



TUGAS AKHIR – RC18-4803

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING PENAHAN
DAN TURAP PADA SUNGAI BENGAWAN SOLO
(KEDUNGHARJO, TUBAN) YANG DIPENGARUHI
OLEH PERUBAHAN KARAKTERISTIK TANAH
AKIBAT FLUKTUASI MUKA AIR DAN GEMPA**

DIONISIUS NICHOLAS
NRP 0311154000030

Dosen Pembimbing I:
Dr. Trihanyndio Rendy Satrya

Dosen Pembimbing II:
Dr. Ir. Ria Asih Aryani Soemitro, M.Eng

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019



TUGAS AKHIR – RC18-4803

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING PENAHAN
DAN TURAP PADA SUNGAI BENGAWAN SOLO
(KEDUNGHARJO, TUBAN) YANG DIPENGARUHI
OLEH PERUBAHAN KARAKTERISTIK TANAH
AKIBAT FLUKTUASI MUKA AIR DAN GEMPA**

DIONISIUS NICHOLAS
NRP 0311154000030

Dosen Pembimbing I:
Dr. Trihanyndio Rendy Satrya

Dosen Pembimbing II:
Dr. Ir. Ria Asih Aryani Soemitro, M.Eng

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil,Lingkungan,dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019

Halaman ini sengaja dikosongkan



FINAL PROJECT – RC18-4803

**ALTERNATIVE DESIGN FOR RETAINING WALL
AND SHEET PILE ON BENGAWAN SOLO RIVER
(KEDUNGHARJO, TUBAN) IN EFFECT OF DRYING
WETTING AND EARTHQUAKE**

DIONISIUS NICHOLAS
NRP 0311154000030

First Advisor :
Dr. Trihanyndio Rendy Satrya

Second Advisor :
Dr. Ir. Ria Asih Aryani Soemitro, M.Eng

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Faculty of Civil Engineering, Environment, and Geo Engineering
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019

Halaman ini sengaja dikosongkan

**Alternatif Perencanaan Dinding Penahan dan Turap
pada Sungai Bengawan Solo (Kedungharjo, Tuban)
Yang Dipengaruhi oleh Perubahan Karakteristik Tanah
Akibat Fluktuasi Muka Air dan Gempa**

TUGAS AKHIR

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

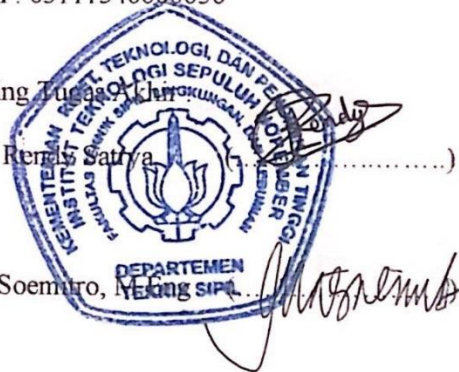
Oleh :

DIONISIUS NICHOLAS

NRP. 0311154000030

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Dr. Trihanyndio Remas Satriya
2. Dr.Ir. Ria A. A. Soematro, M.Eng.



SURABAYA, 26 JULI 2019

Halaman ini sengaja dikosongkan

**Alternatif Perencanaan Dinding Penahan dan Turap pada
Sungai Bengawan Solo (Kedungharjo, Tuban) Yang
Dipengaruhi oleh Perubahan Karakteristik Tanah Akibat
Fluktuasi Muka Air dan Gempa**

Nama Mahasiswa : Dionisius Nicholas
NRP : 0311154000030
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK ITS
Dosen Pembimbing : Dr. Trihanyndio Rendy Satrya
Dr. Ir. Ria Asih Aryani Soemitro,
M.Eng

Abstrak

Perencanaan dinding penahan pada sisi sungai memerlukan perhatian khusus karena adanya pengaruh air yang sangat besar. Fluktuasi muka air sungai yang terjadi mengakibatkan tanah mengalami proses pengeringan dan pembasahan. Proses ini mengakibatkan perubahan karakteristik pada tanah. Selain itu, perencanaan pada dinding penahan tanah juga perlu memperhatikan faktor gempa. Lokasi dinding penahan berada di sungai bengawan solo, kedungharjo, tuban. Pada tugas akhir ini perencanaan dinding dilakukan dengan memperhatikan perubahan karakteristik tanah akibat faktor pengeringan dan pembasahan serta faktor gempa.

Permodelan yang dilakukan untuk melihat bagaimana pengaruh perubahan karakteristik tanah akibat proses pengeringan dan pembasahan serta gempa dilakukan dalam 4 variasi permodelan. Adapula permodelan yang dilakukan adalah dengan melakukan variasi kondisi tanah mulai dari tanah inisial hingga kondisi tanah yang telah mengalami proses pengeringan dan pembasahan berulang. Pemberian beban gempa pada tiap kondisi permodelan juga dilakukan untuk mengetahui pengaruh gempa terhadap kestabilan dinding. Perubahan karakteristik tanah pada dasar dinding mengakibatkan penurunan nilai angka keamanan dinding terhadap geser dan daya dukung yang cukup

signifikan, sedangkan faktor gempa juga mengakibatkan penurunan nilai angka keamanan tiap alternatif dinding secara signifikan.

Dari hasil perhitungan angka keamanan besarnya nilai angka keamanan dari alternatif dinding kantilever akibat proses pengeringan dan pembasahan berkurang dari 0.49 sampai ke 0.31 untuk keamanan terhadap geser, dan 0.70 menjadi 0.45 untuk keamanan terhadap daya dukung. Sedangkan akibat faktor gempa, angka keamanan dari dinding berkurang dari 0.62 menjadi 0.49 untuk keamanan terhadap geser, 5.78 menjadi 3.61 untuk angka keamanan terhadap guling, dan 0.87 menjadi 0.70 untuk angka keamanan terhadap daya dukung. Dari berbagai alternatif perencanaan dinding penahan dan turap, dapat disimpulkan bahwa alternatif berupa dinding kantilever dengan pondasi tiang mini-pile menjadi pilihan termurah. Adapula total biaya bahan yang diperlukan untuk alternatif tersebut adalah Rp 3.399.000,00.

Kata Kunci : dinding penahan, perubahan karakteristik tanah, gempa, kedungharjo

Alternative Design For Retaining Wall and Sheet Pile on Bengawan Solo River (Kedungharjo, Tuban) In Effect of Drying Wetting and Earthquake

Student's Name : Dionisius Nicholas
NRP : 03111540000030
Major : Teknik Sipil FTSLK ITS
Advisor : Dr. Trihanyndio Rendy Satrya
Dr. Ir. Ria Asih Aryani Soemitro,
M.Eng

Abstract

Designing a retaining wall on the river side requires special attention in it because of the massive influence of water. The fluctuation of river water levels occur resulting in the soil undergoing a process of drying and wetting. This process results in characteristic changes to the soil. In addition, planning on retaining walls also needs to pay attention to earthquake factors. The location of the retaining wall is in the Bengawan Solo River, Kedungharjo, Tuban. In this final project wall planning is carried out by observing changes in soil characteristics due to drying and wetting factors and earthquake factors.

The modeling was conducted to see how the effects of changes in soil characteristics due to the drying and wetting processes and earthquakes were carried out in 4 modeling variations. The modeling that is done by varying the condition of the soil from the initial soil to the condition of the soil that has undergone repeated process of drying and wetting. Giving an earthquake load on each modeling condition was also carried out to determine the effect of the earthquake on wall stability. Changes in soil characteristics at the base of the wall resulted in a significant decrease in the value of wall safety factor against sliding and bearing capacity, while the earthquake factor also resulted in a significant decrease in the value of the security number of each wall alternative.

From the calculation of the safety factors, the value of the safety factors number of the alternative cantilever walls due to the drying and wetting process decreased from 0.49 to 0.31 for sliding safety, and 0.70 to 0.45 for safety against bearing capacity. Whereas due to earthquake factors, the safety of the walls decreased from 0.62 to 0.49 for sliding safety, 5.78 to 3.61 for safety figures against overturning, and 0.87 to 0.70 for safety figures against bearing capacity. From various alternative planning for retaining walls and sheetpiles, it can be concluded that the alternative in the form of cantilever walls with mini-pile foundation is the cheapest choice. The total cost of materials needed for the alternative is Rp. 3,399,000.00.

Kata Kunci : dinding penahan, perubahan karakteristik tanah, gempa, kedungharjo

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis ucapkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Alternatif Perencanaan Dinding Penahan dan Turap pada Sungai Bengawan Solo (Kedungharjo, Tuban) Yang Dipengaruhi oleh Perubahan Karakteristik Tanah Akibat Fluktuasi Muka Air dan Gempa*. Laporan tugas akhir ini disusun sebagai salah satu syarat untuk mengerjakan tugas akhir pada program studi tingkat sarjana di Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat serta bantuan dari berbagai pihak, akhirnya Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Oleh karena itu, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam – dalamnya kepada :

1. Ibu Dr. Ir. Ria Asih Aryani Soemitro, M.Eng dan Bapak Trihanyndio Rendy Satrya, ST, MT selaku dosen pembimbing yang telah memberikan arahan, bimbingan, dan ilmu selama penyusunan ini.
2. Ibu Ir. Ervina Ahyudanari, ME, PhD selaku dosen wali yang selalu memberikan masukan serta dorongan selama penyusunan ini.
3. Bapak Dr.techn. Umboro Lasminto ST, M.Sc selaku Ketua Program Studi S1 Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
4. Segenap Dosen Departemen Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember yang telah memberikan ilmunya kepada Penulis.
5. Orangtua penulis serta saudara penulis yang telah memberikan dukungan terbesar, motivasi, semangat, serta doa yang tidak pernah putus hingga dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.

6. Teman – teman SMA Negeri 3 Bogor yang berada di Surabaya yang selalu memberi dukungan dan bantuannya selama proses menyelesaikan Tugas Akhir ini.
7. Keluarga besar Institut Teknologi Sepuluh Nopember, khususnya teman – teman seperjuangan atas semua dukungan, semangat, serta kerjasamanya.
8. Seluruh civitas akademika Departemen Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember yang telah memberikan dukungan moril kepada Penulis.

Penulis menyadari Tugas Akhir ini tidak luput dari berbagai kekurangan. Penulis mengharapkan saran dan kritik demi kesempurnaan dan perbaikannya sehingga akhirnya laporan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Surabaya, Juli 2019
Penulis

Dionisius Nicholas
0311154000030

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR.....	xi
DAFTAR ISI.....	xiii
DAFTAR TABEL.....	xvi
DAFTAR GAMBAR.....	xviii
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	6
1.3 Batasan Masalah.....	6
1.4 Tujuan.....	7
1.5 Manfaat Tugas Akhir.....	7
BAB II LANDASAN TEORI.....	9
2.1 Tanah.....	9
2.1.1 Definisi Tanah.....	9
2.1.2 Sifat Fisik Tanah.....	10
2.1.3 Sifat Mekanik Tanah.....	11
2.1.4 Karakteristik Teknis Tanah (Kuat Geser).....	12
2.1.5 Modulus Young dan Poisson Ratio.....	15
2.1.6 Korelasi Data Tanah.....	16
2.2 Perubahan Parameter Tanah Akibat Siklus Drying dan Wetting.....	17
2.3 Tekanan Tanah Lateral.....	19
2.3.1 Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam (<i>At Rest</i>).....	19
2.3.2 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif.....	20
2.3.3 Tekanan Tanah Akibat Beban Diatasnya.....	21
2.3.4 Tekanan Tanah Akibat Pengaruh Gempa.....	23
2.4 Dinding Penahan Tanah.....	25
2.4.1 Tipe Dinding Penahan Tanah.....	25
2.4.2 Stabilitas Dinding Penahan Tanah.....	28
2.5 Pondasi untuk Dinding Penahan.....	29
2.5.1 Pondasi Dangkal.....	30
2.5.2 Pondasi Dalam.....	31

2.6	Turap.....	32
2.6.1	Turap Kantilever.....	33
2.6.2	Turap Dengan Angkur.....	36
2.7	Gabion Wall.....	40
2.8	Websol.....	41
2.9	Gempa.....	42
2.9.1	Analisa Stabilitas Akibat Beban Gempa.....	43
2.10	Analisa dengan Program Bantu PLAXIS.....	46
BAB III METODOLOGI.....		47
3.1	Umum.....	47
3.2	Diagram Alir.....	51
BAB IV PEMBAHASAN.....		55
4.1	Analisis Data.....	55
4.1.1	Korelasi Data Tanah.....	55
4.1.2	Analisis Koefisien Tekanan Tanah Lateral.....	57
4.1.3	Analisis Perubahan Tinggi Muka Air.....	59
4.1.4	Perubahan Parameter Tanah Akibat Proses Pengeringan dan Pembasahan.....	60
4.2	Kondisi Eksisting.....	61
4.2.1	Perhitungan Gaya – Gaya Pada Dinding.....	62
4.3	Perencanaan Dinding Penahan.....	76
4.3.1	Preliminary.....	76
4.3.2	Perencanaan Dimensi Dinding.....	77
4.3.3	Permodelan Dinding Penahan.....	77
4.4	Perencanaan Dinding Pasangan Batu Tipe Gravitasi..	78
4.4.1	Perhitungan Gaya – Gaya Pada Dinding.....	78
4.5	Perencanaan Dinding Beton Tipe Kantilever.....	95
4.5.1	Perhitungan Gaya – Gaya Pada Dinding.....	95
4.6	Perencanaan Dinding Kantilever dengan Pondasi Dalam	113
4.7	Perencanaan Turap Tanpa Angkur.....	117
4.8	Perencanaan Turap dengan Angkur.....	132
4.9	Perencanaan Gabion Wall dengan Websol.....	141
4.9.1	Perhitungan Gaya – Gaya Pada Dinding.....	141
4.10	Rekap Hasil Perencanaan Alternatif Dinding.....	162

4.11 Perbandingan Biaya Bahan.....	164
4.12 Metode Pelaksanaan Dinding Beton kantilever	165
BAB 5 KESIMPULAN	169
DAFTAR PUSTAKA.....	171
LAMPIRAN	173
LAMPIRAN 1 (DATA TANAH).....	174
LAMPIRAN 2 (POTONGAN MELINTANG SUNGAI)	176
LAMPIRAN 3 (DATA PARAMETER TANAH).....	178
LAMPIRAN 4 (DAYA DUKUNG TIANG).....	180
LAMPIRAN 5 (SPESIFIKASI TURAP)	182
LAMPIRAN 6 (BROSUR HARGA).....	184
LAMPIRAN 7 (GAMBAR RENCANA).....	188

DAFTAR TABEL

Tabel 1. 1 Persentase perubahan nilai sifat fisik, mekanik, dan dinamik benda uji yang mengalami proses pengeringan dan pembasahan siklus 1x dan 2x	4
Tabel 2. 1 Perkiraan Modulus Elastisitas (E)	16
Tabel 2. 2 Korelasi Data Tanah Pada Tanah Cohesionless	17
Tabel 2. 3 Korelasi Data Tanah Pada Tanah Kohesif	17
Tabel 2. 4 Persentase perubahan nilai sifat fisik, mekanik, dan dinamik benda uji yang mengalami proses pengeringan dan pembasahan siklus 1x dan 2x	19
Tabel 2. 5 Kelas Situs	45
Tabel 2. 6 Jenis-jenis Tanah Berdasarkan SNI 1726-2012.....	45
Tabel 4. 1 Parameter Tanah Hasil Korelasi	56
Tabel 4. 2 Rekap Koefisien Tekanan Tanah Lateral.....	59
Tabel 4. 3 Tegangan Vertikal	63
Tabel 4. 4 Tegangan Tanah Horzintal	64
Tabel 4. 5 Tegangan Tanah Horzintal Akibat Gempa	66
Tabel 4. 6 Tekanan Tanah Aktif	67
Tabel 4. 7 Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa.....	68
Tabel 4. 8 Perhitungan Gaya Vertikal dan Momen Resist.....	68
Tabel 4. 9 Tegangan Vertikal	79
Tabel 4. 10 Tegangan Tanah Horzintal	80
Tabel 4. 11 Tegangan Tanah Horzintal Akibat Gempa	82
Tabel 4. 12 Tekanan Tanah Aktif.....	84
Tabel 4. 13 Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa.....	84
Tabel 4. 14 Perhitungan Gaya Vertikal dan Momen Resist.....	84
Tabel 4. 15 Rekapitulasi Angka Keamanan.....	93
Tabel 4. 16 Tegangan Vertikal Tanah	96
Tabel 4. 17 Tegangan Tanah Horzintal	97
Tabel 4. 18 Tegangan Tanah Horzintal Akibat Gempa	99

Tabel 4. 19 Tekanan Tanah Aktif	101
Tabel 4. 20 Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa.....	101
Tabel 4. 21 Perhitungan Gaya Vertikal dan Momen Resist.....	101
Tabel 4. 22 Rekapitulasi Angka Keamanan.....	110
Tabel 4. 23 Tegangan Vertikal Tanah	118
Tabel 4. 24 Tegangan Tanah Horizontal Aktif	120
Tabel 4. 25 Tegangan Tanah Horizontal Pasif	121
Tabel 4. 26 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif	122
Tabel 4. 27 Momen Pendorong Pada Turap	123
Tabel 4. 28 Momen Penahan Pada Turap	123
Tabel 4. 29 Momen Dorong Pada Turap	133
Tabel 4. 30 Momen Penahan Pada Turap	133
Tabel 4. 31 Tegangan Vertikal	142
Tabel 4. 32 Tegangan Tanah Aktif dan Pasif	143
Tabel 4. 33 Tegangan Tanah Horizontal Akibat Gempa	145
Tabel 4. 34 Lanjutan Tegangan Tanah Horizontal Akibat Gempa	146
Tabel 4. 35 Tekanan Tanah	147
Tabel 4. 36 Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa.....	147
Tabel 4. 37 Perhitungan Gaya Vertikal dan Momen Resist.....	148
Tabel 4. 38 Rekapitulasi Angka Keamanan.....	156
Tabel 4. 39 Panjang geogrid	159
Tabel 4. 40 Panjang Total Geogrid.....	159
Tabel 4. 41 Rekap Hasil Perencanaan	163
Tabel 4. 42 Lanjutan Rekap Hasil Perencanaan	164
Tabel 4. 43 Perbandingan Biaya Bahan.....	165

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Lokasi Studi (Sumber : <i>Google Maps</i>)	1
Gambar 1. 2 Potongan Melintang Sungai (Sumber : Penelitian Pengaruh Proses Pembasahan dan Pengeringan terhadap Parameter Tanah, Soemitro et al, 2014)	2
Gambar 1. 3 Dinding Parapet di Kedungharjo, Tuban Retak (Sumber : Berita, Liputan6.com).....	3
Gambar 1. 4 Peta Wilayah Gempa Indonesia Berdasarkan Parameter PGA (Sumber : Peta Gempa Indonesia Tahun 2017)..	5
Gambar 2. 1(a) Elemen tanah dalam keadaan asli; (b) tiga fase elemen tanah (Sumber : Braja M. Das 1988).....	10
Gambar 2. 2 Tegangan Karakteristik Tanah (Sumber : Braja M. Das 1988)	13
Gambar 2. 3 Lingkaran Mohr (Sumber : Braja M. Das, 1988)...	14
Gambar 2. 4 Hubungan Kohesi (C_u) dengan Proses Pembasahan dan Pengeringan (Sumber : Penelitian Pengaruh Proses Pembasahan dan Pengeringan terhadap Parameter Tanah, Soemitro et al, 2014)	18
Gambar 2. 5 Tekanan tanah dalam keadaan diam (Sumber : Braja M. Das, 1988).....	20
Gambar 2. 6 Tekanan Tanah Aktif (Sumber : Braja M. Das, 1988)	22
Gambar 2. 7 Tekanan Tanah Pasif (Sumber : Braja M. Das, 1988)	22
Gambar 2. 8 Tegangan Tanah Aktif dan Pasif dalam pengaruh gempa. (Sumber : SNI 8460 – 2017)	23
Gambar 2. 9 Dinding Penahan Tanah Tipe Gravitasi (Sumber : Braja M. Das, 1988)	26
Gambar 2. 10 Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever (Sumber : Braja M. Das, 1988)	27

Gambar 2. 11 Dinding Penahan Tanah Tipe Counterfort (Sumber : Braja M. Das, 1988)).....	27
Gambar 2. 12 Analisis Daya Dukung Pondasi Dangkal Menurut Terzaghi (Sumber : Braja M. Das, 2010).....	30
Gambar 2. 13 Turap Kantilever Pada Tanah Berbutir (Sumber : Hardiyatmo, 2006).....	33
Gambar 2. 14 Turap Kantilever Pada Tanah Lempung (Sumber : Hardiyatmo, 2006).....	35
Gambar 2. 15 Perhitungan Simplified Method Turap (Sumber : Hardiyatmo, 2006).....	36
Gambar 2. 16 Dinding turap berjangkar dengan perletakan bebas (Sumber : Hardiyatmo, 2006).....	37
Gambar 2. 17 Dinding turap berjangkar pada perletakan jepit (Sumber : Hardiyatmo, 2006).....	38
Gambar 2. 18 Tension batter pile anchorage (jangkar tiang miring tekan) (Sumber : Hardiyatmo, 2006).....	39
Gambar 2. 19 Lokasi Penjangkaran (Sumber : Hardiyatmo, 2006).....	40
Gambar 2. 20 Ilustrasi gaya - gaya pada gabion wall (Sumber : Modular Gabion System Rev 11/04).....	41
Gambar 2. 21 Peta Wilayah Gempa Indonesia Berdasarkan Parameter PGA (Sumber : Peta Gempa Indonesia Tahun 2017)	44
Gambar 4. 1 Potongan Melintang Sungai (a) MAT Tinggi, (b) MAT Rendah.....	60
Gambar 4. 2 Dimensi Dinding Eksisting.....	61
Gambar 4. 3 Dinding Eksisting.....	62
Gambar 4. 4 Tekanan Tanah Aktif.....	67
Gambar 4. 5 Dimensi Tipikal Dinding.....	77
Gambar 4. 6 Dimensi Dinding Gravitasi.....	78
Gambar 4. 7 Dinding Gravitasi.....	79
Gambar 4. 8 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif.....	83
Gambar 4. 9 Grafik Daya Dukung Pondasi Sumuran.....	94

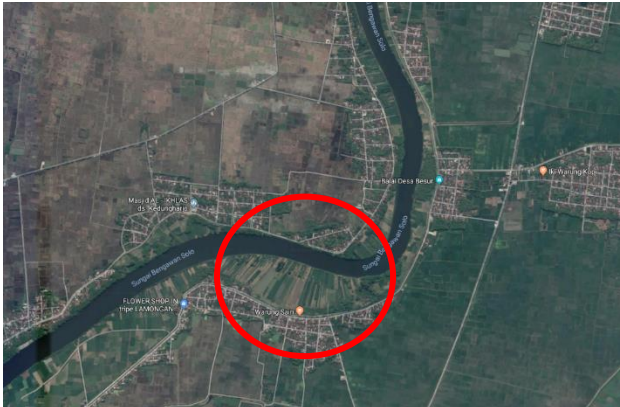
Gambar 4. 10 Dimensi Dinding Kantilever	95
Gambar 4. 11 Dinding Kantilever	96
Gambar 4. 12 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif.....	100
Gambar 4. 13 Grafik Daya Dukung Pondasi Sumuran.....	112
Gambar 4. 14 Grafik Daya Dukung Pondasi Minipile	115
Gambar 4. 15 Dinding Kantilever Dengan Tiang.....	116
Gambar 4. 16 Turap Kantilever	117
Gambar 4. 17 Tegangan Tanah Horizontal.....	121
Gambar 4. 18 Permodelan Turap.....	125
Gambar 4. 19 Angka Keamanan Turap Baja	125
Gambar 4. 20 Angka Keamanan Turap Beton.....	126
Gambar 4. 21 Displacement Turap Baja.....	127
Gambar 4. 22 Displacement Turap Beton	128
Gambar 4. 23 Analisis Gempa Pada PLAXIS	129
Gambar 4. 24 Angka Keamanan Turap Beton Akibat Gempa	130
Gambar 4. 25 Angka Keamanan Turap Baja Akibat Gempa...	130
Gambar 4. 26 Displacement Turap Beton (kiri) dan Turap Baja (kanan) Akibat Gempa.....	131
Gambar 4. 27 Ilustrasi Perencanaan Turap dengan Anker	132
Gambar 4. 28 Ilustrasi Gaya-Gaya Tiang Miring.....	135
Gambar 4. 29 Ilustrasi Letak Angkur	136
Gambar 4. 30 Angka Keamanan Turap dengan Angkur.....	137
Gambar 4. 31 Displacement Turap Dengan Angkur	138
Gambar 4. 32 Angka Keamanan Turap dengan Angkur Akibat Gempa	139
Gambar 4. 33 Displacement Turap dengan Angkur Akibat Gempa	140
Gambar 4. 34 Perencanaan Gabion Wall.....	141
Gambar 4. 35 Grafik Daya Dukung Pondasi Sumuran.....	158
Gambar 4. 36 Lapisan Websol	160
Gambar 4. 37 Eksternal Stability Geogrid.....	161

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Dalam bidang konstruksi, tanah selalu berperan penting dalam pengerjaannya. Tanah berfungsi sebagai penopang beban di atasnya baik beban dari bangunan atau beban lainnya. Tidak jarang terdapat konstruksi yang gagal karena tanah yang tidak stabil. Sering juga terjadi longsor pada lereng – lereng atau tebing tanah yang disebabkan karena daya dukung tanah yang buruk. Untuk mengatasi kelongsoran pada lereng – lereng, dinding penahan tanah adalah salah satu bentuk perkuatan untuk kasus tersebut.

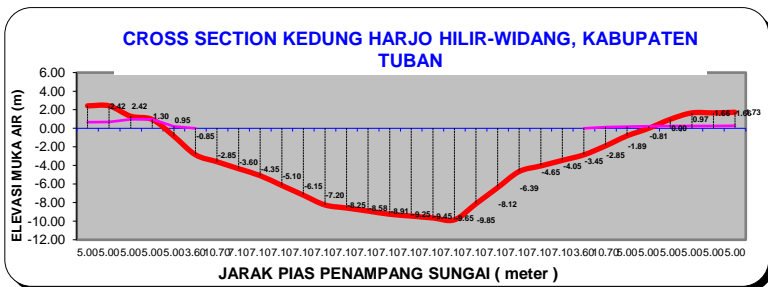
Dinding penahan tanah dapat digunakan untuk konstruksi jalan, sungai dan konstruksi waduk atau bendungan. Dinding penahan tanah pada sungai selain berfungsi sebagai penahan tanah pada tepi sungai agar tidak longsor, juga berfungsi sebagai pencegah erosi dan banjir. Dinding penahan tanah pada sungai juga harus stabil dan mampu menahan gaya – gaya yang terjadi. Salah satu penerapan dinding penahan tanah pada sungai terdapat pada sungai Bengawan Solo.



Gambar 1. 1 Lokasi Studi
(Sumber : *Google Maps*)

Pada tahun 2015, dinding parapet sungai Bengawan Solo, Desa Kedungharjo, Tuban kondisinya mengkhawatirkan. Berdasarkan pengamatan, dinding mengalami ambles sehingga terjadi keretakan memanjang sepanjang kurang lebih 8 meter pada dinding penahan. Hal ini mungkin terjadi karena tanah sekitar dinding yang didominasi oleh lempung lunak. Perubahan elevasi muka air menyebabkan lempung menjadi basah disaat muka air tinggi, dan kering saat muka air rendah. Hal ini seringkali tidak diperhatikan saat perencanaan yang dapat menyebabkan dinding menjadi retak karena tanah lempung yang mengalami proses pembasahan dan pengeringan.

Perubahan tinggi muka air pada sungai bengawan solo cukup besar, perbedaan elevasi muka air pada musim kemarau dan musim penghujan mencapai 3 meter. Tanah bagian atas sungai seringkali mengalami proses pengeringan dan pembasahan berulang. Hal ini dapat menyebabkan perubahan nilai karakteristik tanah baik karakteristik mekanik, fisik, maupun dinamik yang berpengaruh pada proses perencanaan bangunan di sisi sungai.



Gambar 1. 2 Potongan Melintang Sungai
(Sumber : Penelitian Pengaruh Proses Pembasahan dan Pengeringan terhadap Parameter Tanah, Soemitro et al, 2014)



Gambar 1. 3 Dinding Parapet di Kedungharjo, Tuban
Retak

(Sumber : Berita, Liputan6.com)

Penanganan selanjutnya yang dilakukan adalah dengan memberi perkuatan pada sisi sungai dengan dinding penahan tanah beton, namun pada pembangunannya tidak memperhatikan perubahan karakteristik tanah akibat proses pembasahan dan pengeringan tanah karena fluktuasi muka air sungai. Perubahan karakteristik tanah yang terjadi termasuk perubahan karakteristik fisik tanah dan juga karakteristik mekanis. Berdasarkan hasil pengujian sebelumnya, terjadi perubahan karakteristik fisik tanah meliputi, perubahan nilai berat jenis tanah, berat jenis tanah kering, derajat kejenuhan (S_r), angka pori (e), dan batas *Atterberg*. Adapun perubahan karakteristik mekanis tanah yaitu, nilai kohesi (c), modulus geser (G_{max}), dan tegangan air pori negative (*Suction*) (Soemitro *et al*, 2014). Karakteristik tanah menjadi pertimbangan penting dalam sebuah perencanaan bangunan, termasuk bangunan penahan tanah. Karena itu perencanaan dinding penahan pada sungai Bengawan Solo saat ini belum sesuai dengan kondisi tanah di lapangan.

Tabel 1. 1 Persentase perubahan nilai sifat fisik, mekanik, dan dinamik benda uji yang mengalami proses pengeringan dan pembasahan siklus 1x dan 2x

Parameter	Persentase Perubahan Nilai Pada (%)			
	Tanah Natural	Tanah Natural Ditambah		
		6% Kapur	10% <i>fly ash</i>	7% Biobakteri
γ_t (kN/m ³)	-1.030	0.006	-0.686	-0.528
γ_d (kN/m ³)	-2.734	-0.035	-0.480	-0.156
Sr (%)	0.051	-0.080	-2.944	-2.112
e	6.796	0.473	3.022	0.662
-Uw (kpa)	-8.955	-11.109	-35.097	-24.543
CU (kN/m ²)	-7.344	-10.333	-12.069	-7.897
Gmax (kpa)	-22.880	-16.392	-10.658	-9.985

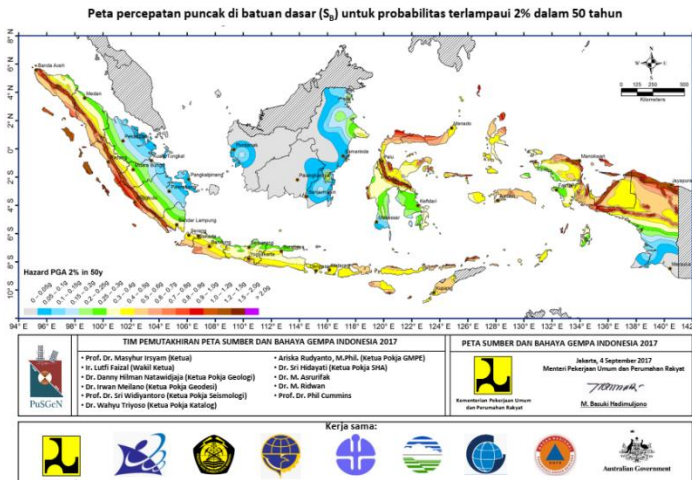
Ket. : (-) = turun

(+) = naik

(Sumber: Hasil Penelitian, 2014)

(Sumber : Penelitian Pengaruh Proses Pembasahan dan Pengeringan terhadap Parameter Tanah, Soemitro et al, 2014)

Selain itu, perencanaan pada dinding penahan tanah juga tidak memperhatikan faktor gempa. Indonesia merupakan daerah yang sangat rawan terhadap bencana gempa. Selama tahun 1976-2006, tercatat sudah terjadi 3.486 gempabumi dengan magnitude lebih dari 6,0 SR. Gempa perlu diperhatikan karena dapat memberikan beban tambahan pada dinding penahan yang mempengaruhi perencanaan dinding. Lokasi dinding penahan berada pada sungai Bengawan Solo, Desa Kedungharjo, Tuban. Berdasarkan peta gempa Indonesia tahun 2017, Tuban memiliki potensi gempa menengah, terdapat peningkatan nilai *peak ground acceleration* (PGA) dari peta gempa Indonesia tahun 2011 dari 0,2 sampai 0,3g menjadi sebesar 0,3 sampai 0,4g. Potensi gempa yang cukup besar ini perlu menjadi pertimbangan saat perencanaan dinding penahan.



**Gambar 1. 4 Peta Wilayah Gempa Indonesia Berdasarkan Parameter PGA
(Sumber : Peta Gempa Indonesia Tahun 2017)**

Maka dari itu, pada tugas akhir ini dilakukan perencanaan ulang terhadap dinding penahan tanah pada sungai Bengawan Solo, Desa Kedungharjo, Tuban dengan memperhatikan perubahan karakteristik tanah akibat proses pembasahan dan pengeringan karena fluktuasi muka air, dan beban gempa yang terjadi berdasarkan peta gempa Indonesia tahun 2017. Alternatif desain perkuatan dilakukan untuk memilih perencanaan yang paling efisien dan efektif.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka terdapat beberapa masalah yang harus dibahas, antara lain:

1. Bagaimana stabilitas dinding akibat perubahan karakteristik fisik dan mekanis tanah karena fluktuasi muka air?
2. Bagaimana stabilitas dinding akibat beban gempa yang terjadi?
3. Bagaimana alternatif perkuatan dinding penahan yang digunakan?
4. Bagaimana metode pelaksanaan alternatif perkuatan dinding penahan?
5. Bagaimana perbandingan biaya bahan dari alternatif perkuatan dinding?

1.3 Batasan Masalah

Pada Tugas Akhir ini, permasalahan dibatasi pada pokok-pokok pembahasan sebagai berikut:

1. Pengaruh perubahan permukaan air hanya dilakukan saat muka air musim penghujan dan musim kemarau.
2. Alternatif perkuatan menggunakan dinding gravitasi, dinding kantilever, turap beton dengan dan tanpa *ground anchor*, turap baja dengan dan tanpa *ground anchor*.
3. Perhitungan program bantu PLAXIS hanya digunakan untuk pemodelan Turap.
4. Tidak menghitung rancangan anggaran dan biaya secara keseluruhan, hanya memperhitungkan biaya bahan pada alternatif perkuatan.
5. Tidak membahas pengaruh perkuatan terhadap kapasitas sungai.
6. Tidak membahas pengaruh arus air, dan gerusan pada sungai.

1.4 Tujuan

Tujuan dalam penulisan tugas akhir ini adalah untuk mengetahui stabilitas dinding di sungai Bengawan Solo, Bojonegoro, akibat perubahan karakteristik tanah karena perubahan muka air dan gempa, serta alternatif perkuatan berupa dinding penahan tanah untuk mendapatkan perencanaan yang paling efisien dan efektif.

1.5 Manfaat Tugas Akhir

Adapun manfaat dari Tugas Akhir ini adalah untuk dapat mengetahui stabilitas dinding penahan akibat perubahan karakteristik tanah karena muka air dan gempa serta alternatif perkuatan pada sungai yang paling efisien dan efektif.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Tanah

2.1.1 Definisi Tanah

Dalam pengertian teknik secara umum, tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersementasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut. Butiran-butiran mineral yang membentuk bagian padat dari tanah, merupakan hasil pelapukan dari batuan. Ukuran setiap butiran padat tersebut sangat bervariasi dan sifat-sifat fisik dari tanah banyak tergantung dari faktor-faktor ukuran, bentuk, dan komposisi kimia dari butiran.

Tanah adalah suatu lapisan sedimen lepas seperti kerikil (*gravel*), pasir (*sand*), lanau (*silt*), lempung (*clay*) atau suatu campuran dari bahan tersebut. Tanah adalah himpunan material, bahan organik, dan endapan endapan yang relatif lepas (*loose*), yang terletak di atas batuan dasar (*bedrock*). Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksidaoksida yang mengendap diantara partikel-partikel. Ruang diantara partikel partikel dapat bersifat air, udara ataupun keduanya.

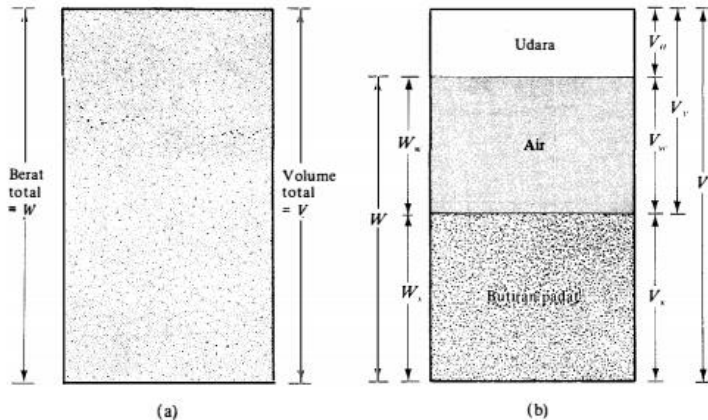
Ukuran dari partikel tanah adalah sangat beragam dengan variasi yang cukup besar. Tanah umumnya dapat disebut sebagai kerikil, pasir, lanau, atau lempung, tergantung pada ukuran partikel yang paling dominan pada tanah tersebut. Selain itu, istilah yang sama juga digunakan untuk menggambarkan sifat tanah yang khusus, Seperti contohnya lempung adalah jenis tanah yang bersifat kohesif dan plastis, sedangkan pasir bersifat tidak kohesif dan tidak plastis.

Kebanyakan jenis tanah terdiri dari banyak campuran, atau lebih dari satu macam ukuran partikel. Tanah lempung belum tentu

terdiri dari partikel lempung saja, akan tetapi dapat bercampur dengan butiran-butiran ukuran lanau maupun pasir dan mungkin terdapat campuran bahan organik. Ukuran partikel tanah dapat bervariasi dari lebih besar 100 mm sampai dengan lebih kecil dari 0,001 mm.

2.1.2 Sifat Fisik Tanah

Sifat fisik tanah yaitu sifat yang berhubungan dengan elemen penyusun massa tanah yang ada. Dalam keadaan tidak jenuh, tanah terdiri dari 3 (tiga) bagian yaitu butiran padat (*solid*), bagian air (*water*), dan bagian udara (*air*). Keberadaan materi air dan udara biasanya menempati ruangan antara butiran/pori pada massa tanah tersebut. Ilustrasi untuk memahami susunan elemen pada massa tanah dapat diasumsikan seperti gambar 2.1 berikut (Das, 1988).



Gambar 2. 1(a) Elemen tanah dalam keadaan asli; (b) tiga fase elemen tanah

(Sumber : Braja M. Das 1988)

menunjukkan suatu elemen tanah dengan volume V dan berat W . Gambar 2.1 (b) menunjukkan hubungan volume-berat agregat

tanah, tiga fase yang dipisahkan (butiran padat, air, dan udara). Karena berat udara dapat dianggap sama dengan nol, Hubungan volume yang umum dipakai untuk suatu elemen tanah adalah sebagai berikut :

1. Angka pori (e) adalah perbandingan antara volume pori (V_v) dan volume butiran padat (V_s), yang dinyatakan dalam bentuk decimal.
2. Porositas (n) adalah perbandingan antara volume pori (V_v) dengan volume total (V), dinyatakan dalam decimal atau persen.
3. Kadar air (W_c) adalah perbandingan antara berat air (W_w) dengan berat butiran (W_s) dalam tanah tersebut, dinyatakan dalam persen.
4. Berat volume tanah (γ) adalah perbandingan antara berat tanah total (W) dengan volume tanah total (V).
5. Berat volume kering (γ_d) adalah perbandingan antara berat butiran padat (W_s) dengan volume tanah total (V).
6. Berat volume butiran padat (γ_s) adalah perbandingan antara berat butiran padat (W_s) dengan volume butiran padat (V_s).
7. Derajat kejenuhan (S_r) adalah perbandingan antara volume air (V_w) dengan volume rongga pori (V_v) yang dinyatakan dalam persen. Apabila jarak dari derajat kejenuhan dinyatakan dalam 0% - 100%, maka 0% (tanah tersebut kering) dan 100% (tanah tersebut jenuh).
8. Specific Gravity (G_s) perbandingan antara berat volume butiran padat (γ_s) dengan berat volume air (V_w).

2.1.3 Sifat Mekanik Tanah

Sifat mekanis tanah adalah sifat perilaku dari struktur massa tanah pada saat dikenai suatu gaya atau tekanan yang dijelaskan secara mekanis. Parameter kekuatan tanah tersebut terdiri dari :

1. Kohesi (C_u) adalah gaya tarik antara butiran tanah yang tergantung pada jenis tanah dan kondisi kerapatan butiran.

2. Bagian butiran yang bersifat gesekan tergantung pada tekanan efektif bidang geser terhadap sudut geser dalam (\emptyset) yang terbentuk.
3. Tegangan air pori negative (-Uw), ditentukan dengan menggunakan kurva kertas filter Whatman no. 42.
4. Modulus elastisitas merupakan perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan. Nilai ini bisa didapatkan dari *Triaxial Test*, secara empiris dapat ditentukan dari jenis tanah dan data sondir.

2.1.4 Karakteristik Teknis Tanah (Kuat Geser)

Kuat geser tanah merupakan kemampuan tanah melawan tegangan geser yang terjadi pada saat terbebani. Keruntuhan geser (*Sliding failure*) tanah terjadi bukan disebabkan karena hancurnya butir-butir tanah tersebut tetapi karena adanya gerak relatif antara butir-butir tanah tersebut. Kekuatan geser suatu massa tanah merupakan perlawanan internal tanah tersebut per satuan luas terhadap keruntuhan atau pergeseran sepanjang bidang geser dalam tanah yang dimaksud. Dengan pengertian diatas, beban yang diberikan pada tanah akan ditahan oleh :

1. Kohesi tanah yang bergantung pada jenis tanah dan kepadatannya.
2. Gesekan antar butiran tanah yang besarnya berbanding lurus dengan tegangan normal pada bidang gesernya.

Menurut Mohr (1980), keruntuhan terjadi pada suatu material akibat kombinasi kritis antara tegangan normal dan tegangan geser, dan bukan hanya akibat tegangan normal maksimum atau tegangan geser maksimum saja. Jadi hubungan antara tegangan normal dan tegangan geser pada sebuah bidang kelongsoran dapat dinyatakan sebagai persamaan 2.1 berikut :

$$\tau = f(\sigma) \quad (2.1)$$

dengan :

τ = tegangan geser (kN/m^2), dan

σ = tegangan normal (kN/m^2).

Garis keruntuhan yang dinyatakan dalam persamaan (2.1) sebenarnya berbentuk garis lengkung seperti terlihat pada gambar 2.2 dibawah. Untuk sebagian besar masalah mekanika tanah, garis tersebut cukup didekati dengan sebuah garis lurus yang menunjukkan hubungan linear antara tegangan normal dan geser (Coulomb, 1776). Persamaan tersebut dapat kita tulis sebagai :

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (2.2)$$

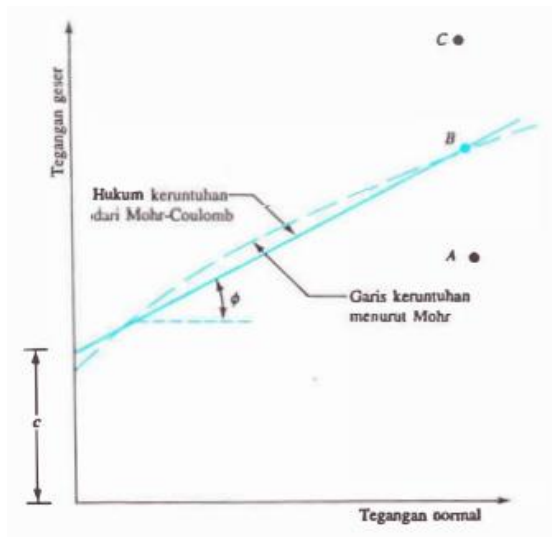
dengan :

τ = tegangan geser (kN/m^2),

σ = tegangan normal (kN/m^2),

c = kohesi tanah (kN/m^2), dan

φ = sudut geser dalam tanah ($^\circ$).

