

TUGAS AKHIR

**ANALISIS PENANGGULANGAN KELONGSORAN
LERENG TEPI JALAN KABUPATEN
(STUDI KASUS : RUAS JALAN TEBING TINGGI – TANJUNG
RAYA, LAHAT, SUMATERA SELATAN)
(*DISTRICT ROAD EDGE SLIPPING ANALYSIS*)
(*CASE STUDY : TEBING TINGGI - TANJUNG RAYA ROAD,
LAHAT, SOUTH SUMATERA*)**

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



**FANDY MIRZA HIMAWAN
16511184**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2023**

TUGAS AKHIR

**ANALISIS PENANGGULANGAN KELONGSORAN
LERENG TEPI JALAN KABUPATEN
(STUDI KASUS : RUAS JALAN TEBING TINGGI – TANJUNG
RAYA, LAHAT, SUMATERA SELATAN)
(DISTRICT ROAD EDGE SLIPPING ANALYSIS)
(CASE STUDY : TEBING TINGGI - TANJUNG RAYA ROAD,
LAHAT, SOUTH SUMATERA)**

Disusun oleh

FANDY MIRZA HIMAWAN

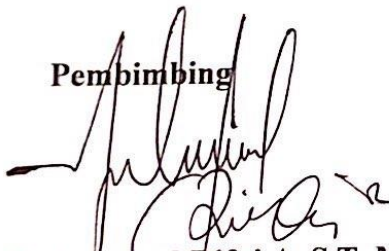
16511184

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan
untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

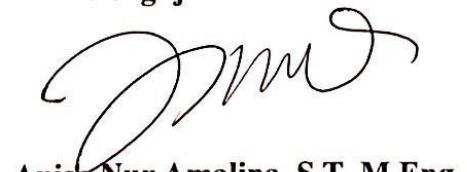
Diuji pada tanggal 23 Agustus 2023

Oleh Dewan Penguji:

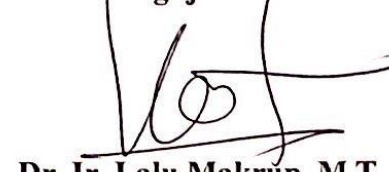
Pembimbing


Muhammad Rifqi A, S.T.,M.Eng.
NIK : 135111101

Penguji I

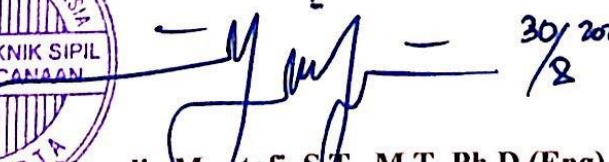

Anisa Nur Amalina, S.T.,M.Eng.
NIK : 215111305

Penguji II


Dr. Ir. Lalu Makrup, M.T
NIK:885110106



Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil


Dr. Yunalia Muntafi, S.T., M.T.,Ph.D (Eng)
NIK: 855110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya dengan jujur menyatakan bahwa laporan proposal tugas akhir yang saya buat untuk memenuhi syarat pada Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia adalah hasil karya saya sendiri. Ketika menggunakan bagian-bagian dari karya orang lain dalam penulisan laporan ini, saya dengan jelas mencantumkan sumbernya sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Saya menyadari bahwa jika dikemudian hari terungkap bahwa laporan ini bukan karya saya atau terdapat plagiarisme pada bagian-bagian tertentu, saya siap menerima konsekuensi sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik sesuai dengan peraturan yang berlaku.

Yogyakarta, 26 Agustus 2023

Penulis,



Fandy Mirza Himawan

(16511184)

KATA PENGANTAR

Dengan penuh rasa syukur dan bersyukur kepada Allah SWT atas segala rahmat dan petunjuk-Nya, penulis berhasil menyelesaikan laporan proposal tugas akhir ini dengan lancar. Selama proses penyusunannya, banyak bantuan berharga dari berbagai pihak yang memberikan bimbingan, arahan, serta memberikan saran dan kritik yang sangat berarti bagi kesuksesan tugas ini. Oleh karena itu, pada kesempatan ini, penulis ingin menyampaikan ucapan terima kasih yang tulus kepada:

1. Bapak Muhammad Rifqi A, S.T.,M.Eng. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
2. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T.,M.Eng. selaku dosen pembimbing-2 Tugas Akhir Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
3. Dr. Ir. Lalu Makrup, M.T selaku dosen penguji yang telah bersedia menilai dan menerima hasil akhir dari Tugas Akhir Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
4. Ibu Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T.,Ph.D (Eng). selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
5. Teman-teman Angkatan 2016 Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia yang memberikan bantuan dan semangat kepada penulis hingga dapat terselesaikannya naskah tugas akhir ini.

Yogyakarta, 26 Agustus 2023
Penulis,

Fandy Mirza Himawan
16511184

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Halaman Pengesahan	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	v
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR LAMPIRAN	xv
DAFTAR NOTASI	xvi
ABSTRAK	xviii
<i>ABSTRACT</i>	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	2
1.4 Manfaat Penelitian	2
1.5 Batasan Penelitian	3
1.6 Studi Kasus	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Perkuatan Tanah dengan Dinding Penahan Tanah	7
2.2 Perkuatan Tanah dengan Dinding Penahan Tanah (DPT) dan Pondasi Tiang	8
2.4 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekaran	9
BAB III LANDASAN TEORI	12
3.1 Tanah	12
3.1.1 Definisi Tanah	12
3.1.2 Propertis Tanah	12
3.1.3 Klasifikasi Tanah	18
3.1.4 Kuat Geser Tanah	20
3.2 Stabilitas Lereng	21
3.2.1 Umum	21

3.2.2 Analisis Stabilitas Lereng Menggunakan Metode Fellenius	22
3.3 Dinding Penahan Tanah	24
3.3.1 Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever	24
3.3.2 Tekanan Tanah Lateral	25
3.3.3 Pengaruh Beban di atas Tanah Urug	29
3.3.4 Stabilitas Dinding Penahan Tanah	31
3.4 <i>Bored Pile</i>	35
3.4.1 Perhitungan Beban-Beban yang Bekerja Pada <i>Bored Pile</i>	35
3.5 Plaxis	38
BAB IV METODE PENELITIAN	40
4.1 Gambaran Umum	40
4.2 Lokasi Studi Kasus	40
4.3 Tahapan Penelitian	41
4.4 Parameter Analisis	43
4.4.1 Parameter Tanah	43
4.4.2 Material Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored pile</i>	43
4.4.3 Muka Air Tanah	44
4.4.4 Penampang Melintang Lereng	45
4.5 Pengoperasian Plaxis	45
4.6 Bagan Alir	51
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	54
5.1 Gambaran Umum	54
5.2 Data Parameter Tanah dan Beban	55
5.2.1 Data Tanah	55
5.2.2 Data Beban	56
5.3 Analisis Lereng Asli	58
5.3.1 Analisis Lereng Asli Menggunakan Program Plaxis	59
5.3.2 Pembuatan Jaringan elemen	59
5.3.3 Tahap Perhitungan	60
5.3.4 Hasil Output dengan Program Plaxis	61
5.3.5 Analisis Lereng Asli Menggunakan Perhitungan Manual Metode Fellenius	63
5.4 Analisis Dinding Penahan Tanah Kantilever	68
5.4.1 Data Dinding Penahan Tanah	68

5.4.2 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding	
Penahan Tanah Kantilever menggunakan Program Plaxis 8.6	69
5.4.3 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding	
Penahan Tanah Kantilever menggunakan Perhitungan Manual	74
5.5 Analisis Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile	104
5.5.1 Data Dinding Penahan Tanah dan Bored Pile	105
5.5.2 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan Bored Pile menggunakan Program Plaxis 8.6	106
5.5.3 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> menggunakan Perhitungan Manual	114
5.6 Pembahasan	134
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	138
6.1 Kesimpulan	138
6.2 Saran	139
DAFTAR PUSTAKA	140
LAMPIRAN	142

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang	10
Tabel 3.1 Derajat Kejenuhan	15
Tabel 3.2 Berat Jenis Tanah	15
Tabel 3.3 Kisaran Nilai Permeabilitas Tanah	16
Tabel 3.4 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah	17
Tabel 3.5 Hubungan Jenis Tanah dan <i>Poisson Ratio</i>	17
Tabel 3.6 Faktor-Faktor Kapasitas Dukung Vesic (1973)	33
Tabel 3.7 Hubungan Nilai Faktor	35
Tabel 4.1 Data Parameter Tanah	43
Tabel 5. 1 Data Parameter Tanah	55
Tabel 5. 2 Data Beban Lalu Lintas	56
Tabel 5. 3 Rekapitulasi Perhitungan Menggunakan Metode Fellenius	66
Tabel 5. 4 Rekapitulasi Perhitungan Gaya dan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Kantilever	76
Tabel 5. 5 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli	78
Tabel 5. 6 Hasil Rekapitulasi Stabilitas Penggeseran, Penggulingan dan Keruntuhan Kapasitas Dukung Tanah Dinding Penahan Tanah Kantilever	82
Tabel 5. 7 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Asli	84
Tabel 5. 8 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Asli	85
Tabel 5. 9 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Kantilever Tinjauan II-II	87
Tabel 5. 10 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli	88
Tabel 5. 11 Rekapitulasi Tulangan Dinding Penahan Tanah Kantilever	103

Tabel 5. 12 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah	117
Tabel 5. 13 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli	120
Tabel 5. 14 Hasil Rekapitulasi Stabilitas Penggeseran, Penggulingan dan Keruntuhan Kapasitas Dukung Tanah Dinding Penahan Tanah Kantilever dan <i>Bored Pile</i>	124
Tabel 5. 15 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Asli	127
Tabel 5. 16 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Asli	130
Tabel 5. 17 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli	131
Tabel 5. 18 Perbandingan Angka Keamanan pada Lereng Asli, Lereng yang Diperkuat Menggunakan Dinding Penahan Tanah, dan Lereng yang Diperkuat Menggunakan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i>	137

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Perencanaan Perkuatan pada Ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400	5
Gambar 1.2 Potongan Melintang Lereng Asli	5
Gambar 1.3 Rencana Perkuatan Tanah	6
Gambar 3.1 Diagram Fase Tanah	13
Gambar 3.2 Klasifikasi Tanah Sistem USCS	19
Gambar 3.3 Sistem Klasifikasi Tanah AASHTO	20
Gambar 3.4 Pola Keruntuhan Lereng	22
Gambar 3.5 Gaya yang Bekerja pada Irisan	23
Gambar 3.6 Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever	25
Gambar 3.7 Tanah Lateral saat Diam	26
Gambar 3.8 Tanah Lateral Aktif	28
Gambar 3.9 Tekanan Lateral Pasif	29
Gambar 3.10 Tekanan Tanah Akibat Beban Terbagi Rata	30
Gambar 3.11 Tegangan Tanah Akibat Beban Terbagi Rata Memanjang	31
Gambar 3.12 Gaya yang Terjadi pada <i>Bored Pile</i>	37
Gambar 4.1 Lokasi Perencanaan Perkuatan pada Ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400	41
Gambar 4.2 Potongan Melintang Lereng	41
Gambar 4.3 Data Bor Log Sta. 19 + 400	44
Gambar 4.4 Penampang Melintang Lereng	45
Gambar 4.5 Kotak Dialog Create/Open	46
Gambar 4.6 Kotak Dialog General Setting	46
Gambar 4.7 Kotak Dialog Grid	47
Gambar 4.8 <i>General Material Set</i>	48
Gambar 4. 9 <i>Parameter Material Set</i>	49
Gambar 4.10 <i>General Mesh</i>	49

Gambar 4.11 <i>Initial Condition</i>	50
Gambar 4.12 Tab <i>Calculation</i>	51
Gambar 4.13 Bagan Alir Tugas Akhir	52
Gambar 4.14 Bagan Alir Pemodelan Lereng Pada Program Plaxis	53
Gambar 5. 1 Peta Gempa Wilayah Tanjung Raya	57
Gambar 5. 2 Nilai Spektrum Percepatan Gempa Tanjung Raya	58
Gambar 5. 3 Potongan Melintang Lereng Asli	58
Gambar 5. 4 Pemodelan Potongan Melintang Lereng Asli pada Plaxis	59
Gambar 5. 5 Jaring-Jaring Elemen	59
Gambar 5. 6 Perhitungan Tegangan Awal	60
Gambar 5. 7 Proses Perhitungan Lereng Asli	61
Gambar 5. 8 <i>Deformed Mesh</i> Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	62
Gambar 5. 9 <i>Effective Stress</i> Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	62
Gambar 5. 10 Arah Pergerakan Tanah Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	63
Gambar 5. 11 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	63
Gambar 5. 12 Penampang Irisan pada Lereng Asli	64
Gambar 5. 13 Dimensi Dinding Penahan Tanah	68
Gambar 5. 14 Pemodelan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever Dalam Program Plaxis 8.6	69
Gambar 5. 15 Jaring - Jaring Elemen Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever	70
Gambar 5. 16 Perhitungan Tegangan Awal Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever	70
Gambar 5. 17 Proses Perhitungan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever Dalam Program Plaxis 8.6	71
Gambar 5. 18 <i>Deformed Mesh</i> Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever	72
Gambar 5. 19 <i>Effective Stress</i> Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever	72
Gambar 5. 20 <i>Arah Pergerakan</i> Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever	73

Gambar 5. 21 Daerah Potensial Keruntuhan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever	73
Gambar 5. 22 Daerah Potensial Keruntuhan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever	74
Gambar 5. 23 Pembagian Pias-Pias Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever Pada Gaya Vertikal	75
Gambar 5. 24 Diagram Tekanan Tanah Lateral Dinding Penahan Tanah Kantilever	76
Gambar 5. 25 Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah Kantilever	83
Gambar 5. 26 Potongan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan I-I	83
Gambar 5. 27 Potongan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan II-II	86
Gambar 5. 28 Potongan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah Kantilever Tinjauan III-III dan Tinjauan IV-IV	89
Gambar 5. 29 Momen yang Terjadi Pada Pelat Kaki Pondasi	90
Gambar 5. 30 Pembagian Perhitungan Tulangan Kondisi Asli	92
Gambar 5. 31 Penulangan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli	104
Gambar 5. 32 Dimensi Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan Bored Pile	105
Gambar 5. 33 Pemodelan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile Dalam Program Plaxis 8.6	106
Gambar 5. 34 Jaring - Jaring Elemen Potongan Melintang Lereng Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile	107
Gambar 5. 35 Perhitungan Tegangan Awal Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile	108
Gambar 5. 36 Proses Perhitungan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile Dalam Program Plaxis 8.6	109

Gambar 5. 37 <i>Deformed Mesh</i> Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile	110
Gambar 5. 38 <i>Deformed Mesh</i> Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile Dengan Beban Gempa	110
Gambar 5. 39 <i>Effective Stress</i> Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile	111
Gambar 5. 40 <i>Effective Stress</i> Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile Dengan Beban Gempa	111
Gambar 5. 41 Arah Pergerakan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile	112
Gambar 5. 42 Daerah Potensial Keruntuhan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile	112
Gambar 5. 43 Arah Pergerakan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile Dengan Beban Gempa	113
Gambar 5. 44 Daerah Potensial Keruntuhan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile Dengan Beban Gempa	113
Gambar 5. 45 Daerah Potensial Keruntuhan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile	114
Gambar 5. 46 Daerah Potensial Keruntuhan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile	114
Gambar 5. 47 Pembagian Pias-Pias Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever Pada Gaya Vertikal	116
Gambar 5. 48 Diagram Tekanan Tanah Lateral Dinding Penahan Tanah Kantilever	118

Gambar 5. 49 Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah Kantilever dan <i>Bored Pile</i>	125
Gambar 5. 50 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan I-I Kondisi Asli	126
Gambar 5. 51 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan II-II Kondisi Asli	129
Gambar 5. 52 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan III-III dan Tinjauan IV-IV Kondisi Asli	132
Gambar 5. 53 Momen yang Terjadi Pada Pelat Kaki Pondasi Kondisi Asli	133

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Tanah CV. Enbhu

Lampiran 2 BorLog

DAFTAR NOTASI

SF	= angka keamanan
τ	= tegangan geser (kN/m^2)
σ	= tegangan normal (kN/m^2)
c	= kohesi tanah (kN/m^2)
ϕ	= sudut geser dalam tanah ($^\circ$)
θ	= sudut keruntuhan ($^\circ$)
Pa	= tekanan tanah aktif total (kN/m)
Pp	= tekanan tanah pasif total (kN/m)
Pae	= tekanan tanah dinamis total (kN/m)
γ	= berat volume basah tanah (kN/m^3)
γ_d	= berat volume kering tanah (kN/m^3)
H	= tinggi dinding penahan tanah (m)
Ka	= koefisien tekanan aktif
Kp	= koefisien tekanan pasif
β	= sudut kemiringan permukaan tanah urug terhadap horizontal ($^\circ$)
δ	= sudut gesek antara dinding dan tanah ($^\circ$)
Fgs	= faktor aman terhadap penggeseran
ΣR_h	= tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran (kN)
W	= berat total dinding penahan tanah dan tanah diatas pelat pondasi (kN)
δ_h	= sudut gesek antara tanah dan dasar pondasi ($^\circ$)
ΣP_h	= jumlah gaya-gaya horizontal (kN)
f	= koefisien gesek antara tanah dengan dasar pondasi.
Fgl	= faktor aman terhadap penggulingan
ΣM_w	= momen yang melawan penggulingan (kNm)
ΣM_{gl}	= momen yang mengakibatkan penggulingan (kNm)
B	= lebar kaki dinding penahan (m)
ΣP_{ah}	= jumlah gaya-gaya horizontal (kN)

ΣP_{av}	= jumlah gaya-gaya vertical (kN)
q_u	= kapasitas dukung ultimit (kN/m^2)
q	= tekanan akibat beban struktur (kN/m^2)
d_c, d_q, d_γ	= faktor kedalaman
i_c, i_q, i_γ	= faktor kemiringan
N_c, N_q, N_γ	= faktor kapasitas dukung
B	= lebar dasar pondasi sebenarnya (m)
e	= eksentrisitas (m)
γ	= berat volume tanah (kN/m^3)
SPT	= Standar Penetration Test
q	= beban merata yang bekerja (kN/m^2)
Q_u	= kapasitas dukung ultimit tiang (kN)
Q_b	= tahanan ujung ultimit tiang (kN)
Q_s	= tahanan selimut ultimit tiang (kN)
W_p	= berat tiang (kN)
P_o'	= tekanan overburden efektif (kN/m^2)
Z	= kedalaman di tengah-tengah lapisan tanah (m)
A_s	= luas selimut tiang (m^2)
n	= banyak tiang dalam kelompok (buah)
E	= efisiensi kelompok tiang
m	= jumlah tiang dalam deretan baris (buah)
n	= jumlah tiang dalam deretan kolom (buah)
d	= diameter tiang (m)

ABSTRAK

Tanjung Raya merupakan wilayah di Kabupaten Lahat yang memiliki potensi rawan bencana tanah longsor. Salah satu titik rawan longsor di wilayah Tanjung Raya adalah ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400. Jika tidak ditangani secara cepat, kemungkinan longsor dapat terjadi di ruas jalan ini, yang akan mengganggu jalur transportasi dari Kabupaten Lahat menuju Kabupaten Tebing Tinggi. Untuk menghindari kerugian yang lebih besar, diperlukan upaya dalam menangani potensi longsor di ruas jalan tersebut.

Penelitian ini bertujuan untuk menganalisis stabilitas lereng asli, stabilitas lereng setelah diperkuat dengan desain dinding penahan tanah (DPT) kantilever, serta kombinasi DPT kantilever dan bored pile sebagai alternatif tambahan jika desain DPT kantilever tidak mencapai angka keamanan yang diharapkan. Analisis dilakukan dengan berbagai kondisi untuk membandingkan hasilnya. Penelitian menggunakan perhitungan manual dengan metode Fellenius dan juga program Plaxis 8.6.

Hasil analisis menunjukkan bahwa pada kondisi lereng asli tanpa beban gempa menggunakan program Plaxis 8.6, tidak dapat menentukan nilai keamanan dari lereng tersebut atau apakah akan terjadi runtuhnya tubuh tanah (soil body collapses). Namun, dengan perhitungan manual menggunakan metode Fellenius, diperoleh angka keamanan sebesar 0,35, menandakan bahwa lereng dalam kondisi labil dan tidak aman. Sedangkan hasil analisis menggunakan dinding penahan tanah dengan bored pile menunjukkan bahwa pada kondisi tanpa beban gempa, angka keamanan sebesar 1,763, dan dengan beban gempa sebesar 1,760.

Kata kunci : Stabilitas lereng, Dinding penahan tanah, Kantilever, Plaxis 8.6

ABSTRACT

Tanjung Raya, a region within Lahat Regency, is known for its susceptibility to landslides. Particularly, a critical landslide-prone location is identified at Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400. The presence of this hazard poses a constant threat to transportation routes, potentially isolating Lahat Regency from Tebing Tinggi Regency. To mitigate the risk of significant losses, urgent actions must be taken to address the potential landslides on this road.

In light of this concern, a comprehensive research was conducted, focusing on the original slope stability and its behavior when reinforced with cantilever retaining walls (DPT) and a combination of cantilever and bored pile retaining walls (DPT). The latter option was considered as an alternative if the cantilever retaining wall's safe design value (DPT) could not be met. All three conditions were meticulously analyzed under various scenarios to enable a thorough comparison of the results.

The analysis was performed using both manual calculations following the Fellinius method and the Plaxis 8.6 program. The original slope analysis, conducted with and without earthquake loads using Plaxis 8.6, did not yield conclusive data on the slope's safe value or the occurrence of soil body collapses. Consequently, manual calculations using the Fellinius method were employed to determine the safe value of the slope, which was found to be 0.35, indicating an unstable and hazardous condition. On the other hand, the analysis of slopes with retaining walls and bored pile under different conditions revealed safer values. Without earthquake loads, the safe value was determined to be 1.763, while with earthquake loads, it was slightly lower at 1.760.

Keywords : *Slope stability, retaining wall, Cantilever, Plaxis 8.6*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia memiliki kondisi geografis yang beraneka ragam di setiap daerahnya. Kondisi geografis tersebut dapat berupa dataran tinggi, dataran rendah, pegunungan, serta perbukitan. Kondisi tersebut dapat berpengaruh atau mengakibatkan terjadinya bencana alam. Tanah longsor merupakan salah satu bencana yang sering mengancam keselamatan sebagian warga Indonesia yang disebabkan oleh faktor dominan berupa kondisi geografis atau topografi wilayah tersebut. Tanah dengan kemiringan curam apabila dipicu oleh air hujan akan menyebabkan lereng menjadi tidak stabil sehingga menyebabkan longsor.

Tanjung Raya merupakan salah satu daerah di wilayah Kabupaten Lahat yang rawan terhadap bencana tanah longsor. Salah satu titik rawan longsor di wilayah Tanjung Raya terdapat pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400. Jika hal tersebut tidak segera ditangani, maka kejadian longsor dapat terjadi sewaktu – waktu di ruas jalan tersebut dan dapat memutus jalur transportasi dari Kabupaten Lahat menuju Kabupaten Tebing Tinggi ataupun sebaliknya yang tentunya akan sangat mengganggu kegiatan perekonomian di wilayah tersebut. Agar tidak menimbulkan kerugian yang semakin besar, diperlukan usaha penanganan terhadap kemungkinan terjadinya longsor pada ruas jalan tersebut.

Berdasarkan pemaparan diatas, maka perlu dilakukan perencanaan perkuatan tanah pada lereng jalan tersebut agar dapat dilalui dengan aman. Pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya kondisi geografis atau topografi wilayah tersebut didominasi oleh lereng – lereng yang cukup curam dengan sudut 37° dan dengan tinggi lereng 10 meter sehingga meningkatkan resiko terjadinya longsor. Penulis akan melakukan analisis penanganan dari permasalahan tersebut yaitu menggunakan perkuatan tanah. Untuk mendapatkan tipe perkuatan yang paling sesuai, dilakukan analisis terhadap dua tipe perkuatan yaitu dinding penahan tanah

(DPT) tipe kantilever serta kombinasi antara dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever dan *bored pile*. Penulis akan menganalisis menggunakan software Plaxis 8.6 dan perhitungan manual. Hasil tersebut kemudian akan dianalisis sehingga didapat angka aman (SF) paling aman untuk diaplikasikan pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya tersebut.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, dirumuskan beberapa masalah sebagai berikut ini.

1. Bagaimana stabilitas lereng asli pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400?
2. Bagaimana stabilitas lereng bila diperkuat menggunakan dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever?
3. Bagaimana stabilitas lereng bila diperkuat menggunakan dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever dan *bored pile*?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan penelitian ini adalah sebagai berikut ini.

1. Mengetahui angka aman lereng asli pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400.
2. Mengetahui angka aman bila lereng diperkuat dengan menggunakan dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever.
3. Mengetahui angka aman bila lereng diperkuat dengan menggunakan dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever dan *bored pile*.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat yang didapat dari penelitian ini adalah sebagai berikut ini.

1. Dapat memberikan informasi mengenai angka keamanan lereng asli di lapangan.

2. Dapat memberikan informasi mengenai angka keamanan desain perkuatan menggunakan dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever serta kombinasi dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever dan *bored pile*.
3. Dapat memberikan gambaran perbedaan nilai angka keamanan antara lereng asli tanpa perkuatan dengan perkuatan tanah menggunakan dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever serta kombinasi dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever dan *bored pile*.
4. Dapat menjadi usulan bagi pemerintah daerah setempat terkait desain perkuatan yang bisa digunakan untuk penanggulangan longsor.

1.5 Batasan Penelitian

Beberapa batasan masalah dalam penelitian ini adalah sebagai berikut ini.

