma'_3 \cdot h_3) \\ &= (0.47 \times 1.00) \\ &= 0.47 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{V3 \text{ bawah}} &= \sigma_{V3 \text{ atas}} \\ &= (0.47 \times 1.00) \\ &= 0.47 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{V4 \text{ atas}} &= \sigma_{V3 \text{ bawah}} + (\gamma'_4 \cdot h_4) \\ &= 0.47 + (0.47 \times 2.00) \\ &= 1.41 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{V4 \text{ bawah}} &= \sigma_{V4 \text{ atas}} \\ &= 1.41 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

- Perhitungan Tekanan horizontal

Titik 0 – 2_{atas}

$$\begin{aligned}\sigma_{VH0 \text{ bawah}} &= q \cdot K_{a0} \\ &= 4.50 \times 0.41 = 1.83 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{VH1 \text{ atas}} &= \sigma_{V1} \cdot K_{a1 \text{ atas}} \\ &= 6.00 \times 0.41 = 2.44 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{VH1 \text{ bawah}} &= \sigma_{V1} \cdot K_{a1 \text{ bawah}} \\ &= 6.00 \times 1.00 = 6.00 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{VH2 \text{ atas}} &= \sigma_{V2} \cdot K_{a2 \text{ atas}} \\ &= 6.47 \times 1.00 = 6.47 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Titik 2_{bawah} merupakan dasar galian, sehingga perhitungan pada titik tinjau

Lapisan kohesif dengan $\phi=0$:

$$\text{Tekanan aktif} = \sigma_{V_{\text{kanan } i}} \cdot K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

$$\text{Tekanan pasif} = \sigma_{V_{\text{kiri } i}} \cdot K_p + 2C \sqrt{K_p}$$

Karena nilai $K_a = K_p = 1$, maka resultan tekanan tanah yang terjadi adalah;

Tekanan tanah = Tekanan tanah Pasif – Tekanan tanah aktif

$$= \sigma_{V_{\text{kiri } i}} + 2C - \sigma_{V_{\text{kanan } i}} - 2C$$

$$= 4C - \sigma_{V_{\text{kanan } i}} + \sigma_{V_{\text{kiri } i}}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{V_{H2} \text{ bawah}} &= (4 \times 1.71) - 6.47 + 0 \\ &= 0.37 \text{ t/m}^2 \text{ (Pasif)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{V_{H3} \text{ atas}} &= (4 \times 1.71) - 6.94 + 0.47 \\ &= 0.37 \text{ t/m}^2 \text{ (Pasif)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{V_{H3} \text{ bawah}} &= (4 \times 1.88) - 6.94 + 0.47 \\ &= 1.03 \text{ t/m}^2 \text{ (Pasif)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{V_{H3} \text{ atas}} &= (4 \times 1.88) - 7.88 + 1.41 \\ &= 1.03 \text{ t/m}^2 \text{ (Pasif)}\end{aligned}$$

Titik 13_{bawah} – 14_{atas}

Perhitungan tekanan untuk lapisan kohesif dengan $\phi \neq 0$

$$\begin{aligned}\sigma_{V_{H13} \text{ bawah}} &= [\sigma_{v_{kiri i}} \cdot K_p + 2C\sqrt{K_p}] - [\sigma_{v_{kanan i}} \cdot K_a - 2C\sqrt{K_a}] \\ &= [9.40 \times 1.42 + (2 \times 3.38\sqrt{1.42})] - [15.87 \times 0.70 - \\ &\quad (2 \times 3.38\sqrt{0.70})] \\ &= 15.91 \text{ t/m}^2 \text{ (Pasif)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{V_{H14} \text{ atas}} &= [\sigma_{v_{kiri i}} \cdot K_p + 2C\sqrt{K_p}] - [\sigma_{v_{kanan i}} \cdot K_a - 2C\sqrt{K_a}] \\ &= [10.36 \times 1.42 + (2 \times 3.38\sqrt{1.42})] - [16.83 \times 0.70 - \\ &\quad (2 \times 3.38\sqrt{0.70})] \\ &= 16.60 \text{ t/m}^2 \text{ (Pasif)}\end{aligned}$$

Titik 14_{bawah} – 15_{atas}

Perhitungan tekanan untuk lapisan non kohesif :

$$\begin{aligned}\sigma_{V_{H14} \text{ bawah}} &= (\sigma_{v_{kiri i}} \cdot K_p) - (\sigma_{v_{kanan i}} \cdot K_a) \\ &= (10.36 \times 3.69) - (16.83 \times 0.27) \\ &= 18.70 \text{ t/m}^2 \text{ (Pasif)}\end{aligned}$$

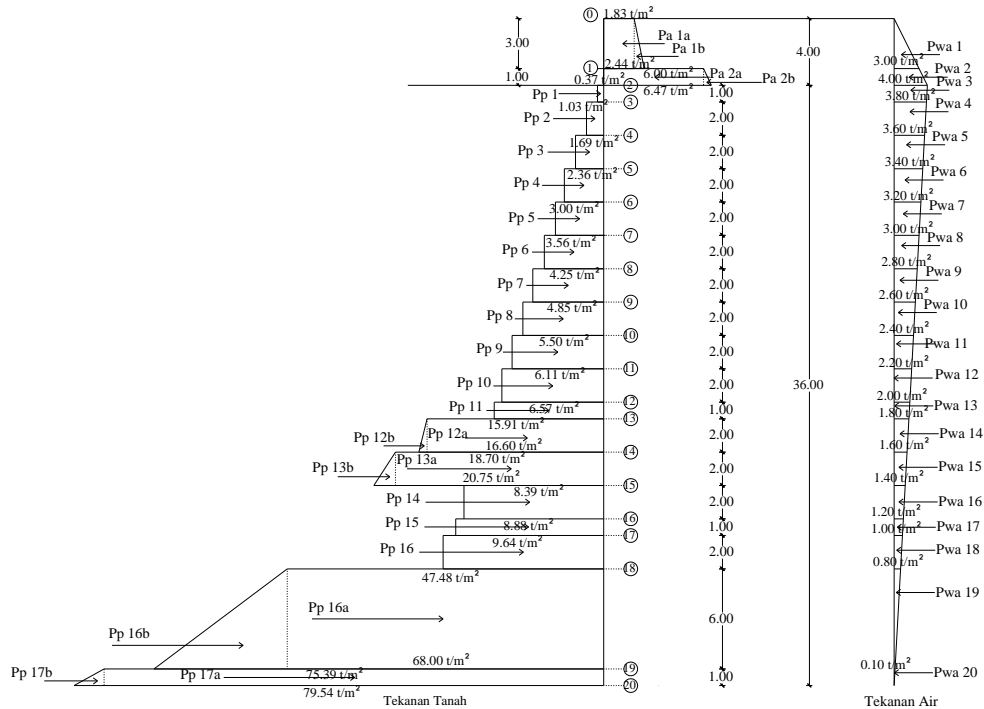
$$\begin{aligned}\sigma_{V_{H15} \text{ atas}} &= (\sigma_{v_{kiri i}} \cdot K_p) - (\sigma_{v_{kanan i}} \cdot K_a) \\ &= (11.36 \times 3.69) - (17.83 \times 0.27) \\ &= 20.75 \text{ t/m}^2 \text{ (Pasif)}\end{aligned}$$

Hasil perhitungan tekanan tanah direkapitulasi pada Tabel 5.17

Tabel 5.17 Perhitungan Tekanan Tanah

	Titik	Jenis Tanah	h _i m	γ _{sat} ton/m ³	γ' ton/m ³	Cu ton/m ²	Ø (°)	Ka	Kp	σ' _v kiri ton/m ²	σ' _v kanan ton/m ²	σ' _H ton/m ²	Ket
0	bawah	Pasir Kelanauan	0	1.50	0.50	0.00	25	0.41	2.46	-	4.50	1.83	Aktif
1	atas	Pasir Kelanauan	3	1.50	0.50	0.00	25	0.41	2.46	-	6.00	2.44	Aktif
	bawah	Lanau Kelempungan	0	1.47	0.47	1.71	0	1.00	1.00	-	6.00	6.00	Aktif
2	atas	Lanau Kelempungan	1	1.47	0.47	1.71	0	1.00	1.00	-	6.47	6.47	Aktif
	bawah	Lanau Kelempungan	0	1.47	0.47	1.71	0	1.00	1.00	-	6.47	0.37	Pasif
3	atas	Lanau Kelempungan	1	1.47	0.47	1.71	0	1.00	1.00	0.47	6.94	0.37	Pasif
	bawah	Lanau Kelempungan	0	1.47	0.47	1.88	0	1.00	1.00	0.47	6.94	1.03	Pasif
4	atas	Lanau Kelempungan	2	1.47	0.47	1.88	0	1.00	1.00	1.41	7.88	1.03	Pasif
	bawah	Lanau Kelempungan	0	1.47	0.47	2.04	0	1.00	1.00	1.41	7.88	1.69	Pasif
5	atas	Lanau Kelempungan	2	1.47	0.47	2.04	0	1.00	1.00	2.35	8.82	1.69	Pasif
	bawah	Lanau Kelempungan	0	1.47	0.47	2.21	0	1.00	1.00	2.35	8.82	2.36	Pasif
6	atas	Lanau Kelempungan	2	1.47	0.47	2.21	0	1.00	1.00	3.29	9.76	2.36	Pasif
	bawah	Lanau Kelempungan	0	1.47	0.47	2.37	0	1.00	1.00	3.29	9.76	3.00	Pasif
7	atas	Lanau Kelempungan	2	1.47	0.47	2.37	0	1.00	1.00	4.23	10.70	3.00	Pasif
	bawah	Lanau Kelempungan	0	1.47	0.47	2.51	0	1.00	1.00	4.23	10.70	3.56	Pasif
8	atas	Lanau Kelempungan	2	1.47	0.47	2.51	0	1.00	1.00	5.17	11.64	3.56	Pasif
	bawah	Lanau Kelempungan	0	1.47	0.47	2.68	0	1.00	1.00	5.17	11.64	4.25	Pasif
9	atas	Lanau Kelempungan	2	1.47	0.47	2.68	0	1.00	1.00	6.11	12.58	4.25	Pasif
	bawah	Lanau Kelempungan	0	1.47	0.47	2.83	0	1.00	1.00	6.11	12.58	4.85	Pasif
10	atas	Lanau Kelempungan	2	1.47	0.47	2.83	0	1.00	1.00	7.05	13.52	4.85	Pasif
	bawah	Lanau Kelempungan	0	1.47	0.47	2.99	0	1.00	1.00	7.05	13.52	5.50	Pasif

Titik		Jenis Tanah	hi m	γ_{sat} ton/m ³	γ ton/m ³	Cu ton/m ²	ϕ (°)	Ka	Kp	σ'_v kiri ton/m ²	σ'_v kanan ton/m ²	σ'_H ton/m ²	Ket
11	atas	Lanau Kelempungan	2	1.47	0.47	2.99	0	1.00	1.00	7.99	14.46	5.50	Pasif
	bawah	Lanau Kelempungan	0	1.47	0.47	3.15	0	1.00	1.00	7.99	14.46	6.11	Pasif
12	atas	Lanau Kelempungan	2	1.47	0.47	3.15	0	1.00	1.00	8.93	15.40	6.11	Pasif
	bawah	Lanau Kelempungan	0	1.47	0.47	3.26	0	1.00	1.00	8.93	15.40	6.57	Pasif
13	atas	Lanau Kelempungan	1	1.47	0.47	3.26	0	1.00	1.00	9.40	15.87	6.57	Pasif
	bawah	Lanau Kepasiran	0	1.48	0.48	3.38	10	0.70	1.42	9.40	15.87	15.91	Pasif
14	atas	Lanau Kepasiran	2	1.48	0.48	3.38	10	0.70	1.42	10.36	16.83	16.60	Pasif
	bawah	Pasir Kelanauan	0	1.50	0.50	0.00	25	0.41	2.46	10.36	16.83	18.70	Pasif
15	atas	Pasir Kelanauan	2	1.50	0.50	0.00	25	0.41	2.46	11.36	17.83	20.75	Pasif
	bawah	Lanau Kelempungan	0	1.48	0.48	3.71	0	1.00	1.00	11.36	17.83	8.39	Pasif
16	atas	Lanau Kelempungan	2	1.48	0.48	3.71	0	1.00	1.00	12.32	18.79	8.39	Pasif
	bawah	Lanau Kelempungan	0	1.48	0.48	3.84	0	1.00	1.00	12.32	18.79	8.88	Pasif
17	atas	Lanau Kelempungan	1	1.48	0.48	3.84	0	1.00	1.00	12.80	19.27	8.88	Pasif
	bawah	Lanau Kelempungan	0	1.80	0.80	4.03	0	1.00	1.00	12.80	19.27	9.64	Pasif
18	atas	Lanau Kelempungan	2	1.80	0.80	4.03	0	1.00	1.00	14.40	20.87	9.64	Pasif
	bawah	Pasir	0	2.00	1.00	0.00	35	0.27	3.69	14.40	20.87	47.48	Pasif
19	atas	Pasir	6	2.00	1.00	0.00	35	0.27	3.69	20.40	26.87	68.00	Pasif
	bawah	Pasir	0	2.10	1.10	0.00	37	0.25	4.02	20.40	26.87	75.39	Pasif
20	atas	Pasir	1	2.10	1.10	0.00	37	0.25	4.02	21.50	27.97	79.54	Pasif



Gambar 5.16 Diagram Tekanan Kondisi I

2) Perhitungan Gaya

Perhitungan gaya yang bekerja berdasarkan diagram tekanan (Gambar 5.16) direkapitulasi pada Tabel;

Tabel 5.18 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Air Kondisi I

No	Pi	Harga P (Ton)	No	Pi	Harga P (Ton)
1	Pwa 1	$0.50 \times 3.00 \times 3.00 = 4.50$	20	Pwa 11a	$2.20 \times 2.00 = 4.40$
2	Pwa 2a	$3.00 \times 1.00 = 3.00$	21	Pwa 11b	$0.5 \times (2.40 - 2.20) \times 2.00 = 0.20$
3	Pwa 2b	$0.5 \times (4.00 - 3.00) \times 1.00 = 0.50$	22	Pwa 12a	$2.00 \times 2.00 = 4.00$
4	Pwa 3a	$3.80 \times 1.00 = 3.80$	23	Pwa 12b	$0.5 \times (2.20 - 2.00) \times 2.00 = 0.20$
5	Pwa 3b	$0.5 \times (4.00 - 3.80) \times 1.00 = 0.10$	24	Pwa 13a	$1.80 \times 1.00 = 1.80$
6	Pwa 4a	$3.60 \times 2.00 = 7.20$	25	Pwa 13b	$0.5 \times (2.00 - 1.80) \times 1.00 = 0.10$
7	Pwa 4b	$0.5 \times (3.80 - 3.60) \times 2.00 = 0.20$	26	Pwa 14a	$1.60 \times 2.00 = 3.20$
8	Pwa 5a	$3.40 \times 2.00 = 6.80$	27	Pwa 14b	$0.5 \times (1.80 - 1.60) \times 2.00 = 0.20$
9	Pwa 5b	$0.5 \times (3.60 - 3.40) \times 2.00 = 0.20$	28	Pwa 15a	$1.40 \times 2.00 = 2.80$
10	Pwa 6a	$3.20 \times 2.00 = 6.40$	29	Pwa 15b	$0.5 \times (1.60 - 1.40) \times 2.00 = 0.20$
11	Pwa 6b	$0.5 \times (3.40 - 3.20) \times 2.00 = 0.20$	30	Pwa 16a	$1.20 \times 2.00 = 2.40$
12	Pwa 7a	$3.00 \times 2.00 = 6.00$	31	Pwa 16b	$0.5 \times (1.40 - 1.20) \times 2.00 = 0.20$
13	Pwa 7b	$0.5 \times (3.20 - 3.00) \times 2.00 = 0.20$	32	Pwa 17a	$1.00 \times 1.00 = 1.00$
14	Pwa 8a	$2.80 \times 2.00 = 5.60$	33	Pwa 17b	$0.5 \times (1.20 - 1.00) \times 1.00 = 0.10$
15	Pwa 8b	$0.5 \times (3.00 - 2.80) \times 2.00 = 0.20$	34	Pwa 18a	$0.80 \times 2.00 = 1.60$
16	Pwa 9a	$2.60 \times 2.00 = 5.20$	35	Pwa 18b	$0.5 \times (1.00 - 0.80) \times 2.00 = 0.20$
17	Pwa 9b	$0.5 \times (2.80 - 2.60) \times 2.00 = 0.20$	36	Pwa 19a	$0.10 \times 6.00 = 0.60$
18	Pwa 10a	$2.40 \times 2.00 = 4.80$	37	Pwa 19b	$0.5 \times (0.80 - 0.10) \times 6.00 = 2.10$
19	Pwa 10b	$0.5 \times (2.60 - 2.40) \times 2.00 = 0.20$	38	Pwa 20	$0.10 \times 1.00 = 0.10$

Tabel 5.19 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Aktif Kondisi I

No	Pi	Harga P (Ton)
1	Pa 1a	$1.83 \times 3.00 = 5.48$
2	Pa 1b	$0.5 \times (2.44 - 1.83) \times 3.00 = 0.91$
3	Pa 2a	$6.00 \times 1.00 = 6.00$
4	Pa 2b	$0.5 \times (6.47 - 6.00) \times 1.00 = 0.24$

Tabel 5.20 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pasif Kondisi I

No	Pi	Harga P (Ton)
1	Pp1	$0.37 \times 1.00 = 0.37$
2	Pp2	$1.03 \times 2.00 = 2.06$
3	Pp3	$1.69 \times 2.00 = 3.37$
4	Pp4	$2.36 \times 2.00 = 4.72$
5	Pp5	$3.00 \times 2.00 = 6.00$
6	Pp6	$3.56 \times 2.00 = 7.11$
7	Pp7	$4.25 \times 2.00 = 8.49$
8	Pp8	$4.85 \times 2.00 = 9.69$
9	Pp9	$5.50 \times 2.00 = 11.00$
10	Pp10	$6.11 \times 2.00 = 12.22$
11	Pp11	$6.57 \times 1.00 = 6.57$
12	Pp12a	$15.91 \times 2.00 = 31.82$
	Pp12b	$0.5 \times (16.6 - 15.91) \times 2.00 = 0.69$
13	Pp13a	$18.70 \times 2.00 = 37.39$
	Pp13b	$0.5 \times (20.75 - 18.70) \times 2.00 = 2.06$
14	Pp14	$8.39 \times 2.00 = 16.78$
15	Pp15	$8.88 \times 1.00 = 8.88$
16	Pp16	$9.64 \times 2.00 = 19.27$
17	Pp17a	$47.48 \times 6.00 = 284.90$
18	Pp17b	$0.5 \times (68 - 47.48) \times 6.00 = 61.55$
19	Pp18a	$75.39 \times 1.00 = 75.39$
20	Pp18b	$0.5 \times (79.54 - 75.39) \times 1.00 = 12.45$

3) Perhitungan Momen Pertitik

Panjang turap yang dibutuhkan terletak pada harga momen = 0, untuk mengetahuinya maka perlu dihitung harga momen per titik. Adapun perhitungannya sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Titik 1} &= \text{MPa1a} + \text{MPa1b} + \text{MPwa1} \\
 &= (5.48 \text{ t} \times 1.50\text{m}) + (0.91 \text{ t} \times 1.00\text{m}) + (4.50 \text{ t} \times 1.00\text{m}) \\
 &= 8.22 + 0.91 + 4.50 \\
 &= 13.63 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Titik 2} &= (\text{MPa1a} + \text{MPa1b}) + (\text{MPa2a} + \text{MPa2b}) + \text{MPwa1} + \text{MPwa2} \\
 &= [(5.48 \text{ t} \times 2.50\text{m}) + (0.91\text{t} \times 2.00\text{m})] + [(6.00 \text{ t} \times 0.50 \text{ m}) + (0.24\text{t} \times 0.33\text{m})] + (4.50 \text{ t} \times 2.00\text{m}) + [(3.00 \text{ t} \times 0.5 \text{ m})+(0.5 \times 0.33)] \\
 &= 13.70 + 1.83 + 3.00 + 0.08 + 9.00 + 1.67 \\
 &= 29.27 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Titik 3} &= (\text{MPa1a} + \text{MPa1b}) + (\text{MPa2a} + \text{MPa2b}) + \text{MPwa1} + \text{MPwa2} + \text{MPwa3} - \text{MPp1} \\
 &= [(5.48 \text{ t} \times 3.50\text{m}) + (0.91\text{t} \times 3.00\text{m})] + [(6.00 \text{ t} \times 1.50 \text{ m}) + (0.24\text{t} \times 1.33\text{m})] + (4.50 \text{ t} \times 3.00\text{m}) + [(3.00 \text{ t} \times 1.5 \text{ m})+(0.5 \times 1.33)] + [(3.80\text{t} \times 0.5\text{m})+(0.10\text{t} \times 0.67\text{m})] - (0.37\text{t} \times 0.5\text{m}) \\
 &= 19.18 + 2.74 + 9.00 + 0.31 + 13.5 + 5.17 + 1.97 - 0.18 \\
 &= 51.68 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Titik 4} &= (\text{MPa1a} + \text{MPa1b}) + (\text{MPa2a} + \text{MPa2b}) + \text{MPwa1} + \text{MPwa2} + \text{MPwa3} + \text{MPwa4} - \text{MPp1} - \text{MPp2} \\
 &= [(5.48 \text{ t} \times 5.50\text{m}) + (0.91\text{t} \times 5.00\text{m})] + [(6.00 \text{ t} \times 3.50 \text{ m}) + (0.24\text{t} \times 3.33\text{m})] + (4.50 \text{ t} \times 5.00\text{m}) + [(3.00 \text{ t} \times 3.5 \text{ m})+(0.5 \times 3.33)] + [(3.80\text{t} \times 2.5\text{m})+(0.10\text{t} \times 2.67\text{m})] + [(7.20 \text{ t} \times 1.00\text{m})+(0.20\text{t} \times 1.33\text{m})] - (0.37\text{ton} \times 2.5\text{m}) - (2.06 \text{ ton} \times 1.00\text{m}) \\
 &= 30.13 + 4.57 + 21.00 + 0.78 + 22.5 + 12.17 + 9.77 + 7.47 - 0.91 - 2.06 \\
 &= 105.41 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan momen selanjutnya direkapitulasi pada Tabel 5.21

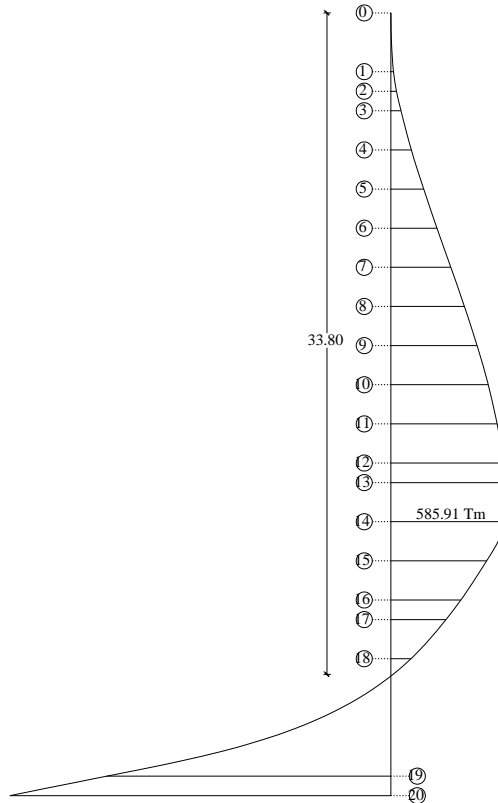
Tabel 5.21 Perhitungan Momen pertitik Kondisi I

Titik	Momen yang berkerja pada titik	Perhitungan Momen Titik	Σmomen Tonm
1	Mpa1a+MPa1b+MPwa1	= 8.22 + 0.91 + 4.50	13.63
2	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2	= 13.70 + 1.83 + 3.00 + 0.08 + 9.00 + 1.67	29.27
3	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 -MPp1	= 19.18 + 2.74 + 9.00 + 0.31 + 13.50 + 5.17 + 1.97 - 0.18	51.68
4	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4-MPp1-MPp2	= 30.13 + 4.57 + 21.00 + 0.78 + 22.50 + 12.17 + 9.77 + 7.47 - 0.91 - 2.06	105.41
5	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4+MPwa5-MPp1-MPp2-MPp3	= 41.09 + 6.39 + 33.00 + 1.25 + 31.50 + 19.17 + 17.57 + 22.27 + 7.07 - 1.65 - 6.19 - 3.37	168.10
6	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4+MPwa5+MPwa6-MPp1-MPp2-MPp3-MPp4	= 52.05 + 8.22 + 45.00 + 1.72 + 40.50 + 26.17 + 25.37 + 37.07 + 21.07 + 6.67 - 2.38 - 10.31 - 10.12 - 4.72	236.30
7	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4+MPwa5+MPwa6+MPwa7-MPp1-MPp2-MPp3 -MPp4-MPp5	= 63.01 + 10.04 + 57.00 + 2.19 + 49.50 + 33.17 + 33.17 + 51.87 + 35.07 + 19.87 + 6.27 - 3.11 - 14.43 - 16.86 - 14.16 - 6.00	306.58
8	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4+MPwa5+MPwa6+MPwa7+MPwa8-MPp1-MPp2 -MPp3-MPp4-MPp5-MPp6	= 73.97 + 11.87 + 69.00 + 2.66 + 58.50 + 40.17 + 40.97 + 66.67 + 49.07 + 33.07 + 18.67 + 5.87 - 3.84 - 18.56 - 23.61 - 23.61 - 17.99 - 7.11	375.76
9	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4+MPwa5+MPwa6+MPwa7+MPwa8+MPwa9-MPp1 -MPp2-MPp3-MPp4-MPp5-MPp6-MPp7	= 84.93 + 13.70 + 81.00 + 3.13 + 67.50 + 47.17 + 48.77 + 81.47 + 63.07 + 46.27 + 31.07 + 17.47 + 5.47 - 4.57 - 22.68 - 30.35 - 33.05 - 29.98 - 21.33 - 8.49	440.53
10	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4+MPwa5+MPwa6+MPwa7+MPwa8+MPwa9+MPwa10 -MPp1-MPp2-MPp3-MPp4-MPp5-MPp6-MPp7 -MPp8	= 95.88 + 15.52 + 93.00 + 3.60 + 76.50 + 54.17 + 56.57 + 96.27 + 77.07 + 59.47 + 43.47 + 29.07 + 16.27 + 5.07 - 5.31 - 26.80 - 37.10 - 42.49 - 41.97 - 35.55 - 25.48 - 9.69	497.52

Titik	Momen yang berkerja pada titik	Perhitungan Momen Titik								Σmomen Tonm
11	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4+MPwa5+MPwa6+MPwa7+MPwa8+MPwa9+MPwa10 +MPwa11-MPp1-MPp2-MPp3-MPp4-MPp5-MPp6 -MPp7-MPp8-MPp9	= 106.84	+ 17.35	+ 105.00	+ 4.07	+ 85.50	+ 61.17	+ 64.37		543.41
		+ 111.07	+ 91.07	+ 72.67	+ 55.87	+ 40.67	+ 27.07	+ 15.07		
		+ 4.67	- 6.04	- 30.93	- 43.84	- 51.93	- 53.96	- 49.78		
		- 42.47	- 29.07	- 11.00						
12	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4+MPwa5+MPwa6+MPwa7+MPwa8+MPwa9+MPwa10 +MPwa11+MPwa12-MPp1-MPp2-MPp3-MPp4-MPp5 -MPp6-MPp7-MPp8-MPp9-MPp10	= 117.80	+ 19.18	+ 117.00	+ 4.54	+ 94.50	+ 68.17	+ 72.17		574.88
		+ 125.87	+ 105.07	+ 85.87	+ 68.27	+ 52.27	+ 37.87	+ 25.07		
		+ 13.87	+ 4.27	- 6.77	- 35.05	- 50.59	- 61.37	- 65.95		
		- 64.00	- 59.46	- 48.45	- 33.00	- 12.22				
13	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4+MPwa5+MPwa6+MPwa7+MPwa8+MPwa9+MPwa10 +MPwa11+MPwa12+MPwa13-MPp1-MPp2-MPp3-MPp4 -MPp5-MPp6-MPp7-MPp8-MPp9-MPp10-MPp11	= 123.28	+ 20.09	+ 123.00	+ 4.78	+ 99.00	+ 71.67	+ 76.07		584.26
		+ 133.27	+ 112.07	+ 92.47	+ 74.47	+ 58.07	+ 43.27	+ 30.07		
		+ 18.47	+ 8.47	+ 0.97	- 7.14	- 37.11	- 53.96	- 66.09		
		- 71.95	- 71.11	- 67.95	- 58.14	- 44.01	- 24.45	- 3.29		
14	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4+MPwa5+MPwa6+MPwa7+MPwa8+MPwa9+MPwa10 +MPwa11+MPwa12+MPwa13+MPwa14-MPp1-MPp2-MPp3 -MPp4-MPp5-MPp6-MPp7-MPp8-MPp9-MPp10 -MPp11-MPp12	= 134.24	+ 21.92	+ 135.00	+ 5.25	+ 108.00	+ 78.67	+ 83.87		585.91
		+ 148.07	+ 126.07	+ 105.67	+ 86.87	+ 69.67	+ 54.07	+ 40.07		
		+ 27.67	+ 16.87	+ 4.77	+ 3.47	- 7.87	- 41.23	- 60.71		
		- 75.54	- 83.94	- 85.33	- 84.94	- 77.52	- 66.01	- 48.89		
		- 16.43	- 32.28							
15	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4+MPwa5+MPwa6+MPwa7+MPwa8+MPwa9+MPwa10 +MPwa11+MPwa12+MPwa13+MPwa14+MPwa15-MPp1-MPp2 -MPp3-MPp4-MPp5-MPp6-MPp7-MPp8-MPp9 -MPp10-MPp11-MPp12-MPp13	= 145.20	+ 23.74	+ 147.00	+ 5.72	+ 117.00	+ 85.67	+ 91.67		489.59
		+ 162.87	+ 140.07	+ 118.87	+ 99.27	+ 81.27	+ 64.87	+ 50.07		
		+ 36.87	+ 25.27	+ 8.57	+ 10.27	+ 3.07	- 8.60	- 45.36		
		- 67.45	- 84.98	- 95.93	- 99.55	- 101.93	- 96.90	- 88.01		
		- 73.34	- 29.58	- 97.30	- 38.76					
16	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4+MPwa5+MPwa6+MPwa7+MPwa8+MPwa9+MPwa10 +MPwa11+MPwa12+MPwa13+MPwa14+MPwa15+MPwa16-MPp1 -MPp2-MPp3-MPp4-MPp5-MPp6-MPp7-MPp8 -MPp9-MPp10-MPp11-MPp12-MPp13-MPp14	= 156.15	+ 25.57	+ 159.00	+ 6.19	+ 126.00	+ 92.67	+ 99.47		358.40
		+ 177.67	+ 154.07	+ 132.07	+ 111.67	+ 92.87	+ 75.67	+ 60.07		
		+ 46.07	+ 33.67	+ 12.37	+ 17.07	+ 9.07	+ 2.67	- 9.33		
		- 49.48	- 74.20	- 94.42	- 107.93	- 113.77	- 118.92	- 116.28		
		- 110.02	- 97.79	- 42.72	- 162.32	- 117.66	- 16.78			

Titik	Momen yang berkerja pada titik	Perhitungan Momen Titik	Σmomen Tonm
17	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4+MPwa5+MPwa6+MPwa7+MPwa8+MPwa9+MPwa10 +MPwa11+MPwa12+MPwa13+MPwa14+MPwa15+MPwa16+M -MPp1-MPp2-MPp3-MPp4-MPp5-MPp6-MPp7 -MPp8-MPp9-MPp10-MPp11-MPp12-MPp13-MPp14 -MPp15	= 161.63 + 26.48 + 165.00 + 6.42 + 130.50 + 96.17 + 103.37 + 185.07 + 161.07 + 138.67 + 117.87 + 98.67 + 81.07 + 65.07 + 50.67 + 37.87 + 14.27 + 20.47 + 12.07 + 5.27 + 0.57 - 9.70 - 51.54 - 77.57 - 99.14 - 113.92 - 120.88 - 127.41 - 125.97 - 121.02 - 110.01 - 49.30 - 194.83 - 157.11 - 33.56 - 4.44	281.80
18	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4+MPwa5+MPwa6+MPwa7+MPwa8+MPwa9+MPwa10 +MPwa11+MPwa12+MPwa13+MPwa14+MPwa15+MPwa16+M +MPp18-MPp1-MPp2-MPp3-MPp4-MPp5-MPp6 -MPp7-MPp8-MPp9-MPp10-MPp11-MPp12-MPp13 -MPp14-MPp15-MPp16	= 172.59 + 28.31 + 177.00 + 6.89 + 139.50 + 103.17 + 111.17 + 199.87 + 175.07 + 151.87 + 130.27 + 110.27 + 91.87 + 75.07 + 59.87 + 46.27 + 18.07 + 27.27 + 18.07 + 10.47 + 2.77 + 1.87 - 10.43 - 55.67 - 84.31 - 108.58 - 125.91 - 135.10 - 144.40 - 145.35 - 143.02 - 134.45 - 62.44 - 259.85 - 236.01 - 67.12 - 22.20 - 19.27	103.39
19	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4+MPwa5+MPwa6+MPwa7+MPwa8+MPwa9+MPwa10 +MPwa11+MPwa12+MPwa13+MPwa14+MPwa15+MPwa16+M +MPwa18+MPwa19-MPp1-MPp2-MPp3-MPp4-MPp5 -MPp6-MPp7-MPp8-MPp9-MPp10-MPp11-MPp12 -MPp13-MPp14-MPp15-MPp16-MPp17	= 205.47 + 33.79 + 213.00 + 8.30 + 166.50 + 124.17 + 134.57 + 244.27 + 217.07 + 191.47 + 167.47 + 145.07 + 124.27 + 105.07 + 87.47 + 71.47 + 29.47 + 47.67 + 36.07 + 26.07 + 9.37 + 12.67 + 10.20 - 12.62 - 68.04 - 104.55 - 136.91 - 161.89 - 177.77 - 195.37 - 203.49 - 209.03 - 207.79 - 101.88 - 454.91 - 472.70 - 167.80 - 75.49 - 134.89 - 977.78	-1452.03
20	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b+Mpwa1+MPwa2+MPwa3 +MPwa4+MPwa5+MPwa6+MPwa7+MPwa8+MPwa9+MPwa10 +MPwa11+MPwa12+MPwa13+MPwa14+MPwa15+MPwa16+M +MPwa18+MPwa19+MPwa20-MPp1-MPp2-MPp3-MPp4 -MPp5-MPp6-MPp7-MPp8-MPp9-MPp10-MPp11 -MPp12-MPp13-MPp14-MPp15-MPp16-MPp17-MPp18	= 210.94 + 34.70 + 219.00 + 8.54 + 171.00 + 127.67 + 138.47 + 251.67 + 224.07 + 162.07 + 198.07 + 150.87 + 129.67 + 110.07 + 92.07 + 75.67 + 31.37 + 51.07 + 39.07 + 28.67 + 10.47 + 14.47 + 12.90 + 0.07 - 12.99 - 70.10 - 107.92 - 141.63 - 167.89 - 184.88 - 203.86 - 213.18 - 220.03 - 220.02 - 108.45 - 487.42 - 512.15 - 184.58 - 84.37 - 154.16 - 1324.23 - 41.84	-1947.12

Hasil dari perhitungan momen per titik pada Tabel 5.21 kemudian digambarkan pada Gambar 5.17



Gambar 5.17 Diagram Momen Kondisi I

Berdasarkan Gambar 5.17 momen = 0 terletak diantara titik 18 dan 19 yaitu pada kedalaman = 33.80 m, sehingga;

$$\begin{aligned}
 L \text{ turap total} &= L \text{ bagian timbunan} + (L \text{ bagian tanah} \times SF) \\
 &= 2.5 + (33.80 \times 1.2) \\
 &= 43 \text{ m}
 \end{aligned}$$

4) Perencanaan Profil Turap

Panjang turap total = 43 m, sehingga tidak memungkinkan menggunakan turap baja.

Profi turap yang direncanakan adalah *bored pile* dengan spesifikasi sebagai berikut:

Diameter bore pile = 1200 mm

Decking = 40 mm

Dc = 1200 – 2 x 40

= 1120 mm

Kuat tekan beton (f'_c) = 30 Mpa

Kuat leleh tulangan lentur (f_y) = 400 Mpa

Kuat leleh tulangan geser (f_{yv}) = 250 mpa

Diameter tulangan lentur = 32 mm

Diameter tulangan geser = 13 mm

Ag (Luas bore pile) = $0.25 \times \pi \times d^2$

= $0.25 \times \pi \times 1200^2$

= 1130973 mm²

Ach (Luas Pengekangan) = $0.25 \times \pi \times (d - 2 \times \text{decking})^2$

= $0.25 \times \pi \times (1200 - 2 \times 40)^2$

= 985203 mm²

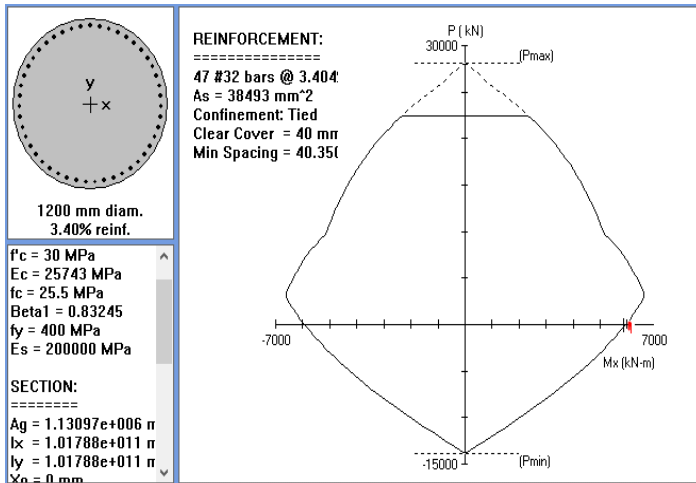
Angka rasio β_1 = $0.85 - (f'_c - 28) \times 0.05/7$

= $0.85 - (30 - 28) \times 0.05/7$

= 0.84

Mu maks = 5859.09 kNm

Perencanaan *bored pile* menggunakan program PCA-Col, adapun hasil output program pada Gambar 5.18



Gambar 5.18 Hasil Output PCA-Col untuk *Bored Pile* Dimensi 1200 mm

Kontrol Desain

- Luas tulangan**
 Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.9.1, Luas tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ dan lebih dari $0.08A_g$

$$A_{st} = n \times \frac{1}{4} \pi \times d^2$$

$$= 47 \times 0.25 \times \pi \times 32^2$$

$$= 37799.64 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 1130973 \text{ mm}^2$$

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.08A_g$$

$$(0.01 \times 1130973) \leq 11290.10 \text{ mm}^2 \leq (0.08 \times 1130973)$$

$$11309.73 \leq 37799.64 \leq 90477.87 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Ok}$$
- Rasio tulangan**
 Berdasarkan SNI 2847-2002 Pasal 23.3.2, Kriteria rasio tulangan adalah 1% - 6%, semakin kecil nilai rasio tulangan maka tulangan baja semakin efisien.
 Berdasarkan output program, rasio tulangan = 3.40% < 6% (memenuhi syarat)

- Batas Spasi

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 7.6.3, Jarak bersih antar tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari 40 mm.