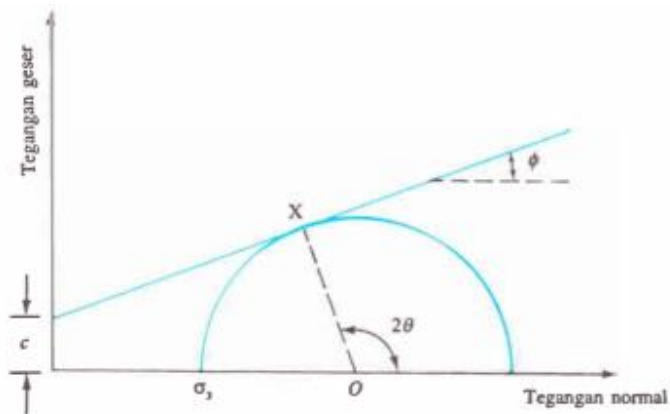


Gambar 2. 2 Tegangan Karakteristik Tanah
(Sumber : Braja M. Das 1988)

Secara sederhana kekuatan geser tanah dapat dibagi menjadi nilai yang bergantung pada tahanan geser antar butiran tanah dan kohesi pada permukaan butiran tanah itu sendiri. Sesuai dasar

tersebut, tanah dapat dibagi menjadi tanah kohesif dan tidak kohesif. Contoh dari tanah yang tidak kohesif adalah tanah pasir. Tanah pasir memiliki nilai kohesi (c) sama dengan nol, sedangkan tanah yang memiliki kohesi dapat berupa tanah lempung. Jika tanah berada pada keadaan tidak jenuh meskipun tanah tersebut tidak kohesif, maka sifat kohesif tersebut kadang dapat terlihat sebagai tegangan permukaan air yang terdapat pada pori – pori, sehingga kekuatan geser tanah berubah – ubah sesuai jenis dan kondisi tanah itu sendiri.

Kuat geser tanah bisa dinyatakan dalam bentuk tegangan efektif $\sigma'1$ dan $\sigma'3$ pada saat keruntuhan terjadi. Lingkaran Mohr berbentuk setengah lingkaran dengan koordinat (τ) dan (σ') dilibatkan dalam Gambar 2.3 di bawah ini.



Gambar 2. 3 Lingkaran Mohr
(Sumber : Braja M. Das, 1988)

Gambar 2.3 diatas menunjukkan gambaran separuh lingkaran Mohr yang mewakili kondisi tegangan saat keruntuhan pada suatu massa tanah. Garis keruntuhan yang dinyatakan oleh persamaan $\tau = c + \sigma \text{ tg } \phi$ menyinggung lingkaran Mohr pada titik X. Jadi, keruntuhan geser yang terjadi pada bidang tertentu dapat kita nyatakan dengan lingkaran berjari-jari OX, dan bidang tersebut

harus membentuk kemiringan sudut $\theta = 45^\circ + \phi / 2$ terhadap bidang utama besar.

Bila harga $\theta = 45^\circ + \phi / 2$ dimasukkan ke dalam Persamaan (9-3) dan kemudian disederhanakan, akan menghasilkan :

$$\sigma_1 = \sigma_3 - \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c - \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.3)$$

Dengan :

σ'_1 = tegangan utama mayor efektif (kN/m²)

σ'_3 = tegangan utama minor efektif (kN/m²),

θ = sudut keruntuhan ($^\circ$),

c = kohesi tanah (kN/m²), dan

ϕ = sudut geser dalam tanah ($^\circ$).

Parameter kuat geser tanah diperlukan untuk analisis – analisis antara lain adalah sebagai berikut ini.

1. Kapasitas dukung tanah
2. Stabilitas lereng
3. Gaya dorong pada dinding penahan

Parameter kuat geser tanah ditentukan dengan uji laboratorium terhadap sampel tanah asli (*undisturbed*), tanah tersebut diambil dengan hati-hati agar tidak berubah kondisinya (kadar air, susunan butiran), karena hal ini bisa berakibat fatal pada sampel. Ada beberapa cara menentukan kuat geser tanah yaitu dengan:

1. Uji kuat geser langsung (*direct sliding test*)
2. Uji triaxial (*triaxial test*)
3. Uji tekan bebas (*unconfined compression test*)

2.1.5 Modulus Young dan Poisson Ratio

Nilai modulus young menunjukkan besarnya nilai elastisitas tanah yang merupakan perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan. Nilai ini bisa didapatkan dari triaxial test. Umumnya modulus elastisitas (E) ditentukan dari uji triaksial kondisi undrained, dan nilai E ditentukan dari pendekatan kemiringan kurva tegangan-regangan yang diambil pada setengah dari beban ultimit aksial. Angka poisson (μ) dapat dihitung dari

pengukuran regangan kompresi aksial dan regangan lateral selama uji triaksial. Menurut Bowless (1977) dalam Hardiyatmo (2010), nilai Modulus elastisitas (E) secara empiris dapat ditentukan berdasarkan klasifikasi jenis tanah yang dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut ini.

Tabel 2. 1 Perkiraan Modulus Elastisitas (E)

Macam Tanah	E_s (lb/in ²)
Loose sand	1500-3000
Medium dense sand	2500-4000
Dense sand	5000-8000
Silty sand	1500-2500
Sand and gravel	10000-25000
Soft clay	600-3000
Medium clay	3000-6000
Stiff clay	6000-14000

Sumber : Braja M Das, 1984

Nilai *poisson ratio* (μ) ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan permukaan lateral. Menurut Bowless (1968) dalam Hardiyatmo (2010) nilai *poisson ratio* dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah.

2.1.6 Korelasi Data Tanah

Korelasi data tanah dilakukan untuk mendapatkan parameter tanah apabila tidak dilakukan pengujian langsung pada laboratorium. Besarnya parameter karakteristik tanah dilakukan korelasi terhadap nilai N_{spt} dari hasil di lapangan. Salah satu jenis korelasi yang biasa dilakukan adalah korelasi menurut Teng. Korelasi yang dilakukan berdasarkan nilai N_{spt} untuk mendapatkan nilai karakteristik tanah sesuai tabel 2.2.

Tabel 2. 2 Korelasi Data Tanah Pada Tanah Cohesionless

N-SPT	0-3	4-10	11-30	31-50	>50
γ (kN/m ³)	-	16-25	14-18	16-20	18-23
ϕ	0	25-32	28-36	30-40	>33
Kerapatan	<i>Very Loose</i>	<i>Loose</i>	<i>Medium</i>	<i>Dense</i>	<i>Very Dense</i>
D_r (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100

Sumber : Bowles (1983)

Tabel 2. 3 Korelasi Data Tanah Pada Tanah Kohesif

N	<4	4-6	6-15	16-25	>25
γ (kN/m ³)	14-16	16-18	16-18	16-20	18-23
Q_u (kPa)	<25	20-50	30-60	40-200	>100
<i>Consistency</i>	<i>Very soft</i>	<i>Soft</i>	<i>Medium</i>	<i>Stiff</i>	<i>Hard</i>

Sumber : Bowles (1983)

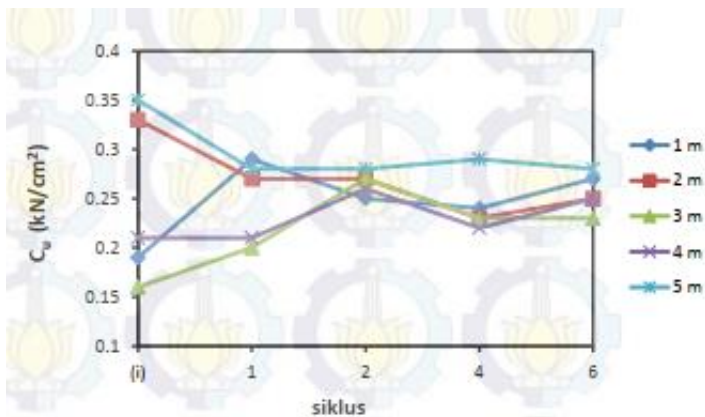
2.2 Perubahan Parameter Tanah Akibat Siklus Drying dan Wetting

Proses pengeringan dan pembasahan secara berulang yang terjadi pada tanah didekat sungai dapat mempengaruhi sifat fisik, sifat mekanik, dan dinamik dari tanah itu sendiri, karena terjadinya perubahan volume tanah yang disebabkan oleh perubahan kadar air. (Soemitro *et al*, 2014)

Berdasarkan hasil pengujian sebelumnya, terjadi perubahan karakteristik fisik tanah meliputi, perubahan nilai berat jenis tanah, berat jenis tanah kering, derajat kejenuhan (S_r), angka pori (e), dan batas *Atterberg*. Adapun perubahan karakteristik mekanis tanah

yaitu, nilai kohesi (C_u), modulus geser (G_{max}), dan tegangan air pori negative (*Suction*) (Soemitro *et al*, 2014).

Adapun perubahan parameter tanah yang sangat berpengaruh terhadap perencanaan dinding penahan dan turap adalah perubahan pada nilai kohesi (C_u). Proses pengeringan pada tanah mengakibatkan nilai kohesi yang meningkat, karena lekatan antara butir tanah yang lebih baik, sedangkan saat proses pembasahan nilai kohesi berkurang. Nilai C_u cenderung mengalami penurunan setelah tanah mengalami siklus pengeringan dan pembasahan sebanyak 2 kali. (Soemitro *et al*, 2014)



Gambar 2. 4 Hubungan Kohesi (C_u) dengan Proses Pembasahan dan Pengeringan
(Sumber : Penelitian Pengaruh Proses Pembasahan dan Pengeringan terhadap Parameter Tanah, Soemitro *et al*, 2014)

Tabel 2. 4 Persentase perubahan nilai sifat fisik, mekanik, dan dinamik benda uji yang mengalami proses pengeringan dan pembasahan siklus 1x dan 2x

Parameter	Persentase Perubahan Nilai Pada (%)			
	Tanah Natural	Tanah Natural Ditambah		
		6% Kapur	10% fly ash	7% Biobakteri
γ_t (kN/m ³)	-1.030	0.006	-0.686	-0.528
γ_d (kN/m ³)	-2.734	-0.035	-0.480	-0.156
Sr (%)	0.051	-0.080	-2.944	-2.112
e	6.796	0.473	3.022	0.662
-Uw (kpa)	-8.955	-11.109	-35.097	-24.543
CU (kN/m ²)	-7.344	-10.333	-12.069	-7.897
Gmax (kpa)	-22.880	-16.392	-10.658	-9.985

Ket. : (-) = turun

(+) = naik

(Sumber: Hasil Penelitian, 2014)

Sumber : Penelitian Pengaruh Proses Pembasahan dan Pengeringan terhadap Parameter Tanah, Soemitro et al, (2014)

2.3 Tekanan Tanah Lateral

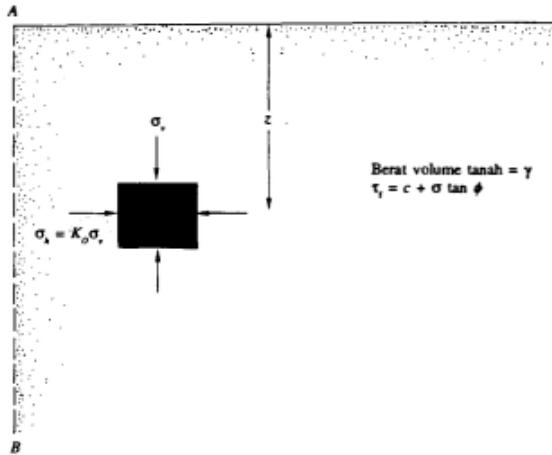
Analisis tekanan tanah lateral digunakan untuk perancangan dinding penahan tanah dan struktur penahan tanah lainnya. Tekanan tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan oleh akibat dorongan tanah di belakang struktur penahan tanah. Besarnya tekanan lateral sangat dipengaruhi oleh perubahan letak (*displacement*) dari dinding penahan dan sifat-sifat tanahnya.

2.3.1 Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam (*At Rest*)

Keadaan saat dinding pada saat diam, yaitu dinding tidak bergerak ke salah satu arah baik ke kanan atau ke kiri dari posisi awal, maka massa tanah akan berada dalam kondisi keseimbangan-elastis (*elastic equilibrium*). Rasio tekanan arah horizontal dan

arah vertical dinamakan “koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam, K_o ”, yaitu

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2.4)$$



Gambar 2. 5 Tekanan tanah dalam keadaan diam
(Sumber : Braja M. Das, 1988)

2.3.2 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Tekanan tanah aktif adalah tekanan dimana ketika suatu dinding penahan mengalami keluluhan atau bergerak ke arah luar dari tanah urug di belakangnya, maka tanah urug akan bergerak ke bawah dan ke samping menekan dinding penahan. Nilai banding tekanan horisontal dan tekanan vertikal yang terjadi, didefinisikan sebagai koefisien tekanan tanah aktif (*coefficient of active earth pressure*) yang dinotasikan dengan K_a . Nilai tekanan tanah aktif lebih kecil dari nilai tekanan saat diam. Tekanan tanah aktif adalah gaya yang cenderung mengurangi keseimbangan dinding penahan tanah. Tekanan tanah pasif adalah tekanan tanah yang terjadi ketika suatu gaya mendorong dinding penahan ke arah tanah urug. Nilai banding tekanan horisontal dan tekanan vertikal yang terjadi didefinisikan sebagai koefien tekanan tanah pasif (*coefficient of passive earth pressure*) yang dinotasikan dengan K_p . Nilai tekanan

tanah pasif lebih besar dari nilai koefisien tekanan tanah saat diam dan koefisien tekanan tanah aktif, atau persisnya $K_p > K_o > K_a$. Tekanan tanah pasif menunjukkan nilai maksimum dari gaya yang dapat dikembangkan oleh tanah pada gerakan struktur penahan terhadap tanah urug, yaitu gaya perlawanan tanah sebelum dinding mengalami keruntuhan.

2.3.3 Tekanan Tanah Akibat Beban Diatasnya

Kondisi Aktif menurut Rankine adalah bila dinding AB diijinkan bergerak menjauhi massa tanah secara perlahan-lahan, maka tegangan utama arah horisontal akan berkurang secara terus menerus. Akibatnya suatu kondisi, yaitu kondisi keseimbangan plastis, akan dicapai bila kondisi tegangan di dalam elemen tanah dapat diwakili oleh lingkaran Mohr b, dan kelonggaran di dalam tanah terjadi.

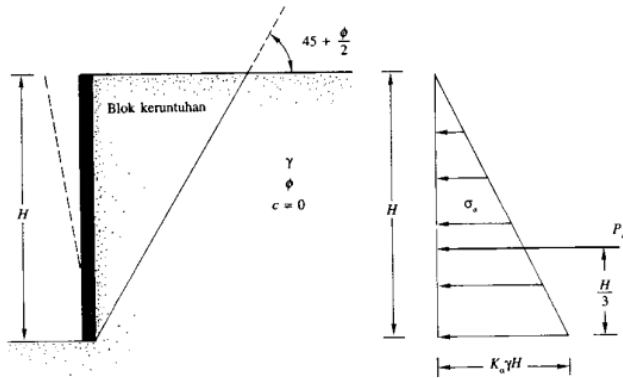
Rasio σ_a dan σ_v dinamakan koefisien tekanan tanah aktif, K_a , atau :

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.5)$$

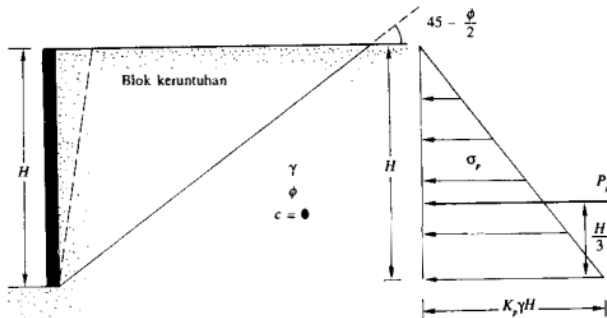
Kondisi pasif menurut Rankine adalah apabila tembok didorong secara perlahan-lahan ke arah masuk ke dalam massa tanah, maka tegangan utama σ_h akan bertambah secara terus menerus. Akibatnya kita akan mendapatkan suatu keadaan yang menyebabkan kondisi tegangan elemen tanah dapat diwakili oleh lingkaran Mohr b.

Penurunannya serupa dengan penurunan untuk kondisi aktif menurut Rankine. Rumusan koefisien tekanan tanah pasif K_p adalah:

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.6)$$



Gambar 2. 6 Tekanan Tanah Aktif
(Sumber : Braja M. Das, 1988)



Gambar 2. 7 Tekanan Tanah Pasif
(Sumber : Braja M. Das, 1988)

Bila permukaan tanah urug horizontal, tekanan tanah aktif pada kedalaman z dari permukaan tanah seperti pada gambar 2.5, dapat dinyatakan sebagai persamaan :

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H \quad (2.7)$$

Dengan :

P_a = Tekanan tanah aktif total (kN/m^2),

γ = berat volume basah tanah (kN/m^3),

H = tinggi dinding penahan (m), dan
 K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

Tekanan tanah pasif untuk permukaan tanah urug horizontal dapat dinyatakan sebagai persamaan :

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot H \quad (2.8)$$

Dengan :

P_p = Tekanan tanah aktif total (kN/m^2),

γ = berat volume basah tanah (kN/m^3),

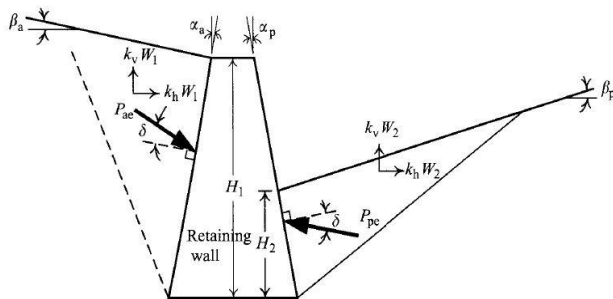
H = tinggi dinding penahan (m), dan

K_p = Koefisien tekanan tanah aktif

2.3.4 Tekanan Tanah Akibat Pengaruh Gempa

Pada saat terjadi gempa, terdapat adanya percepatan lateral dan vertikal yang berakibat meningkatnya tekanan tanah aktif di luar dinding penahan dan mengurangi tekanan tanah pasif di dalam dinding penahan.

Dihitung menggunakan persamaan Mononobe-Okabe (Okabe, 1926; Mononobe, 1929)



Gambar 2. 8 Tegangan Tanah Aktif dan Pasif dalam pengaruh gempa.

(Sumber : SNI 8460 – 2017)

Dimana :

Ψ = kemiringan sisi belakang dinding

δd = sudut geser antara dinding dengan tanah

$\varphi'd$ = sudut geser tanah dasar

β = kemiringan tanah dibelakang dinding

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H_1^2 (1 - k_v) K_a \quad (2.9)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\vartheta - \alpha_a - \theta)}{\cos\theta \cos^2\alpha \cos(\delta + \alpha_a + \theta) \left\{ 1 + \left[\frac{\sin(\vartheta + \delta) \sin(\vartheta - \beta_a - \theta)}{\cos(\delta + \alpha_a + \theta) \cos(\beta_a - \alpha_a)} \right]^{1/2} \right\}^2} \quad (2.10)$$

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \gamma H_2^2 (1 - k_v) K_p \quad (2.11)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\vartheta - \alpha_p - \theta)}{\cos\theta \cos^2\alpha \cos(\delta + \alpha_p + \theta) \left\{ 1 + \left[\frac{\sin(\vartheta + \delta) \sin(\vartheta - \beta_p - \theta)}{\cos(\delta + \alpha_p + \theta) \cos(\beta_p - \alpha_p)} \right]^{1/2} \right\}^2} \quad (2.12)$$

Dimana :

W_1 = Berat irisan di zona aktif

W_2 = Berat irisan di zona pasif

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

k_v = koefisien vertikal gempa

k_h = koefisien horisontal gempa

dirumuskan sebagai :

$$k_v = \frac{\text{percepatan gempa vertikal } (a_v)}{\text{percepatan gempa } (g)}$$

$$k_h = \frac{\text{percepatan gempa horisontal } (a_h)}{\text{percepatan gempa } (g)}$$

2.4 Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah adalah bangunan yang menyediakan dukungan lateral terhadap suatu massa tanah dan memperoleh kestabilannya terutama dari berat sendiri dan berat tanah di atasnya. Dinding penahan tanah merupakan satu kesatuan yang tak terpisahkan dari beberapa jenis pondasi (Peck dkk, 1973).

Dinding penahan tanah adalah suatu bangunan yang dibangun untuk menahan material dibelakangnya agar tidak longsor menurut kemiringan alaminya, dimana kestabilannya dipengaruhi oleh kondisi topografinya. Dinding penahan tanah biasa dilakukan untuk pekerjaan penanggulangan atau pemotongan tanah, terutama bila jalan dibangun berbatasan dengan sungai atau danau yang digunakan untuk melindungi kemiringan tanah dan melengkapi kemiringan dengan pondasi yang kokoh. Selain itu dinding penahan tanah juga digunakan untuk menahan timbunan tanah serta tekanan – tekanan akibat beban lain seperti beban merata, beban garis, tekanan air dan beban gempa.

Kegunaan dari dinding penahan tanah antara lain adalah sebagai berikut:

- 1 digunakan pada daerah potongan (*cut*), daerah urugan (*fill*), maupun kombinasinya,
- 2 digunakan pada daerah yang perlu ditinggikan atau memerlukan elevasi yang lebih tinggi untuk kepentingan pembuatan jalan, begitu pula bila memerlukan daerah yang lebih rendah,
- 3 memperluas dataran apabila tanahnya merupakan lereng (*landscaping*),
- 4 sebagai dinding saluran (*canals*) dan pintu air (*locks*),
- 5 untuk menahan erosi,
- 6 untuk menahan air tampungan (*flood walls*), dan
- 7 sebagai pangkalan jembatan (*bridge abutment*).

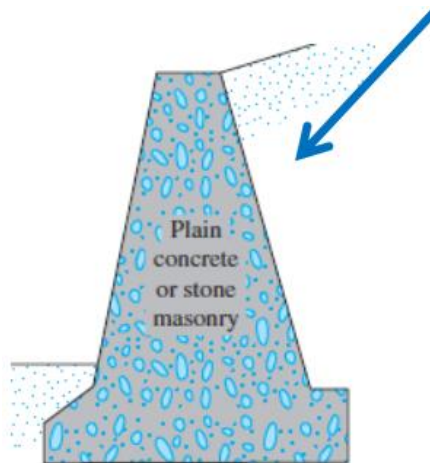
2.4.1 Tipe Dinding Penahan Tanah

Berdasarkan cara untuk mencapai kestabilan, dinding penahan tanah dapat digolongkan menjadi beberapa jenis antara

lain Dinding Gravitasi, Dinding Penahan Kantilever, dan Dinding *Counterfort*.

1) Dinding Penahan Tanah Tipe Gravitasi

Dinding ini dibuat dari beton tidak bertulang atau pasangan batu, tulangan yang dipasang pada permukaan dinding biasanya digunakan untuk mencegah retakan pada permukaan akibat perubahan temperatur.

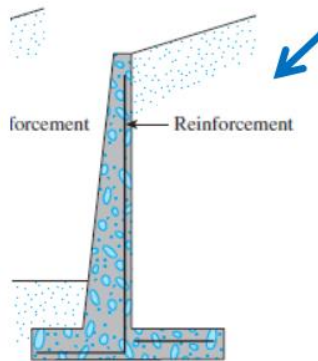


Gambar 2. 9 Dinding Penahan Tanah
Tipe Gravitasi

(Sumber : Braja M. Das, 1988)

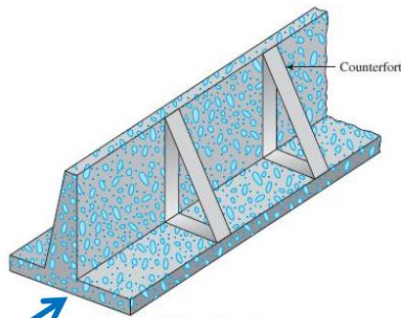
2) Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever

Dinding ini terdiri dari kombinasi dengan beton bertulang berbentuk huruf T. Ketebalan dari dinding relatif tipis dan secara penuh diberi tulangan untuk menahan momen dan gaya lintang yang bekerja pada dinding. Stabilitasnya diperoleh dari berat sendiri dan berat tanah diatas tumit dinding.



Gambar 2. 10 Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever
(Sumber : Braja M. Das, 1988)

- 3) Dinding Penahan Tanah Tipe *Counterfort*
Dinding tipe *counterfort* terdiri dari dinding beton bertulang yang di bagian dalam dinding pada jarak tertentu diberikan perkuatan berupa pelat atau dinding vertikal yang disebut *counterfort*. Untuk memperoleh kestabilannya dinding penahan tipe kontervort memiliki prinsip yang sama dengan tipe kantilever.



Gambar 2. 11 Dinding Penahan Tanah Tipe Counterfort
(Sumber : Braja M. Das, 1988)

2.4.2 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Analisa stabilitas yang dilakukan untuk memastikan keamanan dari dinding penahan antara lain :

1) Stabilitas Terhadap Geser

Akibat gaya – gaya lateral seperti tekanan tanah aktif P_a yang bekerja, maka dinding penahan dapat bergeser. Gaya – gaya lateral tersebut akan mendapatkan perlawanan dari tekanan tanah pasif P_p dan gaya gesek antara dasar dinding dan tanah.

Faktor keamanan terhadap geser (FS geser) didefinisikan sebagai :

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + B c'_a + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (2.13)$$

Dengan :

ΣV = Total gaya vertikal (kN)

B = Lebar dasar dinding

$\tan \delta'$ = Koefisien gesek

2) Stabilitas Terhadap Guling

Tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah uruh dibelakang dinding penahan cenderung menggulingkan dinding dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan (*toe*) dinding. Momen penggulingan ini dilawan oleh berat sendiri dinding dan momen akibat berat tanah di atas pelat pondasi dinding.

Faktor keamanan terhadap guling (FS guling)

didefinisikan sebagai :

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d} \quad (2.14)$$

Dengan :

ΣM_{res} = Jumlah momen yang menahan guling

ΣM_d = Jumlah momen yang mengakibatkan guling

3) Stabilitas Terhadap Kegagalan Daya Dukung

Gaya – gaya yang terjadi pada dinding akan menimbulkan tegangan pada tanah dibawahnya. Apabila tegangan yang

timbul melebihi tegangan ijin tanah, maka akan terjadi kegagalan daya dukung tanah.

Faktor keamanan terhadap kegagalan daya dukung didefinisikan sebagai :

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}} \quad (2.15)$$

Dengan :

q_{ult} = Kapasitas daya dukung ultimate tanah (kN/m^2)

q_{max} = Tekanan akibat beban dinding (kN/m^2)

4) Stabilitas Terhadap Penurunan (Ambles)

Seperti halnya struktur – struktur yang lain, dinding penahan tanah juga akan mengalami penurunan. Untuk itu prinsip dasar untuk menghitung penurunan sama dengan cara Menghitung penurunan pondasi.

$$S_i = \frac{q \cdot B}{E} (1 - \mu^2) l_p \quad (2.16)$$

Dengan,

S_i = besarnya penurunan (m)

q = tekanan pada dasar pondasi (kN/m^2)

E = modulus elastisitas

l_p = faktor pengaruh

2.5 Pondasi untuk Dinding Penahan

Pondasi bangunan biasanya dibedakan atas dua bagian yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ($D \leq B$) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat dengan permukaan tanah. Sedangkan pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah.

2.5.1 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal disebut juga pondasi langsung, pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah).

Pondasi dangkal adalah pondasi yang mendukung beban secara langsung, jenis – jenis pondasi dangkal :

1) Pondasi telapak

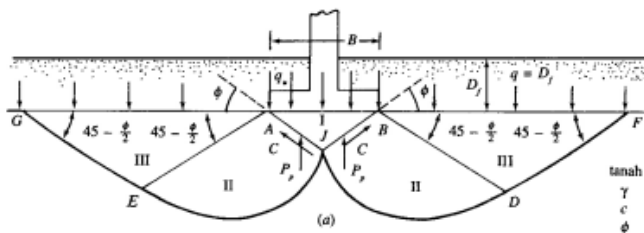
Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah.

2) Pondasi memanjang

Pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya.

3) Pondasi rakit (raft foundation)

Pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila menggunakan pondasi telapak, sisinya berhimpit satu sama lainnya.



Gambar 2. 12 Analisis Daya Dukung Pondasi Dangkal Menurut Terzaghi

(Sumber : Braja M. Das, 2010)

Kapasitas daya dukung tanah dapat dihitung menggunakan persamaan kapasitas daya dukung *ultimate* pada kasis pondasi dangkal, yaitu :

$$q_u = c'N_cF_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad (2.17)$$

dengan :

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Faktor kedalaman

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Faktor kemiringan

2.5.2 Pondasi Dalam

Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras yang berada jauh dari permukaan. Suatu pondasi dikatakan sebagai pondasi dalam apabila perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) adalah lebih besar sama dengan 10.

Beberapa jenis pondasi dalam antara lain :

1) Pondasi sumuran (*pier foundation*)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman (Df) dibagi lebar (B) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal $Df/B \leq 1$.

2) Pondasi tiang (*pile foundation*)

Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran.

Perencanaan pondasi dalam tiang pancang menggunakan data mekanika tanah untuk perhitungan daya dukung tiang pancang. Data tanah yang diperlukan untuk melakukan perencanaan dapat berupa data test sondir, data nilai N-SPT, dan

data karakteristik tanah hasil *boring*. Perhitungan daya dukung tiang pancang memperhatikan nilai hambatan pelekat atau *skin friction* antara selimut tiang pancang dengan tanah, dan nilai ujung conus.

Berdasarkan data sondir, rumus yang digunakan untuk menghitung daya dukung tiang pancang:

$$P_{ult} = R_u + R_{cl1} + R_{cl2} + \dots + R_{cln} \quad (2.18)$$

Dengan :

R_u = nilai conus x luas ujung tiang

R_{cl} = nilai hambatan pelekat x luar mantel tiang

2.6 Turap

Turap adalah konstruksi yang dapat menahan tekanan tanah di sekelilingnya, mencegah terjadinya kelongsoran dan biasanya terdiri dari dinding turap dan penyangganya. Konstruksi dinding turap terdiri dari beberapa lembaran turap yang dipancangkan ke dalam tanah, serta membentuk formasi dinding menerus vertikal yang berguna untuk menahan timbunan tanah atau tanah yang berlereng.

Fungsi turap antara lain :

- a. Struktur penahan tanah pada tebing jalan raya atau tebing sungai,
- b. Struktur penahan tanah pada galian,
- c. Struktur penahan tanah yang berlereng atau curam agar tanah tersebut tidak longsor,
- d. Konstruksi bangunan yang ringan, saat kondisi tanah kurang mampu untuk mendukung dinding penahan tanah.

Perencanaan turap meliputi :

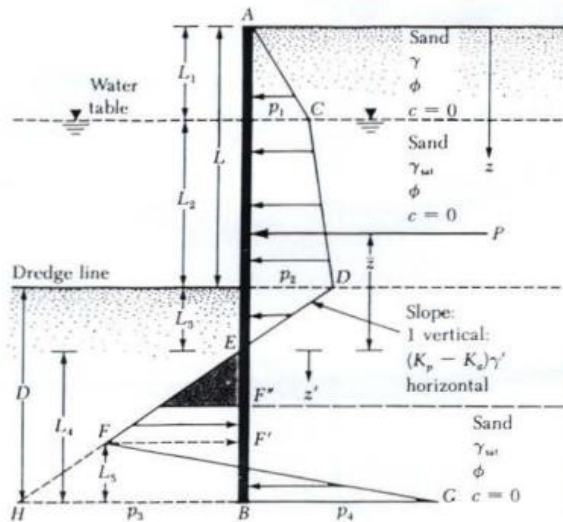
1. Penentuan karakteristik dari dinding turap yang akan digunakan. Meliputi profil turap, panjang turap, dan karakteristik mekanik dari bahan turap.
2. Penentuan sistem penjangkaran (*anchor*) meliputi sistem jangkar, daerah penjangkaran, kemiringan jangkar, panjang jangkar, dan stabilitas bersama turap.

3. Stabilitas turap secara umum terhadap gelincir, bersama – sama dalam satu sistem dari dinding turap dan jangkar.

2.6.1 Turap Kantilever

Adalah jenis turap yang menahan beban lateral dengan menggunakan tahanan tanah didepan dinding. Pada turap kantilever, stabilitas turap sepenuhnya ditahan oleh tekanan tanah pasif di muka dinding. Turap ini biasanya digunakan untuk kedalaman galian tanah sedang, karena penampang turap yang dibutuhkan bertambah bila kedalaman galian bertambah akibat beban momen lentur yang timbul (Hardiyatmo, 2006).

Bila Turap terletak dalam tanah granuler (berbutir kasar), maka dapat diasumsikan muka air tanah mempunyai ketinggian yang sama di depan dan di bagian belakang turap, sehingga distribusi tekanan dapat ditentukan dari nilai K_a dan K_p .



Gambar 2. 13 Turap Kantilever Pada Tanah Berbutir
(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

Dari distribusi tekanan tersebut, Jika persamaan diselesaikan, maka akan diperoleh persamaan pangkat empat dalam D_o dengan bentuk persamaan sebagai berikut.

$$D_o^4 + C1.D_o^3 + C2.D_o^2 + C3.D_o + C4 = 0 \quad (2.19)$$

Dengan,

$$C1 = -\frac{P_p''}{\gamma k}$$

$$C2 = +\frac{9P_A}{\gamma k}$$

$$C3 = +\left(\frac{6P_A}{\gamma^2 k^2} (P_p'' + 2\gamma\gamma k)\right)$$

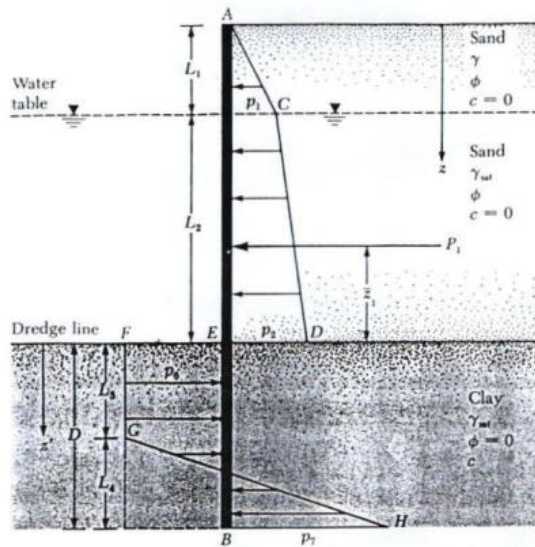
$$C4 = +\left(\frac{6P_A \cdot P_p'' y + 4P_A^2}{\gamma^2 k^2}\right)$$

Dengan cara coba-coba akan diperoleh harga D_o . Sedangkan dalamannya pemancangan adalah $(D_o + Y_o)$

Dari ΣM_o (titik pada gaya lintang $V = 0$), diperoleh

$$M_{maks} = P_a \left(y + \frac{2}{3}x\right) \quad (2.20)$$

Perancangan turap pada tanah kohesif sangat kompleks, karena kuat geser tanah tersebut berubah dengan berjalannya waktu. Dimensi dan kedalaman dinding turap harus memenuhi syarat kuat menahan tekanan pada waktu segera dan setelah selesai pelaksanaan pekerjaan, maupun setelah waktu yang lama, dimana kuat geser lempung telah berubah. (Hardiyatmo, 2006).



Gambar 2. 14 Turap Kantilever Pada Tanah Lempung
(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

Dengan y = jarak resultan gaya tekanan tanah aktif terhadap dasar galian, diperoleh persamaan untuk menentukan kedalaman penetrasi turap (D) :

$$D^2(4c - q') - 2DP_a - \left(\frac{P_a(12cy + P_a)}{2c + q'} \right) = 0 \quad (2.21)$$

Momen maksimum terjadi bila gaya lintang $V = 0$, diperoleh :

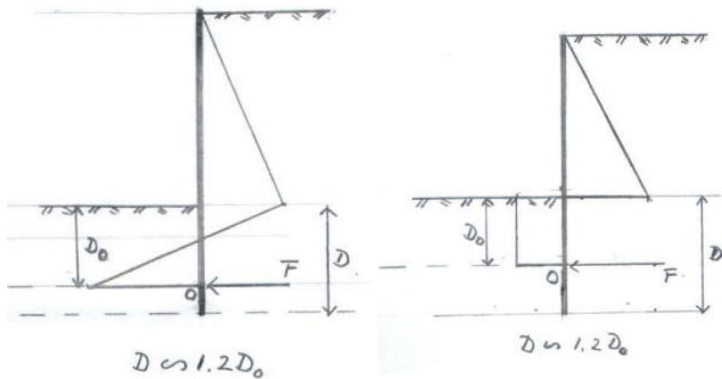
$$M_{maks} = P_a(x + y) - (4c + q')(x)\left(\frac{x}{2}\right) \quad (2.22)$$

Metode Penyederhanaan (*Simplified Method*)

Karena Persamaan pangkat empat dalam D sulit untuk diselesaikan, analisis disederhanakan dengan mengambil asumsi sebagai berikut :

- Titik rotasi O' terletak pada dasar dinding turap,

- Terdapat gaya pasif F pada ujung dasar dinding turap sebagai resultan dari tekanan aktif dan pasif yang bekerja pada bagian bawah turap.



Gambar 2. 15 Perhitungan Simplified Method Turap
(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

2.6.2 Turap Dengan Angkur

Turap diangkur biasanya digunakan untuk pekerjaan – pekerjaan turap yang menahan tekanan tanah terendam air. Cara ini sangat cocok untuk galian yang dalam tetapi masih juga tergantung pada kondisi tanahnya. Stabilitas dan tegangan – tegangan turap yang diangkur bergantung pada interaksi dari faktor – faktor kekakuan relatif bahan turap, kedalaman penembusan turap, kemudah – mampatan tanah, kuat geser tanah, keluluhan angkur, dan lain – lainnya (Hardiyatmo, 2006).

Pada dinding turap berjangkar, dikenal adanya sistem penjangkaran yang ikut menahan tekanan – tekanan yang bekerja pada dinding. Sehingga terdapat dua analisis yaitu analisis dinding, serta analisis penjangkarnya. Tetapi analisis secara keseluruhan juga harus dilakukan.

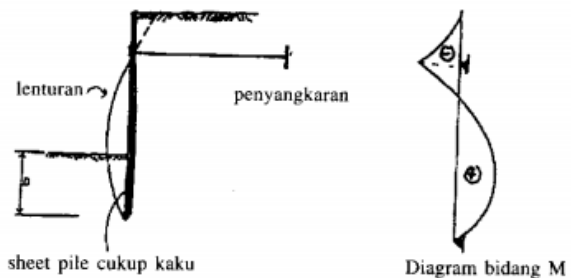
Untuk analisis dinding turap, dikenal adanya dua metode, yaitu :

- Dinding turap dengan perletakan bebas (*free support method*)
- Dinding turap dengan perletakan jepit (*fixed support method*)

Pada umumnya ada 4 tipe angkur yang digunakan pada dinding turap, antara lain *anchor plates and beams (deadman)*, *tie back*, *vertical anchor piles*, *anchor beams supported by batter piles*.

Analisis dinding turap berjangkar

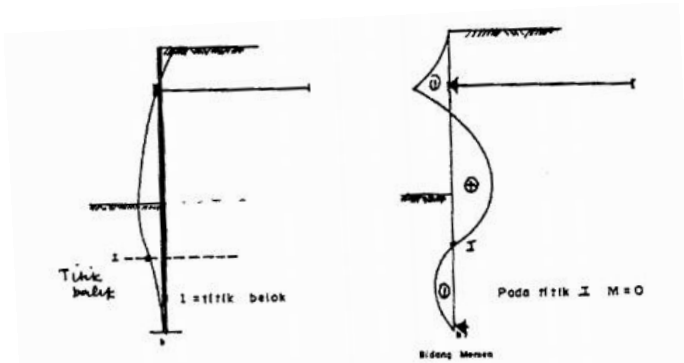
1. Dinding turap berjangkar dengan perletakan bebas
Anggapan yang diambil dalam perencanaan dinding turap dengan perletakan bebas adalah :
 - a. Dinding turap mempunyai kekuatan yang cukup baik dibandingkan tanah disekelilingnya,
 - b. Tekanan tanah yang bekerja pada dinding turap dihitung berdasarkan kondisi Rankine atau Coulomb,
 - c. Dinding turap bebas berotasi pada jangkar, tetapi tidak diperkenankan terjadi pergerakan lateral,
 - d. Perletakan pada kedalaman D mempunyai momen = 0, hal ini berarti bahwa penetrasi dari dinding tidak cukup dalam.



Gambar 2. 16 Dinding turap berjangkar dengan perletakan bebas

(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

2. Dinding turap berjangkar dengan perletakan jepit
Anggapan yang diambil dalam metode ini adalah penetrasi dari dinding turap cukup dalam sehingga perletakan yang terjadi berfungsi sebagai jepit



Gambar 2. 17 Dinding turap berjangkar pada perletakan jepit
(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

Analisis sistem penjangkaran

1. Jangkar blok beton (*deadmen anchorage*)

Letak jangkar harus cukup jauh dibelakang bidang kelongsoran sehingga longsor pasif yang disebabkan oleh jangkar tidak mengganggu kelongsoran dari dinding turap. Terdapat dua jenis jangkar blok beton :

- Blok beton menerus (*continous deadmen*)
- Blok beton setempat (*short deadmen*)

Gaya jangkar dapat dirumuskan sebagai :

$$A_p = (P_p - P_A) \frac{L}{SF} \quad (2.23)$$

Dengan,

A_p = gaya jangkar yang diizinkan

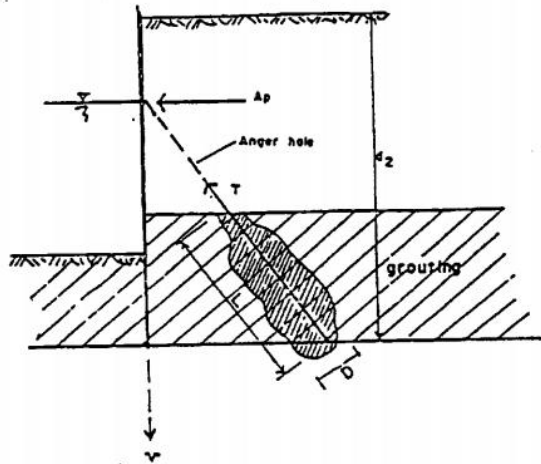
P_p = total tekanan pasif

P_A = total tekanan aktif

L = panjang jarak antar jangkar

2. Jangkar pada lapisan tanah

Merupakan *tension batter pile anchorage* yang dibutuhkan langsung dengan dinding turap. Pada saat analisis harus diperhitungkan gaya vertikal V yang terjadi akibat posisi jangkar yang miring ke bawah.



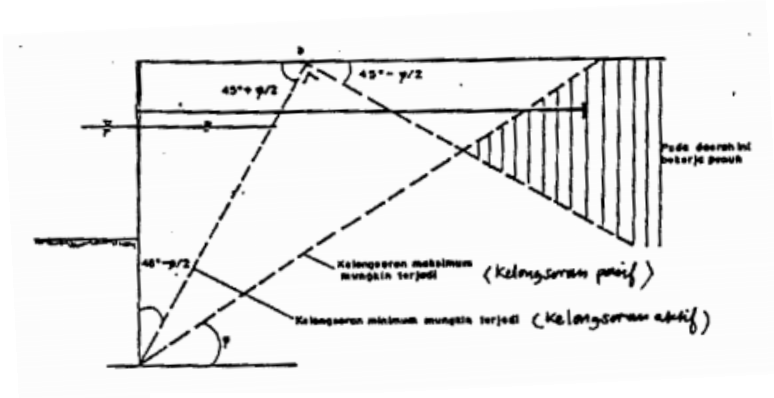
Gambar 2. 18 Tension batter pile anchorage (jangkar tiang miring tekan)

(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

3. Lokasi jangkar dan panjang penjangkaran

Hal – hal yang harus diperhatikan dalam menentukan lokasi dan panjang penjangkaran adalah :

- Segi tiga gelincir aktif (*active sliding wedge*) tidak berpotongan dengan bidang gelincir pasif.
- Deadmen harus diletakan di dalam bidang kelongsoran maksimum yang mungkin terjadi.