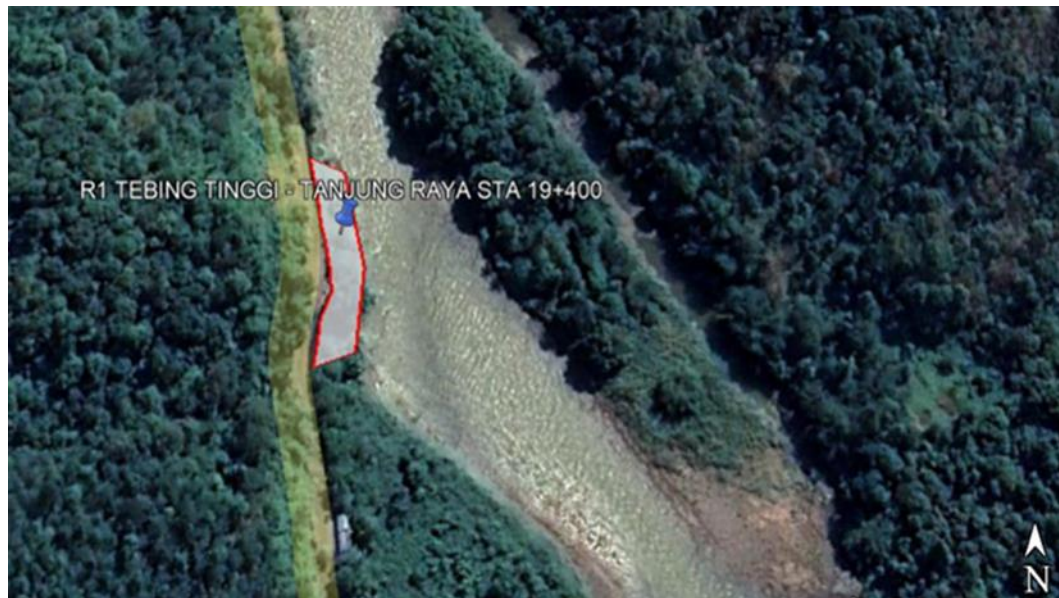
1. Data tanah dan desain konstruksi berupa gambar kerja yang digunakan didapatkan dari CV. Enbhu 2022.
2. Dimensi stabilitas lereng yang ditinjau hanya pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400.
3. Analisis dan permodelan stabilitas lereng dan perkuatan tanah pada aplikasi komputer menggunakan software Plaxis 8.6.
4. Hanya meneliti angka keamanan dari lereng asli, lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tanah kantilever (DPT) tipe kantilever, serta kombinasi dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever dan *bored pile* dengan membandingkan hasil perhitungan pada program Plaxis dan perhitungan manual.
5. Tidak menghitung penurunan yang terjadi pada pondasi.
6. Muka air tanah yang digunakan diasumsikan sama dengan muka air sungai yaitu berada pada kedalaman 8 meter dan tidak mempertimbangkan kondisi muka air tinggi ataupun rendah karena keterbatasan data yang dimiliki.
7. Faktor gempa yang diperhitungkan adalah faktor gempa yang berada di wilayah Tanjung Raya, Lahat, Sumatera Selatan dan permodelan beban gempa pada program Plaxis menggunakan beban gempa dinamis.
8. Mutu beton yang digunakan yaitu $f_c' = 25$ Mpa.

9. Jenis tulangan untuk dinding penahan tanah dan *bored pile* menggunakan tulangan pokok D19 dan tulangan sengkang P10 dengan mutu baja U – 39.
10. Beban lalu lintas didapatkan dari Panduan Geoteknik 4 No. Pt. T-10-2002-B (2002).
11. Penelitian yang dilakukan tidak termasuk detail gambar, proses konstruksi, dan rencana anggaran biaya.

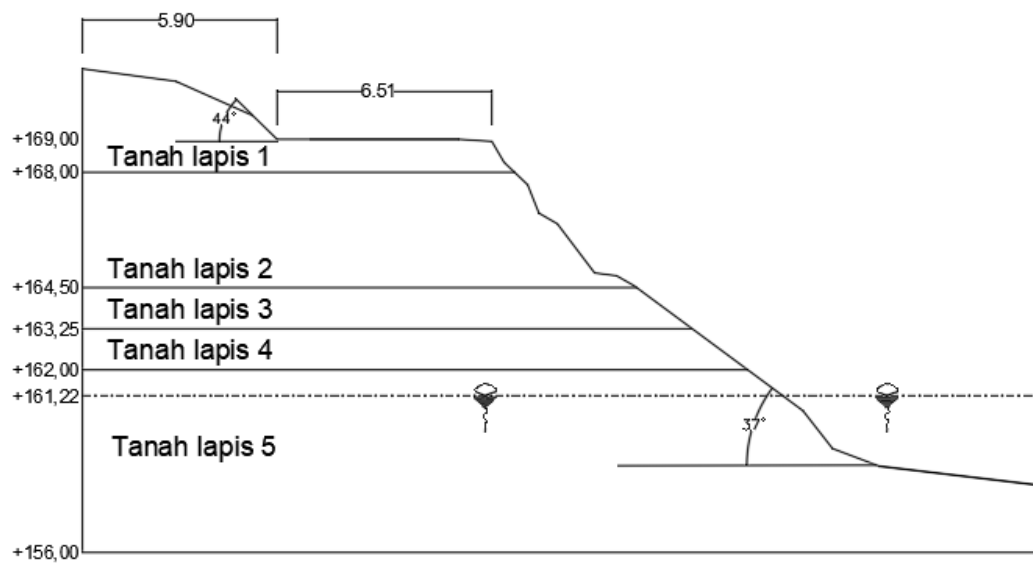
1.6 Studi Kasus

Peneliti mengambil kasus pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400, Lahat, Sumatera Selatan. Pada penelitian ini akan dilakukan analisis kestabilan lereng asli, kestabilan lereng setelah diperkuat menggunakan dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever, serta kombinasi dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever dan *bored pile*. Analisis akan dilakukan menggunakan program Plaxis versi 8.6 dan perhitungan manual.

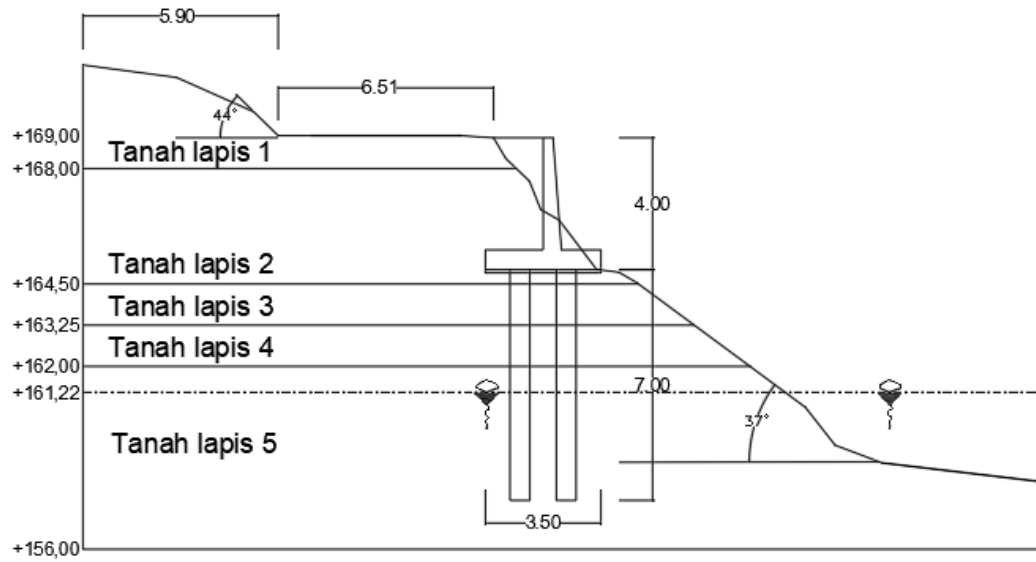
Tanjung Raya merupakan salah satu daerah di wilayah Kabupaten Lahat yang rawan terhadap bencana tanah longsor. Salah satu titik rawan longsor di wilayah Tanjung Raya terdapat pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400. Jika hal tersebut tidak segera ditangani, maka kejadian longsor dapat terjadi sewaktu – waktu di ruas jalan tersebut dan dapat memutus jalur transportasi dari Kabupaten Lahat menuju Kabupaten Tebing Tinggi ataupun sebaliknya yang tentunya akan sangat mengganggu kegiatan perekonomian di wilayah tersebut. Agar tidak menimbulkan kerugian yang semakin besar, diperlukan usaha penanganan terhadap kemungkinan terjadinya longsor pada ruas jalan tersebut. Lokasi penelitian, penampang melintang lereng asli, serta rencana perkuatan tanah dapat dilihat pada Gambar 1.1, Gambar 1.2, dan Gambar 1.3 sebagai berikut.



**Gambar 1. 1 Lokasi Perencanaan Perkuatan pada Ruas Jalan Tebing Tinggi
- Tanjung Raya Sta. 19 + 400**
(Sumber: Google Earth, 2022)



Gambar 1. 2 Potongan Melintang Lereng Asli
(Sumber: CV. Enbhu, 2022)



Gambar 1. 3 Rencana Perkuatan Tanah

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Perkuatan Tanah dengan Dinding Penahan Tanah

Terdapat beberapa penelitian terdahulu yang digunakan sebagai referensi dan bukti keaslian dari penelitian ini dikarenakan topik penelitian yang sejenis. Penelitian mengenai perkuatan tanah menggunakan dinding penahan tanah yang digunakan adalah sebagai berikut.

1. Perkuatan Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah dan Geotekstil

Annisa (2018) melakukan penelitian yang berjudul “Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah dan Perencanaan perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil pada Bantaran Sungai Gajah Putih”. Penelitian dilakukan dengan menggunakan metode elemen hingga yaitu dengan program Plaxis dan perhitungan manual. Nilai angka aman dinding pasangan batu didapatkan $SF = 1,015$. Hasil analisis stabilitas dinding penahan tanah memiliki angka aman stabilitas terhadap penggeseran, penggulingan, dan kapasitas dukung tanah berturut-turut sebesar 4,346; 7,520; dan 4,288. Dalam perencanaan perkuatan lereng dengan geotekstil untuk lereng variasi 1 didapatkan nilai angka aman sebesar 1,574. Angka aman untuk lereng variasi 2 1,567.

2. Perkuatan Tanah dengan Menggunakan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang dan Dinding Turap Baja

Nurtanti (2019) melakukan penelitian yang berjudul “Analisis Perkuatan Tanah dengan Menggunakan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang dan Dinding Turap Baja dengan Program Plaxis 8.6 pada Sungai Pabelan”. Penelitian dilakukan dengan menggunakan Plaxis 8.6 dan perhitungan manual pada Sta +100 di Sungai Pabelan. Hasil analisis didapatkan bahwa stabilitas lereng tanah asli tidak aman. Analisis dengan menggunakan plaxis didapatkan $SF = 1.0932$ sedangkan analisis dengan manual fellenius didapatkan $SF = 0.8613$. Hasil angka aman untuk lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tanah beton bertulang tipe kantilever dengan plaxis didapatkan $SF =$

1.2730. Sedangkan analisis manual didapatkan SF Geser = 3.1527, SF guling = 3.7738, SF daya dukung = 3.2651. Hasil angka aman lereng yang diperkuat dengan turap baja menggunakan plaxis didapatkan SF = 1.3067.

2.2 Perkuatan Tanah dengan Dinding Penahan Tanah (DPT) dan Pondasi Tiang

Terdapat beberapa penelitian terdahulu yang digunakan sebagai referensi dan bukti keaslian dari penelitian ini dikarenakan topik penelitian yang sejenis. Penelitian mengenai perkuatan tanah menggunakan dinding penahan tanah (DPT) dan pondasi tiang yang digunakan adalah sebagai berikut.

1. Harison dkk (2013) melakukan penelitian yang berjudul “Analisa Geoteknik dan Penanggulangan Kelongsoran Tanggul Sungai Banjir Kanal Barat Semarang” menggunakan metode fellenius untuk menganalisis titik kelongsoran pada kondisi awal. Angka aman lereng asli sebesar SF = 0,98. Sedangkan menggunakan program *plaxis* v 8.2 dengan dinding penahan tanah diperoleh angka keamanan SF = 1,302 dan perkuatan dinding penahan tanah menggunakan *bored pile* diperoleh angka keamanan sebesar SF = 1,363. Kelongsoran tersebut terjadi karena dasar sungai yang dangkal sehingga pada saat banjir muka air banjir hampir sejajar dengan tanggul, hal ini menyebabkan daya dukung di tanggul melemah akibat terendam air.
2. Setiawan (2017) melakukan penelitian yang berjudul “Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan Pondasi Cerucuk Kayu dan *Minipile* pada Proyek Pembangunan Jalan Poncosari – Greges, Yogyakarta Sta. 9 + 350” Berdasarkan hasil penelitian didapatkan stabilitas dinding penahan tanah tanpa perkuatan pondasi didapatkan nilai angka aman sebesar SF geser = 2,709, SFguling = 1,688, SF daya dukung tanah = 0,936. Kemudian hasil penelitian stabilitas dinding penahan tanah dengan pondasi cerucuk kayu didapatkan angka aman SF daya dukung tanah = 2,2119. Kemudian hasil penelitian stabilitas dinding penahan tanah dengan pondasi *minipile* didapatkan angka aman SF daya dukung tanah = 1,7907.

3. Pamungkas (2021) melakukan penelitian yang berjudul “Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Pondasi *Bored Pile* Menggunakan Program Plaxis 8.6 pada Jembatan Kiringan Sungai Opak”. Berdasarkan hasil penelitian didapatkan nilai angka aman pada lereng asli didapatkan $SF = 0,741$. Hasil perhitungan nilai angka aman pada lereng menggunakan kekuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dan *bored pile* pada program Plaxis 8.6 didapatkan $SF = 1,148$. Perhitungan manual dengan tinjauan stabilitas eksternal didapatkan nilai angka aman SF geser = 7,031, SF guling = 1,5, dan $Q_{all} = 252,062$ kN.

2.4 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Perbandingan antara penelitian terdahulu dan sekarang akan dijabarkan pada Tabel 2.1 sebagai berikut.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Peneliti	Harison dkk	Setiawan	Annisa	Nurtanti	Pamungkas	Himawan
Tahun	2013	2017	2018	2019	2021	2022
Judul Penelitian	Analisa Geoteknik dan Penanggulangan Kelongsoran Tanggul Sungai Banjir Kanal Barat Semarang	Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan Pondasi Cerucuk Kayu dan <i>Minipile</i> pada Proyek Pembangunan Jalan Poncosari – Greges, Yogyakarta Sta. 9 + 350	Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah dan Perencanaan perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil pada Bantaran Sungai Gajah Putih	Analisis Perkuatan Tanah dengan Menggunakan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang dan Dinding Turap Baja dengan Program Plaxis 8.6 pada Sungai Pabelan	Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Pondasi <i>Bored Pile</i> Menggunakan Program Plaxis 8.6 pada Jembatan Kiringan Sungai Opak	Analisis Penanggulangan Kelongsoran Tanah (Studi Kasus Ruas Jalan Tebing Tinggi – Tanjung Raya, Lahat, Sumatera Selatan)
Tujuan Penelitian	Memperoleh perbedaan nilai aman dengan menggunakan DPT dan tidak menggunakan DPT.	Mengetahui stabilitas dan angka aman DPT tanpa pondasi, DPT dengan pondasi cerucuk, dan DPT dengan pondasi <i>minipile</i> .	Mengetahui nilai angka aman (SF) dinding pasangan batu, dinding penahan tanah serta merencanakan perkuatan lereng menggunakan geotekstil.	Mengetahui angka aman lereng asli di Sungai Pabelan, Mungkid, Magelang, lereng diperkuat dengan menggunakan dinding penahan tanah beton bertulang, dan lereng diperkuat dengan menggunakan <i>Steel Sheet Pile</i> .	Mengetahui angka aman lereng asli di Sungai Opak, Kiringan, Bantul, lereng diperkuat dengan menggunakan dinding penahan tanah kantilever dan diperkuat dengan menggunakan <i>Bored Pile</i>	Mengetahui angka aman lereng asli pada ruas jalan tersebut, lereng yang diperkuat menggunakan DPT, dan lereng yang diperkuat menggunakan kombinasi DPT dan <i>bored pile</i>

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Peneliti	Harison dkk	Setiawan	Annisa	Nurtanti	Pamungkas	Himawan
Tahun	2013	2017	2018	2019	2021	2022
Metode Penelitian	Menggunakan <i>Plaxis</i> v. 8.2 dan perhitungan manual metode Fellinius	Analisa stabilitas dihitung manual lalu dibandingkan.	Analisis perhitungan manual dan analisis dengan metode elemen hingga menggunakan program <i>Plaxis</i> .	Analisis dilakukan dengan program <i>Plaxis</i> 2D v. 8.6 dan perhitungan secara manual menggunakan metode Fellinius.	Analisis dilakukan dengan program <i>Plaxis</i> 2D v. 8.6 dan perhitungan secara manual menggunakan metode Fellinius.	Analisis dilakukan dengan program <i>Plaxis</i> 2D v. 8.6 dan perhitungan secara manual menggunakan metode Fellinius.
Hasil Penelitian	Nilai angka aman lereng asli SF = 0,98, menggunakan DPT SF = 1,363. Dengan menggunakan DPT dan <i>Bored Pile</i> SF = 1,363	Nilai angka aman tanpa pondasi SF geser = 2,709, SF guling = 1,688, SF daya dukung tanah = 0,936. Dengan cerucuk kayu SF daya dukung tanah = 2,2119. Dengan pondasi minipile SF daya dukung tanah = 1,7907.	Nilai angka aman dinding pasangan batu SF = 1,015. Dengan DPT kantilever SF geser = 4,346, SF guling = 7,520, SF daya dukung tanah = 4,288. Dengan geotekstil variasi 1 SF = 1,574, variasi 2 SF = 1,567	Nilai angka aman lereng asli SF = 1.0932. Dengan DPT kantilever SF = 1.2730 dan SF Geser = 3.1527, SF guling = 3.7738, SF daya dukung = 3.2651. Dengan turap baja SF = 1.3067.	Nilai angka aman pada lereng asli didapatkan SF = 0,741. Dengan DPT kantilever dan <i>bored pile</i> SF = 1,148. Perhitungan manual dengan tinjauan stabilitas eksternal didapatkan nilai angka aman SF geser = 7,031, SF guling = 1,5, dan Qall = 252,062 kN.	

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

3.1.1 Definisi Tanah

Tanah adalah himpunan mineral, 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 oksida-oksida yang mengendap diantara partikel-partikel. Ruang diantara partikel-partikel tersebut dapat berisi air, udara ataupun keduanya.

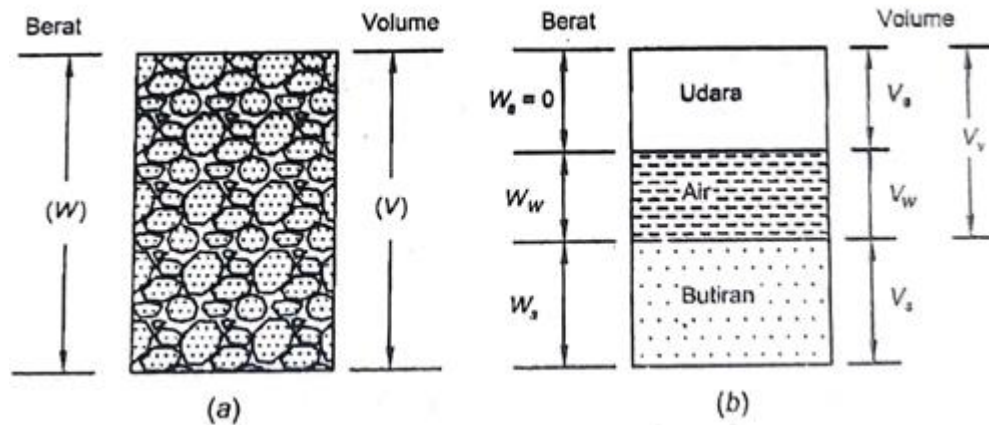
Proses pembentukan tanah berasal dari batuan induk yang mengalami proses fisik maupun kimia. Proses pembentukan tanah secara fisik terjadi akibat beberapa hal seperti, pengikisan akibat erosi, angin, air, manusia ataupun akibat perubahan suhu atau cuaca, membuat batuan berubah menjadi partikel-partikel yang memiliki ukuran lebih kecil. Partikel-partikel tersebut dapat berbentuk bulat, runcing atau berbagai macam bentuk lainnya. Sedangkan proses pelapukan secara kimia dapat terjadi oleh pengaruh oksigen, karbondioksida ataupun proses kimia lainnya. Apabila hasil pelapukan masih berada di tempat asalnya, maka tanah ini disebut tanah residual dan apabila tanah mengalami perpindahan tempat disebut tanah terangkut. (Hardiyatmo,2018)

Istilah pasir, lempung, lanau atau lumpur digunakan untuk menggambarkan ukuran partikel pada batas ukuran butiran yang telah ditentukan. Akan tetapi, istilah yang sama juga digunakan untuk menggambarkan sifat tanah yang khusus. Sebagai contoh, lempung adalah jenis tanah yang bersifat kohesif dan plastis, sedangkan pasir digambarkan sebagai tanah yang tidak kohesif dan tidak plastis.

3.1.2 Propertis Tanah

Pada dasarnya segumpal tanah dapat terdiri dari dua atau tiga bagian, yaitu butiran tanah, air dan udara. Tanah dalam keadaan kering hanya terdapat dua bagian tanah saja yaitu butiran tanah dan pori-pori udara. Pada tanah dalam

keadaan jenuh air juga terdapat dua bagian, yaitu butiran tanah dan air pori. Sedangkan dalam keadaan tidak jenuh tanah terdiri dari tiga bagian yaitu butiran tanah, pori-pori udara, dan air pori. Hubungan antara bagian-bagian tanah dapat digambarkan dalam bentuk diagram fase yang dapat dilihat pada Gambar 3.1 sebagai berikut.



Gambar 3. 1 Diagram Fase Tanah

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

Berdasarkan Gambar 3.1 (a) diatas, dapat diketahui bahwa elemen tanah mempunyai volume V dan berat total W , sedangkan Gambar 3.1 (b) memperlihatkan hubungan berat dengan volumenya. Dari gambar tersebut didapatkan Persamaan 3.1, 3.2, dan 3.3 sebagai berikut.

$$W = W_s + W_w \quad (3.1)$$

$$V = V_s + V_w + V_a \quad (3.2)$$

$$V_v = V_w + V_a \quad (3.3)$$

Keterangan :

W = berat total

W_s = berat butiran padat

W_w = berat air

V = volume total

V_s = volume butiran padat

V_w = volume air

V_a = volume udara

V_v = volume rongga

1. Berat Volume Basah (γ_b)

Berat tanah basah dalam satu satuan volume tanah atau perbandingan antara berat tanah basah (W) dengan volume tanah (V) dan dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.4 sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\gamma_b &= \frac{W}{V} \\ \gamma_b &= \frac{G_s \gamma_w (1+w)}{1+e}\end{aligned}\quad (3.4)$$

2. Berat Volume Kering (γ_d)

Berat tanah kering dalam satu satuan volume tanah atau perbandingan antara berat tanah kering (W_s) dengan volume tanah (V) dan dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.5 sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\gamma_d &= \frac{W_s}{V} \\ \gamma_d &= \frac{G_s \gamma_w}{1+e}\end{aligned}\quad (3.5)$$

3. Berat Volume Butiran Padat (γ_s)

Berat tanah butiran tanah kering dalam satu satuan volume butiran tanah atau perbandingan antara berat butiran padat (W_s) dengan volume butiran padat (V_s) dan dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.6 sebagai berikut.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}\quad (3.6)$$

4. Berat volume tanah dalam keadaan jenuh air ($S=1$)

Berat volume tanah dalam keadaan jenuh air dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.7 sebagai berikut.

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_w (G_s + e)}{1+e}\quad (3.7)$$

5. Bila tanah terendam air, maka berat volume efektif dinyatakan dengan γ' Berat volume efektif dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.8 sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\gamma' &= \frac{(G_s - 1) \gamma_w}{1+e} \\ \gamma' &= \gamma_{sat} - \gamma_w\end{aligned}\quad (3.8)$$

dengan $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$ atau $9,81 \text{ kN/m}^3$

6. Derajat Kejenuhan (S)

Perbandingan antara volume air (V_w) dengan volume rongga pori tanah (V_s) dan dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.9 sebagai berikut.

$$S(\%) = \frac{V_w}{V_s} \times 100\% \quad (3.9)$$

Besaran nilai derajat kejenuhan berdasarkan keadaan tanah dapat dilihat pada Tabel 3.1 sebagai berikut.

Tabel 3.1 Derajat Kejenuhan

No	Keadaan	Derajat Kejenuhan (S)
1	Tanah kering	0
2	Tanah agak lembab	> 0 – 0,25
3	Tanah lembab	0,26 – 0,50
4	Tanah sangat lembab	0,51 – 0,75
5	Tanah basah	0,76 – 0,99
6	Tanah jenuh air	1

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

7. Berat Jenis (Gs)

Berat jenis merupakan perbandingan antara berat volume butiran padat (γ_s) dengan berat volume air (γ_w) dalam volume yang sama pada suhu 4 °C dan dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.10 sebagai berikut.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (3.10)$$

Besaran nilai berat jenis tanah dapat dilihat pada Tabel 3.2 sebagai berikut.