Hasil output min spacing = 40.35 mm > 40 mm (Memenuhi syarat)

Perencanaan Penulangan Geser *Bored pile*

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.9.3 Rasio volume tulangan spiral, ρ_s tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned}\rho_s &= 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f_c'}{f_y} \\ &= 0.45 \left(\frac{282743}{21237} - 1 \right) \times \frac{30}{250} \\ &= 0.0179\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan D13, maka luas 1 tulangan;

$$\begin{aligned}A_s &= 0.25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 132.73 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak spiral maksimal 150 mm

$$\begin{aligned}S &= \frac{A_s \pi (D_c - d_b)}{\frac{\pi}{4} \times D_c^2 \rho_s} \\ &= \frac{132.73 \pi (520 - 13)}{\frac{\pi}{4} \times 520^2 \times 0.0179} \\ &= 55.51 \text{ mm} < 150 \text{ mm (Ok)}\end{aligned}$$

Dipasang tulangan spiral D 13 – 60 mm

Perhitungan Defleksi *Bored Pile* D1200

Diameter (D) = 1200 mm

Panjang tiang pancang (L) = 40.6 mm

F'_c = 30 Mpa

Modulus elastis tiang (Ec) = $4700 \times \sqrt{f'_c} \times 10^3$
 = $4700 \times \sqrt{30} \times 10^3$
 = 25742960 kN/m²

$$\begin{aligned}
 \text{Momen inersia penampang}(I_c) &= \frac{\pi}{64} \times D^4 \\
 &= \frac{\pi}{64} \times 1.2^4 \\
 &= 0.1018 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Jarak momen terhadap muka tanah (e) = 0 m

Momen design = 5859.09 kNm

Untuk tanah kohesif letak jepit maksimum nilai :

$$ZF = 1.8 T$$

Koefisien reaksi *subgrade* tanah lempung berdasarkan Paulo dan Davis, 1980 (Tabel 2.11)

$$N_h = 554 \text{ kn/m}^3$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{N_h}} = \sqrt[5]{\frac{25742960.2 \times 0.1018}{554}}$$

$$= 5.432 \text{ m}$$

$$ZF = 1.8 \times 5.432$$

$$= 9.78 \text{ m}$$

$$H_u = \frac{M_{\max}}{Z_f} = \frac{585.91 \text{ tonm}}{9.78 \text{ m}}$$

$$= 59.92 \text{ ton}$$

$$= 599.2 \text{ kN}$$

Untuk tiang dalam tanah kohesif defleksi tiang dikaitkan dengan factor tak berdimensi (βL), dengan:

L turap bagian tanah = 40.6 m

$$k_h = N_h (z/d)$$

$$= 554 \times (40.6/1.2)$$

$$= 18725.2 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = \left(\frac{k_h \cdot d}{4 E_p \cdot I_p} \right)$$

$$= \left(\frac{18725.2 \times 1.2}{4 \times 25742960.2 \times 0.1018} \right)$$

$$= 0.0021$$

$$\begin{aligned}\beta L &= 0.0021 \times 40.6 \\ &= 0.087 < 1.5 \rightarrow \text{Tiang ujung bebas berlaku seperti tiang pendek}\end{aligned}$$

Perhitungan defleksi

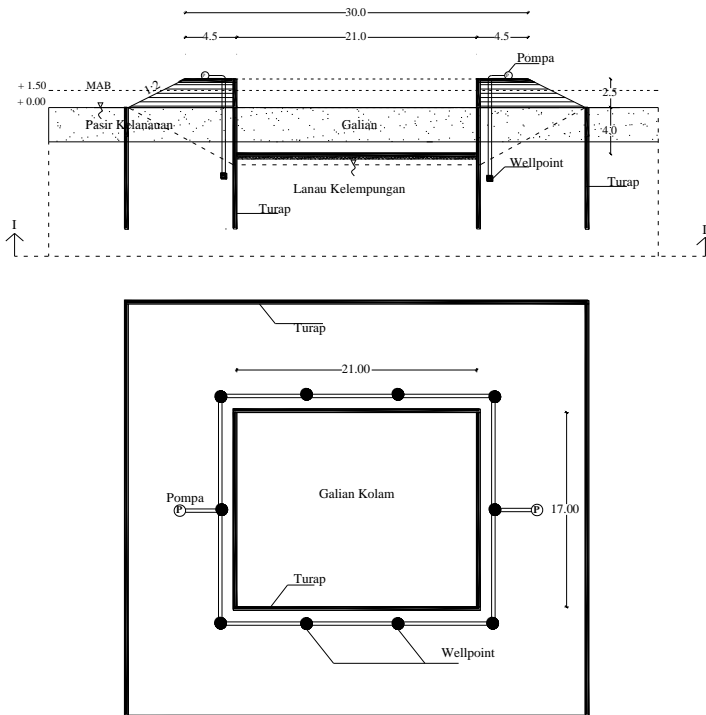
$$\begin{aligned}y_o &= \frac{4H(1 + 1.5e/L)}{kh \, d \, L} \\ &= \frac{4 \times 599.2 \times (1 + 1.5 \times 0/40.6)}{18725.2 \times 1.2 \times 40.6} \\ &= 0.0026 \, \text{m} \\ &= 0.26 \, \text{cm} < 4 \, \text{cm} \rightarrow \text{Ok}\end{aligned}$$

Rotasi tiang (Θ)

$$\begin{aligned}\Theta &= \frac{6H(1 + 1.5e/L)}{kh \, d \, L} \\ &= \frac{6 \times 599.2 \times (1 + 1.5 \times 0/40.6)}{18725.2 \times 1.2 \times 40.6} \\ &= 0.0039\end{aligned}$$

5.3.7. Perencanaan Turap Kondisi II

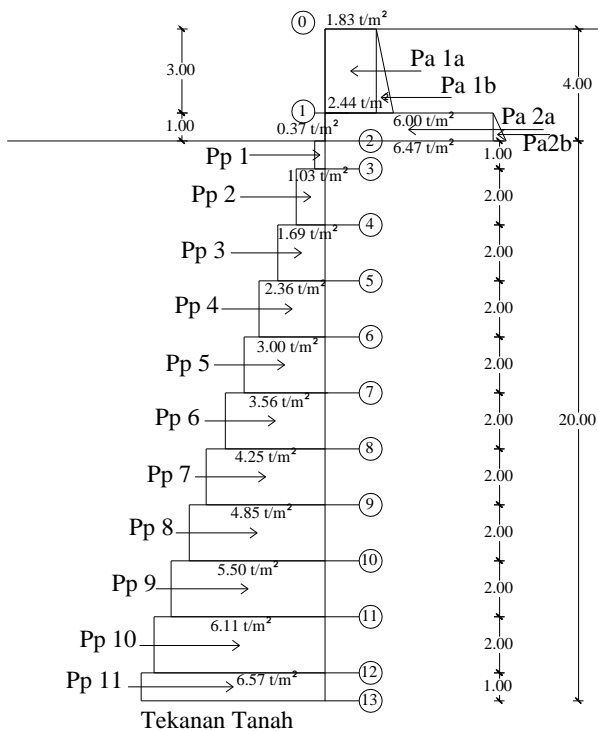
Pada kondisi II muka air tanah (*water table*) diturunkan terlebih dulu sebelum penggalian dimulai dengan menggunakan *wellpoints* dan pompa. Selain itu *wellpoint* dan pompa juga difungsikan ketika air kolam dikosongkan, sehingga tidak terjadi perbedaan tinggi muka air. Permodelan kondisi II seperti pada Gambar 5.19



Gambar 5.19 Permodelan Perencanaan Turap dan *wellpoint* pada Kondisi II

1) Perhitungan Tekanan Tanah

Tekanan tanah yang bekerja pada kondisi II sama halnya dengan kondisi I (sub bab 5.3.6), tetapi pada kondisi II, tekanan air tidak diperhitungkan karena muka air berada pada level yang sama. Sehingga diagram tekanan seperti Gambar 5.20



Gambar 5.20 Diagram Tekanan Kondisi II

Perhitungan gaya dan momen selanjutnya dicoba sampai dengan titik 13.

2) Perhitungan Gaya

Perhitungan gaya yang bekerja berdasarkan diagram tekanan (Gambar 5.20) direkapitulasi pada Tabel ;

Tabel 5.22 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Aktif Kondisi II

No	Pi	Harga P (Ton)
1	Pa 1a	$1.83 \times 3.00 = 5.48$
2	Pa 1b	$0.5 \times (2.44 - 1.83) \times 3.00 = 0.91$
3	Pa 2a	$6.00 \times 1.00 = 6.00$
4	Pa 2b	$0.5 \times (6.47 - 6.00) \times 1.00 = 0.24$

Tabel 5.23 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Tanah Pasif Kondisi II

No	Pi	Harga P (Ton)
1	Pp1	$0.37 \times 1.00 = 0.37$
2	Pp2	$1.03 \times 2.00 = 2.06$
3	Pp3	$1.69 \times 2.00 = 3.37$
4	Pp4	$2.36 \times 2.00 = 4.72$
5	Pp5	$3.00 \times 2.00 = 6.00$
6	Pp6	$3.56 \times 2.00 = 7.11$
7	Pp7	$4.25 \times 2.00 = 8.49$
8	Pp8	$4.85 \times 2.00 = 9.69$
9	Pp9	$5.50 \times 2.00 = 11.00$
10	Pp10	$6.11 \times 2.00 = 12.22$
11	Pp11	$6.57 \times 1.00 = 6.57$
12	Pp12a	$15.91 \times 2.00 = 31.82$
	Pp12b	$0.5 \times (16.6 - 15.91) \times 2.00 = 0.69$
13	Pp13a	$18.70 \times 2.00 = 37.39$
	Pp13b	$0.5 \times (20.75 - 18.70) \times 2.00 = 2.06$
14	Pp14	$8.39 \times 2.00 = 16.78$
15	Pp15	$8.88 \times 1.00 = 8.88$
16	Pp16	$9.64 \times 2.00 = 19.27$
17	Pp17a	$47.48 \times 6.00 = 284.90$
17	Pp17b	$0.5 \times (68 - 47.48) \times 6.00 = 61.55$

3) Perhitungan Momen Pertitik

$$\text{Titik 1} = \text{MPa1a} + \text{MPa1b}$$

$$= (5.48 \text{ ton} \times 1.50\text{m}) + (0.91\text{ton} \times 1.00\text{m})$$

$$= 9.13 \text{ tonm}$$

$$\text{Titik 2} = \text{MPa1a} + \text{MPa1b} + \text{MPa2a} + \text{MPa2b}$$

$$= (5.48 \text{ ton} \times 2.50\text{m}) + (0.91\text{ton} \times 2.00\text{m}) + (6.00 \text{ ton} \times 0.50 \text{ m}) + (0.24\text{ton} \times 0.33\text{m})$$

$$= 18.60 \text{ tonm}$$

$$\text{Titik 3} = \text{MPa1a} + \text{MPa1b} + \text{MPa2a} + \text{MPa2b} - \text{MPp1}$$

$$= (5.48 \text{ ton} \times 3.50\text{m}) + (0.91\text{ton} \times 3.00\text{m}) + (6.00 \text{ ton} \times 1.50 \text{ m}) + (0.24\text{ton} \times 1.33\text{m}) - (0.37\text{ton} \times 0.5\text{m})$$

$$= 31.05 \text{ tonm}$$

$$\text{Titik 4} = \text{MPa1a} + \text{MPa1b} + \text{MPa2a} + \text{MPa2b} - \text{MPp1} - \text{MPp2}$$

$$= (5.48 \text{ ton} \times 5.50\text{m}) + (0.91\text{ton} \times 5.00\text{m}) + (6.00 \text{ ton} \times 3.50 \text{ m}) + (0.24\text{ton} \times 3.33\text{m}) - (0.37\text{ton} \times 2.5\text{m}) - (2.06 \text{ ton} \times 1.00\text{m})$$

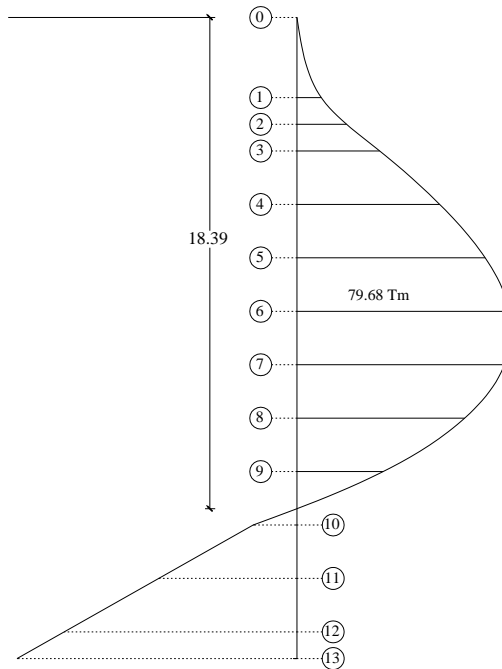
$$= 53.51 \text{ tonm}$$

Perhitungan momen selanjutnya direkapitulasi pada Tabel 5.24

Tabel 5.24 Perhitungan Momen pertitik Kondisi II

Titik	Momen yang berkerja pada titik	Perhitungan Momen Titik	Σmomen Tonm
1	Mpa1a+MPa1b	= 8.22 + 0.91	9.13
2	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b	= 13.70 + 1.83 + 3.00 + 0.08	18.60
3	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b - MPp1	= 19.18 + 2.74 + 9.00 + 0.31 - 0.18	31.05
4	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b - MPp1-MPp2	= 30.13 + 4.57 + 21.00 + 0.78 - 0.91 - 2.06	53.51
5	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b - MPp1-MPp2-MPp3	= 41.09 + 6.39 + 33.00 + 1.25 - 1.65 - 6.19 - 3.37	70.53
6	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b - MPp1-MPp2-MPp3 -MPp4	= 52.05 + 8.22 + 45.00 + 1.72 - 2.38 - 10.31 - 10.12 - 4.72	79.47
7	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b - MPp1-MPp2-MPp3 -MPp4-MPp5	= 63.01 + 10.04 + 57.00 + 2.19 - 3.11 - 14.43 - 16.86 - 14.16 - 6.00	77.68
8	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b - MPp1-MPp2-MPp3 -MPp4-MPp5-MPp6	= 73.97 + 11.87 + 69.00 + 2.66 - 3.84 - 18.56 - 23.61 - 23.61 - 17.99 - 7.11	62.79
9	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b - MPp1-MPp2-MPp3 -MPp4-MPp5-MPp6-MPp7	= 84.93 + 13.70 + 81.00 + 3.13 - 4.57 - 22.68 - 30.35 - 33.05 - 29.98 - 21.33 - 8.49	32.30
10	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b - MPp1-MPp2-MPp3 -MPp4-MPp5-MPp6-MPp7-MPp8	= 95.88 + 15.52 + 93.00 + 3.60 - 5.31 - 26.80 - 37.10 - 42.49 - 41.97 - 35.55 - 25.48 - 9.69	-16.38
11	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b - MPp1-MPp2-MPp3 -MPp4-MPp5-MPp6-MPp7-MPp8-MPp9	= 106.84 + 17.35 + 105.00 + 4.07 - 6.04 - 30.93 - 43.84 - 51.93 - 53.96 - 49.78 - 42.47 - 29.07 - 11.00	-85.75
12	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b - MPp1-MPp2-MPp3 -MPp4-MPp5-MPp6-MPp7-MPp8-MPp9-MPp10	= 117.80 + 19.18 + 117.00 + 4.54 - 6.77 - 35.05 - 50.59 - 61.37 - 65.95 - 64.00 - 59.46 - 48.45 - 33.00 - 12.22	-178.35
13	Mpa1a+MPa1b+MPa2a+MPa2b - MPp1-MPp2-MPp3 -MPp4-MPp5-MPp6-MPp7-MPp8-MPp9-MPp10 -MPp11	= 123.28 + 20.09 + 123.00 + 4.78 - 7.14 - 37.11 - 53.96 - 66.09 - 71.95 - 71.11 - 67.95 - 58.14 - 44.01 - 24.45 - 3.29	-234.04

Hasil dari perhitungan momen per titik pada Tabel 5.24 kemudian digambarkan pada Gambar 5.21



Gambar 5.21 Diagram Momen Tekanan Kondisi II

Berdasarkan Gambar 5.21 momen = 0 terletak diantara titik 9 dan 10, yaitu pada kedalaman = 18.39 m., sehingga;

$$\begin{aligned}
 \text{L turap total} &= \text{L bagian timbunan} + (\text{L bagian tanah} \times \text{SF}) \\
 &= 2.5 + (18.39 \times 1.2) \\
 &= 24.57 \text{ m} \sim 25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

4) Perencanaan Profil Turap

a. *Steel Pipe Pile*

Berdasarkan Gambar 5.21, momen maksimum terjadi pada titik 6 yaitu sebesar 79.68 Tm.

Turap direncanakan menggunakan profil baja ASTM A572 M Grade 50 dengan tegangan ijin maksimum 4800 kg/cm²

Sehingga modulus section yang dibutuhkan, sebagai berikut;

$$\begin{aligned} S &= \frac{M_{\max}}{\sigma_{\max}} \\ &= \frac{794700 \text{ kgcm}}{1600 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 496.69 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan turap baja dari Nippon Steel & Sumitomo Metal Indonesia dengan spesifikasi sebagai berikut;

Diameter	= 400 mm
Thickness	= 6 mm
Momen Inersia	= 11900 cm ⁴
	= 29750 cm ⁴ /m
Section modulus	= 599 cm ³
	= 1498 cm ³ /m
Modulus E baja	= 200000 Mpa
	= 2 x 10 ⁸ kN/m ²
Maximum length	= 30 m

Kontrol Defleksi Turap

Untuk tanah kohesif letak jepit maksimum nilai :

$$ZF = 1.8 T$$

Koefisien reaksi *subgrade* tanah lempung berdasarkan Paulo dan Davis, 1980 (Tabel 2.11)

$$N_h = 554 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} T &= \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} = \sqrt[5]{\frac{2 \times 10^8 \times 0.0002975}{554}} \\ &= 2.549 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ZF &= 1.8 \times 2.549 \\ &= 4.589 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_u &= \frac{M_{\max}}{Z_f} = \frac{79.47 \text{ tonm}}{4.589 \text{ m}} \\ &= 17.318 \text{ ton} \sim 173.18 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk tiang dalam tanah kohesif defleksi tiang dikaitkan dengan factor tak berdimensi (βL), dengan:

L turap bagian tanah = 22.07 m

$$\begin{aligned} k_h &= N_h (z/d) \\ &= 554 \times (22.07/0.4) \\ &= 30564.18 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= \left(\frac{k_h \cdot d}{4 E_p \cdot I_p} \right) \\ &= \left(\frac{30564.18 \times 0.4}{4 \times 2 \times 10^8 \times 0.0002975} \right) \\ &= 0.051 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta L &= 0.051 \times 22.07 \\ &= 1.13 < 1.5 \rightarrow \text{Tiang ujung bebas berlaku seperti tiang pendek} \end{aligned}$$

Perhitungan defleksi

$$\begin{aligned} y_o &= \frac{4H(1 + 1.5e/L)}{k_h d L} \\ &= \frac{4 \times 173.18(1 + 1.5 \times 0/22.07)}{30564.18 \times 0.4 \times 22.07} \\ &= 0.0026 \text{ m} \sim 0.26 \text{ cm} < 4 \text{ cm (Ok)} \end{aligned}$$

Rotasi tiang (Θ)

$$\begin{aligned} \Theta &= \frac{6H(1 + 1.5e/L)}{k_h d L} \\ &= \frac{6 \times 173.18(1 + 1.5 \times 0/22.07)}{30564.18 \times 0.4 \times 22.07} = 0.0038 \end{aligned}$$

b. *Steel Sheet Pile*

Momen maksimum sebesar 79.68 Tm.

Turap direncanakan menggunakan profil baja ASTM A572 M Grade 50 dengan tegangan ijin maksimum 4800 kg/cm²

Sehingga modulus section yang dibutuhkan, sebagai berikut;

$$\begin{aligned} S &= \frac{M_{\max}}{\sigma_{\max}} \\ &= \frac{794700 \text{ kgcm}}{1600 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 496.68 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan turap baja dari Nippon Steel & Sumitomo Metal Indonesia dengan spesifikasi sebagai berikut

Tipe	= NS-SP III
Dimensi	= 400 x 100 x 10.5 mm
Momen Inersia	= 8740 cm ⁴ /m
<i>Section modulus</i>	= 874 cm ³
Modulus E baja	= 200000 Mpa
	= 2 x 10 ⁸ kN/m ²
<i>Maximum length</i>	= 30 m

Kontrol Defleksi Turap

Untuk tanah kohesif letak jepit maksimum nilai :

$$ZF = 1.8 T$$

Koefisien reaksi *subgrade* tanah lempung berdasarkan Paulo dan Davis, 1980 (Tabel 2.11)

$$N_h = 554 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} T &= \sqrt[5]{\frac{EI}{N_h}} = \sqrt[5]{\frac{2 \times 10^8 \times 0.0000874}{554}} \\ &= 1.994 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ZF &= 1.8 \times 1.994 \\ &= 3.59 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_u &= \frac{M_{\max}}{Z_f} = \frac{79.47 \text{ tonm}}{3.59 \text{ m}} \\ &= 22.14 \text{ ton} = 221.37 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk tiang dalam tanah kohesif defleksi tiang dikaitkan dengan factor tak berdimensi (βL), dengan:

L turap bagian tanah = 22.07 m

$$\begin{aligned} kh &= N_h (z/d) \\ &= 554 \times (22.07/0.4) \\ &= 30564.18 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= \left(\frac{kh \cdot d}{4E_p \cdot I_p} \right) \\ &= \left(\frac{30564.18 \times 0.4}{4 \times 2 \times 10^8 \times 0.0000874} \right) \\ &= 0.175 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta L &= 0.175 \times 22.07 \\ &= 3.86 > 2.5 \rightarrow \text{Tiang ujung bebas berlaku seperti tiang panjang} \end{aligned}$$

Perhitungan defleksi

$$\begin{aligned} y_o &= \frac{2H\beta (e\beta + 1)}{kh d} \\ &= \frac{2 \times 221.37 \times 0.175 (0 \times 0.175 + 1)}{30564.18 \times 0.4} \\ &= 0.0063 \text{ m} \\ &= 0.63 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok} \end{aligned}$$

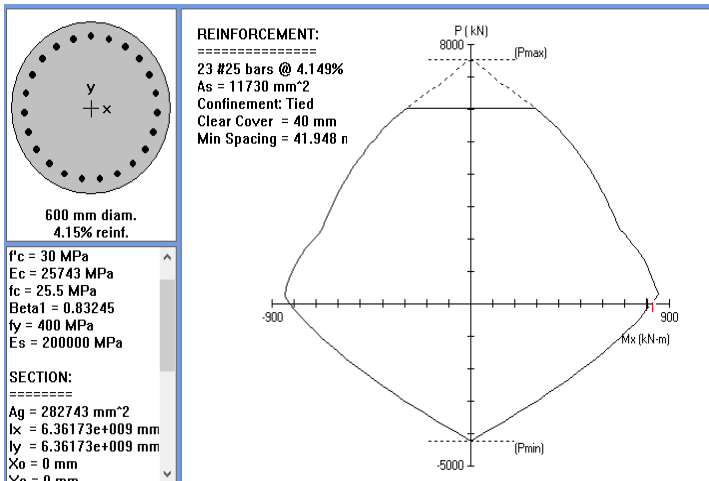
Rotasi tiang (Θ)

$$\begin{aligned} \Theta &= \frac{2H\beta^2 (1 + 2e\beta)}{kh d} \\ &= \frac{2 \times 221.37 \times 0.175^2 (1 + 2 \times 0 \times 0.175)}{30564.18 \times 0.4} \\ &= 0.001 \end{aligned}$$

c. *Bored Pile*

$$\begin{aligned}
 \text{Diameter bore pile} &= 600 \text{ mm} \\
 \text{Decking} &= 40 \text{ mm} \\
 D_c &= 600 - 2 \times 40 \\
 &= 520 \text{ mm} \\
 \text{Kuat tekan beton (f'c)} &= 30 \text{ Mpa} \\
 \text{Kuat leleh tulangan lentur (fy)} &= 400 \text{ Mpa} \\
 \text{Kuat leleh tulangan geser (fyv)} &= 250 \text{ mpa} \\
 \text{Diameter tulangan lentur} &= 25 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan geser} &= 13 \text{ mm} \\
 \text{Ag (Luas bore pile)} &= 0.25 \times \pi \times d^2 \\
 &= 0.25 \times \pi \times 600^2 \\
 &= 282743 \text{ mm}^2 \\
 \text{Ach (Luas Pengekangan)} &= 0.25 \times \pi \times (d - 2 \times \text{decking})^2 \\
 &= 0.25 \times \pi \times (600 - 2 \times 40)^2 \\
 &= 212372 \text{ mm}^2 \\
 \text{Angka rasio } \beta_1 &= 0.85 - (f'c - 28) \times 0.05/7 \\
 &= 0.85 - (30 - 28) \times 0.05/7 \\
 &= 0.84 \\
 \text{Mu maks} &= 794.68 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Perencanaan *bored pile* menggunakan program PCA-Col, adapun hasil output program pada Gambar 5.22



Gambar 5.22 Hasil Output PCA-Col untuk Bored Pile Dimensi 600 mm

Kontrol Desain

- Luas tulangan**

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.9.1, Luas tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ dan lebih dari $0.08A_g$

$$A_{st} = n \times \frac{1}{4} \pi \times d^2$$

$$= 23 \times 0.25 \times \pi \times 25^2$$

$$= 11290.10 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 282743 \text{ mm}^2$$

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.08A_g$$

$$(0.01 \times 282743) \text{ mm}^2 \leq 11290.10 \text{ mm}^2 \leq (0.08 \times 282743) \text{ mm}^2$$

$$3848.45 \leq 11290.10 \leq 30787.61 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi syarat)}$$
- Rasio tulangan**

Berdasarkan SNI 2847-2002 Pasal 23.3.2, Kriteria rasio tulangan adalah 1% - 6%, semakin kecil nilai rasio tulangan maka tulangan baja semakin efisien.

Berdasarkan output program, rasio tulangan = $4.15\% < 6\%$ (memenuhi syarat)

- Batas Spasi

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 7.6.3, Jarak bersih antar tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari 40 mm.

Hasil output min spacing = 41.95 mm > 40 mm (Memenuhi syarat)

Perencanaan Penulangan Geser *Bored pile*

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.9.3 Rasio volume tulangan spiral, ρ_s tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned}\rho_s &= 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f_c'}{f_{yt}} \\ &= 0.45 \left(\frac{282743}{21237} - 1 \right) \times \frac{30}{250} \\ &= 0.0179\end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan D13, maka luas 1 tulangan;

$$\begin{aligned}A_s &= 0.25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 132.73 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak spiral maksimal 150 mm

$$\begin{aligned}S &= \frac{A_s \pi (D_c - d_b)}{\frac{\pi}{4} \times D_c^2 \rho_s} \\ &= \frac{132.73 \pi (520 - 13)}{\frac{\pi}{4} \times 520^2 \times 0.0179} \\ &= 55.51 \text{ mm} < 150 \text{ mm (Ok)}\end{aligned}$$

Dipasang tulangan spiral D 13 – 60 mm

Perhitungan Defleksi *Bored Pile* D600

Diameter (D) = 600 mm

Panjang tiang pancang (L) = 22.07 m

F'_c = 30 Mpa

Modulus elastis tiang (E_c) = $4700 \times \sqrt{f'_c} \times 10^3$
 = $4700 \times \sqrt{30} \times 10^3$
 = 25742960 kN/m²

$$\begin{aligned}
 \text{Momen inersia penampang}(I_c) &= \frac{\pi}{64} \times D^4 \\
 &= \frac{\pi}{64} \times 0.6^4 \\
 &= 0.0064 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Jarak momen terhadap muka tanah (e) = 0 m

Momen design = 794.70 kNm

Untuk tanah kohesif letak jepit maksimum nilai :

$$ZF = 1.8 T$$

Koefisien reaksi *subgrade* tanah lempung berdasarkan Paulo dan Davis, 1980 (Tabel 2.11)

$$N_h = 554 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 T &= \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} = \sqrt[5]{\frac{25742960.2 \times 0.0064}{554}} \\
 &= 3.12 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ZF &= 1.8 \times 3.12 \\
 &= 5.62 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_u &= \frac{M_{\max}}{Z_f} = \frac{79.47 \text{ tonm}}{5.62 \text{ m}} \\
 &= 14.15 \text{ ton} \\
 &= 141.51 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk tiang dalam tanah kohesif defleksi tiang dikaitkan dengan factor tak berdimensi (βL), dengan:

L turap bagian tanah = 22.07 m

$$\begin{aligned}
 k_h &= N_h (z/d) \\
 &= 554 \times (22.07/0.6) \\
 &= 20376.12 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= \left(\frac{k_h \cdot d}{4 E_p \cdot I_p} \right) \\
 &= \left(\frac{20376.12 \times 0.6}{4 \times 25742960.2 \times 0.0064} \right) \\
 &= 0.018
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta L &= 0.018 \times 22.07 \\ &= 0.411 < 1.5 \rightarrow \text{Tiang ujung bebas berlaku seperti tiang pendek}\end{aligned}$$

Perhitungan defleksi

$$\begin{aligned}y_o &= \frac{4H(1 + 1.5e/L)}{khdL} \\ &= \frac{4 \times 141.51 \times (1 + 1.5 \times 0/22.07)}{20376.12 \times 0.6 \times 22.07} \\ &= 0.0021 \text{ m} \\ &= 0.21 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok}\end{aligned}$$

Rotasi tiang (Θ)

$$\begin{aligned}\Theta &= \frac{6H(1 + 1.5e/L)}{khdL} \\ &= \frac{6 \times 141.51 \times (1 + 1.5 \times 0/22.07)}{20376.12 \times 0.6 \times 22.07} \\ &= 0.003\end{aligned}$$

5.3.8. Perencanaan Dinding Kolam

Turap direncanakan permanen sehingga dinding kolam tidak menerima momen yang bekerja, oleh karena itu perencanaan dinding kolam menggunakan perhitungan penulangan praktis dengan data perencanaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Tebal dinding} &= 300 \text{ mm} \\ \text{Selimut beton} &= 50 \text{ mm} \\ \text{Mutu beton (f'c)} &= 30 \text{ Mpa} \\ \text{Mutu Baja (fy)} &= 420 \text{ Mpa} \\ \text{Diameter Tulangan Vertikal} &= 13 \text{ mm} \\ \text{Diameter Tulangan Horizontal} &= 8 \text{ mm} \\ d &= t - \text{selimut beton} - 0,5\phi_{\text{tul vertikal}} - \phi_{\text{tul hz}} \\ &= 300 - 50 - 7 - 8 \\ &= 236 \text{ mm}\end{aligned}$$

1) Perencanaan Tulangan Vertikal

Berdasarkan SNI 2487 Pasal 14.3.2 (b) ρ min tulangan vertikal untuk batang tulangan ulir \leq D-16 adalah 0.0012 dan 0.0015 untuk $>$ D-16 atau dapat menggunakan 1.4/ f_y

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} \\ &= \frac{1.4}{420}\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 0.0033$$

Luas Tulangan Vertikal

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0033 \times 1000 \times 236 \\ &= 785.00 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Luas 1 tulangan D13

$$\begin{aligned}A_s \text{ tul} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ &= 132.73 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Perhitungan jumlah tulangan:

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tul.}} \\ &= \frac{785}{132.73} \\ &= 5.91 \sim 6 \text{ buah}\end{aligned}$$

Perhitungan jarak tulangan:

berdasarkan SNI 2487 Pasal 7.12.2.2 Jarak tulangan susut dan suhu satu sama lain tidak boleh lebih jauh dari 5 kali tebal dinding atau tidak lebih jauh dari 450 mm

$$\begin{aligned}S &= \frac{b}{n - 1} \\ &= \frac{1000}{6 - 1} \\ &= 200 \text{ mm} < 450 \text{ mm (Ok)}\end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan 6D13 – 200mm (As pasang = 796.39 mm²)

2) Perencanaan Tulangan Horizontal

Tulangan horizontal yang berfungsi sebagai tulangan bagi dapat direncanakan menggunakan;

$$\rho_{\min} = 0.0012$$

Luas tulangan perlu

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0012 \times 1000 \times 236 \\ &= 282.6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas 1 tulangan Ø8

$$\begin{aligned} \text{As tul} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 \\ &= 50.27 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan jumlah tulangan:

$$\begin{aligned} n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tul.}} \\ &= \frac{282.6}{50.27} \\ &= 5.62 \sim 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Perhitungan jarak tulangan:

berdasarkan SNI 2487 Pasal 7.12.2.2 Jarak tulangan susut dan suhu satu sama lain tidak boleh lebih jauh dari 5 kali tebal dinding atau tidak lebih jauh dari 450 mm

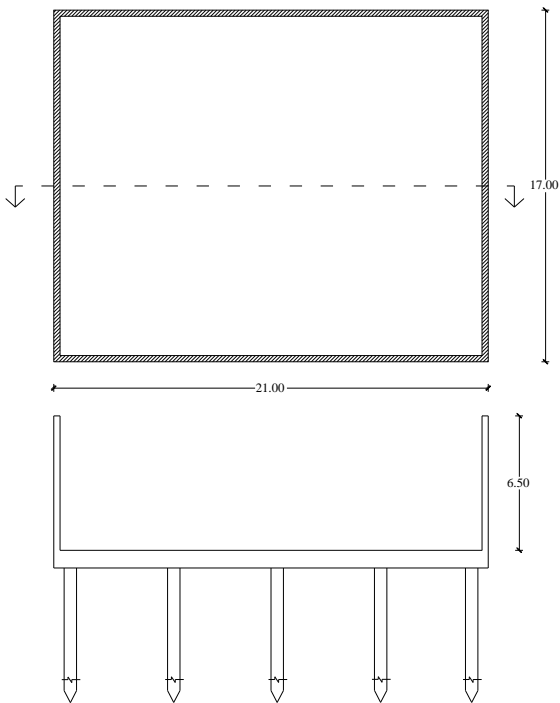
$$\begin{aligned} S &= \frac{b}{n - 1} \\ &= \frac{1000}{6 - 1} \\ &= 200 \text{ mm} < 450 \text{ mm (Ok)} \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan 6Ø8 – 200mm (As pasang = 301.59 mm²)

Tulangan horizontal dan vertikal dipasang 2 lapis agar menghindari kekeliruan pada saat pelaksanaan.

5.3.9. Perencanaan Struktur Lantai

Direncanakan struktur lantai kolam menggunakan tiang bor seperti pada Gambar 5.23



Gambar 5.23 Sketsa Perencanaan Struktur Lantai Kolam

Data-data perencanaan:

Tebal dinding = 0.3 m

H dinding = 6.5 m

Tebal Pelat = 0.5 m

F_c' = 30 Mpa

1) Perhitungan beban yang bekerja

Adapun beban-beban yang bekerja pada pondasi tiang, antara lain:

$$\begin{aligned}\text{Beban air} &= \gamma_w \times H \times \text{Luas kolam} \\ &= 1.00 \text{ t/m}^3 \times 6.5 \text{ m} \times 21 \text{ m} \times 17 \text{ m} \\ &= 2320.5 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban dinding x} &= n_x \times \gamma_c \times H \times \text{tebal} \times L_x \\ &= 2 \text{ bh} \times 2.4 \text{ t/m}^3 \times 6.5 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 21 \text{ m} \\ &= 196.56 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban dinding y} &= n_y \times \gamma_c \times H \times \text{tebal} \times L_y \\ &= 2 \text{ bh} \times 2.4 \text{ t/m}^3 \times 6.5 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 17 \text{ m} \\ &= 159.12 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban Pelat} &= \gamma_c \times \text{tebal} \times A \\ &= 2.4 \text{ t/m}^3 \times 0.5 \text{ m} \times (21 \text{ m} \times 17 \text{ m}) \\ &= 428.4 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}W_{\text{total}} &= \text{Beban air} + \text{beban dinding} + \text{beban pelat} \\ &= 2320.5 + 196.56 + 159.12 + 428.4 \\ &= 3104.58\end{aligned}$$

2) Perencanaan Pondasi Tiang Bor

Tiang bor direncanakan dipancang sampai kedalaman -35.00 atau dengan $L = 30 \text{ m}$

Diameter tiang direncanakan dengan beberapa variasi untuk mengetahui daya dukung pondasi tiang dengan langkah sebagai berikut :

a) Perhitungan daya dukung ujung tiang

$$L_{\text{tiang}} = 30 \text{ m}$$

Ujung tiang berada di tanah lapisan pasir:

Jika direncanakan $D = 0.8 \text{ m}$, maka :

$$\begin{aligned}A_p &= \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi \cdot 0.8^2 \\ &= 0.503 \text{ m}^2\end{aligned}$$

Data lapisan tanah pasir :

$$\phi = 35^\circ$$

Maka berdasarkan tabel Vesic 1978 di peroleh harga $N_q = 33.3$

q' = tekanan vertikal pada ujung tiang diperoleh dari perhitungan tekanan tanah pada sub bab 5.3.6 Tabel 5.17 Hal. 132

$$= 16.40 \text{ t/m}^2$$

$$Q_e = A_p \times q' \times (N_q - 1)$$

$$= 0.503 \times 16.40 \times (33.1 - 1)$$

$$= 266.27 \text{ ton}$$

Jika direncanakan diameter dengan berbagai variasi, maka diperoleh data sebagai berikut:

Tabel 5.25 Harga Q_e dengan Berbagai Variasi Diameter

D_s (m)	A_p (m ²)	Q_e (ton)
0.6	0.283	149.775
0.8	0.503	266.266
1.0	0.785	416.041
1.2	1.131	599.099

b) Perhitungan daya dukung selimut tiang

Kedalaman -5.00 – 7.00

$$Q_s \text{ lempung} = \Sigma \alpha' \cdot C_u \cdot O \cdot \Delta l$$

$$= 0.40 \times 1.875 \text{ t/m}^2 \times (\pi \times 0.8 \text{ m}) \times 2 \text{ m}$$

$$= 3.77 \text{ ton}$$

Kedalaman -26.00 – 28.00

Jenis tanah pasir kelanauan dengan $\phi = 10^\circ$

$$Q_s \text{ pasir} = \pi D_s (1 - \sin \phi) \text{tg } \delta \sigma_v' \cdot dz$$

Pada tanah pasir untuk kedalaman $> 15D_s$ maka σ_v' konstan

$$15D_s = 15 \times 0.8$$

$$= 12 \text{ m atau pada elevasi -17.00}$$

Tekanan vertikal pada ujung tiang diperoleh dari perhitungan tekanan tanah pada sub bab 5.3.6 Tabel 5.17

$$\sigma_v' = 6.11 \text{ t/m}^2$$

$$\delta = 2/3 \phi$$

$$= 2/3 \times 10^\circ$$

$$= 6.67$$

$$\begin{aligned}
 Q_s \text{ pasir} &= \pi D_s (1 - \sin \Phi) \operatorname{tg} \delta \sigma_v' . dz \\
 &= \pi \times 0.8 \text{ m} \times (1 - \sin 10^\circ) \times \operatorname{tg} 6.67^\circ \times 6.11 \text{ t/m}^2 \times 2.00 \text{ m} \\
 &= 2.981 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Kedalaman -33.00 – 35.00

Jenis tanah pasir dengan $\Phi = 35^\circ$

$$Q_s \text{ pasir} = \pi D_s (1 - \sin \Phi) \operatorname{tg} \delta \sigma_v' . dz$$

Pada tanah pasir untuk kedalaman $> 15D_s$ maka σ_v' konstan

$$15D_s = 15 \times 0.8$$

$$= 12 \text{ m atau pada elevasi } -17.00$$

$$\sigma_v' = 6.11 \text{ t/m}^2$$

$$\delta = 2/3 \Phi$$

$$= 2/3 \times 35^\circ$$

$$= 23.33$$

$$\begin{aligned}
 Q_s \text{ pasir} &= \pi D_s (1 - \sin \Phi) \operatorname{tg} \delta \sigma_v' . dz \\
 &= \pi \times 0.8 \text{ m} \times (1 - \sin 35^\circ) \times \operatorname{tg} 23.33^\circ \times 6.11 \text{ t/m}^2 \times 2.00 \text{ m} \\
 &= 5.681 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Q_s dari kedalaman 5-35 m direkapitulasi pada Tabel 5.26

Tabel 5.26 Rekapitulasi Qs dengan D = 0.8 m L = 30 m

kedalaman (m)	Jenis Lapisan	Cu t/m ²	Ø	Qs (ton)
5 - 7	Lanau Kelempungan	1.875	0	3.770
7 - 9		2.039	0	4.100
9 - 11		2.208	0	4.439
11 - 13		2.367	0	4.759
13 - 15		2.506	0	5.039
15 - 17		2.679	0	5.387
17 - 19		2.829	0	5.688
19 - 21		2.993	0	6.017
21 - 23		3.145	0	6.324
23 - 24		3.261	0	3.278
24 - 26	Lanau kepasiran	3.381	0	6.799
26 - 28	Pasir kelanauan	0.000	10	2.981
28 - 30	Lanau Kelempungan	3.715	0	7.469
30 - 31		3.838	0	7.716
31 - 33		4.026	0	8.095
33 - 35	Pasir	0.000	35	5.681
Qs total				87.544

Daya dukung tiang D = 0.8

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_e + Q_s \\
 &= 266.27 \text{ ton} + 87.54 \text{ ton} \\
 &= 353.81 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Jika SF = 3, maka daya dukung ijin tiang :

$$\begin{aligned}
 Q_u \text{ ijin} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{353.81}{3} = 117.937 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Jika direncanakan diameter dengan berbagai variasi, maka diperoleh data sebagai berikut:

Tabel 5.27 Daya dukung ijin tiang dengan variasi Ds Tiang Bor Kolam Loncat Indah

Ds (m)	Qe ton	Qs ton	Qu ton	Qu ijin ton
0.6	149.775	61.265	211.040	70.347
0.8	266.266	87.544	353.810	117.937
1.0	416.041	107.105	523.147	174.382
1.2	599.099	131.525	730.624	243.541

c) Perencanaan Konfigurasi Tiang Bor

Direncanakan $D = 0.8\text{m}$,

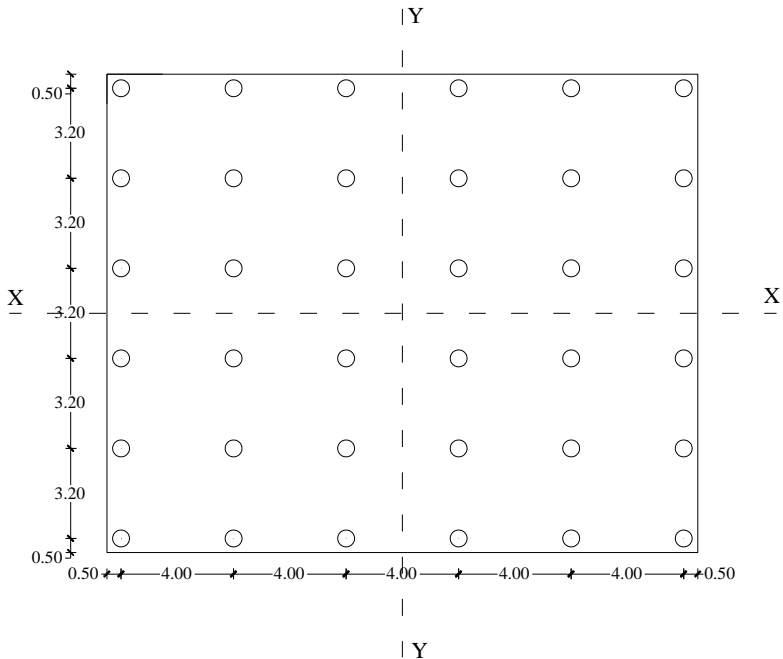
$$\begin{aligned}\text{Min. spasi} &= 2.5D \\ &= 2.5 \times 0.8 \\ &= 1.5 \text{ m}\end{aligned}$$

$$E_k = 0.75$$

$$\begin{aligned}n &= \frac{W}{E_k \cdot Q_{u \text{ ijin}}} \\ &= \frac{3104.58\text{ton}}{0.75 \times 117.94\text{ton}} \\ &= 35.1 \text{ m}\end{aligned}$$

Direncanakan jumlah tiang = 36 buah

Konfigurasi tiang 6 x 6 buah, seperti pada Gambar 5.24



Gambar 5.24 Konfigurasi Tiang $D_s = 0.8$ m

$$S_x = 4.00 \text{ m}$$

$$S_y = 3.20 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_{\max} \text{ 1 tiang} &= \frac{W}{n} \\ &= \frac{3104.58 \text{ ton}}{36 \text{ buah}} \\ &= 86.24 \text{ ton} \end{aligned}$$

Cek efisiensi tiang kelompok

Jarak yang diambil dalam perhitungan efisiensi adalah jarak terkecil yaitu $S_y = 3.20$ m

$$\eta = 1 - \arctan \left(\frac{D}{S} \left(\frac{(m-1)n + (n-1)m}{90mn} \right) \right)$$

$$= 1 - \text{arc tg} \frac{0.8}{3.20} \left(\frac{(6-1)6 + (6-1)6}{90 \times 6 \times 6} \right)$$

$$= 0.74$$

Cek daya dukung 1 tiang dalam kelompok

$$\begin{aligned} \bar{Q}_1 \text{ tiang dalam kelompok} &= \eta \times Q_u \text{ ijin 1 tiang} > P_{\text{maks}} \\ &= 0.74 \times 117.4 \text{ ton} > 86.24 \text{ ton} \\ &= 87.36 \text{ ton} > 86.24 \text{ ton} \rightarrow \text{Ok} \end{aligned}$$

Jika direncanakan diameter dengan berbagai variasi, maka diperoleh data konfigurasi tiang seperti pada Tabel 5.28

d) Kontrol *Uplift*

Kontrol ini dilakukan untuk mengetahui apakah 1 buah tiang pancang mampu untuk menahan gaya angkat yang terjadi.