Gambar 2. 19 Lokasi Penjangkaran
(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

2.7 Gabion Wall

Gabion Wall atau Bronjong pada dasarnya menggunakan berat sendiri untuk menahan tekanan tanah dibelakangnya. Gaya yang bekerja pada gabion wall adalah gaya vertikal dari gabion wall sendiri. Perencanaan gabion wall perlu dikontrol seperti layaknya dinding gravitasi yaitu kontrol terhadap guling, dan kontrol terhadap geser. Gabion wall yang direncanakan akan dikombinasikan dengan *websol* yang bertidak sebagai *reinforcement*. Berdasarkan Modular Gabion System (MGS), perencanaan gabion wall dapat dilakukan sebagai berikut :

1. Menghitung tekanan tanah lateral. Tekanan tanah lateral dihitung seperti pada perhitungan dinding penahan lainnya.

2. Hitung titik berat vertikal

$$d_a = \frac{Md}{Pa} \quad (2.24)$$

3. Hitung berat bronjong

$$Wg = A_{bronjong} \times \gamma_{bronjong} \quad (2.25)$$

4. Hitung berat tanah yang terbebani bronjong

$$Ws = A_{tanah} \times \gamma_{tanah} \quad (2.26)$$

5. Hitung berat total

$$W_{total} = W_{bronjong} \times W_s \quad (2.27)$$

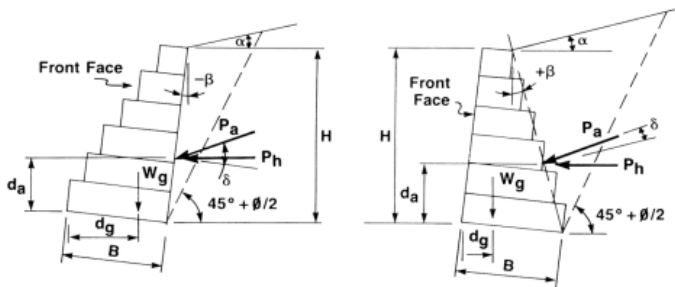
6. Hitung titik berat horizontal bronjong

$$g = \frac{\sum Ax}{\sum A} \quad (2.28)$$

7. Hitung momen penahan

$$M_p = dg \times W_{total} \quad (2.29)$$

Struktur bronjong dikatakan aman terhadap geser apabila momen penahan (M_p) > momen dorong (M_d) dan aman terhadap guling apabila $\frac{\tan \phi \times Wg}{P_a} = SF_{rencana}$



Gambar 2. 20 Ilustrasi gaya - gaya pada gabion wall
(Sumber : Modular Gabion System Rev 11/04)

2.8 Websol

Websol merupakan salah satu bentuk geosintetis yang biasa digunakan untuk meningkatkan kekuatan tanah. Websol dikombinasikan dengan gabion wall untuk memberikan penambahan tahanan pada bidang longsor sehingga meningkatkan daya dukung.

- Menghitung gaya tahanan websol (P_r) untuk *internal stability*

$$P_r = \tau_{cyi} \cdot A_u \quad (2.26)$$

$$P_r = 2[c + ((\gamma \cdot z) + q) \cdot A_u] \quad (2.27)$$

$$P_r = \frac{((Ka(Z1)+Ka.q)+(Ka(Z2+Ka.q))(Z1-Z2))}{z} \quad (2.30)$$

$P_r > P_a \times 1.3$ (untuk memenuhi syarat kekuatan bahan)

Untuk memenuhi persyaratan tersebut didapatkan juga panjang *geostrip* yang menahan gesek dengan tanah (I) dan juga didapatkan nilai (L) yaitu panjang melintang dari *geostrip* tersebut dengan perumusan :

$$P_a \cdot SF = P_r \cdot I \quad (2.31)$$

Maka didapatkan nilai I yang berbeda – beda di setiap kedalaman.

- Merencanakan Websol agar memenuhi persyaratan *external stability*.

Setelah mengecek *internal stability*, sekarang dilakukan pengecekan terhadap *external stability*. Pertama dilakukan dengan mencari nilai P_a . Tegangan pada titik berat diagram tegangan tanah lateral.

- a) Menghitung *safety factor* untuk sliding

$$SF = \frac{\mu(\gamma_w \cdot HL + W_s \cdot L)}{(Kab \cdot \gamma_b \cdot \frac{H^2}{2}) + Kab \cdot W_s \cdot H} \quad (2.32)$$

- b) Menghitung *safety factor* untuk guling

$$SF = \frac{\frac{1}{2}(\gamma \cdot HL + qL^2)}{\frac{1}{2}((\frac{Ka\gamma H^2 H}{3}) + (Ka \cdot q \cdot H^2))} \quad (2.33)$$

2.9 Gempa

Beban gempa merupakan salah satu jenis pembebanan yang dapat mempengaruhi struktur penahan tanah terutama untuk struktur galian dalam. Hal ini disebabkan adanya penambahan nilai tegangan lateral pada saat terjadinya gempa sehingga disebut tegangan lateral total. Tegangan total ini terdiri dari tegangan lateral tanah mula-mula (sebelum terjadi gempa) dan tegangan lateral tanah yang disebabkan oleh gempa.

Beberapa pendekatan telah dikembangkan untuk memecahkan permasalahan-permasalahan yang disebabkan saat terjadi gempa. Beberapa pendekatan itu di antaranya :

- 1) Metode analisis kondisi batas (*Limit state analyses*) merupakan metode dimana gerakan relatif dinding penahan tanah dan tanah timbunan cukup besar hingga dapat mempengaruhi batas kuat geser tanah (batas keruntuhan).
- 2) Metode pendekatan elastic merupakan metode dimana pergerakan tanah dengan dinding penahan dibatasi dengan asumsi bahwa deformasi yang diizinkan hanya dalam batasan *elastic linier*.
- 3) Metode Intermediate merupakan metode dimana tanah tidak dimodelkan sebagai material elastic ataupun batas runtuh, tetapi dimodelkan dalam kondisi aktual *non-linier hysteretic*.

2.9.1 Analisa Stabilitas Akibat Beban Gempa

Pada umumnya metode analisis dalam mengevaluasi stabilitas dinding terhadap beban seismik yang digunakan adalah metode analisis pseudostatik. Pada metode ini efek beban dinamik yang ditimbulkan gempa digambarkan dengan percepatan pseudostatik yang menghasilkan gaya inersia, dan yang bekerja pada pusat massa keruntuhan.

Magnitude gaya pseudostatik adalah :

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad (2.34)$$

dan

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad (2.35)$$

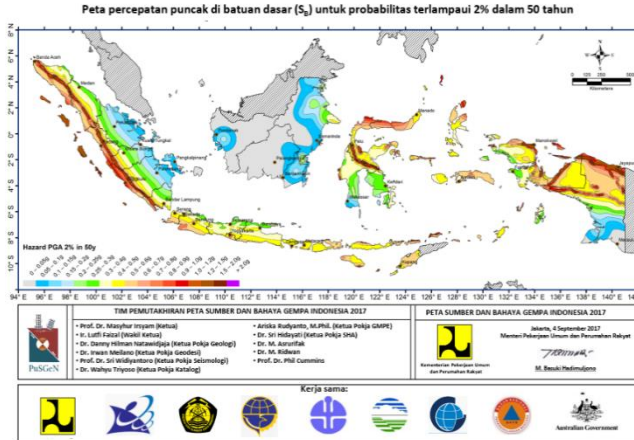
dimana

a_h, a_v = percepatan pseudostatik horizontal, vertikal

k_h, k_v = koefisien pseudostatik horizontal, vertikal

W = berat massa tanah

Besarnya percepatan gempa dari suatu daerah dapat dicari melalui peta gempa yang berada di SNI 1726-2012 atau peta gempa indonesia 2017.



**Gambar 2. 21 Peta Wilayah Gempa Indonesia Berdasarkan Parameter PGA
(Sumber : Peta Gempa Indonesia Tahun 2017)**

Percepatan yang didapat dari peta gempa tersebut merupakan percepatan yang terjadi pada batuan dasar. Percepatan yang terjadi di permukaan tanah dapat diketahui dengan mengamplifikasi nilai percepatan di batuan dasar dengan koefisien situs, F_{PGA} . Nilai koefisien F_{PGA} didapat dari tabel yang nilainya juga bergantung terhadap klasifikasi situs tanah berdasarkan lokasi daerah. Berdasarkan SNI 8460 tahun 2017, Beban gempa yang diperhitungkan untuk bangunan geoteknik yang lokasinya dekat dengan pemukiman besarnya menggunakan umur rencana 50 tahun dengan probabilitas terlampaui 2%.

Jenis profil tanah di lokasi bangunan yang direncanakan dapat ditentukan berdasarkan tabel 2.3 berikut :

Tabel 2. 6 Jenis-jenis Tanah Berdasarkan SNI 1726-2012

Kelas Situs	\bar{v}_g (m/detik)	N atau \bar{N}_{ek}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser rendah		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3m$) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5m$ dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 3,5m$ dengan $< 50, Pa$		

Sumber : SNI 1726 - 2012

Tabel 2. 5 Kelas Situs

Kelas Situs	$PGA \leq 0,1$	$PGA = 0,2$	$PGA = 0,3$	$PGA = 0,4$	$PGA \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	Lihat 6.9				

CATATAN Gunakan interpolasi linier untuk mendapatkan nilai PGA antara.

Sumber : SNI 1726 - 2012

Pada metode analisis pseudostatik ini, nilai k_h dan k_v serta percepatan desain (A_m) dicari menggunakan tahap di bawah ini (berdasarkan AASHTO, 1996)

- 1) Mencari nilai $PGAm$ berdasarkan kelas situs
- 2) Menghitung nilai percepatan desain dengan rumus

$$A_m = [(1.45 - PGAm)PGAm]$$

- 3) Menghitung nilai kh yang diambil sebesar 0.6Am dan kv yang diambil sebesar 0.5Am

Faktor keamanan pada kondisi gempa dapat dihitung sebagai berikut :

$$FS = \frac{\text{Resisting Moment}}{\text{Static+Pseudostatic Overturning Moment}} \quad (2.36)$$

2.10 Analisa dengan Program Bantu PLAXIS

PLAXIS adalah program bantu komputer berdasarkan metode hingga dua dimensi yang digunakan secara khusus untuk melakukan analisis deformasi dan stabilitas untuk berbagai aplikasi dalam bidang geoteknik. Program ini terdiri dari empat buah sub program yaitu *input*, perhitungan (*calculation*), keluaran (*output*), dan kurva. Langkah – langkah dalam proses input, calculation, dan output adalah sebagai berikut:

- *Input*
 - General Setting
 - Penggambaran model geometri
 - *Boundary Condition*
 - Input Beban
 - Material Setting
 - *Mesh Generation*
- *Calculation*
 - *Initial Phase*
 - Perhitungan tipe plastic untuk mengetahui bentuk pergeseran tanah
 - Perhitungan Phi/c untuk mencari angka keamanan
- *Output*
 - Angka keamanan
 - Gambar perubahan bentuk tanah dan pergeseran tanah

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Bab ini menjelaskan langkah – langkah yang perlu dilakukan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini, dengan judul Alternatif Perencanaan Dinding Penahan dan Turap pada Sungai Bengawan Solo (Kedungharjo, Tuban) Yang Dipengaruhi oleh Perubahan Karakteristik Tanah Akibat Fluktuasi Muka Air dan Gempa. Langkah – langkah awal yang dilakukan antara lain:

- **Studi Pustaka**

Tahapan studi pustaka dilakukan untuk mendapatkan pendalaman pemahaman terhadap permasalahan supaya pencapaian tujuan dapat dilakukan dengan tepat. Berikut ini beberapa literatur yang diperlukan untuk mendapatkan teori – teori yang relevan dengan masalah yang dihadapi:

1. Analisa Perubahan Karakteristik Tanah Akibat Proses Pengeringan dan Pembasahan,
2. Perencanaan Dinding Penahan Beton dan Pasangan Batu,
3. Perencanaan Turap Beton dan Baja,
4. Stabilitas Dinding Penahan dan Turap,
5. Peta Gempa Indonesia tahun 2017,
6. Konstruksi Dinding dengan *Ground Anchor*, Serta penggunaan Pondasi untuk Dinding.

- **Pengumpulan Data**

Data – data yang akan digunakan dalam pembuatan Tugas Akhir ini adalah data sekunder. Data yang digunakan antara lain:

1. Data Tanah Natural
2. Data Gempa Berdasarkan Peta Gempa Indonesia Tahun 2017
3. Data Elevasi Muka Air Sungai

- **Perubahan Karakteristik Tanah Akibat Pengeringan dan Pembasahan**

Data tanah awal kemudian dikorelasikan berdasarkan penelitian terdahulu terhadap perubahan karakteristik mekanik dan fisik tanah. Parameter tanah yang sudah dikorelasikan kemudian digunakan sebagai dasar perencanaan berikutnya.

Berdasarkan hasil pengujian sebelumnya, terjadi perubahan karakteristik fisik tanah meliputi, perubahan nilai berat jenis tanah, berat jenis tanah kering, derajat kejenuhan (S_r), angka pori (e), dan batas *Atterberg*. Adapun perubahan karakteristik mekanis tanah yaitu, nilai kohesi (C_u), modulus geser (G_{max}), dan tegangan air pori negative (*Suction*) (Ria Asih Aryani Soemitro dkk, 2014).

Adapun perubahan parameter tanah yang sangat berpengaruh terhadap perencanaan dinding penahan dan turap adalah perubahan pada nilai kohesi (C_u). Proses pengeringan pada tanah mengakibatkan nilai kohesi yang meningkat, karena lekatan antara butir tanah yang lebih baik, sedangkan saat proses pembasahan nilai kohesi berkurang. Nilai C_u cenderung mengalami penurunan setelah tanah mengalami siklus pengeringan dan pembasahan sebanyak 2 kali. (Soemitro *et al*, 2014). Besarnya perubahan nilai karakteristik fisik maupun mekanik tanah yang mengalami proses pembasahan dan pengeringan dapat dilihat dalam tabel 2.2.

- **Analisa Stabilitas Dinding Eksisting**

Analisa stabilitas dinding eksisting dilakukan untuk mendapatkan angka keamanan yang ada sebelum direncanakan perkuatan alternatif. Analisa stabilitas dinding eksisting memperhatikan faktor fluktuasi muka air dan juga beban gempa. Perhitungan angka keamanan pada dinding eksisting menggunakan metode numerik dengan program bantu PLAXIS.

Analisa stabilitas yang dilakukan untuk dinding penahan adalah analisa stabilitas terhadap guling, stabilitas terhadap geser, stabilitas terhadap ambles, dan stabilitas daya dukung. Sementara analisa yang dilakukan untuk turap meliputi perhitungan kedalaman turap, besarnya lendutan yang terjadi pada turap akibat

tekanan tanah, dan kuat turap menahan momen yang terjadi. Analisa tersebut diatas dilakukan untuk mendapatkan nilai angka keamanan dari setiap alternatif perencanaan yang ada.

- Menentukan Koefisien Tekanan Tanah Lateral dan Menghitung Tekanan Tanah Lateral

Berdasarkan data tanah yang sudah disesuaikan karena faktor perubahan parameter tanah akibat proses pengeringan dan pembasahan, koefisien tanah lateral dihitung menurut perumusan Rankine. Nilai koefisien tanah lateral digunakan untuk menghitung besarnya tekanan tanah aktif dan juga pasif yang bekerja pada dinding penahan dan turap. Besarnya tekanan tanah aktif dan pasif mempengaruhi perencanaan alternatif dinding penahan yang mempengaruhi perhitungan stabilitas dari masing – masing alternatif dinding penahan.

- Perhitungan Alternatif Dinding Penahan

Setelah diperoleh tekanan tanah lateral yang terjadi, direncanakan perkuatan tanah dengan dinding pasangan batu tipe gravitasi, dinding beton kantilever dengan pondasi dangkal, dinding beton kantilever dengan pondasi dalam tiang pancang, turap beton tanpa *ground anchor*, turap beton dengan *ground anchor*, turap baja tanpa *ground anchor*, turap baja dengan *ground anchor*, dan dinding gabion dengan *web soil*. Pada perhitungan alternatif dinding juga diperhitungkan kebutuhan bahan dari masing – masing dinding. Kebutuhan bahan untuk masing – masing dinding kemudian dihitung biaya bahan untuk konstruksi dinding tersebut. Perencanaan tiap dinding penahan menurut petunjuk perencanaan geoteknik SNI 8460 – 2017.

- Menentukan Alternatif Dinding Penahan Paling Efisien

Nilai efisien dari alternatif dinding penahan berupa perbandingan biaya bahan dari tiap alternatif dinding penahan dengan angka keamanan lebih dari sama dengan 1.5. Dipilih alternatif dinding penahan dengan biaya bahan terendah.

Rancangan anggaran biaya konstruksi secara keseluruhan tidak diperhitungkan.

- Perencanaan Metode Pelaksanaan dan Angka Keamanan Pelaksanaan

Berdasarkan hasil perhitungan setiap alternatif dinding penahan, direncanakan metode pelaksanaan dari untuk alternatif dinding yang dipilih. Perencanaan metode pelaksanaan dilakukan untuk alternatif dinding dengan biaya bahan terendah. Perhitungan biaya hanya mencakup perhitungan biaya dari bahan dinding, tidak termasuk anggaran dan biaya konstruksi secara keseluruhan.

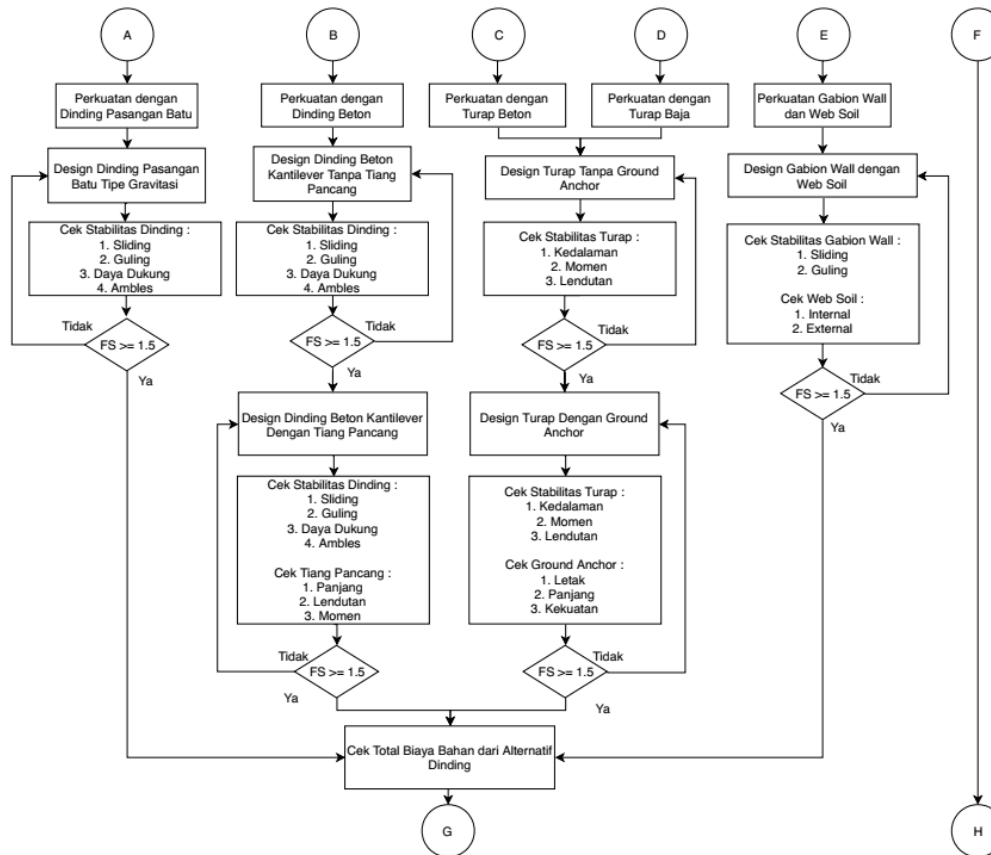
Metode pelaksanaan untuk tipe dinding penahan gravitasi dan kantilever meliputi proses pembersihan lapangan lokasi pekerjaan, *dewatering* area sekitar yang dilakukan sampai pekerjaan pasangan batu maupun beton bertulang sudah mengering. Metode *dewatering* pada tepi sungai yang bisa digunakan seperti melakukan cut off pada sebagian sisi sungai, dan juga sistem pompa apabila diperlukan. Kemudian dilakukan proses penggalian dan penimbunan tanah jika diperlukan, yang dilanjutkan dengan pembesian dari dinding penahan serta pemasangan bekisting dan pengecoran dilapangan.

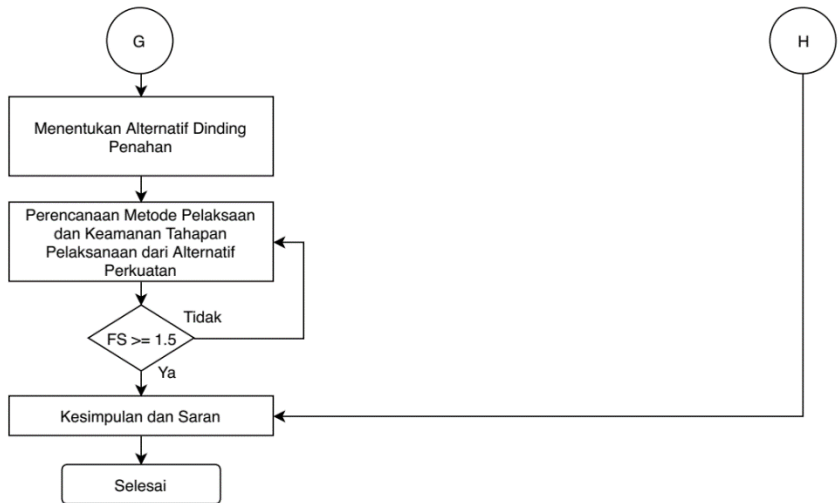
Metode pelaksanaan untuk dinding dengan menggunakan turap lebih mudah karena turap dipesan dalam bentuk *precasted*. Adapun proses yang perlu diperhatikan seperti metode pemancangan turap kedalam tanah.

Angka keamanan untuk pelaksanaan diperhitungkan dalam setiap tahap pekerjaan. Hal ini diperlukan untuk menjamin keamanan selama berjalannya proyek konstruksi. Setiap tahapan pelaksanaan memberikan nilai angka keamanan yang harus terpenuhi.

3.2 Diagram Alir







Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IV PEMBAHASAN

4.1 Analisis Data

4.1.1 Korelasi Data Tanah

Penyelidikan geoteknik telah dilakukan sebelumnya dengan melakukan pengeboran pada bantaran sungai Bengawan Solo. Pengeboran dilakukan dengan jarak 20m dari tepi sungai terhitung pada muka air rendah. Dilakukan pengeboran pada 2 titik untuk mendapatkan hasil yang diinginkan. Adapula lokasi bor tersebut kemudian disebut titik bor BH1 dan BH2. Karena perencanaan dinding penahan pada tugas akhir ini terletak pada sisi kiri sungai, dimana lebih dekat dengan titik bor BH2, maka digunakan data dari titik bor BH2 untuk data tanah dalam perencanaan dalam tugas akhir ini.

Data tanah yang tersedia hanya berupa data bor log dan nilai NSPT, karena itu perlu dilakukan korelasi data tanah untuk mendapatkan nilai – nilai parameter fisik, maupun mekanis tanah. Analisis parameter tanah dilakukan menggunakan korelasi terhadap nilai NSPT. Digunakan korelasi data tanah berdasarkan NSPT menurut tabel korelasi J.E. Bowles untuk tanah non kohesi dan tanah berkohesi.

Parameter tanah yang dibutuhkan dalam perencanaan selanjutnya yaitu berat jenis (γ), sudut geser (ϕ), kerapatan relatif (D_r), poisson ratio (ν), modulus young (E). Analisis parameter tanah menggunakan tabel korelasi J. E. Bowles, ditunjukkan dalam Tabel 2.2.

Hasil pengolahan data parameter tanah dengan korelasi ditunjukkan dalam Tabel 4.1.

Tabel 4. 1 Parameter Tanah Hasil Korelasi

Lapisan	Kedalaman	Jenis Tanah	Tebal (m)	Konsistensi	N-SPT	γ_{sat} (kN/m ³)	Cu (Kpa)	ϕ (°)	E	ν
1	0 - 5 m	Lempung Berlanau	5	Medium	4	15.67	12.5	-	22500	0.1
2	5 - 7 m	Pasir Berlanau Berlempung	2	Loose	5	16	-	28	50000	0.2
3	7 - 9 m	Pasir Berlanau Berlempung	2	Loose	8	16.44	-	29	60000	0.2
4	9 - 12 m	Pasir Berlanau	3	Loose	5	15.78	-	28	60000	0.2
5	12 - 15 m	Pasir Berlanau	3	Loose	10	16.89	-	30	75000	0.2
6	15 - 18 m	Pasir Berlanau Berlempung	3	Very Loose	2	15.5	-	25	60000	0.15
7	18 - 20 m	Pasir Berlanau Berlempung	2	Medium	23	19.11	-	33	90000	0.35
8	20 - 23 m	Lempung Berpasir	3	Medium to Stiff	23	19.11	82.22	-	50000	0.15
9	23 - 27 m	Lempung Berlanau Berpasir	4	Loose	10	16.89	21.67	-	25000	0.1
10	27 - 30 m	Lempung Berlanau Berpasir	3	Medium	12	17.33	25	-	25000	0.15

4.1.2 Analisis Koefisien Tekanan Tanah Lateral

Besarnya koefisien tekanan tanah aktif dan pasif diperlukan untuk perhitungan gaya – gaya yang bekerja pada dinding. Besarnya nilai koefisien tekanan tanah lateral dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

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

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

Perhitungan koefisien tekanan tanah lateral dilakukan untuk setiap lapisan tanah dapat dilihat dalam tabel 4.3, yang perhitungannya dilakukan sebagai berikut :

- Lapisan Timbunan

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

- Lapisan 1

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{0}{2} \right) = 1$$

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 + \frac{0}{2} \right) = 1$$

- Lapisan 2

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{28}{2} \right) = 0.36$$

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 + \frac{28}{2} \right) = 2.77$$

- Lapisan 3

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{29}{2} \right) = 0.35$$

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 + \frac{29}{2} \right) = 2.88$$

- Lapisan 4

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{28}{2} \right) = 0.36$$

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 + \frac{28}{2} \right) = 2.77$$

- Lapisan 5

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.33$$

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 3.00$$

- Lapisan 6

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{25}{2} \right) = 0.41$$

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 + \frac{25}{2} \right) = 2.46$$

- Lapisan 7

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{33}{2} \right) = 0.29$$

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 + \frac{33}{2} \right) = 3.39$$

- Lapisan 8

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{0}{2} \right) = 1$$

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 + \frac{0}{2} \right) = 1$$

- Lapisan 9

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{0}{2} \right) = 1$$

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 + \frac{0}{2} \right) = 1$$

- Lapisan 10

$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{0}{2} \right) = 1$$

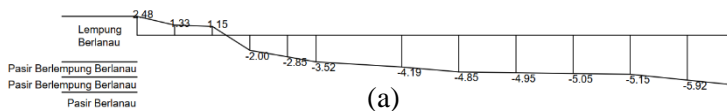
$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 + \frac{0}{2} \right) = 1$$

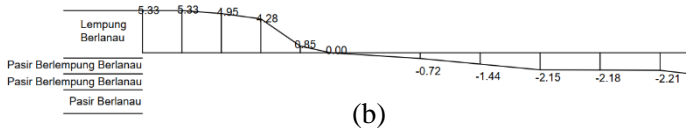
Tabel 4. 2 Rekap Koefisien Tekanan Tanah Lateral

Lapisan	Kedalaman	ϕ (°)	K_a	K_p
Timb	-	30	0.33	3.00
1	0 - 5 m	0	1.00	1.00
2	5 - 7 m	28	0.36	2.77
3	7 - 9 m	29	0.35	2.88
4	9 - 12 m	28	0.36	2.77
5	12 - 15 m	30	0.33	3.00
6	15 - 18 m	25	0.41	2.46
7	18 - 20 m	33	0.29	3.39
8	20 - 23 m	0	1.00	1.00
9	23 - 27 m	0	1.00	1.00
10	27 - 30 m	0	1.00	1.00

4.1.3 Analisis Perubahan Tinggi Muka Air

Analisis perubahan tinggi muka air dilakukan berdasarkan tinggi muka air pada saat musim kemarau dan musim penghujan. Profil potongan melintang sungai saat musim penghujan (muka air tanah tinggi) dan saat musim kemarau (muka air tanah rendah) dapat dilihat dalam gambar 4.1.





Gambar 4. 1 Potongan Melintang Sungai (a) MAT Tinggi, (b) MAT Rendah

Perubahan tinggi muka air tersebut akan digunakan untuk menentukan lapisan tanah yang mengalami proses pengeringan dan pembasahan. Berikut ini adalah profil melintang sungai saat muka air tinggi dan muka air rendah.

Dari gambar potongan melintang sungai tersebut, dapat ditentukan lapisan tanah yang mengalami proses pengeringan dan pembasahan adalah lapisan pertama (lempung berlanau), sehingga perubahan karakteristik tanah yang terjadi akan berlaku pada lapisan tanah pertama yaitu lapisan lempung berlanau.

4.1.4 Perubahan Parameter Tanah Akibat Proses Pengeringan dan Pembasahan

Proses pengeringan dan pembasahan terjadi pada lapisan tanah pertama (lapisan tanah lempung berlanau), maka perubahan parameter tanah yang terjadi diperhitungkan untuk lapisan tanah tersebut. Perubahan parameter tanah yang perlu diperhatikan untuk perencanaan berikutnya adalah perubahan nilai kohesi tanah (c). Adapula besarnya perubahan nilai kohesi ditinjau berdasarkan 3 fase proses pengeringan dan pembasahan :

- a. Kondisi inisial
Kondisi tanah inisial saat tanah belum mengalami proses pengeringan dan pembasahan.
- b. Fase 1
Fase pengeringan dan pembasahan pada tanah ketika tanah mengalami proses berulang sebanyak 2x siklus.

c. Fase 2

Fase pengeringan dan pembasahan pada tanah ketika tanah mengalami proses pengeringan dan pembasahan berulang.

Diambil dari hasil penelitian sebelumnya, dimana jenis tanah dan juga konsistensi tanah memiliki kemiripan dengan jenis tanah dan konsistensi tanah pada lokasi perencanaan dinding. Dalam hasil penelitian sebelumnya perubahan nilai C_u yaitu sebesar -7.34% untuk fase 1 dan -37.22% untuk fase 2. Adapula besarnya nilai C_u tanah setelah mengalami proses pada fase 1 dan fase 2 adalah **11.58 KPa** pada fase 1 dan **7.85 Kpa** pada fase 2.

Data tanah pada kondisi inisial, proses pengeringan dan pembasahan fase 1, dan fase 2 secara lengkap dapat dilihat dalam **lampiran 3 (halaman 178)**.

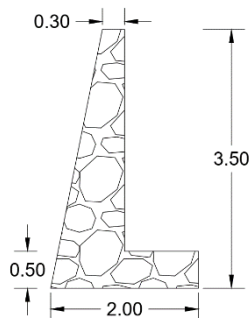
4.2 Kondisi Eksisting

Kondisi eksisting dinding penahan pada sungai bengawan solo adalah sebagai berikut :

$$H = 3.5 \text{ m}$$

$$D = 0.5 \text{ m}$$

$$B = 2 \text{ m}$$

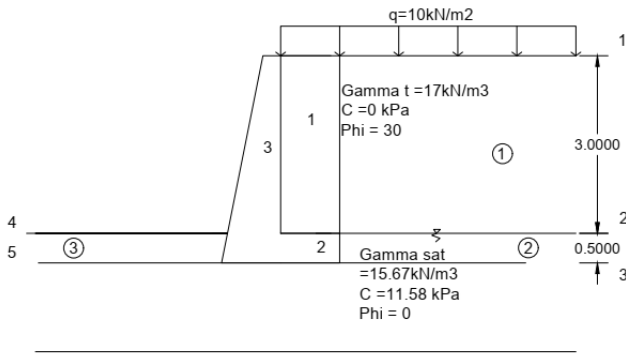


Gambar 4. 2 Dimensi Dinding Eksisting

4.2.1 Perhitungan Gaya – Gaya Pada Dinding

Perhitungan gaya yang bekerja pada dinding antara lain :

- Tegangan Vertikal
- Tegangan Horizontal Tanah
- Tekanan Tanah Aktif, Pasif, dan Gempa
- Momen Akibat Tekanan Tanah dan Gempa



Gambar 4. 3 Dinding Eksisting

A. Perhitungan Tegangan Vertikal

$$\sigma'v = \sum (\gamma_i \cdot h_i - \gamma_w \cdot h_w)$$

$$\sigma'v1 = 17 * 0 + 10 = 10 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v2 = 10 + (17 * 3) = 61 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v3 = 61 + (5.67 * 0.5) = 63.84 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v4 = 5.67 * 0 = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v4 = 5.67 * 0 + (5.67 * 0.5) = 2.84 \text{ kPa}$$

Rekapitulasi perhitungan tegangan vertikal tanah dapat dilihat dalam tabel 4.3

Tabel 4. 3 Tegangan Vertikal

Titik		σ'_v	
1	P1v'	10	kPa
2	P2v'	61.00	kPa
3	P3v'	63.84	kPa
4	P4v'	0	kPa
5	P5v'	2.84	kPa

B. Perhitungan Tegangan Horizontal Tanah

$$\sigma h_{aktif} = \sigma' * Ka - (2c\sqrt{Ka})$$

$$\sigma h_{pasif} = \sigma' * Kp + (2c\sqrt{Kp})$$

• Lapisan 1

Atas

$$\sigma h_{aktif} = 10 * 0.33 - (2 * 0\sqrt{0.33}) = 3.33 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 61.00 * 0.33 - (2 * 0\sqrt{0.33}) = 20.33 \text{ kPa}$$

• Lapisan 2

Atas

$$\sigma h_{aktif} = 61.00 * 1 - (2 * 11.58\sqrt{1}) = 37.86 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 63.84 * 1 - (2 * 11.58\sqrt{1}) = 40.86 \text{ kPa}$$

Rekapitulasi tegangan tanah horizontal dapat dilihat dalam tabel 4.4

Tabel 4. 4 Tegangan Tanah Horzintal

Tanah			
AKTIF	P'_v	K_A/K_p	P'_h
Lapisan 1	10	0.333333	3.33
	61.00	0.333333	20.33
Lapisan 2	61.00	1	37.84
	63.84	1	40.68

C. Perhitungan Gaya Gempa

Untuk menghitung gaya gempa menggunakan metode analisis pseudostatik, nilai k_h dan k_v serta percepatan desain (A_m) dicari menggunakan tahapan di bawah ini (berdasarkan AASHTO, 1996)

1. Mencari nilai PGA_m berdasarkan kelas situs
2. Menghitung nilai percepatan desain dengan rumus

$$A_m = [(1.45 - PGA_m)PGA_m]$$
3. Menghitung nilai k_h yang diambil sebesar $0.6A_m$ dan k_v yang diambil sebesar $0.5A_m$

Berdasarkan peta gempa Indonesia tahun 2017, terjadi kenaikan nilai PGA (*peak ground acceleration*) pada lokasi dinding (Tuban). Adapun nilai PGA yang tertera dalam peta gempa Indonesia tahun 2017 adalah **0.4**.

Disisi lain, tanah dasar lokasi dinding berada dapat dikategorikan sebagai tanah lunak (SE).

Didapatkan besarnya nilai F_{PGA} berdasarkan SNI 8460 : 2017 adalah 0.9.

Sehingga didapatkan nilai – nilai untuk menghitung gaya gempa dengan menggunakan analisis pseudostatik sebagai berikut :

$$PGA_m = 0.9 * 0.4 = 0.36$$

$$A_m = [(1.45 * 0.36)0.36] = 0.392$$

$$k_h = 0.6 * 0.392 = 0.235$$

$$k_v = 0.5 * 0.392 = 0.19$$

Untuk menghitung koefisien tekanan tanah akibat gempa, digunakan metode perhitungan menurut Mononobe-Okabe, dimana :

$$K_{AE} = a_{12} / (a_2 \cdot a_{32})$$

$$a_1 = \sin(\psi + \varphi'_d - \theta)$$

$$a_2 = \cos\theta \cdot \sin 2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d)$$

$$a_3 = 1 + [\sin(\varphi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_d - \beta - \theta) / \sin(\psi - \theta - \delta_d) / \sin(\psi + \beta)]^{0.5}$$

Dimana :

$$\Psi = 90 \text{ (kemiringan dinding)}$$

$$\tan\theta = k_h / (1 - k_v)$$

$$\theta = 16.293$$

Sehingga berdasarkan perhitungan diatas didapatkan nilai

$$K_{AE} = \frac{0.97}{(0.92 \cdot 1.35)} = 0.56$$

D. Perhitungan Tegangan Horizontal Tanah Akibat Gempa

$$\sigma_{h_{aktif}} = \sigma' * K_a - (2c\sqrt{K_a})$$

$$\sigma_{h_{pasif}} = \sigma' * K_p + (2c\sqrt{K_p})$$

- Lapisan 1

Atas

$$\sigma_{h_{aktif}} = 10 * 0.56 - (2 * 0\sqrt{0.56}) = 5.61 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma_{h_{aktif}} = 61.00 * 0.56 - (2 * 0\sqrt{0.56}) = 34.22 \text{ kPa}$$

- Lapisan 2
Atas

$$\sigma h_{aktif} = 61.00 * 0.56 - (2 * 11.58 \sqrt{0.56}) = 16.88 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 63.84 * 0.56 - (2 * 11.58 \sqrt{0.56}) = 18.47 \text{ kPa}$$

Rekapitulasi tegangan tanah horizontal dapat dilihat dalam tabel 4.5

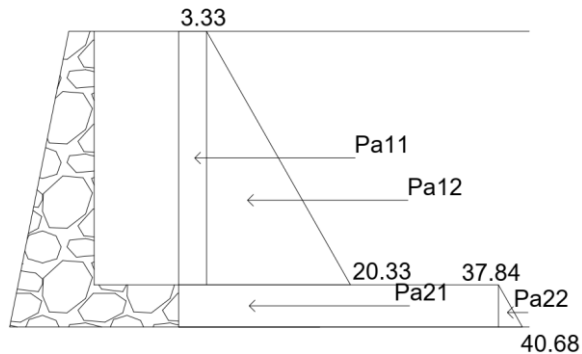
Tabel 4. 5 Tegangan Tanah Horzintal Akibat Gempa

Gempa			
AKTIF	P' _v	K _{AE}	P' _h
Lapisan 1	10	0.56	5.61
	61	0.56	34.22
Lapisan 2	61.00	0.56	16.88
	63.84	0.56	18.47

E. Perhitungan Tekanan Tanah

Tekanan tanah didapatkan dengan menghitung luasan grafik tegangan tanah horizontal. Perhitungan tekanan dibagi menjadi 2, yaitu luasan segitiga dan persegi agar mempermudah dalam mencari titik berat yang digunakan dalam perhitungan lengan momen selanjutnya.

Hasil perhitungan tekanan tanah ditunjukkan dalam tabel 4.6, dengan P1 adalah tekanan tanah dengan luasan persegi, dan P2 adalah tekanan tanah dengan luasan segitiga.



Gambar 4. 4 Tekanan Tanah Aktif

- Lapisan 1
 $P_{a1} = 3.33 * 3 = 10 \text{ kN/m}$
 $P_{a2} = 0.5 * (20.33 - 3.33) * 3 = 25.44 \text{ kN/m}$
- Lapisan 2
 $P_{a1} = 37.84 * 0.5 = 18.92$
 $P_{a2} = 0.5 * (40.69 - 37.84) * 0.5 = 0.71 \text{ kN/m}$

Besarnya nilai tekanan tanah aktif dapat dilihat dalam tabel 4.6.

Tabel 4. 6 Tekanan Tanah Aktif

Tanah					
AKTIF	Kedalaman	P_{a1}	P_{a2}	y_1	y_2
Lapisan	m	kN/m	kN/m	m	m
1	3.00	10	25.44	2	1.5
2	0.50	18.92	0.71	0.25	0.166667
	$P_a \text{ tot}$	55.128			

Dengan menggunakan perhitungan yang sama, didapatkan tekanan tanah aktif akibat gempa yang dapat dilihat dalam tabel 4.7

Tabel 4. 7 Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

Gempa					
AKTIF	Kedalaman	P_{a1}	P_{a2}	y_1	y_2
Lapisan	m	kN/m	kN/m	m	m
1	3.00	16.83	42.92	2	1.5
2	0.50	8.44	0.40	0.25	0.166667
	P_a tot	68.58			

F. Perhitungan Berat Dinding dan Tanah

Perhitungan berat dinding dan tanah yang kemudian akan digunakan untuk menghitung kestabilan dinding dari guling, geser, dan daya dukung. Besarnya gaya vertikal dan momen dapat dilihat dalam tabel 4.8.

Tabel 4. 8 Perhitungan Gaya Vertikal dan Momen Resist

Section	Area (m ²)	W (kN)	Y (m)	M (kNm)
1	3	51	1.5	76.5
2	0.5	11	1.5	16.5
3	3.375	81	0.75	60.75
	$\sum V$	143	$\sum Mr$	153.75

G. Cek Kestabilan Dinding Terhadap Geser, Guling, dan Daya Dukung

1. Cek Kestabilan Dinding Tanpa Gempa, Dengan Kondisi Tanah Inisial
- Cek Geser

$$FS_{geser} = \frac{(\sum V) \tan \delta' + Bc'_a}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{(\sum V) \tan \delta' + Bc'_a}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{143 * \tan(0) + 2 * 12.5}{37.5} = 0.68$$

Berdasarkan perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai **FS_{geser}** sebesar **0.68**, dimana kurang dari 1.5. Hal ini dikarenakan tanah dasar tidak memiliki nilai sudut geser, sehingga diperlukan panjang kaki dinding yang lebih panjang (B).

- Cek Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d}$$

$$FS_{guling} = \frac{153.75}{63.09} = 2.43$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai **Fsguling** sebesar **2.43**, Dimana syarat keamanan dinding untuk guling adalah $FS > 2$. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa dinding mampu menahan guling.

- Cek Daya Dukung

Perhitungan angka keamanan daya dukung adalah perbandingan daya dukung ultimate tanah berdasarkan perhitungan pondasi dangkal Terzhagi dibanding dengan tahanan maksimum pada bagian bawah dinding.

Menghitung Eksentrisitas

$$M_{net} = M_r - M_o = 153.75 - 33.01 = 120.73 kPa$$

$$CE = \frac{M_{net}}{\Sigma V} = \frac{120.73}{143} = 0.84 m$$

$$e = \frac{B}{2} - CE = \frac{2}{2} - 0.84 = 0.65 m$$

Menghitung q_{max}

$$q_{max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right) = 212.14 kPa$$

Menghitung FS Daya Dukung

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

$$FS = \frac{c \cdot NC + q \cdot NQ + 0,5B \cdot N\gamma \cdot \gamma}{q_{max}}$$

Dimana besarnya nilai NC, NQ, dan $N\gamma$ untuk nilai $\emptyset=0$ berdasarkan tabel bearing capacity failure menurut Terzhagi adalah :

$$NC = 5.70$$

$$NQ = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$FS = \frac{12.5 * 5.70 + (5.67 * 0.5) * 1 + 0.5 * 5.67 * 2 * 0}{257.27} = 0.28$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap daya dukung, didapatkan nilai **FS** sebesar **0.28**, Dimana syarat keamanan daya dukung adalah $FS > 3$. Hal ini dikarenakan tanah dasar yang merupakan lempuk lunak, sehingga memiliki daya dukung yang sangat rendah.