Tabel 3.2 Berat Jenis Tanah

No	Jenis Tanah	Berat Jenis (Gs)
1	Kerikil	2,65 – 2,68
2	Pasir	2,65 – 2,68
3	Lanau tak organik	2,62 – 2,68

4	Lempung organik	2,58 – 2,65
No	Jenis Tanah	Berat Jenis (<i>G_s</i>)
5	Lempung tak organik	2,68 – 2,75
6	Humus	1,37
7	Gambut	1,25 – 1,80

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

8. Permeabilitas

Permeabilitas didefinisikan sebagai sifat bahan berpori yang memungkinkan terjadinya aliran rembesan dari cairan yang berupa air atau minyak mengalir melewati rongga pori. Pori – pori pada tanah saling terhubung, sehingga air dapat mengalir dari tekanan tinggi menuju tekanan yang lebih rendah. Pada tanah, permeabilitas artikan sebagai sifat tanah yang mengalirkan air melalui rongga rongga pori tanah. Menurut Das (1983) pada buku Mekanika Tanah 1 Hardiyatmo Edisi Ke Enam untuk kisaran nilai permeabilitas pada jenis – jenis tanah dapat dilihat pada Tabel 3.3 sebagai berikut.

Tabel 3.3 Kisaran Nilai Permeabilitas Tanah

No	Jenis Tanah	<i>k</i> (mm/detik)
1	Butiran kasar	$10 - 10^3$
2	Kerikil halus, butiran kasar bercampur pasir butiran sedang	$10^{-2} - 10$
3	Pasir halus, lanau longgar	$10^{-4} - 10^{-2}$
4	Lanau padat, lanau berlempung	$10^{-5} - 10^{-4}$
5	Lempung berlanau, lempung	$10^{-8} - 10^{-5}$

9. Modulus Elastisitas

Modulus elastisitas merupakan nilai yang menunjukkan besarnya angka elastisitas tanah dari perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan. Perkiraan nilai ini dapat ditentukan dari jenis tanah seperti pada Tabel 3.4 sebagai berikut.

Tabel 3.4 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

No	Jenis Tanah	E (kN/m ²)
1	Lempung :	
	Sangat lunak	300 - 3000
	Lunak	2000 - 4000
	Sedang	4500 – 9000
	Keras	7000 - 20000
	Berpasir	30000 – 42500
2	Pasir :	
	Berlanau	5000 - 20000
	Tidak padat	10000 - 25000
	Padat	50000 – 100000
3	Pasir dan kerikil :	
	Padat	80000 - 200000
	Tidak padat	50000 – 140000
4	Lanau	2000 – 20000
5	<i>Loses</i>	15000 – 60000
6	Cadas	140000 - 1400000

(Sumber : Bowles, 1977)

10. Poisson Ratio

Nilai *poisson ratio* ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan pemuaian lateral. Nilai ini dapat ditrntukan berdasarkan jenis tanah seperti pada Tabel 3.5 sebagai berikut.

Tabel 3.5 Hubungan Jenis Tanah dan *Poisson Ratio*

No	Jenis Tanah	Poisson Ratio
1	Lempung jenuh	0,4 – 0,5
2	Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
3	Lempung berpasir	0,2 – 0,3
4	Lanau	0,3 – 0,35

No	Jenis Tanah	Poisson Ratio
5	Pasir padat	0,2 – 0,4
6	Pasir tidak padat	0,15
7	Pasir halus	0,25
8	Batu	0,1 – 0,4
9	Loose	0,1 – 0,3

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

3.1.3 Klasifikasi Tanah

Pada umumnya klasifikasi tanah bertujuan untuk membagi tanah menjadi beberapa golongan tanah. Kebanyakan klasifikasi tanah menggunakan indeks tipe pengujian yang sederhana untuk memperoleh karakteristik tanah. Karakteristik tersebut digunakan untuk menentukan kelompok klasifikasi tanah. Pada kondisi umum, klasifikasi tanah didasarkan atas ukuran partikel yang diperoleh dari analisis saringan (uji sedimentasi) dan plastisitas.

Terdapat dua sistem klasifikasi yang sering digunakan, yaitu USCS (*Unified Soil Classification System*) dan AASHTO (*American Association Of State Highway Transportation Officials*). Sistem-sistem ini menggunakan indeks tanah yang sederhana seperti distribusi ukuran butiran, batas cair dan indeks plastisitas. Berikut ini adalah klasifikasi tanah berdasarkan kedua sistem tersebut.

1. Sistem Klasifikasi USCS (*Unified Soil Classification System*)

Dalam sistem klasifikasi USCS (*Unified Soil Classification System*) ini, tanah diklasifikasikan dalam dua kategori yaitu tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus. Tanah di kategorikan berbutir kasar jika tanah tersebut kurang dari 50% lolos saringan nomer 200, contohnya seperti tanah jenis kerikil dan pasir. Sedangkan tanah dikategorikan berbutir halus jika tanah tersebut lebih dari 50% lolos saringan nomer 200, contohnya seperti tanah jenis lempung, lanau, lanau atau berlempung organik, dan tanah gambut dan tanah organik tinggi. Berikut ini adalah simbol-simbol yang digunakan dalam sistem USCS (*Unified Soil Classification System*).

G = Kerikil (*Gravel*)

S = Pasir (*Sand*)

C = Lempung (*Clay*)

M = Lanau (*Silt*)

O = Lanau atau lempung organik (*Organic silt or clay*)

Pt = Tanah gambut dan tanah organik tinggi (*Peat and highly organic soil*)

W = Gradasi baik (*Well-graded*)

P = Gradasi buruk (*Poorly-graded*)

H = Plastisitas tinggi (*High-plasticity*)

L = Plastisitas rendah (*Low-plasticity*)

Selanjutnya tanah dikelompokkan dalam sejumlah kelompok dan sub-kelompok yang dapat dilihat pada Gambar 3.2 sebagai berikut.

Divisi Utama		Simbol Kelompok	Nama Jenis	Kriteria laboratorium
Tanah berbutir kasar 50% atau lebih tertahan saringan no. 200 (0,075 mm)	Kerikil 50% atau lebih dari fraksi kasar ter-tahan saringan no. 4 (4,75 mm)	GW	Kerikil gradasi baik dan campuran pasir - kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$, $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kriteria untuk GW
		GP	Kerikil gradasi buruk dan campuran pasir - kerikil, atau tidak mengandung butiran halus	
		GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil pasir-lempung	
	Pasir lebih dari 50 % fraksi kasar lolos saringan no. 4 (4,75 mm)	SW	Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$, $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kriteria untuk SW
		SP	Pasir gradasi buruk, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus	
		SM	Pasir berlanau, campuran pasir - lanau	
Tanah berbutir halus 60% atau lebih lolos saringan no. 200 (0,075 mm)	Kerikil banyak kandungan butiran halus	GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil pasir-lempung	Manual untuk klasifikasi secara visual dapat dilihat di ASTM Designation D-2488
		SC	Pasir berlempung, campuran pasir - lempung	
		ML	Lanau tak organik dan pasir sangat halus, serbuk baluan atau pasir halus berlanau atau berlempung	
	Lanau dan lempung batas cair 50 % atau kurang	CL	Lempung tak organik dengan plastisitas rendah sampai sedang, lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung kurus ("lean clays")	
		OL	Lanau organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah	
		MH	Lanau tak organik atau pasir halus diatomae, lanau elastis	
	Lanau dan lempung batas cair > 50 %	CH	Lempung tak organik dengan plastisitas tinggi, lempung gemuk ("fat clays")	
		OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi	
		PT	Gambut ("peat") dan tanah lain dengan kandungan organik tinggi	

Gambar 3. 2 Klasifikasi Tanah Sistem USCS

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

2. Sistem Klasifikasi Tanah AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials Classification*)

Sistem klasifikasi AASHTO membagi tanah ke dalam 7 kelompok, dari A-1 sampai A-7 termasuk sub-sub kelompok. Tanah-tanah dalam setiap kelompoknya dievaluasi terhadap indeks kelompoknya yang dihitung dengan

menggunakan rumus empiris. Pengujian yang digunakan adalah pengujian analisis saringan dan batas-batas Atterberg. Secara detailnya sistem klasifikasi AASHTO dapat dilihat pada Gambar 3.3 sebagai berikut.

Klasifikasi umum	Material granuler (< 35% lolos saringan no. 200)							Tanah-tanah lanau-lempung (> 35% lolos saringan no. 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Analisis saringan (% lolos) 2,00 mm (no. 10) 0,425 mm (no. 40) 0,075 mm (no. 200)	50maks 30 maks 15 maks	- 50 maks 25 maks	- 51 min 10 maks	- 35 maks	- 35 maks	- 35 maks	- 35 maks	- 36 min	- 36 min	- 36 min	- 36 min
Sifat fraksi lolos saringan no. 40 Batas cair (LL) Indeks plastis (PI)	- 6 maks	- -	- Np	40 maks 10 maks	41 min 10 maks	40 maks 11 min	41 min 11 min	40 maks 10 maks	41 min 10 maks	40 maks 11 min	41 min 11 min
Indeks kelompok (G)	0		0	0		4 maks		8 maks	12 maks	16 maks	20 maks
Tipe material yang pokok pada umumnya	Pecahan batu, kerikil dan pasir		Pasir halus	Kerikil berlanau atau berlempung dan pasir				Tanah berlanau		Tanah berlempung	
Penilaian umum sebagai tanah dasar	Sangat baik sampai baik							Sedang sampai buruk			

Catatan :
Kelompok A-7 dibagi atas A-7-5 dan A-7-6 bergantung pada batas plastisnya (PL)
Untuk PL > 30, klasifikasinya A-7-5 ;
Untuk PL < 30, klasifikasinya A-7-6
Np = Nonplastis

Gambar 3.3 Sistem Klasifikasi Tanah AASHTO

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

3.1.4 Kuat Geser Tanah

Parameter kuat geser tanah sangat diperlukan untuk analisis- analisis berkaitan dengan kapasitas dukung tanah, gaya dorong pada dinding penahan tanah, dan stabilitas lereng. Menurut teori Mohr (1910) dalam buku kondisi keruntuhan suatu bahan terjadi akibat adanya kombinasi keadaan kritis dari tegangan normal dan tegangan geser. Menurut Mohr (1910) pada Hardiyatmo (2018) keruntuhan terjadi akibat adanya kombinasi keadaan kritis dari tegangan normal dan tegangan geser. Hubungan fungsi tersebut dinyatakan dalam Persamaan 3.11 dan Persamaan 3.12 sebagai berikut.

$$\tau = f(\sigma) \quad (3.11)$$

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (3.12)$$

Keterangan :

τ = kuat geser tanah (kN/m²)

σ = tegangan normal (kN/m²)

c = kohesi tanah (kN/m^2)

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

Kuat geser tanah adalah gaya perlawanan yang dilakukan oleh butir-butir tanah terhadap desakan atau tarikan. Dengan dasar pengertian ini, Hardiyatmo (2018) menjelaskan apabila tanah mengalami pembebanan akan ditahan oleh dua parameter sebagai berikut.

1. Kohesi tanah yang bergantung pada jenis tanah dan kepadatannya, namun tidak bergantung pada tegangan normal yang bekerja pada bidang geser.
2. Gesekan antara butir-butir tanah yang besarnya berbanding lurus dengan tegangan normal pada bidang gesernya.

3.2 Stabilitas Lereng

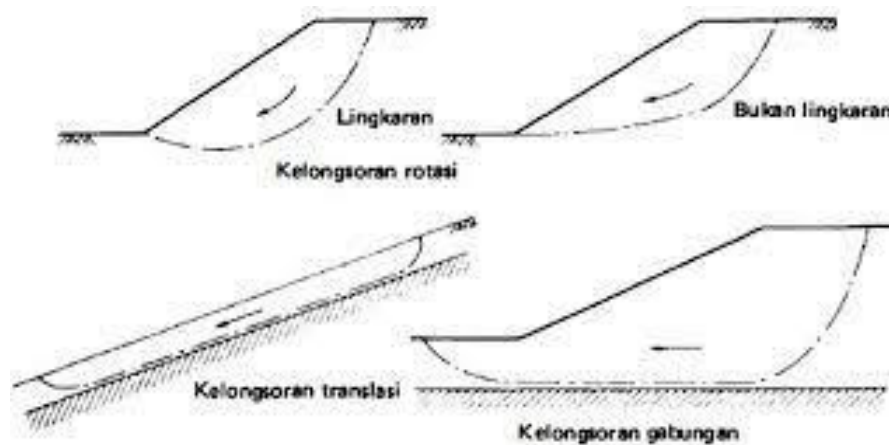
3.2.1 Umum

Pada permukaan tanah yang tidak horisontal, pergerakan gravitasi cenderung untuk menggerakkan tanah ke bawah. Jika pergerakan gravitasi melampaui perlawanan terhadap geseran yang dapat dikerahkan oleh tanah pada bidang longsornya, maka akan terjadi kelongsoran lereng. Lereng akan stabil jika kecenderungan longsor tersebut ditahan oleh gaya geser yang ada pada tanah. Menurut Hardiyatmo (2018) Kelongsoran lereng alam dapat terjadi atau disebabkan oleh hal-hal sebagai berikut.

1. Penambahan beban pada lereng.
2. Penggalian atau pemotongan tanah pada kaki lereng.
3. Penggalian yang mempertajam kemiringan lereng.
4. Perubahan posisi muka air secara cepat.
5. Kenaikan tekanan lateral oleh air (air yang mengisi retakan akan mendorong tanah).
6. Gempa bumi atau getaran berlebihan.
7. Penurunan tahanan geser tanah pembentuk lereng akibat kenaikan kadar air.

Untuk lereng tanah homogen, umumnya suatu kelongsoran tanah terjadi dengan bidang longsor berupa lengkungan. Pengamatan terhadap kelongsoran lereng yang dilakukan oleh Collin (1846) menunjukkan bahwa kebanyakan

kelongsoran lereng terjadi dengan bentuk bidang longsor berupa lengkungan atau rotasi. Keruntuhan pada tanah kohesif sering terjadi karena bertambahnya kadar air tanah. Namun dalam beberapa peristiwa juga ditemukan bahwa kelongsoran terjadi dalam bentuk atau pola keruntuhan translasi. Keruntuhan pada jenis ini biasanya terjadi pada tanah dasar keras. Jenis pola keruntuhan dapat dilihat pada Gambar 3.4 sebagai berikut.

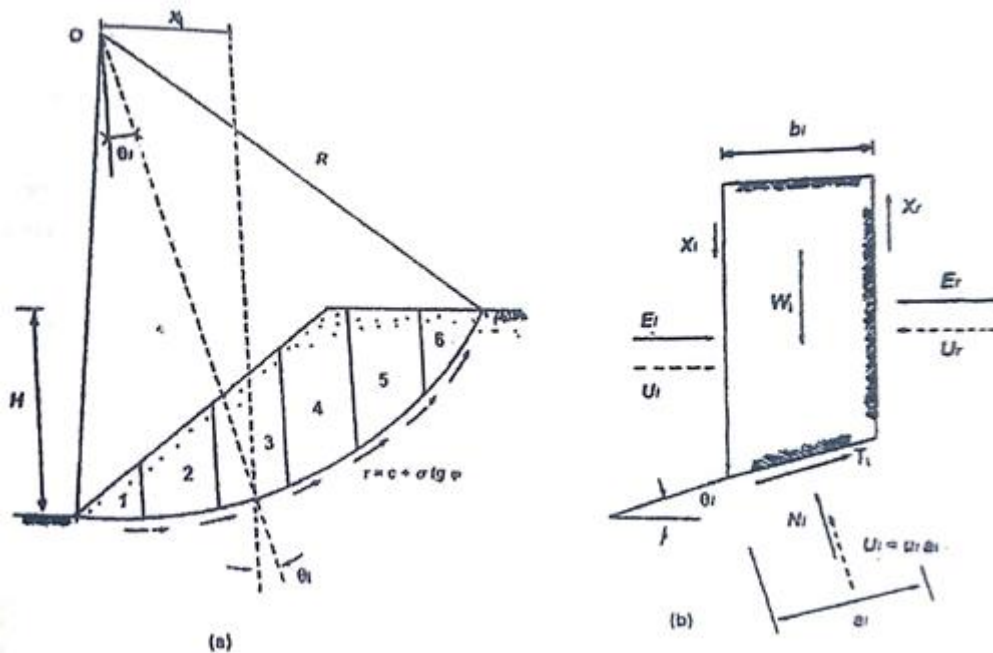


Gambar 3.4 Pola Keruntuhan Lereng

(Sumber : Craig, 1989)

3.2.2 Analisis Stabilitas Lereng Menggunakan Metode Fellenius

Menurut Hardiyatmo (2012), metode Fellenius menghasilkan faktor aman yang lebih rendah dari cara hitungan yang lebih teliti. Besarnya nilai kesalahan dapat tergantung dari faktor aman, sudut pusat lingkaran yang dipilih, dan besarnya tekanan air pori. Walaupun analisis ditinjau dalam tinjauan tegangan total, kesalahan masih merupakan fungsi dari faktor aman dan sudut pusat dari lingkaran. Dalam perhitungannya, massa tanah yang longsor dipecah-pecah menjadi beberapa irisan vertikal. Gaya yang bekerja pada irisan dapat dilihat pada gambar sebagai berikut.



Gambar 3.5 Gaya yang Bekerja pada Irisan

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

Dalam perhitungan analisis stabilitas lereng metode ini, Fellenius (1936) menganggap bahwa gaya-gaya yang bekerja pada sisi kanan-kiri dari sembarang irisan mempunyai resultan nol pada arah tegak lurus bidang longsor. Faktor aman pada metode ini dinyatakan dalam Persamaan 3.13 sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{\text{Jumlah momen dari tahanan geser sepanjang bidang longsor}}{\text{Jumlah momen dari berat massa tanah yang longsor}} \\
 &= \frac{\sum_{i=1}^{i=n} Ca_1 + (W_i \cos \theta_i - u_i a_i) \text{tg } \varphi}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin \theta_i} \quad (3.13)
 \end{aligned}$$

Keterangan :

SF = Faktor aman

c = kohesi tanah (kN/m²)

φ = sudut gesek dalam tanah (°)

a_i = panjang lengkung lingkaran pada irisan ke- i (m)

W_i = berat irisan tanah ke- i (kN)

u_i = tekanan air pori pada irisan ke- i (kN/m²)

θ_i = sudut pada irisan ke- i (°)

3.3 Dinding Penahan Tanah

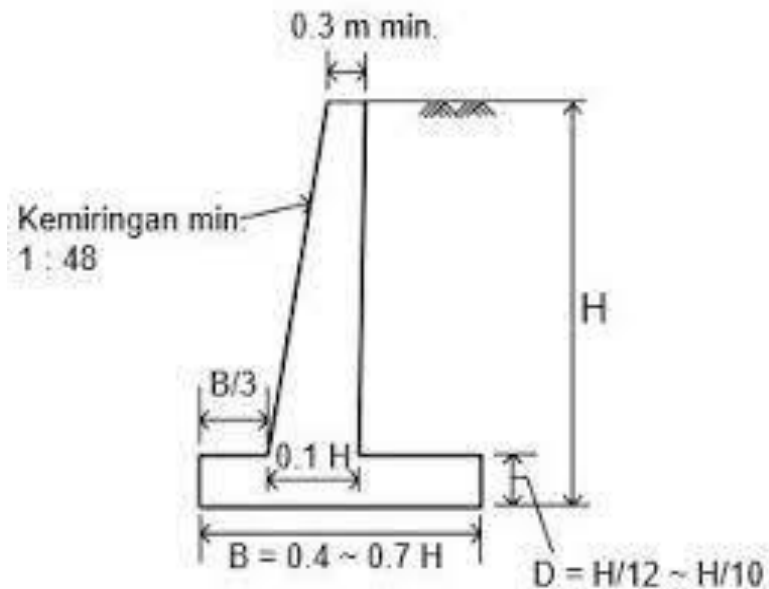
Dinding penahan tanah adalah suatu bangunan konstruksi yang digunakan untuk menahan tanah lepas atau alami dan mencegah keruntuhan tanah yang miring atau lereng yang kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri. Tanah yang tertahan memberikan dorongan secara aktif pada struktur dinding sehingga struktur cenderung akan terguling atau akan tergeser. Kestabilan dinding penahan tanah diperoleh dari berat sendiri struktur dan berat tanah yang berada di atasnya. Jenis –jenis dinding penahan tanah adalah sebagai berikut.

1. Dinding penahan tanah tipe kantilever
2. Dinding penahan tanah tipe gravitasi
3. Dinding penahan tanah tipe krib
4. Dinding penahan tanah tipe tanah bertulang
5. Dinding penahan tanah tipe *counterfort*

Dalam penelitian ini dinding penahan tanah yang akan digunakan yaitu dinding penahan tanah tipe kantilever sehingga tipe dinding penahan tanah yang akan dibahas hanya terbatas pada tipe kantilever tersebut.

3.3.1 Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever

Dinding penahan tanah tipe kantilever adalah dinding yang terbuat dari kombinasi dinding dan beton bertulang yang berbentuk huruf T. Dimensi pelat dasar dibuat eksentrisitas ($e < B/6$) dengan tebal puncak minimum adalah 0,30 meter. Stabilitas konstruksi tipe kantilever ini diperoleh dari berat sendiri dinding penahan dan berat tanah di atas tumit tapak (heel). Terdapat 3 bagian struktur yang berfungsi sebagai kantilever, yaitu bagian dinding vertikal (stem), tumit tapak dan ujung kaki tapak (toe). Biasanya ketinggian dinding ini tidak lebih dari 6 – 7 meter (Tanjung, 2016). Dinding penahan tanah tipe kantilever dapat dilihat pada gambar sebagai berikut.



Gambar 3. 6 Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever

(Sumber : Hardiyatmo, 2012)

3.3.2 Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan oleh akibat dorongan tanah dibelakang struktur dinding penahan tanah. Besarnya tekanan lateral sangat dipengaruhi oleh perubahan letak (displacement) dari dinding penahan dan sifat-sifat tanahnya. (Hardiyatmo, 2018)

Jenis-jenis tekanan tanah ada tiga yaitu tekanan tanah saat diam, tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Penjelasan masing-masing akan dibahas sebagai berikut.

1. Tekanan Tanah Lateral Saat Diam

Tekanan tanah lateral saat diam adalah tekanan tanah ke arah lateral dengan tidak ada regangan yang terjadi dalam tanah. Tekanan tanah ini terjadi karena tekanan vertikal mengalami perubahan bentuk ke arah lateral karena pengaruh rasio poisson sehingga tanah disekitarnya menahan perubahan ke arah lateral. Hal ini menyebabkan tegangan arah vertikal maupun horisontal menjadi stabil dan tidak ada tegangan geser sehingga tegangan geser didefinisikan sebagai K_0 . Tekanan tanah saat diam dapat dilihat pada Persamaan 3.14 sebagai berikut.

$$P_o = K_o \times \gamma \times H \quad (3.14)$$

Keterangan :

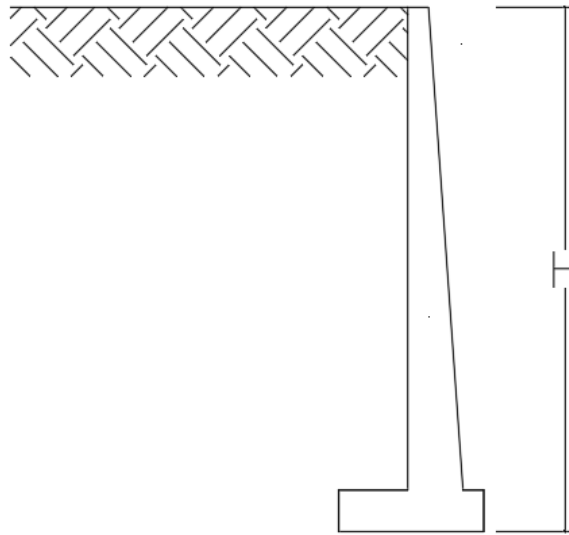
P_o = Tekanan tanah saat diam (kN/m)

K_o = Koefisien tekanan tanah saat diam

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

H = Kedalaman tanah (m)

Tekanan tanah lateral saat diam dapat dilihat pada gambar sebagai berikut.



Gambar 3. 7 Tanah Lateral saat Diam

(Sumber : Hardiyatmo, 2014)

2. Tekanan Tanah Lateral Aktif

Tekanan tanah aktif adalah tekanan tanah yang akan terjadi dan bekerja pada suatu dinding penahan tanah jika dinding tersebut tersebut harus menahan longsornya tanah. Tekanan tanah aktif ini terjadi saat tanah mengalami kegagalan dan mengalami keruntuhan, sehingga tanah bergerak keluar dari tanah urug ke arah bawah dan samping sehingga menekan dinding penahan tanah. Perbandingan nilai tekanan horisontal dan vertikal disebut K_a . Nilai tekanan tanah aktif lebih kecil dari tekanan tanah saat diam sehingga cenderung mengurangi keseimbangan dinding penahan tanah.

Nilai tekanan tanah aktif untuk tanah lateral dihitung dengan menggunakan teori Rankine yang dibagi menjadi nilai tekanan tanah aktif untuk tanah datar

dan nilai tekanan tanah aktif untuk tanah miring. Untuk menghitung nilai koefisien tanah aktif pada tanah datar dapat dilihat pada Persamaan 3.15 sebagai berikut.

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.15)$$

Untuk menghitung nilai koefisien tanah aktif pada tanah miring dapat dilihat pada persamaan 3.16 sebagai berikut.

$$K_a = \cos\beta \left(\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \right) \quad (3.16)$$

Tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Persamaan 3.17 dan 3.18 sebagai berikut.