Jika tiang bor yang digunakan memiliki data perencanaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Diameter tiang} &= 0.8 \text{ m} \\ Q_s \text{ 1 tiang} &= 87.54 \text{ ton} \\ P \text{ maksimum 1 tiang} &= 86.24 \text{ ton} \\ S_x &= 4.00 \text{ m} \\ S_y &= 3.20 \text{ m} \\ L \text{ tiang} &= 30 \text{ m} \\ \gamma' \text{ rata-rata} &= 0.51 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_w &= 1.00 \text{ t/m}^3 \\ H_w &= 4.00 \text{ m} \end{aligned}$$

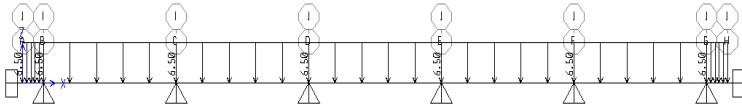
$$\begin{aligned} F_b &= \frac{P + \sum \gamma' \cdot h_i + \frac{Q_s}{3}}{H_w \cdot \gamma_w \cdot A} \\ &= \frac{86.24 + (0.51 \times 30) + \frac{87.54}{3}}{4.00 \times 1.00 \times (4.00 \times 3.20)} \\ &= 2.25 > 1.2 \text{ (memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

Tabel 5.28 Konfigurasi Tiang Bor Berdasarkan Ds

Ds	Q ijin	n perlu	S min 2.5 Ds	S max 5Ds	n Psg	S rencana		Konfigurasi tiang		Ek tiang kel.	P maks	Q ijin 1 tiang kel.	Cek Qijin > Pmaks
						Dx	Dy	x	y				
(m)	(ton)	(bh)	(m)	(m)	(bh)	(m)	(m)	(bh)	(bh)		(ton)	ton	
0.6	70.35	58.84	1.50	3.00	64.00	2.80	2.20	8.00	8.00	0.71	48.51	49.60	Ok
	70.35	58.84	1.50	3.00	60.00	2.20	3.00	10.00	6.00	0.71	51.74	49.78	Not Ok
0.8	117.94	35.10	2.00	4.00	36.00	4.00	3.20	6.00	6.00	0.74	86.24	87.36	Ok
1.0	174.38	23.74	2.50	5.00	25.00	4.75	3.75	5.00	5.00	0.79	124.18	137.55	Ok
1.2	243.54	17.00	3.00	6.00	20.00	4.75	5.00	5.00	4.00	0.76	155.23	184.04	Ok

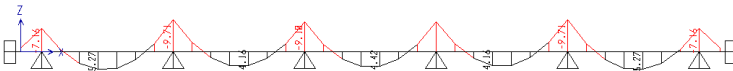
3) Perhitungan Penulangan Pelat Lantai

Pelat lantai dimodelkan pada program SAP untuk memperoleh harga M_u , seperti pada Gambar 5.25



Gambar 5.25 Permodelan Pelat Lantai pada Program SAP

Berdasarkan hasil output program SAP (Gambar 5.26) diperoleh harga $M_u = 97.1 \text{ kNm}$.



Gambar 5.26 Diagram Momen Pelat Lantai Output Program SAP

Pelat lantai direncanakan sebagai berikut:

Data perencanaan :

Tebal Pelat	= 500 mm
Selimut beton	= 50 mm
Mutu beton	= 30 Mpa
Modulus elastisitas (E_c)	= 27806 Mpa
Kuat tarik (F_y)	= 420 Mpa
Diameter tulangan x	= 13 mm
Diameter tulangan y	= 13 mm

a. Perhitungan penulangan arah x

Diameter tulangan = 13

$dx = t \text{ pelat} - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} D$

$$= 500 - 50 - 6.5$$

$$= 443.5 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2487-2013 Pasal 7.12.2.1 (c) untuk slab yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan

kawat las mutu 420, maka rasio tulangan terhadap luas bruto penampang beton, $\rho_{\min} = 0.0018$

ρ perlu dicari dengan cara;

$$\begin{aligned} M_u &= 97.1 \text{ kNm} \\ &= 97.1 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{97.1 \times 10^6}{0.85 \times 1000 \times 443.5^2} \\ &= 0.58 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0.85 f'_c} \\ &= \frac{420}{0.85 \times 30} \\ &= 16.47 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{16.47} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.47 \times 0.58}{420}} \right] \\ &= 0.0014 < 0.0018 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0.0018$ untuk menghitung A_s perlu.

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0018 \times 1000 \times 443.5 \\ &= 798.3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas 1 tulangan D13

$$\begin{aligned} A_{s \text{ tul}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ &= 132.73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan jumlah tulangan:

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tul.}} \\
 &= \frac{798.3}{132.73} \\
 &= 6.01 \sim 9 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Perhitungan jarak tulangan:

berdasarkan SNI 2487 Pasal 7.12.2.2 Jarak tulangan susut dan suhu satu sama lain tidak boleh lebih jauh dari 5 kali tebal dinding atau tidak lebih jauh dari 450 mm

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{b}{n - 1} \\
 &= \frac{1000}{9 - 1} \\
 &= 125 \text{ mm} < 450 \text{ mm (Ok)}
 \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan 9D13 – 125mm (As pasang = 1194.6 mm²) untuk penulangan arah x.

b. Perhitungan penulangan arah y

D tulangan = 13

$$\begin{aligned}
 dx &= t \text{ pelat} - \text{selimut beton} - D - \frac{1}{2} D \\
 &= 500 - 50 - 13 - 6.5 \\
 &= 430.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2487-2013 Pasal 7.12.2.1 (c) untuk slab yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las mutu 420, maka rasio tulangan terhadap luas bruto penampang beton, $\rho = 0.0018$

$$\begin{aligned}
 As \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0018 \times 1000 \times 430.5 \\
 &= 774.9 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas 1 tulangan D13

$$\begin{aligned}
 As \text{ tul} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\
 &= 132.73 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan jumlah tulangan:

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tul.}} \\ &= \frac{774.9}{132.73} \\ &= 5.84 \sim 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Perhitungan jarak tulangan:

berdasarkan SNI 2487 Pasal 7.12.2.2 Jarak tulangan susut dan suhu satu sama lain tidak boleh lebih jauh dari 5 kali tebal dinding atau tidak lebih jauh dari 450 mm

$$\begin{aligned} S &= \frac{b}{n - 1} \\ &= \frac{1000}{6 - 1} \\ &= 200 \text{ mm} < 450 \text{ mm (Ok)} \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan 6D13 – 200mm ($A_s \text{ pasang} = 796.4 \text{ mm}^2$) untuk penulangan arah y.

c. Kontrol harga M_n terhadap M_u

Kontrol dilakukan terhadap arah penulangan yang memiliki jumlah penulangan lebih sedikit yaitu arah y dengan jumlah tulangan 6D13 – 200mm ($A_s \text{ pasang} = 796.4 \text{ mm}^2$).

Perhitungan momen nominal sebagai berikut:

ϕM_n harus lebih besar daripada $M_u = 9.71 \text{ tm}$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0.85 f'_c \times b} \\ &= \frac{796.4 \times 420}{0.85 \times 30 \times 1000} \\ &= 13.12 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi M_n &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
&= 0.85 \times 796.4 \times 420 \left(430.5 - \frac{13.12}{2} \right) \\
&= 113442652 \text{ Nmm} \\
&= 11.34 \text{ tm} > 9.71 \text{ tm} \text{ (memenuhi)}
\end{aligned}$$

4) Perhitungan Penulangan Tiang Bor

Direncanakan :

Diameter bore pile = 800 mm

Dc = 800 – 2 x 40

= 720 mm

Kuat tekan beton (f'_c) = 30 Mpa

Kuat leleh tulangan lentur (f_y) = 400 Mpa

Kuat leleh tulangan geser (f_{yv}) = 250 mpa

Diameter tulangan lentur = 22 mm

Diameter tulangan geser = 13 mm

Decking = 40 mm

Ag (Luas bore pile) = $0.25 \times \pi \times d^2$

= $0.25 \times \pi \times 800^2$

= 502655 mm²

Ach (Luas Pengekangan) = $0.25 \times \pi \times (d - 2 \times \text{decking})^2$

= $0.25 \times \pi \times (800 - 2 \times 40)^2$

= 407150 mm²

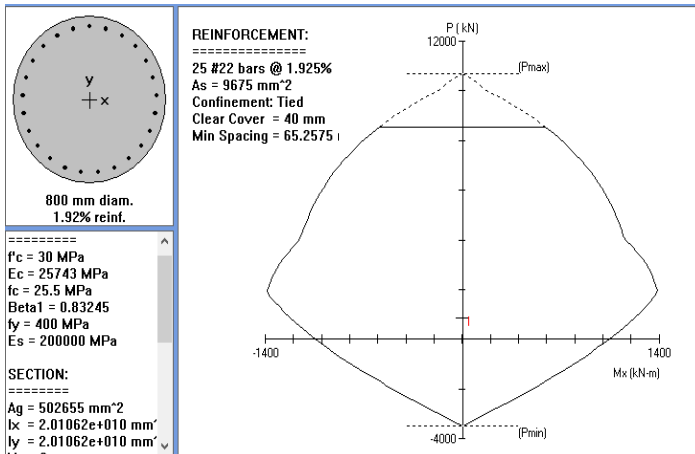
Angka rasio β_1 = $0.85 - (f'_c - 28) \times 0.05/7$

= $0.85 - (30 - 28) \times 0.05/7$

= 0.84

Pu maks = 862.4 kNm

Perencanaan bored pile menggunakan program PCA-Col, adapun hasil outprogram pada Gambar 5.27



Gambar 5.27 Hasil Output PCA-Col untuk Bored Pile Dimensi 800 mm

Kontrol Desain

- Luas tulangan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.9.1, Luas tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ dan lebih dari $0.08A_g$

$$\begin{aligned} A_{st} &= n \times 0.25 \times \pi \times d^2 \\ &= 25 \times 0.25 \times \pi \times 22^2 \\ &= 12271.85 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_g = 502655 \text{ mm}^2$$

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.08A_g$$

$$(0.01 \times 502655 \text{ mm}^2) \leq 9883.45 \text{ mm}^2 \leq (0.08 \times 502655 \text{ mm}^2)$$

$$5026.548 \leq 12271.85 \leq 40212.39 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Memenuhi syarat}$$

- Rasio tulangan

Berdasarkan SNI 2847-2002 Pasal 23.3.2, Kriteria rasio tulangan adalah 1% - 6%, semakin kecil nilai rasio tulangan maka tulangan baja semakin efisien.

Berdasarkan output program, rasio tulangan = 1.925% < 6% (memenuhi syarat)

- Batas Spasi

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 7.6.3, Jarak bersih antar tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari 40 mm.

Hasil output min spacing = 65 mm > 40 mm (Memenuhi syarat)

Perencanaan Penulangan Geser *Bored pile*

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.9.3 Rasio volume tulangan spiral, ρ_s tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned}\rho_s &= 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) x \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ &= 0.45 \left(\frac{502655}{407150} - 1 \right) x \frac{30}{250} \\ &= 0.0127\end{aligned}$$

Jarak spiral maksimal 150 mm

$$\begin{aligned}A_s &= 0.25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 132.73 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{A_s \pi (D_c - d_b)}{(\pi/4) D_c^2 \rho_s} \\ &= \frac{132.73 \pi (720 - 13)}{(\pi/4) \times 720^2 \times 0.0127} \\ &= 57.16 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipasang tulangan spiral D 13 – 150 mm

Perhitungan Defleksi *Bored Pile* D800

Diameter (D)	= 800 mm
Panjang tiang pancang (L)	= 30 m
F' _c	= 30 Mpa
Modulus elastis tiang (Ec)	= $4700 \times \sqrt{f'_c} \times 10^3$
	= $4700 \times \sqrt{30} \times 10^3$
	= 25742960 kN/m ²
Momen inersia penampang (I _c)	= $\frac{\pi}{64} \times D^4$
	= $\frac{\pi}{64} \times 0.4^4$
	= 0.020106 m ⁴

Jarak momen terhadap muka tanah (e) = 0 m

Momen design = 794.70 kNm

Untuk tanah kohesif letak jepit maksimum nilai :

$$ZF = 1.8 T$$

Koefisien reaksi *subgrade* tanah lempung berdasarkan Paulo dan Davis, 1980 (Tabel 2.11)

$$N_h = 554 \text{ kN/m}^3$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{N_h}} = \sqrt[5]{\frac{25742960.2 \times 0.020106}{554}}$$

$$= 3.927 \text{ m}$$

$$ZF = 1.8 \times 3.927$$

$$= 7.07 \text{ m}$$

$$H_u = \frac{M_{\max}}{Z_f} = \frac{97.1 \text{ kNm}}{7.07 \text{ m}}$$

$$= 13.74 \text{ kN}$$

Untuk tiang dalam tanah kohesif defleksi tiang dikaitkan dengan factor tak berdimensi (βL), dengan:

$$L \text{ tiang} = 30 \text{ m}$$

$$k_h = N_h (z/d)$$

$$= 554 \times (30/0.8)$$

$$= 20775 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = \left(\frac{k_h \cdot d}{4 E_p \cdot I_p} \right)$$

$$= \left(\frac{20775 \times 0.8}{4 \times 25742960.2 \times 0.020106} \right)$$

$$= 0.008$$

$$\beta L = 0.008 \times 30$$

$$= 0.241 < 1.5 \rightarrow \text{Tiang ujung bebas berlaku seperti tiang pendek}$$

Perhitungan defleksi

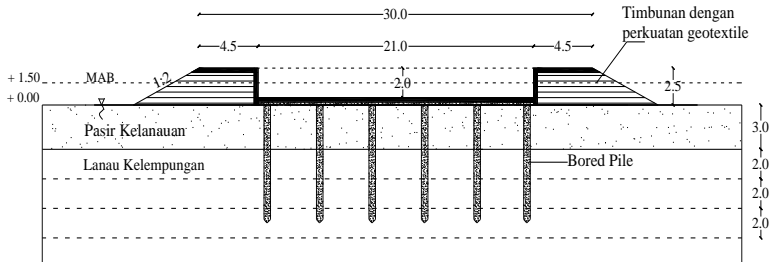
$$\begin{aligned}
 y_o &= \frac{4H(1+1.5e/L)}{kh \, d \, L} \\
 &= \frac{4 \times 13.74 \times (1+1.5 \times 0/30)}{20775 \times 0.8 \times 30} \\
 &= 0.00011 \, \text{m} \\
 &= 0.011 \, \text{cm} < 4 \, \text{cm} \rightarrow \text{Ok}
 \end{aligned}$$

Rotasi tiang (Θ)

$$\begin{aligned}
 \Theta &= \frac{6H(1+1.5e/L)}{kh \, d \, L} \\
 &= \frac{6 \times 13.74 \times (1+1.5 \times 0/30)}{20775 \times 0.8 \times 30} \\
 &= 0.000165
 \end{aligned}$$

5.4. Alternatif Geoteknik Untuk Pembangunan Kolam Renang

Pada alternatif ini kolam renang sedalam 2.00 meter akan dibangun pada tanah timbunan, seperti pada Gambar 5.28



Gambar 5.28 Sketsa Perencanaan Kolam Renang

Perencanaan timbunan, PVD dan perkuatan dengan geotextile pada kolam renang sama dengan perhitungan kolam loncat indah pada sub bab 5.3.1 sampai dengan 5.3.5. dimana pada area kolam renang juga akan direncanakan H inisial = 4.2 m, pemasangan PVD pola segitiga dengan jarak 0.7 m dan perkuatan geotextile dengan jumlah lapis seperti pada Tabel 5.13

Perbedaan antara perencanaan kolam loncat indah dan kolam renang adalah pada dimensi kolam, yaitu kolam renang dengan ukuran 21m x 50m x 2.00 m, sehingga pada struktur lantai kolam renang akan memiliki konfigurasi tiang yang berbeda.

5.4.1. Perencanaan Dinding Kolam Renang

Kolam renang yang dibangun pada tanah timbunan dengan perkuatan geotextile sehingga dinding kolam tidak menerima momen yang bekerja, oleh karena itu perencanaan dinding kolam menggunakan perhitungan penulangan praktis dengan data perencanaan sebagai berikut:

Tebal dinding = 300 mm

Selimut beton = 50 mm

Mutu beton (f'_c) = 30 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 420 Mpa

Diameter Tulangan Vertikal = 13 mm

Diameter Tulangan Horizontal = 8 mm

$$\begin{aligned} d &= t - \text{selimut beton} - 0.5\phi_{\text{tul vertikal}} - \phi_{\text{tul hz}} \\ &= 300 - 50 - 7 - 8 \\ &= 236 \text{ mm} \end{aligned}$$

1) Perencanaan Tulangan Vertikal

Berdasarkan SNI 2487 Pasal 14.3.2 (b) ρ min tulangan vertikal untuk batang tulangan ulir \leq D-16 adalah 0.0012 dan 0.0015 untuk $>$ D-16 atau dapat menggunakan $1.4/f_y$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} \\ &= \frac{1.4}{420} \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 0.0033$$

Luas Tulangan Vertikal

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0033 \times 1000 \times 236 \\ &= 785.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas 1 tulangan D13

$$\begin{aligned} \text{As tul} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ &= 132.73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan jumlah tulangan:

$$\begin{aligned} n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tul.}} \\ &= \frac{785}{132.73} \\ &= 5.91 \sim 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Perhitungan jarak tulangan:

berdasarkan SNI 2487 Pasal 7.12.2.2 Jarak tulangan susut dan suhu satu sama lain tidak boleh lebih jauh dari 5 kali tebal dinding atau tidak lebih jauh dari 450 mm

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{b}{n-1} \\
 &= \frac{1000}{6-1} \\
 &= 200 \text{ mm} < 450 \text{ mm (Ok)}
 \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan 6D13 – 200mm (As pasang = 796.39 mm²)

2) Perencanaan Tulangan Horizontal

Tulangan horizontal yang berfungsi sebagai tulangan bagi dapat direncanakan menggunakan;

$$\rho_{\min} = 0.0012$$

Luas tulangan perlu

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0012 \times 1000 \times 236 \\
 &= 282.6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas 1 tulangan Ø8

$$\begin{aligned}
 \text{As tul} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 \\
 &= 50.27 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan jumlah tulangan:

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tul.}} \\
 &= \frac{282.6}{50.27} \\
 &= 5.62 \sim 6 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Perhitungan jarak tulangan:

berdasarkan SNI 2487 Pasal 7.12.2.2 Jarak tulangan susut dan suhu satu sama lain tidak boleh lebih jauh dari 5 kali tebal dinding atau tidak lebih jauh dari 450 mm

$$S = \frac{b}{n-1}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1000}{6 - 1} \\
 &= 200 \text{ mm} < 450 \text{ mm (Ok)}
 \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan 6Ø8 – 200mm (As pasang = 301.59 mm²)

Tulangan horizontal dan vertikal dipasang 2 lapis agar menghindari kekeliruan pada saat pelaksanaan

5.4.2. Perencanaan Struktur Lantai Kolam Renang

Data-data perencanaan:

Tebal dinding = 0.3 m

H dinding = 6.5 m

Tebal Pelat = 0.5 m

Fc' = 30 Mpa

1) Perhitungan beban yang bekerja

Adapun beban-beban yang bekerja pada pondasi tiang, antara lain:

$$\begin{aligned}
 \text{Beban air} &= \gamma_w \times H \times \text{Luas kolam} \\
 &= 1.00 \text{ t/m}^3 \times 2.00 \text{ m} \times 21 \text{ m} \times 50 \text{ m} \\
 &= 2100 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban dinding x} &= n_x \times \gamma_c \times H \times \text{tebal} \times L_x \\
 &= 2 \text{ bh} \times 2.4 \text{ t/m}^3 \times 2.00 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 21 \text{ m} \\
 &= 60.48 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban dinding y} &= n_y \times \gamma_c \times H \times \text{tebal} \times L_y \\
 &= 2 \text{ bh} \times 2.4 \text{ t/m}^3 \times 2.00 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 50 \text{ m} \\
 &= 144 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Pelat} &= \gamma_c \times \text{tebal} \times A \\
 &= 2.4 \text{ t/m}^3 \times 0.5 \text{ m} \times (21 \text{ m} \times 50 \text{ m}) \\
 &= 1260 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{total}} &= \text{Beban air} + \text{beban dinding} + \text{beban pelat} \\
 &= 2100 + 60.48 + 144 + 1260 \\
 &= 3564.48
 \end{aligned}$$

2) Perencanaan Pondasi Tiang Bor

Tiang bor direncanakan dipancang sampai kedalaman -35.00 atau dengan L = 34 m

a) Perhitungan daya dukung ujung tiang

$$L_{\text{tiang}} = 34 \text{ m}$$

Ujung tiang berada di tanah lapisan pasir:

Jika direncanakan $D = 0.8 \text{ m}$, maka :

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi \cdot 0.8^2 \\ &= 0.503 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Data lapisan tanah pasir :

$$\phi = 35^\circ$$

Maka berdasarkan tabel Vesic 1978 di peroleh harga $N_q = 33.3$

$q' =$ tekanan vertikal pada ujung tiang diperoleh dari perhitungan tekanan tanah pada sub bab 5.3.6 Tabel 5.17 Hal. 132

$$= 16.40 \text{ t/m}^2$$

$$Q_e = A_p \times q' \times (N_q - 1)$$

$$= 0.503 \times 16.40 \times (33.1 - 1)$$

$$= 266.27 \text{ ton}$$

Jika direncanakan diameter dengan berbagai variasi, maka diperoleh data sebagai berikut:

Tabel 5.29 Harga Q_e dengan Berbagai Variasi Diameter Tiang Bor Kolam Renang

Ds (m)	A_p (m ²)	Q_e (ton)
0.6	0.283	149.775
0.8	0.503	266.266
1.0	0.785	416.041
1.2	1.131	599.099

b) Perhitungan daya dukung selimut tiang

Kedalaman -0.00 – 3.00

Jenis tanah pasir kelanauan dengan $\phi = 25^\circ$

$$Q_s \text{ pasir} = \pi D_s (1 - \sin \phi) \tan \delta \sigma'_v \cdot dz$$

Tekanan vertikal pada ujung tiang diperoleh dari perhitungan tekanan tanah pada sub bab 5.3.6 Tabel 5.17

$$\sigma'_{v0m} = 4.50 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{v3m} = 6.00 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned}\delta &= 2/3 \phi \\ &= 2/3 \times 25^\circ \\ &= 16.67\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_s \text{ pasir} &= \pi D_s (1 - \sin \Phi) \operatorname{tg} \delta \sigma_v' .dz \\ &= \pi \times 0.8 \text{ m} \times (1 - \sin 25^\circ) \times \operatorname{tg} 16.67^\circ \times \{(4.50 \text{ t/m}^2 \times \\ &\quad 3.00 \text{ m}) + (0.5 \times (6.00 - 4.50 \text{ t/m}^2) \times 3.00 \text{ m})\} \\ &= 6.879 \text{ ton}\end{aligned}$$

Kedalaman -3.00 – 5.00

$$\begin{aligned}Q_s \text{ lempung} &= \Sigma \alpha' . C_u . O . \Delta l \\ &= 0.40 \times 1.709 \text{ t/m}^2 \times (\pi \times 0.8 \text{ m}) \times 2 \text{ m} \\ &= 3.436 \text{ ton}\end{aligned}$$

Kedalaman -26.00 – 28.00

Jenis tanah pasir kelanauan dengan $\phi = 10^\circ$

$$\begin{aligned}Q_s \text{ pasir} &= \pi D_s (1 - \sin \Phi) \operatorname{tg} \delta \sigma_v' .dz \\ \text{Pada tanah pasir untuk kedalaman} &> 15D_s \text{ maka } \sigma_v' \text{ konstan} \\ 15D_s &= 15 \times 0.8 \\ &= 12 \text{ m atau pada elevasi -17.00}\end{aligned}$$

Tekanan vertikal pada ujung tiang diperoleh dari perhitungan tekanan tanah pada sub bab 5.3.6 Tabel 5.17

$$\begin{aligned}\sigma_v' &= 6.11 \text{ t/m}^2 \\ \delta &= 2/3 \phi \\ &= 2/3 \times 10^\circ \\ &= 6.67\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_s \text{ pasir} &= \pi D_s (1 - \sin \Phi) \operatorname{tg} \delta \sigma_v' .dz \\ &= \pi \times 0.8 \text{ m} \times (1 - \sin 10^\circ) \times \operatorname{tg} 6.67^\circ \times 6.11 \text{ t/m}^2 \times \\ &\quad 2.00 \text{ m} \\ &= 2.981 \text{ ton}\end{aligned}$$

Kedalaman -33.00 – 35.00

Jenis tanah pasir dengan $\phi = 35^\circ$

$$\begin{aligned}Q_s \text{ pasir} &= \pi D_s (1 - \sin \Phi) \operatorname{tg} \delta \sigma_v' .dz \\ \text{Pada tanah pasir untuk kedalaman} &> 15D_s \text{ maka } \sigma_v' \text{ konstan} \\ 15D_s &= 15 \times 0.8 \\ &= 12 \text{ m atau pada elevasi -17.00} \\ \sigma_v' &= 6.11 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta &= 2/3 \phi \\ &= 2/3 \times 35^\circ \\ &= 23.33\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_s \text{ pasir} &= \pi D_s (1 - \sin \Phi) \tan \delta \sigma_v' dz \\ &= \pi \times 0.8 \text{ m} \times (1 - \sin 35^\circ) \times \tan 23.33^\circ \times 6.11 \text{ t/m}^2 \times 2.00 \text{ m} \\ &= 5.681 \text{ ton}\end{aligned}$$

Perhitungan Q_s dari kedalaman 0-34 m direkapitulasi pada Tabel 5.30

Tabel 5.30 Rekapitulasi Q_s dengan $D = 0.8 \text{ m}$ $L=34 \text{ m}$

kedalaman (m)	Jenis Lapisan	Cu t/m2	Ø	Qs (ton)
0 - 3	Pasir kelanauan	0.000	25	6.879
3 - 5	Lanau Kelempungan	1.709	0	3.436
5 - 7		1.875	0	3.770
7 - 9		2.039	0	4.100
9 - 11		2.208	0	4.439
11 - 13		2.367	0	4.759
13 - 15		2.506	0	5.039
15 - 17		2.679	0	5.387
17 - 19		2.829	0	5.688
19 - 21		2.993	0	6.017
21 - 23		3.145	0	6.324
23 - 24		3.261	0	3.278
24 - 26	Lanau kepasiran	3.381	0	6.799
26 - 28	Pasir kelanauan	0.000	10	2.981
28 - 30	Lanau Kelempungan	3.715	0	7.469
30 - 31		3.838	0	7.716
31 - 33		4.026	0	8.095
33 - 35	Pasir	0.000	35	5.681
Qs total				97.858

Daya dukung tiang $D = 0.8$

$$\begin{aligned}Q_u &= Q_e + Q_s \\ &= 266.27 \text{ ton} + 97.858 \text{ ton} \\ &= 364.12 \text{ ton}\end{aligned}$$

Jika $SF = 3$, maka daya dukung ijin tiang :

$$\begin{aligned} Q_u \text{ ijin} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{364.125}{3} = 121.375 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jika direncanakan diameter dengan berbagai variasi, maka diperoleh data sebagai berikut:

Tabel 5.31 Daya dukung ijin tiang dengan variasi Ds Tiang Bor Kolam Renang

Ds (m)	Qe ton	Qs ton	Qu ton	Qu ijin ton
0.6	149.775	69.001	218.776	72.925
0.8	266.266	97.858	364.125	121.375
1.0	416.041	119.999	536.040	178.680
1.2	599.099	146.997	746.096	248.699

Direncanakan $D = 0.8\text{m}$,

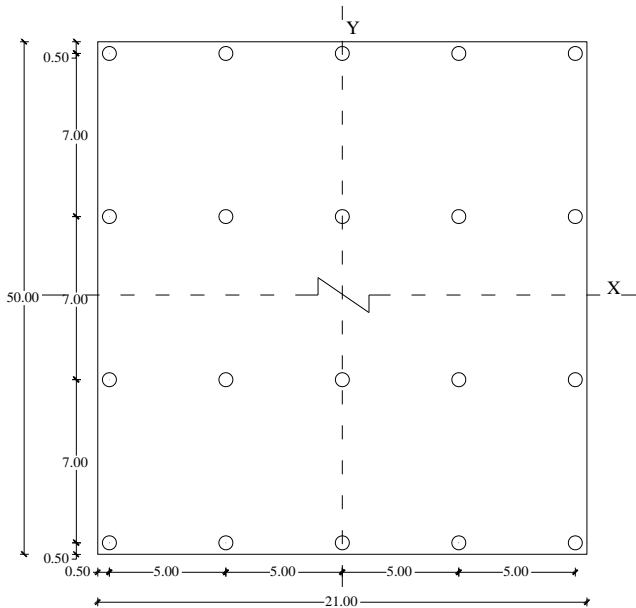
$$\begin{aligned} \text{Min. spasi} &= 2.5D \\ &= 2.5 \times 0.8 \\ &= 1.5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$E_k = 0.80$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{W}{E_k \cdot Q_u \text{ ijin}} \\ &= \frac{3564.48 \text{ ton}}{0.80 \times 121.375 \text{ ton}} \\ &= 36.71 \text{ buah} \end{aligned}$$

Direncanakan jumlah tiang = 40 buah

Konfigurasi tiang 5 x 8 buah, seperti pada Gambar 5.29



Gambar 5.29 Konfigurasi Tiang 5 x 8 Ds = 0.8 m

$$S_x = 5.00 \text{ m}$$

$$S_y = 7.00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_{\max 1 \text{ tiang}} &= \frac{W}{n} \\ &= \frac{3564.48 \text{ ton}}{40 \text{ buah}} \\ &= 89.11 \text{ ton} \end{aligned}$$

Cek efisiensi tiang kelompok

Jarak yang diambil dalam perhitungan efisiensi adalah jarak terkecil yaitu $S_y = 5.00 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \arctan \frac{D}{S} \left(\frac{(m-1)n + (n-1)m}{90mn} \right) \\ &= 1 - \arctan \frac{0.8}{5.0} \left(\frac{(5-1)8 + (8-1)5}{90 \times 5 \times 8} \right) \end{aligned}$$

$$= 0.83$$

Cek daya dukung 1 tiang dalam kelompok

$$\begin{aligned}\bar{Q}_{1 \text{ tiang dalam kelompok}} &= \eta \times Q_{u \text{ ijin 1 tiang}} > P_{\text{maks}} \\ &= 0.83 \times 121.375 \text{ ton} > 89.11 \text{ ton} \\ &= 100.86 \text{ ton} > 89.11 \text{ ton (Ok)}\end{aligned}$$

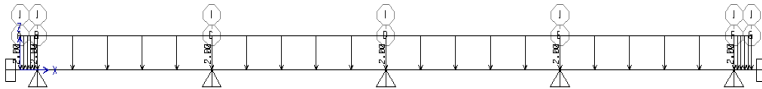
Jika direncanakan diameter dengan berbagai variasi, maka diperoleh data konfigurasi tiang seperti pada Tabel 5.32

Tabel 5.32 Konfigurasi Tiang Bor Kolam Renang Berdasarkan Ds

Ds	Q ijin	n perlu	S min		n Psg	S rencana		Konfigurasi tiang		Ek tiang kel.	P maks	Q ijin 1 tiang kel	Cek Qijin > Pmaks
			2.5 Ds	5Ds		Dx	Dy	x	y				
(m)	(ton)	(bh)	(m)	(m)	(bh)	(m)	(m)	(bh)	(bh)		(ton)	ton	
0.6	72.93	61.10	1.50	3.00	64.00	2.80	7.00	8.00	8.00	0.77	55.70	55.84	Ok
0.8	121.37	36.71	2.00	4.00	40.00	5.00	7.00	5.00	8.00	0.83	89.11	100.86	Ok
1.0	178.68	24.94	2.50	5.00	28.00	6.50	8.00	4.00	7.00	0.84	127.30	150.78	Ok
1.2	248.70	17.92	3.00	6.00	20.00	6.50	12.00	4.00	5.00	0.82	178.22	203.88	Ok

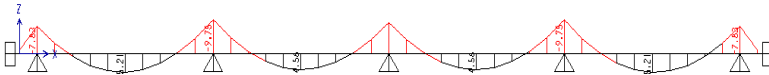
3) Perhitungan Penulangan Pelat Lantai

Pelat lantai dimodelkan pada program SAP untuk memperoleh harga Mu, seperti pada Gambar 5.30



Gambar 5.30 Permodelan Pelat Lantai Kolam Renang pada Program SAP

Berdasarkan hasil output program SAP (Gambar 5.31) diperoleh harga $M_u = 97.5 \text{ kNm}$.



Gambar 5.31 Diagram Momen Pelat Lantai Kolam Renang Output Program SAP

Pelat lantai direncanakan sebagai berikut:

Data perencanaan :

Tebal Pelat	= 500 mm
Selimut beton	= 50 mm
Mutu beton	= 30 Mpa
Modulus elastisitas (E_c)	= 27806 Mpa
Kuat tarik (F_y)	= 420 Mpa
Diameter tulangan x	= 13 mm
Diameter tulangan y	= 13 mm

a. Perhitungan penulangan arah x

Diameter tulangan = 13

$$\begin{aligned} dx &= t \text{ pelat} - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} D \\ &= 500 - 50 - 6.5 \\ &= 443.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2487-2013 Pasal 7.12.2.1 (c) untuk slab yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las mutu 420, maka rasio tulangan terhadap luas bruto penampang beton, $\rho_{\min} = 0.0018$
 ρ perlu dicari dengan cara;

$$\begin{aligned} M_u &= 97.5 \text{ kNm} \\ &= 97.5 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{97.5 \times 10^6}{0.85 \times 1000 \times 443.5^2} \\ &= 0.58 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0.85f'_c} \\ &= \frac{420}{0.85 \times 30} \\ &= 16.47 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{16.47} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.47 \times 0.58}{420}} \right] \\ &= 0.0014 < 0.0018 \end{aligned}$$

Karena $\rho \text{ perlu} < \rho \text{ min}$, maka digunakan $\rho \text{ min} = 0.0018$ untuk menghitung $A_s \text{ perlu}$.

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0018 \times 1000 \times 443.5 \\ &= 798.3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas 1 tulangan D13

$$\begin{aligned} A_s \text{ tul} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ &= 132.73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan jumlah tulangan:

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tul.}}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{798.3}{132.73} \\
 &= 6.01 \sim 9 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Perhitungan jarak tulangan:

berdasarkan SNI 2487 Pasal 7.12.2.2 Jarak tulangan susut dan suhu satu sama lain tidak boleh lebih jauh dari 5 kali tebal dinding atau tidak lebih jauh dari 450 mm

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{b}{n - 1} \\
 &= \frac{1000}{9 - 1} \\
 &= 125 \text{ mm} < 450 \text{ mm (Ok)}
 \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan 9D13 – 125mm (As pasang = 1194.6 mm²) untuk penulangan arah x.

b. Perhitungan penulangan arah y

D tulangan = 13

$$\begin{aligned}
 dx &= t \text{ pelat} - \text{selimut beton} - D - \frac{1}{2} D \\
 &= 500 - 50 - 13 - 6.5 \\
 &= 430.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2487-2013 Pasal 7.12.2.1 (c) untuk slab yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las mutu 420, maka rasio tulangan terhadap luas bruto penampang beton, $\rho = 0.0018$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0018 \times 1000 \times 430.5 \\
 &= 774.9 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas 1 tulangan D13

$$\begin{aligned}
 \text{As tul} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\
 &= 132.73 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan jumlah tulangan:

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tul.}}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{774.9}{132.73} \\
 &= 5.84 \sim 6 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Perhitungan jarak tulangan:

berdasarkan SNI 2487 Pasal 7.12.2.2 Jarak tulangan susut dan suhu satu sama lain tidak boleh lebih jauh dari 5 kali tebal dinding atau tidak lebih jauh dari 450 mm

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{b}{n - 1} \\
 &= \frac{1000}{6 - 1} \\
 &= 200 \text{ mm} < 450 \text{ mm (Ok)}
 \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan 6D13 – 200mm (As pasang = 796.4 mm²) untuk penulangan arah y.

c. Kontrol harga Mn terhadap Mu

Kontrol dilakukan terhadap arah penulangan yang memiliki jumlah penulangan lebih sedikit yaitu arah y dengan jumlah tulangan 6D13 – 200mm (As pasang = 796.4 mm²).

Perhitungan momen nominal sebagai berikut:

ØMn harus lebih besar daripada Mu = 9.75 tm

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0.85 f'_c \times b} \\
 &= \frac{796.4 \times 420}{0.85 \times 30 \times 1000} \\
 &= 13.12 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0.85 \times 796.4 \times 420 \left(430.5 - \frac{13.12}{2} \right) \\
 &= 113442652 \text{ Nmm} \\
 &= 11.34 \text{ tm} > 9.75 \text{ tm (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

4) Perhitungan Penulangan Tiang Bor

Direncanakan :

$$\text{Diameter bore pile} = 800 \text{ mm}$$

$$D_c = 800 - 2 \times 40$$

$$= 720 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton (f'c)} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat leleh tulangan lentur (fy)} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat leleh tulangan geser (fyv)} = 250 \text{ mpa}$$

$$\text{Diameter tulangan lentur} = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan geser} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Decking} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Ag (Luas bore pile)} = 0.25 \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times \pi \times 800^2$$

$$= 502655 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ach (Luas Pengekangan)} = 0.25 \times \pi \times (d - 2 \times \text{decking})^2$$

$$= 0.25 \times \pi \times (800 - 2 \times 40)^2$$

$$= 407150 \text{ mm}^2$$

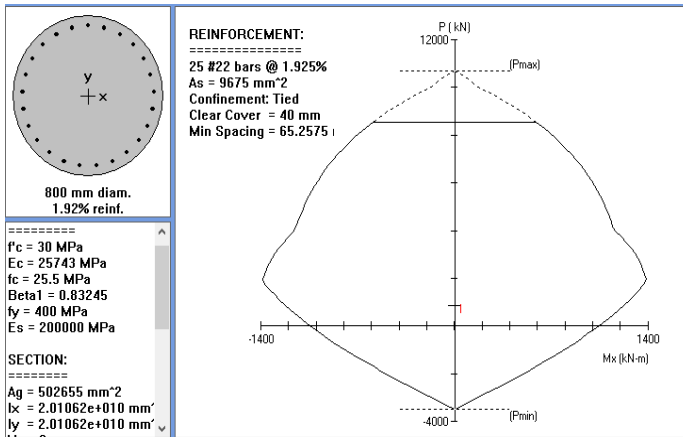
$$\text{Angka rasio } \beta_1 = 0.85 - (f'c - 28) \times 0.05 / 7$$

$$= 0.85 - (30 - 28) \times 0.05 / 7$$

$$= 0.84$$

$$P_u \text{ maks} = 891.12 \text{ kNm}$$

Perencanaan bored pile menggunakan program PCA-Col, adapun hasil outprogram pada Gambar 5.32



Gambar 5.32 Hasil Output PCA-Col untuk Bored Pile Dimensi 800 mm

Kontrol Desain

- Luas tulangan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.9.1, Luas tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ dan lebih dari $0.08A_g$

$$\begin{aligned} A_{st} &= n \times 0.25 \times \pi \times d^2 \\ &= 25 \times 0.25 \times \pi \times 22^2 \\ &= 12271.85 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_g = 502655 \text{ mm}^2$$

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.08A_g$$

$$(0.01 \times 502655 \text{ mm}^2) \leq 9883.45 \text{ mm}^2 \leq (0.08 \times 502655 \text{ mm}^2)$$

$$5026.548 \leq 12271.85 \leq 40212.39 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi syarat)}$$

- Rasio tulangan

Berdasarkan SNI 2847-2002 Pasal 23.3.2, Kriteria rasio tulangan adalah 1% - 6%, semakin kecil nilai rasio tulangan maka tulangan baja semakin efisien.

Berdasarkan output program, rasio tulangan = $1.925\% < 6\%$ (memenuhi syarat)

- Batas Spasi

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 7.6.3, Jarak bersih antar tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari 40 mm.