2. Cek Kestabilan Dinding Dengan Gempa, Dengan Kondisi Tanah Inisial

- Cek Geser

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{143 * \tan(0) + 2 * 12.5}{68.58} = 0.54$$

Berdasarkan perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai **FS_{geser}** sebesar **0.54**, dimana kurang dari 1.5. Hal ini dikarenakan tanah dasar tidak memiliki nilai sudut geser, sehingga diperlukan panjang kaki dinding yang lebih panjang (B).

- Cek Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d}$$

$$FS_{guling} = \frac{153.75}{100.22} = 1.53$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai **FS_{guling}** sebesar **1.53**, Dimana syarat keamanan dinding untuk guling adalah $FS < 2$. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa dinding tidak mampu menahan guling.

- Cek Daya Dukung

Perhitungan angka keamanan daya dukung adalah perbandingan daya dukung ultimate tanah berdasarkan perhitungan pondasi dangkal Terzhagi dibanding dengan tegangan maksimum pada bagian bawah dinding.

Menghitung Eksentrisitas

$$M_{net} = M_r - M_o = 153.75 - 61.19 = 92.56 kPa$$

$$CE = \frac{M_{net}}{\Sigma V} = \frac{92.56}{143} = 0.65 m$$

$$e = \frac{B}{2} - CE = \frac{2}{2} - 0.65 = 0.85 m$$

Menghitung q_{max}

$$q_{max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right) = 254.40 kPa$$

Menghitung FS Daya Dukung

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

$$FS = \frac{c \cdot NC + q \cdot NQ + 0,5B \cdot N\gamma \cdot \gamma}{q_{max}}$$

Dimana besarnya nilai NC, NQ, dan $N\gamma$ untuk nilai $\phi=0$ berdasarkan tabel bearing capacity failure menurut Terzhagi adalah :

$$NC = 5.70$$

$$NQ = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$FS = \frac{12.5 * 5.70 + (5.67 * 0.5) * 1 + 0.5 * 5.67 * 2 * 0}{312.95} = 0.23$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap daya dukung, didapatkan nilai **FS** sebesar **0.23**, Dimana syarat keamanan daya dukung adalah $FS > 3$. Hal ini dikarenakan tanah dasar yang merupakan lempuk lunak, sehingga memiliki daya dukung yang sangat rendah.

3. Cek Kestabilan Dinding Dengan Gempa, Dengan Kondisi Tanah Fase 1

- Cek Geser

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{143 * \tan(0) + 2 * 11.58}{68.58} = 0.50$$

Berdasarkan perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai **FS_{geser}** sebesar **0.50**, dimana kurang dari 1.5. Hal ini dikarenakan tanah dasar tidak memiliki nilai sudut

geser, sehingga diperlukan panjang kaki dinding yang lebih panjang (B).

- Cek Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d}$$

$$FS_{guling} = \frac{153.75}{100.22} = 1.53$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai **Fsguling** sebesar **1.53**, Dimana syarat keamanan dinding untuk guling adalah $FS < 2$. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa dinding tidak mampu menahan guling.

- Cek Daya Dukung

Perhitungan angka keamanan daya dukung adalah perbandingan daya dukung ultimate tanah berdasarkan perhitungan pondasi dangkal Terzhagi dibanding dengan tegangan maksimum pada bagian bawah dinding.

Menghitung Eksentrisitas

$$M_{net} = M_r - M_o = 153.75 - 61.19 = 92.56 kPa$$

$$CE = \frac{M_{net}}{\Sigma V} = \frac{92.56}{143} = 0.65 m$$

$$e = \frac{B}{2} - CE = \frac{2}{2} - 0.65 = 0.85 m$$

Menghitung q_{max}

$$q_{max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right) = 254.40 kPa$$

Menghitung FS Daya Dukung

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

$$FS = \frac{c \cdot NC + q \cdot NQ + 0,5B \cdot N\gamma \cdot \gamma}{q_{max}}$$

Dimana besarnya nilai NC, NQ, dan $N\gamma$ untuk nilai $\emptyset=0$ berdasarkan tabel bearing capacity failure menurut Terzhagi adalah :

$$NC = 5.70$$

$$NQ = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$FS = \frac{11.58 * 5.70 + (5.67 * 0.5) * 1 + 0.5 * 5.67 * 2 * 0}{312.95} = 0.21$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap daya dukung, didapatkan nilai **FS** sebesar **0.21**, Dimana syarat keamanan daya dukung adalah $FS > 3$. Hal ini dikarenakan tanah dasar yang merupakan lempuk lunak, sehingga memiliki daya dukung yang sangat rendah.

4. Cek Kestabilan Dinding Dengan Gempa, Dengan Kondisi Tanah Fase 2

- Cek Geser

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{143 * \tan(0) + 2 * 7.85}{68.58} = 0.34$$

Berdasarkan perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai **FS_{geser}** sebesar **0.34**, dimana kurang dari 1.5. Hal ini dikarenakan tanah dasar tidak memiliki nilai sudut geser, sehingga diperlukan panjang kaki dinding yang lebih panjang (B).

- Cek Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d}$$

$$FS_{guling} = \frac{153.75}{100.22} = 1.53$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai **Fsguling** sebesar **1.53**, Dimana syarat keamanan dinding untuk guling adalah $FS < 2$. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa dinding tidak mampu menahan guling.

- Cek Daya Dukung

Perhitungan angka keamanan daya dukung adalah perbandingan daya dukung ultimate tanah berdasarkan perhitungan pondasi dangkal Terzhagi dibanding dengan tegangan maksimum pada bagian bawah dinding.

Menghitung Eksentrisitas

$$M_{net} = M_r - M_o = 153.75 - 61.19 = 92.56 kPa$$

$$CE = \frac{M_{net}}{\Sigma V} = \frac{92.56}{143} = 0.65 m$$

$$e = \frac{B}{2} - CE = \frac{2}{2} - 0.65 = 0.85 m$$

Menghitung q_{max}

$$q_{max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right) = 254.40 kPa$$

Menghitung FS Daya Dukung

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

$$FS = \frac{c \cdot NC + q \cdot NQ + 0,5B \cdot N\gamma \cdot \gamma}{q_{max}}$$

Dimana besarnya nilai NC, NQ, dan $N\gamma$ untuk nilai $\emptyset=0$ berdasarkan tabel bearing capacity failure menurut Terzhagi adalah :

$$NC = 5.70$$

$$NQ = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$FS = \frac{7.85 * 5.70 + (5.67 * 0.5) * 1 + 0.5 * 5.67 * 2 * 0}{312.95} = 0.15$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap daya dukung, didapatkan nilai **FS** sebesar **0.15**, Dimana syarat keamanan daya dukung adalah $FS > 3$. Hal ini dikarenakan tanah dasar yang merupakan lempuk lunak, sehingga memiliki daya dukung yang sangat rendah.

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan dari keempat kondisi diatas secara keseluruhan dapat disimpulkan bahwa kondisi dinding eksisting dapat mengalami kegagalan karena kondisi tanah dasar yang merupakan tanah lempung yang sangat lunak. Hal ini dapat mengakibatkan keretakan pada dinding eksisting yang terjadi.

4.3 Perencanaan Dinding Penahan

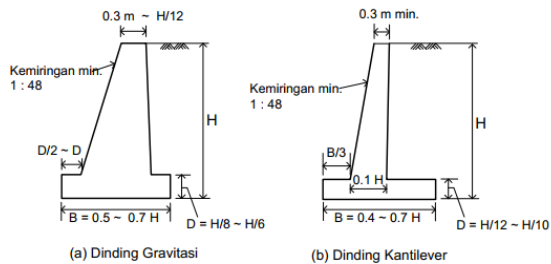
4.3.1 Preliminary

Berdasarkan peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Indonesia Nomor 28/PRT/M/2016 Tentang Penetapan garis Sempadan Sungai dan Garis Sempadan Danau, dinyatakan dalam pasal 5b bahwa garis sempadan sungai tidak bertanggung dalam kawasan perkotaan paling sedikit berjarak 15 (lima belas) meter dari tepi kiri dan kanan palung sungai sepanjang alur sungai, dalam hal kedalaman sungai lebih dari 3 (tiga) meter sampai dengan 20 (dua puluh) meter.

Lokasi perencanaan dinding penahan berada pada sungai bengawan solo yang memiliki kedalaman 9.35m sehingga peraturan di atas harus dipenuhi. Karena itu perencanaan dinding penahan akan direncanakan dengan jarak 15 meter dari palung sungai.

4.3.2 Perencanaan Dimensi Dinding

Perencanaan dimensi dinding penahan mengikuti standard berdasarkan SNI 8460 tahun 2017. Perencanaan awal dengan desain dinding tipikal yang kemudian dilakukan penyesuaian kembali sehingga tercapai dimensi dinding yang optimal.



Gambar 4. 5 Dimensi Tipikal Dinding

Perencanaan dinding penahan harus dirancang untuk tetap aman terhadap :

- a. Stabilitas guling,
- b. Stabilitas geser lateral,
- c. Daya dukung tanah

4.3.3 Permodelan Dinding Penahan

Permodelan yang dilakukan untuk perhitungan nilai keamanan setiap alternatif dinding dilakukan dengan 4 variasi.

1. Kondisi 1

Permodelan dilakukan dengan kondisi tanah inisial (sub bab 4.1.4) tanpa ada pengaruh gempa,

2. Kondisi 2
Permodelan dilakukan dengan kondisi tanah inisial (sub bab 4.1.4) dengan pengaruh gempa,
3. Kondisi 1
Permodelan dilakukan dengan kondisi tanah fase 1 (sub bab 4.1.4) dengan pengaruh gempa,
4. Kondisi 2
Permodelan dilakukan dengan kondisi tanah fase 2 (sub bab 4.1.4) dengan pengaruh gempa.

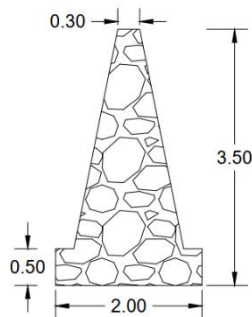
4.4 Perencanaan Dinding Pasangan Batu Tipe Gravitasi

Direncanakan dimensi dinding penahan sebagai berikut :

$H = 3.5 \text{ m}$

$D = 0.5 \text{ m}$

$B = 2 \text{ m}$

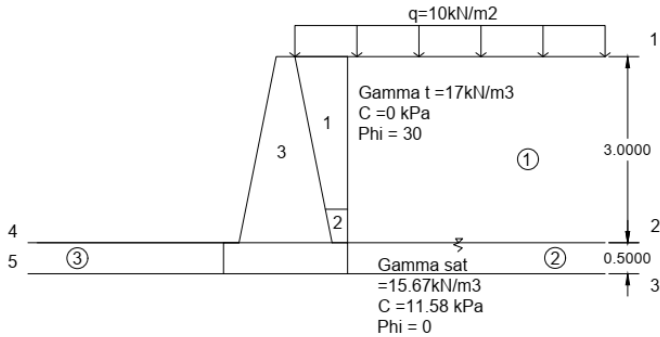


Gambar 4. 6 Dimensi Dinding Gravitasi

4.4.1 Perhitungan Gaya – Gaya Pada Dinding

Perhitungan gaya yang bekerja pada dinding antara lain :

- a. Tegangan Vertikal
- b. Tegangan Horizontal Tanah
- c. Tekanan Tanah Aktif, Pasif, dan Gempa
- d. Momen Akibat Tekanan Tanah dan Gempa



Gambar 4. 7 Dinding Gravitasi

A. Perhitungan Tegangan Vertikal

$$\sigma'v = \sum (\gamma_i \cdot h_i - \gamma_w \cdot h_w)$$

$$\sigma'v1 = 17 * 0 + 10 = 10 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v2 = 10 + (17 * 3) = 61 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v3 = 61 + (5.67 * 0.5) = 63.84 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v4 = 5.67 * 0 = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v5 = 5.67 * 0 + (5.67 * 0.5) = 2.84 \text{ kPa}$$

Rekapitulasi perhitungan tegangan vertikal tanah dapat dilihat dalam tabel 4.9

Tabel 4. 9 Tegangan Vertikal

Titik		σ'_v	
1	P1v'	10	kPa
2	P2v'	61.00	kPa
3	P3v'	63.84	kPa
4	P4v'	0	kPa
5	P5v'	2.84	kPa

B. Perhitungan Tegangan Horizontal Tanah

$$\sigma h_{aktif} = \sigma' * Ka - (2c\sqrt{Ka})$$

$$\sigma h_{pasif} = \sigma' * Kp + (2c\sqrt{Kp})$$

• Lapisan 1

Atas

$$\sigma h_{aktif} = 10 * 0.33 - (2 * 0\sqrt{0.33}) = 3.33 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 61.00 * 0.33 - (2 * 0\sqrt{0.33}) = 20.33 \text{ kPa}$$

• Lapisan 2

Atas

$$\sigma h_{aktif} = 61.00 * 1 - (2 * 11.58\sqrt{1}) = 37.86 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 63.84 * 1 - (2 * 11.58\sqrt{1}) = 40.86 \text{ kPa}$$

Rekapitulasi tegangan tanah horizontal dapat dilihat dalam tabel 4.10

Tabel 4. 10 Tegangan Tanah Horzintal

Tanah			
AKTIF	P' _v	K _A /K _P	P' _h
Lapisan 1	10	0.333333	3.33
	61.00	0.333333	20.33
Lapisan 2	61.00	1	37.84
	63.84	1	40.68

C. Perhitungan Gaya Gempa

Untuk menghitung gaya gempa menggunakan metode analisis pseudostatik, nilai kh dan kv serta percepatan desain (Am) dicari menggunakan tahapan di bawah ini (berdasarkan AASHTO, 1996)

1. Mencari nilai PGA_m berdasarkan kelas situs
2. Menghitung nilai percepatan desain dengan rumus

$$A_m = [(1.45 - PGA_m)PGA_m]$$
3. Menghitung nilai k_h yang diambil sebesar $0.6A_m$ dan k_v yang diambil sebesar $0.5A_m$

Berdasarkan peta gempa Indonesia tahun 2017, terjadi kenaikan nilai PGA (*peak ground acceleration*) pada lokasi dinding (Tuban). Adapun nilai PGA yang tertera dalam peta gempa Indonesia tahun 2017 adalah **0.4**.

Disisi lain, tanah dasar lokasi dinding berada dapat dikategorikan sebagai tanah lunak (SE).

Didapatkan besarnya nilai F_{PGA} berdasarkan SNI 8460 : 2017 adalah 0.9.

Sehingga didapatkan nilai – nilai untuk menghitung gaya gempa dengan menggunakan analisis pseudostatik sebagai berikut :

$$PGA_m = 0.9 * 0.4 = 0.36$$

$$A_m = [(1.45 * 0.36)0.36] = 0.392$$

$$k_h = 0.6 * 0.392 = 0.235$$

$$k_v = 0.5 * 0.392 = 0.19$$

Untuk menghitung koefisien tekanan tanah akibat gempa, digunakan metode perhitungan menurut Mononobe-Okabe, dimana :

$$K_{AE} = a_{12} / (a_2 \cdot a_{32})$$

$$a_1 = \sin(\psi + \varphi'_d - \theta)$$

$$a_2 = \cos\theta \cdot \sin 2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d)$$

$$a_3 = 1 + [\sin(\varphi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_d - \beta - \theta) / \sin(\psi - \theta - \delta_d) / \sin(\psi + \beta)]^{0.5}$$

Dimana :

$\Psi = 90$ (kemiringan dinding)

$$\tan\theta = k_h / (1 - k_v)$$

$$\theta = 16.293$$

Sehingga berdasarkan perhitungan diatas didapatkan nilai

$$K_{AE} = \frac{0.97}{(0.92 \cdot 1.35)} = 0.56$$

D. Perhitungan Tegangan Horizontal Tanah Akibat Gempa

$$\sigma h_{aktif} = \sigma' * Ka - (2c\sqrt{Ka})$$

$$\sigma h_{pasif} = \sigma' * Kp + (2c\sqrt{Kp})$$

- Lapisan 1

Atas

$$\sigma h_{aktif} = 10 * 0.56 - (2 * 0\sqrt{0.56}) = 5.61 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 61.00 * 0.56 - (2 * 0\sqrt{0.56}) = 34.22 \text{ kPa}$$

- Lapisan 2

Atas

$$\sigma h_{aktif} = 61.00 * 0.56 - (2 * 11.58\sqrt{0.56}) = 16.88 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 63.84 * 0.56 - (2 * 11.58\sqrt{0.56}) = 18.47 \text{ kPa}$$

Rekaptulasi tegangan tanah horizontal dapat dilihat dalam tabel 4.11

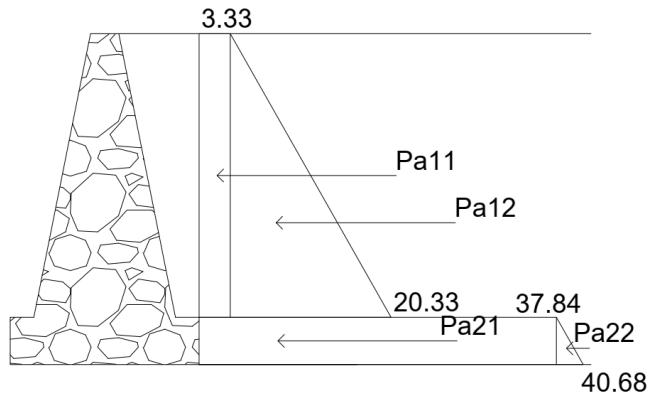
Tabel 4. 11 Tegangan Tanah Horzintal Akibat Gempa

Gempa			
AKTIF	P' _v	K _{AE}	P' _h
Lapisan 1	10	0.56	5.61
	61	0.56	34.22
Lapisan 2	61.00	0.56	16.88
	63.84	0.56	18.47

E. Perhitungan Tekanan Tanah

Tekanan tanah didapatkan dengan menghitung luasan grafik tegangan tanah horizontal. Perhitungan tekanan dibagi menjadi 2, yaitu luasan segitiga dan persegi agar mempermudah dalam mencari titik berat yang digunakan dalam perhitungan lengan momen selanjutnya.

Hasil perhitungan tekanan tanah ditunjukkan dalam tabel 4.12, dengan P1 adalah tekanan tanah dengan luasan persegi, dan P2 adalah tekanan tanah dengan luasan segitiga.



Gambar 4. 8 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

- Lapisan 1
 - $Pa1 = 3.33 * 3 = 10 \text{ kN/m}$
 - $Pa2 = 0.5 * (6.96 - 3.33) * 3 = 5.44 \text{ kN/m}$
- Lapisan 2
 - $Pa1 = 37.84 * 0.5 = 18.92$
 - $Pa2 = 0.5 * (40.69 - 37.84) * 0.5 = 0.71 \text{ kN/m}$

Besarnya nilai tekanan tanah aktif dapat dilihat dalam tabel 4.12.

Tabel 4. 12 Tekanan Tanah Aktif

Tanah					
AKTIF	Kedalaman	P_{a1}	P_{a2}	y_1	y_2
Lapisan	m	kN/m	kN/m	m	m
1	3.00	10	25.50	2	1.5
2	0.50	18.92	0.71	0.25	0.166667
	P_a tot	55.12			

Dengan menggunakan perhitungan yang sama, didapatkan tekanan tanah aktif akibat gempa yang dapat dilihat dalam tabel 4.13

Tabel 4. 13 Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

Gempa					
AKTIF	Kedalaman	P_{a1}	P_{a2}	y_1	y_2
Lapisan	m	kN/m	kN/m	m	m
1	3.00	16.8314	42.92	2	1.5
2	0.50	8.44	0.40	0.25	0.166667
	P_a tot	68.57			

F. Perhitungan Berat Dinding dan Tanah

Perhitungan berat dinding dan tanah yang kemudian akan digunakan untuk Menghitung kestabilan dinding dari guling, geser, dan daya dukung.

Tabel 4. 14 Perhitungan Gaya Vertikal dan Momen Resist

Section	Area (m ²)	W (kN)	Y (m)	M (kNm)
1	2.77	47.09	2.65	124.79
2	4.95	118.80	1.50	178.20
	ΣV	165.89	ΣMr	302.99

G. Cek Kestabilan Dinding Terhadap Geser, Guling, dan Daya Dukung

1. Cek Kestabilan Dinding Tanpa Gempa, Dengan Kondisi Tanah Inisial

- Cek Geser

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a}{P_a \cos\alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a}{P_a \cos\alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{165.89 * \tan(0) + 3.5 * 12.5}{55.128} = 0.68$$

Berdasarkan perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai **FS_{geser}** sebesar **0.68**, dimana kurang dari 1.5. Hal ini dikarenakan tanah dasar tidak memiliki nilai sudut geser, sehingga diperlukan panjang kaki dinding yang lebih panjang (B).

- Cek Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d}$$

$$FS_{guling} = \frac{302.98}{63.09} = 4.80$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai **F_{guling}** sebesar **4.80**, Dimana syarat keamanan dinding untuk guling adalah $FS > 2$. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa dinding mampu menahan guling.

- Cek Daya Dukung

Perhitungan angka keamanan daya dukung adalah perbandingan daya dukung ultimate tanah berdasarkan perhitungan pondasi dangkal Terzhagi dibanding dengan tegangan maksimum pada bagian bawah dinding.

Menghitung Eksentrisitas

$$M_{net} = M_r - M_o = 302.90 - 63.09 = 239.89kPa$$

$$CE = \frac{M_{net}}{\sum V} = \frac{239.89}{165.89} = 1.44m$$

$$e = \frac{B}{2} - CE = \frac{3.5}{2} - 1.44 = 0.05m$$

Menghitung q_{max}

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = 61.25kPa$$

Menghitung FS Daya Dukung

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

$$FS = \frac{c. NC + q. NQ + 0,5B. N\gamma. \gamma}{q_{max}}$$

Dimana besarnya nilai NC, NQ, dan $N\gamma$ untuk nilai $\phi=0$ berdasarkan tabel bearing capacity failure menurut Terzhagi adalah :

$$NC = 5.70$$

$$NQ = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$FS = \frac{12.5 * 5.70 + (5.67 * 0.5) * 1 + 0.5 * 5.67 * 3.5 * 0}{61.25} = 1.20$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap daya dukung, didapatkan nilai **FS** sebesar **1.20**, Dimana syarat keamanan daya dukung adalah $FS > 3$. Hal ini dikarenakan tanah dasar yang merupakan lempuk lunak, sehingga memiliki daya dukung yang sangat rendah.

2. Cek Kestabilan Dinding Dengan Gempa, Dengan Kondisi Tanah Inisial

- Cek Geser

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a}{P_a \cos\alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a}{P_a \cos\alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{165.89 * \tan(0) + 3.5 * 12.5}{68.58} = 0.54$$

Berdasarkan perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai **FS_{geser}** sebesar **0.54**, dimana kurang dari 1.5. Hal ini dikarenakan tanah dasar tidak memiliki nilai sudut geser, sehingga diperlukan panjang kaki dinding yang lebih panjang (B).

- Cek Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d}$$

$$FS_{guling} = \frac{302.98}{100.22} = 3.02$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai **Fsguling** sebesar **3.02**, Dimana syarat keamanan dinding untuk guling adalah $FS > 2$. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa dinding mampu menahan guling.

- Cek Daya Dukung

Perhitungan angka keamanan daya dukung adalah perbandingan daya dukung ultimate tanah berdasarkan perhitungan pondasi dangkal Terzhagi dibanding dengan tegangan maksimum pada bagian bawah dinding.

Menghitung Eksentrisitas

$$M_{net} = M_r - M_o = 302.90 - 100.22 = 202.77kPa$$

$$CE = \frac{M_{net}}{\sum V} = \frac{202.77}{165.89} = 1.22m$$

$$e = \frac{B}{2} - CE = \frac{3.5}{2} - 1.22 = 0.27m$$

Menghitung q_{max}

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = 86.00kPa$$

Menghitung FS Daya Dukung

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

$$FS = \frac{c \cdot NC + q \cdot NQ + 0,5B \cdot N\gamma \cdot \gamma}{q_{max}}$$

Dimana besarnya nilai NC, NQ, dan $N\gamma$ untuk nilai $\phi=0$ berdasarkan tabel bearing capacity failure menurut Terzaghi adalah :

$$NC = 5.70$$

$$NQ = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$FS = \frac{12.5 * 5.70 + (5.67 * 0.5) * 1 + 0.5 * 5.67 * 3.5 * 0}{86.00} = 0.857$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap daya dukung, didapatkan nilai **FS** sebesar **0.857**, Dimana syarat keamanan daya dukung adalah $FS > 3$. Hal ini dikarenakan tanah dasar yang merupakan lempuk lunak, sehingga memiliki daya dukung yang sangat rendah.

3. Cek Kestabilan Dinding Dengan Gempa, Dengan Kondisi Tanah Fase 1

- Cek Geser

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a}{P_a \cos\alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a}{P_a \cos\alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{165.89 * \tan(0) + 3.5 * 11.58}{68.58} = 0.50$$

Berdasarkan perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai **FSgeser** sebesar **0.50**, dimana kurang dari 1.5. Hal ini dikarenakan tanah dasar tidak memiliki nilai sudut geser, sehingga diperlukan panjang kaki dinding yang lebih panjang (B).

- Cek Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d}$$

$$FS_{guling} = \frac{302.98}{100.22} = 3.02$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai **Fsguling** sebesar **3.02**, Dimana syarat keamanan dinding untuk guling adalah $FS > 2$. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa dinding mampu menahan guling.

- Cek Daya Dukung

Perhitungan angka keamanan daya dukung adalah perbandingan daya dukung ultimate tanah berdasarkan perhitungan pondasi dangkal Terzhagi dibanding dengan tegangan maksimum pada bagian bawah dinding.

Menghitung Eksentrisitas

$$M_{net} = M_r - M_o = 302.90 - 100.22 = 202.77 kPa$$

$$CE = \frac{M_{net}}{\Sigma V} = \frac{202.77}{165.89} = 1.22m$$

$$e = \frac{B}{2} - CE = \frac{3.5}{2} - 1.22 = 0.27m$$

Menghitung q_{max}

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = 86.00kPa$$

Menghitung FS Daya Dukung

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

$$FS = \frac{c. NC + q. NQ + 0,5B. N\gamma. \gamma}{q_{max}}$$

Dimana besarnya nilai NC, NQ, dan $N\gamma$ untuk nilai $\emptyset=0$ berdasarkan tabel bearing capacity failure menurut Terzhagi adalah :

$$NC = 5.70$$

$$NQ = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$FS = \frac{11.58 * 5.70 + (5.67 * 0.5) * 1 + 0.5 * 5.67 * 3.5 * 0}{86.00} = 0.796$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap daya dukung, didapatkan nilai **FS** sebesar **0.796**, Dimana syarat keamanan daya dukung adalah $FS > 3$. Hal ini dikarenakan tanah dasar yang merupakan lempuk lunak, sehingga memiliki daya dukung yang sangat rendah.

4. Cek Kestabilan Dinding Dengan Gempa, Dengan Kondisi Tanah Fase 2
 - Cek Geser

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a}{P_a \cos\alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a}{P_a \cos\alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{165.89 * \tan(0) + 3.5 * 7.85}{68.58} = 0.34$$

Berdasarkan perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai **FS_{geser}** sebesar **0.34**, dimana kurang dari 1.5. Hal ini dikarenakan tanah dasar tidak memiliki nilai sudut geser, sehingga diperlukan panjang kaki dinding yang lebih panjang (B).

- Cek Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d}$$

$$FS_{guling} = \frac{302.98}{100.22} = 3.02$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai **Fsguling** sebesar **3.02**, Dimana syarat keamanan dinding untuk guling adalah $FS > 2$. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa dinding mampu menahan guling.

- Cek Daya Dukung

Perhitungan angka keamanan daya dukung adalah perbandingan daya dukung ultimate tanah berdasarkan perhitungan pondasi dangkal Terzhagi dibanding dengan tahanan maksimum pada bagian bawah dinding.

Menghitung Eksentrisitas

$$M_{net} = M_r - M_o = 302.90 - 100.22 = 202.77kPa$$

$$CE = \frac{M_{net}}{\Sigma V} = \frac{202.77}{165.89} = 1.22m$$

$$e = \frac{B}{2} - CE = \frac{3.5}{2} - 1.22 = 0.27m$$

Menghitung q_{max}

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = 86.00 kPa$$

Menghitung FS Daya Dukung

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

$$FS = \frac{c \cdot NC + q \cdot NQ + 0,5B \cdot N\gamma \cdot \gamma}{q_{max}}$$

Dimana besarnya nilai NC, NQ, dan $N\gamma$ untuk nilai $\emptyset=0$ berdasarkan tabel bearing capacity failure menurut Terzhagi adalah :

$$NC = 5.70$$

$$NQ = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$FS = \frac{7.85 * 5.70 + (5.67 * 0.5) * 1 + 0.5 * 5.67 * 3.5 * 0}{86.00} = 0.55$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap daya dukung, didapatkan nilai **FS** sebesar **0.55**, Dimana syarat keamanan daya dukung adalah $FS > 3$. Hal ini dikarenakan tanah dasar yang merupakan lempuk lunak, sehingga memiliki daya dukung yang sangat rendah.

Berdasarkan keempat kondisi diatas (sub bab 4.3.3) didapatkan penurunan nilai angka keamanan pada setiap fase pengeringan dan pembasahan. Disisi lain, faktor gempa juga banyak mempengaruhi keamanan dari dinding penahan. Rekapitulasi nilai keamanan dari setiap kondisi dapat dilihat dalam tabel 4.15.

Tabel 4. 15 Rekapitulasi Angka Keamanan

Kondisi	SF Geser	SF Guling	SF Dukung
1	0.68	4.80	1.20
2	0.55	3.02	0.86
3	0.51	3.02	0.80
4	0.34	3.02	0.55

Karena nilai keamanan terhadap geser dan daya dukung yang tidak memenuhi, maka akan dilakukan rekayasa dengan menggunakan pondasi sumuran. Perencanaan pondasi sumuran dihitung dengan menggunakan perencanaan berdasarkan nilai NSPT.

Direncanakan pondasi sumuran dengan ukuran diameter 60cm dengan kedalaman 1m.

- Perencanaan daya dukung tiang pancang berdasarkan nilai SPT, Berdasarkan perumusan Meyerhof.

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah pasir halus, pasir berlanau dan pasir berlempung yang berada dibawah muka air tanah apabila nilai $N > 15$:

- $N1 = 15 + 0.5(N - 15)$
- $N1 = 0.6N$

Dipilih harga $N1$ terkecil

2. Koreksi terhadap overburden pressure dari tanah

Hasil dari koreksi $N1$ dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah.

- $N2 = \frac{4N1}{1+0.4 P_o}$, bila $P_o \leq 7.5 \text{ ton/m}^2$
- $N2 = \frac{4N1}{3.25+0.1 P_o}$, bila $P_o > 7.5 \text{ ton/m}^2$

Tiang pancang dibagi menjadi n segmen ($h_i = 1 \text{ m}$)
 Sehingga besarnya P ultimate 1 tiang adalah :

$$Q_{ult} = C_n \cdot A_{ujung} + \sum C_{li} \cdot A_{si}$$

Dimana,

C_{li} = hambatan geser selimut tiang pada segmen i

A_{si} = luas selimut tiang pada segmen i

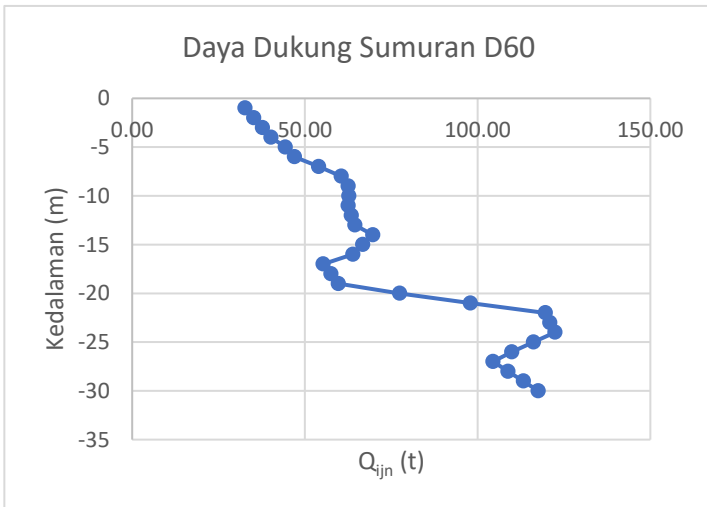
C_n = $40 \bar{N}$

\bar{N} = Harga rata-rata N2 4D dibawah ujung sampai 8D diatas ujung tiang

$$Q_{ijn} = \frac{Q_{ult}}{SF} = \frac{Q_{ult}}{3}$$

Dimana,

Q_{ijn} = Daya dukung tiang ijin (ton)



Gambar 4. 9 Grafik Daya Dukung Pondasi Sumuran

Dari perhitungan keamanan daya dukung dinding kantilever besarnya gaya vertikal yang perlu diterima pondasi adalah 30.1 ton. Sehingga berdasarkan grafik daya dukung pondasi

(gambar 4. 9), dibutuhkan pondasi sumuran D60 sedalam 1m dengan daya dukung 32.67 ton. Besarnya daya dukung pondasi sumuran dapat dilihat dalam **lampiran 4 (halaman 181)**.

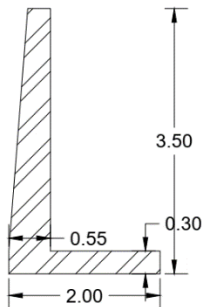
4.5 Perencanaan Dinding Beton Tipe Kantilever

Direncanakan dimensi dinding penahan sebagai berikut :

$$H = 3.5 \text{ m}$$

$$D = 0.3 \text{ m}$$

$$B = 1.4 \text{ m}$$

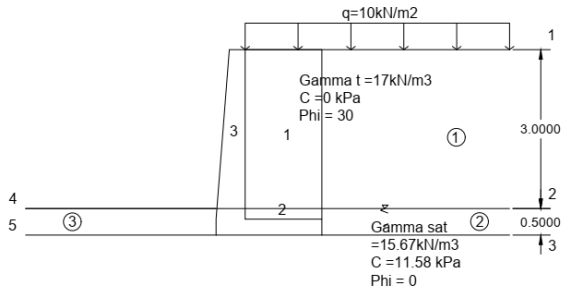


Gambar 4. 10 Dimensi Dinding Kantilever

4.5.1 Perhitungan Gaya – Gaya Pada Dinding

Perhitungan gaya yang bekerja pada dinding antara lain :

- a. Tegangan Vertikal
- b. Tegangan Horizontal Tanah
- c. Tekanan Tanah Aktif dan Pasif
- d. Momen Akibat Tekanan Tanah



Gambar 4. 11 Dinding Kantilever

A. Perhitungan Tegangan Vertikal

$$\sigma'v = \sum (\gamma_i \cdot h_i - \gamma_w \cdot h_w)$$

$$\sigma'v1 = 17 * 0 + 10 = 10 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v2 = 10 + (17 * 3) = 61 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v3 = 61 + (5.67 * 0.5) = 63.84 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v4 = 5.67 * 0 = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v5 = 5.67 * 0 + (5.67 * 0.5) = 2.84 \text{ kPa}$$

Rekapitulasi perhitungan tegangan vertikal tanah dapat dilihat dalam tabel 4.16

Tabel 4. 16 Tegangan Vertikal Tanah

Titik		σ'_v
1	P1v'	10 kPa
2	P2v'	61.00 kPa
3	P3v'	63.84 kPa
4	P4v'	0 kPa
5	P5v'	2.84 kPa

B. Perhitungan Tegangan Horizontal Tanah

$$\sigma h_{aktif} = \sigma' * Ka - (2c\sqrt{Ka})$$

$$\sigma h_{pasif} = \sigma' * Kp + (2c\sqrt{Kp})$$

- Lapisan 1

Atas

$$\sigma h_{aktif} = 10 * 0.33 - (2 * 0\sqrt{0.33}) = 3.33 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 61.00 * 0.33 - (2 * 0\sqrt{0.33}) = 20.33 \text{ kPa}$$

- Lapisan 2

Atas

$$\sigma h_{aktif} = 61.00 * 1 - (2 * 11.58\sqrt{1}) = 37.86 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 63.84 * 1 - (2 * 11.58\sqrt{1}) = 40.86 \text{ kPa}$$

Rekapitulasi tegangan tanah horizontal dapat dilihat dalam tabel 4.17

Tabel 4. 17 Tegangan Tanah Horzintal

Tanah			
AKTIF	P' _v	K _A /K _P	P' _h
Lapisan 1	10	0.333333	3.33
	61.00	0.333333	20.33
Lapisan 2	61.00	1	37.84
	63.84	1	40.68

C. Perhitungan Gaya Gempa

Untuk menghitung gaya gempa menggunakan metode analisis pseudostatik, nilai kh dan kv serta percepatan desain (Am) dicari menggunakan tahapan di bawah ini (berdasarkan AASHTO, 1996)

1. Mencari nilai PGA_m berdasarkan kelas situs
2. Menghitung nilai percepatan desain dengan rumus

$$A_m = [(1.45 - PGA_m)PGA_m]$$
3. Menghitung nilai k_h yang diambil sebesar $0.6A_m$ dan k_v yang diambil sebesar $0.5A_m$

Berdasarkan peta gempa Indonesia tahun 2017, terjadi kenaikan nilai PGA (*peak ground acceleration*) pada lokasi dinding (Tuban). Adapun nilai PGA yang tertera dalam peta gempa Indonesia tahun 2017 adalah **0.4**.

Disisi lain, tanah dasar lokasi dinding berada dapat dikategorikan sebagai tanah lunak (SE).

Didapatkan besarnya nilai F_{PGA} berdasarkan SNI 8460 : 2017 adalah 0.9.

Sehingga didapatkan nilai – nilai untuk menghitung gaya gempa dengan menggunakan analisis pseudostatik sebagai berikut :

$$PGA_m = 0.9 * 0.4 = 0.36$$

$$A_m = [(1.45 * 0.36)0.36] = 0.392$$

$$k_h = 0.6 * 0.392 = 0.235$$

$$k_v = 0.5 * 0.392 = 0.19$$

Untuk menghitung koefisien tekanan tanah akibat gempa, digunakan metode perhitungan menurut Mononobe-Okabe, dimana :

$$K_{AE} = a_{12} / (a_2 \cdot a_{32})$$

$$a_1 = \sin(\psi + \varphi'_d - \theta)$$

$$a_2 = \cos\theta \cdot \sin 2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d)$$

$$a_3 = 1 + [\sin(\varphi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_d - \beta - \theta) / \sin(\psi - \theta - \delta_d) / \sin(\psi + \beta)]^{0.5}$$

Dimana :

$\Psi = 90$ (kemiringan dinding)

$$\tan\theta = k_h / (1 - k_v)$$

$$\theta = 16.293$$

Sehingga berdasarkan perhitungan diatas didapatkan nilai

$$K_{AE} = \frac{0.97}{(0.92 \cdot 1.35)} = 0.56$$

D. Perhitungan Tegangan Horizontal Tanah Akibat Gempa

$$\sigma h_{aktif} = \sigma' * Ka - (2c\sqrt{Ka})$$

$$\sigma h_{pasif} = \sigma' * Kp + (2c\sqrt{Kp})$$

- Lapisan 1

Atas

$$\sigma h_{aktif} = 10 * 0.56 - (2 * 0\sqrt{0.56}) = 5.61 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 61.00 * 0.56 - (2 * 0\sqrt{0.56}) = 34.22 \text{ kPa}$$

- Lapisan 2

Atas

$$\sigma h_{aktif} = 61.00 * 0.56 - (2 * 11.58\sqrt{0.56}) = 16.88 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 63.84 * 0.56 - (2 * 11.58\sqrt{0.56}) = 18.47 \text{ kPa}$$

Rekapitulasi tegangan tanah horizontal dapat dilihat dalam tabel 4.18

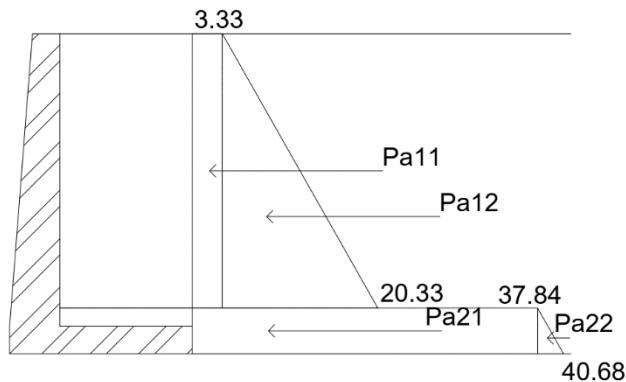
Tabel 4. 18 Tegangan Tanah Horzintal Akibat Gempa

Gempa			
AKTIF	P' _v	K _{AE}	P' _h
Lapisan 1	10	0.56	5.61
	61	0.56	34.22
Lapisan 2	61.00	0.56	16.88
	63.84	0.56	18.47

E. Perhitungan Tekanan Tanah

Tekanan tanah didapatkan dengan menghitung luasan grafik tegangan tanah horizontal. Perhitungan tekanan dibagi menjadi 2, yaitu luasan segitiga dan persegi agar mempermudah dalam mencari titik berat yang digunakan dalam perhitungan lengan momen selanjutnya.

Hasil perhitungan tekanan tanah ditunjukkan dalam tabel 4.19, dengan P1 adalah tekanan tanah dengan luasan persegi, dan P2 adalah tekanan tanah dengan luasan segitiga.



Gambar 4. 12 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

- Lapisan 1
 $Pa1 = 3.33 \times 3 = 10 \text{ kN/m}$
 $Pa2 = 0.5 \times (20.33 - 3.33) \times 3 = 25.50 \text{ kN/m}$
- Lapisan 2
 $Pa1 = 37.84 \times 0.5 = 18.92$
 $Pa2 = 0.5 \times (40.69 - 37.84) \times 0.5 = 0.71 \text{ kN/m}$

Besarnya nilai tekanan tanah aktif dapat dilihat dalam tabel 4.19.

Tabel 4. 19 Tekanan Tanah Aktif

Tanah					
AKTIF	Kedalaman	P_{a1}	P_{a2}	y_1	y_2
Lapisan	m	kN/m	kN/m	m	m
1	3.00	10	25.50	2	1.5
2	0.50	18.92	0.71	0.25	0.166667
	P_a tot	55.12			

Dengan menggunakan perhitungan yang sama, didapatkan tekanan tanah aktif akibat gempa yang dapat dilihat dalam tabel 4.20.

Tabel 4. 20 Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

Gempa					
AKTIF	Kedalaman	P_{a1}	P_{a2}	y_1	y_2
Lapisan	m	kN/m	kN/m	m	m
1	3.00	16.8314	42.92	2	1.5
2	0.50	8.44	0.40	0.25	0.166667
	P_a tot	68.58			

F. Perhitungan Berat Dinding dan Tanah

Perhitungan berat dinding dan tanah yang kemudian akan digunakan untuk Menghitung kestabilan dinding dari guling, geser, dan daya dukung.

Tabel 4. 21 Perhitungan Gaya Vertikal dan Momen Resist

Section	Area (m ²)	W (kN)	Y (m)	M (kNm)
1	9.44	160.48	2	320.96
2	2.41	57.84	1.5	86.76
	ΣV	218.32	ΣMr	407.72

G. Cek Kestabilan Dinding Terhadap Geser, Guling, dan Daya Dukung

1. Cek Kestabilan Dinding Tanpa Gempa, Dengan Kondisi Tanah Inisial

- Cek Geser

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a}{P_a \cos\alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a}{P_a \cos\alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{218.32 * \tan(0) + 3.5 * 12.5}{55.12} = 0.68$$

Berdasarkan perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai **FS_{geser}** sebesar **0.68**, dimana kurang dari 1.5. Hal ini dikarenakan tanah dasar tidak memiliki nilai sudut geser, sehingga diperlukan panjang kaki dinding yang lebih panjang (B).

- Cek Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d}$$

$$FS_{guling} = \frac{407.72}{63.09} = 6.46$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai **FS_{guling}** sebesar **6.46**, Dimana syarat keamanan dinding untuk guling adalah $FS > 2$. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa dinding mampu menahan guling.

- Cek Daya Dukung

Perhitungan angka keamanan daya dukung adalah perbandingan daya dukung ultimate tanah berdasarkan perhitungan pondasi dangkal Terzhagi dibanding dengan tegangan maksimum pada bagian bawah dinding.