- a) Menghitung tekanan tanah aktif untuk tanah non kohesif

$$P_a = 0,5 \times K_a \times \gamma \times H^2 \quad (3.17)$$

- b) Menghitung tekanan tanah aktif untuk tanah kohesif

$$P_a = 0,5 \times K_a \times \gamma \times H^2 - 2 \times c \sqrt{K_a} \quad (3.18)$$

Keterangan :

P_a = Tekanan tanah aktif (kN/m)

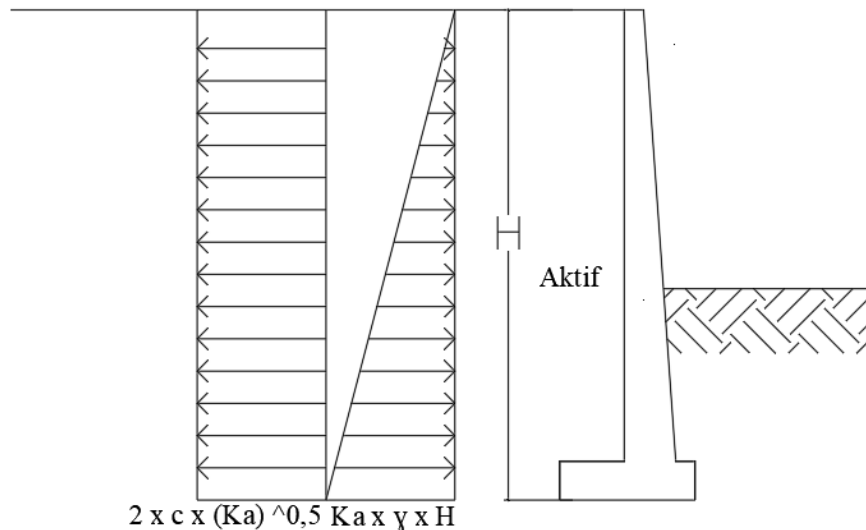
K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

H = Kedalaman tanah (m)

c = Kohesi (KN/m²)

Tekanan tanah lateral aktif dapat dilihat pada Gambar 3.8 sebagai berikut.



Gambar 3. 8 Tanah Lateral Aktif

3. Tanah Lateral Pasif

Tekanan tanah lateral pasif adalah tekanan tanah yang mendorong dinding penahan tanah ke arah tanah urug sampai tanah urug dalam kondisi runtuh. Perbandingan nilai tekanan horisontal dan vertikal disebut K_p . Nilai tekanan tanah aktif untuk tanah lateral dihitung dengan menggunakan teori Rankine yang dibagi menjadi nilai tekanan tanah pasif untuk tanah datar dan nilai tekanan tanah pasif untuk tanah miring. Untuk menghitung nilai koefisien tanah pasif pada tanah datar dapat dilihat pada Persamaan 3.19 sebagai berikut.

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.19)$$

Untuk menghitung nilai koefisien tanah pasif pada tanah miring dapat dilihat pada Persamaan 3.20 sebagai berikut.

$$K_p = \cos \beta \left(\frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \right) \quad (3.20)$$

Tekanan tanah pasif dapat dilihat pada Persamaan 3.21 dan 3.22 sebagai berikut.

a) Menghitung tekanan tanah pasif untuk tanah non kohesif

$$P_p = 0,5 \times K_p \times \gamma \times H^2 \quad (3.21)$$

b) Menghitung tekanan tanah pasif untuk tanah kohesif

$$P_p = 0,5 \times K_p \times \gamma \times H^2 + 2 \times c \times \sqrt{K_a} \quad (3.22)$$

Keterangan :

P_p = Tekanan tanah pasif (kN/m)

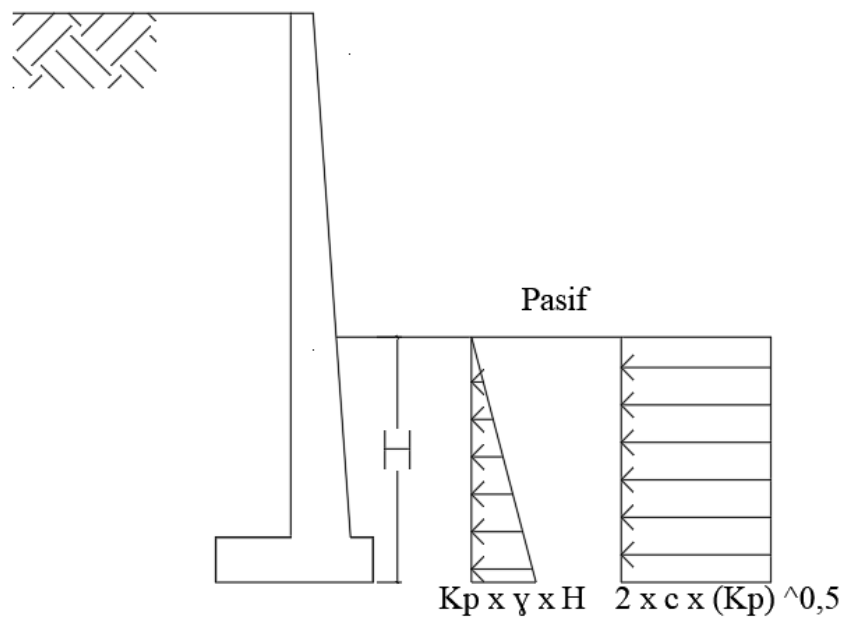
K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

H = Kedalaman tanah (m)

c = Kohesi (KN/m²)

Tekanan tanah lateral pasif dapat dilihat pada Gambar 3.9 sebagai berikut.



Gambar 3. 9 Tekanan Lateral Pasif

3.3.3 Pengaruh Beban di atas Tanah Urug

Bentuk beban yang berada diatas tanah urug bermacam-macam. Beban-beban tersebut baik secara langsung maupun tidak langsung juga menentukan dalam analisis perhitungan. Macam-macam beban tersebut adalah sebagai berikut.

1. Beban Terbagi Rata

Beban terbagi rata (q) diatas tanah urug dianggap sebagai beban tanah setebal (h_s) dengan berat volume tanah γ , maka tinggi lapisan tanah $h_s = \frac{q}{\gamma}$. Sehingga beban terbagi merata dapat dilihat pada Persamaan 3.23 sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 P_a &= hs \gamma K_a \\
 &= q K_a H
 \end{aligned}
 \tag{3.23}$$

Keterangan :

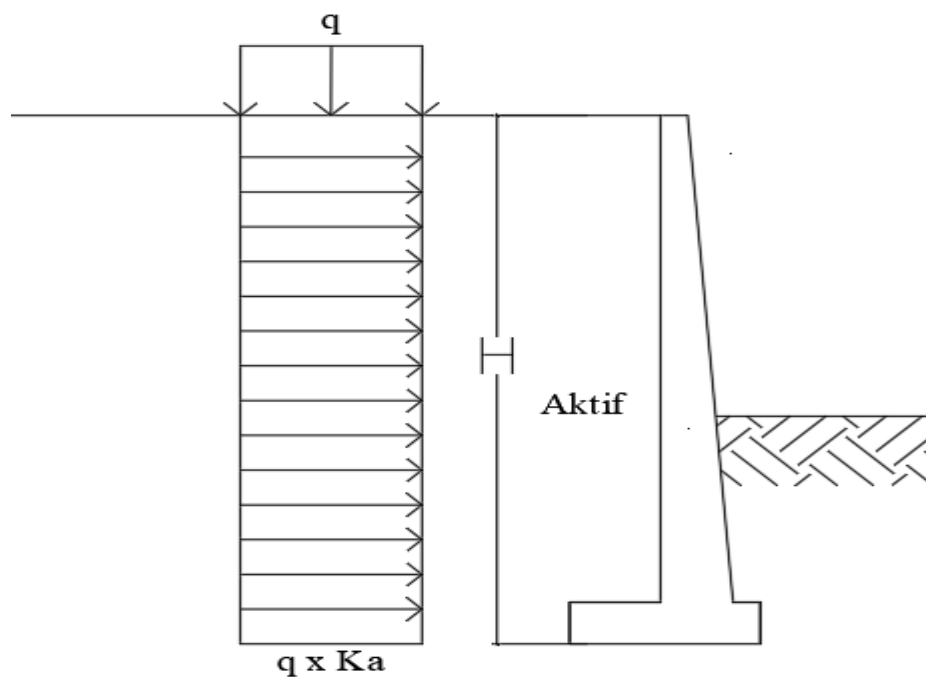
P_a = tambahan tekanan tanah aktif total akibat beban terbagi rata

q = beban terbagi rata

H = tinggi dinding penahan tanah

K_a = koefisien tekanan tanah aktif

Diagram tekanan tanah akibat beban terbagi rata dapat dilihat pada Gambar 3.10 sebagai berikut.



Gambar 3. 10 Tekanan Tanah Akibat Beban Terbagi Rata

2. Beban Terbagi Rata Memanjang

Beban yang termasuk dalam kategori ini yaitu jalan raya, jalan kereta api, timbunan tanah. Sesuai persamaan Terzaghi dapat dihitung sesuai Persamaan 3.24 sebagai berikut.

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)
 \tag{3.24}$$

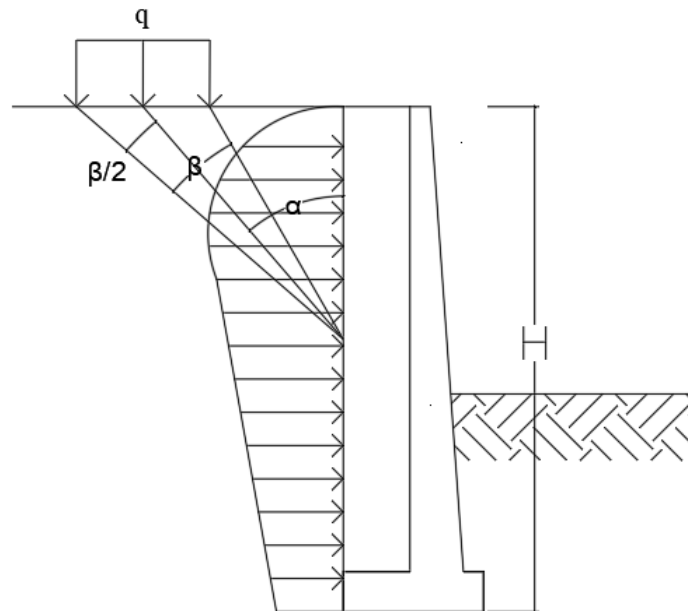
Keterangan :

α = sudut yang ditunjukkan dalam Gambar 3.11

β = sudut yang ditunjukkan dalam Gambar 3.11

q = beban terbagi rata

Diagram tekanan tanah akibat beban terbagi rata memanjang dapat dilihat pada Gambar 3.11 sebagai berikut.



Gambar 3. 11 Tegangan Tanah Akibat Beban Terbagi Rata Memanjang

(Sumber : Hardiyatmo, 2012)

3.3.4 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Dalam perhitungan stabilitas dinding penahan tanah harus mencakupi hal-hal sebagai berikut.

1. Nilai faktor aman terhadap pergeseran, penggulingan dan daya dukung tanah dasar harus terpenuhi.
2. Tekanan yang terjadi di dasar fondasi tidak boleh melebihi kapasitas dukung tanah ijin.
3. Tidak boleh terjadi penurunan yang berlebihan pada tanah dasar fondasi.

Gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah yaitu berat sendiri (W), gaya tekanan tanah aktif total tanah urug (P_a), gaya tekanan tanah pasif total di depan dinding (P_p), tekanan air pori di dalam tanah (P_w) dan reaksi tanah dasar (R). Gaya-gaya tersebut harus diimbangi dengan stabilitas dinding penahan tanah untuk menahan pengaruh tekanan rembesan agar volume tanah dibelakang

dinding penahan tanah tidak mengalami penambahan akibat kadar air tanah. Perhitungan stabilitas dinding penahan tersebut adalah sebagai berikut.

1. Stabilitas terhadap Penggeseran

Gaya- gaya yang menggeser dinding penahan tanah akan ditahan oleh gesekan tanah dengan dasar fondasi dan tekanan tanah pasif. Perhitungan faktor aman penggeseran dapat dihitung dengan Persamaan 3.25 sebagai berikut.

$$F_{gs} = \frac{\Sigma R_h}{\Sigma P_h} \geq 1.5 \quad (3.25)$$

Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran untuk tanah granuler ($c=0$) dinyatakan dalam Persamaan 3.26 sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \Sigma R_h &= W \times f \\ &= W \operatorname{tg} \delta b, \text{ dengan } \delta b = \varphi \end{aligned} \quad (3.26)$$

Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran untuk tanah kohesif ($\varphi=0$) dinyatakan dalam Persamaan 3.27 sebagai berikut.

$$\Sigma R_h = C \times B \quad (3.27)$$

Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran untuk tanah $c > 0$ dan $\varphi > 0$ dinyatakan dalam Persamaan 3.28 sebagai berikut.

$$\Sigma R_h = C \times B + W \operatorname{tg} \delta b \quad (3.28)$$

Keterangan :

ΣR_h = Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran

W = Berat total dinding penahan tanah (kN)

δb = sudut gesek antara tanah dan fondasi, biasanya diambil $1/3-2/3 \varphi$

c = Kohesi tanah dasar (kN/m²)

B = Lebar fondasi (m)

ΣP_h = Jumlah gaya - gaya horizontal (kN)

F = $\operatorname{tg} \delta b$ = Koefisien gesek antara tanah dasar dan dasar fondasi

2. Stabilitas terhadap Penggulingan

Dinding penahan tanah dapat mengalami guling akibat dari tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urug dibelakang dinding penahan dengan

pusat rotasi pada ujung kaki depan pelat fondasi. Perhitungan faktor aman penggulingan berdasarkan Persamaan 3.29, 3.30, dan 3.31 sebagai berikut.

$$F_{gl} = \frac{\Sigma M_w}{\Sigma M_{gl}} \geq 1,5 \quad (3.29)$$

$$\Sigma M_w = W \times B \quad (3.30)$$

$$\Sigma M_{gl} = \Sigma P_{ah} \times h + \Sigma P_{av} \times B \quad (3.31)$$

Keterangan :

ΣM_w = Momen yang melawan penggulingan (kNm)

ΣM_{gl} = Momen yang mengakibatkan penggulingan (kNm)

W = Berat tanah di atas pelat pondasi dan berat sendiri dinding penahan (kN)

B = Lebar kaki dinding penahan (m)

ΣP_{ah} = Jumlah gaya-gaya horisontal (kN)

ΣP_{av} = Jumlah gaya-gaya vertikal (kN)

3. Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Dalam perhitungan stabilitas terhadap daya dukung tanah dasar melibatkan faktor kapasitas dukung menurut Vesic yang dapat dilihat pada Tabel 3.6 sebagai berikut.

Tabel 3. 6 Faktor-Faktor Kapasitas Dukung Vesic (1973)

Φ (°)	N_c	N_q	N_γ
5	6,49	1,57	0,45
6	6,81	1,72	0,57
7	7,16	1,88	0,71
8	7,53	2,06	0,86
9	7,92	2,25	1,03
10	8,34	2,47	1,22
11	8,80	2,71	1,44
12	9,28	2,97	1,69
13	9,81	3,26	1,97
14	10,37	3,59	2,29

15	10,98	3,94	2,65
16	11,63	4,34	3,06
17	12,34	4,77	3,53
18	13,10	5,26	4,07
19	13,93	5,80	4,68
20	14,83	6,40	5,39
21	15,81	7,07	6,20
22	16,88	7,82	7,13
23	18,05	8,66	8,20

Sumber : Hardiyatmo (2014)

Resultan beban-beban yang terjadi pada dinding penahan tanah merupakan beban miring dan eksentris, sehingga kapasitas dukung ultimit pada dinding penahan tanah dihitung dengan menggunakan persamaan Hansen dan Vesic untuk beban miring dan eksentris dapat dilihat pada persamaan 3.32 sebagai berikut.

$$Q_u = d_c i_c c N_c + d_q i_q D_f \gamma N_q + d_\gamma i_\gamma 0,5 B \gamma N_\gamma \quad (3.32)$$

Dengan faktor kemiringan beban dinyatakan dalam Persamaan 3.33, 3.34, dan 3.35 sebagai berikut.

$$I_q = \left(1 - \frac{0,5 x H}{V + A' x C a x c t g \varphi}\right)^5 \geq 0 \quad (3.33)$$

$$I_c = I_q - \frac{(1 - I_q)}{N_c t g \varphi} \quad (3.34)$$

$$I_\gamma = \left(1 + \frac{0,5 x H}{V + A' x C a x c t g \varphi}\right)^5 \quad (3.35)$$

Dengan faktor kedalaman menurut Hansen dinyatakan dalam Persamaan 3.36, 3.37, dan 3.38 sebagai berikut.

$$d_c = 1 + 0,4 x \left(\frac{D}{B}\right) \quad (3.36)$$

$$d_q = 1 + 2 x \left(\frac{D}{B}\right) x \tan \varphi x (1 - \sin \varphi)^2 \quad (3.37)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (3.38)$$

Keterangan :

d_c, d_q, d_γ = Faktor kedalaman

i_c, i_q, i_γ = Faktor kemiringan

- D = Kedalaman fondasi (m)
 B = Lebar dasar fondasi (m)
 γ = Berat volume tanah (kN/m³)
 N_c, N_q, N_γ = Faktor kapasitas dukung

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah dasar dihitung dengan Persamaan 3.39 sebagai berikut.

$$F = \frac{q_u}{q} \geq 1,25 \quad (3.39)$$

Keterangan :

- q_u = Kapasitas dukung ultimit (kN/m²)
 q = Tekanan akibat beban struktur (kN/m²)

4. Stabilitas Lereng Terhadap Kelongsoran Global

Dinding penahan tanah yang digunakan sebagai perkuatan pada lereng juga harus stabil dan aman terhadap keruntuhan lereng secara menyeluruh. Analisis stabilitas lereng terhadap kelongsoran dapat dilakukan dengan program *Plaxis*. Bowless (1989) dalam Hardiyatmo (2010) mengklasifikasikan intensitas longsor suatu lereng berdasarkan nilai angka aman (*SF*) lereng yang dapat dilihat pada Tabel 3.7 sebagai berikut.

Tabel 3. 7 Nilai Faktor Keamanan

Nilai Faktor Keamanan	Kemungkinan Longsor
$SF < 1,00$	Longsor terjadi biasa/ sering (lereng labil)
$1,07 < SF < 1,25$	Longsor pernah terjadi (lereng kritis)
$SF > 1,25$	Longsor jarang terjadi (lereng relatif stabil)

Sumber: Hardiyatmo (2012)

3.4 Bored Pile

3.4.1 Perhitungan Beban-Beban yang Bekerja Pada Bored Pile

Beban beban yang bekerja pada bored pile meliputi sebagai berikut.

1. Beban atau berat sendiri *bored pile*.
2. Beban atau berat dinding penahan tanah per meter.

3.4.2 Kontrol Bored Pile Terhadap Daya Dukung Tanah

1. Kapasitas dukung *bored pile* tunggal

Kapasitas dukung *bored pile* dapat dihitung menggunakan penjumlahan antara tahanan ujung, tahanan selimut tiang dan berat tiang. Menurut cara statis dalam buku Analisis dan Perancangan Fondasi-II, (Hardiyatmo, 2010) dinyatakan dalam Persamaan 3.40 sebagai berikut.

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p \quad (3.40)$$

Keterangan :

Q_u = Kapasitas dukung ultimit tiang (kN)

Q_b = Tahanan ujung ultimit tiang (kN)

Q_s = Tahanan selimut ultimit tiang (kN)

W_p = Berat tiang (kN)

a. Tahanan Ujung Ultimit

Perhitungan tahanan ujung ultimit berdasarkan nilai SPT dapat dihitung dengan menggunakan metode O'Neil & Reese (1989) dalam Hardiyatmo (2010) yang dinyatakan dalam Persamaan 3.41 dan 3.42 sebagai berikut.

$$Q_b = A_b \times f_b \quad (3.41)$$

$$f_b = 0,6 \times \sigma_r \times N_{60} \leq 4500 \text{ kN/m}^2 \quad (3.42)$$

Keterangan :

Q_b = Tahanan ujung ultimit tiang (kN)

A_b = Luas penampang ujung tiang (m^2)

f_b = Tahanan ujung per satuan luas (kN/m^2)

N_{60} = Nilai N-SPT rata – rata antara ujung bawah tiang bor sampai 2db dibawahnya

db = Diameter ujung bawah tiang bor

σ_r = Tegangan referensi = 100 kN/m^2

b. Tahanan Gesek Ultimit

Perhitungan tahanan gesek ultimit dapat dihitung dengan menggunakan metode O'Neil & Reese (1989) dalam Hardiyatmo (2010) yang dinyatakan dalam Persamaan 3.43, 3.44, 3.45, dan 3.46 sebagai berikut.

$$Q_s = A_s \times P_o' \text{ rata-rata} \times \beta \quad (3.43)$$

$$P_o' = \gamma \text{ tanah} \times h \text{ tanah} \quad (3.44)$$

$$\beta = 1,5 - 0,245 \sqrt{z}, \text{ untuk nilai } N_{60} > 15 \quad (3.45)$$

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1,5 - 0,245 \sqrt{z}), \text{ untuk nilai } N_{60} \leq 15 \quad (3.46)$$

Keterangan :

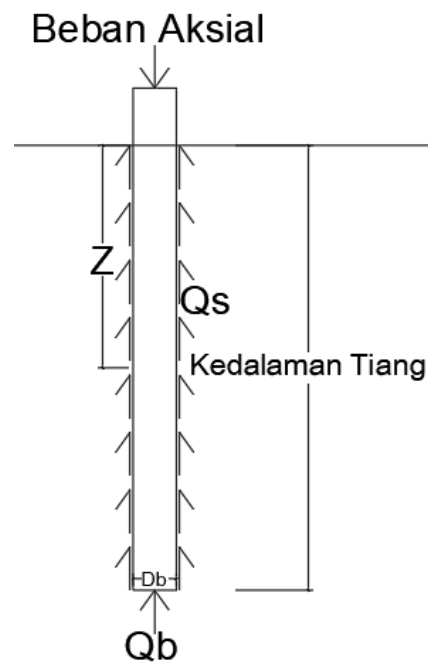
Q_s = Tahanan selimut ultimit tiang (kN)

P_o' = Tekanan overburden efektif (kN/m^2)

Z = Kedalaman di tengah-tengah lapisan tanah (m)

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

Gaya-gaya yang terjadi pada bored pile dapat dilihat pada Gambar 3.12 sebagai berikut.



Gambar 3. 12 Gaya yang Terjadi pada Bored Pile

2. Efisiensi kelompok tiang

Daya dukung *bored pile* dalam kelompok dapat dilihat pada Persamaan 3.47 sebagai berikut.

$$Q = Q_u \times n \times E \quad (3.47)$$

Keterangan :

Q = Kapasitas dukung tiang maksimum dalam kelompok (kN)

Q_u = Kapasitas dukung tiang maksimum satu tiang tunggal (kN)

n = Banyak tiang dalam kelompok (buah)

E = Efisiensi kelompok tiang

Perhitungan efisiensi kelompok tiang dapat dilihat pada Persamaan 3.48 sebagai berikut.

$$E = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mm} \quad (3.48)$$

Keterangan :

m = Jumlah tiang dalam deretan baris (buah)

n = Jumlah tiang dalam deretan kolom (buah)

$\theta = \arcsin \frac{d}{s}$ ($^{\circ}$)

d = Diameter tiang (m)

s = Jarak antar tiang (m)

3. Distribusi beban untuk masing-masing tiang

Untuk menghitung distribusi beban aksial pada masing-masing tiang digunakan Persamaan 3.49 sebagai berikut.

$$P = \frac{P}{V} \pm \frac{M_y \cdot X_i}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_i}{\Sigma y^2} \quad (3.49)$$

Keterangan :

P = Beban aksial pada tiang ke-I (kN)

V = Jumlah beban vertikal yang bekerja pada pusat kelompok tiang (kN)

M_x = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu x (kNm)

M_y = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu y (kNm)

n = Banyaknya pondasi tiang dalam kelompok tiang (buah)

x_i = Jarak tiang ke pusat berat kelompok tiang ke tiang nomor-i arah y (m)

y_i = Jarak tiang ke pusat berat kelompok tiang ke tiang nomor-i arah x (m)

Σx^2 = Jumlah kuadrat absis-absis tiang pancang (m²)

Σy^2 = Jumlah kuadrat ordinat-ordinat tiang pancang (m²)

3.5 Plaxis

Plaxis merupakan salah satu program pemodelan berdasarkan metode elemen hingga yang mampu melakukan analisis permasalahan geoteknik dalam perancangan sipil. Program ini memudahkan penggunaannya untuk dapat dengan cepat membuat pemodelan geometri dan jaring-jaring elemen berdasarkan

penampang melintang dari kondisi yang ingin dilakukan analisis. Program plaxis bertujuan untuk mengimplementasikan tahapan pelaksanaan di lapangan ke dalam tahapan pengerjaan pada program. Dengan demikian diharapkan pemrograman ini dapat mendekati atau sedekat mungkin dengan pelaksanaan di lapangan, sehingga respon yang dihasilkan dari program dapat diasumsikan sebagai cerminan dari kondisi yang sebenarnya terjadi di lapangan.

Program ini dibuat berdasarkan pembuatan geometri yang akan dirancang. Dalam perencanaan analisis memerlukan data-data sebagai berikut.

1. Berat Volume tanah kering (γ_{dry})
2. Berat volume tanah basah (γ_{wet})
3. Permeabilitas arah horizontal dan vertikal (k_x dan k_y)
4. *Modulus young* (E_{ref})
5. *Poisson ratio* (ν)
6. Kohesi (c)
7. Sudut geser (ϕ)
8. Sudut dilatasi (ω)

Program plaxis ini menyediakan analisis dengan elemen segitiga 6 nodal maupun 15 nodal. Pada analisis 15 nodal maka dapat dilakukan interpolasi dan peralihan nodal dengan turunan berderajat dua. Maka plaxis ini terdiri dari 4 Program yaitu:

1. *Input Program*
2. *Calculation Program*
3. *Output Program*
4. *Curve Program*

Pada *Input Program* data yang harus dimasukkan yaitu geometri yang akan dianalisis dan pengaturan global geometri. Kemudian setelah selesai maka tahap *Calculation Program*, untuk dapat dianalisis harus memasukan data-data tanah dan material perkuatan yang akan dilakukan untuk perhitungan. Kemudian tahap *Output Program* yaitu hasil dari analisis akan ditampilkan. Terdapat hasil keamanan lereng, gaya stabilitas dan lain-lain yang akan termuat juga dalam *CurveProgram*.