Hasil output min spacing = 65 mm > 40 mm (Memenuhi syarat)

Perencanaan Penulangan Geser *Bored pile*

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.9.3 Rasio volume tulangan spiral, ρ_s tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned}\rho_s &= 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ &= 0.45 \left(\frac{502655}{407150} - 1 \right) \times \frac{30}{250} \\ &= 0.0127\end{aligned}$$

Jarak spiral maksimal 150 mm

$$\begin{aligned}A_s &= 0.25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 132.73 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{A_s \pi (D_c - d_b)}{(\pi / 4) D_c^2 \rho_s} \\ &= \frac{132.73 \pi (720 - 13)}{(\pi / 4) \times 720^2 \times 0.0127} \\ &= 57.16 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipasang tulangan spiral D 13 – 150 mm

Perhitungan Defleksi *Bored Pile* D800

Diameter (D)	= 800 mm
Panjang tiang pancang (L)	= 34 m
F'_c	= 30 Mpa
Modulus elastis tiang (E_c)	= $4700 \times \sqrt{f'_c} \times 10^3$
	= $4700 \times \sqrt{30} \times 10^3$
	= 25742960 kN/m ²

$$\begin{aligned}
 \text{Momen inersia penampang}(I_c) &= \frac{\pi}{64} \times D^4 \\
 &= \frac{\pi}{64} \times 0.4^4 \\
 &= 0.020106 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Jarak momen terhadap muka tanah (e) = 0 m

Momen design = 794.70 kNm

Untuk tanah kohesif letak jepit maksimum nilai :

$$ZF = 1.8 T$$

Koefisien reaksi *subgrade* tanah lempung berdasarkan Paulo dan Davis, 1980 (Tabel 2.11)

$$N_h = 554 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 T &= \sqrt[5]{\frac{EI}{N_h}} = \sqrt[5]{\frac{25742960.2 \times 0.020106}{554}} \\
 &= 3.927 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ZF &= 1.8 \times 3.927 \\
 &= 7.07 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_u &= \frac{M_{\max}}{Z_f} = \frac{97.1 \text{ kNm}}{7.07 \text{ m}} \\
 &= 13.74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk tiang dalam tanah kohesif defleksi tiang dikaitkan dengan factor tak berdimensi (βL), dengan:

$$L \text{ tiang} = 34 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 k_h &= N_h (z/d) \\
 &= 554 \times (34/0.8) \\
 &= 23545 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= \left(\frac{k_h \cdot d}{4 E_p \cdot I_p} \right) \\
 &= \left(\frac{23545 \times 0.8}{4 \times 25742960.2 \times 0.020106} \right) \\
 &= 0.009
 \end{aligned}$$

$$\beta L = 0.009 \times 34$$

$$= 0.31 < 1.5 \rightarrow \text{Tiang ujung bebas berlaku seperti tiang pendek}$$

Perhitungan defleksi

$$\begin{aligned}
 y_o &= \frac{4H(1+1.5e/L)}{kh \, d \, L} \\
 &= \frac{4 \times 13.79 \times (1+1.5 \times 0/34)}{23545 \times 0.8 \times 34} \\
 &= 0.00009 \, \text{m} \\
 &= 0.009 \, \text{cm} < 4 \, \text{cm} \rightarrow \text{Ok}
 \end{aligned}$$

Rotasi tiang (Θ)

$$\begin{aligned}
 \Theta &= \frac{6H(1+1.5e/L)}{kh \, d \, L} \\
 &= \frac{6 \times 13.74 \times (1+1.5 \times 0/34)}{23545 \times 0.8 \times 34} \\
 &= 0.00013
 \end{aligned}$$

5.1. Perhitungan Biaya Material

Harga satuan material diperoleh dari berbagai penawaran dari berbagai pihak penyedia dan perhitungan biaya material pada Lampiran 2. Adapun rekapitulasi harga material untuk pembangunan kolam seperti pada Tabel 5.33

Tabel 5.33 Harga Satuan Material

No	Jenis Material	Harga Satuan	Satuan	Keterangan
1	Timbunan pilihan	Rp 190,800	m3	
2	PVD	Rp 3,500	m'	CT D812, ex. UnggulTex
3	Geotextile	Rp 17,000	m2	UW-250, ex. UnggulTex
4	Tulangan			
	D32-mm	Rp 560,328	btg	ex. Krakatau steel standar SNI
	D25-mm	Rp 341,880	btg	
	D22-mm	Rp 264,624	btg	
	D19-mm	Rp 198,024	btg	
	D16-mm	Rp 140,600	btg	
	D13-mm	Rp 92,352	btg	
	D10-mm	Rp 54,760	btg	
	Ø8-mm	Rp 35,076	btg	
5	Ready mix K375, fc'30	Rp 1,275,000	m3	ex. Lokal, Banua Beton
6	Steel pipe pile D40 cm	Rp 10,000,000	bh	L = 25, ex. Nippon Sumimoto
7	Sheet pile NSP II	Rp 15,000,000	lbr	L = 25, ex. Nippon Sumimoto
8	Bored Pile			
	D1.2 m, L = 44m	Rp 168,843,084	bh	Hasil perhitungan
	D0.8 m, L = 30m	Rp 43,926,532	bh	Hasil perhitungan
	D0.8 m, L = 34m	Rp 49,619,850	bh	Hasil perhitungan
	D0.6 m, L = 25m	Rp 29,004,355	bh	Hasil perhitungan
	D0.6 m, L = 23m	Rp 26,230,229	bh	Hasil perhitungan
9	Dinding t = 30 cm dengan	Rp 509,928	m2	Hasil perhitungan
	Tulangan utama D13-200mm			
	Tulangan bagi D8-200mm			
10	Lantai t = 50 cm	Rp 945,340	m2	Hasil perhitungan
	Tulangan arah x D13-200mm			
	Tulangan arah y D13-125mm			
11	Sumur bor + Pompa	Rp 4,946,651	unit	

5.5.1. Biaya Material untuk Alternatif Kolam Loncat Indah

Perencanaan pekerjaan timbunan, PVD, dan geotextile merupakan item pekerjaan yang harus direncanakan pada semua alternatif pembangunan kolam untuk kasus pada Tugas Akhir ini. Perhitungan kebutuhan material untuk berbagai alternatif pada Lampiran 3

Adapun alternatif merupakan kombinasi perencanaan perkuatan tanah galian, antara lain:

1) Alternatif I

Alternatif I menggunakan turap bored pile diameter 1.2 m untuk perkuatan pada kondisi I, dimana terjadi beda tinggi muka air tanah. Berikut total biaya direkapitulasi pada Tabel 5.34

Tabel 5.34 Total Biaya Alternatif I

No	Jenis Material	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan	Jumlah Harga
1	Timbunan	4354.56	m ³	Rp 190,800	Rp 830,850,048
2	PVD	93950	m'	Rp 3,500	Rp 328,825,000
3	Geotextile	5832	m ²	Rp 17,000	Rp 99,144,000
4	Bored pile D-1.2 m, L=44m	33	bh	Rp 168,843,084	Rp 5,571,821,756
5	Dinding t = 30cm	494	m ²	Rp 509,928	Rp 251,904,432
6	Lantai t=50cm	357	m ²	Rp 945,340	Rp 337,486,380
7	Bored pile D0.8m, L=30m	36	bh	Rp 43,926,532	Rp 1,581,355,135
Total Biaya Alternatif I					Rp 9,001,386,751

2) Alternatif II

Alternatif II menggunakan *wellpoint* dan pompa untuk menurunkan muka air tanah sehingga tidak memiliki beda tinggi. Selain itu turap bored pile diameter 0.6 m untuk perkuatan pada sisi galian dan sisi ujung timbunan untuk menghindari area sekitarnya mengalami penurunan. Berikut total biaya direkapitulasi pada Tabel 5.35

Tabel 5.35 Total Biaya Alternatif II

No	Jenis Material	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan	Jumlah Harga
1	Timbunan	4354.56	m ³	Rp 190,800	Rp 830,850,048
2	PVD	93950	m'	Rp 3,500	Rp 328,825,000
3	Geotextile	5832	m ²	Rp 17,000	Rp 99,144,000
4	Bored pile D0.6m, L=25m	64	bh	Rp 29,004,355	Rp 1,856,278,736
5	Bored pile D0.6m, L=23m	114	bh	Rp 26,230,229	Rp 2,990,246,130
6	Dinding t = 30cm	494	m ²	Rp 509,928	Rp 251,904,432
7	Lantai t=50cm	357	m ²	Rp 945,340	Rp 337,486,380
8	Bored pile D0.8m, L=30m	36	bh	Rp 43,926,532	Rp 1,581,355,135
9	Sumur bor + Pompa	14	Titik	Rp 4,946,651	Rp 69,253,108
Total Biaya Alternatif II					Rp 8,345,342,968

3) Alternatif III

Alternatif III menggunakan *wellpoint* dan pompa untuk menurunkan muka air tanah sehingga tidak memiliki beda tinggi. Selain itu turap bored pile diameter 0.6 m untuk perkuatan pada sisi galian dan *steel sheet pile* NSP II untuk sisi ujung timbunan untuk menghindari area sekitarnya mengalami penurunan. Berikut total biaya direkapitulasi pada Tabel 5.36

Tabel 5.36 Total Biaya Alternatif III

No	Jenis Material	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan	Jumlah Harga
1	Timbunan	4354.56	m ³	Rp 190,800	Rp 830,850,048
2	PVD	93950	m'	Rp 3,500	Rp 328,825,000
3	Geotextile	5832	m ²	Rp 17,000	Rp 99,144,000
4	Bored pile D0.6m, L=25m	64	bh	Rp 29,004,355	Rp 1,856,278,736
5	Sheet Pile NSPIII, L=25m	171	lbr	Rp 15,000,000	Rp 2,565,000,000
6	Dinding t = 30cm	494	m ²	Rp 509,928	Rp 251,904,432
7	Lantai t=50cm	357	m ²	Rp 945,340	Rp 337,486,380
8	Bored pile D0.8m, L=30m	36	bh	Rp 43,926,532	Rp 1,581,355,135
9	Sumur bor + Pompa	14	Titik	Rp 4,946,651	Rp 69,253,108
Total Biaya Alternatif III					Rp 7,920,096,839

4) Alternatif IV

Alternatif IV menggunakan *wellpoint* dan pompa untuk menurunkan muka air tanah sehingga tidak memiliki beda tinggi. Selain itu turap bored pile diameter 0.6 m untuk perkuatan pada sisi galian dan *steel pipe pile* diameter 0.4 m untuk sisi ujung timbunan untuk menghindari area sekitarnya mengalami penurunan. Berikut total biaya direkapitulasi pada Tabel 5.37

Tabel 5.37 Total Biaya Alternatif IV

No	Jenis Material	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan	Jumlah Harga
1	Timbunan	4354.56	m3	Rp 190,800	Rp 830,850,048
2	PVD	93950	m'	Rp 3,500	Rp 328,825,000
3	Geotextile	5832	m2	Rp 17,000	Rp 99,144,000
4	Bored pile D0.6m, L=25m	64	bh	Rp 29,004,355	Rp 1,856,278,736
5	Pipe Pile D0.4m L=25	171	bh	Rp 10,000,000	Rp 1,710,000,000
6	Dinding t = 30cm	494	m2	Rp 509,928	Rp 251,904,432
7	Lantai t=50cm	357	m2	Rp 945,340	Rp 337,486,380
8	Bored pile D0.8m, L=30m	36	bh	Rp 43,926,532	Rp 1,581,355,135
9	Sumur bor + Pompa	14	Titik	Rp 4,946,651	Rp 69,253,108
Total Biaya Alternatif IV					Rp 7,065,096,839

5) Alternatif V

Alternatif V menggunakan *wellpoint* dan pompa untuk menurunkan muka air tanah sehingga tidak memiliki beda tinggi. Selain itu *sheet pile* tipe NSP II untuk perkuatan pada sisi galian dan sisi ujung timbunan untuk menghindari area sekitarnya mengalami penurunan. Berikut total biaya direkapitulasi pada Tabel 5.38

Tabel 5.38 Total Biaya Alternatif V

No	Jenis Material	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan	Jumlah Harga
1	Timbunan	4354.56	m3	Rp 190,800	Rp 830,850,048
2	PVD	93950	m'	Rp 3,500	Rp 328,825,000
3	Geotextile	5832	m2	Rp 17,000	Rp 99,144,000
4	Sheet Pile NSPIII, L=25m	96	bh	Rp 15,000,000	Rp 1,440,000,000
5	Sheet Pile NSPIII, L=25m	171	lbr	Rp 15,000,000	Rp 2,565,000,000
6	Dinding t = 30cm	494	m2	Rp 509,928	Rp 251,904,432
7	Lantai t=50cm	357	m2	Rp 945,340	Rp 337,486,380
8	Bored pile D0.8m, L=30m	36	bh	Rp 43,926,532	Rp 1,581,355,135
9	Sumur bor + Pompa	14	Titik	Rp 4,946,651	Rp 69,253,108
Total Biaya Alternatif V					Rp 7,503,818,103

6) Alternatif VI

Alternatif VI menggunakan *wellpoint* dan pompa untuk menurunkan muka air tanah sehingga tidak memiliki beda tinggi. Selain itu *sheet pile* tipe NSP II untuk perkuatan pada sisi galian dan *bored pile* diameter 0.6 m untuk sisi ujung timbunan untuk menghindari area sekitarnya mengalami penurunan. Berikut total biaya direkapitulasi pada Tabel 5.39

Tabel 5.39 Total Biaya Alternatif VI

No	Jenis Material	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan	Jumlah Harga
1	Timbunan	4354.56	m3	Rp 190,800	Rp 830,850,048
2	PVD	93950	m'	Rp 3,500	Rp 328,825,000
3	Geotextile	5832	m2	Rp 17,000	Rp 99,144,000
4	Sheet Pile NSPIII, L=25m	96	lbr	Rp 15,000,000	Rp 1,440,000,000
5	Bored pile D0.6m, L=23m	114	bh	Rp 26,230,229	Rp 2,990,246,130
6	Dinding t = 30cm	494	m2	Rp 509,928	Rp 251,904,432
7	Lantai t=50cm	357	m2	Rp 945,340	Rp 337,486,380
8	Bored pile D0.8m, L=30m	36	bh	Rp 43,926,532	Rp 1,581,355,135
9	Sumur bor + Pompa	14	Titik	Rp 4,946,651	Rp 69,253,108
Total Biaya Alternatif VI					Rp 7,929,064,233

7) Alternatif VII

Alternatif VII menggunakan *wellpoint* dan pompa untuk menurunkan muka air tanah sehingga tidak memiliki beda tinggi. Selain itu *sheet pile* tipe NSP II untuk perkuatan pada sisi galian dan *steel pipe pile* diameter 0.4 m untuk sisi ujung timbunan untuk menghindari area sekitarnya mengalami penurunan. Berikut total biaya direkapitulasi pada Tabel 5.40

Tabel 5.40 Total Biaya Alternatif VII

No	Jenis Material	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan	Jumlah Harga
1	Timbunan	4354.56	m3	Rp 190,800	Rp 830,850,048
2	PVD	93950	m'	Rp 3,500	Rp 328,825,000
3	Geotextile	5832	m2	Rp 17,000	Rp 99,144,000
4	Sheet Pile NSPIII, L=25m	96	lbr	Rp 15,000,000	Rp 1,440,000,000
5	Pipe Pile D0.4m L=25	171	bh	Rp 10,000,000	Rp 1,710,000,000
6	Dinding t = 30cm	494	m2	Rp 509,928	Rp 251,904,432
7	Lantai t=50cm	357	m2	Rp 945,340	Rp 337,486,380
8	Bored pile D0.8m, L=30m	36	bh	Rp 43,926,532	Rp 1,581,355,135
9	Sumur bor + Pompa	14	Titik	Rp 4,946,651	Rp 69,253,108
Total Biaya Alternatif VII					Rp 6,648,818,103

8) Alternatif VIII

Alternatif VIII menggunakan *wellpoint* dan pompa untuk menurunkan muka air tanah sehingga tidak memiliki beda tinggi. Selain itu *steel pipe pile* diameter 0.4 m untuk perkuatan pada sisi galian dan sisi ujung timbunan untuk menghindari area sekitarnya mengalami penurunan. Berikut total biaya direkapitulasi pada Tabel 5.41

Tabel 5.41 Total Biaya Alternatif VIII

No	Jenis Material	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan	Jumlah Harga
1	Timbunan	4354.56	m3	Rp 190,800	Rp 830,850,048
2	PVD	93950	m'	Rp 3,500	Rp 328,825,000
3	Geotextile	5832	m2	Rp 17,000	Rp 99,144,000
4	Pipe Pile D0.4m L=25	96	bh	Rp 10,000,000	Rp 960,000,000
5	Pipe Pile D0.4m L=25	171	lbr	Rp 15,000,000	Rp 2,565,000,000
6	Dinding t = 30cm	494	m2	Rp 509,928	Rp 251,904,432
7	Lantai t=50cm	357	m2	Rp 945,340	Rp 337,486,380
8	Bored pile D0.8m, L=30m	36	bh	Rp 43,926,532	Rp 1,581,355,135
9	Sumur bor + Pompa	14	Titik	Rp 4,946,651	Rp 69,253,108
Total Biaya Alternatif VIII					Rp 7,023,818,103

9) Alternatif IX

Alternatif IX menggunakan *wellpoint* dan pompa untuk menurunkan muka air tanah sehingga tidak memiliki beda tinggi. Selain itu *steel pipe pile* diameter 0.4 m untuk perkuatan pada sisi galian dan *bored pile* diameter 0.6 m untuk sisi ujung timbunan untuk menghindari area sekitarnya mengalami penurunan. Berikut total biaya direkapitulasi pada Tabel 5.42

Tabel 5.42 Total Biaya Alternatif IX

No	Jenis Material	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan	Jumlah Harga
1	Timbunan	4354.56	m3	Rp 190,800	Rp 830,850,048
2	PVD	93950	m'	Rp 3,500	Rp 328,825,000
3	Geotextile	5832	m2	Rp 17,000	Rp 99,144,000
4	Pipe Pile D0.4m L=25	96	bh	Rp 10,000,000	Rp 960,000,000
5	Bored pile D0.6m, L=23m	114	bh	Rp 26,230,229	Rp 2,990,246,130
6	Dinding t = 30cm	494	m2	Rp 509,928	Rp 251,904,432
7	Lantai t=50cm	357	m2	Rp 945,340	Rp 337,486,380
8	Bored pile D0.8m, L=30m	36	bh	Rp 43,926,532	Rp 1,581,355,135
9	Sumur bor + Pompa	14	Titik	Rp 4,946,651	Rp 69,253,108
Total Biaya Alternatif IX					Rp 7,449,064,233

10) Alternatif X

Alternatif X menggunakan *wellpoint* dan pompa untuk menurunkan muka air tanah sehingga tidak memiliki beda tinggi. Selain itu *steel pipe pile* diameter 0.4 m untuk perkuatan pada sisi galian dan *sheet pile* tipe NSP II untuk sisi ujung timbunan untuk menghindari area sekitarnya mengalami penurunan. Berikut total biaya direkapitulasi pada Tabel 5.43

Tabel 5.43 Total Biaya Alternatif X

No	Jenis Material	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan	Jumlah Harga
1	Timbunan	4354.56	m3	Rp 190,800	Rp 830,850,048
2	PVD	93950	m'	Rp 3,500	Rp 328,825,000
3	Geotextile	5832	m2	Rp 17,000	Rp 99,144,000
4	Pipe Pile D0.4m L=25	96	bh	Rp 10,000,000	Rp 960,000,000
5	Sheet Pile NSPIII, L=25m	171	lbr	Rp 15,000,000	Rp 2,565,000,000
6	Dinding t = 30cm	494	m2	Rp 509,928	Rp 251,904,432
7	Lantai t=50cm	357	m2	Rp 945,340	Rp 337,486,380
8	Bored pile D0.8m, L=30m	36	bh	Rp 43,926,532	Rp 1,581,355,135
9	Sumur bor + Pompa	14	Titik	Rp 4,946,651	Rp 69,253,108
Total Biaya Alternatif X					Rp 7,023,818,103

Rekapitulasi biaya masing-masing alternatif pada Tabel 5.44

Tabel 5.44 Total Biaya Material untuk Berbagai Alternatif

No	Jenis Alternatif	Total Biaya Alternatif
1	Alternatif I : Preloading, PVD, Geotextile, Turap bored pile D1.2m	Rp 9,001,386,751
2	Alternatif II : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint, Turap bored pile D0.6	Rp 8,345,342,968
3	Alternatif III : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint dan Turap bored pile D0.6 untuk sisi galian, dan Sheet Pile untuk sisi timbunan	Rp 7,920,096,839
4	Alternatif IV : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint dan Turap bored pile D0.6 untuk sisi galian, dan Pipe Pile untuk sisi timbunan	Rp 7,065,096,839
5	Alternatif V : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint dan Turap Sheet Pile untuk sisi galian dan sisi timbunan	Rp 7,503,818,103
6	Alternatif VI : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint dan Turap Sheet Pile untuk sisi galian dan bored pile untuk sisi timbunan	Rp 7,929,064,233
7	Alternatif VII : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint dan Turap Sheet Pile untuk isi galian dan Pipe pile u sisi timbunan	Rp 6,648,818,103
8	Alternatif VIII : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint dan Turap Steel pile D0.4 untuk sisi galian dan sisi timbunan	Rp 7,023,818,103
9	Alternatif IX : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint dan Turap Steel pile D0.4 untuk sisi galian dan Bore piled untuk sisi timbunan	Rp 7,449,064,233
10	Alternatif X : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint dan Turap Steel pile D0.4 untuk sisi galian dan sheet pile untuk sisi timbunan	Rp 7,023,818,103

Berdasarkan Tabel 5.44 alternatif pembangunan kolam loncat indah yang termurah dari segi biaya material adalah alternatif VII dengan total biaya Rp 6.648.818.103,-

5.5.2. Biaya Material untuk Kolam Renang

Perhitungan kebutuhan material untuk pembangunan kolam renang pada Lampiran 2 dan total biaya material seperti pada Tabel 5.45

Tabel 5.45 Total Biaya Material Pembangunan Kolam Renang

No	Jenis Material	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan	Jumlah Harga
1	Timbunan	9676.8	m3	Rp 190,800	Rp 1,846,333,440
2	PVD	145597	m'	Rp 3,500	Rp 509,589,500
3	Geotextile	13704	m2	Rp 17,000	Rp 232,968,000
4	Dinding t = 30cm	284	m2	Rp 509,928	Rp 144,819,552
5	Lantai t=50cm	1050	m2	Rp 945,340	Rp 992,607,000
6	Bored pile D0.8m, L=34m	40	bh	Rp 49,619,850	Rp 1,984,793,991
Total Biaya					Rp 5,711,111,483

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan dalam Tugas Akhir ini, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut;

- 1) Penyebab terjadinya kelongsoran tanah dan kegagalan struktur turap berdasarkan hasil perhitungan pada sub bab 5.3.2 adalah dikarenakan jumlah cerucuk yang digunakan sebagai turap tidak mencukupi kebutuhannya. Berdasarkan hasil perhitungan turap sebagai cerucuk diperoleh kebutuhan turap sebanyak 7 buah dengan spasi 1.25m, sedangkan dilapangan hanya dipancang cerucuk dengan $L = 10$ m dengan jumlah 1 buah/m,
- 2) Alternatif geoteknik untuk pembangunan kolam loncat indah di Banjarmasin, antara lain;
 - a) Dilakukan penimbunan yang lebih tinggi daripada muka air banjir pada area kolam ($H_{\text{final}} = 2.50$ m). berdasarkan perhitungan *preloading* pada sub bab 5.3.1 diperoleh $H_{\text{inisial}} = 4.20$ m dengan $Sc = 1.665$ m
 - b) Berdasarkan perhitungan waktu konsolidasi pada sub bab 5.3.2 dibutuhkan waktu 223.13 Tahun untuk mencapai derajat konsolidasi 90%, sehingga dibutuhkan percepatan konsolidasi dengan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD)
 - c) Berdasarkan perhitungan pada sub bab 5.3.3 PVD yang digunakan yaitu tipe *floor drain* dengan dimensi 100 mm x 5 mm dengan pola pemasangan segitiga jarak 0.70 m dengan waktu 20 minggu untuk mencapai $U=90\%$,
 - d) Berdasarkan perhitungan pada sub bab 5.5.4 penimbunan dilakukan bertahap dengan kecepatan penimbunan 50 cm/minggu. Penimbunan bertahap dapat dilakukan langsung tanpa penundaan dikarenakan $H_{\text{final}} = 4.20$ m < $H_{\text{kritis}} = 4.50$ m
 - e) Berdasarkan perhitungan pada sub bab 5.5.5 perkuatan timbunan menggunakan *geotextile* tipe UW-250 dengan $T_{\text{ult}} = 52$ kN/m. Jumlah kebutuhan geotextile sebanyak 9 lapis dengan jarak pemasangan $S_v = 0.5$ m dan dipasang

sepanjang badan timbunan sampai dengan ujung sisi galian di kedua sisi timbunan, sehingga perkuatan juga dapat berfungsi sebagai *geotextile wall*,

- f) Berdasarkan perhitungan pada sub bab 5.5.6 turap *bored pile* diameter 1.20 m, $L = 44$ m sebagai perkuatan tanah pada kondisi dimana terdapat perbedaan muka air tanah setinggi 4.00 m,
 - g) Perkuatan tanah dengan tambahan *wellpoint* dan pompa sehingga tidak terjadi perbedaan muka air tanah pada kedua sisi galian. *Wellpoint* diameter 0.2 m sebanyak 3 titik dengan jarak 7.5 m pada sisi terpendek dimensi kolam dan 4 titik jarak 6 m untuk sisi terpanjang. Selain itu disekeliling ujung timbunan area kolam loncat indah diberikan turap untuk menghindari penurunan muka air pada area sekitarnya,
 - h) Berdasarkan perhitungan pada sub bab 5.5.7 perkuatan tanah untuk sisi galian dapat menggunakan bored pile diameter 0.60 m, *steel sheet pile* tipe NSP-II dimensi 400 x 100 x 10.5 mm, dan *steel pipe pile* dimensi 400 mm dengan L turap = 25m, sedangkan untuk sisi ujung timbunan dapat menggunakan jenis turap yang sama dengan L turap = 23 m,
- 3) Dimensi struktur kolam berupa dinding dan pelat lantai,
- a) Berdasarkan perhitungan pada sub bab 5.3.8, struktur dinding kolam loncat indah menggunakan dinding beton bertulang dengan data :
 Dimensi Kolam loncat indah = 21 x 17 m
 $H_{\text{dinding}} = 6.5$ m
 Tebal = 30 cm
 Mutu beton = $f_c'30$ Mpa, atau K375
 $f_y = 420$ Mpa
 Kebutuhan tulangan:
 Tulangan vertikal menggunakan D13 – 200mm
 Tulangan horizontal menggunakan D8 – 200mm

- b) Berdasarkan perhitungan pada sub bab 5.3.9 struktur lantai kolam menggunakan tiang pancang *bored pile* dimensi 80 cm L= 30m sebanyak 36 buah dengan konfigurasi tiang 6 x 6 buah.

Pelat lantai kolam loncat indah dengan data:

Dimensi Kolam loncat indah = 21 x 17 m

$H_{\text{dinding}} = 6.5 \text{ m}$

Tebal = 50 cm

Mutu beton = $f_c'30 \text{ Mpa}$, atau K375

$f_y = 420 \text{ Mpa}$

Kebutuhan tulangan:

Tulangan arah x menggunakan D13 – 125mm

Tulangan arah y menggunakan D13 – 200mm

- 4) Alternatif geoteknik untuk pembangunan kolam renang dengan dimensi 21m x 50 m x 2.00 m antara lain;

- a) Dilakukan perencanaan timbunan, PVD dan perkuatan dengan *geotextile* pada kolam renang sama dengan perhitungan kolam loncat indah pada sub bab 5.3.1 sampai dengan 5.3.5. dimana pada area kolam renang juga akan direncanakan H inisial = 4.2 m, pemasangan PVD pola segitiga dengan jarak 0.7 m dan perkuatan *geotextile* dengan jumlah 9 lapis.

- b) Berdasarkan perhitungan pada sub bab 5.4.1, struktur dinding kolam renang menggunakan dinding beton bertulang dengan data :

Dimensi kolam renang = 21 x 50 m

$H_{\text{dinding}} = 2.0 \text{ m}$

Tebal = 30 cm

Mutu beton = $f_c'30 \text{ Mpa}$, atau K375

$f_y = 420 \text{ Mpa}$

Kebutuhan tulangan:

Tulangan vertikal menggunakan D13 – 200mm

Tulangan horizontal menggunakan D8 – 200mm

- c) Berdasarkan perhitungan pada sub bab 5.4.2 struktur lantai kolam menggunakan tiang pancang *bored pile* dimensi 80

cm L= 34m sebanyak 40 buah dengan konfigurasi tiang 5 x 8 buah.

Pelat lantai kolam renang dengan data:

Dimensi Kolam renang = 21 x 50 m

$H_{\text{dinding}} = 2.00 \text{ m}$

Tebal = 50 cm

Mutu beton = $f_c'30 \text{ Mpa}$, atau K375

$f_y = 420 \text{ Mpa}$

Kebutuhan tulangan:

Tulangan arah x menggunakan D13 – 125mm

Tulangan arah y menggunakan D13 – 200mm

- 5) Berdasarkan perhitungan pada sub bab 5.5.1 kebutuhan biaya material untuk pembangunan dari segi material sebagai berikut;

- a) Total biaya untuk pembangunan kolam loncat indah dengan berbagai alternatif seperti pada Tabel 6.1

Tabel 6.1 Total Biaya Material untuk Berbagai Alternatif Pembangunan Kolam Loncat Indah

No	Jenis Alternatif	Total Biaya Alternatif
1	Alternatif I : Prealoding, PVD, Geotextile, Turap bored pile D1.2m	Rp 9,001,386,751
2	Alternatif II : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint, Turap bored pile D0.6	Rp 8,345,342,968
3	Alternatif III : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint dan Turap bored pile D0.6 untuk sisi galian, dan Sheet Pile untuk sisi timbunan	Rp 7,920,096,839
4	Alternatif IV : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint dan Turap bored pile D0.6 untuk sisi galian, dan Pipe Pile untuk sisi timbunan	Rp 7,065,096,839
5	Alternatif V : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint dan Turap Sheet Pile untuk sisi galian dan sisi timbunan	Rp 7,503,818,103
6	Alternatif VI : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint dan Turap Sheet Pile untuk sisi galian dan bored pile untuk sisi timbunan	Rp 7,929,064,233
7	Alternatif VII : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint dan Turap Sheet Pile untuk isi galian dan Pipe pile u sisi timbunan	Rp 6,648,818,103
8	Alternatif VIII : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint dan Turap Steel pile D0.4 untuk sisi galian dan sisi timbunan	Rp 7,023,818,103
9	Alternatif IX : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint dan Turap Steel pile D0.4 untuk sisi galian dan Bore piled untuk sisi timbunan	Rp 7,449,064,233
10	Alternatif X : Preloading, PVD, Geotextile, Wellpoint dan Turap Steel pile D0.4 untuk sisi galian dan sheet pile untuk sisi timbunan	Rp 7,023,818,103

- b) Total biaya untuk pembangunan kolam renang seperti pada Tabel 6.2

Tabel 6.2 Total Biaya Material untuk Pembangunan Kolam Renang

No	Jenis Material	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan	Jumlah Harga
1	Timbunan	9676.8	m ³	Rp 190,800	Rp 1,846,333,440
2	PVD	145597	m'	Rp 3,500	Rp 509,589,500
3	Geotextile	13704	m ²	Rp 17,000	Rp 232,968,000
4	Dinding t = 30cm	284	m ²	Rp 509,928	Rp 144,819,552
5	Lantai t=50cm	1050	m ²	Rp 945,340	Rp 992,607,000
6	Bored pile D0.8m, L=34m	40	bh	Rp 49,619,850	Rp 1,984,793,991
Total Biaya					Rp 5,711,111,483

Alternatif paling optimal dari segi biaya untuk pembangunan kolam loncat indah adalah alternatif VII dengan kombinasi *Preloading*, PVD, *Geotextile*, *Wellpoint* dan Turap *Sheet Pile* untuk isi galian dan *steel pipe pile* diameter 0.4 m untuk sisi timbunan, dinding, lantai dan tiang pancang *bored pile* diameter 0.8m. Total biaya material alternatif VII sebesar **Rp 6.648.818.103,-** (Enam milyar enam ratus empat puluh delapan juta delapan ratus delapan belas ribu seratus tiga rupiah)

6.2. Saran

Setelah melakukan perhitungan perencanaan pada Tugas Akhir ini, penulis dapat memberikan saran antara lain:

- 1) Pembangunan kolam loncat indah sebaiknya jangan direncanakan pada lokasi yang memiliki tanah dasar yang sangat lunak dan dalam, kecuali jika sangat terpaksa harus berada dilokasi tersebut dengan mempertimbangkan biaya pembangunan yang pasti tidak ekonomis.
- 2) Pemilihan alternatif pembangunan kolam loncat indah harus selalu ditinjau ulang terhadap ketersediaan material, mengingat lokasi kolam yang berada di Kalimantan sehingga biaya material dapat berubah sewaktu-waktu dan bisa saja membutuhkan biaya tambahan untuk pengiriman material.

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

DAFTAR PUSTAKA

- Anwar, S., 2014. *Kembalikan Kejayaan Loncat Indah*. Banjarmasin Post, 1, pp.1–3.
- Asiyanto. (2006). *Metode Konstruksi Dewatering*. Jakarta: Penerbit Universitas Indonesia.
- Baequnie, Hafidh, 2015. *Perencanaan Abutment dan Badan Jalan Kereta Api STA 180+500 Double Track Madiun-Paron*. Surabaya: Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Bowles, J.E., 1993. *Analisis dan Desain Pondasi*. Diterjemahkan oleh Fernando & P. Silaban. Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Das, B.M., 1998. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*, Jilid I. Diterjemahkan oleh N. Endah & I. B. Mochtar. Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Das, B. M. (1993). *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*. (N. Endah & I. B. Mochtar, Eds.) (Jilid 2). Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Hardiyatmo, H.C., 2010. *Analisis dan Perancangan Fondasi*. Yogyakarta: Universitas Gadjah Mada Press, pp. 1–9.
- Hardiyatmo, H.C., 2010. *Mekanika Tanah 1*, Edisi Kelima., Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H.C., 1994. *Mekanika Tanah 2*, Jakarta: PT. Gramedia Pustaka Umum.
- Marbun, J., 2014. *Kalsel Masih Memerlukan Penambahan Kolam Loncat Indah*. Republika Online.
- Mochtar, Noor Endah, 2012. *Modul Ajar Metode Perbaikan Tanah*. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Smith, M. & Madyayanti, E., 1992. *Mekanika Tanah Seri Pedoman Godwin*. Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Taulu, L.I., 2000. *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi 7th*. Diedit oleh S. I. Sosrodarsono & K. Nakazawa. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
- Terzaghi, K. & B.Peck, R., 1993. *Mekanika Tanah Dalam Praktek Rekayasa Jilid 1*. Diterjemahkan oleh B. Witjaksono & B. Krisna R. Jakarta: Penerbit Erlangga.

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

Table 3.2 : Bor and SPT titik B - 1

Bore No. : B - 1
 Project : KOLAM RENANG GOR HASANUDIN HM
 Location : JL. ANTASARI BANJARMASIN
 Elevation : + 10.190 m

Coordinates of GPS (UTM) X = 0233709
 Y = 9632034
 Diameter of Bore : 73 mm
 Diameter of Casing : 89 mm

BORE LOG

DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	S P T Value Depth sample (Blow / 30 cm)	Grain Size Analysis (%)			
						Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)
0		0 20 40 60 80	Urugan Tanah	Coklat					
1		2	Pasir Kelanauan	Putih	1 + 1 + 1 = 2 1,00 - 1,45 m	20,01	64,76	15,23	0,00
2									
3									
4		1			0 + 1 + 0 = 1 4,00 - 4,45 m	0,00	1,82	51,92	46,26
5									
6									
7		1			0 + 1 + 0 = 1 7,00 - 7,45 m	0,17	5,14	54,90	39,78
8									
9									
10		1			0 + 1 + 0 = 1 10,00 - 10,45 m	0,00	0,67	53,56	45,77
11									
12									
13		1	Lanau Kelempungan	Abu-abu	0 + 1 + 0 = 1 13,00 - 13,45 m	0,00	0,56	50,44	49,00
14									
15									
16		1			0 + 1 + 0 = 1 16,00 - 16,45 m	0,00	0,80	53,20	46,00
17									
18									
19		1			0 + 1 + 0 = 1 19,00 - 19,45 m	0,00	0,41	52,59	47,00
20									
21									
22		1			0 + 1 + 0 = 1 22,00 - 22,45 m	0,00	1,04	52,16	46,80
23									
24									
25		2	Lanau Kepasiran		0 + 1 + 1 = 2 25,00 - 25,45 m	0,00	36,60	41,55	21,85
26									
27			Pasir Kelanauan						
28		2			0 + 1 + 1 = 2 28,00 - 28,45 m	0,00	96,97	3,03	0,00
29									
30									
31		2	Lanau Kelempungan		1 + 1 + 1 = 2 31,00 - 31,45 m	0,00	2,33	54,39	43,28
32									
33									
34		17			3 + 6 + 11 = 17 34,00 - 34,45 m	0,00	95,21	4,79	0,00
35									
36									
37		20	Pasir	Putih Abu-abu	5 + 8 + 12 = 20 37,00 - 37,45 m	0,00	93,89	6,11	0,00
38									
39									
40		34			10 + 15 + 19 = 34 40,00 - 40,45 m	0,00	96,75	3,25	0,00

Table 3.3 : Bor and SPT titik B - 2

Bore No. : B - 2
 Project : KOLAM RENANG GOR HASANUDIN HM
 Location : JL. ANTASARI BANJARMASIN
 Elevation : + 10.140 m

Coordinates of GPS (UTM) X = 0233740
 Y = 9632031
 Diameter of Bore : 73 mm
 Diameter of Casing : 89 mm

BORE LOG

DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	S P T Value Depth sample (Blow / 30 cm)	Grain Size Analysis (%)			
						Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)
0		0 20 40 60 80	Kerikil, Lanau, Pasir	Coklat	0 + 1 + 1 = 2 1,00 - 1,45 m	44,22	22,54	33,24	0,00
1		2							
2									
3									
4		1	Lanau Kelempungan	Abu-abu	0 + 1 + 0 = 1 4,00 - 4,45 m	0,36	3,85	52,96	42,84
5									
6									
7		1			0 + 1 + 0 = 1 7,00 - 7,45 m	0,00	0,65	52,63	46,73
8									
9									
10		1			0 + 1 + 0 = 1 10,00 - 10,45 m	0,62	0,91	51,44	47,04
11									
12									
13		1			0 + 1 + 0 = 1 13,00 - 13,45 m	3,48	0,68	55,04	40,80
14									
15									
16		1			0 + 1 + 0 = 1 16,00 - 16,45 m	0,00	0,54	53,26	46,20
17									
18									
19		1			0 + 1 + 0 = 1 19,00 - 19,45 m	0,00	0,37	52,03	47,60
20									
21									
22		1			0 + 1 + 0 = 1 22,00 - 22,45 m	0,00	0,53	51,47	48,00
23									
24			Pasir Kelanauan						
25		9			2 + 4 + 5 = 9 25,00 - 25,45 m	0,00	89,49	10,51	0,00
26									
27			Lanau Kelempungan						
28		2			1 + 1 + 1 = 2 28,00 - 28,45 m	0,00	91,35	8,65	0,00
29									
30			Pasir	Putih Abu-abu					
31		2			1 + 1 + 1 = 2 31,00 - 31,45 m	0,15	12,52	54,09	33,24
32									
33									
34		20			4 + 8 + 12 = 20 34,00 - 34,45 m	0,00	95,72	4,28	0,00
35									
36									
37		24			6 + 11 + 13 = 24 37,00 - 37,45 m	0,00	92,82	7,18	0,00
38									
39									
40		68			11 + 30 + 38 = 68 40,00 - 40,45 m	0,00	95,98	4,02	0,00

Bore No. : B - 3
Project : KOLAM RENANG GOR HASANUDIN HM
Location : JL. ANTASARI BANJARMASIN
Elevator : + 10.450 m

Coordinates of GPS (UTM)	X =	0233730
	Y =	9632072
Diameter of Bore	:	73 mm
Diameter of Casing	:	89 mm

BORE LOG

DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	S P T Value Depth sample (Blow / 30 cm)	Grain Size Analysis (%)			
						Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)
0									
1		1	Urugan Pasir	Coklat	0 + 1 + 0 = 1 1,00 - 1,45 m	6,05	70,04	23,91	0,00
2									
3									
4		1			0 + 1 + 0 = 1 4,00 - 4,45 m	0,27	6,67	49,77	43,28
5									
6									
7		1		Abu-abu Hitam	0 + 1 + 0 = 1 7,00 - 7,45 m	0,10	7,13	51,72	41,05
8									
9									
10		1			0 + 1 + 0 = 1 10,00 - 10,45 m	0,18	0,48	53,48	45,86
11									
12									
13		1	Lanau Kelempungan		0 + 1 + 0 = 1 13,00 - 13,45 m	0,00	0,86	52,64	46,50
14									
15									
16		1			0 + 1 + 0 = 1 16,00 - 16,45 m	1,02	0,96	52,72	45,31
17									
18									
19		1			0 + 1 + 0 = 1 19,00 - 19,45 m	0,89	1,02	51,69	46,40
20									
21									
22		2			1 + 1 + 1 = 2 22,00 - 22,45 m	0,00	0,63	54,25	45,12
23									
24			Pasir Kelanauan						
25		5			1 + 2 + 3 = 5 25,00 - 25,45 m	0,18	23,73	44,59	31,50
26			Lanau Kelempungan						
27									
28		7	Pasir Kelanauan		2 + 3 + 4 = 7 28,00 - 28,45 m	4,73	70,19	25,08	0,00
29									
30									
31		18			2 + 3 + 5 = 8 31,00 - 31,45 m	0,00	1,38	53,42	45,20
32			Lanau Kelempungan						
33									
34		6			5 + 7 + 9 = 16 34,00 - 34,45 m	0,00	1,06	53,02	45,92
35									
36									
37		20	Pasir	Putih Abu-abu	6 + 8 + 12 = 20 37,00 - 37,45 m	0,18	96,82	3,01	0,00
38									
39									
40		35			10 + 15 + 20 = 35 40,00 - 40,45 m	0,00	97,98	2,02	0,00