Menghitung Eksentrisitas

$$M_{net} = M_r - M_o = 407.72 - 70.59 = 337.12 kPa$$

$$CE = \frac{M_{net}}{\sum V} = \frac{337.12}{218.32} = 1.54 m$$

$$e = \frac{B}{2} - CE = \frac{3.5}{2} - 1.54 = 0.20 m$$

Menghitung q_{max}

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = 80.71 kPa$$

Menghitung FS Daya Dukung

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

$$FS = \frac{c \cdot NC + q \cdot NQ + 0.5B \cdot N\gamma \cdot \gamma}{q_{max}}$$

Dimana besarnya nilai NC, NQ, dan $N\gamma$ untuk nilai $\emptyset=0$ berdasarkan tabel bearing capacity failure menurut Terzhagi adalah :

$$NC = 5.70$$

$$NQ = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$FS = \frac{12.5 * 5.70 + (5.67 * 0.5) * 1 + 0.5 * 5.67 * 3.5 * 0}{80.71} = 0.91$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap daya dukung, didapatkan nilai **FS** sebesar **0.91**, Dimana syarat keamanan daya dukung adalah $FS > 3$. Hal ini dikarenakan tanah dasar yang merupakan lempuk lunak, sehingga memiliki daya dukung yang sangat rendah.

2. Cek Kestabilan Dinding Dengan Gempa, Dengan Kondisi Tanah Inisial

- Cek Geser

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{218.32 * \tan(0) + 3.5 * 12.5}{68.58} = 0.54$$

Berdasarkan perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai **FS_{geser}** sebesar **0.54**, dimana kurang dari 1.5. Hal ini dikarenakan tanah dasar tidak memiliki nilai sudut geser, sehingga diperlukan panjang kaki dinding yang lebih panjang (B).

- Cek Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d}$$

$$FS_{guling} = \frac{407.72}{100.22} = 4.06$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai **Fsguling** sebesar **4.06**, Dimana syarat keamanan dinding untuk guling adalah $FS > 2$. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa dinding mampu menahan guling.

- Cek Daya Dukung

Perhitungan angka keamanan daya dukung adalah perbandingan daya dukung ultimate tanah berdasarkan perhitungan pondasi dangkal Terzhagi dibanding dengan tegangan maksimum pada bagian bawah dinding.

Menghitung Eksentrisitas

$$M_{net} = M_r - M_o = 407.72 - 112.84 = 294.87 kPa$$

$$CE = \frac{M_{net}}{\sum V} = \frac{294.87}{218.32} = 1.35m$$

$$e = \frac{B}{2} - CE = \frac{3.5}{2} - 1.35 = 0.39m$$

Menghitung q_{max}

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = 98.90kPa$$

Menghitung FS Daya Dukung

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

$$FS = \frac{c \cdot NC + q \cdot NQ + 0,5B \cdot N\gamma \cdot \gamma}{q_{max}}$$

Dimana besarnya nilai NC, NQ, dan $N\gamma$ untuk nilai $\phi=0$ berdasarkan tabel bearing capacity failure menurut Terzaghi adalah :

$$NC = 5.70$$

$$NQ = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$FS = \frac{12.5 * 5.70 + (5.67 * 0.5) * 1 + 0.5 * 5.67 * 3.5 * 0}{98.89} = 0.74$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap daya dukung, didapatkan nilai **FS** sebesar **0.74**, Dimana syarat keamanan daya dukung adalah $FS > 3$. Hal ini dikarenakan tanah dasar yang merupakan lempuk lunak, sehingga memiliki daya dukung yang sangat rendah.

3. Cek Kestabilan Dinding Dengan Gempa, Dengan Kondisi Tanah Fase 1

- Cek Geser

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{218.32 * \tan(0) + 3.5 * 11.58}{68.58} = 0.50$$

Berdasarkan perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai **FS_{geser}** sebesar **0.50**, dimana kurang dari 1.5. Hal ini dikarenakan tanah dasar tidak memiliki nilai sudut geser, sehingga diperlukan panjang kaki dinding yang lebih panjang (B).

- Cek Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d}$$

$$FS_{guling} = \frac{407.72}{100.22} = 4.06$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai **Fsguling** sebesar **4.06**, Dimana syarat keamanan dinding untuk guling adalah $FS > 2$. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa dinding mampu menahan guling.

- Cek Daya Dukung

Perhitungan angka keamanan daya dukung adalah perbandingan daya dukung ultimate tanah berdasarkan perhitungan pondasi dangkal Terzhagi dibanding dengan tegangan maksimum pada bagian bawah dinding.

Menghitung Eksentrisitas

$$M_{net} = M_r - M_o = 407.72 - 112.84 = 294.87 kPa$$

$$CE = \frac{M_{net}}{\sum V} = \frac{294.87}{218.32} = 1.35m$$

$$e = \frac{B}{2} - CE = \frac{3.5}{2} - 1.35 = 0.39m$$

Menghitung q_{max}

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = 98.90kPa$$

Menghitung FS Daya Dukung

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

$$FS = \frac{c \cdot NC + q \cdot NQ + 0,5B \cdot N\gamma \cdot \gamma}{q_{max}}$$

Dimana besarnya nilai NC, NQ, dan $N\gamma$ untuk nilai $\phi=0$ berdasarkan tabel bearing capacity failure menurut Terzhagi adalah :

$$NC = 5.70$$

$$NQ = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$FS = \frac{11.58 * 5.70 + (5.67 * 0.5) * 1 + 0.5 * 5.67 * 3.5 * 0}{98.90} = 0.69$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap daya dukung, didapatkan nilai **FS** sebesar **0.69**, Dimana syarat keamanan daya dukung adalah $FS > 3$. Hal ini dikarenakan tanah dasar yang merupakan lempuk lunak, sehingga memiliki daya dukung yang sangat rendah.

4. Cek Kestabilan Dinding Dengan Gempa, Dengan Kondisi Tanah Fase 2

- Cek Geser

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{218.32 * \tan(0) + 3.5 * 7.85}{68.58} = 0.34$$

Berdasarkan perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai **FS_{geser}** sebesar **0.34**, dimana kurang dari 1.5. Hal ini dikarenakan tanah dasar tidak memiliki nilai sudut geser, sehingga diperlukan panjang kaki dinding yang lebih panjang (B).

- Cek Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d}$$

$$FS_{guling} = \frac{407.72}{100.22} = 4.06$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai **Fsguling** sebesar **4.06**, Dimana syarat keamanan dinding untuk guling adalah $FS > 2$. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa dinding mampu menahan guling.

- Cek Daya Dukung

Perhitungan angka keamanan daya dukung adalah perbandingan daya dukung ultimate tanah berdasarkan perhitungan pondasi dangkal Terzhagi dibanding dengan tegangan maksimum pada bagian bawah dinding.

Menghitung Eksentrisitas

$$M_{net} = M_r - M_o = 407.72 - 112.84 = 294.87 kPa$$

$$CE = \frac{M_{net}}{\sum V} = \frac{294.87}{218.32} = 1.35m$$

$$e = \frac{B}{2} - CE = \frac{3.5}{2} - 1.35 = 0.39m$$

Menghitung q_{max}

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = 105.07kPa$$

Menghitung FS Daya Dukung

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

$$FS = \frac{c \cdot NC + q \cdot NQ + 0,5B \cdot N\gamma \cdot \gamma}{q_{max}}$$

Dimana besarnya nilai NC, NQ, dan $N\gamma$ untuk nilai $\phi=0$ berdasarkan tabel bearing capacity failure menurut Terzaghi adalah :

$$NC = 5.70$$

$$NQ = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$FS = \frac{7.85 * 5.70 + (5.67 * 0.5) * 1 + 0.5 * 5.67 * 3.5 * 0}{98.90} = 0.47$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap daya dukung, didapatkan nilai **FS** sebesar **0.47**, Dimana syarat keamanan daya dukung adalah $FS > 3$. Hal ini dikarenakan tanah dasar yang merupakan lempuk lunak, sehingga memiliki daya dukung yang sangat rendah.

Berdasarkan keempat kondisi diatas (sub bab 4.3.3) didapatkan penurunan nilai angka keamanan pada setiap fase pengeringan dan pembasahan. Disisi lain, faktor gempa juga banyak mempengaruhi keamanan dari setiap dinding penahan. Rekapitulasi nilai keamanan dari setiap kondisi dapat dilihat dalam tabel 4.22.

Tabel 4. 22 Rekapitulasi Angka Keamanan

Kondisi	SF Geser	SF Guling	SF Dukung
1	0.68	6.46	0.91
2	0.55	4.07	0.75
3	0.51	4.07	0.69
4	0.34	4.07	0.48

Karena nilai keamanan terhadap geser dan daya dukung yang tidak memenuhi, maka akan dilakukan rekayasa dengan menggunakan pondasi sumuran. Perencanaan pondasi sumuran dihitung dengan menggunakan perencanaan berdasarkan nilai NSPT.

Direncanakan pondasi sumuran dengan ukuran diameter 60cm dengan kedalaman 1m.

- Perencanaan daya dukung tiang pancang berdasarkan nilai SPT, Berdasarkan perumusan Meyerhof.
1. Koreksi terhadap muka air tanah
Khusus untuk tanah pasir halus, pasir berlanau dan pasir berlempung yang berada dibawah muka air tanah apabila nilai $N > 15$:
 - $N1 = 15 + 0.5(N - 15)$
 - $N1 = 0.6N$

Dipilih harga $N1$ terkecil

2. Koreksi terhadap overburden pressure dari tanah
 Hasil dari koreksi N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah.

$$- N_2 = \frac{4N_1}{1+0.4 P_o}, \text{ bila } P_o \leq 7.5 \text{ ton/m}^2$$

$$- N_2 = \frac{4N_1}{3.25+0.1 P_o}, \text{ bila } P_o > 7.5 \text{ ton/m}^2$$

Tiang pancang dibagi menjadi n segmen ($h_i = 1 \text{ m}$)

Sehingga besarnya P ultimate 1 tiang adalah :

$$Q_{ult} = C_n \cdot A_{ujung} + \sum C_{li} \cdot A_{si}$$

Dimana,

C_{li} = hambatan geser selimut tiang pada segmen i

A_{si} = luas selimut tiang pada segmen i

C_n = $40 \bar{N}$

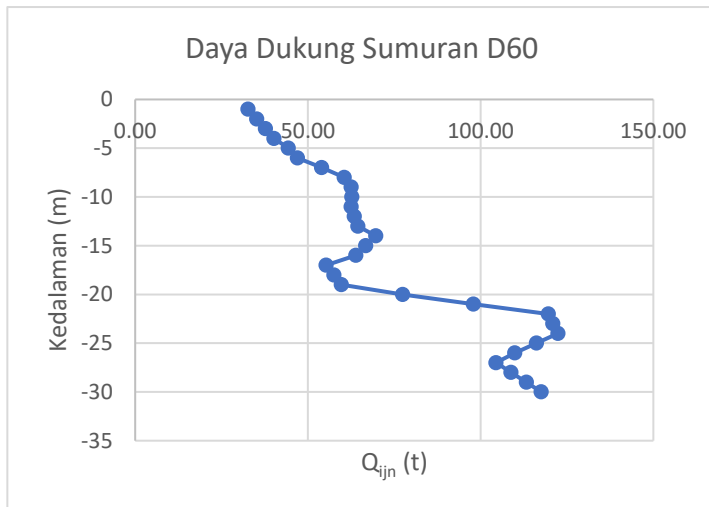
\bar{N} = Harga rata-rata N_2 4D dibawah ujung sampai 8D diatas ujung tiang

$$Q_{ijn} = \frac{Q_{ult}}{SF} = \frac{Q_{ult}}{3}$$

Dimana,

Q_{ijn} = Daya dukung tiang ijin (ton)

Dari perhitungan keamanan daya dukung dinding kantilever besarnya gaya vertikal yang perlu diterima pondasi adalah 32.1 ton. Sehingga berdasarkan grafik daya dukung pondasi (gambar 4. 13), dibutuhkan pondasi sumuran D60 sedalam 1m dengan daya dukung 32.67 ton. Besarnya daya dukung pondasi sumuran dapat dilihat dalam **lampiran 4 (halaman 181)**.



Gambar 4. 13 Grafik Daya Dukung Pondasi Sumuran

H. Perhitungan Tulangan Dinding

Dinding penahan tanah kantilever yang direncanakan menggunakan spesifikasi mutu baja, $f_y = 420$ Mpa dan mutu beton $f'_c = 25$ Mpa.

Perhitungan momen bagian badan adalah sebagai berikut :

$$M_U = \left(\frac{P_a H * (H - d)}{3} \right)$$

$$= \left(\frac{240.05 * (3.5 - 0.3)}{3} \right) = 256.06 \text{ kNm}$$

Tulangan yang diperlukan (As)

$$R_n = \left(\frac{M_U}{\phi b d^2} \right) = \left(\frac{256.06}{0.85 * 0.5 * 1^2} \right) = 602.49 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \left(\frac{0.85 * f'_c}{f_y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2R_n}{0.85 f'_c} \right)} \right)$$

$$= \left(\frac{0.85 \cdot 25}{420} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot 602.49}{0.85 \cdot 25} \right)} \right) = 0.0017$$

$$AS - \text{perlu} = \rho b d = 0.0017 \cdot 1000 \cdot 500 = 850 \text{ mm}^2$$

$$AS - \text{min} = 0.0015 \cdot b \cdot Bb = 0.0015 \cdot 1000 \cdot 1000 \\ = 1500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan D13-200, } As = 2322 \text{ mm}^2$$

Perhitungan tulangan bagian telapak adalah sebagai berikut :

$$q = q_{\min} \left(\frac{q_{\max} - q_{\min}}{B} \right) = 25.86 \left(\frac{93.90 - 25.86}{3.5} \right) \\ = 46.72 \text{ kPa}$$

$$M_U = \frac{1}{8} \cdot 46.72 \cdot 3.5^2 = 71.56 \text{ kNm}$$

Tulangan yang diperlukan (As)

$$R_n = \left(\frac{M_U}{\phi b d^2} \right) = \left(\frac{71.56}{0.85 \cdot 3.5 \cdot 0.3^2} \right) = 267.22 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \left(\frac{0.85 \cdot f_c'}{f_y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 R_n}{0.85 f_c'} \right)} \right) = 0.0012$$

$$AS - \text{perlu} = \rho b d = 0.0012 \cdot 3500 \cdot 300 = 1260 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan D10-150, } As = 1832.59 \text{ mm}^2$$

4.6 Perencanaan Dinding Kantilever dengan Pondasi Dalam

Karena daya dukung tanah dasar yang kurang baik, direncanakan alternatif dinding penahan tanah menggunakan pondasi dalam agar mampu menahan gaya-gaya yang ada. Dimensi dinding yang direncanakan sama dengan perencanaan dinding kantilever pada sub-bab 4.5. Adapula perencanaan pondasi dalam adalah sebagai berikut:

Direncanakan tiang pondasi dengan spesifikasi sebagai berikut :

Mini pile 20 x 20 cm

MCR = 0.8 ton-m

MN = 1.7 ton-m

W = 1333 cm³

Daya Dukung Ijin (N) = 20 ton

A = 400 cm²

Mutu Beton = K500 (fc = 40 Mpa)

Mutu Besi = BJTP 24 (fy = 2400 kg/cm²)

- Perencanaan daya dukung tiang pancang berdasarkan nilai SPT, Berdasarkan perumusan Meyerhof.

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah pasir halus, pasir berlanau dan pasir berlempung yang berada dibawah muka air tanah apabila nilai $N > 15$:

$$- N1 = 15 + 0.5(N - 15)$$

$$- N1 = 0.6N$$

Dipilih harga N1 terkecil

2. Koreksi terhadap overburden pressurre dari tanah

Hasil dari koreksi N1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah.

$$- N2 = \frac{4N1}{1+0.4 P_o}, \text{ bila } P_o \leq 7.5 \text{ ton/m}^2$$

$$- N2 = \frac{4N1}{3.25+0.1 P_o}, \text{ bila } P_o > 7.5 \text{ ton/m}^2$$

Tiang pancang dibagi menjadi n segmen ($h_i = 1 \text{ m}$)

Sehingga besarnya P ultimate 1 tiang adalah :

$$Q_{ult} = C_n \cdot A_{ujung} + \sum C_{li} \cdot A_{si}$$

Dimana,

C_{li} = hambatan geser selimut tiang pada segmen i

A_{si} = luas selimut tiang pada segmen i

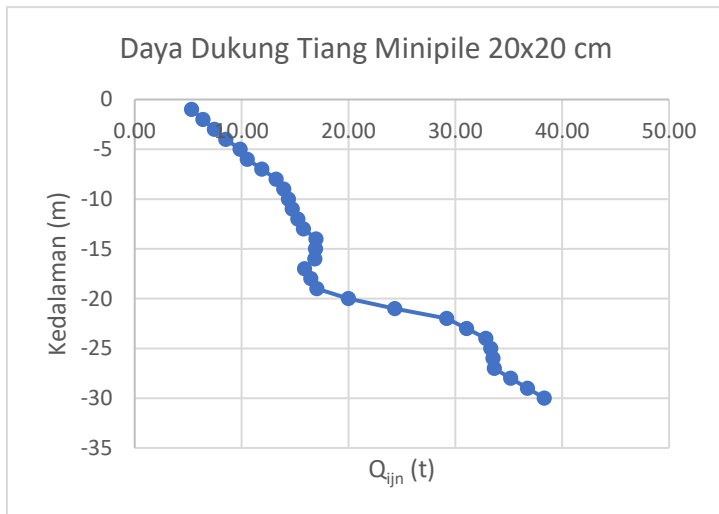
C_n = 40 \bar{N}

\bar{N} = Harga rata-rata N2 4D dibawah ujung sampai 8D diatas ujung tiang

$$Q_{ijn} = \frac{Q_{ult}}{SF} = \frac{Q_{ult}}{3}$$

Dimana,

Q_{ijn} = Daya dukung tiang ijin (ton)



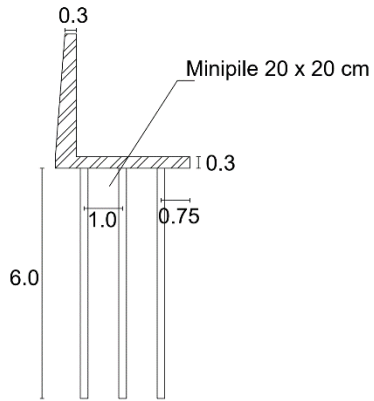
Gambar 4. 14 Grafik Daya Dukung Pondasi Minipile

Dari perhitungan keamanan daya dukung dinding kantilever besarnya gaya vertikal yang perlu diterima tiang pancang adalah 32.1 ton dari perhitungan daya dukung pada sub bab sebelumnya. Direncanakan penggunaan mini pile ukuran 20 x 20 cm sebagai pondasi dalam. Besarnya daya dukung mini pile dihitung dengan menggunakan excel, terdapat dalam **lampiran 4 (halaman 180)**.

Direncanakan penggunaan 3 mini pile / meter sebagai pondasi dalam dinding penahan. Diperlukan penanaman minipile sedalam 6m, dengan daya dukung 32.65 ton.

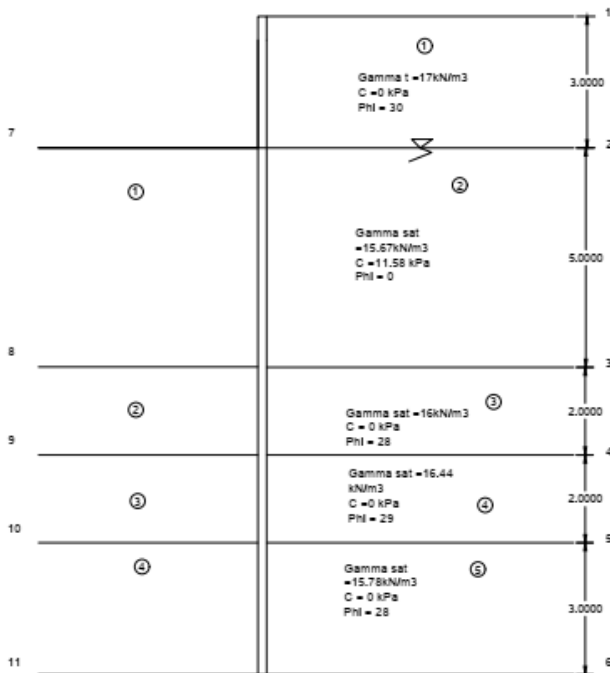
Tiang = Mini pile 20 x 20 cm

S = 5D = 1 m



Gambar 4. 15 Dinding Kantilever Dengan Tiang

4.7 Perencanaan Turap Tanpa Angkur



Gambar 4. 16 Turap Kantilever

Perhitungan dilakukan secara manual dan menggunakan software PLAXIS. Penentuan kedalaman turap dan pemilihan profil secara manual ditentukan berdasarkan perhitungan berikut :

A. Perhitungan Tenggangan Vertikal

$$\sigma'v = \sum (\gamma_i \cdot h_i - \gamma_w \cdot h_w)$$

$$\sigma'v1 = 10 + 17 * 0 = 10 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v2 = 10 + (17 * 3) = 61 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v3 = 61 + (5.67 * 5) = 89.35 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v4 = 89.35 * (6 * 2) = 101.35 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned}\sigma'_{v5} &= 101.35 + (6.44 * 2) = 114.23 \text{ kPa} \\ \sigma'_{v5} &= 114.23 + (5.78 * 3) = 131.57 \text{ kPa} \\ \sigma'_{v7} &= 5.67 * 0 = 0 \text{ kPa} \\ \sigma'_{v8} &= 0 + (5.67 * 5) = 28.35 \text{ kPa} \\ \sigma'_{v9} &= 28.35 + (6 * 2) = 40.35 \text{ kPa} \\ \sigma'_{v10} &= 40.35 * (6.44 * 2) = 53.23 \text{ kPa} \\ \sigma'_{v11} &= 53.23 + (5.78 * 3) = 70.57 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Rekapitulasi perhitungan tegangan vertikal tanah dapat dilihat dalam tabel 4.23

Tabel 4. 23 Tegangan Vertikal Tanah

P1v'	10	kPa	P7v	0	kPa
P2v'	61.00	kPa	P8v	28.35	kPa
P3v'	89.35	kPa	P9v	40.35	kPa
p4v'	101.35	kPa	P10v	53.23	kPa
p5v'	114.23	kPa	P11v	70.57	kPa
P6v'	131.57	kPa			kPa

B. Perhitungan Tegangan Horizontal Tanah

$$\sigma_{h_{aktif}} = \sigma' * Ka - (2c\sqrt{Ka})$$

$$\sigma_{h_{pasif}} = \sigma' * Kp + (2c\sqrt{Kp})$$

Aktif

- Lapisan 1

Atas

$$\sigma_{h_{aktif}} = 10 * 0.33 - (2 * 0\sqrt{0.33}) = 3.33 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma_{h_{aktif}} = 61.00 * 0.33 - (2 * 0\sqrt{0.33}) = 20.33 \text{ kPa}$$

- Lapisan 2

Atas

$$\sigma_{h_{aktif}} = 61.00 * 1 - (2 * 11.58\sqrt{1}) = 37.84 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 89.35 * 1 - (2 * 11.58\sqrt{1}) = 66.19 \text{ kPa}$$

- Lapisan 3
Atas

$$\sigma h_{aktif} = 89.35 * 0.36 + (2 * 0\sqrt{0.36}) = 32.26 \text{ kPa}$$

$$\sigma h_{aktif} = 101.35 * 0.36 + (2 * 0\sqrt{0.36}) = 36.59 \text{ kPa}$$

- Lapisan 4
Atas

$$\sigma h_{aktif} = 101.35 * 0.35 + (2 * 0\sqrt{0.35}) = 35.17 \text{ kPa}$$

$$\sigma h_{aktif} = 114.23 * 0.35 + (2 * 0\sqrt{0.35}) = 39.63 \text{ kPa}$$

- Lapisan 5
Atas

$$\sigma h_{aktif} = 114.23 * 0.36 + (2 * 0\sqrt{0.36}) = 41.24 \text{ kPa}$$

$$\sigma h_{aktif} = 131.57 * 0.36 + (2 * 0\sqrt{0.36}) = 47.40 \text{ kPa}$$

Pasif

- Lapisan 1
Atas

$$\sigma h_{aktif} = 0 * 1 - (2 * 11.58\sqrt{1}) = 23.16 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 28.35 * 1 - (2 * 11.58\sqrt{1}) = 51.51 \text{ kPa}$$

- Lapisan 3
Atas

$$\sigma h_{aktif} = 28.35 * 2.77 + (2 * 0\sqrt{2.77}) = 78.52 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 40.35 * 2.77 + (2 * 0\sqrt{2.77}) = 111.76 \text{ kPa}$$

- Lapisan 4
Atas

$$\sigma h_{aktif} = 40.35 * 2.88 + (2 * 0\sqrt{2.88}) = 116.29 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 53.23 * 2.88 + (2 * 0\sqrt{2.88}) = 153.41 \text{ kPa}$$

- Lapisan 5

Atas

$$\sigma h_{aktif} = 53.23 * 2.77 + (2 * 0\sqrt{2.77}) = 147.44 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 70.57 * 2.77 + (2 * 0\sqrt{2.77}) = 195.47 \text{ kPa}$$

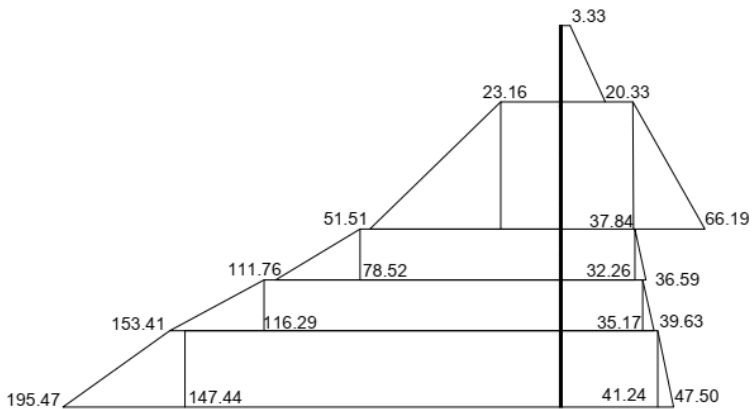
Rekapitulasi tegangan tanah horizontal aktif dan pasif dapat dilihat dalam tabel 4.24 dan 4.25. Diagram tegangan horizontal tanah dapat dilihat pada gambar 4.17.

Tabel 4. 24 Tegangan Tanah Horizontal Aktif

AKTIF	P' _v	K _a /K _p	P' _h	
Lapisan 1	10	0.33	3.33	kPa
	61.00		20.33	
Lapisan 2	61.00	1	37.84	
	89.35		66.19	
Lapisan 3	89.35	0.36	32.26	
	101.35		36.59	
Lapisan 4	101.35	0.35	35.17	
	114.23		39.63	
Lapisan 5	114.23	0.36	41.24	
	131.57		47.50	

Tabel 4. 25 Tegangan Tanah Horizontal Pasif

PASIF	P'_v	K_a/K_p	P'_h	kPa
Lapisan 1	0	1	23.16	
	28.35		51.51	
Lapisan 2	28.35	2.77	78.52	
	40.35		111.76	
Lapisan 3	40.35	2.88	116.29	
	53.23		153.41	
Lapisan 4	53.23	2.77	147.44	
	70.57		195.47	



Gambar 4. 17 Tegangan Tanah Horizontal

C. Perhitungan Tekanan Tanah

Tekanan tanah didapatkan dengan menghitung luasan grafik tegangan tanah horizontal. Perhitungan tekanan dibagi menjadi 2, yaitu luasan segitiga dan persegi agar mempermudah dalam mencari titik berat yang digunakan dalam perhitungan lengan momen selanjutnya.

Hasil perhitungan tekanan tanah ditunjukkan dalam tabel 4.26, dengan P1 adalah tekanan tanah dengan luasan persegi, dan P2 adalah tekanan tanah dengan luasan segitiga.

Tabel 4. 26 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

AKTIF	Kedalaman	P _{a1} (kN)	P _{a2} (kN)	y ₁	y ₂
1	0-3	10	25.50	1.50	2.00
2	3-8	189.20	70.88	5.50	6.33
3	8-10	64.52	4.33	9.00	9.33
4	10-12	70.33	4.47	11.00	11.33
5	12-15	123.72	9.39	13.50	14.00
PASIF	Kedalaman	P _{p1} (kN)	P _{p2} (kN)	y ₁	y ₂
1	3-8	115.8	128.78	5.50	6.33
2	8-10	157.05	33.24	9.00	9.33
3	10-12	232.58	37.12	11.00	11.33
4	12-15	442.31	72.04	13.50	14.00

D. Perhitungan Kedalaman Do

Perhitungan kedalaman Do dihitung menggunakan bantuan Microsoft Excel dimana dilakukan *trial and error* Do. Posisi kedalaman yang dicari yaitu ketika $\sum M = 0$ atau momen akibat tekanan tanah aktif (momen

dorong) lebih kecil dari tekanan tanah pasif (momen penahan).

Berdasarkan hasil *trial and error* didapatkan $D_o = 9$ m, D pakai = $1.2 \times 9 = 10.8$ m. Akan digunakan $D = 12$ m sehingga pancang turap total = **15 m**. Hasil perhitungan ditunjukkan dalam tabel 4.27 dan 4.28.

Tabel 4. 27 Momen Pendorong Pada Turap

AKTIF	D	P_{a1}	P_{a2}	y_1	y_2	M_1	M_2	Total M
1	0-3	10	25.50	1.50	2.00	105.00	255.00	360.00
2	3-8	189.20	70.88	5.50	6.33	1229.80	401.63	1991.43
3	8-10	64.52	4.33	9.00	9.33	193.55	11.55	2196.53
4	10-12	70.33	4.47	11.00	11.33	70.33	2.98	2269.84

Tabel 4. 28 Momen Penahan Pada Turap

PASIF	D	P_{p1}	P_{p2}	y_1	y_2	M_1	M_2	Total M
1	3-8	115.8	128.78	5.50	6.33	752.70	729.73	1482.43
2	8-10	157.05	33.24	9.00	9.33	471.15	88.63	2042.21
3	10-12	232.58	37.12	11.00	11.33	232.58	24.75	2299.54

E. Analisis Angka Keamanan dan Total *Displacement*

Analisis angka keamanan dan Total *Displacement* dilakukan dengan program bantu PLAXIS. Angka keamanan rencana adalah 1.5. Pemilihan profil *sheet pile* dilakukan dengan *trial and error* pada PLAXIS hingga mendapatkan angka keamanan dan *displacement* sesuai rencana. Permodelan dapat dilihat pada gambar 4.18.

Berdasarkan perhitungan dengan PLAXIS profil *sheet pile* yang digunakan yaitu jenis LARSEN 601, dan CPC W-323 dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tipe 1 : Turap Baja LARSEN 601

W : 745 cm³

I : 11520 cm⁴

t : 7.5 mm

b : 600 mm

h : 310 mm

EA : 1.20E+12 kN/m

EI : 2.304E+10 kNm²/m

Tipe 2 : Turap Beton CPC W325

I : 134264 cm⁴

Fc' : 62 Mpa

b : 1000 mm

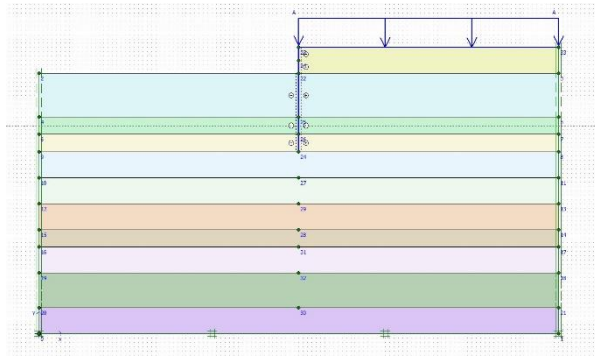
h : 350 mm

EA : 4.89E+10 kN/m

EI : 4.97E+08 kNm²/m

Spesifikasi lengkap profil *sheet pile* dapat dilihat dalam **lampiran 5 (halaman 182)**.

Hasil perhitungan dengan PLAXIS ditunjukkan pada Gambar 4.19, Gambar 4.20, Gambar 4.21, dan Gambar 4.22.



Gambar 4. 18 Permodelan Turap

Plaxis 8.2 Calculations - Base.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves

Output...

General Parameters Multipliers Preview

Show

- Input values
- Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A

MloadA: N/A

MloadB: N/A

Mweight: N/A

Maccel: N/A

Msf: 0.1000

Total multipliers

Σ -Mdisp: 1.0000

Σ -MloadA: 1.0000

Σ -MloadB: 1.0000

Σ -Mweight: 1.0000

Σ -Maccel: 0.0000

Σ -Msf: 1.5787

Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	F
Initial phase	0	N/A	N/A	N/A	0.00 ...	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0.00 ...	1	0
✓ <Phase 2>	2	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0.00 ...	1	0

Gambar 4. 19 Angka Keamanan Turap Baja

Plaxis 8.2 Calculations - Base.pkx

File Edit View Calculate Help

Input Output Cures

Output...

General Parameters Multipliers Preview

Show

- Input values
- Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A

MloadA: N/A

MloadB: N/A

Mweight: N/A

Maccel: N/A

Msf: 0.1000

Total multipliers

Σ -Mdisp: 1.0000

Σ -MloadA: 1.0000

Σ -MloadB: 1.0000

Σ -Mweight: 1.0000

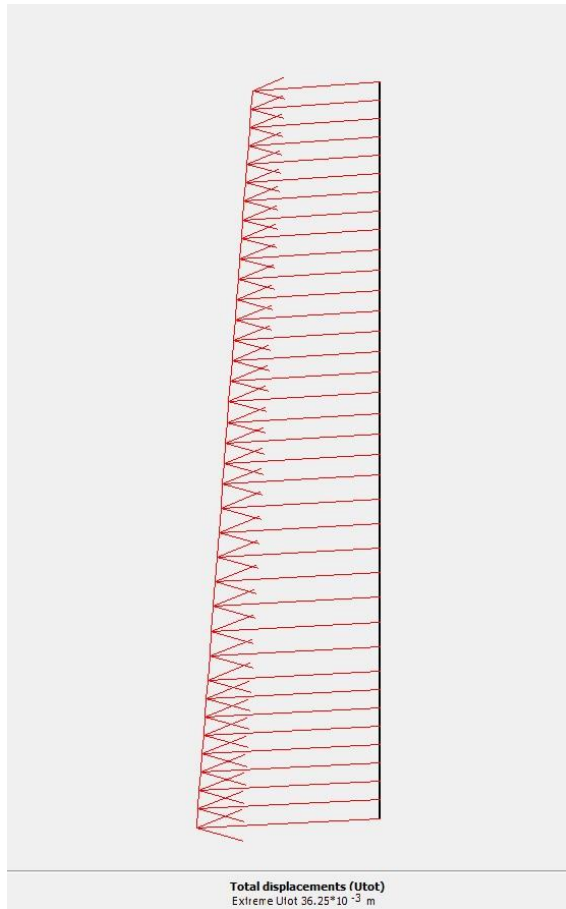
Σ -Maccel: 0.0000

Σ -Msf: 1.5842

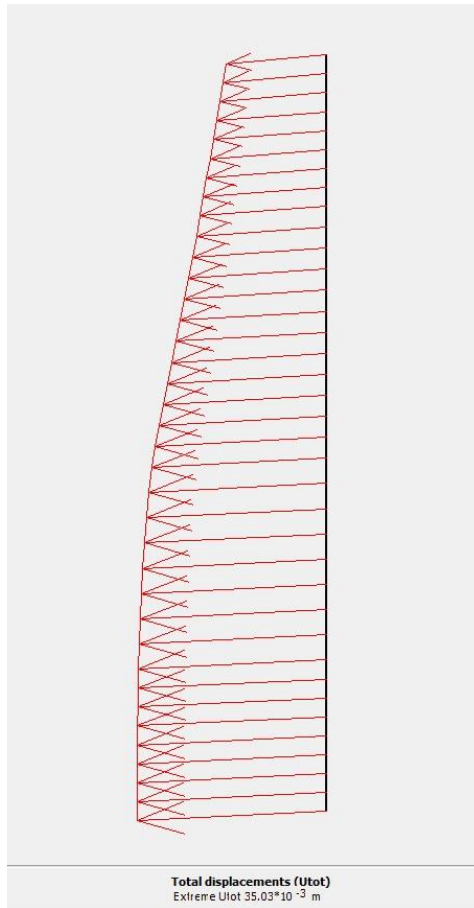
Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	F
Initial phase	0	N/A	N/A	N/A	0.00 ...	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0.00 ...	0	0
✓ <Phase 2>	2	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0.00 ...	0	0

Gambar 4. 20 Angka Keamanan Turap Beton



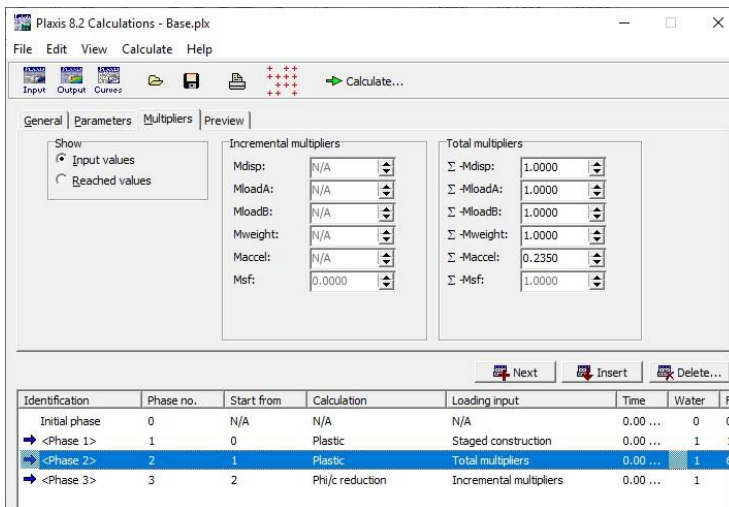
Gambar 4. 21 Displacement Turap Baja



Gambar 4. 22 Displacement Turap Beton

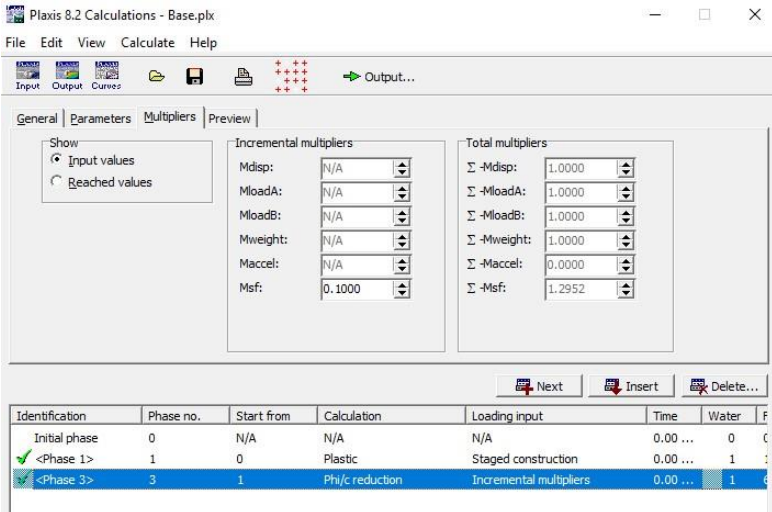
Berdasarkan analisis yang dilakukan dengan PLAXIS didapatkan **SF 1.578** untuk turap baja LARSSSEN 601 dan **SF 1.584** untuk turap beton CPC W325, dengan *displacement* masing-masing sebesar **36.25mm** dan **35.03mm**.

Analisis angka keamanan dan Total *Displacement* untuk gempa dilakukan dengan program bantu PLAXIS menggunakan metode analisis pseudostatik. Pada metode analisis pseudostatik, nilai koefisien gempa horizontal (k_h) dimasukkan kedalam program PLAXIS pada analisis Plastis, dengan Total Multiplier. Nilai k_h berdasarkan perhitungan sebelumnya dimasukkan dalam nilai ΣM_{accel} seperti pada gambar 4.23.

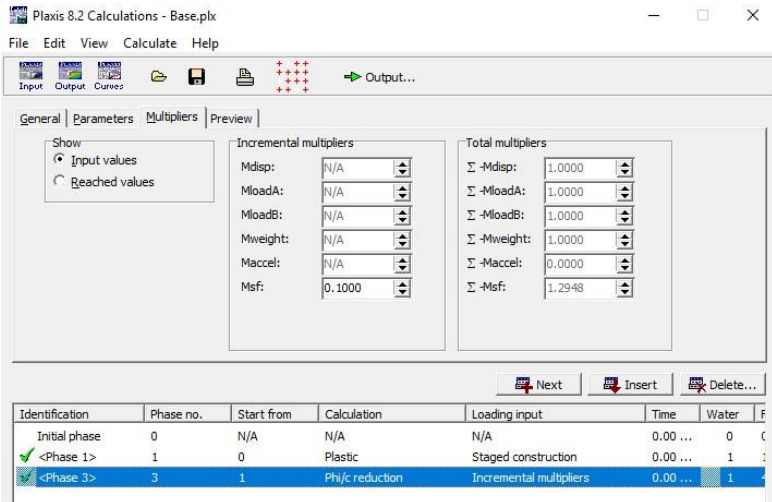


Gambar 4. 23 Analisis Gempa Pada PLAXIS

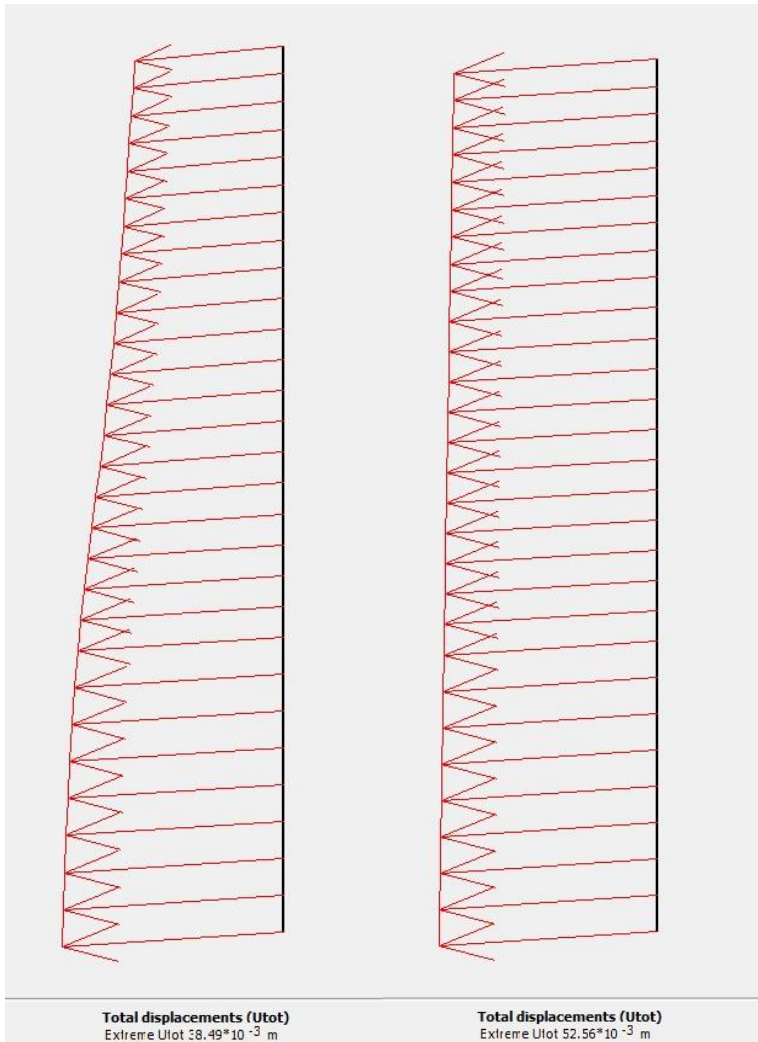
Hasil perhitungan akibat gempa dengan PLAXIS ditunjukkan pada Gambar 4.24, Gambar 4.25, Gambar 4.26.