BAB IV METODE PENELITIAN

4.1 Gambaran Umum

Dari hasil observasi dan wawancara yang dilakukan kepada surveyor lapangan dan dari data yang diperoleh dari CV. Enbhu, diketahui bahwa Tanjung Raya merupakan salah satu daerah di wilayah Kabupaten Lahat yang rawan terhadap bencana tanah longsor. Salah satu titik rawan longsor di wilayah Tanjung Raya terdapat pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400. Jika hal tersebut tidak segera ditangani, maka kejadian longsor dapat terjadi sewaktu – waktu di ruas jalan tersebut dan dapat memutus jalur transportasi dari Kabupaten Lahat menuju Kabupaten Tebing Tinggi ataupun sebaliknya yang tentunya akan sangat mengganggu kegiatan perekonomian di wilayah tersebut. Agar tidak menimbulkan kerugian yang semakin besar, diperlukan usaha penanganan terhadap kemungkinan terjadinya longsor pada ruas jalan tersebut.

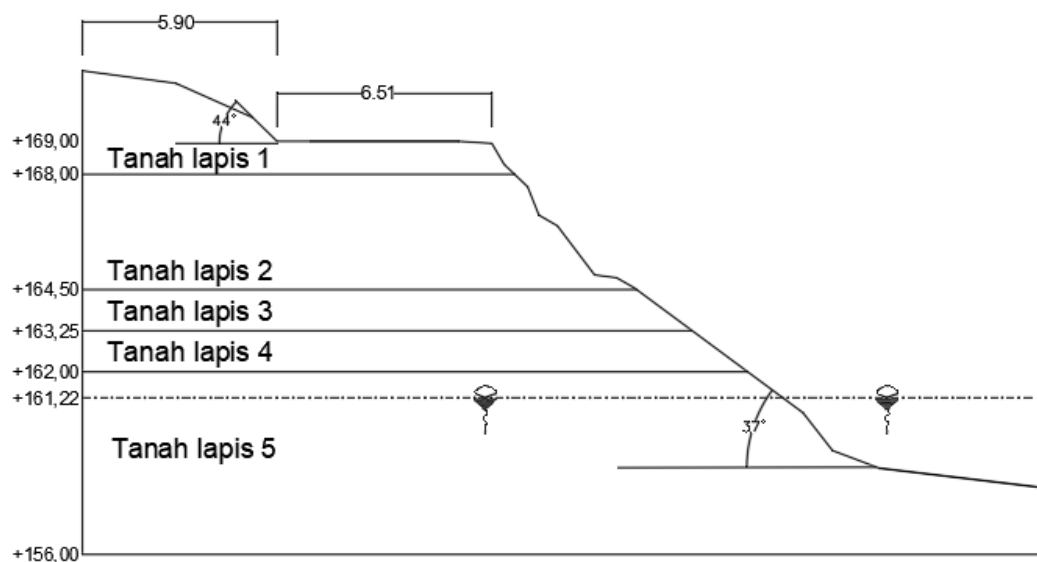
Lokasi penelitian adalah lereng pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400, Lahat, Sumatera Selatan. Penulis akan melakukan analisis penanganan dari permasalahan tersebut yaitu menggunakan perkuatan tanah. Untuk mendapatkan tipe perkuatan yang paling sesuai, dilakukan analisis terhadap dua tipe perkuatan yaitu dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever serta kombinasi antara dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever dan *bored pile*. Penulis akan menganalisis menggunakan software Plaxis 8.6 dan perhitungan manual. Hasil tersebut kemudian akan dianalisis sehingga didapat angka aman (SF) paling aman untuk diaplikasikan pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya tersebut.

4.2 Lokasi Studi Kasus

Lokasi penelitian adalah lereng pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400, Lahat, Sumatera Selatan. Lokasi penelitian dan penampang melintang lereng dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan Gambar 4.2 sebagai berikut.



**Gambar 4. 1 Lokasi Perencanaan Perkuatan pada Ruas Jalan Tebing Tinggi
- Tanjung Raya Sta. 19 + 400**
(Sumber: Google Earth, 2022)



Gambar 4. 2 Potongan Melintang Lereng Asli
(Sumber: CV. Enbhu, 2022)

4.3 Tahapan Penelitian

Tahapan penelitian adalah metode atau cara yang digunakan dalam mengolah data hingga mencapai hasil penelitian yang diinginkan. Data yang

didapatkan kemudian dianalisis berdasarkan proses pengerjaannya. Dalam menyelesaikan penelitian ini terdapat beberapa tahapan dalam proses pengerjaannya. Proses pengerjaan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Tahap Persiapan

Pada tahap ini, dilakukan pencarian dan mempelajari literatur yang berhubungan dengan topik penelitian serta melakukan observasi dan wawancara yang dilakukan kepada surveyor lapangan.

2. Tahap Pengumpulan Data

Pada tahap ini dilakukan permohonan data kepada CV. Enbhu dengan data yang dapatkan yaitu gambar topografi, data tanah, dan data laboratorium.

3. Analisis stabilitas lereng asli menggunakan program Plaxis untuk mendapatkan angka aman (SF) dan kemudian dibuktikan dengan perhitungan manual menggunakan metode fellenius.

4. Analisis stabilitas desain perkuatan tanah yaitu dinding penahan tanah (DPT) kantilever, serta kombinasi dinding penahan tanah (DPT) kantilever dan *bored pile* menggunakan program Plaxis kemudian dibuktikan dengan perhitungan manual dengan beberapa alternatif desain dimana pondasi bertumpu atau terletak pada tanah lapis 2 serta pondasi bertumpu atau terletak pada tanah lapis 3. Adapun langkah-langkah pada analisis perhitungan secara manual ini adalah sebagai berikut:

- a. Menghitung berat sendiri dan momen yang bekerja pada perkuatan tanah.
- b. Menghitung tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif.
- c. Menghitung stabilitas terhadap penggeseran, penggulingan, dan keruntuhan kapasitas dukung tanah tanpa beban gempa.
- d. Menghitung stabilitas internal.
- e. Menghitung tulangan yang dipakai.

5. Pembahasan hasil analisis stabilitas lereng asli dan lereng menggunakan perkuatan tanah.

6. Penarikan kesimpulan dan saran atas penelitian yang telah dilakukan.

4.4 Parameter Analisis

4.4.1 Parameter Tanah

Parameter tanah yang digunakan untuk masukan data tanah dalam program Plaxis 8.6 maupun dalam perhitungan analisis stabilitas lereng didasarkan pada data tanah yang didapatkan dari CV. Enbhu berdasarkan uji bor log dan dilakukan pendekatan parameter tanah. Parameter tanah yang digunakan dalam penelitian ini dapat dilihat pada Tabel 4.1 berikut.

Tabel 4. 1 Data Parameter Tanah

Parameter	Satuan	Jenis Tanah					
		Tanah Lapis 1	Tanah Lapis 2	Tanah Lapis 3	Tanah Lapis 4	Tanah Lapis 5	Tanah Timbunan
Jenis Tanah		Lanau berkrikil	Lanau berkrikil	Lempung berpasir	Lempung berpasir	Breksi	Timbunan
γ unsat	kN/m ³	17,641	17,750	16,390	16,71	25,997	17,5
γ sat	kN/m ³	17,857	17,921	16,561	16,881	26.057	27.31
E ref	kN/m ²	10000	10000	10000	10000	50000	10000
Kohesi (c)	kN/m ²	6,867	4,367	12,753	12,891	6	5
Sudut geser (ϕ)	°	5,79	5,54	7,03	8,45	27	5
Poisson ratio (ν)		0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,25
Kx	m/hari	0,222	0,211	0,345	0,354	0,0004	0.537
Ky	m/hari	0,222	0,211	0,345	0,354	0,0004	0.537

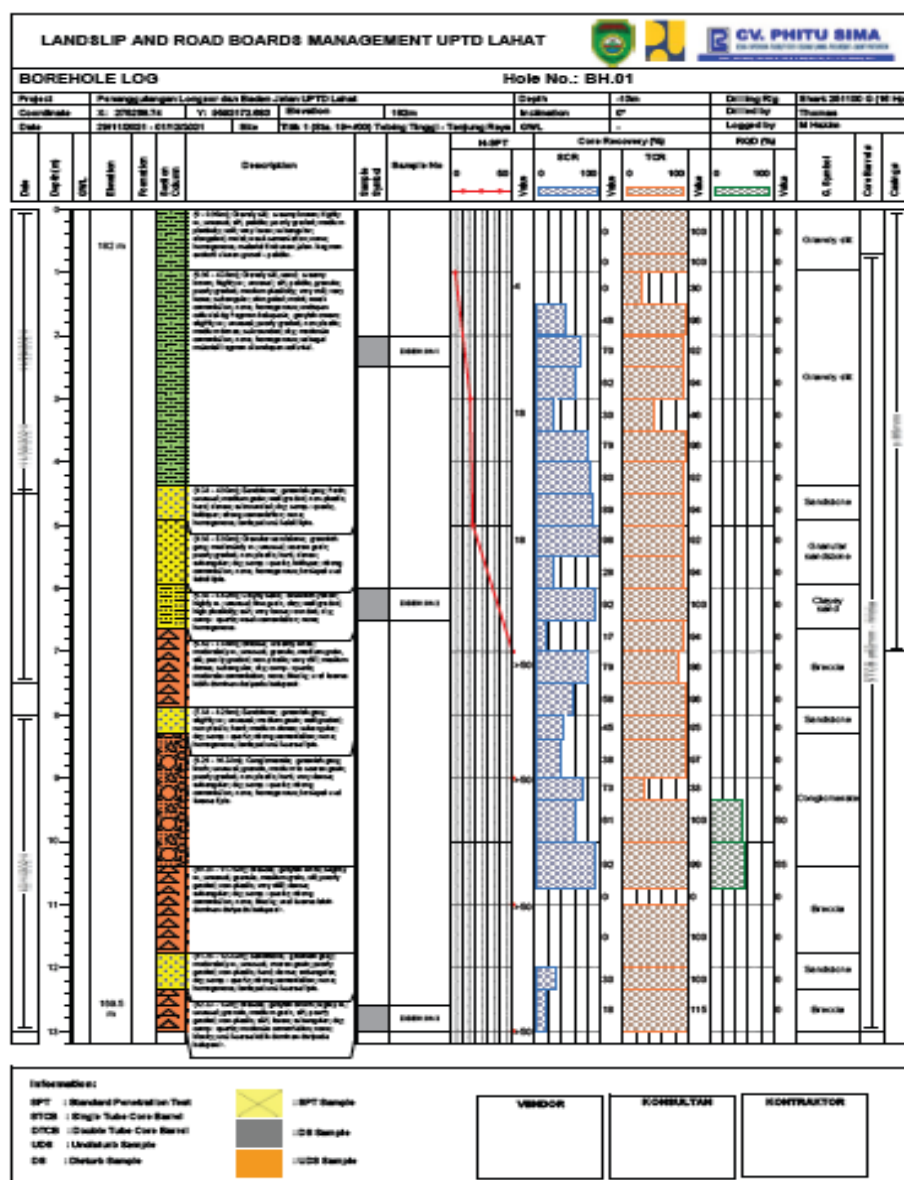
4.4.2 Material Dinding Penahan Tanah dan *Bored pile*

Material dinding penahan tanah (DPT) yang digunakan sebagai desain perkuatan tanah pada lereng ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400, Lahat, Sumatera Selatan merupakan dinding penahan tanah beton bertulang tipe kantilever. Mutu beton yang digunakan untuk dinding penahan tanah (DPT) kantilever dan *bored pile* adalah $F_c' = 25$ Mpa. Sedangkan jenis baja tulangan

yang digunakan menggunakan tulangan pokok D19 dan tulangan sengkang P10 dengan mutu $F_y = 370$ Mpa.

4.4.3 Muka Air Tanah

Dalam analisis stabilitas lereng ini, kedalaman muka air tanah yang digunakan adalah diasumsikan sama dengan muka air sungai. Muka air tanah berada pada kedalaman 8 m dibawah permukaan tanah. Data bor log yang digunakan dalam penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.3 sebagai berikut.

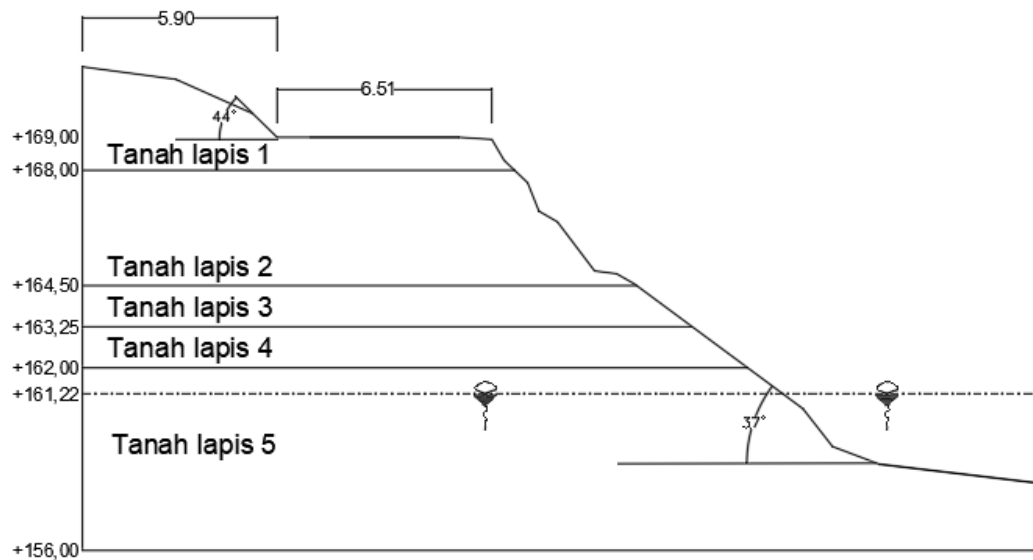


Gambar 4. 3 Data Bor Log BH 01

(Sumber: CV. Enbhu, 2022)

4.4.4 Penampang Melintang Lereng

Adapun data penampang melintang lereng pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400, Lahat, Sumatera Selatan yang digunakan pada penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.4 sebagai berikut.



Gambar 4. 4 Penampang Melintang Lereng

(Sumber: CV. Enbhu, 2022)

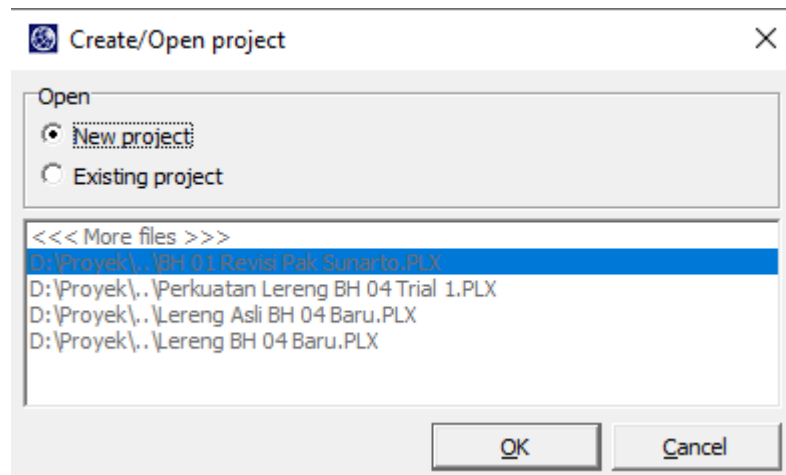
4.5 Pengoperasian Plaxis

Pengoperasian Plaxis dibagi menjadi 3 yaitu *Plaxis Input*, *Plaxis Calculation* dan *Plaxis Output*.

4.5.1 Plaxis Input

1. Buka program Plaxis

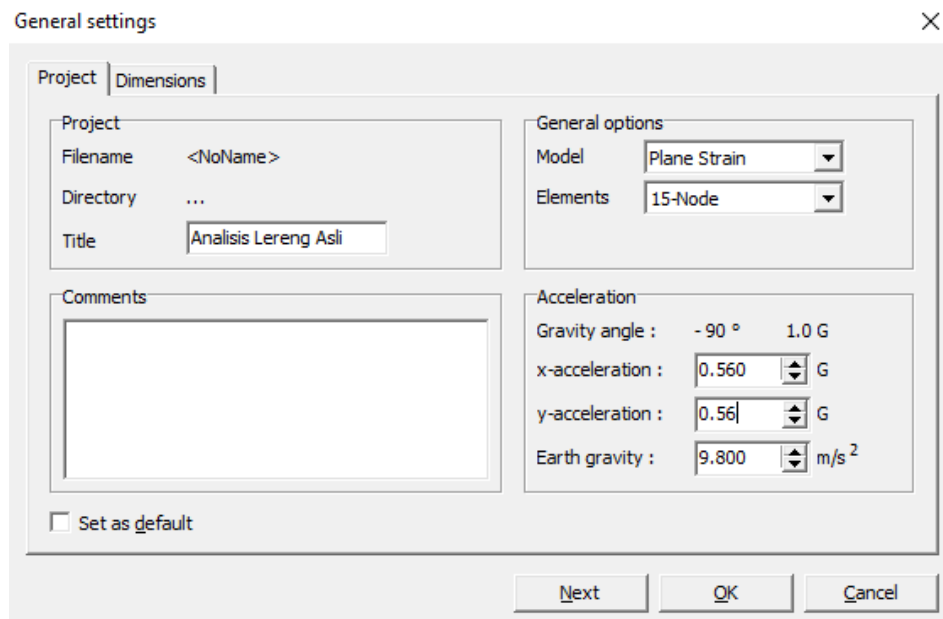
Jalankan program Plaxis dengan klik-ganda pada ikon program Plaxis input. Kemudian akan muncul sebuah kotak dialog *create/open project*, lalu pilih *new project* dan klik OK untuk membuat proyek baru seperti tampak pada Gambar 4.5 sebagai berikut.



Gambar 4. 5 Kotak Dialog Create/Open

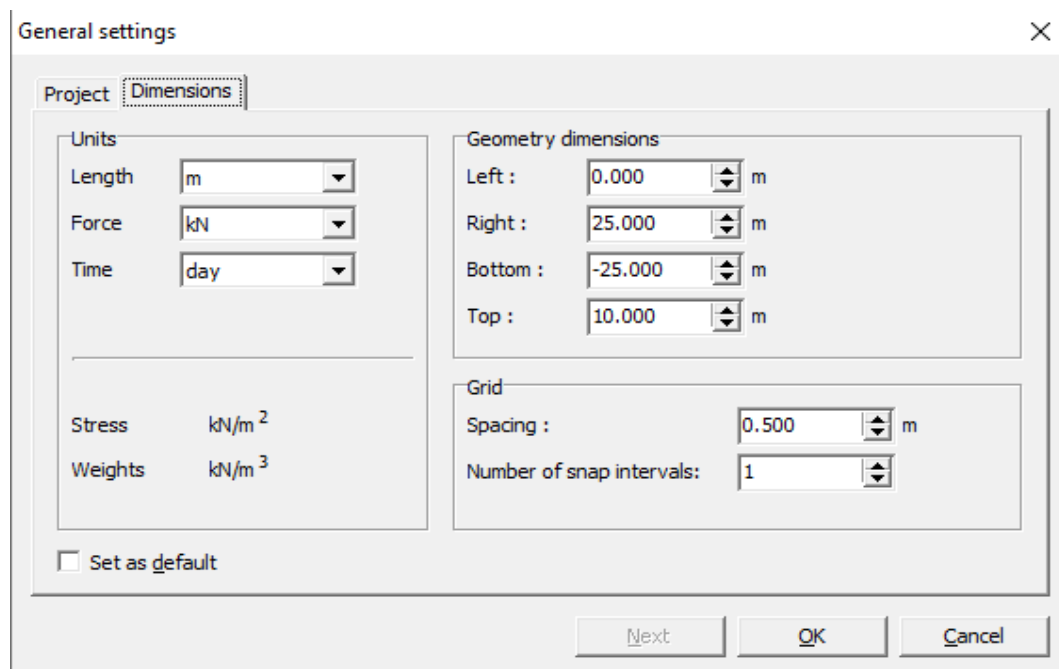
2. General setting

Terdapat dua tab dialog dalam pengaturan global (*general setting*), yaitu *tab project* dan *dimensions*. Dalam lembar *tab project*, masukkan nama proyek yang akan dimodelkan pada kotak dialog *title*. Kemudian pada kotak general pilih analisis model *plane strain* (regangan bidang) dan pilih jenis elemen dasar *15-Node* untuk analisis dengan menghasilkan tegangan dan beban runtuh yang akurat. *General setting* dapat dilihat pada Gambar 4.6.



Gambar 4. 6 Kotak Dialog General Setting

Dalam lembar tab *geometry dimensions*, gunakan satuan-satuan dalam kotak unit ($Length=m$, $Force=kN$, $Time=day$). Dalam kotak *geometry dimensions*, ukuran dari bidang gambar harus dimasukan, saat memasukan koordinat teratas dan terbawah dari geometri yang akan dibuat. Plaxis akan menambahkan sebuah margin kecil sehingga geometri akan berada didalam bidang gambar. Masukan 0,0, 25, -25, 10 masing-masing pada kotak isian *left*, *right*, *bottom*, dan *top* dalam kotak dialog. Kotak grid berisi nilai-nilai untuk mengatur spasi grid. Grid ini akan membentuk matriks titik-titik yang digunakan untuk memasukkan penggambaran tepat pada grid yang ada saat pembuatan model. Jarak antar titik ditentukan oleh nilai spasi. Masukan 0,5 untuk spacing dan 1 untuk *number of snap intervals*. Kotak dialog grid dapat dilihat pada Gambar 4.7 sebagai berikut.




Gambar 4. 7 Kotak Dialog Grid

3. Permodelan geometri

Dalam penggambaran model geometri dilakukan dengan langkah langkah sebagai berikut ini.

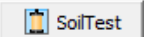
a. Pilih opsi *Geometry line* .

b. Klik tombol *Standard fixities* pada toolbar .

- c. Klik tombol *Distributed load system A* pada toolbar  .
Klik pada titik awal dan titik akhir pada geometri yang menerima beban, lalu klik kanan pada *mouse* untuk mengakhiri masukan beban merata. Masukan nilai beban merata (12 kN/m^2).
- d. Klik Load lalu pilih Standard Earthquake boundaries untuk menempatkan beban gempa dinamis.
4. Input parameter material
- Untuk memasukan data material dapat dilakukan dengan menggunakan tombol *material sets* pada *toolbar* atau dari pilihan yang tersedia dalam menu *materials*. Pilih tombolan *material sets* pada *toolbar*. Lalu Pilih *new material* dan masukan parameter tanah. Gambar *Material set* dapat dilihat pada Gambar 4.8 dan 4.9 sebagai berikut.

Mohr-Coulomb - Lapis 1

General	Parameters	Interfaces
Material set Identification: <input type="text" value="Lapis 1"/> Material model: <input type="text" value="Mohr-Coulomb"/> Material type: <input type="text" value="Drained"/>		
General properties γ_{unsat} : <input type="text" value="16.890"/> kN/m^3 γ_{sat} : <input type="text" value="17.570"/> kN/m^3		
Comments <input type="text"/>		
Permeability k_x : <input type="text" value="0.025"/> m/day k_y : <input type="text" value="0.025"/> m/day <input type="button" value="Advanced..."/>		




Gambar 4. 8 General Material Set

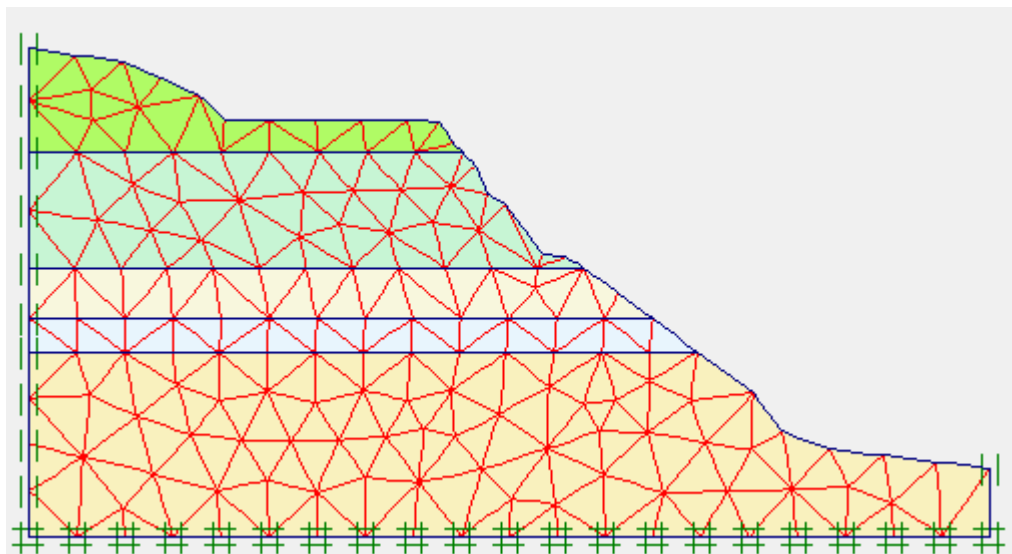
Mohr-Coulomb - Lapis 1

General	Parameters	Interfaces
Stiffness E_{ref} : 1.000E+04 kN/m ² ν (nu) : 0.250		Strength c_{ref} : 12 kN/m ² ϕ (phi) : 4.000 ° ψ (psi) : 0.000 °
Alternatives G_{ref} : 4000.000 kN/m ² E_{oed} : 1.200E+04 kN/m ²		Velocities V_s : 48.180 m/s V_p : 83.440 m/s
Advanced...		
SoilTest Next OK Cancel		

Gambar 4. 9 Parameter Material Set

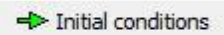


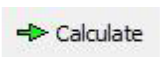
5. General meshing

Klik tombol *Generate mesh* pada toolbar  kemudian Klik tombol *<update>* untuk kembali ke modul masukan geometri. *General Mesh* dapat dilihat pada Gambar 4.10 sebagai berikut.