Table 3.5 : Bor and SPT titik B - 4

Bore No. : B - 4
 Project : KOLAM RENANG GOR HASANUDIN HM
 Location : JL. ANTASARI BANJARMASIN
 Elevation : + 9.840 m

Coordinates of GPS (UTM) X = 0233696
 Y = 9632045
 Diameter of Bore : 73 mm
 Diameter of Casing : 89 mm

BORE LOG

DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	S P T Value Depth sample (Blow / 30 cm)	Grain Size Analysis (%)			
						Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)
0			Urugan Batu	Coklat					
1		1		Abu-abu Hitam	0 + 1 + 0 = 1 1,00 - 1,45 m	2,81	9,82	49,43	37,93
2									
3									
4		1			0 + 1 + 0 = 1 4,00 - 4,45 m	0,00	2,93	51,33	45,73
5									
6									
7		1			0 + 1 + 0 = 1 7,00 - 7,45 m	0,00	1,11	53,95	44,94
8									
9									
10		1			0 + 1 + 0 = 1 10,00 - 10,45 m	0,00	0,66	53,79	45,55
11									
12									
13		1	Lanau Kelempungan		0 + 1 + 0 = 1 13,00 - 13,45 m	5,72	1,06	54,92	38,30
14									
15									
16		1			0 + 1 + 0 = 1 16,00 - 16,45 m	16,36	0,79	45,08	37,76
17									
18									
19		1			0 + 1 + 0 = 1 19,00 - 19,45 m	0,00	1,33	51,97	46,70
20									
21									
22		1		Abu-abu	0 + 1 + 0 = 1 22,00 - 22,45 m	0,00	0,79	53,64	45,57
23									
24									
25		7			2 + 3 + 4 = 7 25,00 - 25,45 m	0,08	21,30	46,92	31,70
26									
27									
28		8	Pasir Kelanauan		2 + 3 + 5 = 8 28,00 - 28,45 m	2,35	57,75	39,90	0,00
29									
30									
31		5	Lanau Kelempungan		2 + 2 + 3 = 5 31,00 - 31,45 m	0,00	2,80	52,58	44,62
32									
33									
34		20			6 + 8 + 12 = 20 34,00 - 34,45 m	0,00	96,36	3,64	0,00
35									
36									
37		20	Pasir	Putih Abu-abu	7 + 9 + 11 = 20 37,00 - 37,45 m	0,00	96,02	3,98	0,00
38									
39									
40		60			13 + 26 + 34 = 60 40,00 - 40,45 m	0,00	96,16	3,84	0,00

Table 3.6 : Bor and SPT titik B - 5

Bore No. : B - 5
 Project : KOLAM RENANG GOR HASANUDIN HM
 Location : JL. ANTASARI BANJARMASIN
 Elevation : + 7.600 m

Coordinates of GPS (UTM) X = 0233724
 Y = 9632039
 Diameter of Bore : 73 mm
 Diameter of Casing : 89 mm

BORE LOG

DEPTH (m)	BORE LOG	Standard Penetration Test (SPT) N / 30 cm	DESCRIPTION	COLOUR	S P T Value Depth sample (Blow / 30 cm)	Grain Size Analysis (%)			
						Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)
0									
1		1			0 + 1 + 0 = 1 1,00 - 1,45 m	5,11	26,72	29,00	39,17
2									
3									
4		1			0 + 1 + 0 = 1 4,00 - 4,45 m	0,00	2,26	52,91	44,83
5				Abu-abu Hitam					
6									
7		1			0 + 1 + 0 = 1 7,00 - 7,45 m	0,00	1,14	53,59	45,27
8									
9									
10		1	Lanau Kelempungan		0 + 1 + 0 = 1 10,00 - 10,45 m	0,00	0,99	53,25	45,76
11									
12									
13		1			0 + 1 + 0 = 1 13,00 - 13,45 m	0,00	1,18	52,82	46,00
14									
15									
16		1			0 + 1 + 0 = 1 16,00 - 16,45 m	0,00	1,09	56,44	42,47
17				Abu-abu					
18									
19		1			0 + 1 + 0 = 1 19,00 - 19,45 m	0,00	1,18	55,82	43,00
20									
21									
22		5			1 + 2 + 3 = 5 22,00 - 22,45 m	2,97	61,57	35,46	0,00
23			Pasir Kelanauan						
24									
25		12			3 + 5 + 7 = 12 25,00 - 25,45 m	0,41	78,89	20,70	0,00
26				Hitam Abu-abu					
27									
28		7	Lanau Kelempungan	Abu-abu	2 + 3 + 4 = 7 28,00 - 28,45 m	0,00	2,11	53,49	44,40
29									
30									
31		17			5 + 7 + 10 = 17 31,00 - 31,45 m	18,66	62,89	18,45	0,00
32									
33									
34		30			8 + 12 + 18 = 30 34,00 - 34,45 m	0,00	96,91	3,09	0,00
35			Pasir Kelanauan	Putih Abu-abu					
36									
37		54			18 + 24 + 30 = 54 37,00 - 37,45 m	0,00	98,60	1,40	0,00
38									
39									
40		58			12 + 26 + 32 = 58 40,00 - 40,45 m	0,00	96,77	3,23	0,00

VALEURS NUMÉRIQUES DE COMPACTITÉ 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			%	g/cm ³	cm/s	ft/year	lugeon	cm ² /s	ft ² /year	bars	psi	cm ² /kg	ft ² /ton
argiles molles moyennes étroites sables, graviers granulo étendue	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	2.00	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	13.6	1	14.2	1	0.076
	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
	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
	1.6	100.00	0.69	0.41	25.5	2.01	7	7.24		8		8	113	0.12	0.122
	1.7	106.25	0.59	0.37	21.8	2.07	8	8.26		9		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	11		11	156	0.091	0.0887
							10 ⁻⁴	1.03 10 ²	10	10 ⁻¹	3.38 10 ³	12	170	0.083	0.0815
	2.0	125.00	0.35	0.26	13.0	2.26	10 ⁻³	1.03 10 ³	100			13	185	0.077	0.075
	2.1	131.25	0.29	0.22	10.6	2.32	10 ⁻²	1.03 10 ⁴	1000			14	199	0.071	0.07
	2.2	137.50	0.23	0.19	8.4	2.39	10 ⁻¹	1.03 10 ⁵	10000			15	213	0.064	0.065
	2.3	143.75	0.17	0.15	6.4	2.45						20	284	0.050	0.0488
	2.4	150.00	0.13	0.11	4.63	2.51						50	710	0.020	0.0195
	2.5	156.25	0.080	0.074	2.96	2.57						100	1420	0.010	9.76 10 ⁻³
	2.6	162.50	0.038	0.037	1.42	2.64						500	7100	0.002	1.95 10 ⁻³
	2.7	168.75	0.000	0.000	0.00	2.70						1000	14200	0.001	9.76 10 ⁻⁴

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

$$\gamma = \gamma_{sat} - 1 \quad * e = G \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - 1$$

argile : lempung
sable : pasir

vitesse (perméabilité) :

1 ft/mn = 0.508 cm/s

1 ft/year = 0.968 10⁻⁶ cm/s

1 lugeon \approx 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.ft = 0.488 10⁻³ kg/cm²

1 bar = 10.1 m² = 9.8110⁴ Pascal

ECOLE CENTRALE DE PARIS

Tableaux pour élèves de 3^e année

UnggulTex

POLYPROPYLENE WOVEN GEOTEXTILES

TECHNICAL SPESIFICATIONS

PROPERTIES	UNIT	TEST METHOD	UW - 150	UW - 200	UW - 250
Physical Properties					
Mass	g/m ²	ASTM D 5261-92	150	200	250
Thickness	mm	ASTM D 5199-91	0.5	0.6	0.7
Colour	-	-	Black	Black	Black
Mechanical Properties					
Strip Tensile Strength (Wab/Welt)	kN/m	ASTM D 4596-94	37/35	42/39	52/52
Elongation at Max. Load (Wab/Welt)	%	ASTM D 4596-94	19/18	20/20	20/20
Grasp Tensile Strength (Wab/Welt)	N	ASTM D 4632-91	1210/1200	1600/1600	1750/1750
Elongation at Max. Load (Wab/Welt)	%	ASTM D 4632-91	14/13	22/22	22/22
Trapezoidal Tear Strength (Wab/Welt)	N	ASTM D 4533-91	615/615	700/700	800/800
Hydraulic Properties					
Pore Size C 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 - 750	640 - 760	640 - 760
Roll Diameter (Approx)	m	-	0.4 - 0.5	0.4 - 0.5	0.4 - 0.5
Roll Weight (Approx)	kg	-	96 - 114	128 - 152	160 - 190

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

Distributed by :

PT. TEKNINDO GEOSISTEM UNGGUL

Wisma SIER Building, 1st Floor, Jl. Rungkut Indram Raya 10, Surabaya 60263

Tel. 031-8475062 Fax. 031-8475063

E-mail : info@geosistem.co.id

Website : www.geosistem.co.id



Gambar 1. Spesifikasi Geotextile UnggulTex UW-250

CeTeau-Drain CT-D812

Drain Body

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

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

Filter Jacket

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

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

Physical properties		Unit	CT-D812
Drain Body	Configuration	-	=====
	Material	-	PP
	Colour	-	white
Filter Jacket	Material	-	PET
	Colour	-	grey
Assembled Drain	Weight	g/m	70
	Width	mm	100
	Thickness	mm	3

Mechanical properties	Symbol	Test	Unit	CT-D812
Filter Jacket				
Grab Tensile Strength	F	ASTM D4632	N	480
Elongation	e	ASTM D4632	%	32
Tear Strength		ASTM D4533	N	120
Pore Size	CL	ASTM D4751	µm	< 75
Permeability	k	ASTM D4491	m/s	> 1.0 x 10 ⁻⁴
Assembled Drain				
Tensile Strength	F	ASTM D4595	kN	2.50
Elongation at break	e	ASTM D4595	%	40
Strength at 10% elongation	F	ASTM D4595	kN	2.1
Elongation at 1 kN tensile strength	e	ASTM D4595	%	1.0
Discharge capacity at 100 kPa	q ₁	ASTM D4716	m ³ /s	92 x 10 ⁻⁶
Discharge capacity at 150 kPa	q ₂	ASTM D4716	m ³ /s	89 x 10 ⁻⁶
Discharge capacity at 200 kPa	q ₃	ASTM D4716	m ³ /s	87 x 10 ⁻⁶
Discharge capacity at 250 kPa	q ₄	ASTM D4716	m ³ /s	86 x 10 ⁻⁶
Discharge capacity at 300 kPa	q ₅	ASTM D4716	m ³ /s	85 x 10 ⁻⁶
Discharge capacity at 350 kPa	q ₆	ASTM D4716	m ³ /s	84 x 10 ⁻⁶

Transport details	Unit	CT-D812
Roll length	m	300
Outside diameter roll	m	1.10
Inside diameter roll	m	0.15
Weight roll	kg	20
40ft container	m	135,000

All information, illustrations and specifications are based on the latest product information available at the time of printing. The right is reserved to make changes at any time without notice.
 All mechanical properties are average values. (Standard conditions in mechanical strength of 15% and in hydraulic flow and pore size of 20% have to be allowed for)

Agent & Distributor in Indonesia Area :

PT. TEKNINDO GEOSISTEM UNGGUL

Wisma SEVI Building, 1st Floor

Jl. Rungkut Industri Raya No 10 Surabaya 60293

Tel. 031-6470062 Fax. 031-6471992

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



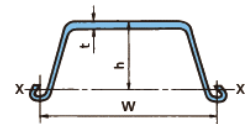
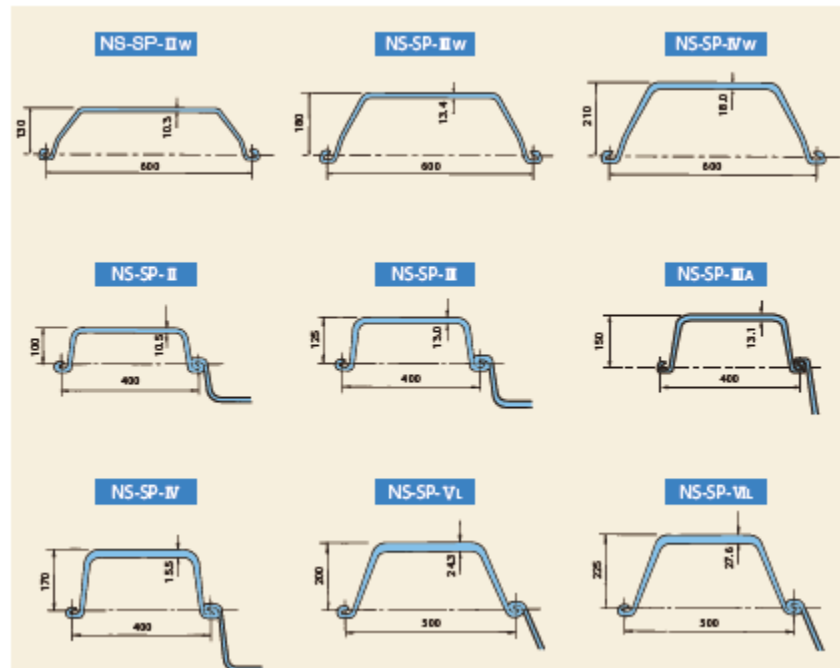
Gambar 2. Spesifikasi PVD

Tabel 1 Daftar Harga *Geotextile* dan PVD

A. Harga Material					
No	Jenis Barang	Nomor seri di brosur	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan
1	Geotekstile non-woven	UNW-150	1	m ²	Rp 10,000.00
		UNW-200	1	m ²	Rp 11,000.00
		UNW-250	1	m ²	Rp 12,500.00
		UNW-300	1	m ²	Rp 13,500.00
		UNW-350	1	m ²	Rp 16,500.00
		UNW-400	1	m ²	Rp 17,500.00
		UNW-450	1	m ²	Rp 21,500.00
		UNW-500	1	m ²	Rp 23,500.00
		UNW-600	1	m ²	Rp 26,500.00
		UNW-700	1	m ²	Rp 33,000.00
2	Geotekstile woven	UW-150	1	m ²	Rp 11,000.00
		UW-200	1	m ²	Rp 12,500.00
		UW-250	1	m ²	Rp 17,000.00
3	PVD	CT-D812	1	m'	Rp 3,500.00
4	PHD	CT-SD100-20	1	m'	Rp 117,000.00
		CT-SD100-30	1	m'	-
5	Geomembrane	Thickness 0.75 mm	1	m ²	Rp 35,000.00
		Thickness 1.0 mm	1	m ²	Rp 45,000.00
		Thickness 1.5 mm	1	m ²	Rp 67,500.00
		Thickness 2.0 mm	1	m ²	Rp 87,500.00
		Thickness 2.5 mm	1	m ²	Rp 110,000.00
		Thickness 3.0 mm	1	m ²	Rp 130,000.00
6	Inclinometer (read out + Standart Tablet + Software)		1	Unit	Rp 132,000,000.00
7	Inclinometer (pipe) L = 24 m *		1	Titik	Rp 42,000,000.00
8	Pneumatik Piezometer (material) 3 Tip (20 m, 15 m, 10m) *		1	Titik	Rp 45,500,000.00
9	Pneumatik Piezometer (read out)		1	Unit	Rp 145,000,000.00
10	Settlement Plate (50 cm x 50 cm x 0.6 cm) Lmax 7.5 m *		1	Titik	Rp 2,500,000.00
11	Waterpass (Auto Level)		1	Unit	Rp 8,000,000.00
Note : * = Harga Terpasang USD = 14,000.00					

<http://www.nssmc.com/>

[illegible]



Sectional properties

Type	Dimension			Per pile				Per 1 m of pile wall width			
	Effective width W mm	Effective height h mm	Thickness t mm	Sectional area cm ²	Moment of inertia cm ⁴	Section modulus cm ³	Unit mass kg/m	Sectional area cm ² /m	Moment of inertia cm ⁴ /m	Section modulus cm ³ /m	Unit mass kg/m ²
NS-SP-II	400	100	10.5	61.18	1,240	152	48.0	153.0	8,740	874	120
NS-SP-III	400	125	13.0	76.42	2,220	223	60.0	191.0	16,800	1,340	150
NS-SP-III _A	400	150	13.1	74.40	2,790	250	58.4	186.0	22,800	1,520	146
NS-SP-IV	400	170	15.5	96.99	4,670	362	76.1	242.5	38,600	2,270	190
NS-SP-V _L	500	200	24.3	133.8	7,960	520	105	267.6	63,000	3,150	210
NS-SP-VI _L	500	225	27.6	153.0	11,400	680	120	306.0	86,000	3,820	240
NS-SP-II _w	600	130	10.3	78.70	2,110	203	61.8	131.2	13,000	1,000	103
NS-SP-III _w	600	180	13.4	103.9	5,220	376	81.6	173.2	32,400	1,800	136
NS-SP-IV _w	600	210	18.0	135.3	8,630	539	106	225.5	56,700	2,700	177

Sectional Properties

※Moment of Inertia and Section Modulus are the same as (P-P type) t = 9mm

		Steel Pipe Piles										Steel Pipe Sheet Piles																					
Diameter	Thickness	Corrosion allowance (0mm)					Corrosion allowance (1mm)			Per 1m of pile wall width (L-T type) L65 × 65 × 8					Per 1m of pile wall width (L-T type) L75 × 75 × 9					Per 1m of pile wall width (P-T type)				Per 1m of pile wall width (P-P type) t = 9mm				Per 1m of pile wall width (P-P type) t = 11mm					
		Sectional area	Unit weight	Moment of inertia	Section modulus	Radius of gyration	Sectional area	Moment of inertia	Section modulus	Junction gap J65 mm	Sectional area	Unit weight	Moment of inertia	Section modulus	Junction gap J75 mm	Sectional area	Unit weight	Moment of inertia	Section modulus	Sectional area	Unit weight	Moment of inertia	Section modulus	Sectional area	Unit weight	Moment of inertia	Section modulus	Sectional area	Unit weight				
mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³		cm ² /m	kg/m	cm ⁴	cm ³		cm ² /m	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm ² /m	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm ² /m	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm ² /m	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm ² /m	kg/m
400	6	74.3	58.3	144 × 10 ²	72.1 × 10	13.9	61.7	119 × 10 ²	59.9 × 10																								
	7	86.4	67.8	167 × 10 ²	83.5 × 10	13.9	73.9	142 × 10 ²	71.3 × 10																								
	8	98.5	77.3	189 × 10 ²	94.7 × 10	13.9	86.0	164 × 10 ²	82.6 × 10																								
	9	110.6	86.8	211 × 10 ²	106 × 10	13.8	98.0	186 × 10 ²	93.7 × 10																								
	10	122.5	96.2	233 × 10 ²	117 × 10	13.8	110.0	208 × 10 ²	105 × 10																								
	11	134.4	106	254 × 10 ²	127 × 10	13.8	121.9	230 × 10 ²	115 × 10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	12	146.3	115	276 × 10 ²	138 × 10	13.7	133.7	251 × 10 ²	126 × 10																								
	13	158.1	124	296 × 10 ²	148 × 10	13.7	145.5	271 × 10 ²	136 × 10																								
	14	169.8	133	317 × 10 ²	158 × 10	13.7	157.2	292 × 10 ²	147 × 10																								
	15	181.4	142	337 × 10 ²	168 × 10	13.6	168.9	312 × 10 ²	157 × 10																								
500	6	93.1	73.1	284 × 10 ²	114 × 10	17.5	77.4	235 × 10 ²	94.5 × 10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	7	108.4	85.1	329 × 10 ²	132 × 10	17.4	92.7	281 × 10 ²	113 × 10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	8	123.7	97.1	374 × 10 ²	150 × 10	17.4	108.0	325 × 10 ²	131 × 10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	9	138.8	109	418 × 10 ²	167 × 10	17.4	123.2	370 × 10 ²	148 × 10	310.1	243	744 × 10 ²	297 × 10	317.2	249	736 × 10 ²	294 × 10	289.6	227	615 × 10 ²	246 × 10	303.9	239	559 × 10 ²	223 × 10	328.1	258	—	—	—	—		
	10	153.9	121	462 × 10 ²	185 × 10	17.3	138.3	413 × 10 ²	166 × 10	336.9	264	821 × 10 ²	328 × 10	343.8	270	813 × 10 ²	325 × 10	311.8	245	680 × 10 ²	272 × 10	324.1	254	618 × 10 ²	247 × 10	348.3	273	—	—	—	—		
	11	169.0	133	505 × 10 ²	202 × 10	17.3	153.3	457 × 10 ²	183 × 10	363.7	285	898 × 10 ²	359 × 10	370.2	291	889 × 10 ²	355 × 10	334.0	262	743 × 10 ²	297 × 10	344.2	270	675 × 10 ²	270 × 10	368.4	288	—	—	—	—		
	12	184.0	144	548 × 10 ²	219 × 10	17.3	168.3	499 × 10 ²	200 × 10	390.3	306	974 × 10 ²	389 × 10	396.6	311	964 × 10 ²	385 × 10	356.0	280	806 × 10 ²	322 × 10	364.2	286	733 × 10 ²	283 × 10	388.8	305	—	—	—	—		
	13	198.9	156	590 × 10 ²	236 × 10	17.2	183.2	541 × 10 ²	217 × 10	416.8	327	105 × 10 ²	419 × 10	422.8	332	104 × 10 ²	415 × 10	377.9	297	868 × 10 ²	347 × 10	384.2	302	789 × 10 ²	318 × 10	408.4	321	—	—	—	—		
	14	213.8	168	632 × 10 ²	253 × 10	17.2	198.1	583 × 10 ²	234 × 10	62.9	443.2	348	112 × 10 ²	449 × 10	68.7	448.9	352	111 × 10 ²	444 × 10	399.8	314	929 × 10 ²	372 × 10	404.1	317	845 × 10 ²	338 × 10	428.3	336	—	—	—	—
	15	228.6	179	673 × 10 ²	269 × 10	17.2	212.9	624 × 10 ²	251 × 10	469.5	369	120 × 10 ²	478 × 10	474.9	373	118 × 10 ²	473 × 10	421.7	331	989 × 10 ²	396 × 10	423.7	333	900 × 10 ²	360 × 10	448.0	352	—	—	—	—		
600	6	112.0	87.9	494 × 10 ²	165 × 10	21.0	93.1	409 × 10 ²	137 × 10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	7	130.4	102	573 × 10 ²	191 × 10	21.0	111.6	489 × 10 ²	164 × 10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	8	148.8	117	652 × 10 ²	217 × 10	20.9	130.0	568 × 10 ²	190 × 10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	9	167.1	131	730 × 10 ²	243 × 10	20.9	148.3	645 × 10 ²	216 × 10	304.9	239	110 × 10 ²	366 × 10	310.7	244	109 × 10 ²	362 × 10	288.7	227	936 × 10 ²	312 × 10	301.4	237	861 × 10 ²	287 × 10	322.7	253	—	—	—	—		
	10	185.4	145	807 × 10 ²	269 × 10	20.9	166.5	722 × 10 ²	242 × 10	332.4	261	121 × 10 ²	404 × 10	337.8	265	120 × 10 ²	400 × 10	312.1	245	103 × 10 ²	345 × 10	322.9	253	952 × 10 ²	317 × 10	344.2	270	—	—	—	—		
	11	203.5	160	883 × 10 ²	294 × 10	20.8	184.7	799 × 10 ²	267 × 10	359.7	282	133 × 10 ²	443 × 10	364.6	286	131 × 10 ²	438 × 10	335.4	263	113 × 10 ²	377 × 10	344.4	270	104 × 10 ²	347 × 10	365.7	287	—	—	—	—		
	12	221.7	174	958 × 10 ²	319 × 10	20.8	202.9	874 × 10 ²	292 × 10	387.0	304	144 × 10 ²	480 × 10	391.9	308	143 × 10 ²	476 × 10	358.7	282	123 × 10 ²	410 × 10	365.7	287	113 × 10 ²	376 × 10	387.1	304	—	—	—	—		
	13	239.7	188	103 × 10 ²	344 × 10	20.8	220.9	949 × 10 ²	317 × 10	414.1	325	155 × 10 ²	518 × 10	418.8	329	154 × 10 ²	513 × 10	381.8	300	132 × 10 ²	441 × 10	387.1	304	121 × 10 ²	406 × 10	408.4	321	—	—	—	—		
	14	257.7	202	111 × 10 ²	369 × 10	20.7	238.9	102 × 10 ²	342 × 10	441.2	346	166 × 10 ²	555 × 10	445.6	350	165 × 10 ²	549 × 10	404.9	318	142 × 10 ²	473 × 10	408.3	320	131 × 10 ²	435 × 10	429.6	337	—	—	—	—		
	15	275.7	216	118 × 10 ²	393 × 10	20.7	256.9	110 × 10 ²	366 × 10	472.3	371	176 × 10 ²	591 × 10	472.3	371	176 × 10 ²	586 × 10	427.9	336	151 × 10 ²	504 × 10	429.4	337	139 × 10 ²	464 × 10	450.8	354	—	—	—	—		
16	293.6	230	125 × 10 ²	417 × 10	20.7	274.7	117 × 10 ²	391 × 10	499.9	389	188 × 10 ²	628 × 10	499.9	392	186 × 10 ²	622 × 10	450.8	354	161 × 10 ²	535 × 10	450.5	354	147 × 10 ²	492 × 10	471.9	370	—	—	—	—			
17	311.4	244	132 × 10 ²	441 × 10	20.6	292.5	124 × 10 ²	415 × 10	521.8	410	199 × 10 ²	664 × 10	525.4	412	197 × 10 ²	657 × 10	473.8	372	170 × 10 ²	566 × 10	471.4	370	156 × 10 ²	521 × 10	492.9	387	—	—	—	—			
18	329.1	258	139 × 10 ²	465 × 10	20.6	310.3	131 × 10 ²	438 × 10	548.5	431	210 × 10 ²	699 × 10	548.5	431	208 × 10 ²	692 × 10	496.6	390	179 × 10 ²	596 × 10	492.4	387	165 × 10 ²	548 × 10	513.8	403	—	—	—	—			
19	346.8	272	146 × 10 ²	488 × 10	20.6	328.0	138 × 10 ²	462 × 10	575.1	451	220 × 10 ²	734 × 10	578.2	454	218 × 10 ²	727 × 10	519.2	408	188 × 10 ²	626 × 10	513.2	403	173 × 10 ²	576 × 10	534.7	420	—	—	—	—			
20	364.4	286	153 × 10 ²	511 × 10	20.5	345.6	145 × 10 ²	485 × 10	601.6	472	231 × 10 ²	769 × 10	604.4	474	228 × 10 ²	761 × 10	541.8	425	197 × 10 ²	656 × 10	534.0	419	181 × 10 ²	603 × 10	555.5	436	—	—	—	—			

Formulas used in the sectional properties table for steel pipe piles and steel pipe sheet piles

D : Diameter (cm)	I _x : Moment of inertia per pipe proper (cm ⁴)
T : Thickness (cm)	Z _x : Section modulus per pipe proper (cm ³)
S : Corrosion allowance (cm)	A _w : Sectional area per pipe proper (cm ²)
A _w : Sectional area per pipe proper (cm ²)	B : Junction gap (cm)
W _w : Unit weight per pipe proper (kg/m)	A' : Sectional area of a set of junctions (cm ²)
	W' : Unit weight of per 1m of a set of junctions (kg/m)

Unit weight	W = 0.02466T (D-T) (kg/m)	[Per 1m of steel pipe sheet pile wall]
Sectional area	$A = \frac{\pi}{4} \{ (D-2S)^2 - (D-2T)^2 \}$ (cm ²)	Sectional area $A = (A_w + A') \times \frac{100}{D+B}$ (cm ² /m)
Moment of inertia	$I = \frac{\pi}{64} \{ (D-2S)^4 - (D-2T)^4 \}$ (cm ⁴)	Unit weight $D = (W_w + W') \times \frac{100}{D+B}$ (kg/m ²)
Section modulus	$Z = \frac{\pi}{32} \frac{(D-2S)^3 - (D-2T)^3}{D-2S}$ (cm ³)	Moment of inertia $I = I_x \times \frac{100}{D+B}$ (cm ⁴ /m)
Radius of gyration	$R = \frac{1}{4} \sqrt{D^2 + (D-2T)^2}$ (cm)	Section modulus $Z = Z_x \times \frac{100}{D+B}$ (cm ³ /m)

● Junction types on the sectional properties list are the 3 types as shown below.
(Please see page 9 for more details on junction geometry.)

1) L-T Type

Junction type	L-65 × 65 × 8 T-125 × 9
Sectional area of junction	35.71cm ²

ii) L-T Type

Junction type	L-75 × 75 × 9 T-125 × 9
Sectional area of junction	41.57cm ²

2) P-T Type (Pipe-T Type)

Junction type	φ165.2 × 9 CT-76 × 85 × 9 × 9
Sectional area of junction	58.11cm ²

2) P-P Type (Pipe-P Type)

Junction type	φ165.2 × 11
Sectional area of junction	106.5cm ²

※ An increase in moment of inertia and section modulus by junction was disregarded because its influence was assumed small.

*Moment of Inertia and Section Modulus are the same as (P-P type) $t = 9\text{mm}$

Daftar Harga *Steel Sheet Pile* (Turap Baja)

No.	Type	Ukuran (mm)	Berat (Kg/12m)	Harga (Rp)
1	II	400 x 100 x 10,5	576,0	5.705.000
2	III	400 x 125 x 13,0	720,0	7.130.000
3	IV	400 x 170 x 15,5	913,2	9.045.000

Keterangan:

1. Harga *include* PPn
2. Harga *locco* mitra perusahaan di Jakarta *on truck*
3. Harga dapat berubah tanpa pemberitahuan terlebih dahulu
4. Pembayaran *cash* atau transfer sebelum material diambil atau kami kirim
5. Material siap diambil atau dikirim selambat-lambatnya 3 hari kerja setelah uang pembayaran kami terima



PT TIGA BARAYA JAYA

Marketing Office: Jl.Pinus Niaga No 22 Pine forest Sentul City Bogor , Jawa barat

Telp : 021 - 292 32 150 (Hunting) / Fax : 021 - 292 32 149

Email : besibajamurah@gmail.com | Web : www.tigabaja.com

TO :

Quo No. : 16120715/AG/TBJ/IV/16

Date 07/12/2016

Attn : Ibu.Noor H Aisyah

Telep : 0821 4164 4036

Email : noorhadiawati.a@gmail.com

QOUTATION

No	Descriptions Of Goods		QTY	Unit Price	Amount
	Besi Beton Krakatau Steel (KS) SNI Bersertifikat Toleransi 0,1mm				
1	Besi Beton Ulir ø32mm x 12m	75,72	3755	Rp 560.328,00	Rp 2.104.031.640,00
2	Besi Beton Ulir ø25mm x 12m	46,20	3067	Rp 341.880,00	Rp 1.048.545.960,00
3	Besi Beton Ulir ø22mm x 12m	35,76	264587	Rp 264.624,00	Rp 70.016.070.288,00
4	Besi Beton Ulir ø19mm x 12m	26,76	392132	Rp 198.024,00	Rp 77.651.547.168,00
5	Besi Beton Ulir ø16mm x 12m	19,00	309812	Rp 140.600,00	Rp 43.559.567.200,00
6	Besi Beton Ulir ø13mm x 12m	12,48	3596	Rp 92.352,00	Rp 332.097.792,00
7	Besi Beton Ulir ø10mm x 12m	7,40	1357	Rp 54.760,00	Rp 74.309.320,00
8	Besi Beton Polos ø8mm x 12m	4,74	1357	Rp 35.076,00	Rp 47.598.132,00
Sub Total					Rp 194.833.767.500,00
Freight					Rp 28.961.776.250,00
Harga Sudah Include PPN					
Grand Total					Rp 223.795.543.750,00

Terms & Conditions

> Currency	: IDR (Rupiah)
> Payment	: Cash (TT)
> Time Of Delevery	: 1-2 Day After Payment
> Stock	: Ready
> Validity	: 2 Days

Harga dan stock tidak mengikat apabila terjadi perubahan karena kebijakan moneter atau yang lainnya maka penawaran ini akan ditinjau kembali

For and on behalf of
Tiga Baraya Jaya, PT

BANK MANDIRI
NO REKENING : 133-00-33-8474-01
ATAS NAMA : PT TIGA BARAYA JAYA

Hary Riyana

Contact : 08128 190 5631

**PT. BANUA BETON**

Jalan A Yani km. 16,300 kec. Gambut Kab. Banjar

Kalimantan Selatan – Indonesia

Telp. (0511) 6746026 , Email : banuabeton@pancagroup.com

Banjarmasin, 08 Desember 2016

Perihal : Surat penawaran harga *Ready Mix*

Lampiran : -

Kepada Yth.

Ibu Noor Hadiawati Aisyah

Dengan hormat,

Menindak lanjuti permintaan penawaran harga beton untuk kegiatan Pembangunan Kolam Renang Banjarmasin Kalimantan Selatan, berikut penawaran harga dari kami :

No	Mutu Beton	Harga Satuan	Keterangan
1	K 100	Rp. 675.000,-	
2	K 125	Rp. 715.000,-	
3	K 150	Rp. 750.000,-	
4	K 175	Rp. 805.000,-	
5	K 200	Rp. 860.000,-	
6	K 225	Rp. 910.000,-	
7	K 250	Rp. 965.000,-	
8	K 275	Rp. 1.040.000,-	
9	K 300	Rp. 1.075.000,-	
10	K 325	Rp. 1.185.000,-	
11	K 350	Rp. 1.235.000,-	
12	K 375	Rp. 1.275.000,-	
13	K 400	Rp. 1.335.000,-	

1. Lokasi *Batching Plant* di Jl. A Yani KM 16.300 Kec. Gambut Kab. Banjar Kalimantan Selatan.
2. Kapasitas *Batching Plant* perjam 60 kubik.



PT. BANUA BETON

Jalan A Yani km. 16,300 kec.Gambut Kab.Banjar

Kalimantan Selatan – Indonesia

Telp. (0511) 6746026 , Email : banuabeton@pancagroup.com

3. Kapasitas Truck Mixer yang kami miliki kapasitas 3,5 M³ sebanyak 4 unit, kapasitas 6 M³ sebanyak 9 unit, kapasitas 7,5 M³ sebanyak 5 unit.
4. Jika ada permintaan khusus menggunakan *Additive accelerator* dikenakan biaya tambahan Rp. 45.000,- per kubik

Demikian surat penawaran dari kami, atas perhatiannya kami ucapkan terima kasih.

Hormat kami,

Immanuel Junaedy

Direktur

AnIsID	Nama Analisa Harga Satuan Pekerjaan	Satuan	Harga Upah	Harga Bahan	Harga Alat	Harga Jadi
4182	Membuat stapling pergeseran wesel	unit	2.806.542,66	0,00	0,00	2.806.542,66
4183	Memasukkan / mengeluarkan wesel per unit wesel R.54	unit	16.296.874,38	0,00	0,00	16.296.874,38
4184	Angkat listring R.54	unit	169.584,89	0,00	0,00	169.584,89
4185	Pemasangan dan penyetelan wesel .54	m'	24.369.876,32	0,00	0,00	24.369.876,32
4186	Angkutan rel dan wesel dari gudang ke lokasi pekerjaan	m3	650.594,80	297.891,85	0,00	948.486,65
4187	Galian balas, buang tanah profil balas	m'	7.099,43	0,00	120.701,35	127.800,78
4188	Pekerjaan sub drain	m'	51.483,43	1.014.000,00	122.652,60	1.188.136,03
4189	Pengamanan lintasan	set	2.020.374,00	0,00	0,00	2.020.374,00
4190	Membuat kompromis 1 set	100m'jr	249.775,53	1.466.106,75	452.696,67	2.168.578,95
4191	Angkat listring 100 m'jr	m'jr	16.958.489,49	0,00	0,00	16.958.489,49
4192	Menggeser jalan rel bantalan beton per m'jr	50m'jr	72.310,51	0,00	0,00	72.310,51
4193	Menggeser jalan rel bantalan beton per 50 m'jr	m'jr	3.615.525,55	0,00	0,00	3.615.525,55
4194	Menyetel jalan rel bantalan beton per m'jr	50m'jr	287.217,87	0,00	0,00	287.217,87
4195	Menyetel jalan rel bantalan beton per 50 m'jr	set	14.360.893,44	0,00	0,00	14.360.893,44
4196	Memasang plat sambung /set	set	27.129,88	4.811.244,40	0,00	4.838.374,28
4197	Pekerjaan switch over	m'	39.628.242,76	36.838.258,62	3.646.266,82	80.112.768,21
4198	Perbaikan tanah dasar dan dolken	m'	10.127,39	25.840,50	50.000,00	85.967,89
4199	Pengadaan dan pemasangan pagar panel beton t=2m, untuk 3 m'	3m'	1.384.438,81	2.543.599,58	1.155.054,41	5.083.092,80
4200	Pengadaan dan pemasangan pagar panel beton t=2m	m'	461.433,45	847.781,74	384.979,64	1.694.194,83
4201	Pengadaan dan pemasangan U-Ditch precast K.350	m2	127.958,26	1.187.003,59	264.795,67	1.579.757,53
4202	Memasang U-Ditch precast	bh	30.499,23	924.000,00	252.316,70	1.206.815,93
4203	Urugan pasir	m3	25.484,37	305.877,37	0,00	331.361,74
4204	Beton K.225	m3	172.878,85	898.118,91	0,00	1.070.997,77
4205	Bahan pengisi	m3	25.484,37	7.248,28	0,00	32.732,65
4206	Pengadaan L Shape beton K.350	btg	245.456,39	1.227.891,35	1.749.077,29	3.222.425,03
4207	Pemasangan L Shape t=1,8m	bh	89.690,56	924.000,00	1.739.794,32	2.753.484,88
4208	Gali dan bongkar jalan aspal /m3	m3	7.797,38	0,00	120.701,35	128.498,73
4209	Menggilas alas jalan / bulan	unit	18.370.428,75	0,00	369.912.900,00	388.283.328,75
4210	Menggilas alas jalan tebal 15 cm /m2	15cm/m2	2.449,39	0,00	49.321,72	51.771,11
4211	Menggilas alas jalan tebal 8 cm /100m2	8cm/100m2	489.878,10	0,00	9.864.344,00	10.354.222,10
4212	Menggilas alas jalan tebal 8 cm /m2	8cm/m2	13.079,75	0,00	263.377,98	276.457,73
4213	Pemasangan alas jalan tebal 15 cm/m2 (paklaag batu kali)	15cm/m2	35.110,78	52.430,37	49.321,72	136.862,87
4214	Pemasangan lapisan kulit penahan tebal 8cm/100m2 setelah digilas (slylaag)	8cm/100m2	1.142.485,95	2.209.368,10	9.864.344,00	13.216.198,05
4215	Pemasangan lapisan kulit penahan tebal 6cm/m2 setelah digilas (slylaag)	6cm/m2	8.568,64	16.570,26	73.982,58	99.121,49
4216	Pemasangan lapis pondasi per 100 m2	100m2	1.142.485,95	2.209.368,10	9.864.344,00	13.216.198,05
4217	Pemasangan lapis pondasi per m2	m2	11.424,86	22.093,68	98.643,44	132.161,98
4218	Lapis aspal permukaan tebal 6 cm/m2	6cm/m2	18.667,25	59.417,98	493,22	78.578,45
4219	Pengaspalan jalan/perlintasan /m2	m2	76.220,93	150.512,29	271.762,68	498.495,90
4224	Mobilisasi dan demobilisasi	ls	0,00	0,00	826.896,00	826.896,00
4225	Pembuatan Gudang Kontraktor ukuran 18 m2	m2	836.879,10	6.845.273,36	0,00	7.682.152,46
4226	Pengukuran,gambar,pasang patok dan kontrol pengukuran selama pekerjaan berlangsung	ls	4.744.887,18	15.276.190,00	4.199.250,00	24.220.327,18
4227	Pembersihan lapangan termasuk penebangan pohon dan ganti rugi tanaman terkena proyek	m2	21.443,62	0,00	97.905,00	119.348,62
4228	Dokumentasi/ Manual Operation	ls	31.156.000,00	14.000.000,00	0,00	45.156.000,00
4229	Izin mendirikan Bangunan Gardu Traksi dan Rumah Jaga	ls	0,00	64.350.000,00	0,00	64.350.000,00
4230	Keamanan dan Keselamatan Kerja Termasuk Penjagaan Material, Peralatan dan Tenaga Ahli	bln	18.135.000,00	0,00	0,00	18.135.000,00
4231	Pekerjaan Persiapan dan Item Umum Pembangunan Gardu Listrik/Subtation Kereta Api	bln	0,00	0,00	0,00	0,00
4232	Pekerjaan beton lantai kerja tebal 5 cm	m3	59.600,00	609.000,00	0,00	668.600,00
4233	Balok atap beton K-250 (225 kg/m3)	m3	59.600,00	6.429.221,75	31.571,69	6.520.393,44
4234	Plat atap dan parapet beton bertulang K-250 (150 kg/m3)	m3	59.600,00	4.896.164,50	47.429,09	5.003.193,59
4235	Beton kabel tranche, beton bertulang k-250 (50 kg/m3)	m3	59.600,00	2.736.821,50	31.571,69	2.827.993,19
4236	Balok dan Kolom dudukan Trafo, beton bertulang K-250 (225 kg/m3)	m3	59.600,00	6.429.221,75	31.571,69	6.520.393,44
4237	Pekerjaan Bak Kontrol beton bertulang	buah	59.600,00	3.695.236,33	47.429,09	3.802.265,41
4238	Pekerjaan Jendela S1	buah	596.506,05	913.700,00	0,00	1.510.206,05
4239	Pekerjaan kusen (1000 x 2800)dan pintu plat S2 (900 x 2100)	buah	650.077,20	10.982.750,00	0,00	11.632.827,20
4240	Pekerjaan kusen (2100 x 3700) dan pintu plat S3 (2x1000 x 3000)	buah	1.909.986,04	13.167.640,00	0,00	15.077.626,04
4241	Pekerjaan kusen (1700 x 3700) dan pintu plat S4 (2x800 x 3000)	buah	1.874.805,56	5.454.160,00	0,00	7.328.965,56
4242	Pekerjaan pagar wire mess, kusen dan pintu wire mess S6 (4100 x 4000)	buah	2.364.171,96	4.390.802,00	0,00	6.754.973,96
4243	Pekerjaan kusen dan pintu kayu / Aluminium W1	buah	530.395,20	879.167,00	0,00	1.409.562,20
4244	Pekerjaan Cat dinding dalam dan dak per M2	m2	13.990,98	27.572,17	0,00	41.563,14
4245	Pekerjaan Cat dinding luar dan list plank per M2	m2	13.990,98	29.910,20	0,00	43.901,18
4246	Pekerjaan Floor hardener per M^2	m2	24.894,86	8.415,55	0,00	33.310,41
4247	Pekerjaan tutup tranche kabel (checkered plate t=5 mm), hot dip galvanized	m2	66.460,66	1.231.729,53	0,00	1.298.190,19
4248	Perlengkapan Kantor	set	0,00	6.179.000,00	0,00	6.179.000,00
4249	Pekerjaan pipa air kotor PVC dia 6 inch	m'	18.839,35	162.613,25	0,00	181.452,60
4250	Pekerjaan pipa air hujan PVC dia 6 inch	m'	18.839,35	162.613,25	0,00	181.452,60
4251	Pipa Galvanis dia. 4" (untuk feeder dan return cable)	kg	1.903,59	18.489,60	0,00	20.393,19
4252	Pekerjaan pipa air bersih PVC dia 0,5 inch	m'	18.839,35	3.600,00	0,00	22.439,35
4253	Pekerjaan sumur bor dan pompa 250 watt	unit	825.000,00	3.807.129,00	0,00	4.632.129,00
4254	Pekerjaan menara dan tandon air 1 m3 (Tandon Stainless steel)	unit	825.000,00	1.442.000,00	0,00	2.267.000,00
4255	Pekerjaan Septic tank 2 m3	unit	1.832.007,99	8.050.000,00	0,00	9.882.007,99
4256	Kran, floor drain dan roof drain	unit	90.420,72	37.450,00	0,00	127.870,72
4257	Pekerjaan Air conditioner 1,5 PK	unit	31.484,75	3.817.000,00	0,00	3.848.484,75
4258	Pekerjaan Exhaust fan	unit	17.631,46	3.546.926,40	0,00	3.564.557,86
4259	Pekerjaan instalasi lampu titik penerangan (termasuk kabel dan titik lampu @ TL 2x40 watt)	titik	45.956,79	332.000,00	0,00	377.956,79
4260	Pekerjaan instalasi lampu titik penerangan (termasuk kabel dan titik lampu @ SL 25 watt)	titik	45.956,79	332.750,00	0,00	378.706,79
4261	Pekerjaan Lampu Exit/Emergency 25W	titik	47.196,67	389.400,00	0,00	436.596,67
4262	Pekerjaan instalasi titik daya 1 phase (termasuk kabel dan stop kontak)	titik	54.234,88	246.400,00	0,00	300.634,88