Gambar 4. 24 Angka Keamanan Turap Beton Akibat Gempa



Gambar 4. 25 Angka Keamanan Turap Baja Akibat Gempa

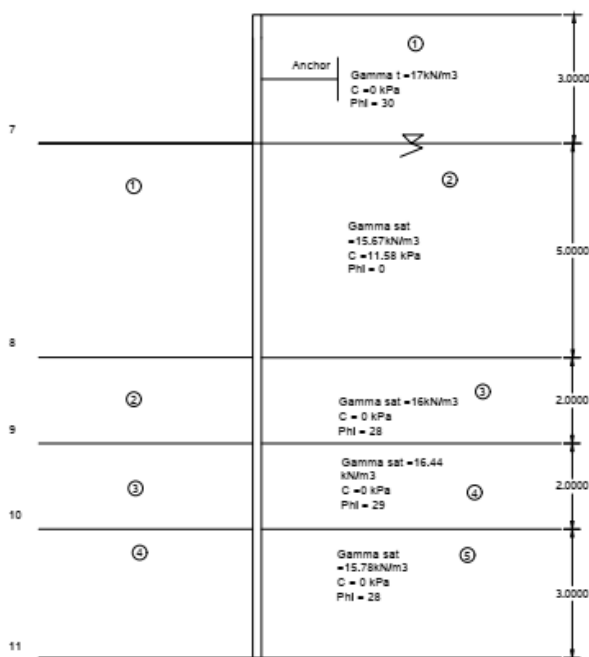


Gambar 4. 26 Displacement Turap Beton (kiri) dan Turap Baja (kanan) Akibat Gempa

Berdasarkan analisis yang dilakukan dengan PLAXIS akibat gempa didapatkan **SF 1.293** untuk turap baja LARSENEN 601 dan **SF 1.295** untuk turap beton CPC W325, dengan *displacement* masing-masing sebesar **52.56mm** dan **38.49mm**.

4.8 Perencanaan Turap dengan Angkur

Penentuan kedalaman turap dengan angkur dan pemilihan profil turap ditentukan berdasarkan perhitungan berikut :



Gambar 4. 27 Ilustrasi Perencanaan Turap dengan Anker

- A. Perhitungan Tegangan vertikal
Hasil perhitungan tegangan vertikal ditunjukkan dalam tabel 4.24.
- B. Perhitungan Tegangan Horizontal Tanah
Hasil perhitungan tegangan horizontal tanah ditunjukkan dalam tabel 4.25, dan tabel 4.26.
- C. Perhitungan Tekanan Tanah
Hasil perhitungan tekanan tanah ditunjukkan dalam tabel 4.27.
- D. Perhitungan Kedalaman Do
Perhitungan kedalaman turap dihitung menggunakan bantuan Microsoft Excel dimana dilakukan *trial and error* Do. Posisi kedalaman yang dicari yaitu ketika $\sum M = 0$ dititik pengankuran atau momen akibat tekanan tanah aktif (momen dorong) lebih kecil dari akibat tekanan tanah pasif (momen penahan). Berdasarkan hasil *trial and error* didapatkan Do = 5 m, D pakai = 1.2 x 5 = **6 m**. Akan digunakan D = 6 m sehingga pancang turap total = **9 m**. Hasil perhitungan ditunjukkan dalam tabel 4.29 dan 4.30.

Tabel 4. 29 Momen Dorong Pada Turap

AKTIF	D	Pa ₁	Pa ₂	y ₁	y ₂	M ₁	M ₂	Total M
1	0-3	10	25.50	1.50	2.00	0.00	12.75	12.75
2	3-8	189.2	70.88	5.00	6.33	662.20	342.56	1017.51

Tabel 4. 30 Momen Penahan Pada Turap

PASIF	D	P _{p1}	P _{p2}	y ₁	y ₂	M ₁	M ₂	Total M
1	3-8	115.8	128.78	5.50	6.33	463.20	622.41	1085.61

E. Perencanaan Angkur

- Perencanaan Diameter Angkur

Besarnya gaya yang diterima angkur adalah perbedaan tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif, Sehingga :

$$F = (Pa - Pp) * S$$

$$F = 51.00 \text{ kN}$$

$$F = 5.1 \text{ ton}$$

Direncanakan digunakan angkur baja dengan $\sigma = 3700$ kg/cm².

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

dimana A adalah luas penampang baja angkur, sehingga didapatkan besarnya diameter baja angkur (**d**) = **3.09 cm**. Digunakan **tulangan baja D36** sebagai baja angkur

- Perencanaan Pile Angkur

Angkur direncanakan menggunakan tiang minipile dengan spesifikasi :

Mini pile 20 x 20 cm

MCR = 0.8 ton-m

MN = 1.7 ton-m

W = 1333 cm³

Daya Dukung Ijin (N) = 20 ton

A = 400 cm²

Angkur menggunakan tiang miring yang daya dukungnya dihitung menggunakan perhitungan daya dukung tiang. Perhitungan daya dukung tiang dapat dilihat pada **lampiran 4 (halaman 180)**.

Direncanakan tiang angkur sedalam 8m, berdasarkan hasil perhitungan daya dukung tiang, didapatkan daya dukung tiang :

$$Q_L = 39.74 \text{ ton}$$

Tiang tersebut akan dipancang dengan sudut kemiringan 15° , sehingga daya dukung tiang miring dan F dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_s = \frac{Q_L}{\cos 15} = 41.14 \text{ ton}$$

$$F = Q_s \sin(15) = 10.64 \text{ ton}$$



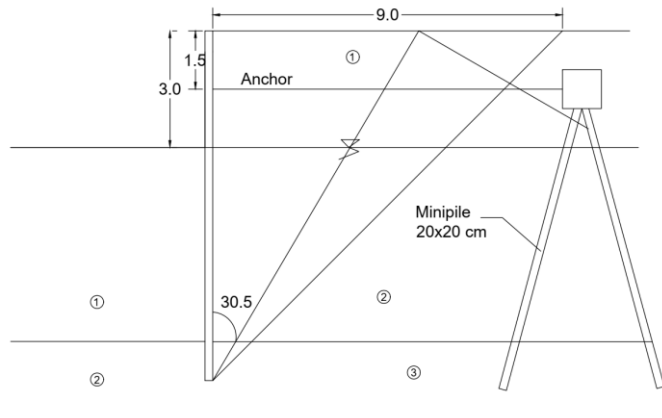
Gambar 4. 28 Ilustrasi Gaya-Gaya Tiang Miring

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan F sebesar 10.64 ton dan gaya ankur yang dibutuhkan yaitu 5.10 ton sehingga *anchored pile* dipasang setiap **2 meter**. Tetapi agar memastikan kestabilan ankur, digunakan 2 buah ankur (ankur tarik dan ankur tekan) sehingga kuat tarik total ankur adalah 21.28 ton sehingga digunakan *anchored pile* setiap **4 meter**.

- Perencanaan Letak Angkur
 - Letak ankur harus terletak pada zona tanah yang stabil, yaitu jika :
1. Daerah aktif turap yang akan runtuh tidak memotong bidang longsor blok ankur

2. Blok angkur terletak dibawah garis tarik dari ujung bawah turap yang membuat sudut ϕ terhadap horizontal.

Berdasarkan hasil ilustrasi sudut keruntuhan pada gambar 4.29, maka direncanakan panjang angkur **P = 9m.**



Gambar 4. 29 Ilustrasi Letak Angkur

- F. Analisis Angka Keamanan dan *Displacement Sheet Pile*
 Analisis angka keamanan dan *displacement sheet pile* dilakukan dngan program bantu PLAXIS. Angka keamanan rencana adalah 1.5. Pemilihan profil *sheet pile* dilakukan dengan *trial and error* pada PLAXIS hingga mendapatkan angka ekamana dan *displacement* sesuai rencana.

Berdasarkan perhitungan dengan PLAXIS profil *sheet pile* yang digunakan yaitu jenis LARSSSEN 601, dan CPC W-323 dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tipe 1 : Turap Baja LARSSSEN 601

W : 745 cm³

I : 11520 cm⁴

t : 7.5 mm

b : 600 mm
 h : 310 mm
 EA : $1.20E+12$ kN/m
 EI : $2.304E+10$ kNm²/m

Tipe 2 : Turap Beton CPC W325

I : 134264 cm⁴
 F_c' : 62 Mpa
 b : 1000 mm
 h : 350 mm
 EA : $4.89E+06$ kN/m
 EI : $4.97E+04$ kNm²/m

Spesifikasi lengkap profil *sheet pile* dapat dilihat dalam **lampiran 5 (halaman 182)**.

Hasil perhitungan dengan PLAXIS ditunjukkan pada Gambar 4.30, Gambar 4.31.

Plaxis 8.2 Calculations - Base.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves Output...

General Parameters Multipliers Preview

Show
 Input values
 Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A
 MloadA: N/A
 MloadB: N/A
 Mweight: N/A
 Maccel: N/A
 Msf: 0.1000

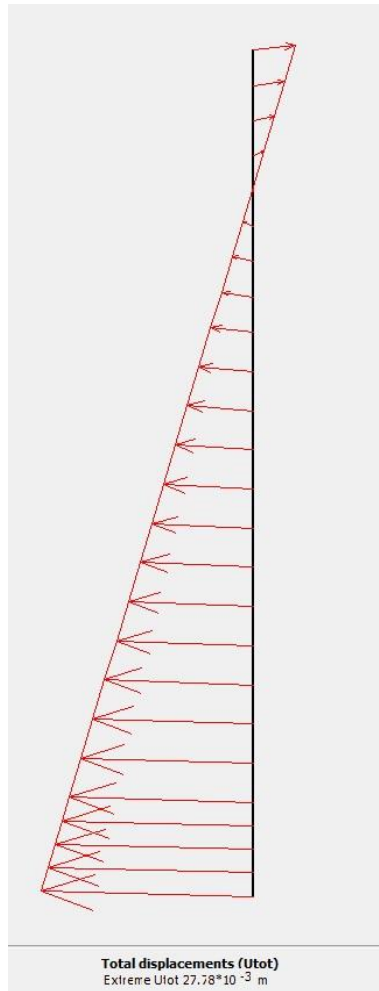
Total multipliers

Σ -Mdisp: 1.0000
 Σ -MloadA: 1.0000
 Σ -MloadB: 1.0000
 Σ -Mweight: 1.0000
 Σ -Maccel: 0.0000
 Σ -Msf: 1.8853

Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	F
Initial phase	0	N/A	N/A	N/A	0.00 ...	0	
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0.00 ...	0	
✓ <Phase 2>	2	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0.00 ...	0	

Gambar 4. 30 Angka Keamanan Turap dengan Angkur



Gambar 4. 31 Displacement Turap Dengan Angkur

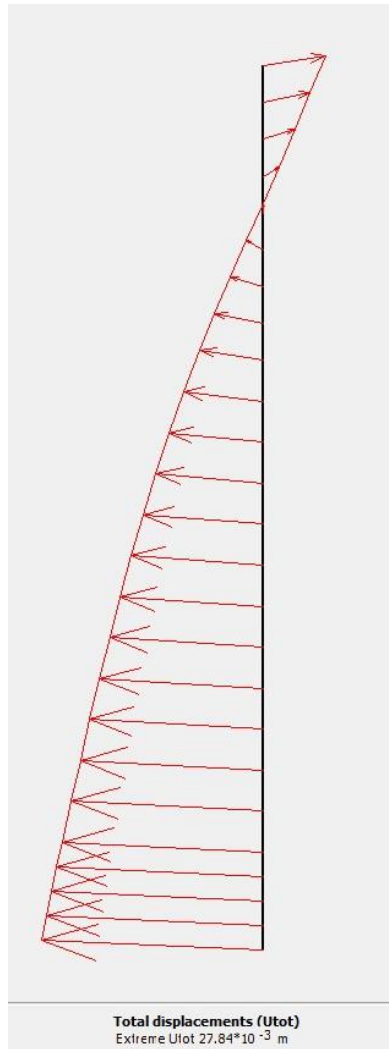
Berdasar hasil analisis dengan menggunakan PLAXIS, didapatkan besarnya *displacement* turap dengan angkur sebesar **27.78 mm**, dan besarnya angka keamanan **SF = 1.885**.

Analisis angka keamanan dan Total *Displacement* untuk gempa dilakukan dengan program bantu PLAXIS menggunakan metode analisis pseudostatik. Pada metode analisis pseudostatik, nilai koefisien gempa horizontal (k_h) dimasukkan kedalam program PLAXIS pada analisis Plastis, dengan Total Multiplier. Nilai k_h berdasarkan perhitungan sebelumnya dimasukkan dalam nilai ΣM_{accel} seperti pada gambar 4.21.

Hasil perhitungan akibat gempa dengan PLAXIS ditunjukkan pada Gambar 4.32, Gambar 4.33.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	F
Initial phase	0	N/A	N/A	N/A	0.00 ...	0	0
→ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0.00 ...	1	:
→ <Phase 4>	4	1	Plastic	Total multipliers	0.00 ...	1	:
→ <Phase 3>	3	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0.00 ...	1	9

Gambar 4. 32 Angka Keamanan Turap dengan Angkur Akibat Gempa



Gambar 4. 33 Displacement Turap dengan Angkur Akibat Gempa

Berdasar hasil analisis dengan menggunakan PLAXIS, didapatkan besarnya *displacement* turap dengan angkur sebesar **27.84 mm**, dan besarnya angka keamanan **SF = 1.295**.

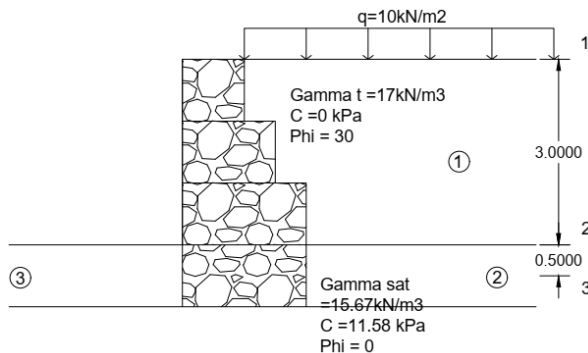
4.9 Perencanaan Gabion Wall dengan Websol

Direncanakan gabion wall dengan dimensi sebagai berikut:

H = 4 m

B = 2 m

Jumlah Lapis = 4 Lapis



Gambar 4. 34 Perencanaan Gabion Wall

4.9.1 Perhitungan Gaya – Gaya Pada Dinding

Perhitungan gaya yang bekerja pada dinding antara lain :

- Tegangan Vertikal
- Tegangan Horizontal Tanah
- Tekanan Tanah Aktif, Pasif, dan Gempa
- Momen Akibat Tekanan Tanah dan Gempa

A. Perhitungan Tegangan Vertikal

$$\sigma'v = \sum (\gamma_i \cdot h_i - \gamma_w \cdot h_w)$$

$$\sigma'v1 = 10 + 17 * 0 = 10 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v2 = 10 + (17 * 3) = 61 \text{ kPa}$$

$$\sigma'v3 = 61 + (5.67 * 1) = 66.67 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v4} = 5.67 * 0 = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v5} = 0 + (5.67 * 1) = 5.67 \text{ kPa}$$

Rekapitulasi tegangan vertikal tanah dapat dilihat pada tabel 4.31.

Tabel 4. 31 Tegangan Vertikal

P1 _v '	0	kPa	P4 _v '	0	kPa
P2 _v '	51.00	kPa	P5 _v '	5.67	kPa
p3 _v '	56.67	kPa			

B. Perhitungan Tegangan Horizontal Tanah

$$\sigma h_{aktif} = \sigma' * Ka - (2c\sqrt{Ka})$$

$$\sigma h_{pasif} = \sigma' * Kp + (2c\sqrt{Kp})$$

Aktif

- Lapisan 1

Atas

$$\sigma h_{aktif} = 10 * 0.33 - (2 * 0\sqrt{0.33}) = 3.33 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 61.00 * 0.33 - (2 * 0\sqrt{0.33}) = 20.33 \text{ kPa}$$

- Lapisan 2

Atas

$$\sigma h_{aktif} = 61.00 * 1 - (2 * 11.58\sqrt{1}) = 37.84 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 66.67 * 1 - (2 * 11.58\sqrt{1}) = 43.51 \text{ kPa}$$

Pasif

- Lapisan 1

Atas

$$\sigma h_{pasif} = 0 * 1 + (2 * 11.58\sqrt{1}) = 23.16 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{pasif} = 5.67 * 1 + (2 * 11.58\sqrt{1}) = 28.83 \text{ kPa}$$

Rekapitulasi tegangan tanah dapat dilihat pada tabel 4.32.

Tabel 4. 32 Tegangan Tanah Aktif dan Pasif

AKTIF	P'_v	K_a/K_p	P'_h
Lapisan 1	10	0.3333	3.33
	61.00	0.3333	20.33
Lapisan 2	61.00	1	37.84
	66.67	1	43.51

PASIF	P'_v	K_a/K_p	P'_h
Lapisan 1	0.00	1	23.16
	5.67	1	28.83

C. Perhitungan Gaya Gempa

Untuk menghitung gaya gempa menggunakan metode analisis pseudostatik, nilai k_h dan k_v serta percepatan desain (A_m) dicari menggunakan tahapan di bawah ini (berdasarkan AASHTO, 1996)

1. Mencari nilai PGA_m berdasarkan kelas situs
2. Menghitung nilai percepatan desain dengan rumus $A_m = [(1.45 - PGA_m)PGA_m]$
3. Menghitung nilai k_h yang diambil sebesar $0.6A_m$ dan k_v yang diambil sebesar $0.5A_m$

Berdasarkan peta gempa Indonesia tahun 2017, terjadi kenaikan nilai PGA (*peak ground acceleration*) pada lokasi dinding (Tuban). Adapun nilai PGA yang tertera dalam peta gempa Indonesia tahun 2017 adalah **0.4**.

Disisi lain, tanah dasar lokasi dinding berada dapat dikategorikan sebagai tanah lunak (SE).

Didapatkan besarnya nilai F_{PGA} berdasarkan SNI 8460 : 2017 adalah 0.9.

Sehingga didapatkan nilai – nilai untuk menghitung gaya gempa dengan menggunakan analisis pseudostatik sebagai berikut :

$$PGA_m = 0.9 * 0.4 = 0.36$$

$$A_m = [(1.45 * 0.36)0.36] = 0.392$$

$$k_h = 0.6 * 0.392 = 0.235$$

$$k_v = 0.5 * 0.392 = 0.19$$

Untuk menghitung koefisien tekanan tanah akibat gempa, digunakan metode perhitungan menurut Mononobe-Okabe, dimana :

$$K_{AE} = a_{12} / (a_2 \cdot a_3)$$

$$a_1 = \sin(\psi + \varphi'_d - \theta)$$

$$a_2 = \cos\theta \cdot \sin 2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d)$$

$$a_3 = 1 + [\sin(\varphi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_d - \beta - \theta) / \sin(\psi - \theta - \delta_d) / \sin(\psi + \beta)]^{0.5}$$

$$K_{PE} = p_{12} / (p_2 \cdot p_3)$$

$$p_1 = \sin(\psi + \varphi'_d - \theta)$$

$$p_2 = \cos\theta \cdot \sin 2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d)$$

$$p_3 = 1 - [\sin(\varphi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_d - \beta - \theta) / \sin(\psi - \theta - \delta_d) / \sin(\psi + \beta)]^{0.5}$$

Dimana :

$$\Psi = 90 \text{ (kemiringan dinding)}$$

$$\tan\theta = k_h / (1 - k_v)$$

$$\theta = 16.293$$

Sehingga berdasarkan perhitungan diatas didapatkan nilai

$$K_{AE} = \frac{0.97}{(0.92 \cdot 1.35)} = 0.56$$

$$K_{PE} = \frac{0.97}{(0.92 \cdot 0.65)} = 2.43$$

D. Perhitungan Tegangan Horizontal Tanah Akibat Gempa

$$\sigma h_{aktif} = \sigma' * Ka - (2c\sqrt{Ka})$$

$$\sigma h_{pasif} = \sigma' * Kp + (2c\sqrt{Kp})$$

• Lapisan 1

Atas

$$\sigma h_{aktif} = 10 * 0.56 - (2 * 0\sqrt{0.56}) = 5.61 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 61.00 * 0.56 - (2 * 0\sqrt{0.56}) = 34.22 \text{ kPa}$$

• Lapisan 2

Atas

$$\sigma h_{aktif} = 61.00 * 0.56 - (2 * 11.58\sqrt{0.56}) = 16.88 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{aktif} = 63.84 * 0.56 - (2 * 11.58\sqrt{0.56}) = 20.06 \text{ kPa}$$

• Lapisan 3

Atas

$$\sigma h_{pasif} = 61.00 * 2.43 - (2 * 11.58\sqrt{0.56}) = 36.14 \text{ kPa}$$

Bawah

$$\sigma h_{pasif} = 63.84 * 2.43 - (2 * 11.58\sqrt{0.56}) = 49.94 \text{ kPa}$$

Rekapitulasi tegangan tanah akibat gempa dapat dilihat dalam tabel 4.33

Tabel 4. 33 Tegangan Tanah Horizontal Akibat Gempa

Gempa			
AKTIF	P' _v	K _{AE}	P' _h
Lapisan 1	10	0.56	5.61
	61	0.56	34.22
Lapisan 2	61.00	0.56	16.88
	66.67	0.56	20.06

Tabel 4. 34 **Lanjutan** Tegangan Tanah Horzintal Akibat Gempa

Gempa			
PASIF	P'_v	K_{PE}	P'_h
Lapisan 3	0.00	2.43	36.14
	5.67	2.43	49.94

E. Perhitungan Tekanan Tanah

Tekanan tanah didapatkan dengan menghitung luasan grafik tegangan tanah horzintal. Perhitungan tekanan dibagi menjadi 2, yaitu luasan segitiga dan persegi agar mempermudah dalam mencari titik berat yang digunakan dalam perhitungan lengan momen selanjutnya.

Hasil perhitungan tekanan tanah ditunjukkan dalam tabel 4.13, dengan P1 adalah tekanan tanah dengan luasan persegi, dan P2 adalah tekanan tanah dengan luasan segitiga.

- Lapisan 1
 - $Pa1 = 3.33 * 3 = 10 \text{ kN/m}$
 - $Pa2 = 0.5 * (20.33 - 3.33) * 3 = 25.50 \text{ kN/m}$
- Lapisan 2
 - $Pa1 = 37.84 * 1 = 37.84$
 - $Pa2 = 0.5 * (43.51 - 37.84) * 1 = 2.84 \text{ kN/m}$
- Lapisan 3
 - $Pp1 = 23.16 * 1 = 23.16 \text{ kN/m}$
 - $Pp2 = 0.5 * (28.83 - 23.16) * 1 = 2.84 \text{ kN/m}$

Besarnya nilai tekanan tanah dapat dilihat dalam tabel 4.35.

Tabel 4. 35 Tekanan Tanah

Tanah					
AKTIF	Kedalaman	P_{a1}	P_{a2}	y_1	y_2
Lapisan	m	kN/m	kN/m	m	m
1	3.00	10	25.50	2	1.5
2	1.00	37.84	2.84	0.25	0.17
	P_a tot	76.17			

Tanah					
PASIF	Kedalaman	P_{p1}	P_{p2}	y_1	y_2
Lapisan	m	kN/m	kN/m	m	m
1	1.00	23.16	2.84	0.25	0.17
	P_p tot	25.99			

Dengan menggunakan perhitungan yang sama, didapatkan tekanan tanah aktif akibat gempa yang dapat dilihat dalam tabel 4.36

Tabel 4. 36 Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

Gempa					
AKTIF	Kedalaman	P_{a1}	P_{a2}	y_1	y_2
Lapisan	m	kN/m	kN/m	m	m
1	3.00	16.83	42.92	2.00	1.50
2	1.00	16.88	1.59	0.25	0.17
	P_a tot	78.22			
Gempa					
PASIF	Kedalaman	P_{p1}	P_{p2}	y_1	y_2
Lapisan	m	kN/m	kN/m	m	m
1	1.00	36.14	6.90	0.25	0.17
	P_p tot	43.04			

F. Perhitungan Berat Dinding dan Tanah

Perhitungan berat dinding dan tanah yang kemudian akan digunakan untuk Menghitung kestabilan dinding dari guling, geser, dan daya dukung.

Tabel 4. 37 Perhitungan Gaya Vertikal dan Momen Resist

Section	Area (m ²)	W (kN)	Y (m)	M (kNm)
1	1	22	0.5	11
2	1.5	33	0.75	24.75
3	4	88	1	88
4	1.5	17	1.5	25.5
	ΣV	160.00	ΣMr	149.25

G. Cek Kestabilan Dinding Terhadap Geser, Guling, dan Daya Dukung

1. Cek Kestabilan Dinding Tanpa Gempa, Dengan Kondisi Tanah Inisial

• Cek Geser

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a + P_p}{P_a \cos\alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a + P_p}{P_a \cos\alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{160 * \tan(0) + 2 * 12.5 + 25.99}{76.175} = 0.66$$

Berdasarkan perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai **FS_{geser}** sebesar **0.66**, dimana kurang dari 1.5. Hal ini dikarenakan tanah dasar tidak memiliki nilai sudut geser, sehingga diperlukan panjang kaki dinding yang lebih panjang (B).

• Cek Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d}$$

$$FS_{guling} = \frac{149.25}{61.92} = 2.41$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai **Fsguling** sebesar **2.41**, Dimana syarat keamanan dinding untuk guling adalah $FS > 2$. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa dinding mampu menahan guling.

- Cek Daya Dukung

Perhitungan angka keamanan daya dukung adalah perbandingan daya dukung ultimate tanah berdasarkan perhitungan pondasi dangkal Terzhagi dibanding dengan tegangan maksimum pada bagian bawah dinding.

Menghitung Eksentrisitas

$$M_{net} = M_r - M_o = 149.25 - 61.92 = 87.33kPa$$

$$CE = \frac{M_{net}}{\sum V} = \frac{149.25}{160} = 0.54m$$

$$e = \frac{B}{2} - CE = \frac{2}{2} - 0.54 = 0.46m$$

Menghitung q_{max}

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = 101.78kPa$$

Menghitung FS Daya Dukung

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

$$FS = \frac{c \cdot NC + q \cdot NQ + 0,5B \cdot N\gamma \cdot \gamma}{q_{max}}$$

Dimana besarnya nilai NC, NQ, dan $N\gamma$ untuk nilai $\emptyset=0$ berdasarkan tabel bearing capacity failure menurut Terzhagi adalah :

$$NC = 5.70$$

$$NQ = 1$$

$$Ny = 0$$

$$FS = \frac{12.5 * 5.70 + (5.67 * 0.5) * 1 + 0.5 * 5.67 * 2 * 0}{101.78} = 0.72$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap daya dukung, didapatkan nilai **FS** sebesar **0.72**, Dimana syarat keamanan daya dukung adalah $FS > 3$. Hal ini dikarenakan tanah dasar yang merupakan lempuk lunak, sehingga memiliki daya dukung yang sangat rendah.

2. Cek Kestabilan Dinding Dengan Gempa, Dengan Kondisi Tanah Inisial

• Cek Geser

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{165.89 * \tan(0) + 3.5 * 12.5 + 25.99}{78.21} = 0.31$$

Berdasarkan perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai **FS_{geser}** sebesar **0.31**, dimana kurang dari 1.5. Hal ini dikarenakan tanah dasar tidak memiliki nilai sudut geser, sehingga diperlukan panjang kaki dinding yang lebih panjang (B).

• Cek Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d}$$

$$FS_{guling} = \frac{149.25}{92.34} = 1.61$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai **Fsguling** sebesar **1.61**, Dimana syarat

keamanan dinding untuk guling adalah $FS > 2$. Karena dinding tidak mampu menahan guling, kekuatan terhadap guling kemudian dihitung dalam kestabilan geogrid.

- Cek Daya Dukung

Perhitungan angka keamanan daya dukung adalah perbandingan daya dukung ultimate tanah berdasarkan perhitungan pondasi dangkal Terzhagi dibanding dengan tegangan maksimum pada bagian bawah dinding.

Menghitung Eksentrisitas

$$M_{net} = M_r - M_o = 149.25 - 92.34 = 56.90 kPa$$

$$CE = \frac{M_{net}}{\sum V} = \frac{56.90}{160} = 0.35m$$

$$e = \frac{B}{2} - CE = \frac{2}{2} - 0.35 = 0.54m$$

Menghitung q_{max}

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = 122.06 kPa$$

Menghitung FS Daya Dukung

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

$$FS = \frac{c \cdot NC + q \cdot NQ + 0,5B \cdot N\gamma \cdot \gamma}{q_{max}}$$

Dimana besarnya nilai NC, NQ, dan $N\gamma$ untuk nilai $\emptyset=0$ berdasarkan tabel bearing capacity failure menurut Terzhagi adalah :

$$NC = 5.70$$

$$NQ = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$FS = \frac{12.5 * 5.70 + (5.67 * 0.5) * 1 + 0.5 * 5.67 * 2 * 0}{122.06} = 0.60$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap daya dukung, didapatkan nilai **FS** sebesar **0.60**, Dimana syarat keamanan daya dukung adalah $FS > 3$. Hal ini dikarenakan tanah dasar yang merupakan lempuk lunak, sehingga memiliki daya dukung yang sangat rendah.

3. Cek Kestabilan Dinding Dengan Gempa, Dengan Kondisi Tanah Fase 1

- Cek Geser

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{165.89 * \tan(0) + 3.5 * 11.58 + 25.99}{78.21} = 0.29$$

Berdasarkan perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai **FS_{geser}** sebesar **0.29**, dimana kurang dari 1.5. Hal ini dikarenakan tanah dasar tidak memiliki nilai sudut geser, sehingga diperlukan panjang kaki dinding yang lebih panjang (B).

- Cek Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d}$$

$$FS_{guling} = \frac{149.25}{92.34} = 1.61$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai **Fsguling** sebesar **1.61**, Dimana syarat keamanan dinding untuk guling adalah $FS > 2$. Karena dinding tidak mampu menahan guling, kekuatan terhadap guling kemudian dihitung dalam kestabilan geogrid.

- **Cek Daya Dukung**
Perhitungan angka keamanan daya dukung adalah perbandingan daya dukung ultimate tanah berdasarkan perhitungan pondasi dangkal Terzhagi dibanding dengan tegangan maksimum pada bagian bawah dinding.

Menghitung Eksentrisitas

$$M_{net} = M_r - M_o = 149.25 - 92.34 = 56.90 kPa$$

$$CE = \frac{M_{net}}{\sum V} = \frac{56.90}{160} = 0.35m$$

$$e = \frac{B}{2} - CE = \frac{2}{2} - 0.35 = 0.54m$$

Menghitung q_{max}

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = 122.06 kPa$$

Menghitung FS Daya Dukung

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

$$FS = \frac{c \cdot NC + q \cdot NQ + 0.5B \cdot N\gamma \cdot \gamma}{q_{max}}$$

Dimana besarnya nilai NC, NQ, dan $N\gamma$ untuk nilai $\phi=0$ berdasarkan tabel bearing capacity failure menurut Terzhagi adalah :

$$NC = 5.70$$

$$NQ = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$FS = \frac{11.58 * 5.70 + (5.67 * 0.5) * 1 + 0.5 * 5.67 * 2 * 0}{122.06} = 0.56$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap daya dukung, didapatkan nilai **FS** sebesar **0.56**, Dimana syarat keamanan daya dukung adalah $FS > 3$. Hal ini dikarenakan tanah dasar yang merupakan lempuk lunak, sehingga memiliki daya dukung yang sangat rendah.

4. Cek Kestabilan Dinding Dengan Gempa, Dengan Kondisi Tanah Fase 1

- Cek Geser

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

$$FS_{geser} = \frac{165.89 * \tan(0) + 3.5 * 7.85 + 25.99}{78.21} = 0.20$$

Berdasarkan perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai **FS_{geser}** sebesar **0.20**, dimana kurang dari 1.5. Hal ini dikarenakan tanah dasar tidak memiliki nilai sudut geser, sehingga diperlukan panjang kaki dinding yang lebih panjang (B).

- Cek Guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_d}$$

$$FS_{guling} = \frac{149.25}{92.34} = 1.61$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai **Fsguling** sebesar **1.61**, Dimana syarat keamanan dinding untuk guling adalah $FS > 2$. Karena dinding tidak mampu menahan guling, kekuatan terhadap guling kemudian dihitung dalam kestabilan geogrid.

- Cek Daya Dukung

Perhitungan angka keamanan daya dukung adalah perbandingan daya dukung ultimate tanah berdasarkan

perhitungan pondasi dangkal Terzhagi dibanding dengan tegangan maksimum pada bagian bawah dinding.

Menghitung Eksentrisitas

$$M_{net} = M_r - M_o = 149.25 - 92.34 = 56.90 kPa$$

$$CE = \frac{M_{net}}{\sum V} = \frac{56.90}{160} = 0.35m$$

$$e = \frac{B}{2} - CE = \frac{2}{2} - 0.35 = 0.54m$$

Menghitung q_{max}

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) = 122.06 kPa$$

Menghitung FS Daya Dukung

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

$$FS = \frac{c \cdot NC + q \cdot NQ + 0.5B \cdot N\gamma \cdot \gamma}{q_{max}}$$

Dimana besarnya nilai NC, NQ, dan $N\gamma$ untuk nilai $\phi=0$ berdasarkan tabel bearing capacity failure menurut Terzhagi adalah :

$$NC = 5.70$$

$$NQ = 1$$

$$N\gamma = 0$$

$$FS = \frac{7.85 * 5.70 + (5.67 * 0.5) * 1 + 0.5 * 5.67 * 2 * 0}{122.06} = 0.38$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap daya dukung, didapatkan nilai **FS** sebesar **0.38**, Dimana syarat keamanan daya dukung adalah $FS > 3$. Hal ini dikarenakan

tanah dasar yang merupakan lempuk lunak, sehingga memiliki daya dukung yang sangat rendah.

Berdasarkan keempat kondisi diatas (sub bab 4.3.3) didapatkan penurunan nilai angka keamanan pada setiap fase pengeringan dan pembasahan. Disisi lain, faktor gempa juga banyak mempengaruhi keamanan dari dinding penahan. Rekapitulasi nilai keamanan dari setiap kondisi dapat dilihat dalam tabel 4.38.

Tabel 4. 38 Rekapitulasi Angka Keamanan

Kondisi	SF Geser	SF Guling	SF Dukung
1	0.67	2.41	0.72
2	0.32	1.62	0.60
3	0.30	1.62	0.56
4	0.20	1.62	0.39

Karena nilai keamanan terhadap geser dan daya dukung yang tidak memenuhi, maka akan dilakukan rekayasa dengan menggunakan pondasi sumuran. Perencanaan pondasi sumuran dihitung dengan menggunakan perencanaan berdasarkan nilai NSPT.

Direncanakan pondasi sumuran dengan ukuran diameter 60cm dengan kedalaman 1m.

- Perencanaan daya dukung tiang pancang berdasarkan nilai SPT, Berdasarkan perumusan Meyerhof.
1. Koreksi terhadap muka air tanah
Khusus untuk tanah pasir halus, pasir berlanau dan pasir berlempung yang berada dibawah muka air tanah apabila nilai $N > 15$:
 - $N1 = 15 + 0.5(N - 15)$

$$- N1 = 0.6N$$

Dipilih harga N1 terkecil

2. Koreksi terhadap overburden pressure dari tanah
Hasil dari koreksi N1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah.

$$- N2 = \frac{4N1}{1+0.4 Po}, \text{ bila } Po \leq 7.5 \text{ ton/m}^2$$

$$- N2 = \frac{4N1}{3.25+0.1 Po}, \text{ bila } Po > 7.5 \text{ ton/m}^2$$

Tiang pancang dibagi menjadi n segmen ($h_i = 1 \text{ m}$)

Sehingga besarnya P ultimate 1 tiang adalah :

$$P_{ult} = Cn. A_{ujung} + \sum C_{li}. A_{si}$$

Dimana,

C_{li} = hambatan geser selimut tiang pada segmen i

A_{si} = luas selimut tiang pada segmen i

C_n = $40 \bar{N}$

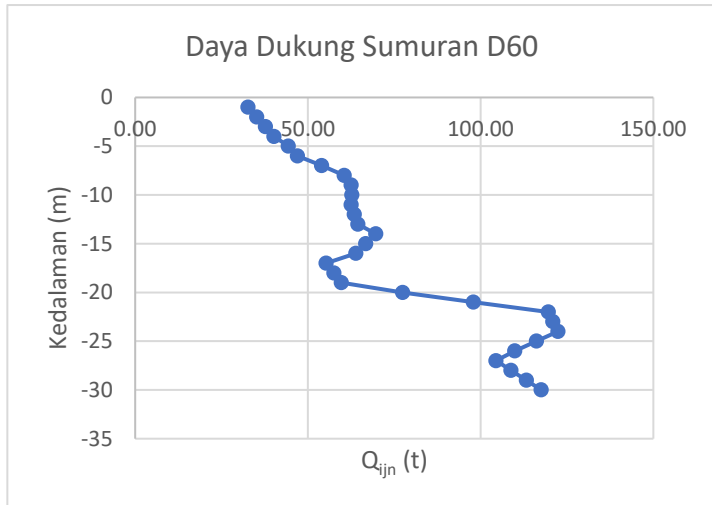
\bar{N} = Harga rata-rata N2 4D dibawah ujung sampai 8D diatas ujung tiang

$$Q_{ijn} = \frac{Q_{ult}}{SF} = \frac{Q_{ult}}{3}$$

Dimana,

Q_{ijn} = Daya dukung tiang ijin (ton)

Dari perhitungan keamanan daya dukung dinding kantilever besarnya gaya vertikal yang perlu diterima pondasi adalah 24.41 ton. Sehingga berdasarkan grafik daya dukung pondasi (gambar 4. 35), dibutuhkan pondasi sumuran D60 sedalam 1m dengan daya dukung 32.67 ton. Besarnya daya dukung pondasi sumuran dapat dilihat dalam **lampiran 4 (halaman 181)**.



Gambar 4. 35 Grafik Daya Dukung Pondasi Sumuran

H. Menghitung Gaya Tahanan Websol

Websol dikombinasikan dengan gabion wall untuk memberikan penambahan tahanan pada bidang longsor sehingga meningkatkan daya dukung. Pada perhitungan kestabilan gabion wall sebelumnya, didapatkan bahwa gabion wall mampu menahan guling, dan aman terhadap kegagalan daya dukung, tetapi tidak mampu menahan geser.

Direncanakan websol sebagai berikut :

Tipe = Geogrid Biaxial PP

Kuat Tarik = 20 kN

Tall = 9.09 kN/m

(F_{sid} = 1.1, F_{scr} = 2, F_{scd} = 1, F_{sbd} = 1)

1. Perhitungan Spasi

Karena spasi pada geogrid mengikuti jarak tumpukan antar gabion wall, makanya ditentukan $S_v = 1$ m.

2. Perhitungan Panjang Geogrid

$$L = Le + Lr + Lo$$

$$Le = \frac{Sv * \sigma_H * SF}{2[c + \sigma_v(tg\delta)]}$$

$$Lr = (H - Z) * \left[tg \left(45 - \frac{\emptyset}{2} \right) \right]$$

$$Le = \frac{Sv * \sigma_H * SF}{4[c + \sigma_v(tg\delta)]}$$

Hasil perhitungan panjang geogrid dapat dilihat pada table 4.39 dan 4.40.

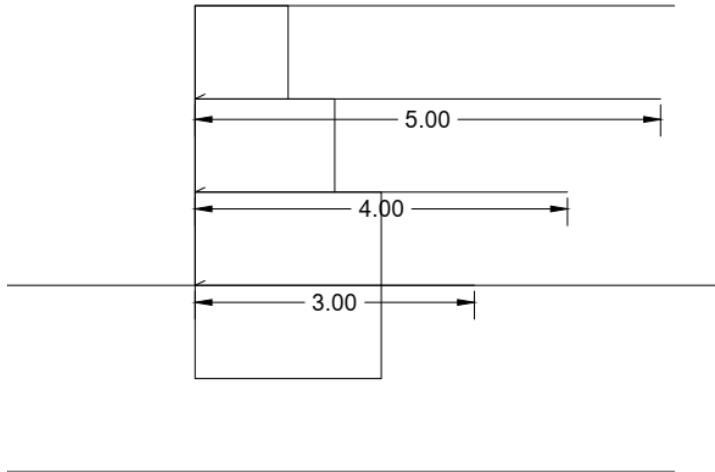
Tabel 4. 39 Panjang geogrid

Layer	Z (m)	Sv (m)	σ_h (kPa)	σ_v (kPa)	c (kPa)	\emptyset (°)	Le (m)	Le pakai (m)	Lr (m)	Ltot (m)	Lpakai (m)
3	1	1	5.667	17	0	30	0.375	1	1.155	2.155	3
2	2	1	11.333	34	0	30	0.375	1	0.577	1.577	2
1	3	1	17	51	0	30	0.375	1	0	1	1

Tabel 4. 40 Panjang Total Geogrid

Layer	Lgab (m)	Lgeo (m)	Ltot (m)	Lpakai (m)
3	1	3	4	5
2	1.5	2	3.5	4
1	2	1	3	3

Berdasarkan hasil perhitungan, didesain pemasangan geogrid sebanyak 3 lapis dengan jarak antar geogrid sebesar 1 m, sesuai dengan tingkat penumpukan gabion wall. Ilustrasi lapisan websol dapat dilihat pada gambar 4.36.



Gambar 4. 36 Lapisan Websol

3. Cek Stabilitas Eksternal Geogrid

$$P1 = \sigma_v * H * 0.5$$

$$P1 = 17 * 3 * 0.5 = 25.50kN$$

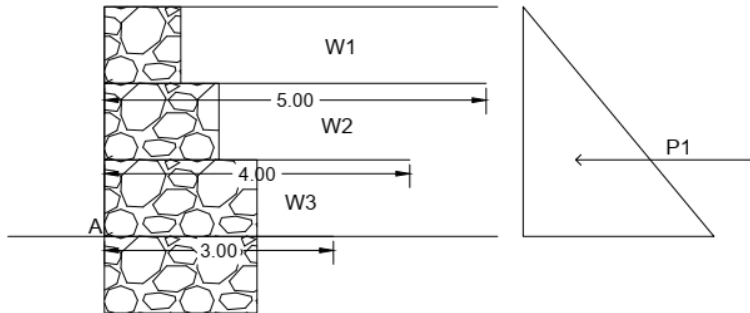
$$W = \gamma * H * L$$

$$W1 = 17 * 1 * (5 - 1) = 68kN$$

$$W2 = 17 * 1 * (4 - 1.5) = 42.5kN$$

$$W3 = 17 * 1 * (3 - 2) = 17kN$$

Perhitungan faktor keamanan geogrid menggunakan ilustrasi pada gambar 4.37.



Gambar 4. 37 Eksternal Stability Geogrid

- Faktor Keamanan Terhadap Guling
Momen Dorong
 $MD = 61.92kNm$ (Dari perhitungan gabion wall)

Momen Resist ($\sum W * R$)

$$MR = 68 * \left(\frac{4}{2} + 1\right) + 42.5 * \left(\frac{2.5}{2} + 1.5\right) + 17 * \left(\frac{1}{2} + 2\right)$$

$$= 363.37kNm$$

$$SF = \frac{MR}{MD} = \frac{363.37}{61.92} = 5.86$$

Momen Dorong Akibat Gempa

$MD = 92.34kNm$ (Dari perhitungan gabion wall)

$$SF = \frac{MR}{MD} = \frac{363.37}{92.34} = 3.93$$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap guling, didapatkan nilai $F_{sguling}$ sebesar **5.86** tanpa gempa, dan **3.93** akibat gempa. Dimana syarat keamanan untuk guling adalah $FS > 2$. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa geogrid mampu menahan guling.