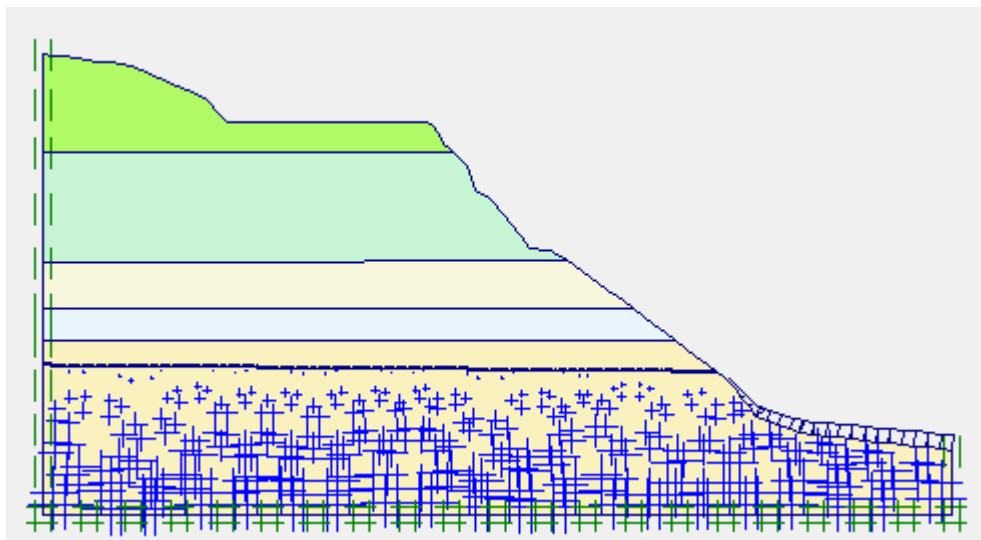


Gambar 4. 10 General Mesh

6. *Initial Condition*

- a. Klik tombol *initial conditions* pada *toolbar*  .
- b. Untuk tekanan air pori masukkan ketinggian muka air sungai dan muka air tanah dengan me-klik tombol *phreatic level*  .
- c. Klik tombol *Generate initial stresses* pada *toolbar*. Kotak dialog Ko-  .
- d. Klik *Calculate*  .

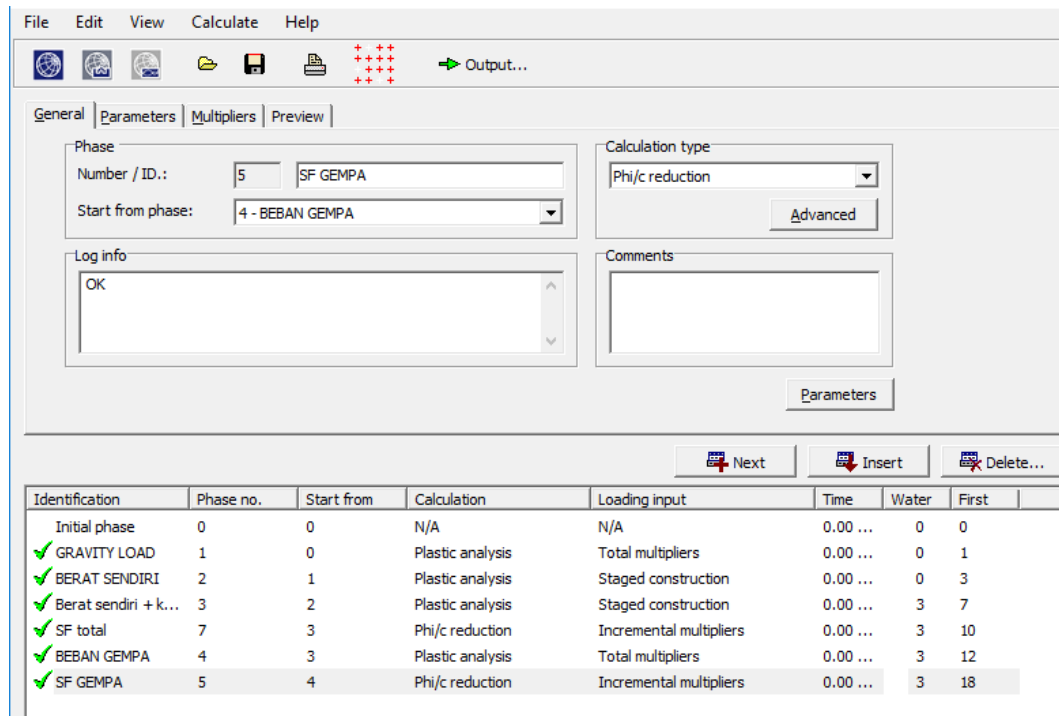
Hasil dari *initial condition* dapat dilihat pada Gambar 4.11 sebagai berikut.



Gambar 4. 11 *Initial Condition*

4.5.2 *Plaxis Calculation*

Setelah semua data diinput maka dilakukan perhitungan yaitu dengan memasukan tab parameter dengan *plastic analysis* untuk mengetahui *displacement* yang terjadi, *phi/reduction* untuk mengetahui angka keamanan dan *staged contraction* digunakan sebagai *loading input*. Dalam *Plaxis calculation* ada beberapa tahap yang akan dianalisis yaitu *gravity load*, berat sendiri, berat sendiri dan kendaraan, SF total tanpa beban gempa, dan SF dengan gempa. Tab *plaxis calculation* dapat dilihat pada Gambar 4.12 sebagai berikut.



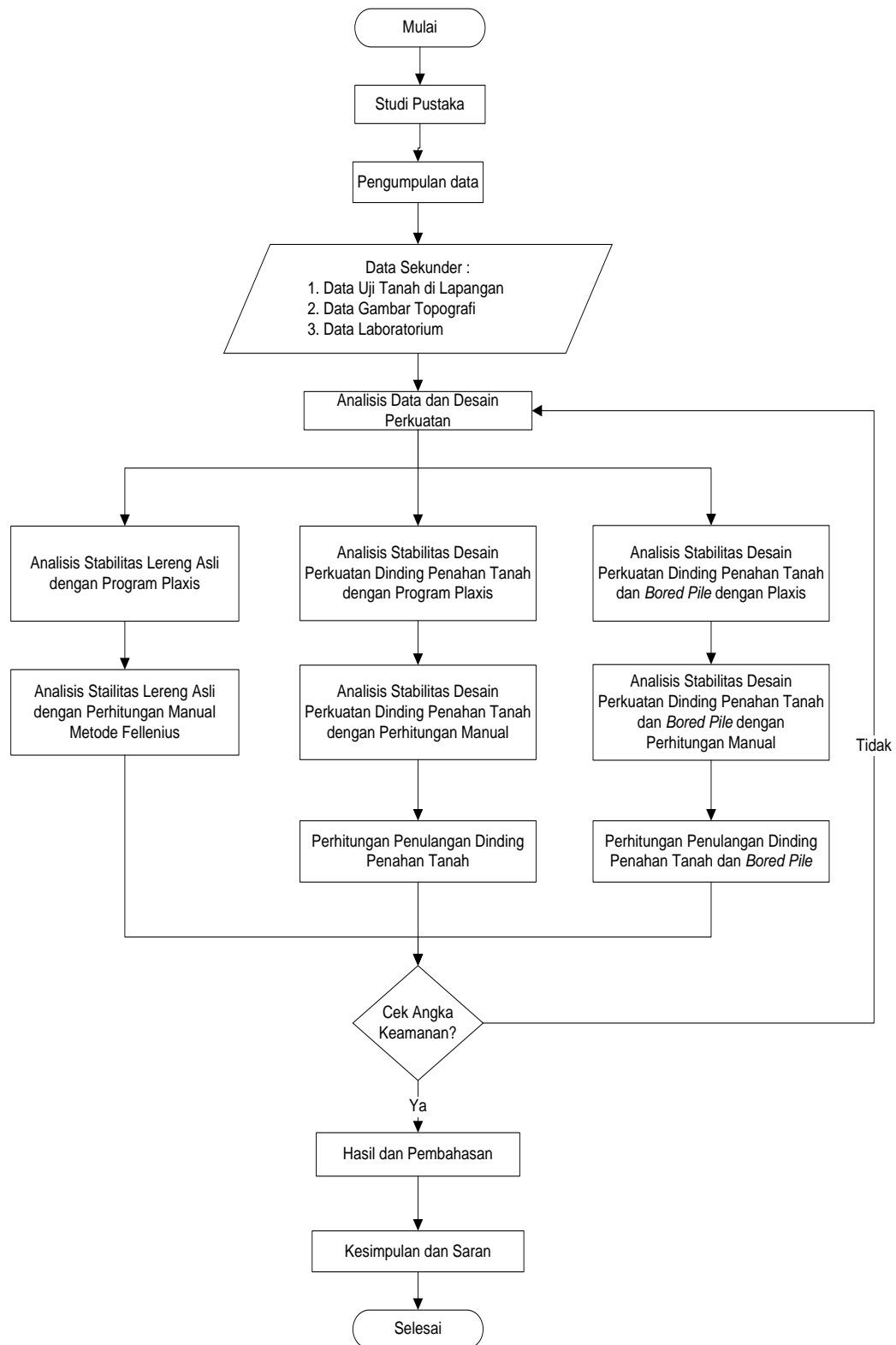
Gambar 4. 12 Tab Calculation

4.5.3 Plaxis Output

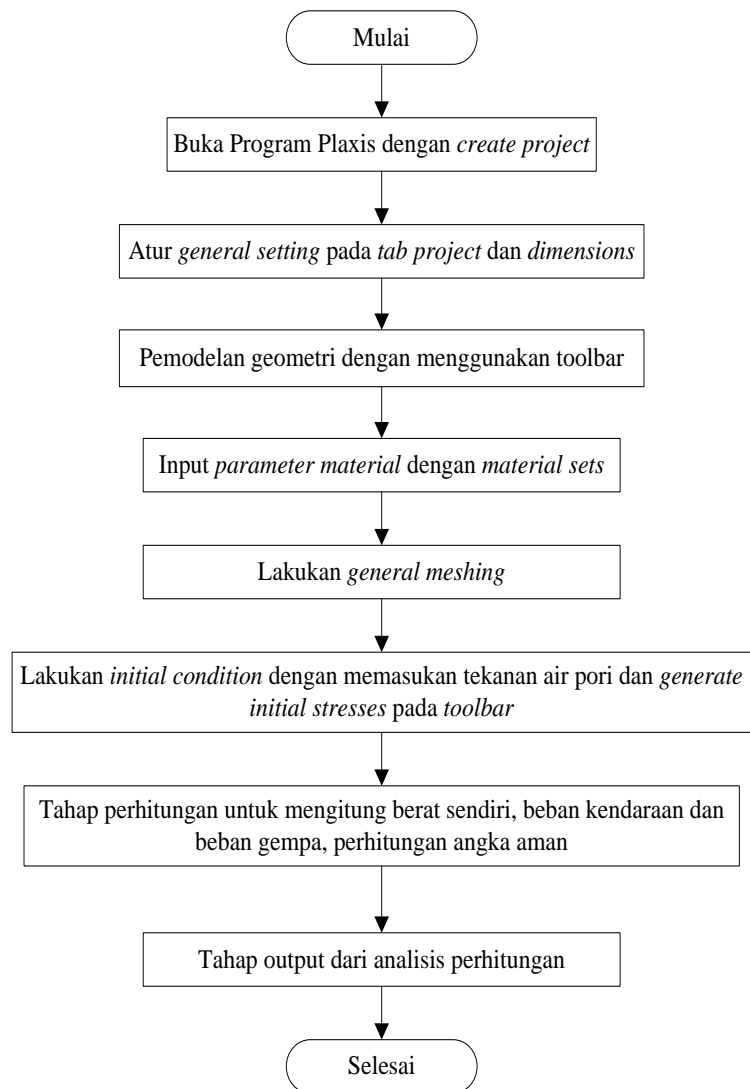
Setelah tahap perhitungan selesai maka tahap selanjutnya adalah klik tombol untuk mengetahui hasil perhitungan Plaxis. Hasil *output* Perhitungan Plaxis dapat dilihat pada bab selanjutnya yaitu pada Bab V.

4.6 Bagan Alir

Adapun bagan alir penelitian atau *flowchart* penelitian dan bagan alir penggunaan *Plaxis* ini dapat dilihat pada Gambar 4.13 sebagai berikut.



Gambar 4. 13 Bagan Alir Tugas Akhir



Gambar 4. 14 Bagan Alir Pemodelan Lereng Pada Program Plaxis

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Gambaran Umum

Tanjung Raya merupakan salah satu daerah di wilayah Kabupaten Lahat yang rawan terhadap bencana tanah longsor. Salah satu titik rawan longsor di wilayah Tanjung Raya terdapat pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400. Jika hal tersebut tidak segera ditangani, maka kejadian longsor dapat terjadi sewaktu – waktu di ruas jalan tersebut dan dapat memutus jalur transportasi dari Kabupaten Lahat menuju Kabupaten Tebing Tinggi ataupun sebaliknya yang tentunya akan sangat mengganggu kegiatan perekonomian di wilayah tersebut. Agar tidak menimbulkan kerugian yang semakin besar, diperlukan usaha penanganan terhadap kemungkinan terjadinya longsor pada ruas jalan tersebut.

Berdasarkan pemaparan diatas, maka perlu dilakukan perencanaan perkuatan tanah pada lereng jalan tersebut agar dapat dilalui dengan aman. Pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya kondisi geografis atau topografi wilayah tersebut didominasi oleh lereng – lereng yang cukup curam dengan sudut 37° dan dengan tinggi lereng 10 meter sehingga meningkatkan resiko terjadinya longsor. Peneliti mengambil kasus pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400, Lahat, Sumatera Selatan. Pada penelitian ini akan dilakukan analisis kestabilan lereng asli, kestabilan lereng setelah diperkuat menggunakan dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever, serta kombinasi dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever dan *bored pile*. Analisis akan dilakukan menggunakan program Plaxis versi 8.6 dan perhitungan manual. Hasil tersebut kemudian akan dianalisis sehingga didapat angka aman (SF) paling aman untuk diaplikasikan pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya tersebut.

5.2 Data Parameter Tanah dan Beban

Dalam melakukan analisis stabilitas lereng, diperlukan data tanah dari lapangan. Dalam penelitian ini, data tanah didapatkan dari CV. Enbhu. Data parameter tanah, beban-beban yang bekerja, serta geometri lereng adalah sebagai berikut.

5.2.1 Data Tanah

Data tanah yang digunakan dalam penelitian ini mengacu pada penyelidikan tanah yang dilakukan CV. E. Adapun data tanah yang didapatkan adalah data Bor Log, grafik SPT, dan data SPT. Data bor log dan dalam penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.3 Data Bor Log BH 01

Parameter tanah yang digunakan dalam penelitian ini dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5. 1 Data Parameter Tanah

Parameter	Satuan	Jenis Tanah					Tanah Timbunan
		Tanah Lapis 1	Tanah Lapis 2	Tanah Lapis 3	Tanah Lapis 4	Tanah Lapis 5	
Jenis Tanah		Lanau berkrikil	Lanau berkrikil	Lempung berpasir	Lempung berpasir	Breksi	Timbunan
γ unsat	kN/m ³	17,641	17,750	16,390	16,71	25,997	17,5
γ sat	kN/m ³	17,857	17,921	16,561	16,881	26,057	27.31
E ref	kN/m ²	10000	10000	10000	10000	50000	10000
Kohesi (c)	kN/m ²	6,867	4,367	12,753	12,891	6	5
Sudut geser (ϕ)	°	5,79	5,54	7,03	8,45	27	5
<i>Poisson ratio</i> (ν)		0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,25
Kx	m/hari	0,222	0,211	0,345	0,354	0,0004	0.537
Ky	m/hari	0,222	0,211	0,345	0,354	0,0004	0.537

5.2.2 Data Beban

Dalam penelitian ini, beban-beban yang bekerja pada lereng adalah beban lalu lintas dan beban gempa. Berikut ini adalah uraian beban yang bekerja pada lereng.

1. Data Beban Lalu Lintas

Data beban lalu lintas yang digunakan mengacu pada panduan Geoteknik 4 No.pt T-10-2002-B (2002) dengan klasifikasi sistem jaringan yang digolongkan ke dalam fungsi jalan dan lalu lintas harian rata-rata (LHR). Berdasarkan data dari Bina Marga, lalu lintas pada Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya termasuk pada kabupaten. Maka berdasarkan sistem jaringan, lalu lintas tersebut termasuk dalam jaringan sekunder dengan fungsi jalan kolektor dengan lalu lintas harian rata-rata (LHR) < 6000 kendaraan. Maka beban lalu lintas yang digunakan sebagai beban perhitungan yaitu 12 kN/m². Besaran beban lalu lintas yang bekerja dapat dilihat pada Tabel 5.2 sebagai berikut.

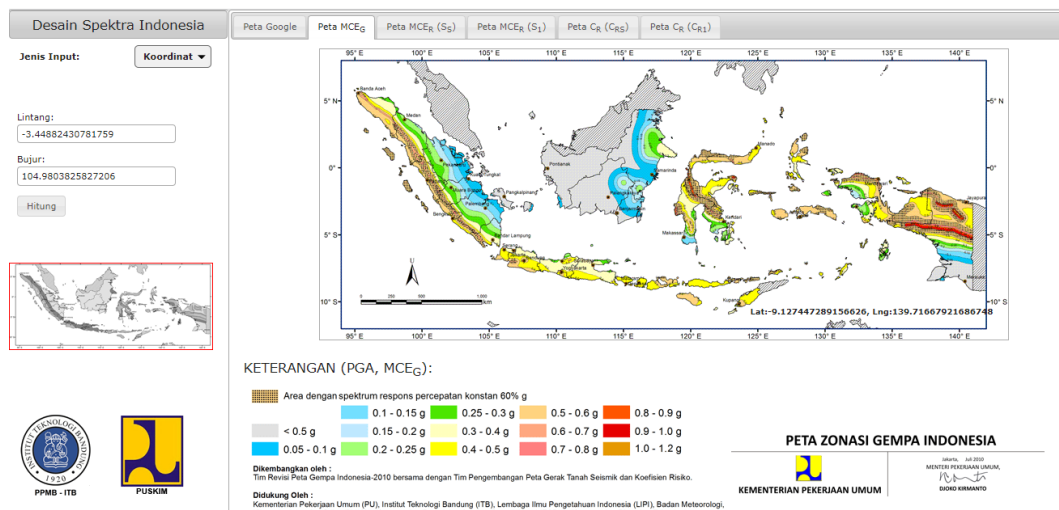
Tabel 5. 2 Data Beban Lalu Lintas

Sistem Jaringan	Fungsi Jalan	LHR	Beban Lalu Lintas (kN/m ²)
Primer	Arteri	Semua	15
	Kolektor	> 10.000	15
		< 10.000	12
Sekunder	Arteri	> 20.000	15
		< 20.000	12
	Kolektor	> 6.000	12
		< 6.000	12
	Lokal	> 500	10
		< 500	10

(Sumber: Panduan Geoteknik 4 No.pt T-10-2002-B, 2021)

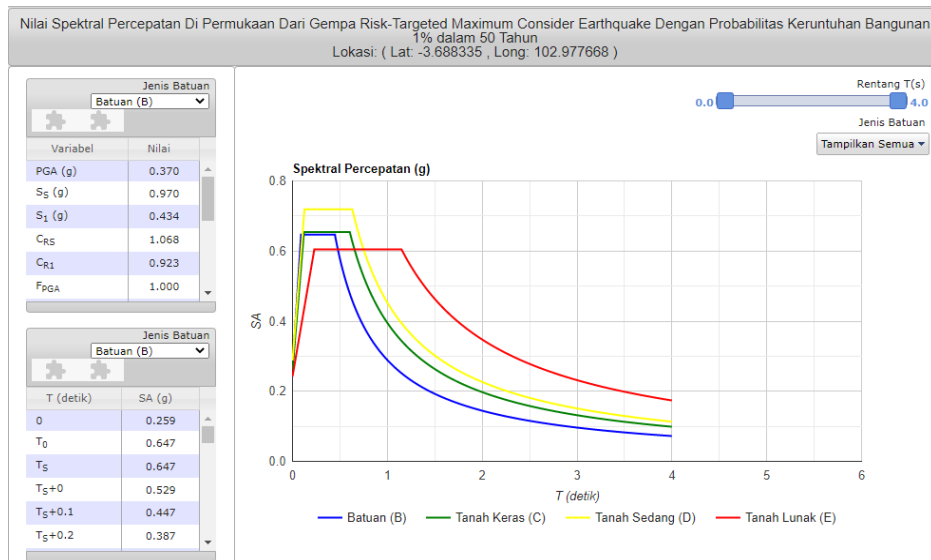
2. Data Beban Gempa

Dalam analisis yang akan dilakukan, data beban gempa yang digunakan adalah beban gempa statis. Beban gempa statis yang digunakan berdasarkan peta zonasi gempa tahun 2011, wilayah Lahat khususnya di Tanjung Raya memiliki percepatan puncak gempa (PGA) sebesar 0,3-0,4 g. Beban gempa yang digunakan sebesar 0,35 g berdasarkan peta zonasi gempa yang didapatkan dari website kementerian pekerjaan umum tahun 2014. Peta dengan prosedur spesifik situs dan nilai spektra percepatan gempa puncak untuk wilayah Tanjung Raya dapat dilihat Pada Gambar 5.1 dan 5.2 dibawah ini



Gambar 5. 1 Peta Gempa Wilayah Tanjung Raya

(Sumber: Puskim, 2022)

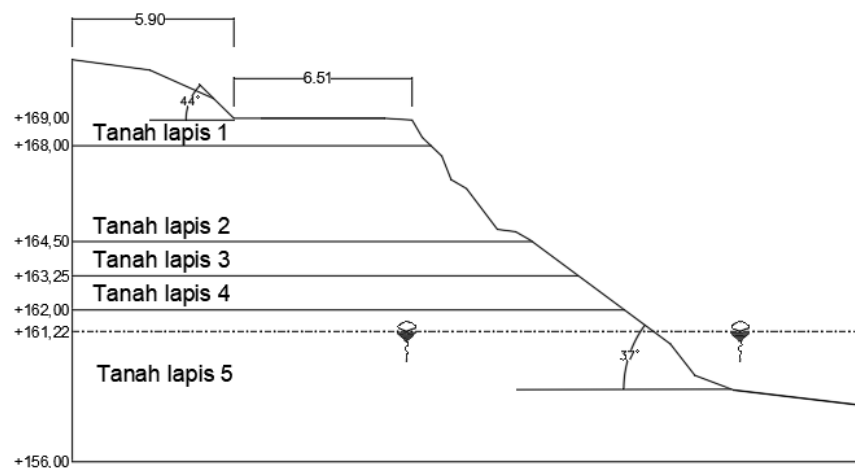


Gambar 5. 2 Nilai Spektrum Percepatan Gempa Tanjung Raya

(Sumber: Puskim, 2022)

5.3 Analisis Lereng Asli

Analisis yang dilakukan pada lereng asli bertujuan untuk mengetahui angka keamanan lereng berdasarkan beban tanah itu sendiri. Perhitungan analisis menggunakan program Plaxis 8.6 dan perhitungan manual menggunakan metode Fellenius. Berikut ini adalah gambaran eksisting lereng asli dengan muka air normal dapat dilihat pada Gambar 5.3 sebagai berikut.

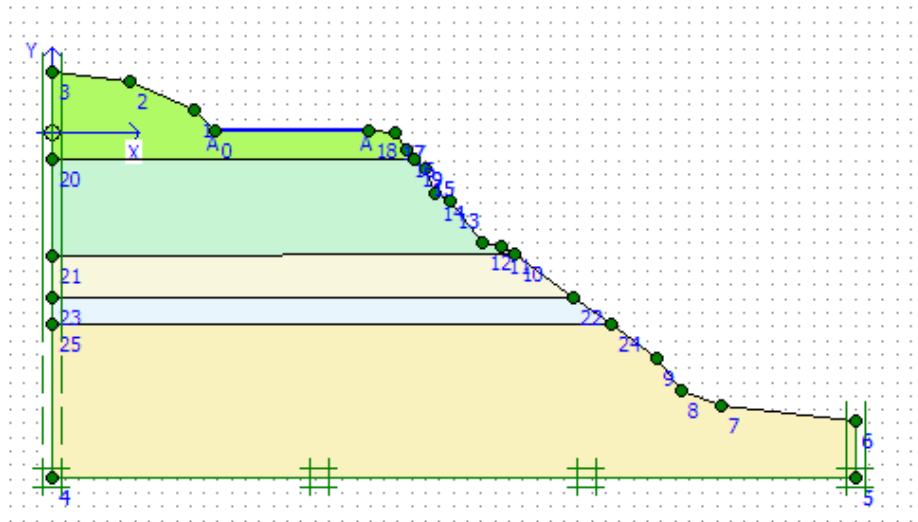


Gambar 5. 3 Potongan Melintang Lereng Asli

(Sumber: CV. Enbhu, 2022)

5.3.1 Analisis Lereng Asli Menggunakan Program Plaxis

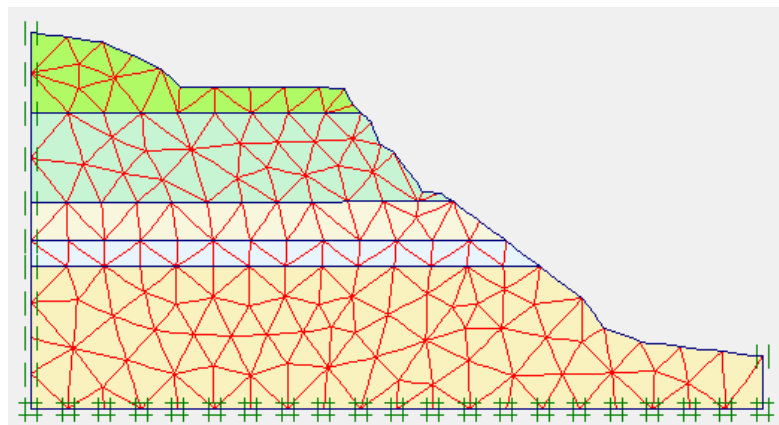
Dalam permodelan analisis lereng asli ini, beban yang bekerja yaitu beban tanah asli tanpa beban tambahan. Permodelan potongan melintang lereng asli dalam program Plaxis 8.6 dilakukan secara dua dimensi yang dapat dilihat pada Gambar 5.4 sebagai berikut.