1. PERHITUNGAN BESAR PEMAMPATAN (S_c) DAN TINGGI TIMBUNAN AWAL (H_{INITIAL})

Tabel 1 Perhitungan Tegangan *Overburden* dan Tegangan Prakonsolidasi

No	Jenis Tanah	Tebal Lapisan (m)	Z (m)	Pusat (m)	γ_{sat} ton/m ³	γ_w ton/m ³	γ' ton/m ³	P_o' ton/m ²	Fluktuasi air ton/m ²	P_c' ton/m ²	Cek	
											P_c'/P_o'	OCR
1	Pasir Kelanauan	3.00	1.50	1.5	1.50	1.00	0.50	0.75	1.50	2.25	3.00	OC
2	Lanau Kelempungan	2.00	4.00	1.0	1.47	1.00	0.47	1.97	1.50	3.47	1.76	OC
3		2.00	6.00	1.0	1.47	1.00	0.47	2.91	1.50	4.41	1.52	OC
4		2.00	8.00	1.0	1.47	1.00	0.47	3.85	1.50	5.35	1.39	OC
5		2.00	10.00	1.0	1.47	1.00	0.47	4.79	1.50	6.29	1.31	OC
6		2.00	12.00	1.0	1.47	1.00	0.47	5.73	1.50	7.23	1.26	OC
7		2.00	14.00	1.0	1.47	1.00	0.47	6.67	1.50	8.17	1.22	OC
8		2.00	16.00	1.0	1.47	1.00	0.47	7.61	1.50	9.11	1.20	OC
9		2.00	18.00	1.0	1.47	1.00	0.47	8.55	1.50	10.05	1.18	OC
10		2.00	20.00	1.0	1.47	1.00	0.47	9.49	1.50	10.99	1.16	OC
11		2.00	22.00	1.0	1.47	1.00	0.47	10.43	1.50	11.93	1.14	OC
12		1.00	23.50	0.5	1.47	1.00	0.47	11.14	1.50	12.64	1.13	OC
13	Lanau Kepasiran	2.00	25.00	1.0	1.48	1.00	0.48	11.85	1.50	13.35	1.13	OC
14	Pasir Kelanauan	2.00	27.00	1.0	1.50	1.00	0.50	12.83	1.50	14.33	1.12	OC
15	Lanau Kelempungan	2.00	29.00	1.0	1.48	1.00	0.48	13.81	1.50	15.31	1.11	OC
16		1.00	30.50	0.5	1.48	1.00	0.48	14.53	1.50	16.03	1.10	OC
17	Lanau Kelempungan	2.00	32.00	1.0	1.80	1.00	0.80	15.57	1.50	17.07	1.10	OC

Tabel 2 Perhitungan H inisial dan *Settlement* untuk $q = 1 \text{ t/m}^2$

q	=	1	t/m2	Rasio miring	=	2	
γ_{timb}	=	1.80	t/m3	a	=	1.11	meter
$\gamma_{\text{sat timb}}$	=	2.13	t/m4	b	=	15	meter
H timb	=	0.56	meter				

No	Jenis Tanah	Tebal Lapisan (m)	Cc	Cs	e_0	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m2)	P_o' (t/m2)	$P_o' + \Delta P$ (t/m2)	P_e' (t/m2)	Sci (m)	Sci kum (m)
						z (m)	a/z	b/z	I						
1	Pasir Kelanauan	3.00	-	-	2.38	1.50	0.741	10.00	0.500	1.000	0.750	1.75	2.25	0	0.000
2	Lanau Kelempungan	2.00	1.15	0.21	2.62	4.00	0.278	3.75	0.500	1.000	1.970	2.97	3.47	0.021	0.021
3		2.00	1.15	0.21	2.62	6.00	0.185	2.50	0.485	0.970	2.910	3.88	4.41	0.015	0.036
4		2.00	1.15	0.21	2.62	8.00	0.139	1.88	0.470	0.940	3.850	4.79	5.35	0.011	0.047
5		2.00	1.15	0.21	2.62	10.00	0.111	1.50	0.460	0.920	4.790	5.71	6.29	0.009	0.056
6		2.00	1.15	0.21	2.62	12.00	0.093	1.25	0.443	0.886	5.730	6.62	7.23	0.007	0.064
7		2.00	1.15	0.21	2.62	14.00	0.079	1.07	0.410	0.820	6.670	7.49	8.17	0.006	0.070
8		2.00	1.15	0.21	2.62	16.00	0.069	0.94	0.405	0.810	7.610	8.42	9.11	0.005	0.075
9		2.00	1.15	0.21	2.62	18.00	0.062	0.83	0.381	0.762	8.550	9.31	10.05	0.004	0.079
10		2.00	1.15	0.21	2.62	20.00	0.056	0.75	0.369	0.738	9.490	10.23	10.99	0.004	0.083
11		2.00	1.15	0.21	2.62	22.00	0.051	0.68	0.348	0.696	10.430	11.13	11.93	0.003	0.087
12		1.00	1.15	0.21	2.62	23.50	0.047	0.64	0.333	0.666	11.135	11.80	12.64	0.001	0.088
13	Lanau Kepasiran	2.00	1.04	0.19	2.54	25.00	0.044	0.60	0.320	0.640	11.850	12.49	13.35	0.002	0.090
14	Pasir Kelanauan	2.00	-	-	2.38	27.00	0.041	0.56	0.318	0.636	12.830	13.47	14.33	0	0.090
15	Lanau Kelempungan	2.00	1.09	0.21	2.54	29.00	0.038	0.52	0.290	0.580	13.810	14.39	15.31	0.002	0.093
16		1.00	1.09	0.21	2.54	30.50	0.036	0.49	0.279	0.558	14.530	15.09	16.03	0.001	0.094
17	Lanau Kelempungan	2.00	0.42	0.10	1.14	32.00	0.035	0.47	0.272	0.544	15.570	16.11	17.07	0.001	0.095
													Total Sc	0.095	m

$$\begin{aligned}
 H_{\text{initial}} &= \frac{q + S_c \cdot (\gamma_{\text{timb}} - \gamma'_{\text{timb}})}{\gamma_{\text{timb}}} \\
 &= \frac{1 + 0.095 \times (1.80 - 1.13)}{1.80} \\
 &= 0.591 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_{\text{final}} &= H_{\text{initial}} - S_c \\
 &= 0.591 - 0.095 \\
 &= 0.496 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tabel 3 Perhitungan H inisial dan *Settlement* untuk $q = 2 \text{ t/m}^2$

q	=	2	t/m2	Rasio miring	=	2	
γ_{timb}	=	1.80	t/m3	a	=	2.22	meter
$\gamma_{\text{sat timb}}$	=	2.13	t/m4	b	=	15	meter
H timb	=	1.11	meter				

No	Jenis Tanah	Tebal Lapisan (m)	Cc	Cs	e_0	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m2)	P_o' (t/m2)	$P_o' + \Delta P$ (t/m2)	P_e' (t/m2)	Sci (m)	Sci kum (m)
						z (m)	a/z	b/z	I						
1	Pasir Kelanauan	3.00	-	-	2.38	1.50	1.481	10.00	0.500	2.000	0.750	2.75	2.25	0	0.000
2	Lanau Kelempungan	2.00	1.15	0.21	2.62	4.00	0.556	3.75	0.500	2.000	1.970	3.97	3.47	0.066	0.066
3		2.00	1.15	0.21	2.62	6.00	0.370	2.50	0.480	1.920	2.910	4.83	4.41	0.046	0.113
4		2.00	1.15	0.21	2.62	8.00	0.278	1.88	0.475	1.900	3.850	5.75	5.35	0.037	0.149
5		2.00	1.15	0.21	2.62	10.00	0.222	1.50	0.465	1.860	4.790	6.65	6.29	0.029	0.179
6		2.00	1.15	0.21	2.62	12.00	0.185	1.25	0.451	1.804	5.730	7.53	7.23	0.023	0.202
7		2.00	1.15	0.21	2.62	14.00	0.159	1.07	0.420	1.680	6.670	8.35	8.17	0.016	0.218
8		2.00	1.15	0.21	2.62	16.00	0.139	0.94	0.410	1.640	7.610	9.25	9.11	0.013	0.232
9		2.00	1.15	0.21	2.62	18.00	0.123	0.83	0.390	1.560	8.550	10.11	10.05	0.010	0.242
10		2.00	1.15	0.21	2.62	20.00	0.111	0.75	0.371	1.484	9.490	10.97	10.99	0.007	0.249
11		2.00	1.15	0.21	2.62	22.00	0.101	0.68	0.350	1.400	10.430	11.83	11.93	0.006	0.256
12		1.00	1.15	0.21	2.62	23.50	0.095	0.64	0.343	1.372	11.135	12.51	12.64	0.003	0.259
13	Lanau Kepasiran	2.00	1.04	0.19	2.54	25.00	0.089	0.60	0.326	1.304	11.850	13.15	13.35	0.005	0.264
14	Pasir Kelanauan	2.00	-	-	2.38	27.00	0.082	0.56	0.310	1.240	12.830	14.07	14.33	0	0.264
15	Lanau Kelempungan	2.00	1.09	0.21	2.54	29.00	0.077	0.52	0.300	1.200	13.810	15.01	15.31	0.004	0.268
16		1.00	1.09	0.21	2.54	30.50	0.073	0.49	0.286	1.144	14.530	15.67	16.03	0.002	0.270
17	Lanau Kelempungan	2.00	0.42	0.10	1.14	32.00	0.069	0.47	0.280	1.120	15.570	16.69	17.07	0.003	0.273
													Total Sc	0.273	m

$$H_{\text{initial}} = \frac{q + Sc \cdot (\gamma_{\text{timb}} - \gamma'_{\text{timb}})}{\gamma_{\text{timb}}} = \frac{2 + 0.273 \times (1.80 - 1.13)}{1.80} = 1.213 \text{ m}$$

$$H_{\text{final}} = H_{\text{initial}} - Sc = 1.213 - 0.273 = 0.940 \text{ m}$$

Tabel 4 Perhitungan H inisial dan *Settlement* untuk $q = 3 \text{ t/m}^2$

q	=	3	t/m2	Rasio miring	=	2	
γ _{timb}	=	1.80	t/m3	a	=	3.33	meter
γ _{sat timb}	=	2.13	t/m4	b	=	15	meter
H _{timb}	=	1.67	meter				

No	Jenis Tanah	Tebal Lapisan (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m2)	Po' (t/m2)	Po'+ΔP (t/m2)	Pe' (t/m2)	Sci (m)	Sci kum (m)
						z (m)	a/z	b/z	I						
1	Pasir Kelanauan	3.00	-	-	2.38	1.50	2.222	10.00	0.500	3.000	0.750	3.75	2.25	0	0.000
2	Lanau Kelempungan	2.00	1.15	0.21	2.62	4.00	0.833	3.75	0.500	3.000	1.970	4.97	3.47	0.128	0.128
3		2.00	1.15	0.21	2.62	6.00	0.556	2.50	0.485	2.910	2.910	5.82	4.41	0.098	0.226
4		2.00	1.15	0.21	2.62	8.00	0.417	1.88	0.481	2.886	3.850	6.74	5.35	0.080	0.306
5		2.00	1.15	0.21	2.62	10.00	0.333	1.50	0.468	2.808	4.790	7.60	6.29	0.066	0.372
6		2.00	1.15	0.21	2.62	12.00	0.278	1.25	0.453	2.718	5.730	8.45	7.23	0.055	0.427
7		2.00	1.15	0.21	2.62	14.00	0.238	1.07	0.427	2.562	6.670	9.23	8.17	0.044	0.471
8		2.00	1.15	0.21	2.62	16.00	0.208	0.94	0.418	2.508	7.610	10.12	9.11	0.038	0.509
9		2.00	1.15	0.21	2.62	18.00	0.185	0.83	0.395	2.370	8.550	10.92	10.05	0.031	0.540
10		2.00	1.15	0.21	2.62	20.00	0.167	0.75	0.375	2.250	9.490	11.74	10.99	0.026	0.566
11		2.00	1.15	0.21	2.62	22.00	0.152	0.68	0.360	2.160	10.430	12.59	11.93	0.022	0.587
12		1.00	1.15	0.21	2.62	23.50	0.142	0.64	0.345	2.070	11.135	13.21	12.64	0.009	0.597
13	Lanau Kepasiran	2.00	1.04	0.19	2.54	25.00	0.133	0.60	0.330	1.980	11.850	13.83	13.35	0.015	0.611
14	Pasir Kelanauan	2.00	-	-	2.38	27.00	0.123	0.56	0.313	1.878	12.830	14.71	14.33	0	0.611
15	Lanau Kelempungan	2.00	1.09	0.21	2.54	29.00	0.115	0.52	0.300	1.800	13.810	15.61	15.31	0.010	0.622
16		1.00	1.09	0.21	2.54	30.50	0.109	0.49	0.290	1.740	14.530	16.27	16.03	0.004	0.626
17	Lanau Kelempungan	2.00	0.42	0.10	1.14	32.00	0.104	0.47	0.282	1.692	15.570	17.26	17.07	0.006	0.632
													Total Sc	0.632	m

$$\begin{aligned}
 H_{\text{initial}} &= \frac{q + Sc \cdot (\gamma_{\text{timb}} - \gamma'_{\text{timb}})}{\gamma_{\text{timb}}} \\
 &= \frac{3 + 0.632 \times (1.80 - 1.13)}{1.80} \\
 &= 1.902 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_{\text{final}} &= H_{\text{initial}} - Sc \\
 &= 1.902 - 0.632 \\
 &= 1.270 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tabel 5 Perhitungan H inisial dan *Settlement* untuk $q = 4 \text{ t/m}^2$

q	$=$	4	t/m ²	Rasio miring	$=$	2	
γ_{timb}	$=$	1.80	t/m ³	a	$=$	4.44	meter
$\gamma_{\text{sat timb}}$	$=$	2.13	t/m ⁴	b	$=$	15	meter
H timb	$=$	2.22	meter				

No	Jenis Tanah	Tebal Lapisan (m)	Cc	Cs	e_0	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po' (t/m ²)	$Po'+\Delta P$ (t/m ²)	Pc' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
						z (m)	a/z	b/z	I						
1	Pasir Kelanauan	3.00	-	-	2.38	1.50	2.963	10.00	0.500	4.000	0.750	4.75	2.25	0	0.000
2	Lanau Kelempungan	2.00	1.15	0.21	2.62	4.00	1.111	3.75	0.500	4.000	1.970	5.97	3.47	0.178	0.178
3		2.00	1.15	0.21	2.62	6.00	0.741	2.50	0.490	3.920	2.910	6.83	4.41	0.142	0.320
4		2.00	1.15	0.21	2.62	8.00	0.556	1.88	0.475	3.800	3.850	7.65	5.35	0.115	0.435
5		2.00	1.15	0.21	2.62	10.00	0.444	1.50	0.470	3.760	4.790	8.55	6.29	0.098	0.534
6		2.00	1.15	0.21	2.62	12.00	0.370	1.25	0.453	3.624	5.730	9.35	7.23	0.083	0.616
7		2.00	1.15	0.21	2.62	14.00	0.317	1.07	0.430	3.440	6.670	10.11	8.17	0.069	0.685
8		2.00	1.15	0.21	2.62	16.00	0.278	0.94	0.420	3.360	7.610	10.97	9.11	0.060	0.746
9		2.00	1.15	0.21	2.62	18.00	0.247	0.83	0.400	3.200	8.550	11.75	10.05	0.051	0.797
10		2.00	1.15	0.21	2.62	20.00	0.222	0.75	0.380	3.040	9.490	12.53	10.99	0.044	0.841
11		2.00	1.15	0.21	2.62	22.00	0.202	0.68	0.365	2.920	10.430	13.35	11.93	0.038	0.878
12		1.00	1.15	0.21	2.62	23.50	0.189	0.64	0.350	2.800	11.135	13.94	12.64	0.017	0.895
13	Lanau Kepasiran	2.00	1.04	0.19	2.54	25.00	0.178	0.60	0.340	2.720	11.850	14.57	13.35	0.028	0.923
14	Pasir Kelanauan	2.00	-	-	2.38	27.00	0.165	0.56	0.323	2.584	12.830	15.41	14.33	0	0.923
15	Lanau Kelempungan	2.00	1.09	0.21	2.54	29.00	0.153	0.52	0.310	2.480	13.810	16.29	15.31	0.022	0.945
16		1.00	1.09	0.21	2.54	30.50	0.146	0.49	0.296	2.368	14.530	16.90	16.03	0.010	0.954
17	Lanau Kelempungan	2.00	0.42	0.10	1.14	32.00	0.139	0.47	0.287	2.296	15.570	17.87	17.07	0.012	0.966
													Total Sc	0.966	m

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

$$= \frac{4 + 0.966 \times (1.80 - 1.13)}{1.80}$$

$$= 2.582 \text{ m}$$

$$H_{\text{final}} = H_{\text{initial}} - Sc$$

$$= 2.582 - 0.966$$

$$= 1.616 \text{ m}$$

Tabel 6 Perhitungan H inisial dan *Settlement* untuk $q = 5 \text{ t/m}^2$

q	=	5	t/m ²	Rasio miring	=	2	
γ _{timb}	=	1.80	t/m ³	a	=	5.56	meter
γ _{sat timb}	=	2.13	t/m ³	b	=	15	meter
H _{timb}	=	2.78	meter				

No	Jenis Tanah	Tebal Lapisan (m)	Cc	Cs	e ₀	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po' (t/m ²)	Po'+ΔP (t/m ²)	Pe' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
						z (m)	a/z	b/z	I						
1	Pasir Kelanauan	3.00	-	-	2.38	1.50	3.704	10.00	0.500	5.000	0.750	5.75	2.25	0	0.000
2	Lanau Kelempungan	2.00	1.15	0.21	2.62	4.00	1.389	3.75	0.500	5.000	1.970	6.97	3.47	0.221	0.221
3		2.00	1.15	0.21	2.62	6.00	0.926	2.50	0.490	4.900	2.910	7.81	4.41	0.178	0.399
4		2.00	1.15	0.21	2.62	8.00	0.694	1.88	0.481	4.810	3.850	8.66	5.35	0.149	0.549
5		2.00	1.15	0.21	2.62	10.00	0.556	1.50	0.470	4.700	4.790	9.49	6.29	0.127	0.676
6		2.00	1.15	0.21	2.62	12.00	0.463	1.25	0.457	4.570	5.730	10.30	7.23	0.109	0.785
7		2.00	1.15	0.21	2.62	14.00	0.397	1.07	0.435	4.350	6.670	11.02	8.17	0.093	0.878
8		2.00	1.15	0.21	2.62	16.00	0.347	0.94	0.425	4.250	7.610	11.86	9.11	0.082	0.959
9		2.00	1.15	0.21	2.62	18.00	0.309	0.83	0.405	4.050	8.550	12.60	10.05	0.070	1.030
10		2.00	1.15	0.21	2.62	20.00	0.278	0.75	0.385	3.850	9.490	13.34	10.99	0.061	1.091
11		2.00	1.15	0.21	2.62	22.00	0.253	0.68	0.370	3.700	10.430	14.13	11.93	0.053	1.144
12		1.00	1.15	0.21	2.62	23.50	0.236	0.64	0.358	3.580	11.135	14.72	12.64	0.024	1.168
13	Lanau Kepasiran	2.00	1.04	0.19	2.54	25.00	0.222	0.60	0.350	3.500	11.850	15.35	13.35	0.041	1.209
14	Pasir Kelanauan	2.00	-	-	2.38	27.00	0.206	0.56	0.330	3.300	12.830	16.13	14.33	0	1.209
15	Lanau Kelempungan	2.00	1.09	0.21	2.54	29.00	0.192	0.52	0.313	3.130	13.810	16.94	15.31	0.032	1.242
16		1.00	1.09	0.21	2.54	30.50	0.182	0.49	0.308	3.080	14.530	17.61	16.03	0.015	1.257
17	Lanau Kelempungan	2.00	0.42	0.10	1.14	32.00	0.174	0.47	0.295	2.950	15.570	18.52	17.07	0.018	1.275
													Total Sc	1.275	m

$$\begin{aligned}
 H_{\text{initial}} &= \frac{q + Sc \cdot (\gamma_{\text{timb}} - \gamma'_{\text{timb}})}{\gamma_{\text{timb}}} \\
 &= \frac{5 + 1.275 \times (1.80 - 1.13)}{1.80} \\
 &= 3.253 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_{\text{final}} &= H_{\text{initial}} - Sc \\
 &= 3.253 - 1.275 \\
 &= 1.978 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tabel 7 Perhitungan H inisial dan *Settlement* untuk $q = 6 \text{ t/m}^2$

q	$=$	6	t/m ²	Rasio miring	$=$	2	
γ_{timb}	$=$	1.80	t/m ³	a	$=$	6.67	meter
$\gamma_{\text{sat timb}}$	$=$	2.13	t/m ³	b	$=$	15	meter
H_{timb}	$=$	3.33	meter				

No	Jenis Tanah	Tebal Lapisan (m)	Cc	Cs	e_0	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po' (t/m ²)	$Po'+\Delta P$ (t/m ²)	Pc' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
						z (m)	a/z	b/z	I						
1	Pasir Kelanauan	3.00	-	-	2.38	1.50	4.444	10.00	0.500	6.000	0.750	6.75	2.25	0	0.000
2	Lanau Kelempungan	2.00	1.15	0.21	2.62	4.00	1.667	3.75	0.500	6.000	1.970	7.97	3.47	0.258	0.258
3		2.00	1.15	0.21	2.62	6.00	1.111	2.50	0.490	5.880	2.910	8.79	4.41	0.211	0.469
4		2.00	1.15	0.21	2.62	8.00	0.833	1.88	0.482	5.784	3.850	9.63	5.35	0.179	0.647
5		2.00	1.15	0.21	2.62	10.00	0.667	1.50	0.472	5.664	4.790	10.45	6.29	0.154	0.801
6		2.00	1.15	0.21	2.62	12.00	0.556	1.25	0.461	5.532	5.730	11.26	7.23	0.134	0.935
7		2.00	1.15	0.21	2.62	14.00	0.476	1.07	0.440	5.280	6.670	11.95	8.17	0.115	1.050
8		2.00	1.15	0.21	2.62	16.00	0.417	0.94	0.430	5.160	7.610	12.77	9.11	0.102	1.152
9		2.00	1.15	0.21	2.62	18.00	0.370	0.83	0.410	4.920	8.550	13.47	10.05	0.089	1.240
10		2.00	1.15	0.21	2.62	20.00	0.333	0.75	0.392	4.704	9.490	14.19	10.99	0.078	1.318
11		2.00	1.15	0.21	2.62	22.00	0.303	0.68	0.372	4.464	10.430	14.89	11.93	0.068	1.386
12		1.00	1.15	0.21	2.62	23.50	0.284	0.64	0.364	4.368	11.135	15.50	12.64	0.031	1.418
13	Lanau Kepasiran	2.00	1.04	0.19	2.54	25.00	0.267	0.60	0.350	4.200	11.850	16.05	13.35	0.052	1.470
14	Pasir Kelanauan	2.00	-	-	2.38	27.00	0.247	0.56	0.327	3.924	12.830	16.75	14.33	0	1.470
15	Lanau Kelempungan	2.00	1.09	0.21	2.54	29.00	0.230	0.52	0.320	3.840	13.810	17.65	15.31	0.043	1.513
16		1.00	1.09	0.21	2.54	30.50	0.219	0.49	0.307	3.684	14.530	18.21	16.03	0.020	1.533
17	Lanau Kelempungan	2.00	0.42	0.10	1.14	32.00	0.208	0.47	0.300	3.600	15.570	19.17	17.07	0.024	1.557
													Total Sc	1.557	m

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

$$= \frac{6 + 1.557 \times (1.80 - 1.13)}{1.80}$$

$$= 3.913 \text{ m}$$

$$H_{\text{final}} = H_{\text{initial}} - Sc$$

$$= 3.913 - 1.557$$

$$= 2.356 \text{ m}$$

Tabel 8 Perhitungan H inisial dan Settlement untuk $q = 7 \text{ t/m}^2$

q	$=$	7	t/m ²	Rasio miring	$=$	2
γ_{timb}	$=$	1.80	t/m ³	a	$=$	7.78
$\gamma_{\text{sat timb}}$	$=$	2.13	t/m ³	b	$=$	15
H_{timb}	$=$	3.89	meter			meter

No	Jenis Tanah	Tebal Lapisan (m)	Cc	Cs	e_0	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m ²)	Po' (t/m ²)	$Po'+\Delta P$ (t/m ²)	Pc' (t/m ²)	Sci (m)	Sci kum (m)
						z (m)	a/z	b/z	I						
1	Pasir Kelanauan	3.00	-	-	2.38	1.50	5.185	10.00	0.500	7.000	0.750	7.75	2.25	0	0.000
2	Lanau Kelempungan	2.00	1.15	0.21	2.62	4.00	1.944	3.75	0.500	7.000	1.970	8.97	3.47	0.290	0.290
3		2.00	1.15	0.21	2.62	6.00	1.296	2.50	0.490	6.860	2.910	9.77	4.41	0.240	0.530
4		2.00	1.15	0.21	2.62	8.00	0.972	1.88	0.488	6.832	3.850	10.68	5.35	0.207	0.737
5		2.00	1.15	0.21	2.62	10.00	0.778	1.50	0.472	6.608	4.790	11.40	6.29	0.177	0.915
6		2.00	1.15	0.21	2.62	12.00	0.648	1.25	0.462	6.468	5.730	12.20	7.23	0.156	1.070
7		2.00	1.15	0.21	2.62	14.00	0.556	1.07	0.442	6.188	6.670	12.86	8.17	0.135	1.205
8		2.00	1.15	0.21	2.62	16.00	0.486	0.94	0.432	6.048	7.610	13.66	9.11	0.121	1.326
9		2.00	1.15	0.21	2.62	18.00	0.432	0.83	0.415	5.810	8.550	14.36	10.05	0.106	1.432
10		2.00	1.15	0.21	2.62	20.00	0.389	0.75	0.400	5.600	9.490	15.09	10.99	0.095	1.527
11		2.00	1.15	0.21	2.62	22.00	0.354	0.68	0.380	5.320	10.430	15.75	11.93	0.083	1.610
12		1.00	1.15	0.21	2.62	23.50	0.331	0.64	0.359	5.026	11.135	16.16	12.64	0.037	1.647
13	Lanau Kepasiran	2.00	1.04	0.19	2.54	25.00	0.311	0.60	0.354	4.956	11.850	16.81	13.35	0.064	1.711
14	Pasir Kelanauan	2.00	-	-	2.38	27.00	0.288	0.56	0.330	4.620	12.830	17.45	14.33	0	1.711
15	Lanau Kelempungan	2.00	1.09	0.21	2.54	29.00	0.268	0.52	0.327	4.578	13.810	18.39	15.31	0.054	1.766
16		1.00	1.09	0.21	2.54	30.50	0.255	0.49	0.317	4.438	14.530	18.97	16.03	0.025	1.791
17	Lanau Kelempungan	2.00	0.42	0.10	1.14	32.00	0.243	0.47	0.305	4.270	15.570	19.84	17.07	0.030	1.820
													Total Sc	1.820	m

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

$$= \frac{7 + 1.820 \times (1.80 - 1.13)}{1.80}$$

$$= 4.567 \text{ m}$$

$$H_{\text{final}} = H_{\text{initial}} - Sc$$

$$= 4.567 - 1.820$$

$$= 2.747 \text{ m}$$

Tabel 9 Perhitungan H inisial dan Settlement untuk $q = 8 \text{ t/m}^2$

q	$=$	8	t/m^2	Rasio miring	$=$	2	
γ_{timb}	$=$	1.80	t/m^3	a	$=$	8.89	meter
$\gamma_{\text{sat timb}}$	$=$	2.13	t/m^3	b	$=$	15	meter
H timb	$=$	4.44	meter				

No	Jenis Tanah	Tebal Lapisan (m)	Cc	Cs	e_0	Akibat beban timbunan				ΔP (t/m^2)	P_o' (t/m^2)	$P_o' + \Delta P$ (t/m^2)	P_c' (t/m^2)	Sci (m)	Sci kum (m)
						z (m)	a/z	b/z	I						
1	Pasir Kelanauan	3.00	-	-	2.38	1.50	5.926	10.00	0.500	8.000	0.750	8.75	2.25	0	0.000
2	Lanau Kelempungan	2.00	1.15	0.21	2.62	4.00	2.222	3.75	0.500	8.000	1.970	9.97	3.47	0.319	0.319
3		2.00	1.15	0.21	2.62	6.00	1.481	2.50	0.490	7.840	2.910	10.75	4.41	0.266	0.585
4		2.00	1.15	0.21	2.62	8.00	1.111	1.88	0.480	7.680	3.850	11.53	5.35	0.228	0.813
5		2.00	1.15	0.21	2.62	10.00	0.889	1.50	0.470	7.520	4.790	12.31	6.29	0.199	1.012
6		2.00	1.15	0.21	2.62	12.00	0.741	1.25	0.462	7.392	5.730	13.12	7.23	0.176	1.188
7		2.00	1.15	0.21	2.62	14.00	0.635	1.07	0.448	7.168	6.670	13.84	8.17	0.155	1.343
8		2.00	1.15	0.21	2.62	16.00	0.556	0.94	0.435	6.960	7.610	14.57	9.11	0.138	1.481
9		2.00	1.15	0.21	2.62	18.00	0.494	0.83	0.410	6.560	8.550	15.11	10.05	0.120	1.602
10		2.00	1.15	0.21	2.62	20.00	0.444	0.75	0.400	6.400	9.490	15.89	10.99	0.109	1.711
11		2.00	1.15	0.21	2.62	22.00	0.404	0.68	0.382	6.112	10.430	16.54	11.93	0.097	1.807
12		1.00	1.15	0.21	2.62	23.50	0.378	0.64	0.370	5.920	11.135	17.06	12.64	0.044	1.852
13	Lanau Kepasiran	2.00	1.04	0.19	2.54	25.00	0.356	0.60	0.360	5.760	11.850	17.61	13.35	0.076	1.928
14	Pasir Kelanauan	2.00	-	-	2.38	27.00	0.329	0.56	0.341	5.456	12.830	18.29	14.33	0	1.928
15	Lanau Kelempungan	2.00	1.09	0.21	2.54	29.00	0.307	0.52	0.330	5.280	13.810	19.09	15.31	0.064	1.992
16		1.00	1.09	0.21	2.54	30.50	0.291	0.49	0.320	5.120	14.530	19.65	16.03	0.030	2.022
17	Lanau Kelempungan	2.00	0.42	0.10	1.14	32.00	0.278	0.47	0.310	4.960	15.570	20.53	17.07	0.035	2.057
													Total Sc	2.057	m

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

$$= \frac{8 + 2.057 \times (1.80 - 1.13)}{1.80}$$

$$= 5.211 \text{ m}$$

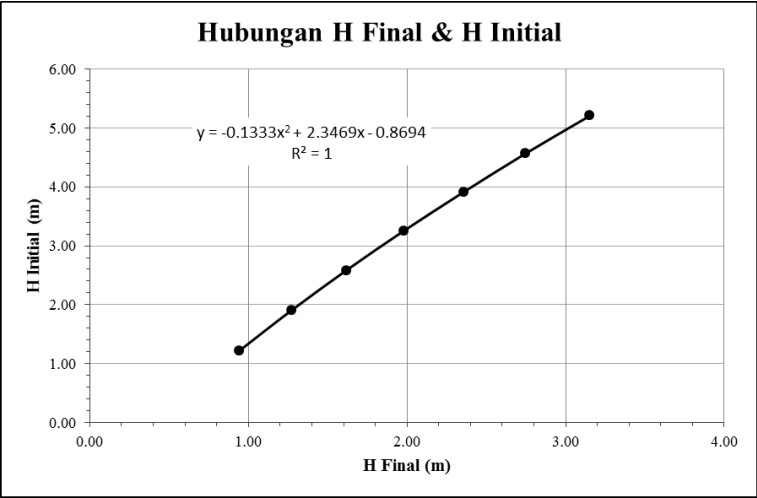
$$H_{\text{final}} = H_{\text{initial}} - S_c$$

$$= 5.211 - 2.057$$

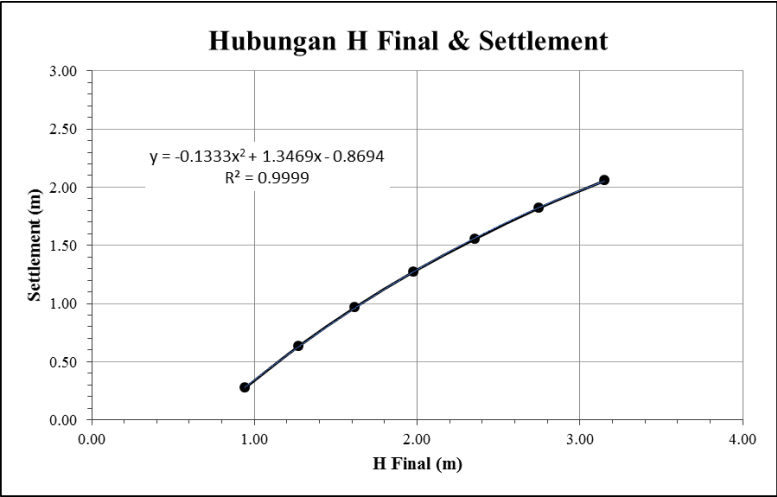
$$= 3.154 \text{ m}$$

Tabel 10 Rekapitulasi Perhitungan Hinsial dan *settlement*

q	Sc Timbunan	H inisial	H final
t/m2	m	m	m
2.00	0.273	1.213	0.940
3.00	0.632	1.902	1.270
4.00	0.966	2.582	1.616
5.00	1.275	3.253	1.978
6.00	1.557	3.913	2.356
7.00	1.820	4.567	2.747
8.00	2.057	5.211	3.154



Gambar 1 Kurva Hubungan Antara H_{final} dan H_{insial}



Gambar 2 Kurva Hubungan Antara H_{final} dan *Settlement*

2. PERHITUNGAN DERAJAT KONSOLIDASI TOTAL PVD POLA PEMASANGAN SEGITIGA

Tabel 11 Hasil Perhitungan Faktor Hambatan (F_n) dengan PVD
Pola Segitiga

Jarak PVD S (m)	D (m)	a (m)	b (m)	dw (m)	n	F(n)
0.50	0.525	0.10	0.005	0.0525	10.00	1.57
0.60	0.630	0.10	0.005	0.0525	12.00	1.75
0.70	0.735	0.10	0.005	0.0525	14.00	1.90
0.80	0.840	0.10	0.005	0.0525	16.00	2.03
1.00	1.050	0.10	0.005	0.0525	20.00	2.25
1.20	1.260	0.10	0.005	0.0525	24.00	2.43
1.50	1.575	0.10	0.005	0.0525	30.00	2.65
1.80	1.890	0.10	0.005	0.0525	36.00	2.84
2.00	2.100	0.10	0.005	0.0525	40.00	2.94
2.50	2.625	0.10	0.005	0.0525	50.00	3.16

Cv rata-rata =	0.000159	cm ² /sec
=	0.009639	m ² /minggu
Hdr =	11.50	m
Ch =	0.02892	m ² /minggu

Tabel 12 Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi dengan PVD Pola Segitiga

Spasi = 0.5 m D = 0.525 m F(n) = 1.57				
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.235	24.25
2	0.0001458	0.0136	0.415	42.29
3	0.0002187	0.0167	0.553	56.00
4	0.0002915	0.0193	0.658	66.43
5	0.0003644	0.0215	0.738	74.38
6	0.0004373	0.0236	0.800	80.45
7	0.0005102	0.0255	0.847	85.07
8	0.0005831	0.0272	0.883	88.60
9	0.0006560	0.0289	0.910	91.30
10	0.0007289	0.0305	0.931	93.35
11	0.0008017	0.0320	0.948	94.92
12	0.0008746	0.0334	0.960	96.12
13	0.0009475	0.0347	0.969	97.04
14	0.0010204	0.0360	0.977	97.74
15	0.0010933	0.0373	0.982	98.27
16	0.0011662	0.0385	0.986	98.68
17	0.0012391	0.0397	0.990	98.99
18	0.0013119	0.0409	0.992	99.23
19	0.0013848	0.0420	0.994	99.41
20	0.0014577	0.0431	0.995	99.55
21	0.0015306	0.0441	0.996	99.66
22	0.0016035	0.0452	0.997	99.74
23	0.0016764	0.0462	0.998	99.80
24	0.0017493	0.0472	0.998	99.85

Spasi = 0.6 m D = 0.630 m F(n) = 1.75				
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.154	16.19
2	0.0001458	0.0136	0.284	29.37
3	0.0002187	0.0167	0.394	40.42
4	0.0002915	0.0193	0.487	49.71
5	0.0003644	0.0215	0.566	57.54
6	0.0004373	0.0236	0.633	64.15
7	0.0005102	0.0255	0.689	69.72
8	0.0005831	0.0272	0.737	74.42
9	0.0006560	0.0289	0.778	78.39
10	0.0007289	0.0305	0.812	81.75
11	0.0008017	0.0320	0.841	84.58
12	0.0008746	0.0334	0.865	86.97
13	0.0009475	0.0347	0.886	88.99
14	0.0010204	0.0360	0.903	90.69
15	0.0010933	0.0373	0.918	92.14
16	0.0011662	0.0385	0.931	93.35
17	0.0012391	0.0397	0.941	94.38
18	0.0013119	0.0409	0.950	95.25
19	0.0013848	0.0420	0.958	95.99
20	0.0014577	0.0431	0.965	96.61
21	0.0015306	0.0441	0.970	97.13
22	0.0016035	0.0452	0.975	97.58
23	0.0016764	0.0462	0.979	97.95
24	0.0017493	0.0472	0.982	98.27

Spasi = 0.70 m D = 0.735 m F(n) = 1.90				
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.107	11.53
2	0.0001458	0.0136	0.202	21.29
3	0.0002187	0.0167	0.287	29.91
4	0.0002915	0.0193	0.363	37.55
5	0.0003644	0.0215	0.431	44.34
6	0.0004373	0.0236	0.492	50.39
7	0.0005102	0.0255	0.546	55.77
8	0.0005831	0.0272	0.595	60.56
9	0.0006560	0.0289	0.638	64.83
10	0.0007289	0.0305	0.676	68.63
11	0.0008017	0.0320	0.711	72.02
12	0.0008746	0.0334	0.742	75.04
13	0.0009475	0.0347	0.769	77.74
14	0.0010204	0.0360	0.794	80.14
15	0.0010933	0.0373	0.816	82.28
16	0.0011662	0.0385	0.836	84.19
17	0.0012391	0.0397	0.853	85.90
18	0.0013119	0.0409	0.869	87.42
19	0.0013848	0.0420	0.883	88.77
20	0.0014577	0.0431	0.895	89.98
21	0.0015306	0.0441	0.906	91.06
22	0.0016035	0.0452	0.916	92.02
23	0.0016764	0.0462	0.925	92.88
24	0.0017493	0.0472	0.933	93.65

Tabel 12 Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi dengan PVD Pola Segitiga (lanjutan)