- Faktor Keamanan Terhadap Geser

Gaya Pendorong

$PD = 76.18kN$ (Dari perhitungan gabion wall)

Gaya Penahan

$PR = c + \sum(W * tg(\delta) * L)$

$PR = 0 + 68 * tg(30 * 0.95) * 4 + 42.5 * tg(30 * 0.95) * 2.5 + 17 * tg(30 * 0.95) * 1$

$PR = 214.60kN$

$SF = \frac{PR}{PD} = \frac{214.60}{76.18} = 2.82$

Gaya Pendorong Akibat Gempa

$PD = 78.22kN$ (Dari perhitungan gabion wall)

$SF = \frac{PR}{PD} = \frac{214.60}{78.22} = 2.74$

Berdasarkan hasil perhitungan angka keamanan terhadap geser, didapatkan nilai F_{sgeser} sebesar **2.82** tanpa gempa, dan **2.74** akibat gempa. Dimana syarat keamanan untuk guling adalah $FS > 1.5$. Sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa geogrid mampu menahan geser.

4.10 Rekap Hasil Perencanaan Alternatif Dinding

Hasil rekapitulasi perencanaan setiap alternatif dinding dapat dilihat dalam tabel 4.41.

Tabel 4. 41 Rekap Hasil Perencanaan

Jenis Alternatif	Jenis Material	Dimensi
Dinding Batu Tipe Gravitasi	Pasangan Batu	Volume = 3.70 m ³
	Pondasi Sumuran	D60, 1m
Dinding Beton Kantilever	Beton Bertulang	Volume = 2.41 m ³
	Pondasi Sumuran	D60, 1m
Dinding Beton Tipe Kantilever Dengan Pondasi Tiang	Beton Bertulang	Volume = 2.41 m ³
	Mini pile	20x20 cm, 6m
Turap Baja Kantilever	Turap Baja LARSSENN 601	15 m

Tabel 4. 42 **Lanjutan** Rekap Hasil Perencanaan

Jenis Alternatif	Jenis Material	Dimensi
Turap Beton Kantilever	Turap Beton CPC W325	15 m
Turap Baja Dengan Anker	Turap Baja LARSSENN 601	9 m
	Angker	3.6 mm
	Pile Anchor	8 m
Turap Beton Dengan Anker	Turap Beton CPC W325	9 m
	Angker	3.6 mm
	Pile Anchor	8 m
Gabion Wall dan Websol	Gabion Wall	2 x 1 m, 1.5 x 1 m, 1 x 1 m
	Geo Grid	5 m ,4 m, 3 m
	Pondasi Sumuran	D60, 1m

4.11 Perbandingan Biaya Bahan

Perbandingan biaya hanya melihat harga dari bahan dari tiap alternatif dinding. Harga dari bahan merupakan hasil dari survey dari beberapa sumber yang secara detail dapat dilihat dalam **lampiran 6 (halaman 184)**.

Dari perbandingan biaya bahan dari tabel 4.43, dapat dilihat alternatif dengan biaya bahan terendah adalah alternatif dengan dinding kantilever dengan pondasi tiang. Alternatif ini berikutnya direncanakan metode pelaksanaannya serta keamanan pelaksanaannya.

Tabel 4. 43 Perbandingan Biaya Bahan

Jenis Alternatif	Jenis Material	Dimensi	Jumlah	Harga	Biaya Bahan	
Dinding Batu Tipe Gravitasi	Pasangan Batu	Volume = 3.70 m ³	1/m	800000/m ³ /m	2960000	3610000
	Pondasi Sumuran	D60, 1m	1/m	650000/m ³ /m	650000	
Dinding Beton Kantilever	Beton Bertulang	Volume = 2.41 m ³	1/m	1500000/m ³ /m	3615000	4265000
	Pondasi Sumuran	D60, 1m	1/m	650000/m ³ /m	650000	
Dinding Beton Tipe Kantilever Dengan Pondasi Tiang	Beton Bertulang	Volume = 2.41 m ³	1/m	1500000/m ³ /m	2940000	3399000
	Mini pile	20x20 cm, 6m	3/m	153000/6m	459000	
Turap Baja Kantilever	Turap Baja LARSEN 601	15 m	1/m	5510000/12m	11020000	11020000
Turap Beton Kantilever	Turap Beton CPC W325	15 m	1/m	739000/m	11085000	11085000
Turap Baja Dengan Anker	Turap Baja LARSEN 601	9 m	1/m	5510000/12m	5510000	5693000
	Angker	3.6 mm	9m / 5m	15000/kg	30000	
	Pile Anchor	8 m	1 / 2m	153000/6m	153000	
Turap Beton Dengan Anker	Turap Beton CPC W325	9 m	1/m	739000/m	6651000	6834000
	Angker	3.6 mm	7m / 5m	15000/kg	30000	
	Pile Anchor	8 m	1 / 2m	153000/6m	153000	
Gabion Wall dan Web Soil	Gabion Wall	2 x 1 m, 1.5 x 1 m, 1 x 1 m	1 / m	650000/m ³	2925000	3719000
	Geo Grid	5 m, 4 m, 3 m	1 / m	12000/m	144000	
	Pondasi Sumuran	D60, 1m	1/m	650000/m ³ /m	650000	

4.12 Metode Pelaksanaan Dinding Beton kantilever

- Pekerjaan Persiapan

1. Pembersihan lapangan

Pembersihan lapangan dimulai dilokasi pekerjaan yang akan dilaksanakan konstruksi gabion wall dan daerah sekitarnya.

2. Pembuatan Pondok Kerja
Dibuat dekat dengan area pekerjaan untuk memudahkan mobilisasi peralatan dan bahan.
3. Pengukuran dan Pemasangan Profil
Pemasangan profil dan titik dasar serta ketinggian dapat diambil dari benchmark setempat atau atas dasar petunjuk direksi.
- Pekerjaan Tiang Pancang
 1. Pengangkatan/pemindahan
Pengangkatan/pemindahan tiang pancang harus dilaksanakan dengan hati – hati guna menghindari retak maupun kerusakan lain yang tidak diinginkan. Pemindahan tiang pancang ke dekat lokasi pemancangan dapat menggunakan *tower crane* maupun *mobile crane*.
 - Pengangkatan tiang dua tumpuan
Biasanya digunakan pada saat penyusunan tiang pancang. Persyaratan umum dari metode ini adalah jarak titik angkat dari kepala tiang adalah $L/5$.
 - Pengangkatan dengan satu tumpuan
Biasanya digunakan pada saat tiang sudah siap dipancang dengan mesin pemancang sesuai titik pemancangan yang telah ditentukan dilapangan. Persyaratan utama dari metode pengangkatan satu tumpuan adalah jarak antara kepala tiang dengan titik angkur berjarak $L/3$.
 2. Rencanakan funal set tiang untuk menentukan pada kedalaman mana pemancangan tiang dapat dihentikan, berdasarkan data tanah dan perhitungan daya dukung tiang pancang yang sudah dilakukan sebelumnya.
 3. Penentuan titik pancang dapat dilakukan dengan menggunakan theodolith dan ditandai dengan patok-patok.
 4. Proses Pemancangan
 - Alat pancang ditempatkan sedemikian rupa sehingga as *hammer* jatuh pada patok titik pancang yang telah ditentukan.

- Tiang diangkat pada titik angkat yang telah disediakan pada setiap lubang.
 - Tiang didirikan disamping *driving lead* dan kepala tiang dipasang pada *helmet* yang telah dilapisi kayu sebagai pelindung dan pegangan kepala tiang.
 - Ujung bawah tiang didudukkan secara cermat diatas patok pancang yang telah ditentukan.
 - Penyetelan vertikal tiang dilakukan dengan mengatur panjang *backstay* sambil diperiksa dengan *waterpass* sehingga posisi tiang benar-benar vertikal.
 - Pemancangan dimulai dengan mengangkat dan menjatuhkan *hammer* secara kontinu ke atas *helmet* yang terpasang diatas kepala tiang.
- Pekerjaan Dinding Beton
1. Pekerjaan Tulangan
 - Pelaksanaan fabrikasi besi tulangan memerlukan tempat yang cukup luas untuk menaruh, memotong besi beton dan membengkoknya sehingga sesuai dengan gambar yang telah disetujui.
 - Besi beton yang dipakai untuk proyek ini mutu dan diameter (spesifikasi) disesuaikan dengan gambar kerja dan RKS.
 - Potong dan bentuk besi beton dengan ukuran sesuai gambar kerja.
 - Rangkai besi beton dengan menggunakan kawat beton.
 - Besi beton yang telah difabrikasi diberi tanda sesuai dengan penempatannya.
 2. Pekerjaan Bekisting
 - Fabrikasi bekesting dikerjakan di lokasi proyek untuk memudahkan pengukuran dan mempercepat pelaksanaannya, karena angkutan bekesting menjadi dekat.
 - Untuk struktur beton yang posisinya ada dibawah permukaan tanah, maka bekesting dapat menggunakan multiplek atau pasangan batako :

- Sebelum bekesting batako dipasang, lakukan pengukuran dengan theodolith untuk kesikuan dan leveling pondasi.
 - Pasangan dinding batako harus rapih, siku dan lurus sehingga hasil pengecoran beton dapat baik.
 - Perkuatan terhadap pasangan dinding batako, agar pada waktu pengecoran pasangan dinding batako tidak ambruk/runtuh.
3. Pekerjaan Pengecoran Beton
- Sebelum melakukan pengecoran beton terlebih dahulu pastikan kualitas beton sesuai dengan spesifikasi dari perencanaan.
 - Pengecoran beton dimulai setelah konsultan/direksi menyetujui untuk pengecoran beton yang dinyatakan dalam permohonan pelaksanaan kerja.
 - Bersihkan seluruh permukaan dan lokasi pengecoran dari kotoran dan sampah.
 - Tuang beton ke dalam area pengecoran, pada saat pengecoran, padatkan beton dengan vibrator lalu diratakan agar tidak terjadi segregasi.

BAB 5

KESIMPULAN

Berdasarkan hasil perencanaan Tugas Akhir ini maka, dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

1. Stabilitas alternatif dinding akibat proses pengeringan dan pembasahan secara keseluruhan mengalami penurunan. Hal ini dikarenakan berkurangnya nilai kohesi tanah. Adapun besarnya nilai angka keamanan akibat proses pengeringan dan pembasahan dari fase secara berurutan adalah sebagai berikut :
 - Dinding Gravitasi
 $SF_{geser} = 0.55, 0.51, 0.34$
 $SF_{guling} = 3.02, 3.02, 3.02$
 $SF_{dayadukung} = 0.86, 0.80, 0.55$
 - Dinding Kantilever
 $SF_{geser} = 0.55, 0.51, 0.34$
 $SF_{guling} = 4.07, 4.07, 4.07$
 $SF_{dayadukung} = 0.75, 0.69, 0.48$
 - Dinding Gabion
 $SF_{geser} = 0.32, 0.30, 0.20$
 $SF_{guling} = 1.62, 1.62, 1.62$
 $SF_{dayadukung} = 0.60, 0.56, 0.39$
2. Stabilitas alternatif dinding akibat faktor secara keseluruhan mengalami penurunan. Adapun besarnya nilai angka keamanan tanpa faktor gempa dan dengan faktor gempa secara berurutan adalah sebagai berikut :
 - Dinding Gravitasi
 $SF_{geser} = 0.68, 0.55$
 $SF_{guling} = 4.80, 3.02$
 $SF_{dayadukung} = 1.20, 0.86$
 - Dinding Kantilever
 $SF_{geser} = 0.68, 0.55$

$$SF_{\text{guling}} = 6.46, 4.07$$

$$SF_{\text{dayadukung}} = 0.91, 0.75$$

- Dinding Gabion

$$SF_{\text{geser}} = 0.67, 0.32$$

$$SF_{\text{guling}} = 2.41, 1.62$$

$$SF_{\text{dayadukung}} = 0.72, 0.60$$

- Turap Beton

$$SF = 1.584, 1.295$$

- Turap Baja

$$SF = 1.578, 1.293$$

- Turap dengan Angkur

$$SF = 1.885, 1.295$$

3. Berdasarkan analisis biaya bahan, alternatif paling ekonomis yaitu dinding beton tipe kantilever dengan pondasi tiang mini-pile dengan biaya bahan total senilai Rp 3,399,000,00. Per meter. Karena itu alternatif dinding beton kantilever dengan pondasi tiang dipilih menjadi alternatif pada perencanaan ini.
4. Metode pelaksanaan dari alternatif terpilih dalam hal ini dinding kantilever dengan pondasi tiang dapat dilihat dalam sub-bab 4.12.
5. Perbandingan biaya bahan dari setiap alternatif dinding dapat dilihat dalam tabel 4.45. Adapula biaya dari setiap alternatif dinding per meter adalah sebagai berikut :
 - Dinding Gravitasi = Rp 3.610.000,00.
 - Dinding Kantilever = Rp 4.265.000,00.
 - Dinding Kantilever dengan Pondasi Tiang = Rp 3.399.000,00.
 - Turap Baja = Rp 11.020.000,00.
 - Turap Beton = Rp 11.085.000,00.
 - Turap Baja Dengan Angkur = Rp 5.693.000,00.
 - Turap Beton Dengan Angkur = Rp 6.834.000,00.
 - Gabion Wall Dengan Websol = Rp 3.719.000,00.

DAFTAR PUSTAKA

- Barokah, Putri. R. 2017. *Perencanaan Konstruksi Pelindung Tebing Sungai Sebagai Upaya Penanganan Longsor Akibat Banjir Di Belokan Sungai*. Universitas Lampung, Bandar Lampung.
- Ciptaning, K, Yuhanis, Y dan Saleh, S. M. *Analisis Stabilitas lereng Dengan Konstruksi Dinding Penahan Tanah Tipe Counterfort*. 2018. Universitas Syiah Kuala, Banda Aceh.
- Das. B. M. 1995. *Mekanika Tanah Jilid 1*. Terjemahan oleh Noor E. M dan Indrasurya B. M. Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.
- Das. B. M. 1995. *Mekanika Tanah Jilid 2*. Terjemahan oleh Noor E. M dan Indrasurya B. M. Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.
- Fata, Y. A. dan Surhartanto, E. 2017. *Analisis Stabilitas Lereng Bendungan Sutami Berdasarkan Peta Gempa 2017*. Universitas Brawijaya, Malang.
- Hardiyatmo, H. C. 2003. *Mekanika Tanah 2*, 3rd ed. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Modular Gabion System (MGS). *Gabion Wall Design*. URL : <http://www.gabion.net>
- Mustomo, I., Yasin, E., Patriadi, A., Soemitro, R.A.A., Satrya, T.R. 2013. *Studi Perubahan Karakteristik Fisik, Mekanik dan Dinamika Tanah Terhadap Siklus Pembasahan Dan Pengeringan Pada Tanah Permukaan Lereng Di Ngantang – Malang*. Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.
- Nugrogo, A. J. 2007. *Pengaruh Fluktuasi Muka Air Terhadap Kondisi Tanggul Bengawan Solo*. Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.
- Novalia, S., Nalendro, S., Azis, A. 2006. *Pengaruh Pengeringan, Pembasahan dan Infiltrasi Pada Tanah Tanggul Sungai Bengawan Solo (Studi Kasus Bengawan Solo)*. Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.

- Permatasari, A. 2015. *Studi Perencanaan Tanggul dan Dinding Penahan Untuk Pengendalian Banjir Di Sungai Cileungsi Kabupaten Bogor Jawa Barat*. Universitas Brawijaya, Malang.
- Pusat Studi Gempa Nasional. 2017. *Peta Sumber Dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017*. Bandung.
- Sari, I. P. 2017. *Perencanaan Perkuatan Tanah Pelabuhan Curah Cair Teluk Benoa, Bali*. Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.

LAMPIRAN

LAMPIRAN 1 (DATA TANAH)



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH DAN BATUAN JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

Kampus ITS Keputih Sukolilo, Tlp. (031) 5928601, 5994251-55 Ps. 1140, Fax (031) 5928601, Surabaya, e-mail : itslabsoil@telkom.net

DRILLING LOG																	
Project No.		Project				Type of Drilling		Rotary		Remarks							
BH-2		PENELITIAN SUNGAI BENGAWAN				SOLO, KEDUNG HARJO		1 s/d 3 OH, 2005		UD = Undisturb Sample							
Water Table -5.00 m		Elevation				Diker P. SAMPUN		CS = Core Sample		SPT = SPT Test							
Soils in m	Elevation	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	Coneq. Remarks	UID / CS		Standard Penetration Test						
									Depth in m	SPT TEST	Blows per each 15 cm						
											N - Value						
											0	10	20	30	40	50	
0	6.00																
1																	
2																	
3																	
4																	
5																	
6																	
7		4.50	6.50		Lapisan berlapang	Coklat	Medium	SPT = 4			4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4
8																	
9																	
10																	
11																	
12																	
13																	
14																	
15																	
16																	
17																	
18																	
19																	
20																	
21																	
22																	
23																	
24																	
25																	
26																	
27																	
28																	
29																	
30																	
31																	
32																	
33																	
34																	
35																	
36																	
37																	
38																	
39																	
40																	
41																	
42																	
43																	
44																	
45																	
46																	
47																	
48																	
49																	
50																	
End of Boring																	

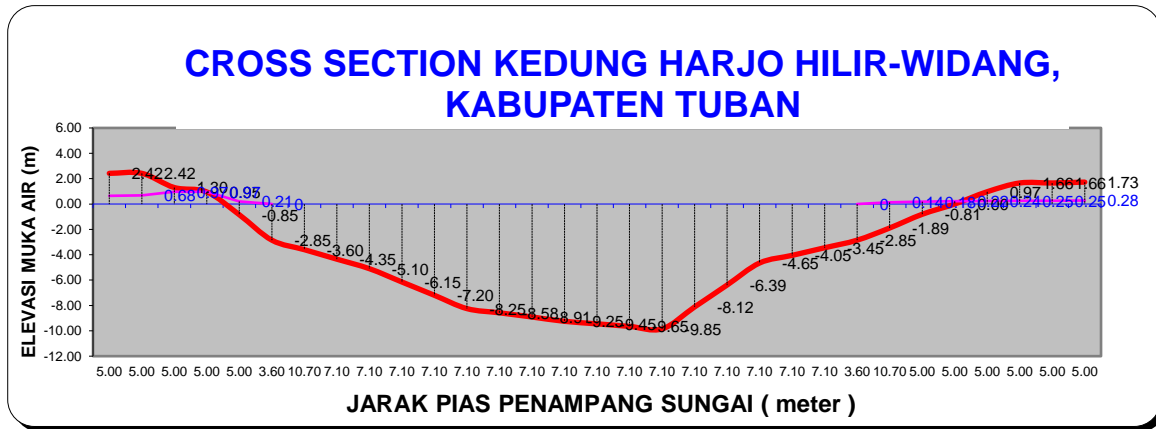


LABORATORIUM MEKANIKA TANAH DAN BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

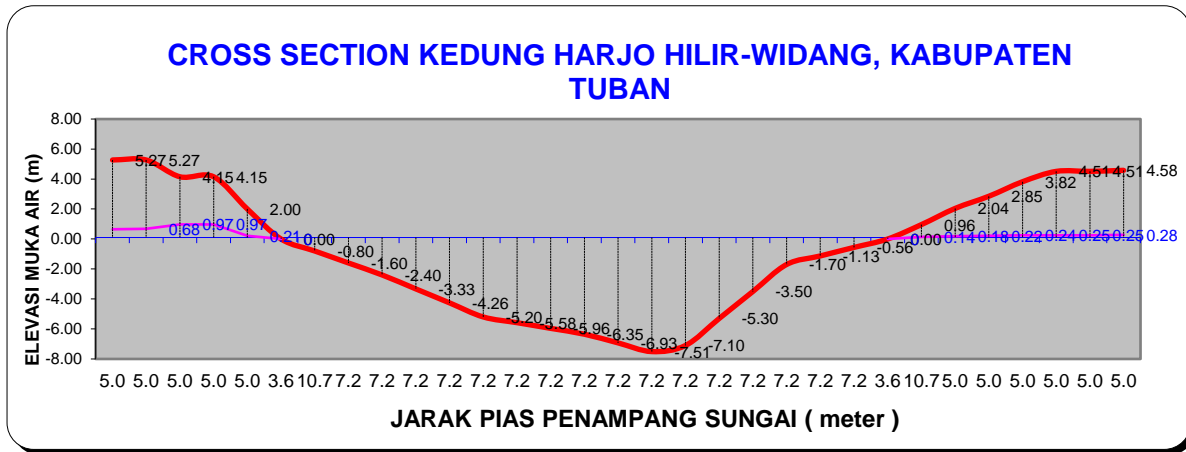
Kampus ITS Keputih Sukolilo, Tlp. (031) 5928601, 5994251-55 Ps. 1140, Fax (031) 5928601, Surabaya, e-mail : itslabsoil@telkom.net

DRILLING LOG																									
Project No.		Project				Type of Drilling			Remarks																
Bore Hole No.		SOLO KEPUNG HARJO				Date			UD = Undisturb Sample																
Water Table		Elevation				Driller			CS = Core Sample																
						P. SAMPUN			SPT = SPT Test																
Scale in m	Elevation	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST			Standard Penetration Test											
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	Blows per each 15 cm			N - Value									
													15 cm	30 cm	45 cm	60 cm	0	10	20	30	40	50			
0	0.00																								
1					Lempung berpasir	Coklat	Medium to SF	SPT = 14																	
2																									
3																									
4																									
5																									
6		-4.50	4.50																						
7					Lempung	Coklat	Medium	SPT = 8																	
8																									
9																									
10		-6.00	6.00		Lempung berpasir	Coklat	Medium	SPT = 7																	
11		-10.00	1.00																						
12					Pasir berpasir	Abu-abu	Loose	SPT = 7																	
13		-12.00	2.00																						
14					Lempung	Abu-abu	Medium	SPT = 6																	
15																									
16		-15.00	3.00																						
17					Lempung berpasir	Abu-abu	Medium	SPT = 6																	
18		-18.00	3.00																						
19																									
20					Lempung berpasir	Abu-abu	Medium	SPT = 7																	
21		-21.00	3.00																						
22																									
23																									
24																									
25																									
26					Pasir berpasir	Abu-abu	Loose	SPT = 8																	
27																									
28																									
29																									
30		-30.00	3.00																						
End of Boring																									

**LAMPIRAN 2
(POTONGAN MELINTANG SUNGAI)**



Musim Penghujan (Muka Air Sungai Tinggi)



Musim Kemarau (Muka Air Sungai Rendah)

LAMPIRAN 3 (DATA PARAMETER TANAH)

Inisial													
Lapisan	Kedalaman	Jenis Tanah	Tebal (m)	Konsistensi	N-SPT	ysat (kN/m ³)	ydry (kN/m ³)	yt (kN/m ³)	Cu (Kpa)	Phi	E	v	e
1	0 - 5 m	Lempung Berlanau	5	Medium	4	15.67	9	12.34	12.5	0	4500	0.1	1.3
2	5 - 7 m	Pasir Berlanau Berlempung	2	Loose	5	16.00	9.5	12.75	-	28	5000	0.2	0.8
3	7 - 9 m	Pasir Berlanau Berlempung	2	Loose	8	16.44	10.2	13.32	-	29	5000	0.2	0.8
4	9 - 12 m	Pasir Berlanau	3	Loose	5	15.78	9.2	12.49	-	28	5000	0.2	0.8
5	12 - 15 m	Pasir Berlanau	3	Loose	10	16.89	11	13.95	-	30	5000	0.2	0.8
6	15 - 18 m	Pasir Berlanau Berlempung	3	Very Loose	2	15.50	8.7	12.10	-	25	4500	0.15	0.9
7	18 - 20 m	Pasir Berlanau Berlempung	2	Medium	23	19.11	14.5	16.81	-	33	10000	0.35	0.45
8	20 - 23 m	Lempung Berpasir	3	Medium to Stiff	23	19.11	14.5	16.81	82.22	0	5000	0.15	0.6
9	23 - 27 m	Lempung Berlanau Berpasir	4	Loose	10	16.89	11	13.95	21.67	0	5000	0.1	1
10	27 - 30 m	Lempung Berlanau Berpasir	3	Medium	12	17.33	11.6	14.47	25.00	0	5000	0.15	1.2

Drying Wetting Fase 1													
Lapisan	Kedalaman	Jenis Tanah	Tebal (m)	Konsistensi	N-SPT	ysat (kN/m ³)	ydry (kN/m ³)	yt (kN/m ³)	Cu (Kpa)	Phi	E	v	e
1	0 - 5 m	Lempung Berlanau	5	Medium	4	15.67	9	12.34	11.58	0	4500	0.1	1.3
2	5 - 7 m	Pasir Berlanau Berlempung	2	Loose	5	16.00	9.5	12.75	-	28	5000	0.2	0.8
3	7 - 9 m	Pasir Berlanau Berlempung	2	Loose	8	16.44	10.2	13.32	-	29	5000	0.2	0.8
4	9 - 12 m	Pasir Berlanau	3	Loose	5	15.78	9.2	12.49	-	28	5000	0.2	0.8
5	12 - 15 m	Pasir Berlanau	3	Loose	10	16.89	11	13.95	-	30	5000	0.2	0.8
6	15 - 18 m	Pasir Berlanau Berlempung	3	Very Loose	2	15.50	8.7	12.10	-	25	4500	0.15	0.9
7	18 - 20 m	Pasir Berlanau Berlempung	2	Medium	23	19.11	14.5	16.81	-	33	10000	0.35	0.45
8	20 - 23 m	Lempung Berpasir	3	Medium to Stiff	23	19.11	14.5	16.81	82.22	0	5000	0.15	0.6
9	23 - 27 m	Lempung Berlanau Berpasir	4	Loose	10	16.89	11	13.95	21.67	0	5000	0.1	1
10	27 - 30 m	Lempung Berlanau Berpasir	3	Medium	12	17.33	11.6	14.47	25.00	0	5000	0.15	1.2

Drying Wetting Fase 2													
Lapisan	Kedalaman	Jenis Tanah	Tebal (m)	Konsistensi	N-SPT	ysat (kN/m ³)	ydry (kN/m ³)	Yt (kN/m ³)	Cu (Kpa)	Phi	E	v	e
1	0 - 5 m	Lempung Berlanau	5	Medium	4	15.67	9	12.34	7.85	0	4500	0.1	1.3
2	5 - 7 m	Pasir Berlanau Berlempung	2	Loose	5	16.00	9.5	12.75	-	28	5000	0.2	0.8
3	7 - 9 m	Pasir Berlanau Berlempung	2	Loose	8	16.44	10.2	13.32	-	29	5000	0.2	0.8
4	9 - 12 m	Pasir Berlanau	3	Loose	5	15.78	9.2	12.49	-	28	5000	0.2	0.8
5	12 - 15 m	Pasir Berlanau	3	Loose	10	16.89	11	13.95	-	30	5000	0.2	0.8
6	15 - 18 m	Pasir Berlanau Berlempung	3	Very Loose	2	15.50	8.7	12.10	-	25	4500	0.15	0.9
7	18 - 20 m	Pasir Berlanau Berlempung	2	Medium	23	19.11	14.5	16.81	-	33	10000	0.35	0.45
8	20 - 23 m	Lempung Berpasir	3	Medium to Stiff	23	19.11	14.5	16.81	82.22	0	5000	0.15	0.6
9	23 - 27 m	Lempung Berlanau Berpasir	4	Loose	10	16.89	11	13.95	21.67	0	5000	0.1	1
10	27 - 30 m	Lempung Berlanau Berpasir	3	Medium	12	17.33	11.6	14.47	25.00	0	5000	0.15	1.2

LAMPIRAN 4 (DAYA DUKUNG TIANG)

Kedalaman (m)	Type	Consistency	Pasir/Lempung	SPT	mini pile 20x20										Pijin SF3 (t)									
					Gamma (Kpa)	Gamma Ef	Po (Kpa)	N1(a)	N1(b)	Koreksi N1	N2	Koreksi N2	N rata2	Cli		S Cli	Oi	Asi	A ujung	Pult				
0	Air	-		0																				
-1	Lempung Berlanau	Medium	L	4	15.67	5.67	2.835				4	14.37	8.00	8.00	4.00	4.00	0.80	0.80	0.04	16.00	5.33			
-2	Lempung Berlanau		L	4	15.67	5.67	8.505				4	11.94	8.00	8.00	4.00	8.00	0.80	0.80	0.04	19.20	6.40			
-3	Lempung Berlanau		L	4	15.67	5.67	11.34				4	11.01	8.00	8.00	4.00	12.00	0.80	0.80	0.04	22.40	7.47			
-4	Lempung Berlanau		L	4	15.67	5.67	14.175				4	10.21	8.00	8.00	4.00	16.00	0.80	0.80	0.04	25.60	8.53			
-5	Lempung Berlanau		L	4	15.67	5.67	17.01				4	9.52	8.00	8.40	4.20	20.20	0.80	0.80	0.04	29.60	9.87			
-6	Pasir Berlanau Berlempung	Loose	P	5	16	6	20.01				5	11.11	10.00	8.80	1.76	21.96	0.80	0.80	0.04	31.65	10.55			
-7	Pasir Berlanau Berlempung		P	5	16	6	23.01				5	10.41	10.00	10.32	2.06	24.02	0.80	0.80	0.04	35.74	11.91			
-8	Pasir Berlanau Berlempung	Loose	P	8	16.44	6.44	26.23				8	15.62	15.62	11.66	2.33	26.36	0.80	0.80	0.04	39.74	13.25			
-9	Pasir Berlanau Berlempung		P	8	16.44	6.44	29.45				8	14.69	14.69	11.81	2.36	28.72	0.80	0.80	0.04	41.86	13.95			
-10	Pasir Berlanau	Loose	P	5	15.78	5.78	32.34				5	8.72	8.72	11.47	2.29	31.01	0.80	0.80	0.04	43.15	14.38			
-11	Pasir Berlanau		P	5	15.78	5.78	35.23				5	8.30	8.30	11.05	2.21	33.22	0.80	0.80	0.04	44.26	14.75			
-12	Pasir Berlanau		P	5	15.78	5.78	38.12				5	7.92	7.92	10.93	2.19	35.41	0.80	0.80	0.04	45.82	15.27			
-13	Pasir Berlanau	Loose	P	10	16.89	6.89	41.565				10	15.02	15.02	10.85	2.17	37.58	0.80	0.80	0.04	47.42	15.81			
-14	Pasir Berlanau		P	10	16.89	6.89	45.01				10	14.28	14.28	11.83	2.37	39.94	0.80	0.80	0.04	50.88	16.96			
-15	Pasir Berlanau		P	10	16.89	6.89	48.455				10	13.61	13.61	10.69	2.14	42.08	0.80	0.80	0.04	50.77	16.92			
-16	Pasir Berlanau Berlempung	Very Loose	P	2	15.5	5.5	51.205				2	2.62	2.62	9.62	1.92	44.01	0.80	0.80	0.04	50.59	16.86			
-17	Pasir Berlanau Berlempung		P	2	15.5	5.5	53.955				2	2.53	2.53	7.10	1.42	45.43	0.80	0.80	0.04	47.70	15.90			
-18	Pasir Berlanau Berlempung		P	2	15.5	5.5	56.705				2	2.45	2.45	7.44	1.49	46.91	0.80	0.80	0.04	49.44	16.48			
-19	Pasir Berlanau Berlempung	Medium	P	23	19.11	9.11	61.26	19	13.8	13.8	16.00	16.00	7.76	1.55	48.47	0.80	0.80	0.04	51.19	17.06				
-20	Pasir Berlanau Berlempung		P	23	19.11	9.11	65.815	19	13.8	13.8	15.20	15.20	12.06	2.41	50.88	0.80	0.80	0.04	60.00	20.00				
-21	Lempung Berpasir	Medium to Stiff	L	23	19.11	9.11	70.37				23	24.12	24.12	16.16	8.08	58.96	0.80	0.80	0.04	73.01	24.34			
-22	Lempung Berpasir		L	23	19.11	9.11	74.925				23	23.02	23.02	20.21	10.11	69.06	0.80	0.80	0.04	87.59	29.20			
-23	Lempung Berpasir		L	23	19.11	9.11	79.48				23	22.75	22.75	18.98	9.49	78.55	0.80	0.80	0.04	93.20	31.07			
-24	Lempung Berlanau Berpasir	Loose	L	10	16.89	6.89	82.925				10	9.81	9.81	17.88	8.94	87.49	0.80	0.80	0.04	98.60	32.87			
-25	Lempung Berlanau Berpasir		L	10	16.89	6.89	86.37				10	9.72	9.72	14.99	7.49	94.98	0.80	0.80	0.04	99.97	33.32			
-26	Lempung Berlanau Berpasir		L	10	16.89	6.89	89.815				10	9.64	9.64	12.30	6.15	101.13	0.80	0.80	0.04	100.58	33.53			
-27	Lempung Berlanau Berpasir		L	10	16.89	6.89	93.26				10	9.56	9.56	10.02	5.01	106.14	0.80	0.80	0.04	100.95	33.65			
-28	Lempung Berlanau Berpasir		L	12	17.33	7.33	96.925				12	11.38	11.38	10.32	5.16	111.30	0.80	0.80	0.04	105.55	35.18			
-29	Lempung Berlanau Berpasir	Medium	L	12	17.33	7.33	100.59				12	11.28	11.28	10.61	5.30	116.61	0.80	0.80	0.04	110.26	36.75			
-30	Lempung Berlanau Berpasir		L	12	17.33	7.33	104.255				12	11.18	11.18	10.85	5.43	122.03	0.80	0.80	0.04	114.99	38.33			

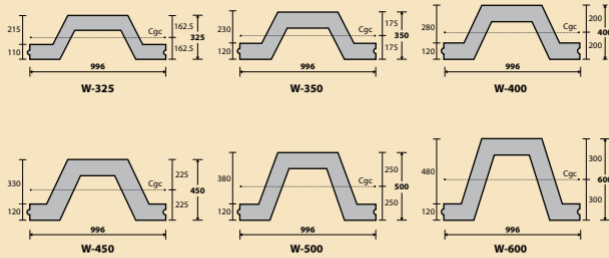
Sumuran d60																					
Kedalaman (m)	Type	Consistency	Pasir/Lempung	SPT	Gamma (Kpa)	Gamma Ef	Po (Kpa)	N(fa)	N(fb)	Koreksi N1	N2	Koreksi N2	Nrara2	Cli	SCli	Cs	Asi	A ujing	Pult	Pijin SF3 (t)	
0	Air	-		0																	
-1	Lempung Berlanau	Medium	L	4	15.67	5.67	2.835				4	14.37	8.00	8.00	4.00	4.00	188	188	0.28	98.02	32.67
-2	Lempung Berlanau		L	4	15.67	5.67	8.505				4	11.94	8.00	8.00	4.00	8.00	188	188	0.28	105.56	35.19
-3	Lempung Berlanau		L	4	15.67	5.67	11.34				4	11.01	8.00	8.00	4.00	12.00	188	188	0.28	113.10	37.70
-4	Lempung Berlanau		L	4	15.67	5.67	14.175				4	10.21	8.00	8.00	4.00	16.00	188	188	0.28	120.64	40.21
-5	Lempung Berlanau		L	4	15.67	5.67	17.01				4	9.52	8.00	8.40	4.20	20.20	188	188	0.28	133.08	44.36
-6	Pasir Berlanau Berlempung	Loose	P	5	16	6	20.01			5	11.11	10.00	8.80	1.76	21.96	188	188	0.28	140.92	46.97	
-7	Pasir Berlanau Berlempung		P	5	16	6	23.01			5	10.41	10.00	10.32	2.06	24.02	188	188	0.28	162.04	54.01	
-8	Pasir Berlanau Berlempung	Loose	P	8	16.44	6.44	26.23			8	15.62	15.62	11.66	2.33	26.36	188	188	0.28	161.57	60.52	
-9	Pasir Berlanau Berlempung		P	8	16.44	6.44	29.45			8	14.69	14.69	11.61	2.36	28.72	188	188	0.28	167.65	62.55	
-10	Pasir Berlanau	Loose	P	5	15.78	5.78	32.34			5	8.72	8.72	11.47	2.29	31.01	188	188	0.28	168.13	62.71	
-11	Pasir Berlanau		P	5	15.78	5.78	35.23			5	8.30	8.30	11.05	2.21	33.22	188	188	0.28	187.60	62.53	
-12	Pasir Berlanau		P	5	15.78	5.78	38.12			5	7.92	7.92	10.93	2.19	35.41	188	188	0.28	190.38	63.46	
-13	Pasir Berlanau	Loose	P	10	16.89	6.89	41.565			10	15.02	15.02	10.85	2.17	37.58	188	188	0.28	193.54	64.51	
-14	Pasir Berlanau		P	10	16.89	6.89	45.01			10	14.28	14.28	11.83	2.37	39.94	188	188	0.28	209.07	69.69	
-15	Pasir Berlanau	Very Loose	P	10	16.89	6.89	48.455			10	13.61	13.61	10.69	2.14	42.08	188	188	0.28	200.26	66.75	
-16	Pasir Berlanau Berlempung		P	2	15.5	5.5	51.205			2	2.62	2.62	9.62	1.92	44.01	188	188	0.28	191.70	63.90	
-17	Pasir Berlanau Berlempung		P	2	15.5	5.5	53.955			2	2.53	2.53	7.10	1.42	45.43	188	188	0.28	165.93	55.31	
-18	Pasir Berlanau Berlempung		P	2	15.5	5.5	56.705			2	2.45	2.45	7.44	1.49	46.91	188	188	0.28	172.61	57.54	
-19	Pasir Berlanau Berlempung		P	23	19.11	9.11	61.26	19	13.8	13.8	16.00	16.00	7.76	1.55	48.47	188	188	0.28	179.12	59.71	
-20	Pasir Berlanau Berlempung	Medium	P	23	19.11	9.11	65.815	19	13.8	13.8	15.20	15.20	12.06	2.41	50.88	188	188	0.28	232.28	77.43	
-21	Lempung Berpasir	Medium to Stiff	L	23	19.11	9.11	70.37			23	24.12	24.12	16.16	8.08	58.96	188	188	0.28	293.84	97.95	
-22	Lempung Berpasir		L	23	19.11	9.11	74.925			23	23.02	23.02	20.21	10.11	63.06	188	188	0.28	358.80	119.60	
-23	Lempung Berpasir		L	23	19.11	9.11	79.48			23	22.75	22.75	18.98	9.49	78.55	188	188	0.28	362.68	120.69	
-24	Lempung Berlanau Berpasir		L	10	16.89	6.89	82.925			10	9.81	9.81	17.88	8.94	87.49	188	188	0.28	367.15	122.36	
-25	Lempung Berlanau Berpasir		Loose	L	10	16.89	6.89	86.37			10	9.72	9.72	14.99	7.49	94.98	188	188	0.28	348.54	116.18
-26	Lempung Berlanau Berpasir			L	10	16.89	6.89	89.815			10	9.64	9.64	12.30	6.15	101.13	188	188	0.28	323.70	109.90
-27	Lempung Berlanau Berpasir			L	10	16.89	6.89	93.26			10	9.56	9.56	10.02	5.01	106.14	188	188	0.28	313.43	104.48
-28	Lempung Berlanau Berpasir			L	12	17.33	7.33	96.925			12	11.38	11.38	10.32	5.16	111.30	188	188	0.28	326.48	108.83
-29	Lempung Berlanau Berpasir		Medium	L	12	17.33	7.33	100.59			12	11.28	11.28	10.61	5.30	116.61	188	188	0.28	339.78	113.26
-30	Lempung Berlanau Berpasir			L	12	17.33	7.33	104.255			12	11.18	11.18	10.85	5.43	122.03	188	188	0.28	352.74	117.58

LAMPIRAN 5 (SPESIFIKASI TURAP)

LARSEN-Profile LARSEN sections

Profil	Widerstands- moment		Eigenlast		Flächenträg- heitsmoment	Rückendicke	Stegdicke	Wandhöhe	Profilbreite
Section	Section modulus		Weight		Moment of inertia	Back thickness	Web thickness	Wall height	Section width
	W_y^* cm ³ m	cm ³	kg/m ²	kg/m	I_y cm ⁴ m	t mm	s mm	h mm	b mm
	Wand	Einzelbohle	Wand	Einzelbohle	Wand				
	Wall	Single pile	Wall	Single pile	Wall				
LARSEN 22	1260	355	123,6	61,8	21420	10,0	9,0	340	500
LARSEN 22 10/10 ^H	1300	372	129,8	64,9	22100	10,0	10,0	340	500
LARSEN 23	2000	527	155,0	77,5	42000	11,5	10,0	420	500
LARSEN 24	2500	547	175,0	87,5	52500	15,6	10,0	420	500
LARSEN 24/12	2550	560	185,4	92,7	53610	15,6	12,0	420	500
LARSEN 25	3040	562	206,0	103,0	63840	20,0	11,5	420	500
LARSEN 43	1660	483	166,0	83,0	34900	12,0	12,0	420	500 ^H
LARSEN 430 ^H	6450	-	234,5 ^H	-	241800	12,0	12,0	750 ^H	708
LARSEN 600	510	130	94,0	56,4	3825	9,5	9,5	150	600
LARSEN 600 K	540	133	99,0	59,4	4050	10,0	10,0	150	600
LARSEN 601	745	251	78,0	46,8	11520	7,5	6,4	310	600
LARSEN 602	830	265	89,0	53,4	12870	8,2	8,0	310	600
LARSEN 603	1200	330	108,0	64,8	18600	9,7	8,2	310	600
LARSEN 603 K	1240	340	113,5	68,1	19220	10,0	9,0	310	600
LARSEN 603 10/10 ^H	1260	350	116,0	69,6	19530	10,0	10,0	310	600
LARSEN 604 n	1600	415	123,0	73,8	30400	10,0	9,0	380	600
LARSEN 605	2020	520	139,2	83,5	42420	12,5	9,0	420	600
LARSEN 605 K	2030	537	144,5	86,7	42630	12,2	10,0	420	600
LARSEN 606 n	2500	605	157,0	94,2	54375	14,4	9,2	435	600
LARSEN 606 nK ^H	2530	617	162,1	97,3	55030	14,4	10,0	435	600
LARSEN 628	2775	586	165,5	99,3	63270	16,3	9,8	456	600
LARSEN 607 n	3200	649	190,0	114,0	72320	19,0	10,6	452	600
LARSEN 703	1210	414	96,4	67,5	24200	9,5	8,0	400	700
LARSEN 703 K	1300	426	103,0	72,1	25950	10,0	9,0	400	700
LARSEN 703 10/10 ^H	1340	437	108,0	75,6	26800	10,0	10,0	400	700
LARSEN 716	1600	511	114,2	79,9	35200	10,2	9,5	440	700
LARSEN 720	2000	588	128,5	96,4	45000	12,0	10,0	450	750

PRODUCT SHAPE & SPECIFICATION | CORRUGATED PRESTRESSED CONCRETE SHEET PILES



CPC SHEET PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 62 \text{ MPa}$ (Cube 700 kg/cm³)

Type	Width (mm)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Moment (ton.m) Crack	Moment (ton.m) Break	Allow. Service Moment (ton.m) Temporary	Allow. Service Moment (ton.m) Permanent	Length* (m)
W-325	996	1,315	134,264	329	A	11.40	22.80	10.07	6.74	8 - 15
					B	13.30	26.60	11.97	8.64	8 - 16
W-350	996	1,468	169,432	368	A	15.60	31.20	14.04	10.14	9 - 17
					B	17.00	34.00	15.44	11.54	10 - 18
W-400	996	1,598	248,691	400	A	20.10	40.20	18.10	13.08	10 - 18
					B	23.40	46.80	21.40	16.38	11 - 20
W-450	996	1,835	353,363	459	A	26.90	53.80	24.37	18.04	11 - 20
					B	30.70	61.40	28.17	21.84	12 - 21
W-500	996	1,818	462,373	455	A	35.20	70.40	32.22	24.76	12 - 22
					B	40.40	80.80	37.42	29.96	13 - 24
W-600	996	2,078	765,907	520	A	50.60	101.20	46.48	36.19	14 - 25
					B	59.60	119.20	55.48	45.19	15 - 27

Note : * Length of Concrete Corrugated Sheet Piles may exceed usual standard whenever lifted in certain position

January - 2015

LAMPIRAN 6 (BROSUR HARGA)

I. TP segiempat □ 25 x 25 cm dan 20 x 20 cm

No	Nama Produk	Harga Zona-1 Rp(Jakarta & Bekasi)	Harga Zona-2 Rp(Cikarang & Bogor)	Harga Khusus Rp(Bandung)
1	25 x 25 (4D13 – 6 meter)	175.000	178.000	184.000
2	25 x 25 (4D13 – 3 meter)	185.000	189.000	195.000
3	20 x 20 (4D13 – 6 meter)	147.000	151.000	153.000
4	20 x 20 (4D13 – 3 meter)	154.000	158.000	160.000
5	20 x 20 (4D10 – 6 meter)	136.000	140.000	142.000
6	20 x 20 (4D10 – 3 meter)	143.000	147.000	149.000

Mini Pile



Sheet Pile U type

U-Type
 U-sheet tumpukan mempertahankan tanah dan air seperti tumpukan Z dengan satu perbedaan penting : U tumpukan memiliki interlock pada sumbu netral . Penempatan kunci di tengah

dinding mengurangi efisiensi bagian dan dapat menyebabkan pengurangan sifat bagian karena masalah perpindahan geser .