Gambar 5. 4 Pemodelan Potongan Melintang Lereng Asli pada Plaxis

5.3.2 Pembuatan Jaring elemen

Setelah kondisi sebenarnya di lapangan diterapkan pada model, langkah selanjutnya adalah model geometri dibagi menjadi elemen-elemen imajiner atau sering disebut *meshing*. Penyusunan jaring-jaring elemen atau *meshing* pada program Plaxis ini digunakan jenis *fine*. Jaring-jaring elemen yang telah dibuat dapat dilihat pada Gambar 5.5 sebagai berikut.

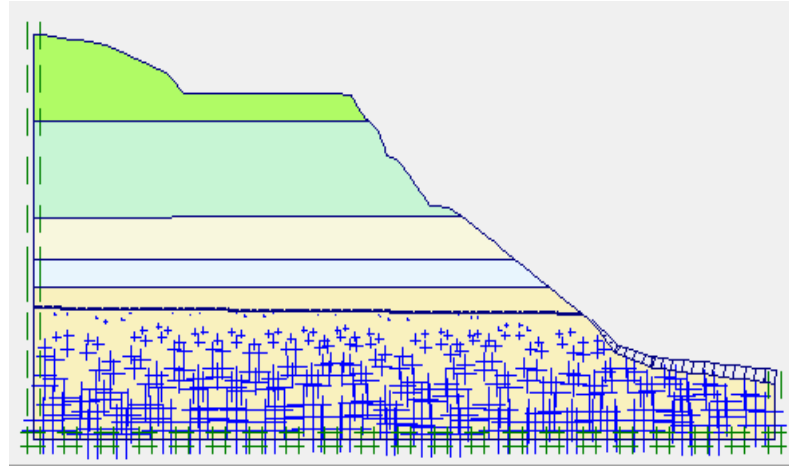


Gambar 5. 5 Jaring-Jaring Elemen

5.3.3 Tahap Perhitungan

1. Perhitungan Tegangan Awal

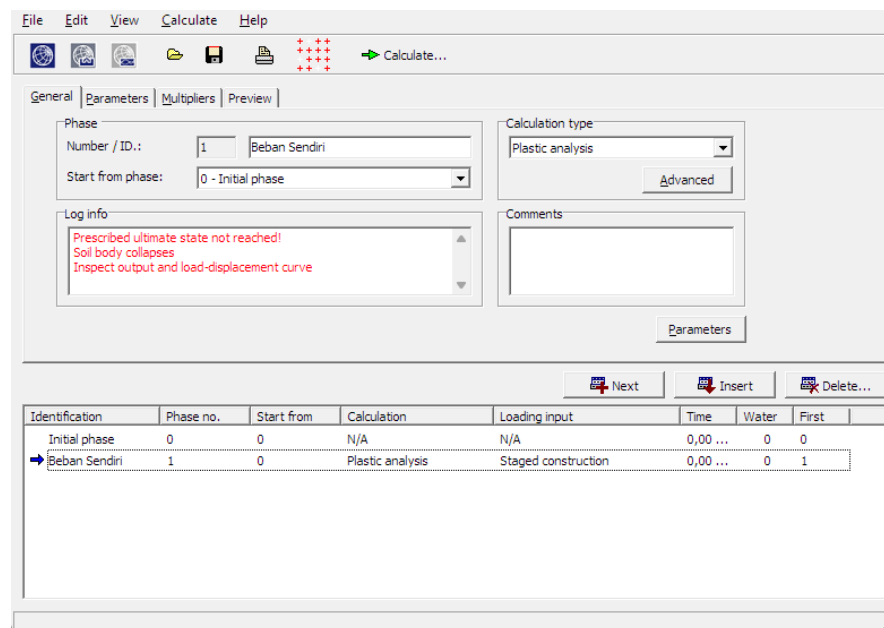
Perhitungan ini disebut juga sebagai beban gravitasi (*gravity load*) dan dalam fase perhitungan hanya melibatkan struktur tanah dan batuan pembentuk lereng. Tegangan awal dapat dilihat pada Gambar 5.6 sebagai berikut.



Gambar 5. 6 Perhitungan Tegangan Awal

2. Tahap Calculation

Setelah semua data dan parameter diinput, maka selanjutnya dilakukan perhitungan yaitu dengan memasukkan tab parameter dengan *plastic analysis* untuk mengetahui *displacement* yang terjadi, *phi/reduction* untuk mengetahui angka keamanan dan *staged construction* digunakan sebagai loading input. Dalam *Plaxis calculation*, yang akan dianalisis yaitu *gravity load*, berat tanah sendiri dan SF total tanpa beban gempa. Tab *Plaxis calculation* pada kondisi lereng asli dapat dilihat pada Gambar 5.7 sebagai berikut.



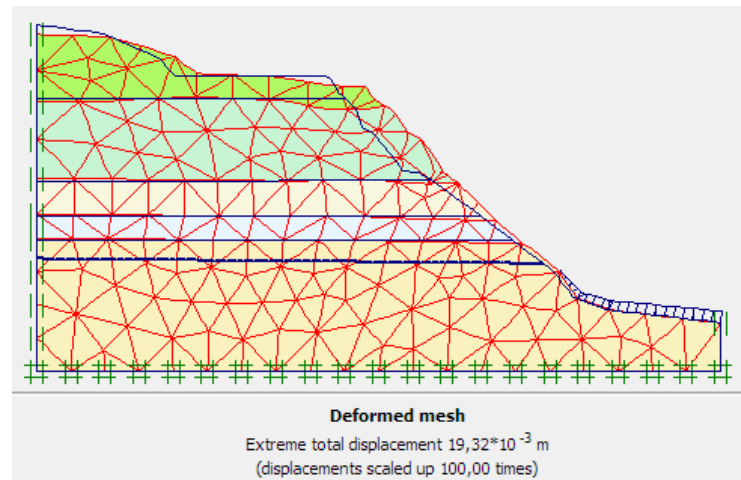
Gambar 5. 7 Proses Perhitungan Lereng Asli

5.3.4 Hasil Output dengan Program Plaxis

Setelah selesai dilakukan perhitungan menggunakan program Plaxis, maka tahap selanjutnya dapat diketahui besarnya *displacement* keruntuhan lereng asli. Berdasarkan Gambar 5.7 di atas, pada kondisi lereng asli dengan beban sendiri telah terjadi *soil body collapse* atau kondisi batas tidak tercapai. Hal tersebut terjadi akibat kondisi tanah pada lereng tersebut tidak mampu mendukung beban sendiri yang bekerja. Dengan terjadinya *collapse* pada tahap perhitungan tersebut, maka tahapan selanjutnya yaitu mencari nilai angka aman atau *safety factor* tidak dapat dilakukan. Hal ini terjadi karena pada program Plaxis, tahapan perhitungan selanjutnya berhubungan dengan tahapan perhitungan sebelumnya. Oleh karena itu, maka perlu dilakukan perhitungan manual untuk mengetahui angka aman pada lereng asli tersebut. Metode perhitungan manual yang digunakan pada penelitian ini adalah Metode Fellenius. Hasil perhitungan analisis menggunakan program Plaxis dapat dilihat pada gambar-gambar berikut ini.

1. *Deformed Mesh*

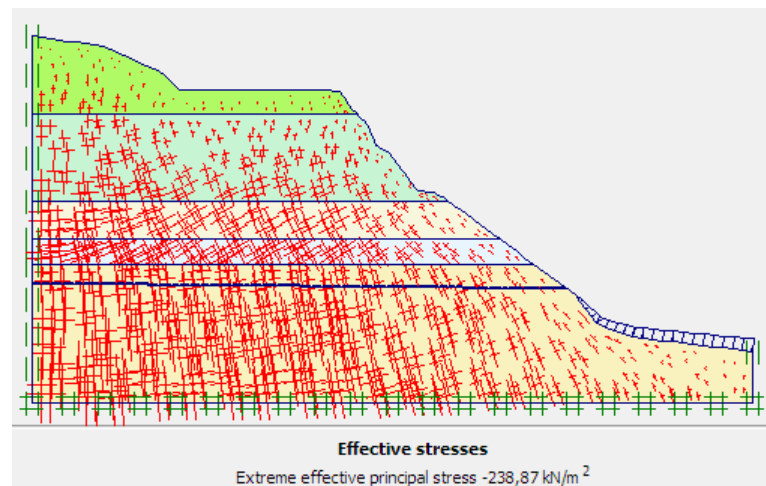
Untuk hasil *deformed mesh* dengan beban kendaraan didapatkan *total displacement* sebesar $19,32 \times 10^{-3}$ m seperti pada Gambar 5.8 sebagai berikut.



Gambar 5. 8 Deformed Mesh Lereng Asli Tanpa Beban Gempa

2. *Effective Stresses*

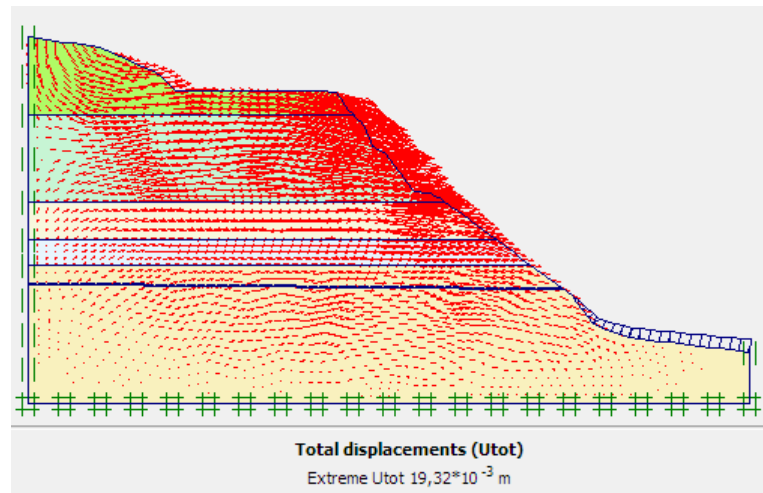
Besarnya nilai *effective stresses* dengan beban merata kendaraan adalah sebesar $-238,87 \text{ kN/m}^2$ seperti pada Gambar 5.9 sebagai berikut.



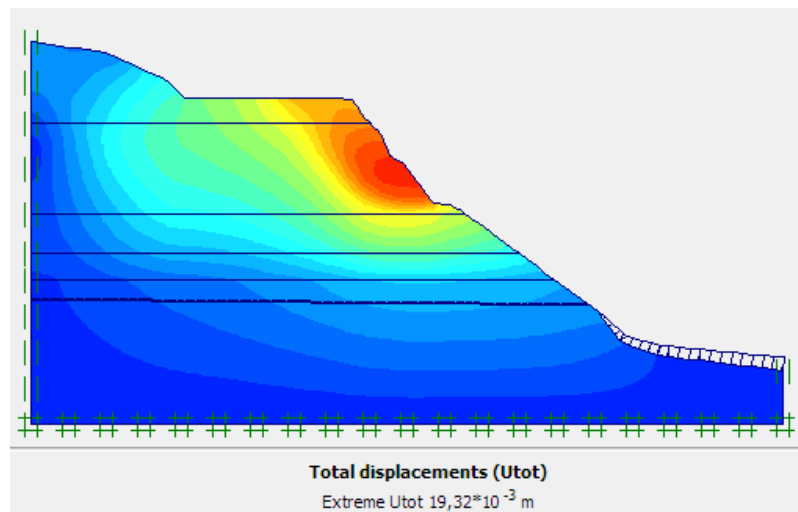
Gambar 5. 9 Effective Stress Lereng Asli Tanpa Beban Gempa

3. Arah Pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

Arah pergerakan dan daerah potensial longsor lereng asli dapat dilihat seperti pada Gambar 5.10 dan Gambar 5.11 sebagai berikut.



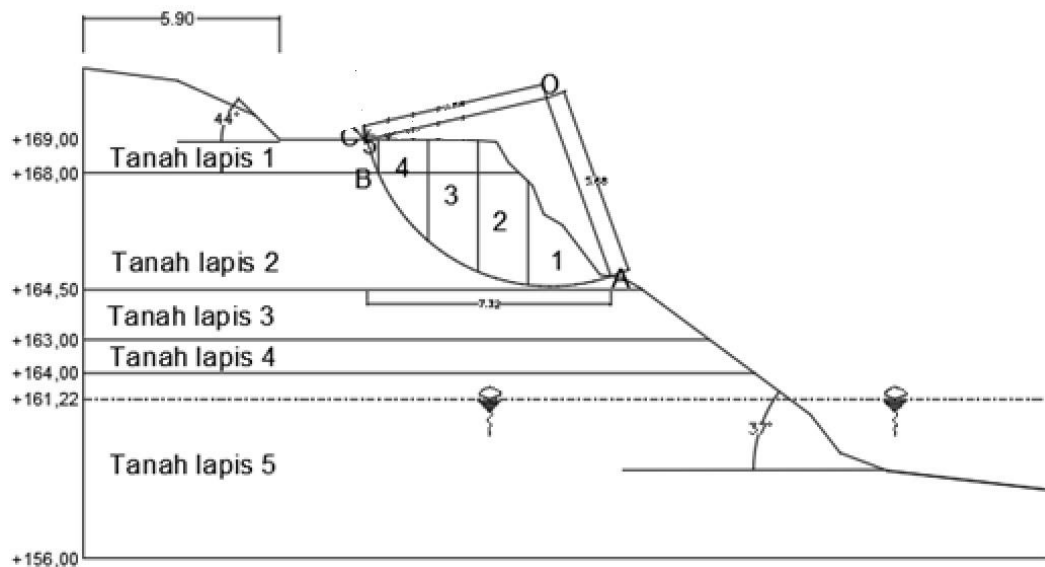
Gambar 5. 10 Arah Pergerakan Tanah Lereng Asli Tanpa Beban Gempa



Gambar 5. 11 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng Asli Tanpa Beban Gempa

5.3.5 Analisis Lereng Asli Menggunakan Perhitungan Manual Metode Fellenius

Analisis perhitungan manual untuk stabilitas lereng asli yang digunakan dalam penelitian ini adalah Metode Fellenius. Perhitungan manual dengan menggunakan metode ini berguna untuk mendapatkan nilai *safety factor* atau angka aman pada lereng. Perhitungan pada metode tersebut berdasarkan pada daerah potensial keruntuhan. Detail gambar irisan daerah keruntuhan lereng asli dapat dilihat pada Gambar 5.12 sebagai berikut.



Gambar 5. 12 Penampang Irisan pada Lereng Asli

Berdasarkan gambar di atas, bidang longsor dibagi menjadi 5 irisan. Panjang total dari bidang longsor ke arah horizontal adalah sebesar 7,32 meter. Tiap irisan akan mempunyai lebar $7,32/5 = 1,464$ meter. Namun untuk memudahkan perhitungan karena tanah berlapis-lapis, maka pada irisan 5 memiliki lebar yang berbeda dengan irisan yang lain. Contoh perhitungan manual Metode Fellenius pada irisan 5 adalah sebagai berikut.

1. Perhitungan Radians

$$\begin{aligned} \text{Rad} &= \alpha \times \frac{\pi}{180} \\ &= 71^\circ \times \frac{\pi}{180} \\ &= 1,239 \end{aligned}$$

2. Perhitungan Berat Irisan

$$\begin{aligned} W_9 &= \gamma \times A_5 \\ &= 17,641 \times 0,8 \\ &= 78,188 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Perhitungan $\sin \alpha$

$$\begin{aligned} \text{Sin}_{\alpha 9} &= \text{Sin} (\text{Rad}_9) \\ &= \text{Sin} 1,239 \\ &= 0,951 \end{aligned}$$

4. Perhitungan $\cos \alpha$

$$\begin{aligned}\cos_{\alpha} &= \cos (\text{Rad}) \\ &= \cos 1,239 \\ &= 0,326\end{aligned}$$

5. Perhitungan $W_t \times \sin \alpha$

$$\begin{aligned}W_{t_9} &= W_t \times \sin \alpha \\ &= 3,181 \text{ kN} \times 0,951 \\ &= 3,007\end{aligned}$$

6. Perhitungan $W_t \times \cos \alpha$

$$\begin{aligned}W_{t_9} &= W_t \times \cos \alpha \\ &= 3,181 \text{ kN} \times 0,326 \\ &= 1,036\end{aligned}$$

Rekapitulasi hasil perhitungan menggunakan Metode Fellenius dapat dilihat pada Tabel 5.3 sebagai berikut

Tabel 5. 3 Rekepitulasi Perhitungan Menggunakan Metode Fellenius

No	Lapisan Tanah	Luas Irisan	Berat	Sudut Irisan	Radian	Wt.Cos θ	Wt.Sin θ	U _i = u _i .a _i	Wt.Cos θ - U _i
		m ²	kN	derajat		kN	kN	kN	kN
1	2	3.565	63.286	-6	-0.105	62.939	-6.615	0.000	62.939
2	1	0.804	14.176	15	0.262	95.371	25.555	0.000	95.371
	2	4.764	84.559						
3	1	1.494	26.349	31	0.541	80.876	48.595	0.000	80.876
	2	3.831	68.004						
4	1	1.500	26.462	52	0.908	35.639	45.616	0.000	35.639
	2	1.771	31.426						
5	1	0.180	3.181	71	1.239	1.036	3.007	0.000	1.036
Total						275.861	116.158		275.861

Berdasarkan hasil pengukuran didapatkan panjang garis lengkung pada tanah lapis 2 (A-B) = 8,42 m dan panjang garis lengkung pada tanah lapis 1 (B-C) = 1,05 m. Jika panjang garis lengkung tersebut sudah diketahui, maka selanjutnya dapat dihitung nilai tahanan kelongsoran yang dikerahkan oleh komponen kohesi adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\Sigma c_{iai} &= (6,867 \times 1,05) + (4,367 \times 8,42) \\ &= 43,981 \text{ kN}\end{aligned}$$

Nilai tahanan longsoran oleh komponen gesekan pada ketiga lapisan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}(Wt \cos \theta - U_i) \times \tan \varphi &= 1,306 \times \tan 5,79^\circ + 274,825 \times \tan 5,54^\circ \\ &= 26,761 \text{ kN}\end{aligned}$$

Pada tanah lapis 1 terdapat beban merata yang dihasilkan dari beban lalu lintas sebesar 12 kN/m². Maka dari itu, momen yang dihasilkan dari beban merata tersebut diperhitungkan sebagai momen yang menggerakkan tanah. Perhitungan momen tersebut adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}M_q &= (q \times A) \\ &= (12 \times 7,094) \\ &= 85,128 \text{ kNm}\end{aligned}$$

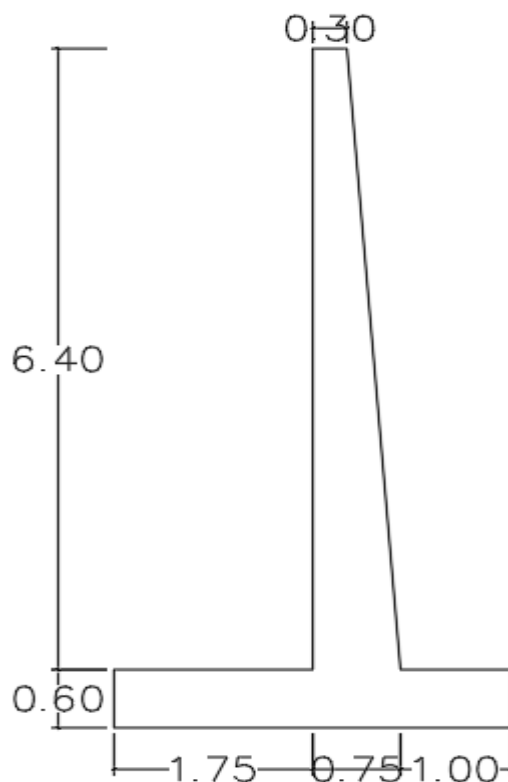
Nilai *safety factor* atau angka keamanan pada lereng asli dengan perhitungan manual menggunakan Metode Fellenius adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}SF &= \frac{(\Sigma c_{iai}) + ((W_i \cos \theta - U_i) \times \tan \varphi)}{(Wt \times \sin \alpha) + (\text{Beban} \times \text{Luas})} \\ &= \frac{43,981 + 26,761}{116,158 + 85,128} \\ &= 0,35\end{aligned}$$

Berdasarkan nilai angka aman yang didapat pada perhitungan lereng asli di atas, diketahui bahwa nilai angka aman tidak memenuhi persyaratan yang ditetapkan yaitu $SF > 1,25$. Oleh karena itu perlu dilakukan perkuatan tanah untuk meningkatkan angka aman pada lereng tersebut. Perkuatan tanah yang digunakan adalah dinding penahan tanah tipe kantilever serta dinding penahan tanah tipe kantilever dan *bored pile*.

5.4 Analisis Dinding Penahan Tanah Kantilever

Analisis dari desain perkuatan dinding penahan tanah diperlukan untuk mengetahui kekuatan dinding penahan tanah dalam menahan beban-beban yang bekerja dan digunakan untuk mengevaluasi kinerja dari desain perkuatan tersebut. Analisis dari desain perkuatan dinding penahan tanah tersebut menggunakan dua metode yaitu dengan hitungan manual dan program plaxis. Dimensi dinding penahan tanah yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.13 sebagai berikut.



Gambar 5. 13 Dimensi Dinding Penahan Tanah

5.4.1 Data Dinding Penahan Tanah

Data-data yang digunakan dalam desain dinding penahan tanah adalah sebagai berikut.

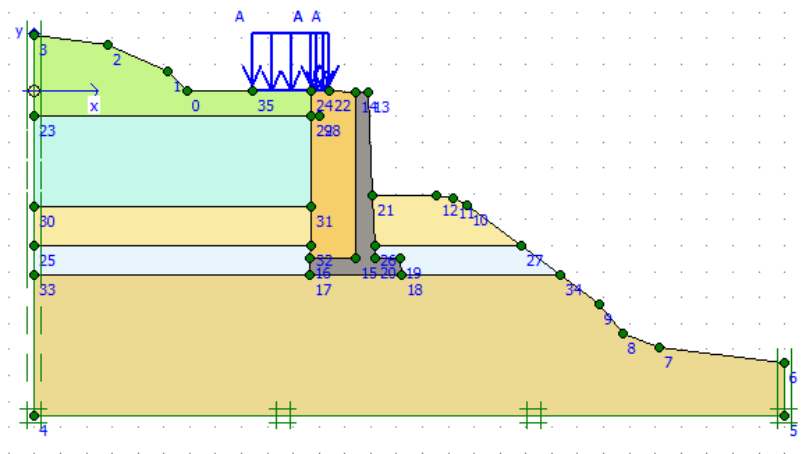
1. Dinding penahan tanah menggunakan tipe kantilever.
2. Dinding penahan tanah terbuat dari beton bertulang.
3. Berat volume beton bertulang yang digunakan adalah 24 kN/m^3 .
4. Mutu beton yang digunakan adalah 25 MPa.
5. Tulangan Pokok D16 dan Tulangan Sengkang P10.

5.4.2 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kantilever menggunakan Program Plaxis 8.6

Analisis stabilitas lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever menggunakan program plaxis dilakukan untuk mengetahui arah pergerakan tanah akibat beban-beban yang bekerja. Beban-beban yang bekerja meliputi beban lalu lintas dan beban gempa dengan nilai percepatan gempa sebesar 0,35 g. Pada analisis stabilitas dinding penahan tanah menggunakan program plaxis, analisis dimodelkan secara dua dimensi pada potongan melintang lereng.

1. Pemodelan Dinding Penahan Tanah Kantilever Menggunakan Program Plaxis

Dalam tahap pemodelan, seluruh parameter data geoteknik dimasukkan ke dalam program plaxis. Beban-beban yang bekerja meliputi beban lalu lintas dan beban gempa. Permodelan potongan melintang lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever dalam program Plaxis 8.6 dilakukan secara dua dimensi yang dapat dilihat pada Gambar 5.14 sebagai berikut.