Spasi = 0.80 m D = 0.840 m F(n) = 2.03				
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.078	8.65
2	0.0001458	0.0136	0.149	16.08
3	0.0002187	0.0167	0.215	22.83
4	0.0002915	0.0193	0.276	29.00
5	0.0003644	0.0215	0.332	34.66
6	0.0004373	0.0236	0.384	39.86
7	0.0005102	0.0255	0.432	44.64
8	0.0005831	0.0272	0.476	49.02
9	0.0006560	0.0289	0.517	53.06
10	0.0007289	0.0305	0.554	56.77
11	0.0008017	0.0320	0.589	60.19
12	0.0008746	0.0334	0.621	63.33
13	0.0009475	0.0347	0.650	66.22
14	0.0010204	0.0360	0.677	68.89
15	0.0010933	0.0373	0.702	71.34
16	0.0011662	0.0385	0.725	73.60
17	0.0012391	0.0397	0.747	75.67
18	0.0013119	0.0409	0.766	77.59
19	0.0013848	0.0420	0.784	79.35
20	0.0014577	0.0431	0.801	80.98
21	0.0015306	0.0441	0.817	82.47
22	0.0016035	0.0452	0.831	83.85
23	0.0016764	0.0462	0.844	85.12
24	0.0017493	0.0472	0.856	86.29

Spasi = 1.00 m D = 1.050 m F(n) = 2.25				
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.046	5.47
2	0.0001458	0.0136	0.089	10.14
3	0.0002187	0.0167	0.131	14.50
4	0.0002915	0.0193	0.170	18.61
5	0.0003644	0.0215	0.208	22.50
6	0.0004373	0.0236	0.244	26.18
7	0.0005102	0.0255	0.278	29.68
8	0.0005831	0.0272	0.311	33.00
9	0.0006560	0.0289	0.343	36.16
10	0.0007289	0.0305	0.373	39.17
11	0.0008017	0.0320	0.401	42.03
12	0.0008746	0.0334	0.428	44.75
13	0.0009475	0.0347	0.454	47.34
14	0.0010204	0.0360	0.479	49.81
15	0.0010933	0.0373	0.503	52.16
16	0.0011662	0.0385	0.526	54.39
17	0.0012391	0.0397	0.547	56.52
18	0.0013119	0.0409	0.568	58.55
19	0.0013848	0.0420	0.588	60.49
20	0.0014577	0.0431	0.606	62.33
21	0.0015306	0.0441	0.624	64.09
22	0.0016035	0.0452	0.641	65.76
23	0.0016764	0.0462	0.658	67.35
24	0.0017493	0.0472	0.673	68.87

Spasi = 1.20 m D = 1.260 m F(n) = 2.43				
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.030	3.89
2	0.0001458	0.0136	0.058	7.10
3	0.0002187	0.0167	0.086	10.12
4	0.0002915	0.0193	0.113	13.00
5	0.0003644	0.0215	0.139	15.77
6	0.0004373	0.0236	0.165	18.42
7	0.0005102	0.0255	0.189	20.99
8	0.0005831	0.0272	0.213	23.46
9	0.0006560	0.0289	0.236	25.84
10	0.0007289	0.0305	0.259	28.15
11	0.0008017	0.0320	0.281	30.37
12	0.0008746	0.0334	0.302	32.53
13	0.0009475	0.0347	0.323	34.61
14	0.0010204	0.0360	0.343	36.63
15	0.0010933	0.0373	0.362	38.58
16	0.0011662	0.0385	0.381	40.47
17	0.0012391	0.0397	0.399	42.30
18	0.0013119	0.0409	0.417	44.07
19	0.0013848	0.0420	0.434	45.78
20	0.0014577	0.0431	0.451	47.44
21	0.0015306	0.0441	0.467	49.05
22	0.0016035	0.0452	0.483	50.61
23	0.0016764	0.0462	0.498	52.12
24	0.0017493	0.0472	0.513	53.58

Tabel 12 Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi dengan PVD Pola Segitiga (lanjutan)

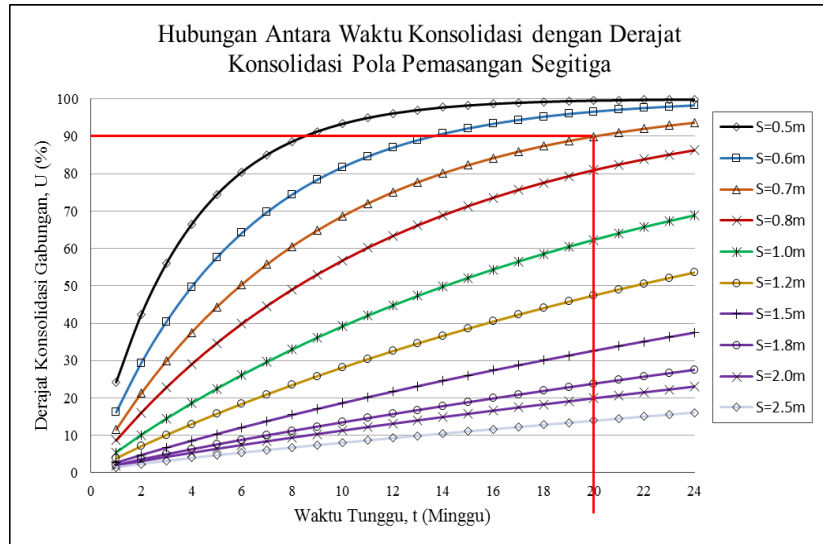
Spasi = 1.50 m D = 1.575 m F(n) = 2.65				
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.017	2.69
2	0.0001458	0.0136	0.035	4.77
3	0.0002187	0.0167	0.051	6.72
4	0.0002915	0.0193	0.068	8.58
5	0.0003644	0.0215	0.084	10.38
6	0.0004373	0.0236	0.100	12.13
7	0.0005102	0.0255	0.116	13.83
8	0.0005831	0.0272	0.131	15.48
9	0.0006560	0.0289	0.146	17.09
10	0.0007289	0.0305	0.161	18.67
11	0.0008017	0.0320	0.176	20.21
12	0.0008746	0.0334	0.190	21.71
13	0.0009475	0.0347	0.204	23.18
14	0.0010204	0.0360	0.218	24.63
15	0.0010933	0.0373	0.232	26.04
16	0.0011662	0.0385	0.245	27.42
17	0.0012391	0.0397	0.258	28.77
18	0.0013119	0.0409	0.271	30.09
19	0.0013848	0.0420	0.284	31.39
20	0.0014577	0.0431	0.296	32.66
21	0.0015306	0.0441	0.309	33.91
22	0.0016035	0.0452	0.321	35.13
23	0.0016764	0.0462	0.332	36.33
24	0.0017493	0.0472	0.344	37.50

Spasi = 1.80 m D = 1.890 m F(n) = 2.84				
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.011	2.09
2	0.0001458	0.0136	0.023	3.59
3	0.0002187	0.0167	0.034	4.98
4	0.0002915	0.0193	0.045	6.31
5	0.0003644	0.0215	0.056	7.58
6	0.0004373	0.0236	0.066	8.83
7	0.0005102	0.0255	0.077	10.04
8	0.0005831	0.0272	0.087	11.22
9	0.0006560	0.0289	0.098	12.38
10	0.0007289	0.0305	0.108	13.51
11	0.0008017	0.0320	0.118	14.62
12	0.0008746	0.0334	0.128	15.72
13	0.0009475	0.0347	0.138	16.79
14	0.0010204	0.0360	0.148	17.85
15	0.0010933	0.0373	0.157	18.89
16	0.0011662	0.0385	0.167	19.91
17	0.0012391	0.0397	0.176	20.92
18	0.0013119	0.0409	0.186	21.91
19	0.0013848	0.0420	0.195	22.89
20	0.0014577	0.0431	0.204	23.85
21	0.0015306	0.0441	0.213	24.80
22	0.0016035	0.0452	0.222	25.73
23	0.0016764	0.0462	0.231	26.65
24	0.0017493	0.0472	0.240	27.56

Spasi = 2.00 m D = 2.100 m F(n) = 2.94				
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.009	1.84
2	0.0001458	0.0136	0.018	3.11
3	0.0002187	0.0167	0.026	4.26
4	0.0002915	0.0193	0.035	5.36
5	0.0003644	0.0215	0.044	6.42
6	0.0004373	0.0236	0.052	7.45
7	0.0005102	0.0255	0.061	8.45
8	0.0005831	0.0272	0.069	9.42
9	0.0006560	0.0289	0.077	10.38
10	0.0007289	0.0305	0.085	11.32
11	0.0008017	0.0320	0.093	12.24
12	0.0008746	0.0334	0.102	13.15
13	0.0009475	0.0347	0.109	14.04
14	0.0010204	0.0360	0.117	14.92
15	0.0010933	0.0373	0.125	15.79
16	0.0011662	0.0385	0.133	16.64
17	0.0012391	0.0397	0.141	17.48
18	0.0013119	0.0409	0.148	18.31
19	0.0013848	0.0420	0.156	19.13
20	0.0014577	0.0431	0.163	19.94
21	0.0015306	0.0441	0.171	20.74
22	0.0016035	0.0452	0.178	21.53
23	0.0016764	0.0462	0.185	22.31
24	0.0017493	0.0472	0.193	23.08

Tabel 12 Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi dengan PVD Pola Segitiga (lanjutan)

Spasi = 2.50 m				
D = 2.625 m				
F(n) = 3.16				
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Uttotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.005	1.49
2	0.0001458	0.0136	0.011	2.40
3	0.0002187	0.0167	0.016	3.22
4	0.0002915	0.0193	0.021	3.99
5	0.0003644	0.0215	0.026	4.72
6	0.0004373	0.0236	0.031	5.42
7	0.0005102	0.0255	0.036	6.10
8	0.0005831	0.0272	0.042	6.77
9	0.0006560	0.0289	0.047	7.42
10	0.0007289	0.0305	0.052	8.06
11	0.0008017	0.0320	0.057	8.68
12	0.0008746	0.0334	0.062	9.30
13	0.0009475	0.0347	0.067	9.91
14	0.0010204	0.0360	0.072	10.51
15	0.0010933	0.0373	0.077	11.10
16	0.0011662	0.0385	0.081	11.68
17	0.0012391	0.0397	0.086	12.26
18	0.0013119	0.0409	0.091	12.83
19	0.0013848	0.0420	0.096	13.39
20	0.0014577	0.0431	0.101	13.94
21	0.0015306	0.0441	0.105	14.49
22	0.0016035	0.0452	0.110	15.04
23	0.0016764	0.0462	0.115	15.58
24	0.0017493	0.0472	0.120	16.11



Gambar 3 Grafik Hubungan Antara Waktu Konsolidasi dan Derajat Konsolidasi Pola Pemasangan Segitiga

3. PERHITUNGAN DERAJAT KONSOLIDASI TOTAL PVD POLA PEMASANGAN SEGIEMPAT

Tabel 13 Hasil Perhitungan Faktor Hambatan (Fn) dengan PVD
Pola Segiempat

Jarak PVD S (m)	D (m)	a (m)	b (m)	dw (m)	n	F(n)
0.50	0.565	0.10	0.005	0.0525	10.76	1.64
0.60	0.678	0.10	0.005	0.0525	12.91	1.82
0.70	0.791	0.10	0.005	0.0525	15.07	1.97
0.80	0.904	0.10	0.005	0.0525	17.22	2.10
1.00	1.130	0.10	0.005	0.0525	21.52	2.32
1.20	1.356	0.10	0.005	0.0525	25.83	2.50
1.50	1.695	0.10	0.005	0.0525	32.29	2.73
1.80	2.034	0.10	0.005	0.0525	38.74	2.91
2.00	2.260	0.10	0.005	0.0525	43.05	3.01
2.50	2.825	0.10	0.005	0.0525	53.81	3.24

Cv rata-rata	=	0.000159	cm ² /sec
	=	0.009639	m ² /minggu
Hdr	=	11.50	m
Ch	=	0.02892	m ² /minggu

Tabel 14 Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi dengan PVD Pola Segiempat

Spasi = 0.50 m D = 0.565 m F(n) = 1.64				
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.198	20.62
2	0.0001458	0.0136	0.358	36.63
3	0.0002187	0.0167	0.485	49.36
4	0.0002915	0.0193	0.587	59.52
5	0.0003644	0.0215	0.669	67.63
6	0.0004373	0.0236	0.735	74.11
7	0.0005102	0.0255	0.787	79.28
8	0.0005831	0.0272	0.830	83.43
9	0.0006560	0.0289	0.863	86.74
10	0.0007289	0.0305	0.891	89.39
11	0.0008017	0.0320	0.912	91.51
12	0.0008746	0.0334	0.930	93.20
13	0.0009475	0.0347	0.944	94.56
14	0.0010204	0.0360	0.955	95.64
15	0.0010933	0.0373	0.964	96.51
16	0.0011662	0.0385	0.971	97.21
17	0.0012391	0.0397	0.977	97.77
18	0.0013119	0.0409	0.981	98.21
19	0.0013848	0.0420	0.985	98.57
20	0.0014577	0.0431	0.988	98.85
21	0.0015306	0.0441	0.990	99.08
22	0.0016035	0.0452	0.992	99.26
23	0.0016764	0.0462	0.994	99.41
24	0.0017493	0.0472	0.995	99.53

Spasi = 0.60 m D = 0.678 m F(n) = 1.82				
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.129	13.77
2	0.0001458	0.0136	0.242	25.22
3	0.0002187	0.0167	0.340	35.09
4	0.0002915	0.0193	0.425	43.63
5	0.0003644	0.0215	0.500	51.03
6	0.0004373	0.0236	0.564	57.45
7	0.0005102	0.0255	0.621	63.02
8	0.0005831	0.0272	0.670	67.86
9	0.0006560	0.0289	0.712	72.06
10	0.0007289	0.0305	0.750	75.71
11	0.0008017	0.0320	0.782	78.89
12	0.0008746	0.0334	0.810	81.64
13	0.0009475	0.0347	0.835	84.04
14	0.0010204	0.0360	0.856	86.12
15	0.0010933	0.0373	0.875	87.93
16	0.0011662	0.0385	0.891	89.50
17	0.0012391	0.0397	0.905	90.87
18	0.0013119	0.0409	0.917	92.06
19	0.0013848	0.0420	0.928	93.10
20	0.0014577	0.0431	0.937	94.00
21	0.0015306	0.0441	0.945	94.78
22	0.0016035	0.0452	0.952	95.46
23	0.0016764	0.0462	0.959	96.05
24	0.0017493	0.0472	0.964	96.56

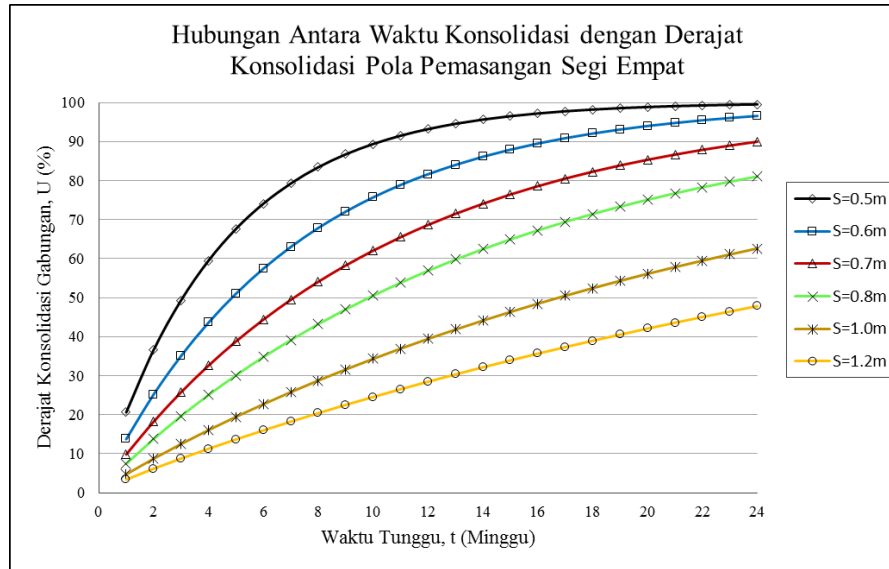
Spasi = 0.70 m D = 0.791 m F(n) = 1.97				
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.090	9.83
2	0.0001458	0.0136	0.171	18.24
3	0.0002187	0.0167	0.245	25.80
4	0.0002915	0.0193	0.313	32.62
5	0.0003644	0.0215	0.374	38.80
6	0.0004373	0.0236	0.431	44.40
7	0.0005102	0.0255	0.482	49.47
8	0.0005831	0.0272	0.528	54.08
9	0.0006560	0.0289	0.570	58.27
10	0.0007289	0.0305	0.609	62.07
11	0.0008017	0.0320	0.644	65.52
12	0.0008746	0.0334	0.676	68.65
13	0.0009475	0.0347	0.705	71.50
14	0.0010204	0.0360	0.731	74.09
15	0.0010933	0.0373	0.755	76.44
16	0.0011662	0.0385	0.777	78.58
17	0.0012391	0.0397	0.797	80.52
18	0.0013119	0.0409	0.815	82.29
19	0.0013848	0.0420	0.832	83.89
20	0.0014577	0.0431	0.847	85.35
21	0.0015306	0.0441	0.861	86.68
22	0.0016035	0.0452	0.873	87.88
23	0.0016764	0.0462	0.884	88.98
24	0.0017493	0.0472	0.895	89.98

Tabel 14 Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi dengan PVD Pola Segiempat (lanjutan)

Spasi = 0.80 m D = 0.904 m F(n) = 2.10				
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.065	7.41
2	0.0001458	0.0136	0.126	13.79
3	0.0002187	0.0167	0.183	19.65
4	0.0002915	0.0193	0.236	25.08
5	0.0003644	0.0215	0.286	30.12
6	0.0004373	0.0236	0.332	34.81
7	0.0005102	0.0255	0.376	39.17
8	0.0005831	0.0272	0.416	43.24
9	0.0006560	0.0289	0.454	47.02
10	0.0007289	0.0305	0.490	50.55
11	0.0008017	0.0320	0.523	53.84
12	0.0008746	0.0334	0.554	56.91
13	0.0009475	0.0347	0.583	59.77
14	0.0010204	0.0360	0.610	62.44
15	0.0010933	0.0373	0.636	64.93
16	0.0011662	0.0385	0.659	67.26
17	0.0012391	0.0397	0.682	69.43
18	0.0013119	0.0409	0.702	71.45
19	0.0013848	0.0420	0.722	73.34
20	0.0014577	0.0431	0.740	75.11
21	0.0015306	0.0441	0.757	76.75
22	0.0016035	0.0452	0.773	78.29
23	0.0016764	0.0462	0.787	79.73
24	0.0017493	0.0472	0.801	81.07

Spasi = 1.00 m D = 1.130 m F(n) = 2.32				
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.038	4.75
2	0.0001458	0.0136	0.075	8.76
3	0.0002187	0.0167	0.110	12.52
4	0.0002915	0.0193	0.144	16.09
5	0.0003644	0.0215	0.177	19.48
6	0.0004373	0.0236	0.209	22.72
7	0.0005102	0.0255	0.239	25.82
8	0.0005831	0.0272	0.268	28.79
9	0.0006560	0.0289	0.296	31.63
10	0.0007289	0.0305	0.323	34.35
11	0.0008017	0.0320	0.349	36.95
12	0.0008746	0.0334	0.374	39.45
13	0.0009475	0.0347	0.398	41.85
14	0.0010204	0.0360	0.421	44.15
15	0.0010933	0.0373	0.443	46.36
16	0.0011662	0.0385	0.464	48.47
17	0.0012391	0.0397	0.485	50.50
18	0.0013119	0.0409	0.504	52.45
19	0.0013848	0.0420	0.523	54.32
20	0.0014577	0.0431	0.541	56.12
21	0.0015306	0.0441	0.559	57.85
22	0.0016035	0.0452	0.576	59.50
23	0.0016764	0.0462	0.592	61.09
24	0.0017493	0.0472	0.608	62.62

Spasi = 1.20 m D = 1.356 m F(n) = 2.50				
t (minggu)	Tv	Uv (%)	Uh (%)	Utotal (%)
1	0.0000729	0.0096	0.025	3.42
2	0.0001458	0.0136	0.049	6.19
3	0.0002187	0.0167	0.073	8.80
4	0.0002915	0.0193	0.096	11.30
5	0.0003644	0.0215	0.118	13.70
6	0.0004373	0.0236	0.140	16.02
7	0.0005102	0.0255	0.161	18.26
8	0.0005831	0.0272	0.182	20.43
9	0.0006560	0.0289	0.202	22.54
10	0.0007289	0.0305	0.222	24.58
11	0.0008017	0.0320	0.241	26.56
12	0.0008746	0.0334	0.260	28.49
13	0.0009475	0.0347	0.279	30.36
14	0.0010204	0.0360	0.296	32.18
15	0.0010933	0.0373	0.314	33.95
16	0.0011662	0.0385	0.331	35.67
17	0.0012391	0.0397	0.347	37.34
18	0.0013119	0.0409	0.364	38.97
19	0.0013848	0.0420	0.379	40.55
20	0.0014577	0.0431	0.395	42.09
21	0.0015306	0.0441	0.410	43.59
22	0.0016035	0.0452	0.424	45.05
23	0.0016764	0.0462	0.439	46.47
24	0.0017493	0.0472	0.453	47.85



Gambar 4 Grafik Hubungan Antara Waktu Konsolidasi dan Derajat Konsolidasi Pola Pemasangan Segiempat

4. PERHITUNGAN BIAYA BAHAN

1) TIMBUNAN

Area yang ditimbun adalah area kolam loncat indah dan kolam renang

a. Zona I (Kolam Loncat Indah)

$$H \text{ insial} = 4.20 \text{ m}$$

$$B1 = 30\text{m}$$

$$B2 = 46.8\text{m}$$

$$L = 5 + 17 + 5 \\ = 27 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Vol. timbunan} &= \text{Luas zona timbuna Trapesium} \times L \\ &= (0.5 \times (30 + 46.8) \times 4.20) \times 27 \\ &= 161.28 \times 27 \\ &= 4354.56 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Harga timbunan /m}^3 = \text{Rp } 190,800$$

$$\begin{aligned} \text{Total Biaya} &= \text{Volume timbunan} \times \text{Harga timbunan/m}^3 \\ &= 4354.56 \times \text{Rp } 190,800 \\ &= \text{Rp } 830,850,048 \end{aligned}$$

b. Zona II (Kolam Renang)

$$H \text{ insial} = 4.20 \text{ m}$$

$$B1 = 30\text{m}$$

$$B2 = 46.8\text{m}$$

$$L = 5 + 60 + 5 \\ = 60 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Vol. timbunan} &= \text{Luas zona timb. Trapesium} \times L \\ &= (0.5 \times (30 + 46.8) \times 4.20) \times 60 \\ &= 161.28 \times 60 \\ &= 9676.8 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Harga timbunan /m}^3 = \text{Rp } 190,800$$

$$\begin{aligned} \text{Total Biaya} &= 9676.8 \times \text{Rp } 190,800 \\ &= \text{Rp } 1,846,333,440 \end{aligned}$$

2) BORED PILE D 1.2 m

Bored pile yang akan digunakan sebagai turap pada kondisi I dengan spesifikasi

Diameter = 1.2 m

L tiang = 44 m

Mutu beton = 30 Mpa

Fy = 420 Mpa

D tul. Lentur = 32 mm

D tul.geser = 13 mm

Selimut beton = 40 mm

$$\begin{aligned} Ag \text{ (Luas bore pile)} &= 0.25 \times 3.14 \times D^2 \\ &= 1130973.355 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

a. Perhitungan Beton

$$\begin{aligned} \text{Volume tiang} &= Ag \times L \text{ tiang} \\ &= 1130973.355 \times (44 \times 1000) \\ &= 49762827633 \text{ mm}^3 \\ &= 49.77 \text{ m}^3 \\ &= 50 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Harga Beton } f_c'30 \text{ atau K 375} = \text{Rp } 1,275,000/\text{m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah harga beton} &= \text{Volume tiang} \times \text{Harga beton}/\text{m}^3 \\ &= 50 \times \text{Rp } 1,275,000 \\ &= \text{Rp } 63,750,000 \end{aligned}$$

b. Perhitungan Besi

$$n \text{ tul utama} = 47 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume total} &= n \text{ tulangan} \times L \text{ tiang} \\ &= 47 \times 44 \\ &= 2068 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume per 12 m} &= \text{volume total} / \text{panjang 1 btg tulangan} \\ &= 2068 \text{ m} / 12 \text{ m} \\ &= 172.33 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{Harga D32 @12m} = \text{Rp } 560,328$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah harga D32} &= 172.33 \times \text{Rp } 560,328 \\ &= \text{Rp } 96,563,192 \end{aligned}$$

Tulangan sengkang

D13 -150 mm = 0.15 m

Jumlah spiral pertiang = $44 / 0.15$
= 294 buah

Panjang 1 sengkang = 3.14×1.2
= 3.77 m

Pjg total sengkang = 294×3.77
= 1108.35 m

Jml tul. @12 m = $1108.35 / 12$
= 92.36 buah

Harga D13 @12m = Rp 92,352

Jumlah harga D13 = $92.36 \times \text{Rp } 92,352$
= Rp 8,529,892

Total Harga 1 buah tiang borpile D1.2m L = 44m
= Harga Beton + Harga Tulangan D32 + Harga Tulangan
D13

= Rp 63,750,000 + Rp 96,563,192 + Rp 8,529,892

= Rp 168,843,084

c. Perhitungan kebutuhan borpile untuk kolam loncat indah

L1 = 21m

Kebutuhan turap = $21 / 1.2$
= 18 buah

L2 = 17m

Kebutuhan turap = $17 / 1.2$
= 15 buah

Total borepile = $18 + 15$
= 33 buah

3) BORED PILE D 0.6 m

Bored pile yang akan digunakan sebagai turap pada kondisi II dengan spesifikasi

Diameter = 0.6 m

L tiang = 23 m

Mutu beton = 30 Mpa

Fy = 420 Mpa

D tul. Lentur = 25 mm

D tul.geser = 13 mm

Selimut beton = 40 mm

$$\begin{aligned} Ag \text{ (Luas bore pile)} &= 0.25 \times 3.14 \times D^2 \\ &= 282743.3388 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

a. Perhitungan Beton

$$\begin{aligned} \text{Volume tiang} &= Ag \times L \text{ tiang} \\ &= 282743.3388 \times (23 \times 1000) \\ &= 6503096793 \text{ mm}^3 \\ &= 6.51 \text{ m}^3 \\ &= 7 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Harga Beton } f_c'30 \text{ atau K 375} = \text{Rp } 1,275,000/\text{m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah harga beton} &= \text{Volume tiang} \times \text{Harga beton}/\text{m}^3 \\ &= 7 \times \text{Rp } 1,275,000 \\ &= \text{Rp } 8,925,000 \end{aligned}$$

b. Perhitungan Besi

$$n \text{ tul utama} = 23 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume total} &= n \text{ tulangan} \times L \text{ tiang} \\ &= 23 \times 23 \\ &= 529 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume per 12 m} &= \text{volume total} / \text{panjang 1 btg tulangan} \\ &= 529 \text{ m} / 12 \text{ m} \\ &= 44.08 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{Harga D25 @12m} = \text{Rp } 341,880$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah harga D25} &= 44.08 \times \text{Rp } 341,880 \\ &= \text{Rp } 15,071,210 \end{aligned}$$

Tulangan sengkang

D13 -150 mm = 0.15 m

Jumlah spiral pertiang = $23 / 0.15$
= 154 buah

Panjang 1 sengkang = 3.14×0.6
= 1.88 m

Pjg total sengkang = 154×1.88
= 290.28 m

Jml tul. @12 m = $290.28 / 12$
= 24.19 buah

Harga D13 @12m = Rp 92,352

Jumlah harga D13 = $24.19 \times \text{Rp } 92,352$
= Rp 2,234,019

Total Harga 1 buah tiang borpile D0.6 m L = 23m
= Harga Beton + Harga Tulangan D25 + Harga Tulangan D13

= Rp 8,925,000 + Rp 15,071,210 + Rp 2,234,019
= Rp 26,230,229

- c. Perhitungan kebutuhan borpile untuk kolam loncat indah sisi ujung timbunan untuk menghindari penurunan muka air di luar area kolam

L1 = 41m

Kebutuhan turap = $41 / 0.6$
= 69 buah

L2 = 27m

Kebutuhan turap = $27 / 0.6$
= 45 buah

Total borepile = $69 + 45$
= 114 buah

4) BORED PILE D 0.6 m

Bored pile yang akan digunakan sebagai turap pada kondisi II dengan spesifikasi

Diameter = 0.6 m

L tiang = 25 m

Mutu beton = 30 Mpa

Fy = 420 Mpa

D tul. Lentur = 25 mm

D tul.geser = 13 mm

Selimut beton = 40 mm

$$\begin{aligned} \text{Ag (Luas bore pile)} &= 0.25 \times 3.14 \times D^2 \\ &= 282743.3388 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

a. Perhitungan Beton

$$\begin{aligned} \text{Volume tiang} &= \text{Ag} \times \text{L tiang} \\ &= 282743.3388 \times (25 \times 1000) \\ &= 7068583471 \text{ mm}^3 \\ &= 7.07 \text{ m}^3 \\ &= 8 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Harga Beton } f_c'30 \text{ atau K 375} = \text{Rp } 1,275,000/\text{m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah harga beton} &= \text{Volume tiang} \times \text{Harga beton}/\text{m}^3 \\ &= 8 \times \text{Rp } 1,275,000 \\ &= \text{Rp } 10,200,000 \end{aligned}$$

b. Perhitungan Besi

$$n \text{ tul utama} = 23 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume total} &= n \text{ tulangan} \times \text{L tiang} \\ &= 23 \times 25 \\ &= 575 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume per 12 m} &= \text{volume total} / \text{panjang 1 btg tulangan} \\ &= 575 \text{ m} / 12 \text{ m} \\ &= 47.9 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{Harga D25 @12m} = \text{Rp } 341,880$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah harga D25} &= 47.9 \times \text{Rp } 341,880 \\ &= \text{Rp } 16,381,750 \end{aligned}$$

Tulangan sengkang

D13 -150 mm = 0.15 m

Jumlah spiral pertiang = $25 / 0.15$
= 167 buah

Panjang 1 sengkang = 3.14×0.6
= 1.88 m

Pjg total sengkang = 167×1.88
= 314.79 m

Jml tul. @12 m = $314.79 / 12$
= 26.23 buah

Harga D13 @12m = Rp 92,352

Jumlah harga D13 = $26.23 \times \text{Rp } 92,352$
= Rp 2,422,605

Total Harga 1 buah tiang borpile D0.6 m L = 25m

= Harga Beton + Harga Tulangan D25 + Harga Tulangan D13

= Rp 10,200,000 + Rp 16,381,750 + 2,422,605

= Rp 29,004,355

- c. Perhitungan kebutuhan borpile untuk kolam loncat indah

L1 = 21m

Kebutuhan turap = $21 / 0.6$
= 35 buah

L2 = 17m

Kebutuhan turap = $17 / 0.6$
= 29 buah

Total borepile = $35 + 29$
= 64 buah

5) BORED PILE D 0.8 m

Bored pile yang akan digunakan sebagai pondasi tiang pada struktur kolam renang

Diameter = 0.8 m

L tiang = 30 m

Mutu beton = 30 Mpa

Fy = 420 Mpa

D tul. Lentur = 25 mm

D tul.geser = 13 mm

Selimut beton = 40 mm

$$\begin{aligned} \text{Ag (Luas bore pile)} &= 0.25 \times 3.14 \times D^2 \\ &= 502654.8246 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

a. Perhitungan Beton

$$\begin{aligned} \text{Volume tiang} &= \text{Ag} \times \text{L tiang} \\ &= 502654.8246 \times (34 \times 1000) \\ &= 17090264036 \text{ mm}^3 \\ &= 17.1 \text{ m}^3 \\ &= 18 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Harga Beton fc'30 atau K 375 = Rp 1,275,000/m³

$$\begin{aligned} \text{Jumlah harga beton} &= \text{Volume tiang} \times \text{Harga beton/m}^3 \\ &= 18 \times \text{Rp } 1,275,000 \\ &= \text{Rp } 22,950,000 \end{aligned}$$

b. Perhitungan Besi

n tul utama = 23 buah

$$\begin{aligned} \text{Volume total} &= \text{n tulangan} \times \text{L tiang} \\ &= 23 \times 34 \\ &= 782 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume per 12 m} &= \text{volume total} / \text{panjang 1 btg tulangan} \\ &= 782 \text{ m} / 12 \text{ m} \\ &= 65.17 \text{ buah} \end{aligned}$$

Harga D25 @12m = Rp 341,880

$$\begin{aligned} \text{Jumlah harga D25} &= 65.17 \times \text{Rp } 341,880 \\ &= \text{Rp } 22,279,180 \end{aligned}$$

Tulangan sengkang

D13 -150 mm = 0.15 m

Jumlah spiral pertiang = $34 / 0.15$
 = 227 buah

Panjang 1 sengkang = 3.14×0.8
 = 2.51 m

Pjg total sengkang = 227×2.51
 = 570.51 m

Jml tul. @12 m = $570.51 / 12$
 = 47.54 buah

Harga D13 @12m = Rp 92,352

Jumlah harga D13 = $47.54 \times \text{Rp } 92,352$
 = Rp 4,390,670

Total Harga 1 buah tiang borpile D0.8 m L = 34 m

= Harga Beton + Harga Tulangan D25 + Harga Tulangan
 D13

= Rp 22,950,000 + Rp 22,279,180 + Rp 4,390,670

= Rp 49,619,850

- c. kebutuhan tiang pancang borpile untuk kolam renang = 40 buah

6) BORED PILE D 0.8 m

Bored pile yang akan digunakan sebagai pondasi tiang pada struktur kolam loncat indah dengan spesifikasi

Diameter = 0.8 m

L tiang = 34 m

Mutu beton = 30 Mpa

Fy = 420 Mpa

D tul. Lentur = 25 mm

D tul.geser = 13 mm

Selimut beton = 40 mm

$$\begin{aligned} \text{Ag (Luas bore pile)} &= 0.25 \times 3.14 \times D^2 \\ &= 502654.8246 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

a. Perhitungan Beton

$$\begin{aligned} \text{Volume tiang} &= \text{Ag} \times \text{L tiang} \\ &= 502654.8246 \times (30 \times 1000) \\ &= 15079644737 \text{ mm}^3 \\ &= 15.08 \text{ m}^3 \\ &= 16 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Harga Beton } f_c'30 \text{ atau K 375} = \text{Rp } 1,275,000/\text{m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah harga beton} &= \text{Volume tiang} \times \text{Harga beton}/\text{m}^3 \\ &= 16 \times \text{Rp } 1,275,000 \\ &= \text{Rp } 20,400,000 \end{aligned}$$

b. Perhitungan Besi

$$\text{n tul utama} = 23 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume total} &= \text{n tulangan} \times \text{L tiang} \\ &= 23 \times 30 \\ &= 690 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume per 12 m} &= \text{volume total} / \text{panjang 1 btg tulangan} \\ &= 690 \text{ m} / 12 \text{ m} \\ &= 57.5 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{Harga D25 @12m} = \text{Rp } 341,880$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah harga D25} &= 57.5 \times \text{Rp } 341,880 \\ &= \text{Rp } 19,658,100 \end{aligned}$$

Tulangan sengkang

D13 -150 mm = 0.15 m

Jumlah spiral pertiang = $30 / 0.15$
= 200 buah

Panjang 1 sengkang = 3.14×0.8
= 2.51 m

Pjg total sengkang = 200×2.51
= 502.65 m

Jml tul. @12 m = $502.65 / 12$
= 41.89 buah

Harga D13 @12m = Rp 92,352

Jumlah harga D13 = $41.89 \times \text{Rp } 92,352$
= Rp 3,868,432

Total Harga 1 buah tiang borpile D0.8 m L = 30 m

= Harga Beton + Harga Tulangan D25 + Harga Tulangan
D13

= Rp 20,400,000 + 19,658,100 + Rp 3,868,432

= Rp 43,926,532

- c. kebutuhan tiang pancang borpile untuk kolam loncat indah
= 36 buah

7) Steel Pipe pile

Pipe pile yang akan digunakan sebagai turap

Diameter = 0.4 m

L tiang = 25 m

Tebal = 6 mm

Perhitungan Kebutuhan Pile untuk sisi penahan galian tanah

L1 = 21m

Kebutuhan turap = $21 / 0.4$
= 53 buah

L2 = 17 m

Kebutuhan turap = $17 / 0.4$
= 43 buah

Total tiang = $53 + 43$
= 96 buah

Perhitungan Kebutuhan Pile untuk sisi ujung timbunan untuk menghindari penurunan muka air tanah di area luar kolam

L1 = 41 m

Kebutuhan turap = $41 / 0.4$
= 103 buah

L2 = 27 m

Kebutuhan turap = $27 / 0.4$
= 68 buah

Total borepile = $103 + 68$
= 171 buah

8) Steel Sheet Pile

Sheet pile yang akan digunakan sebagai turap tipe NSP II

Dimensi = 0.4 x 0.1 m

L tiang = 25 m

Tebal = 10.5 mm

Perhitungan Kebutuhan Pile untuk sisi penahan galian tanah

L1 = 21m

Kebutuhan turap = $21 / 0.4$
= 53 buah

L2 = 17 m

$$\begin{aligned}\text{Kebutuhan turap} &= 17 / 0.4 \\ &= 43 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total tiang} &= 53 + 43 \\ &= 96 \text{ buah}\end{aligned}$$

Perhitungan Kebutuhan Pile untuk sisi ujung timbunan untuk menghindari penurunan muka air tanah di area luar kolam

$$L1 = 41 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Kebutuhan turap} &= 41 / 0.4 \\ &= 103 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$L2 = 27 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Kebutuhan turap} &= 27 / 0.4 \\ &= 68 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total borepile} &= 103 + 68 \\ &= 171 \text{ buah}\end{aligned}$$

9) DINDING

$$\begin{aligned}\text{Tebal} &= 0.3 \text{ m} \\ \text{Mutu beton} &= 30 \text{ Mpa} \\ F_y &= 420 \text{ Mpa} \\ \text{dia tul. Utama} &= 13 \text{ mm} \\ \text{dia tul.bagi} &= 8 \text{ mm} \\ \text{Selimut beton} &= 50 \text{ mm} \\ \text{H dinding} &= 6.5 \text{ m} \\ L1 &= 21 \text{ m} \\ L2 &= 17 \text{ m}\end{aligned}$$

a. Perhitungan Beton

$$\begin{aligned}\text{Volume beton/m}^2 &= 1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \\ &= 0.3 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\text{Harga Beton } f'_{c30} = \text{Rp } 1,275,000 / \text{m}^3$$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah harga beton} &= 0.3 \times \text{Rp } 1,275,000 \\ &= \text{Rp } 382,500\end{aligned}$$

b. Perhitungan Besi

$$\text{n tul utama} = 6 \text{ buah/m'}$$

dipasang 2 lapis

$$\text{Volume total} = 2 \times 6 = 12 \text{ m}$$

Jumlah @12 m = 1.00 buah

Harga D13 @12m = Rp 92,352

Jumlah harga D13 = Rp 92,352

Tulangan bagi

D8 mm

n tul utama = 6 buah/m'

dipasang 2 lapis

Volume total = 12 m

jumlah tul @12 m = 1.00 buah

Harga Ø8 @12m = Rp 35,076

Jumlah harga Ø8 = Rp 35,076

c. Harga dinding per m²

Beton = Rp 382,500

D13 = Rp 92,352

Ø8 = Rp 35,076

Harga dinding/ m² = Rp 509,928

d. Kebutuhan dinding kolam loncat indah

Luasan I = 2 buah x 21 m x 6.5 m

= 273 m²

Luasan II = 2 bh x 17 m x 6.5 m

= 221 m²

Luas total = 494 m²

e. Kebutuhan dinding kolam renang

Luasan I = 2 buah x 21 m x 2 m

= 84 m²

Luasan II = 2 bh x 50 m x 2 m

= 200 m²

Luas total = 284 m²

10) PELAT LANTAI

Tebal	=	0.5	m
Mutu beton	=	30	Mpa
Fy	=	420	Mpa
dia tul. Utama	=	13	mm
dia tul.bagi	=	13	mm
Selimut beton	=	50	mm

a. Perhitungan Beton

Volume beton/m ²	=	0.5 m ³
Harga Beton fc'30	=	Rp 1,275,000/m ³
Jumlah harga beton	=	0.5 x Rp 1,275,000
	=	Rp 637,500

b. Perhitungan Besi

n tulangan arah x	=	10 buah/m'
dipasang 2 lapis		
Volume total	=	20 m
Jumlah @12 m	=	1.67 buah
Harga D13 @12m	=	Rp 92,352
Jumlah harga D13	=	1.67 x Rp 92,352
	=	Rp 153,920

n tulangan arah y		
n tul utama	=	10 buah/m'
dipasang 2 lapis		
Volume total	=	20 m
Jumlah @12 m	=	1.67 buah
Harga D13 @12m	=	Rp 92,352
Jumlah harga D13	=	Rp 153,920

c. Harga Lantai per m²

Beton	=	Rp 637,500
D13	=	Rp 153,920
D13	=	Rp 153,920
Harga Lantai/ m ²	=	Rp 945,340

11) GEOTEXTILE

a. Area kolam loncat indah

No	L per lapis	Larea	m2 bahan
1	16.00	27	432
2	15.00	27	405
3	14.00	27	378
4	13.00	27	351
5	12.00	27	324
6	11.00	27	297
7	10.00	27	270
8	9.00	27	243
9	8.00	27	216
			2916

Kebutuhan 2 sisi timbunan = 5832

b. Area Kolam renang

No	L per lapis	Larea	m2 bahan
1	16.00	60	960
2	15.00	60	900
3	14.00	60	840
4	13.00	60	780
5	12.00	60	720
6	11.00	60	660
7	10.00	60	600
8	9.00	60	540
9	8.00	60	480
			6480