TYPE	SIZE			Kg / m	Kg / 12 m	
	W	H	t			
SP II	400 X	100 X	10,5 mm	- 12 m	48	576
SP IIA	400 X	120 X	9,2 mm	- 12 m	43,2	518,4
SP III	400 X	125 X	13,0 mm	- 12 m	60	720
SP IIIA	400 X	150 X	13,1 mm	- 12 m	58,4	700,8
SP IV	400 X	170 X	15,5 mm	- 12 m	76,1	913,2
SP IVA	400 X	185 X	16,1 mm	- 12 m	74	888

Berikut ukuran Sheet Pile Baja Yang tersedia di kami

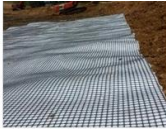
TYPE	SIZE			Berat / Btg	Harga / Btg	
	W	H	T			
SP II	400	X 100	X 10,5 Mm	X 12 M	576 Kg	Rp. 5.510.000,-
SP IIA	400	X 120	X 9,2 Mm	X 12 M	518,4 Kg	Rp. 4.961.088,-
SP III	400	X 125	X 13,0 Mm	X 12 M	720 Kg	Rp. 6.890.000,-
SP IIIA	400	X 150	X 13,1 Mm	X 12 M	700,8 Kg	Rp. 6.706.656,-
SP IV	400	X 170	X 15,5 Mm	X 12 M	913,2 Kg	Rp. 8.740.000,-
SP IVA	400	X 185	X 116,1 Mm	X 12 M	888 Kg	Rp. 8.498.160,-

Panjang Sheet Pile Baja 12 Meter

TYPE	SATUAN	HARGA
CCSP W.325.1000 Kelas A	M ³	Rp. 793.750,-
CCSP W.325.1000 Kelas B	M ³	Rp. 831.250,-
CCSP W.350.1000 Kelas A	M ³	Rp. 884.400,-
CCSP W.350.1000 Kelas B	M ³	Rp. 960.000,-
CCSP W.400.1000 Kelas A	M ³	Rp. 977.500,-
CCSP W.400.1000 Kelas B	M ³	Rp. 1.072.500,-
CCSP W.450.1000 Kelas A	M ³	Rp. 1.135.000,-
CCSP W.450.1000 Kelas B	M ³	Rp. 1.217.500,-
CCSP W.500.1000 Kelas A	M ³	Rp. 1.221.250,-
CCSP W.500.1000 Kelas B	M ³	Rp. 1.337.500,-
CCSP W.600.1000 Kelas A	M ³	Rp. 1.425.000,-
CCSP W.600.1000 Kelas B	M ³	Rp. 1.621.250,-



Sheet Pile Baja dan Beton



☆ Tambahkan ke Favorit

! Laporkan isi Konten

DETIL PRODUK

PROFIL PERUSAHAAN

Spesifikasi harga geogrid permeter

Daftar Harga Geogrid Blaxial PP permeter :

- 1. 20 kN Rp 12.000/meter
- 2. 25 kN Rp 14.000/meter
- 3. 30 kN Rp 16.000/meter
- 4. 40 kN Rp 22.000/meter

1 roll ukuran 50 meter x 3.95 meter

Stok tersedia di Gudang Indogeogrid Jl. Mangga Ubi No 17 Kapuk Cengkareng Jakarta Barat 11720.

Geogrid geotextile

Harga harga geogrid permeter : CALL

Perusahaan



Indogeogrid

Sudah diverifikasi

2 Tahun

Response Rate : 20%



KIRIM EMAIL



TAMPILKAN NO TELP



TAMPILKAN NO FAX



Jl. Mangga Ubi No.17 Kapuk
Cengkareng Jakarta Barat, DKI
Jakarta - Indonesia

QUICK LINKS

Geogrid



☆ Tambahkan ke Favorit ⓘ Laporkan isi konten

Kawat Bronjong Surabaya Murah
Rp250.000

Pembelian Minimum	1 Roll
Stock	212
Negara Asal	Indonesia
Kategori	Kawat Bronjong
Update terakhir	21 Mei 2019

[MINTA PENAWARAN](#)

Perusahaan



CV. Dua Putra Dsitir
Batu Anehan 1 tahun

Response Rate : 69%

[KIRIM EMAIL](#)

[TAMBUKAN NO TELP](#)

[TAMBUKAN NO FAKS](#)

Sukit Palma Blok CS No.33 Citraend Utara Surabaya barat Surabaya, Jawa Timur - Indonesia

PENCARIAN TERKAIT DENGAN KAWAT BRONJONG SURABAYA MURAH

kawat bronjong cm
bronjong



Batu Kali
Rp165.000

Pembelian Minimum	1 Kubik
stock	2
Negara Asal	Indonesia
Kategori	Batu Alam
Update Terakhir	03 Jan 2018

[MINTA PENAWARAN](#)

Perusahaan



U.D. Bumi Kirana Jaya
Salamrejo 2 tahun

Response Rate : 70%

[KIRIM EMAIL](#)

[TAMBUKAN NO TELP](#)

[TAMBUKAN NO FAKS](#)

Perum Kahuripan Nirwana Village Blok DC 1 No. 10 Jati Sidoarjo, Jawa Timur - Indonesia

QUICK LINKS

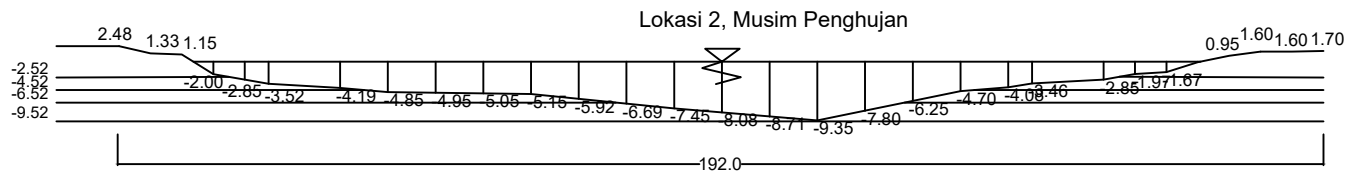
Distributor Konstruksi dan Properti di

Bronjong

LAMPIRAN 7 (GAMBAR RENCANA)

Daftar Gambar

- Gambar No 1 : Potongan Melintang Sungai 1
- Gambar No 2 : Potongan Melintang Sungai 2
- Gambar No 3 : Potongan Melintang Sungai 3
- Gambar No 4 : Potongan Melintang Sungai 4
- Gambar No 5 : Dimensi Dinding Gravitasi
- Gambar No 6 : Dimensi Dinding Kantilever
- Gambar No 7 : Detail Penulangan Dinding Kantilever
- Gambar No 8 : Dimensi Dinding Kantilever dengan Pondasi Tiang
- Gambar No 9 : Layout Tiang Minipile
- Gambar No 10 : Potongan Melintang Turap
- Gambar No 11 : Potongan Melintang Turap dengan *Ground Anchor*
- Gambar No 12 : Dimensi Gabion Wall
- Gambar No 13 : Lapisan Geogrid



TUGAS AKHIR
ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING
PENAHAN DAN TURAP PADA SUNGAI
BENGAWAN SOLO (KEDUNGHARJO, TUBAN)
YANG DIPENGARUHI OLEH PERUBAHAN
KARAKTERISTIK TANAH AKIBAT
FLUKTUASI MUKA AIR DAN GEMPA

Nama Gambar

Skala

No Lembar

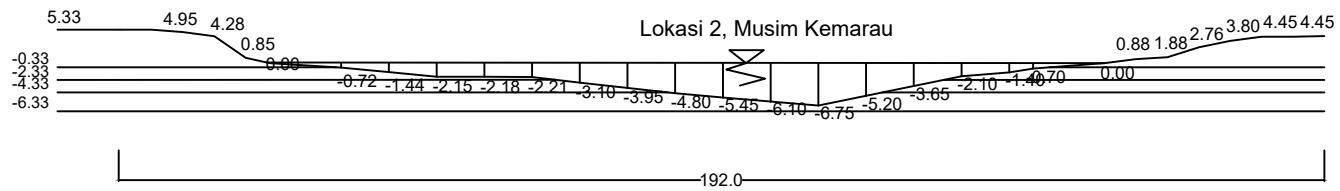
Jumlah Lembar

Cross Section Sungai 1

1 : 1000

1

13



TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING
PENAHAN DAN TURAP PADA SUNGAI
BENGAWAN SOLO (KEDUNGHARJO, TUBAN)
YANG DIPENGARUHI OLEH PERUBAHAN
KARAKTERISTIK TANAH AKIBAT
FLUKTUASI MUKA AIR DAN GEMPA**

Nama Gambar

Cross Section Sungai 2

Skala

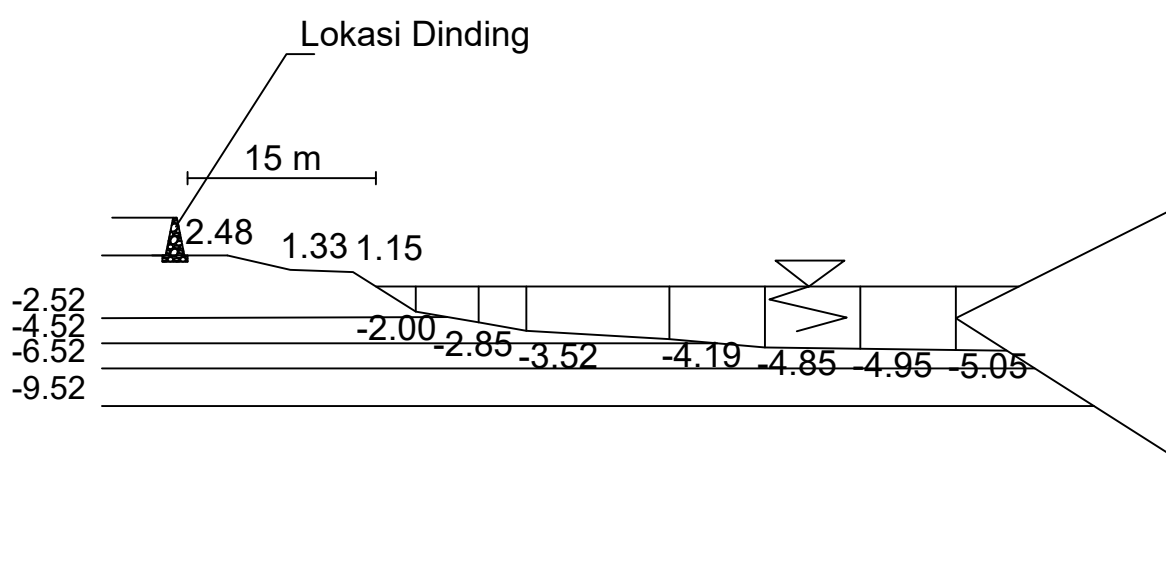
1 : 1000

No Lembar

2

Jumlah Lembar

13



TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING
PENAHAN DAN TURAP PADA SUNGAI
BENGAWAN SOLO (KEDUNGHARJO, TUBAN)
YANG DIPENGARUHI OLEH PERUBAHAN
KARAKTERISTIK TANAH AKIBAT
FLUKTUASI MUKA AIR DAN GEMPA**

Nama Gambar

Cross Section Sungai 3

Skala

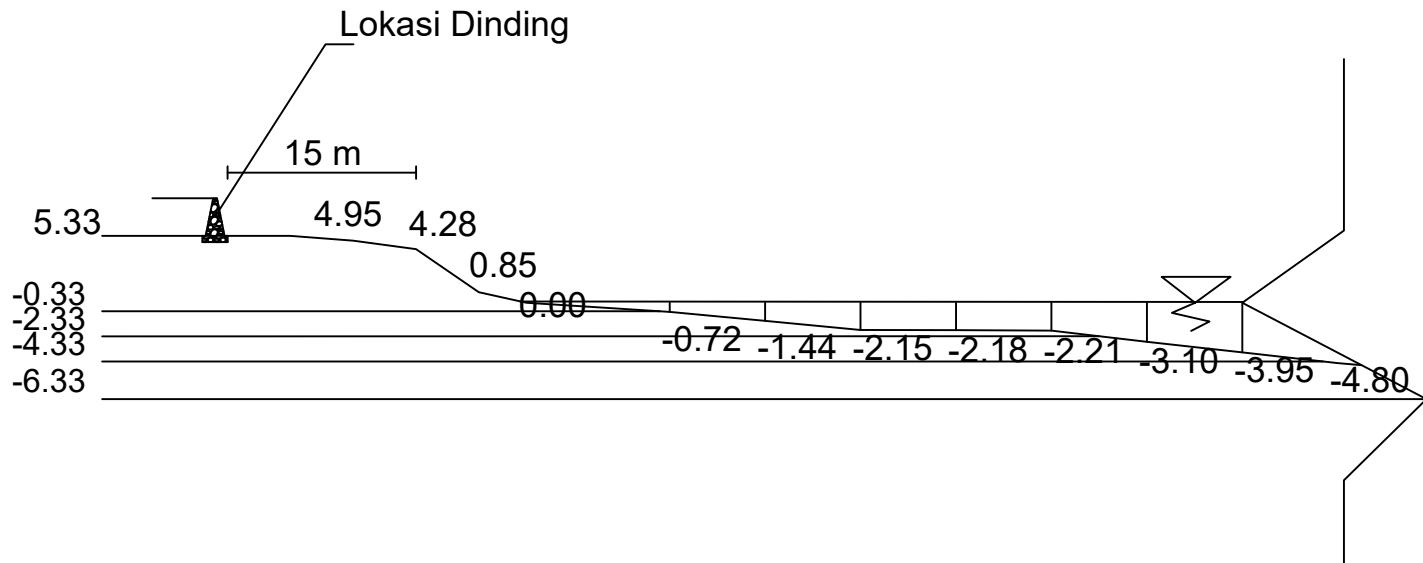
1 : 500

No Lembar

3

Jumlah Lembar

13



TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING
PENAHAN DAN TURAP PADA SUNGAI
BENGAWAN SOLO (KEDUNGHARJO, TUBAN)
YANG DIPENGARUHI OLEH PERUBAHAN
KARAKTERISTIK TANAH AKIBAT
FLUKTUASI MUKA AIR DAN GEMPA**

Nama Gambar

Cross Section Sungai 4

Skala

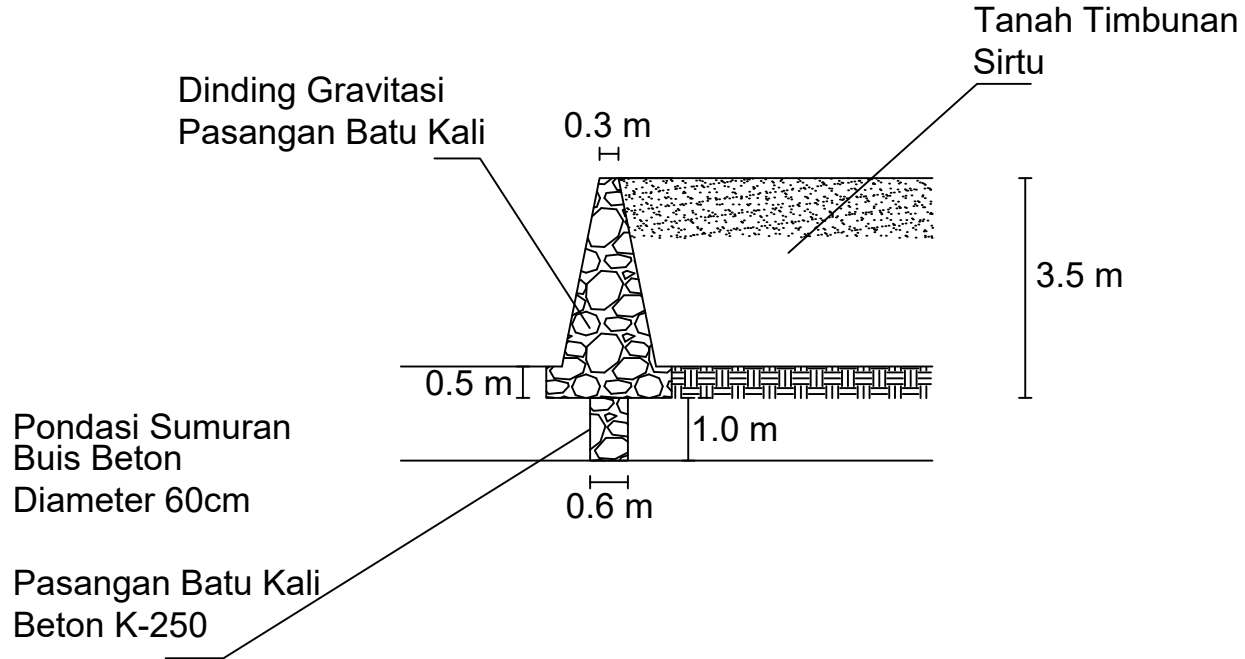
1 : 500

No Lembar

4

Jumlah Lembar

13



TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING
PENAHAN DAN TURAP PADA SUNGAI
BENGAWAN SOLO (KEDUNGHARJO, TUBAN)
YANG DIPENGARUHI OLEH PERUBAHAN
KARAKTERISTIK TANAH AKIBAT
FLUKTUASI MUKA AIR DAN GEMPA**

Nama Gambar

Dimensi Dinding Gravitasi

Skala

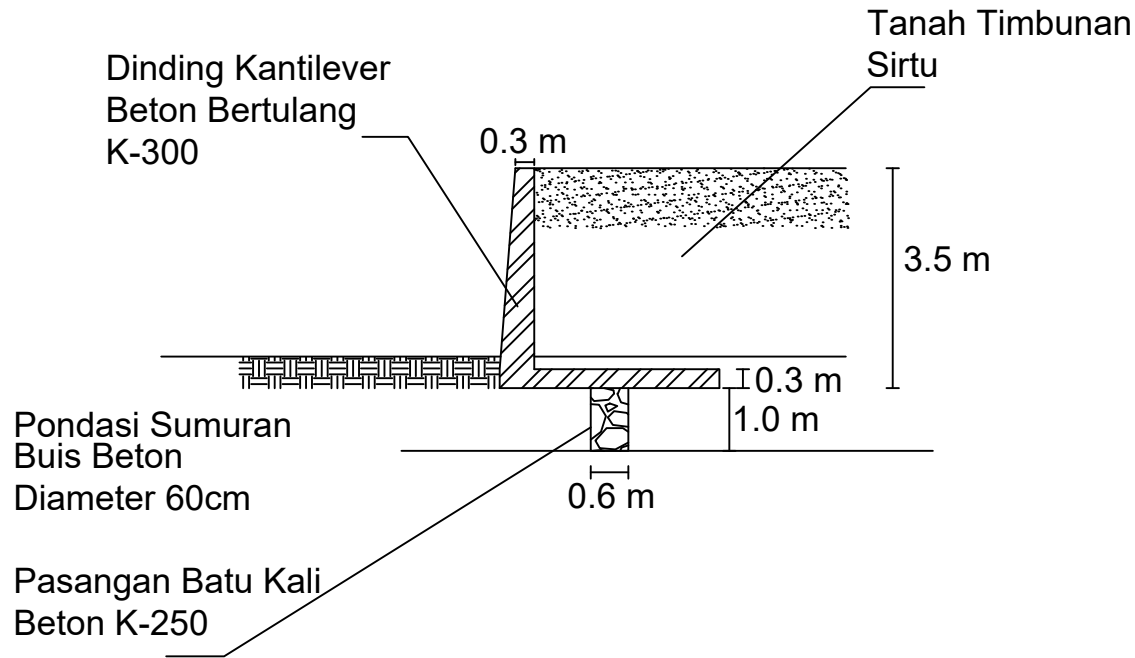
1 : 100

No Lembar

5

Jumlah Lembar

13



TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING
PENAHAN DAN TURAP PADA SUNGAI
BENGAWAN SOLO (KEDUNGHARJO, TUBAN)
YANG DIPENGARUHI OLEH PERUBAHAN
KARAKTERISTIK TANAH AKIBAT
FLUKTUASI MUKA AIR DAN GEMPA**

Nama Gambar

Dimensi Dinding Kantilever

Skala

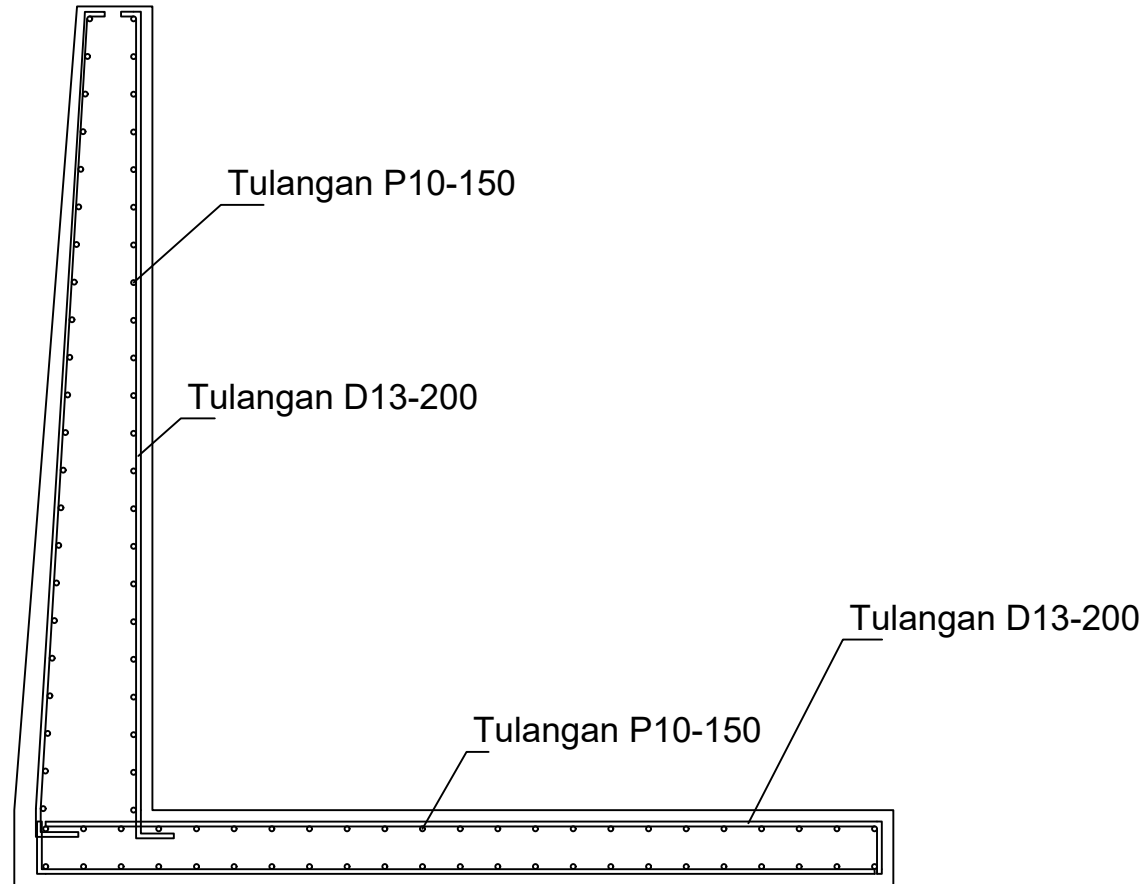
1 : 100

No Lembar

6

Jumlah Lembar

13



TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING
PENAHAN DAN TURAP PADA SUNGAI
BENGAWAN SOLO (KEDUNGHARJO, TUBAN)
YANG DIPENGARUHI OLEH PERUBAHAN
KARAKTERISTIK TANAH AKIBAT
FLUKTUASI MUKA AIR DAN GEMPA**

Nama Gambar

Skala

No Lembar

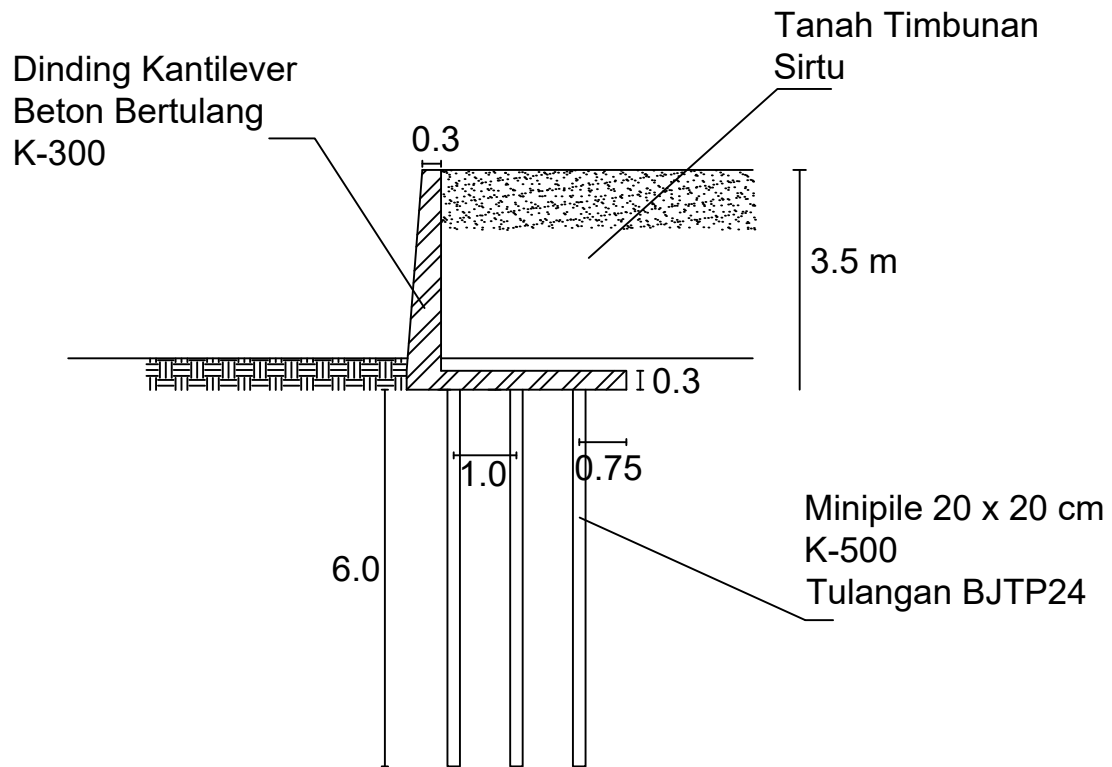
Jumlah Lembar

Detail Penulangan Dinding
Kantilever

1 : 25

7

13



TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING
PENAHAN DAN TURAP PADA SUNGAI
BENGAWAN SOLO (KEDUNGHARJO, TUBAN)
YANG DIPENGARUHI OLEH PERUBAHAN
KARAKTERISTIK TANAH AKIBAT
FLUKTUASI MUKA AIR DAN GEMPA**

Nama Gambar

Dimensi Dinding Kantilever
dengan Pondasi Tiang

Skala

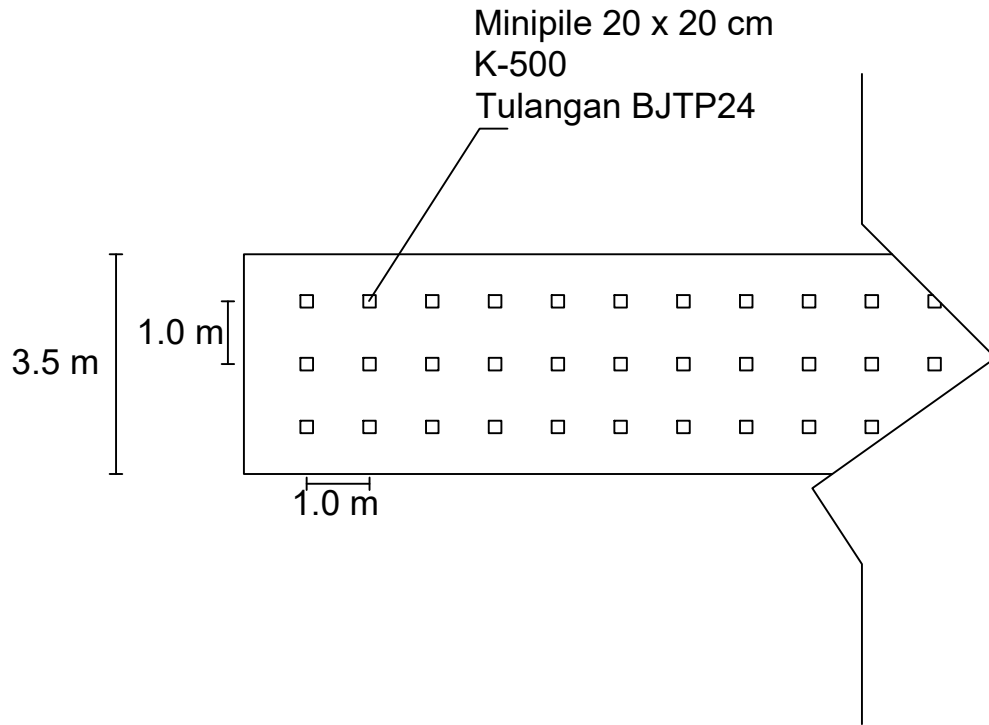
1 : 100

No Lembar

8

Jumlah Lembar

13



**TUGAS AKHIR
ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING
PENAHAN DAN TURAP PADA SUNGAI
BENGAWAN SOLO (KEDUNGHARJO, TUBAN)
YANG DIPENGARUHI OLEH PERUBAHAN
KARAKTERISTIK TANAH AKIBAT
FLUKTUASI MUKA AIR DAN GEMPA**

Nama Gambar

Skala

No Lembar

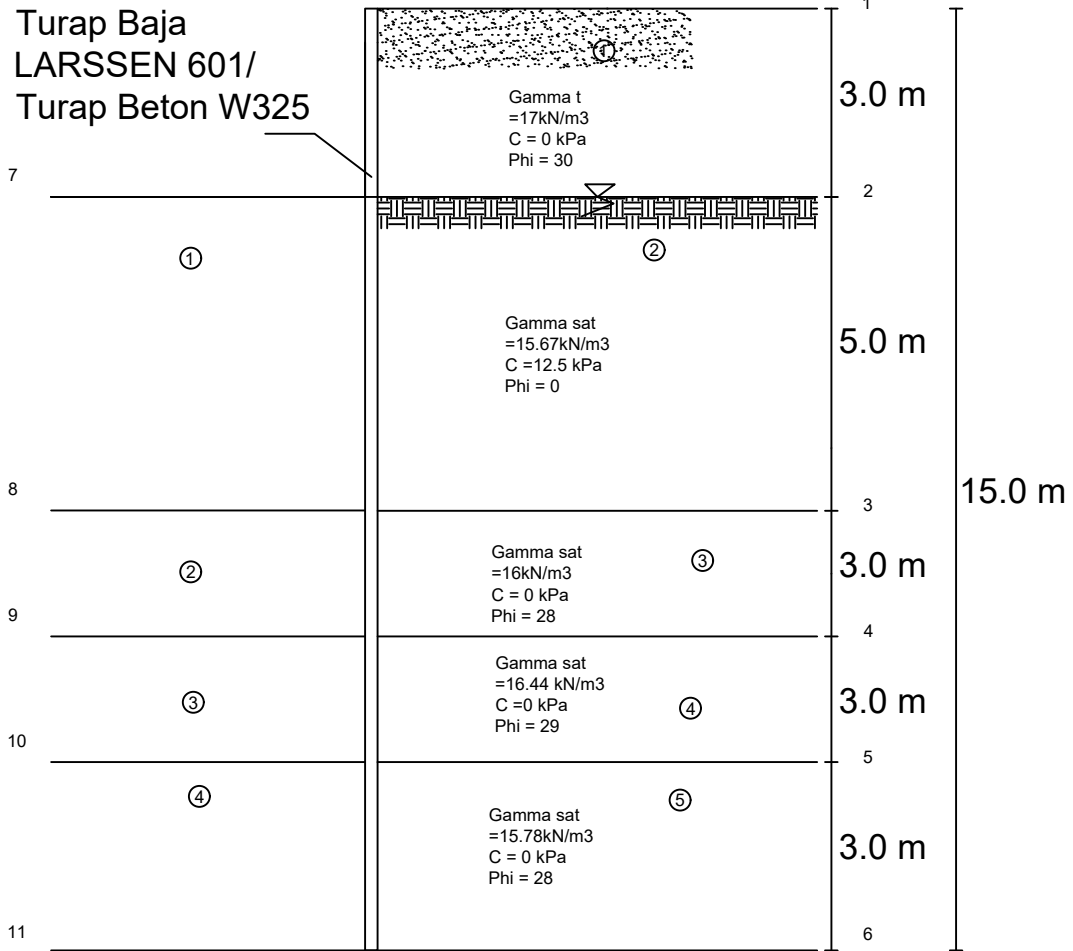
Jumlah Lembar

Layout Tiang Minipile

1 : 100

9

13



TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING
PENAHAN DAN TURAP PADA SUNGAI
BENGAWAN SOLO (KEDUNGHARJO, TUBAN)
YANG DIPENGARUHI OLEH PERUBAHAN
KARAKTERISTIK TANAH AKIBAT
FLUKTUASI MUKA AIR DAN GEMPA**

Nama Gambar

Potongan Melintang Turap

Skala

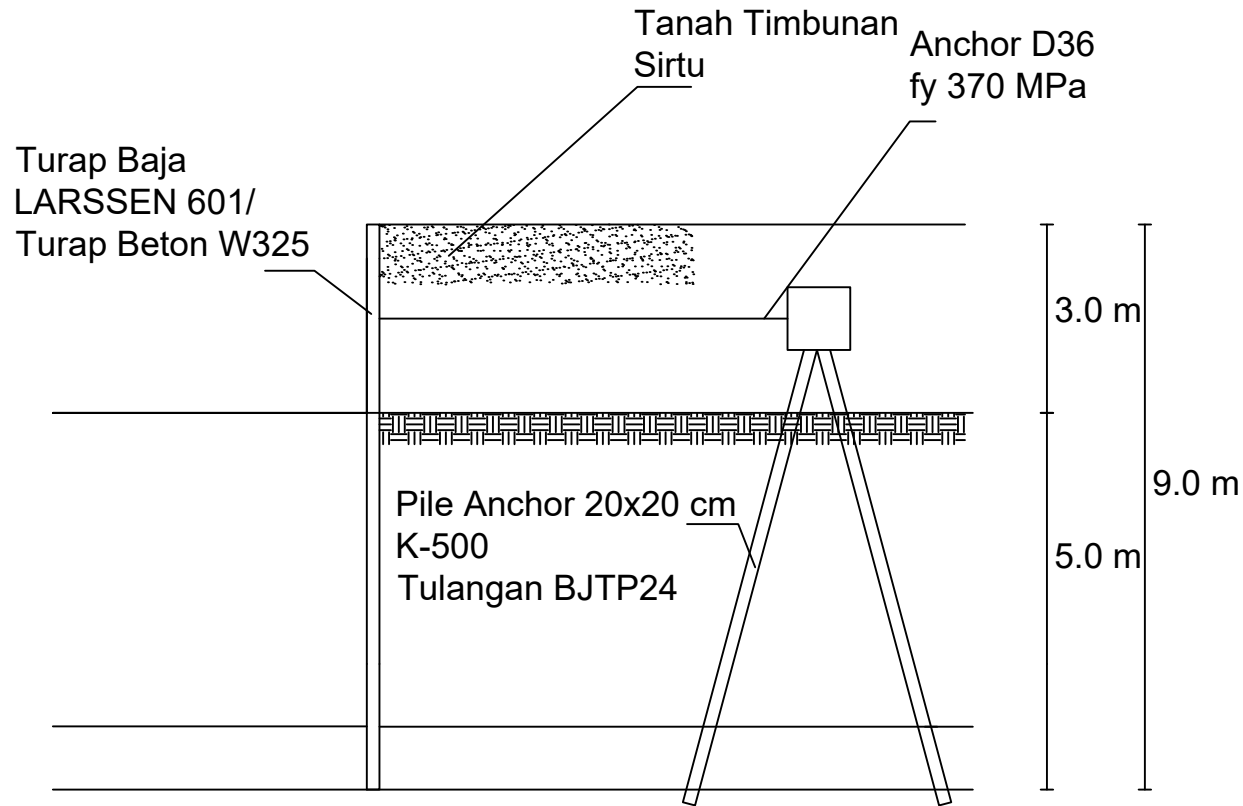
1 : 100

No Lembar

10

Jumlah Lembar

13



TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING
PENAHAN DAN TURAP PADA SUNGAI
BENGAWAN SOLO (KEDUNGHARJO, TUBAN)
YANG DIPENGARUHI OLEH PERUBAHAN
KARAKTERISTIK TANAH AKIBAT
FLUKTUASI MUKA AIR DAN GEMPA**

Nama Gambar

Potongan Melintang
Turap dengan *Ground
Anchor*

Skala

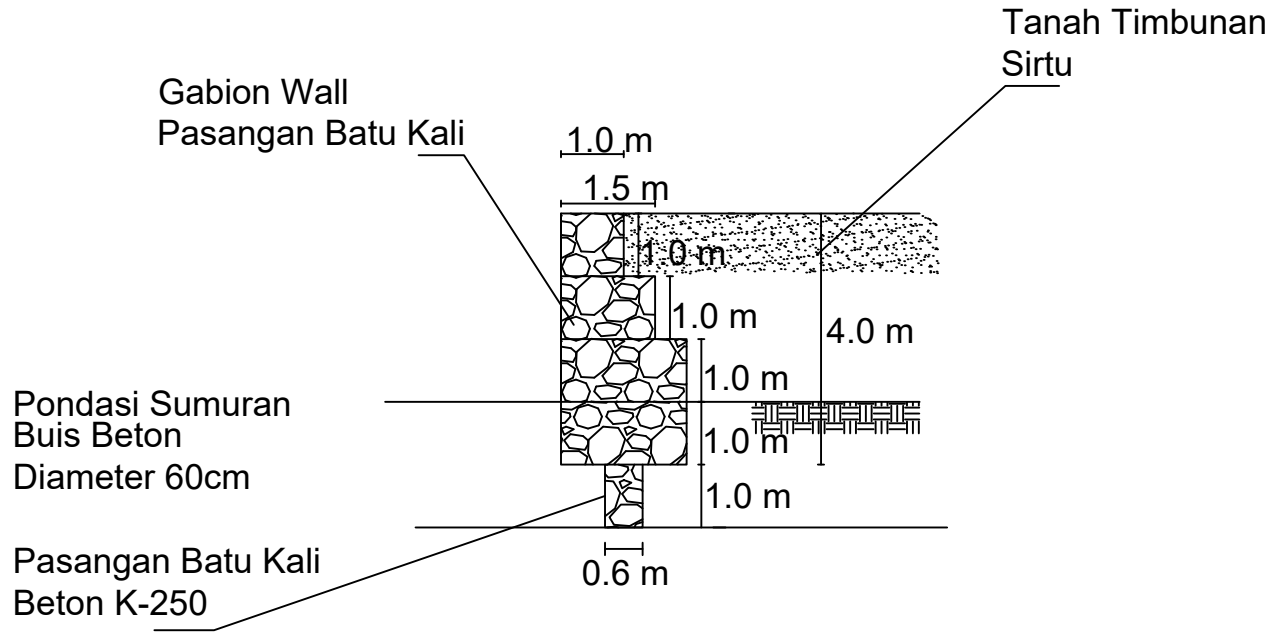
1 : 100

No Lembar

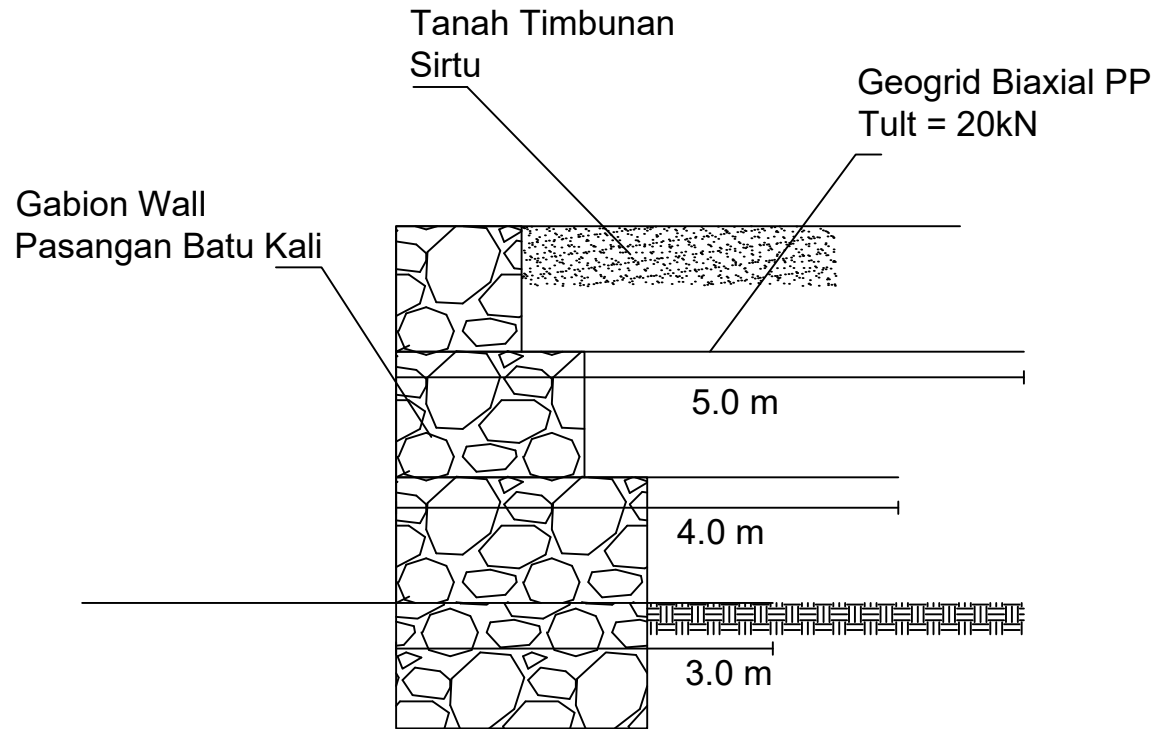
11

Jumlah Lembar

13



TUGAS AKHIR	Nama Gambar	Skala	No Lembar	Jumlah Lembar
ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING PENAHAN DAN TURAP PADA SUNGAI BENGAWAN SOLO (KEDUNGHARJO, TUBAN) YANG DIPENGARUHI OLEH PERUBAHAN KARAKTERISTIK TANAH AKIBAT FLUKTUASI MUKA AIR DAN GEMPA	Dimensi Gabion Wall	1 : 100	12	13



TUGAS AKHIR

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING
PENAHAN DAN TURAP PADA SUNGAI
BENGAWAN SOLO (KEDUNGHARJO, TUBAN)
YANG DIPENGARUHI OLEH PERUBAHAN
KARAKTERISTIK TANAH AKIBAT
FLUKTUASI MUKA AIR DAN GEMPA**

Nama Gambar

Lapisan Geogrid

Skala

1 : 50

No Lembar

13

Jumlah Lembar

13

BIODATA PENULIS



Dionisius Nicholas,
Penulis dilahirkan di Jakarta 09 September 1997, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Mardi Waluya (Bogor), SD Mardi Waluya (Bogor), SMP Mardi Waluya (Bogor), SMA Negeri 3 (Bogor). Setelah lulus dari SMAN 3 Bogor tahun 2015, Penulis mendaftarkan diri dalam program SNMPTN untuk Jurusan Sarjana Teknik Sipil FTSP-ITS pada tahun 2015 dan diterima terdaftar dengan NRP 3115 100 030.