Kebutuhan 2 sisi timbunan = 12960

12) PVD

a. Area Kolam Loncat indah

$$\text{Jarak PVD} = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Panjang pemasangan 1} = 33 \text{ m}$$

$$\text{arah x} = (30 / 0.7) - 1$$

$$= 42 \text{ Titik}$$

$$\text{arah y} = (27+8.4 / 0.7) - 1$$

$$= 50 \text{ Titik}$$

$$\text{Jumlah titik} = 42 \times 50$$

$$= 2100 \text{ Titik}$$

$$\text{Panjang pemasangan 2} = 5 \text{ m}$$

$$\text{arah x} = (2 \times 8.4 / 0.7) - 1$$

$$= 23 \text{ Titik}$$

$$\text{arah y} = (27+8.4 / 0.7) - 1$$

$$= 50 \text{ Titik}$$

$$\text{Jumlah titik} = 23 \times 50$$

$$= 1150 \text{ Titik}$$

$$\text{Kebutuhan PVD} = (2100 \times 33) + (1150 \times 5)$$

$$= 93950 \text{ m}$$

b. Area Kolam Renang

$$\text{Jarak PVD} = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Panjang pemasangan} = 33 \text{ m}$$

$$\text{arah x} = (30 / 0.7) - 1$$

$$= 42 \text{ Titik}$$

$$\text{arah y} = (60+8.4 / 0.7) - 1$$

$$= 97 \text{ Titik}$$

$$\text{Jumlah titik} = 42 \times 97$$

$$= 4074 \text{ Titik}$$

$$\text{Panjang pemasangan 2} = 5 \text{ m}$$

$$\text{arah x} = (2 \times 8.4 / 0.7) - 1$$

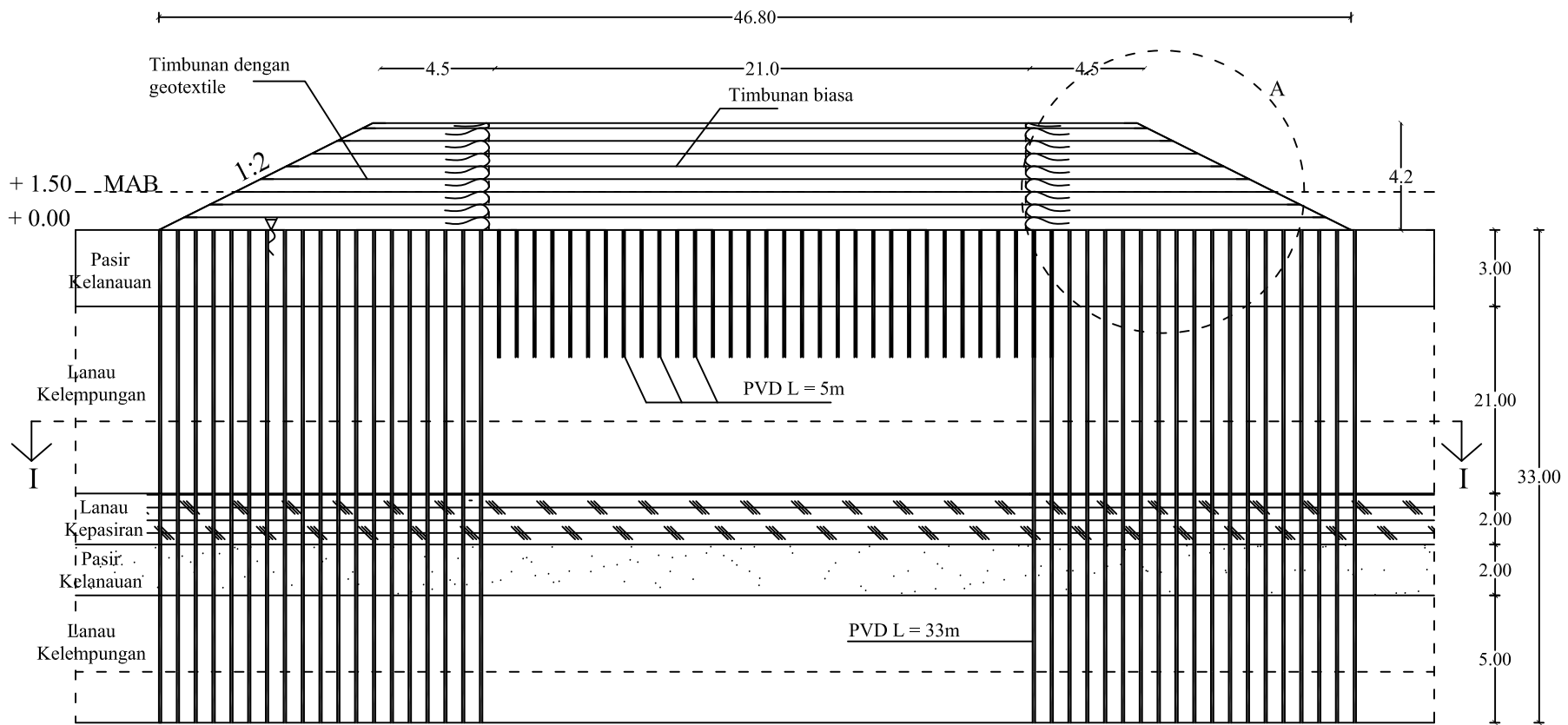
$$= 23 \text{ Titik}$$

$$\text{arah y} = (60+8.4 / 0.7) - 1$$

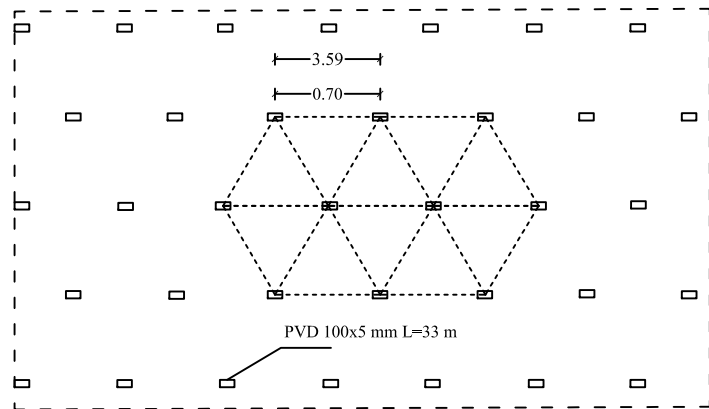
$$= 97 \text{ Titik}$$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah titik} &= 23 \times 97 \\ &= 2231 \text{ Titik}\end{aligned}$$

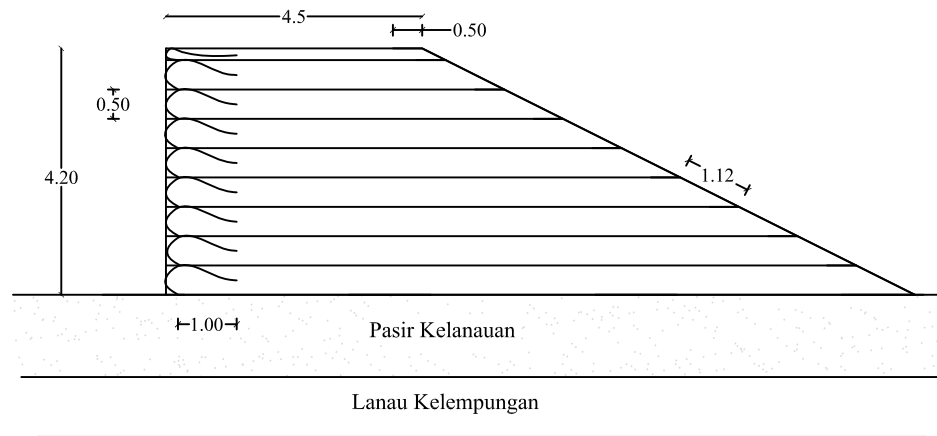
$$\begin{aligned}\text{Kebutuhan PVD} &= (4074 \times 33) + (2231 \times 5) \\ &= 145597 \text{ m}\end{aligned}$$



PERENCANAAN PRELOADING & PVD
Skala 1 : 250
Satuan dalam M



POT. I-I PVD POLA PEMASANGAN SEGITIGA
Skala 1 : 20
Satuan dalam M



DET. A-A PERKUATAN GEOTEXTILE
Skala 1 : 50
Satuan dalam M



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JURUSAN TEKNIK SIPIL
PROGRAM STUDI
S1 LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

Alternatif Perencanaan
Geoteknik untuk Pembangunan
Kolam Loncat Indah di
Banjarmasin

NAMA & NRP MHS.

Noor Hadiawati Aisyah
3114 105 009

DOSEN PEMBIMBING I

Prof. Ir. Indrasurya B.M, M.Sc,
Ph.D

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno, M.Eng

JUDUL GAMBAR

Perencanaan Preloading &
PVD

SKALA GAMBAR

CATATAN

NO.GAMBAR JML.GAMBAR

1

7



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JURUSAN TEKNIK SIPIL
PROGRAM STUDI
S1 LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

Alternatif Perencanaan
Geoteknik untuk Pembangunan
Kolam Loncat Indah di
Banjarmasin

NAMA & NRP MHS.

Noor Hadiawati Aisyah
3114 105 009

DOSEN PEMBIMBING I

Prof. Ir. Indrasurya B.M, M.Sc,
Ph.D

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno, M.Eng

JUDUL GAMBAR

Layout Perencanaan Kolam
Loncat Indah

SKALA GAMBAR

1 : 250

CATATAN

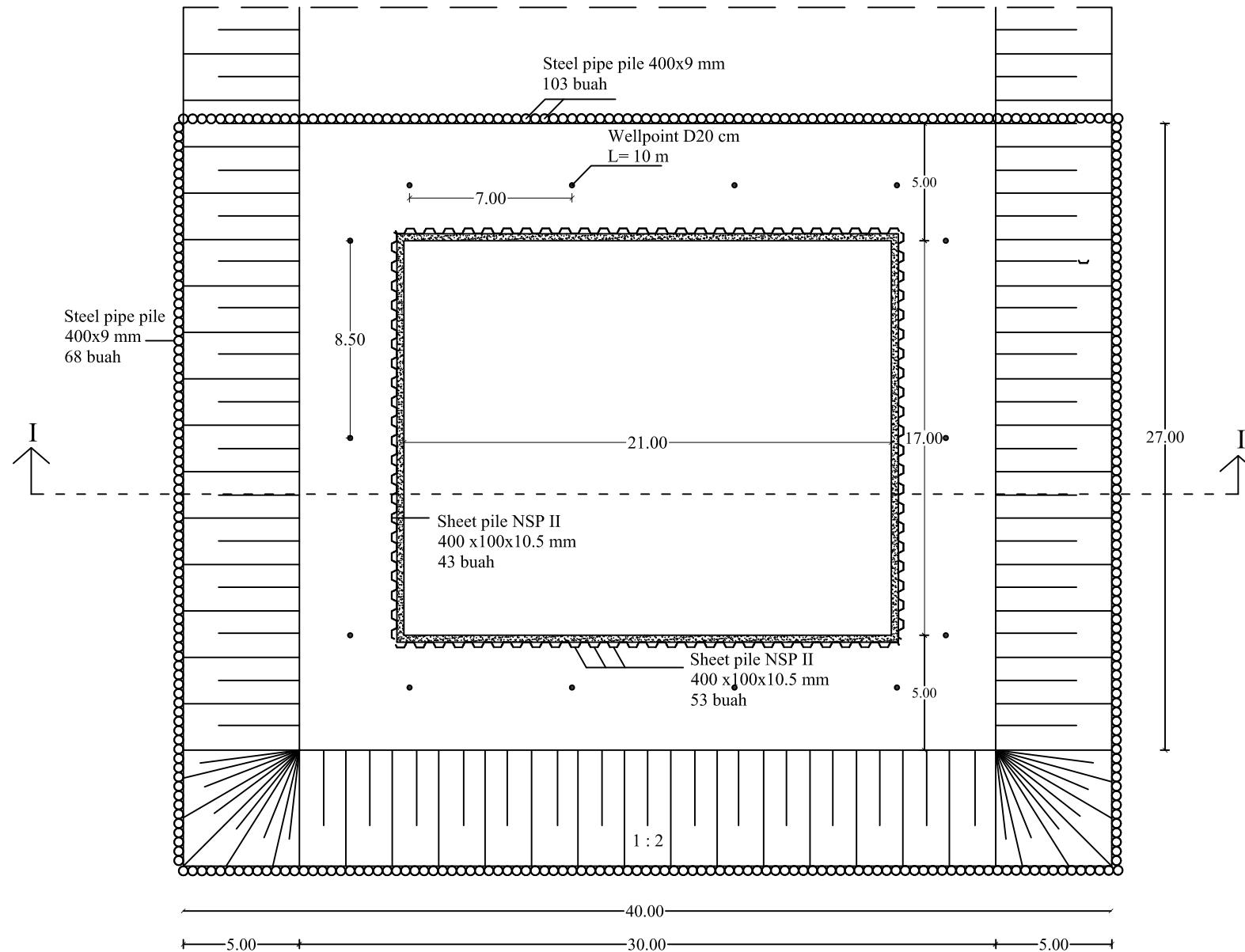
Satuan dalam meter

NO.GAMBAR

2

JML.GAMBAR

7





INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JURUSAN TEKNIK SIPIL
PROGRAM STUDI
S1 LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

Alternatif Perencanaan
Geoteknik untuk Pembangunan
Kolam Loncat Indah di
Banjarmasin

NAMA & NRP MHS.

Noor Hadiawati Aisyah
3114 105 009

DOSEN PEMBIMBING I

Prof. Ir. Indrasurya B.M, M.Sc,
Ph.D

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno, M.Eng

JUDUL GAMBAR

Potongan I-I
Perencanaan Kolam
Loncat Indah

SKALA GAMBAR

1 : 250

CATATAN

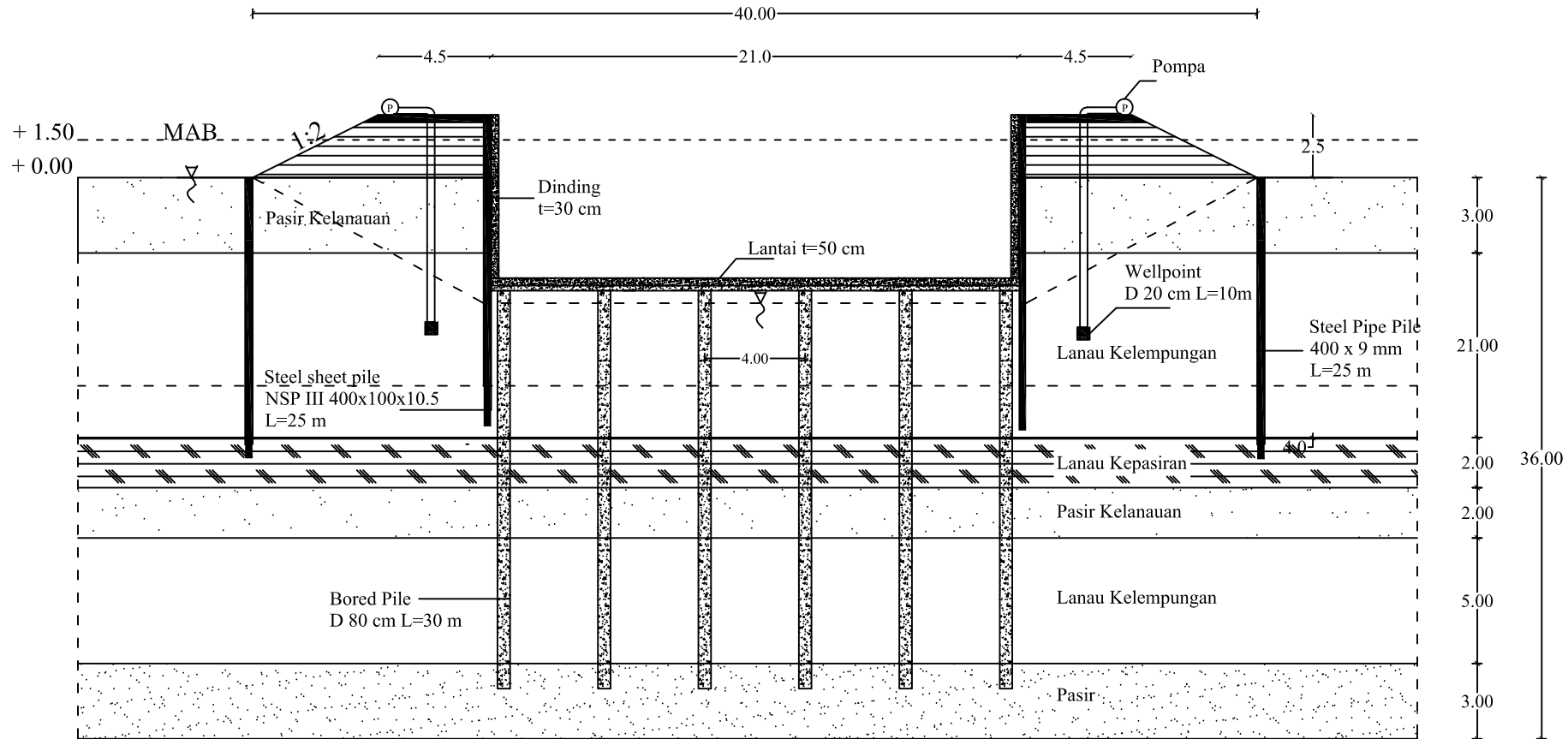
Satuan dalam meter

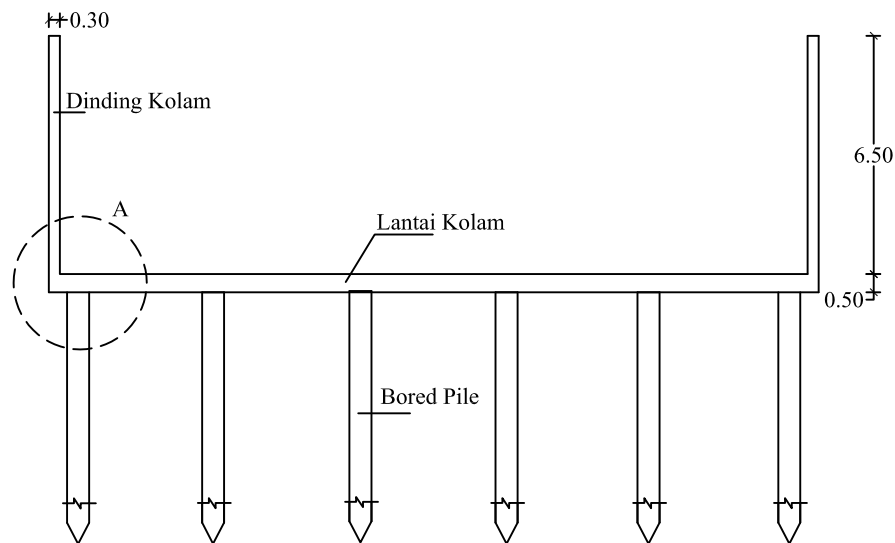
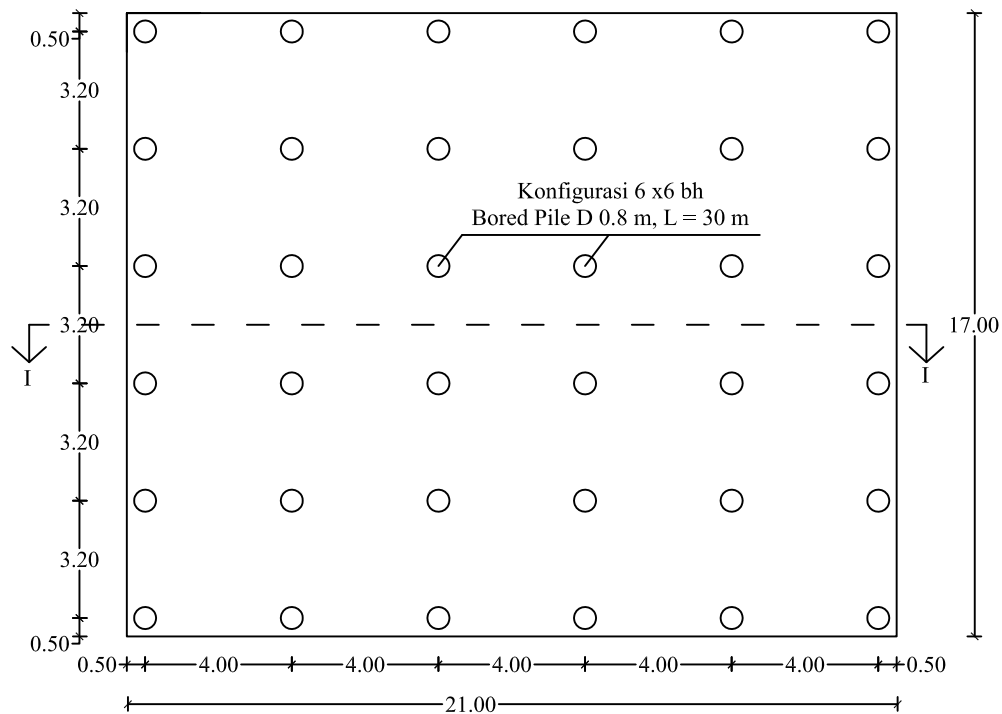
NO.GAMBAR

3

JML.GAMBAR

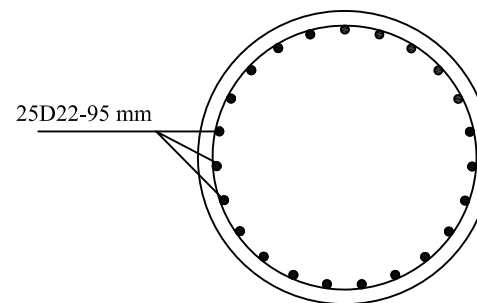
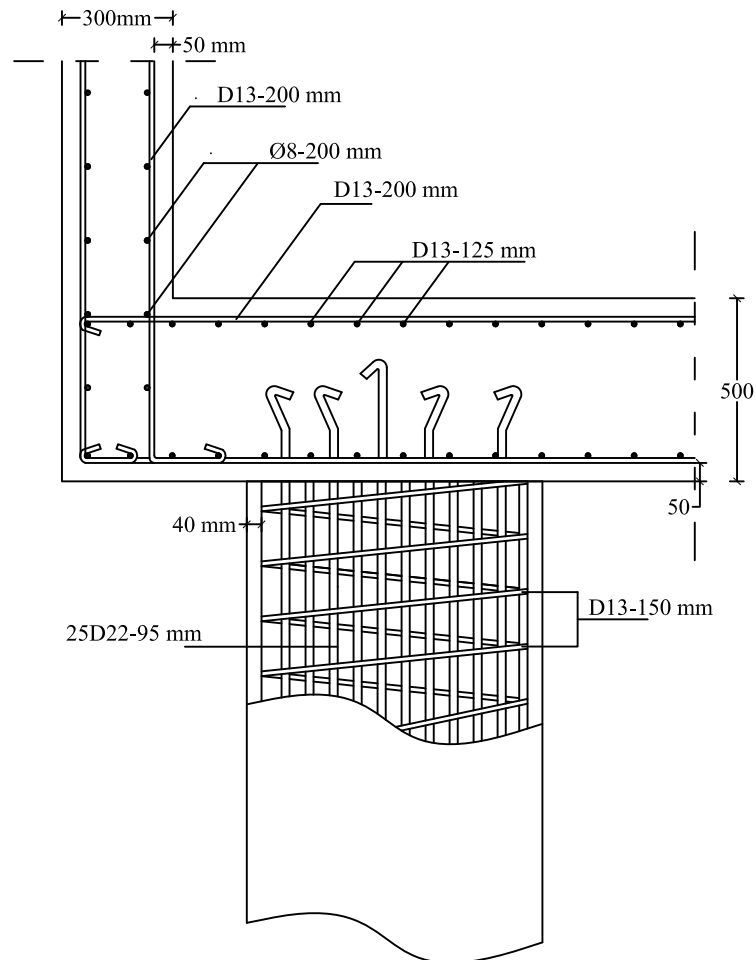
7





STRUKTUR KOLAM LONCAT INDAH

Skala 1 : 200
Satuan dalam M



DETAIL A

Skala 1 : 20
Satuan dalam mm



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JURUSAN TEKNIK SIPIL
PROGRAM STUDI
S1 LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

Alternatif Perencanaan
Geoteknik untuk Pembangunan
Kolam Loncat Indah di
Banjarmasin

NAMA & NRP MHS.

Noor Hadiawati Aisyah
3114 105 009

DOSEN PEMBIMBING I

Prof. Ir. Indrasurya B.M, M.Sc,
Ph.D

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno, M.Eng

JUDUL GAMBAR

Struktur Kolam Loncat Indah

SKALA GAMBAR

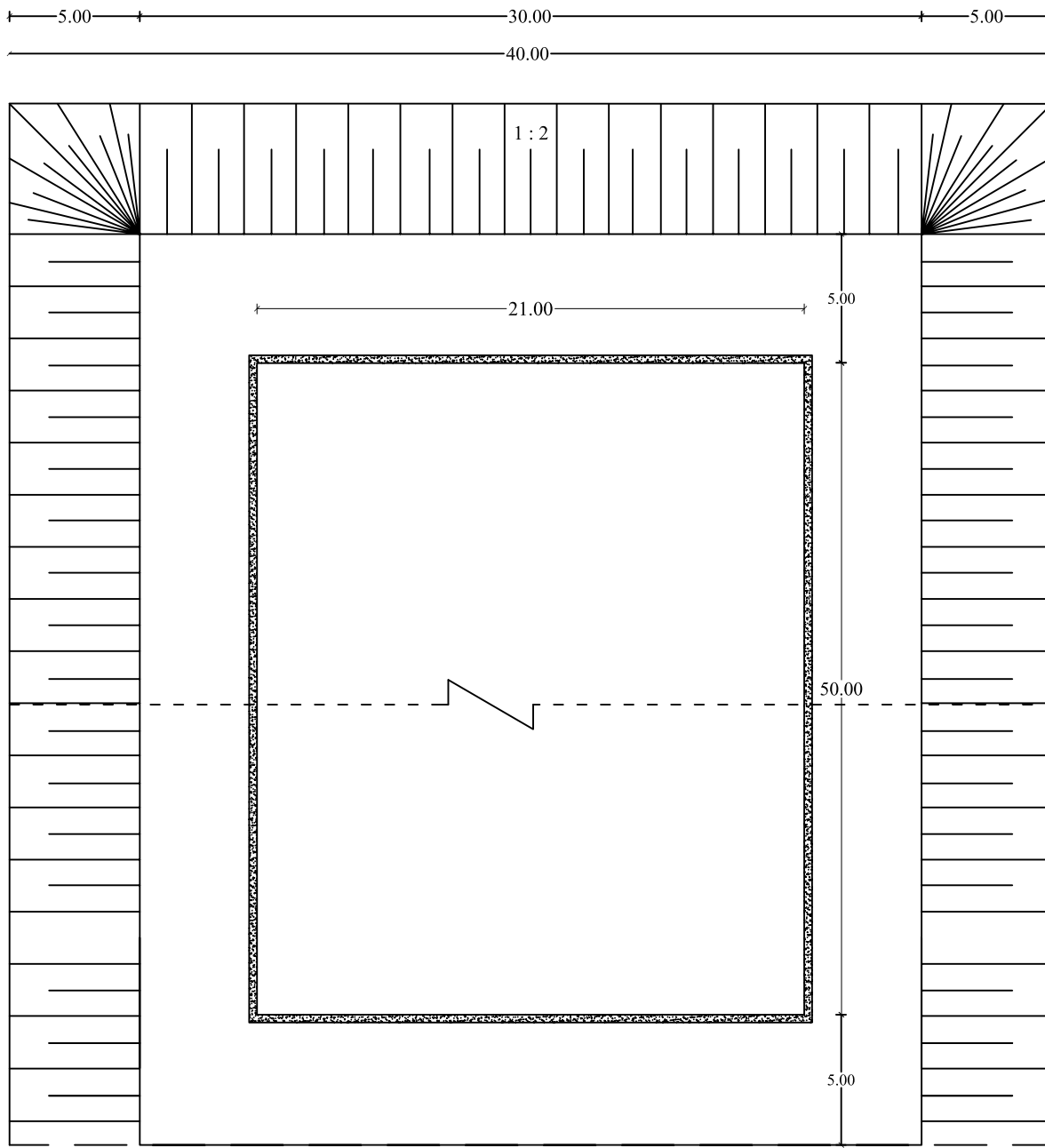
CATATAN

NO.GAMBAR

JML.GAMBAR

4

7



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JURUSAN TEKNIK SIPIL
PROGRAM STUDI
S1 LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

Alternatif Perencanaan
Geoteknik untuk Pembangunan
Kolam Loncat Indah di
Banjarmasin

NAMA & NRP MHS.

Noor Hadiawati Aisyah
3114 105 009

DOSEN PEMBIMBING I

Prof. Ir. Indrasurya B.M, M.Sc,
Ph.D

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno, M.Eng

JUDUL GAMBAR

Layout Perencanaan Kolam
Renang

SKALA GAMBAR

1 : 250

CATATAN

Satuan dalam meter

NO.GAMBAR

5

JML.GAMBAR

7



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JURUSAN TEKNIK SIPIL
PROGRAM STUDI
S1 LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

Alternatif Perencanaan
Geoteknik untuk Pembangunan
Kolam Loncat Indah di
Banjarmasin

NAMA & NRP MHS.

Noor Hadiawati Aisyah
3114 105 009

DOSEN PEMBIMBING I

Prof. Ir. Indrasurya B.M, M.Sc,
Ph.D

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno, M.Eng

JUDUL GAMBAR

Potongan I-I
Perencanaan Kolam
Renang

SKALA GAMBAR

1 : 250

CATATAN

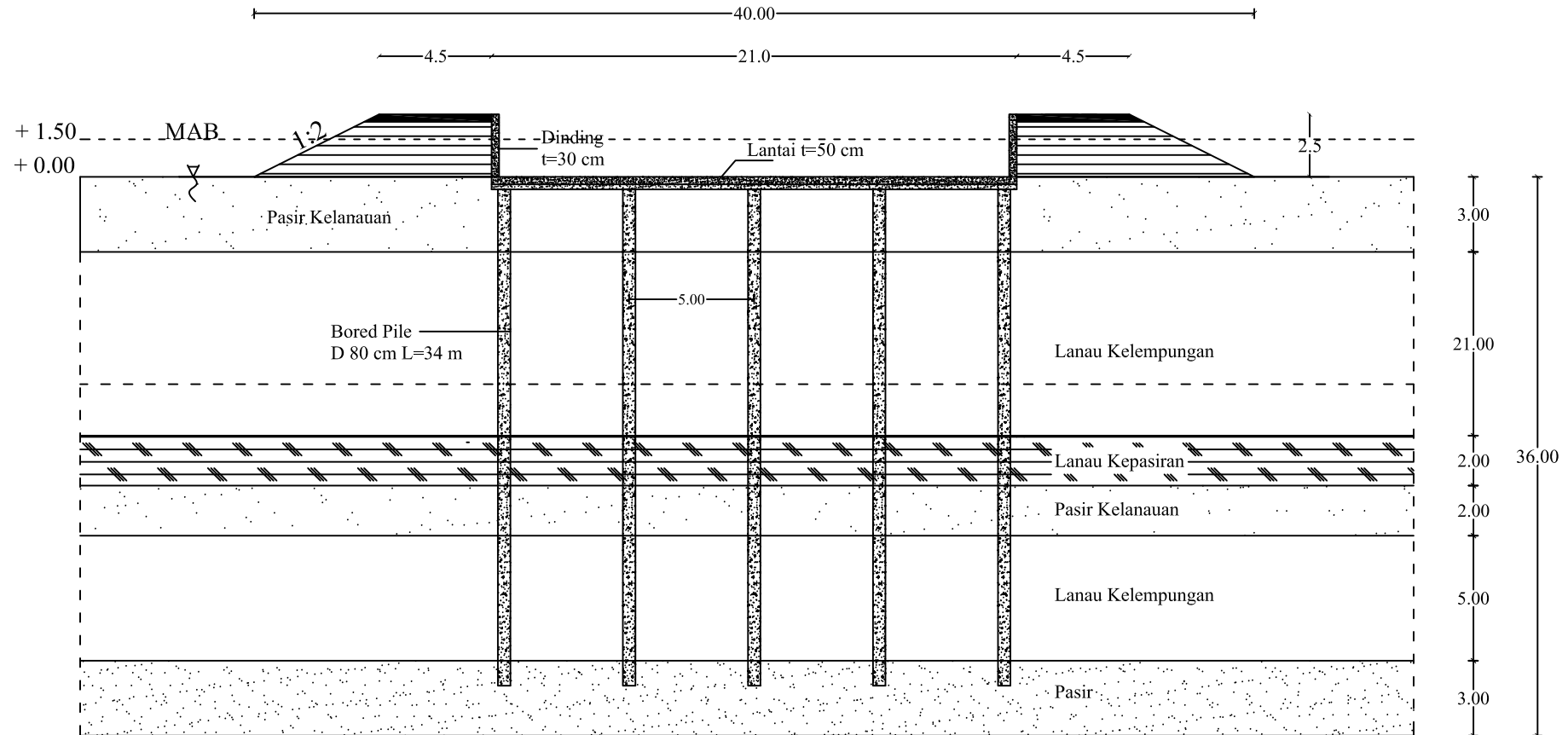
Satuan dalam meter

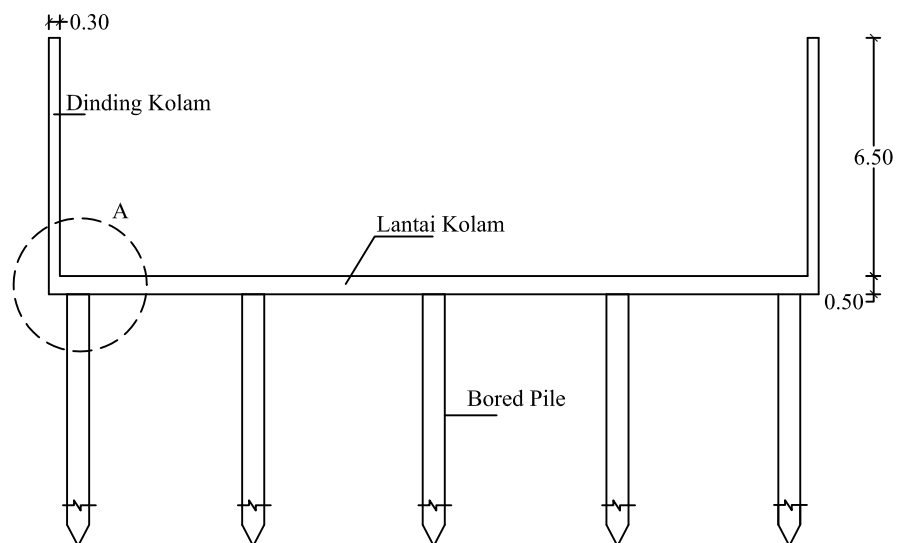
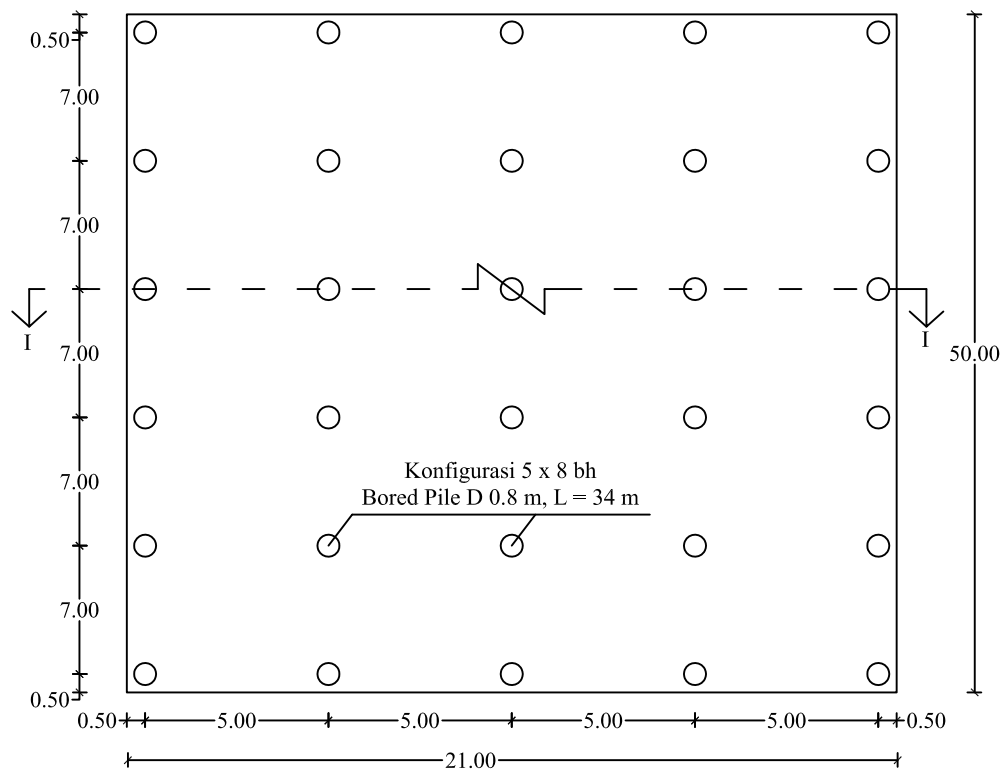
NO.GAMBAR

6

JML.GAMBAR

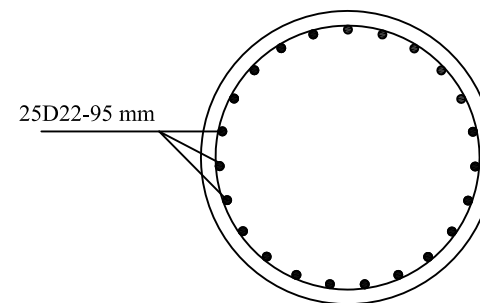
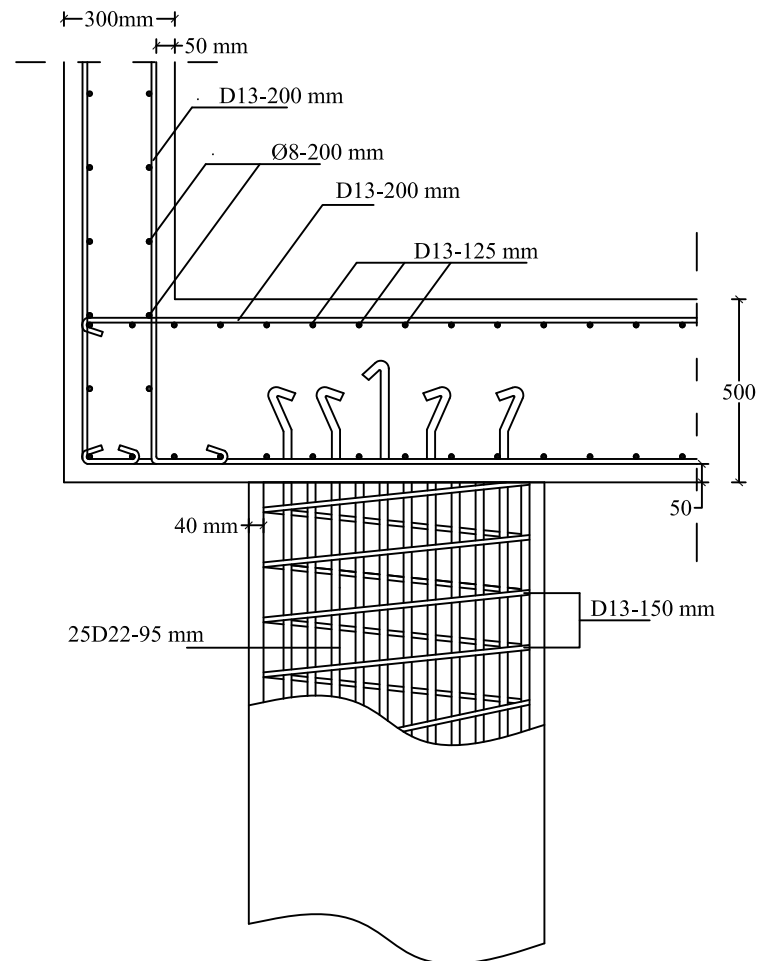
7





STRUKTUR KOLAM RENANG

Skala 1 : 200
Satuan dalam M



DETAIL A

Skala 1 : 20
Satuan dalam mm



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JURUSAN TEKNIK SIPIL
PROGRAM STUDI
S1 LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

Alternatif Perencanaan
Geoteknik untuk Pembangunan
Kolam Loncat Indah di
Banjarmasin

NAMA & NRP MHS.

Noor Hadiawati Aisyah
3114 105 009

DOSEN PEMBIMBING I

Prof. Ir. Indrasurya B.M, M.Sc,
Ph.D

DOSEN PEMBIMBING II

Ir. Suwarno, M.Eng

JUDUL GAMBAR

Struktur Kolam Renang

SKALA GAMBAR

CATATAN

Skala untuk denah konfigurasi
v = 1 400

NO.GAMBAR

7

JML.GAMBAR

7

BIODATA PENULIS



Noor Hadiawati Aisyah

Lahir di Tamiang Layang, 04 Nopember 1992, merupakan anak bungsu dari 6 bersaudara.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 6 Buntok, SMPN 1 Dusun Selatan, dan SMAN 1 Dusun Selatan, Kalimantan Tengah. Penulis kemudian melanjutkan studi D3 Teknik Sipil Bidang Konstruksi Sipil di Politeknik Negeri Semarang tahun 2010 – 2013.

Pada periode Nopember 2013 – Mei 2014, penulis bekerja di PT. KBK Mirah Gold Mining Project sebagai Construction Officer. Selanjutnya pada Juli 2014 penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya Jurusan Teknik Sipil (FTSP-ITS) melalui Program Lintas Jalur dan terdaftar dengan NRP. 3114105009 dan penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana dengan bidang Studi Geoteknik. Bagi pembaca yang ingin berdiskusi, memberikan kritik dan saran dapat berkorespondensi melalui email :

noorhadiawati.a@gmail.com