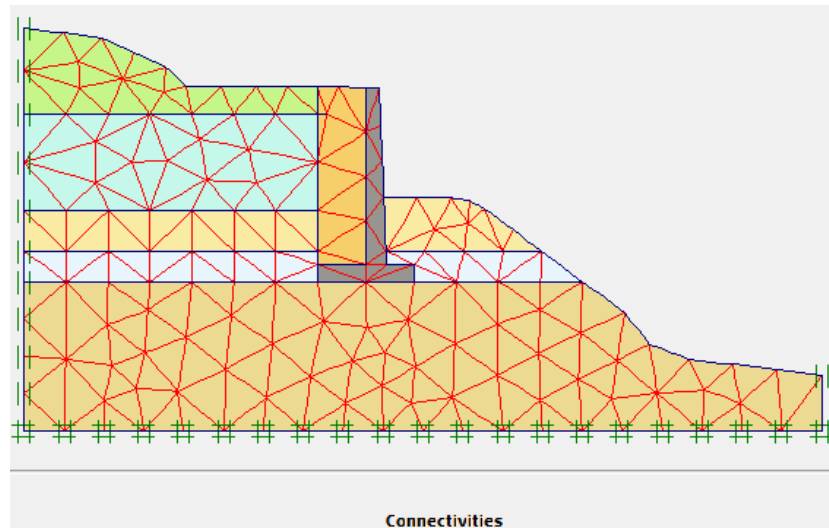


Gambar 5. 14 Pemodelan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever Dalam Program Plaxis 8.6

2. Pembuatan Jaringan Elemen

Setelah kondisi sebenarnya di lapangan diterapkan pada model, langkah selanjutnya adalah model geometri dibagi menjadi elemen-elemen imajiner atau sering disebut *meshing*. Penyusunan jaring-jaring elemen atau *meshing*

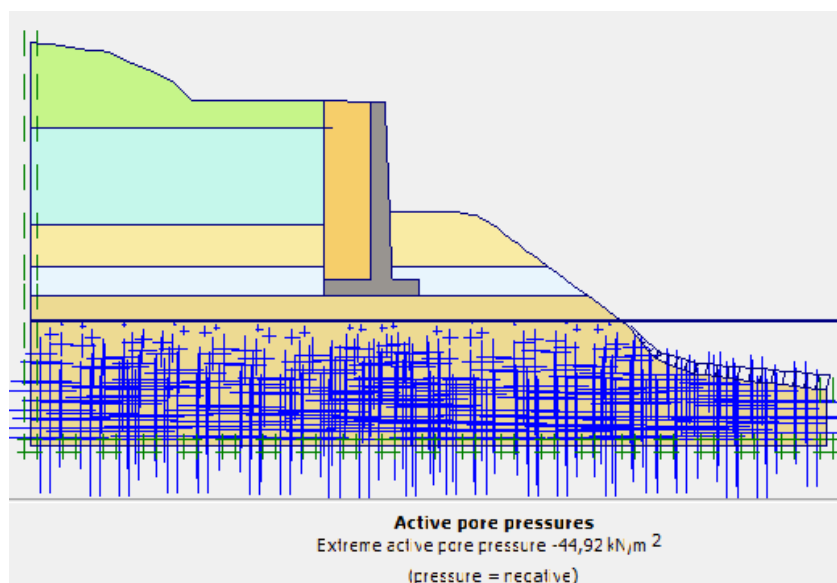
pada program Plaxis ini digunakan jenis *fine*. Jaringan-jaring elemen yang telah dibuat dapat dilihat pada Gambar 5.15 sebagai berikut.



Gambar 5. 15 Jaringan - Jaringan Elemen Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever

3. Perhitungan Tegangan Awal

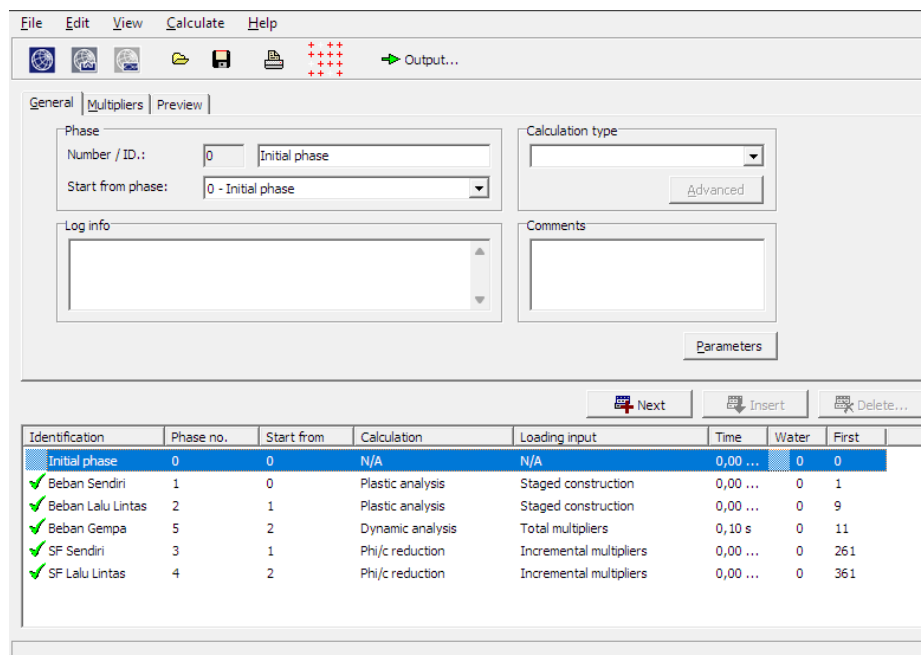
Perhitungan ini disebut juga sebagai beban gravitasi (*gravity load*) dan dalam fase perhitungan hanya melibatkan struktur tanah dan batuan pembentuk lereng. Tegangan awal dapat dilihat pada Gambar 5.16 sebagai berikut.



Gambar 5. 16 Perhitungan Tegangan Awal Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever

4. Tahap *Calculation*

Setelah semua data dan parameter diinput, maka selanjutnya dilakukan perhitungan yaitu dengan memasukan tab parameter dengan *plastic analysis* untuk mengetahui *displacement* yang terjadi, *phi/reduction* untuk mengetahui angka keamanan dan *staged construction* digunakan sebagai *loading input*. Dalam Plaxis calculation ada beberapa tahap yang akan dianalisis yaitu *gravity load*, berat sendiri dan kendaraan, SF total tanpa beban gempa, SF total dengan beban gempa. Tab Plaxis calculation pada kondisi dinding penahan tanah dengan perubahan tanpa timbunan dapat dilihat pada Gambar 5.17 sebagai berikut.



Gambar 5. 17 Proses Perhitungan Potongan Melintang Lereng

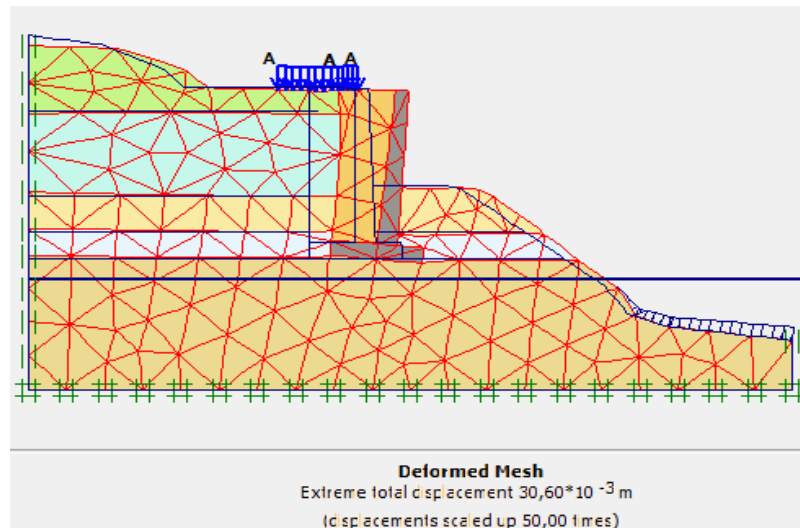
Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever Dalam Program Plaxis8.6

5. Hasil Output dengan Program Plaxis

Setelah selesai dilakukan perhitungan menggunakan program Plaxis, maka tahap selanjutnya dapat diketahui besarnya *displacement* keruntuhan dinding penahan tanah tersebut. Hasil perhitungan analisis menggunakan program Plaxis dapat dilihat pada gambar-gambar berikut ini.

a. *Deformed Mesh*

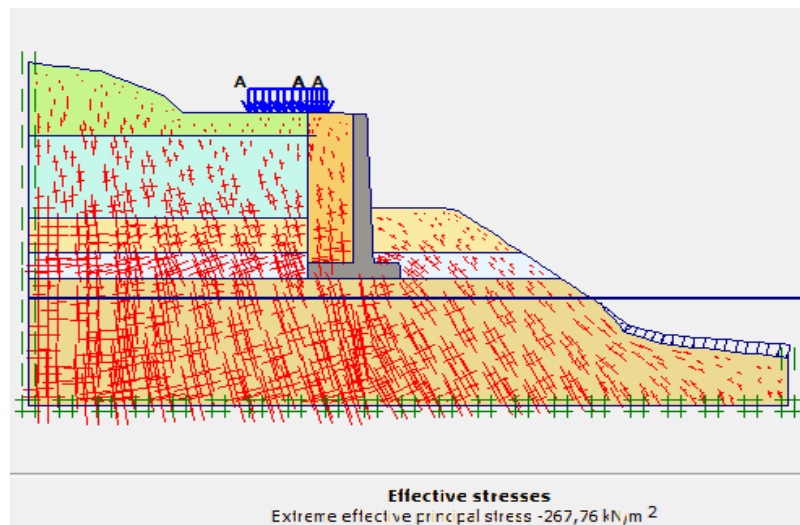
Untuk hasil *deformed mesh* akibat beban kendaraan didapatkan *total displacement* sebesar $30,60 \times 10^{-3}$ m seperti pada Gambar 5.18 sebagai berikut.



Gambar 5. 18 *Deformed Mesh* Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever

b. *Effective Stresses*

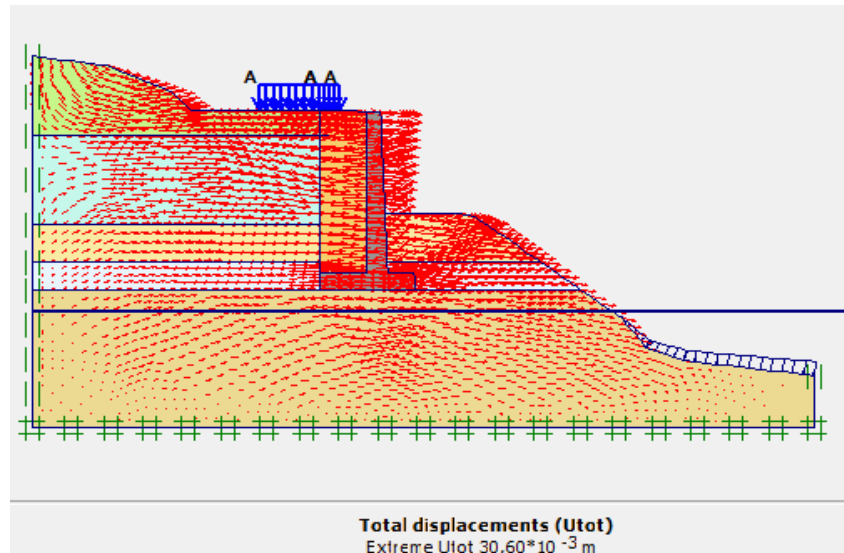
Besarnya nilai *effective stresses* akibat beban merata kendaraan adalah sebesar $-267,76 \text{ kN/m}^2$ seperti pada Gambar 5.19 sebagai berikut.



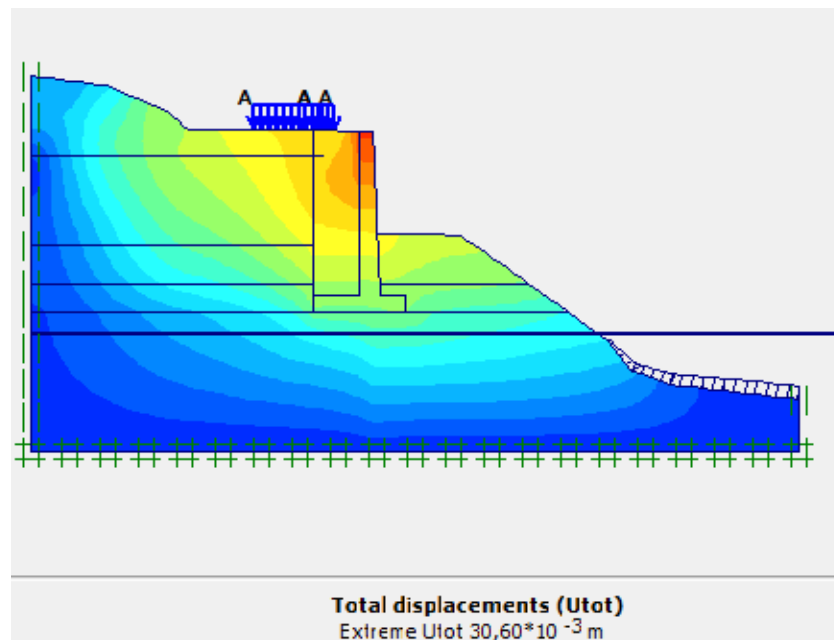
Gambar 5. 19 *Effective Stress* Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever

c. Arah Pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

Arah pergerakan dan daerah potensial longsor lereng asli dapat dilihat seperti pada Gambar 5.20 dan Gambar 5.21 sebagai berikut.



Gambar 5. 20 Arah Pergerakan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever



Gambar 5. 21 Daerah Potensial Keruntuhan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever

d. Angka Aman

Besarnya angka keamanan dapat dilihat pada Gambar 5.22 sebagai berikut.

Dari Gambar 5.22 didapatkan angka aman sebesar 1,406.

Total Multipliers	
Σ -Mdisp:	1,000
Σ -MloadA:	1,000
Σ -MloadB:	1,000
Σ -Mweight:	1,000
Σ -Maccel:	0,000
Σ -Msf:	1,406
End time:	0,000
End time:	0,000

Gambar 5. 22 Daerah Potensial Keruntuhan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever

5.4.3 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kantilever menggunakan Perhitungan Manual

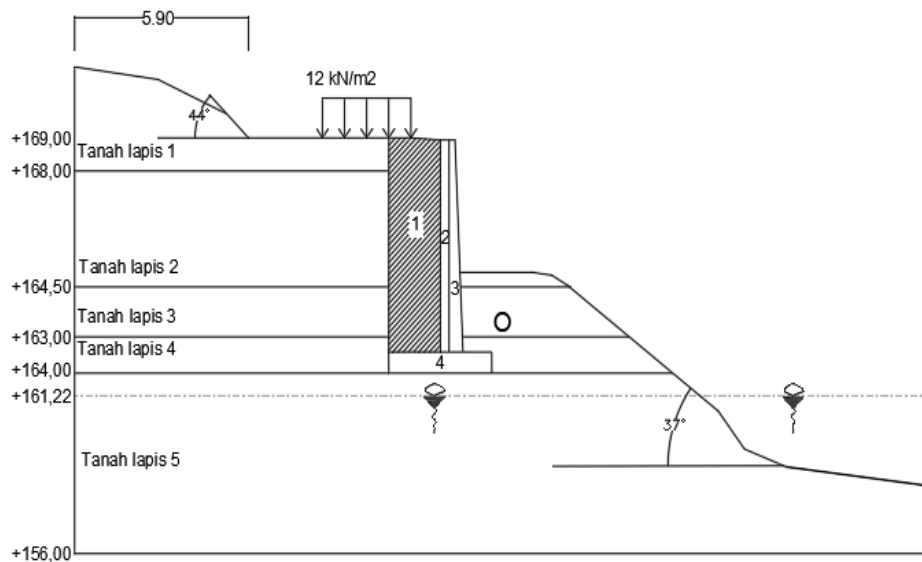
Dalam perhitungan analisis stabilitas dinding penahan tanah dengan perhitungan manual akan didapatkan nilai angka aman terhadap penggeseran, penggulingan dan keruntuhan kapasitas dukung tanah. Beban-beban yang digunakan dalam perhitungan manual ini adalah beban sendiri tanah dan beban merata sebesar 12 kN/m^2 dari beban lalu lintas. Analisis stabilitas dinding penahan tanah dengan perhitungan manual ini dilakukan pada dua tinjauan yaitu tinjauan internal dan tinjauan eksternal.

1. Analisis Stabilitas Eksternal Dinding Penahan Tanah Kantilever

Dalam perhitungan analisis stabilitas dinding penahan tanah kantilever dengan tinjauan eksternal ini akan didapatkan nilai angka aman terhadap penggeseran, penggulingan maupun angka aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah. Perhitungan stabilitas dinding penahan tanah dengan tinjauan eksternal pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400 adalah sebagai berikut.

a. Gaya Vertikal

Dalam perhitungan gaya vertikal ini, gaya-gaya yang bekerja meliputi gaya akibat berat struktur dinding penahan tanah dan akibat berat tanah yang berada di belakang dinding penahan tanah tersebut. Adapun gaya-gaya tersebut dibagi dalam pias-pias pada dinding penahan tanah yang dapat dilihat pada Gambar 5.23 sebagai berikut.



Gambar 5. 23 Pembagian Pias-Pias Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever Pada Gaya Vertikal
Contoh perhitungan untuk mencari gaya vertikal pada pias 1 pada dinding penahan tanah adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= A \times 1 \\ &= 10,835 \times 1 \\ &= 10,835 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat } W &= \text{volume} \times \text{berat volume tanah timbunan} \\ &= 10,835 \times 17,5 \\ &= 189.611 \text{ kN.} \end{aligned}$$

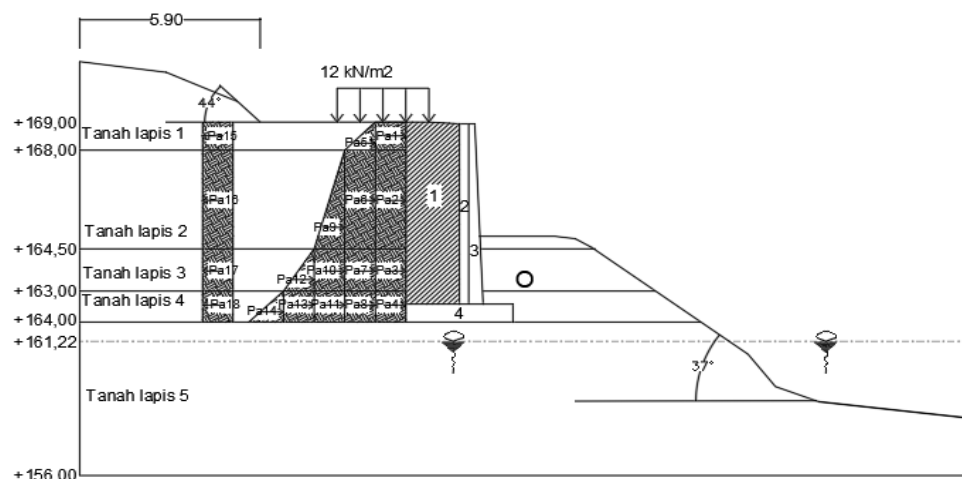
Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.4.

Tabel 5. 4 Rekepitulasi Perhitungan Gaya dan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Kantilever

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	10.835	189.611	2.62	645.814
2	2.092	50.208	1.6	88.366
3	1.707	40.961	1.33	59.926
4	2.400	57.600	1.75	100.800
	Σ	338.380		894.906

b. Tekanan Tanah Lateral

Pada perhitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah kantilever, tekanan tanah yang terjadi adalah tekanan tanah aktif pada kondisi normal. Tekanan tanah aktif adalah tekanan yang mendorong tanah yang terletak di belakang dinding penahan tanah. Sedangkan tekanan tanah pasif adalah tekanan yang menahan tanah yang terletak di depan dinding penahan tanah. Pada perhitungan tekanan tanah lateral ini, tekanan tanah pasif diabaikan karena nilainya sangat kecil. Secara detail, diagram tekanan tanah lateral dapat dilihat pada Gambar 5.24 sebagai berikut.



Gambar 5. 24 Diagram Tekanan Tanah Lateral Dinding Penahan Tanah Kantilever

1) Koefisien tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned} \text{Ka1} &= \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 - 2,895) \\ &= 0,817 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ka2} &= \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 - 2,77) \\ &= 0,824 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ka3} &= \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 - 3,515) \\ &= 0,782 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ka4} &= \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 - 4,225) \\ &= 0,744 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ka5} &= \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 - 13,5) \\ &= 0,375 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ka tim} &= \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 - 13,5) \\ &= 0,375 \end{aligned}$$

2) Perhitungan tekanan tanah aktif

Berikut ini merupakan contoh perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif pada dinding penahan tanah kantilever.

$$\begin{aligned} \text{Pa1} &= q \times \text{Ka1} \times h1 \\ &= 12 \times 0,817 \times 1 \\ &= 9,801 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pa5} &= 0,5 \times \gamma b1 \times h1 \times \text{Ka1} \times h1 \\ &= 0,5 \times 17,641 \times 1 \times 0,817 \times 1 \\ &= 7,204 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa_6 &= (\gamma b_1 \times h_1) \times Ka_2 \times h_2 \\
 &= (17,750 \times 1) \times 0,824 \times 3,5 \\
 &= 51,186 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa_{15} &= -2 \times c_1 \times \sqrt{Ka_1} \times h_1 \\
 &= -2 \times 6,867 \times \sqrt{0,817} \times 1 \\
 &= -12,412 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan dilihat pada Tabel 5.5 sebagai berikut.

**Tabel 5. 5 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding
Penahan Tanah Kondisi Asli**

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$q.Ka_1.h_1$	9.801	6.500	63.704
.Pa 2	$q.Ka_2.h_2$	34.605	4.250	117.069
Pa 3	$q.Ka_3.h_3$	14.074	1.750	24.630
Pa 4	$q.Ka_4.h_4$	8.925	0.500	4.463
Pa 5	$0,5.\gamma b_1.h_1.Ka_1.h_1$	7.204	6.333	45.622
Pa 6	$(\gamma b_1.h_1).Ka_2.h_2$	51.186	4.250	147.540
Pa 7	$(\gamma b_1 x h_1 + \gamma b_2 x h_2).Ka_3.h_3$	93.555	1.750	123.722
Pa 8	$(\gamma b_1 x h_1 + \gamma b_2 x h_2 + \gamma b_3 x h_3).Ka_4.h_4$	77.612	0.500	38.806
Pa 9	$0,5.\gamma b_2.h_2.Ka_2.h_2$	89.575	3.667	225.473
Pa 10	$(\gamma b_2 x h_2). Ka_3. h_3$	72.865	1.750	97.513
Pa 11	$(\gamma b_2 x h_2 + \gamma b_3 x h_3). Ka_4. H_4$	80.410	0.500	40.205
Pa 12	$0,5.\gamma b_3.h_3.Ka_3.h_3$	14.418	1.500	21.626
Pa 13	$(\gamma b_3 x h_3). Ka_4. h_4$	18.642	0.500	9.321
Pa 14	$0,5.\gamma b_4.h_4.Ka_4.h_4$	6.214	0.333	2.069
Pa 15	$-2.c_1.\sqrt{Ka_1}.h_1$	-12.412	6.500	-80.677
Pa 16	$-2.c_2.\sqrt{Ka_2}.h_2$	-27.747	4.250	-147.927
Pa 17	$-2.c_3.\sqrt{Ka_3}.h_3$	-33.831	1.750	-89.204
Pa 18	$-2.c_4.\sqrt{Ka_4}.h_4$	-22.235	0.500	-11.117
	Σ	505.906		632.840

3) Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Tanah

a) Stabilitas terhadap penggeseran

Perhitungan stabilitas terhadap penggeseran dinding penahan tanah, dilakukan dengan menganggap bahwa perhitungan tahanan geser yang diberikan pada dinding penahan tanah sepanjang 3,5 m pada tanah dasar dinding penahan tanah. Sehingga, $\delta_b = \varphi$ tanah dasar dan $cd = c$ tanah dasar.

$$\begin{aligned} R_h &= cd \times B + (\Sigma W) \times \tan \delta_b \\ &= 6 \times 3,5 + 257,93 \times \tan 27^\circ \\ &= 3225,143 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{gs} &= \frac{\Sigma R_h + P_p}{\Sigma P_a} \\ &= \frac{3225,243 + 0}{505,906} \\ &= 6,385 \end{aligned}$$

$F_{gs} > 1,3$, maka stabilitas dinding penahan tanah terhadap stabilitas penggeseran terpenuhi.

b) Stabilitas terhadap penggulingan

Stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah dihitung dengan membandingkan momen yang menggulingkan atau akibat dari tekanan tanah lateral aktif pada tanah di depan dinding yang berotasi pada ujung kaki depan pelat pondasi dengan momen yang menahan atau akibat dari momen berat sendiri dinding penahan tanah dan tanah yang ada di atasnya serta momen akibat tekanan tanah pasif yang ada di belakang dinding penahan tanah.

$$\begin{aligned} \Sigma M_{penahan} &= \Sigma M_w + \Sigma M_{pasif} \\ &= 868,668 + 0 \\ &= 868,668 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{gl} &= \frac{\Sigma M_{penahan}}{\Sigma M_{pendorong}} \\ &= \frac{868,668}{632,840} \\ &= 1,452 \end{aligned}$$

$F_{gl} > 1,3$, maka stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah terpenuhi.

c) Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Kapasitas dukung ultimit dihitung dengan menggunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975) sebagai berikut.

$$\begin{aligned} X_e &= \frac{M_w - M_{gl}}{W} \\ &= \frac{868,668 - 632,840}{338,380} \\ &= 0,795 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - X_e \\ &= \frac{3,5}{2} - 0,795 \\ &= 2,545 > \frac{B}{6} = 0,583 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B' &= B - 2e \\ &= 3,5 - 2 \times 2,545 \\ &= 1,591 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A' &= B' \times 1 \\ &= 1,591 \times 1 \\ &= 1,591 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Berdasarkan Tabel 3.6 dengan nilai $\phi = 27$, didapat nilai faktor-faktor daya dukung tanah sebagai berikut.

$$N_c = 23,94$$

$$N_q = 13,2$$

$$N_\gamma = 14,47$$

Faktor kemiringan beban adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} I_q &= \left(1 - \frac{0,5 \times H}{V + A' C \operatorname{ctg} \phi}\right)^5 \geq 0 \\ &= \left(1 - \frac{0,5 \times 505,096}{329,452 + 1,591 \cdot 6 \operatorname{ctg}(27)}\right)^5 \geq 0 \\ &= 0,969 \geq 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_\gamma &= \left(1 - \frac{0,7 \times H}{V + A' C \operatorname{ctg} \phi}\right)^5 \\ &= \left(1 - \frac{0,7 \times 505,096}{329,452 + 1,591 \cdot 6 \operatorname{ctg}(27)}\right)^5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,958 \\
 I_c &= I_q - \frac{(1-I_q)}{Nq-1} \\
 &= 0,969 - \frac{(1-0,969)}{13,2-1} \\
 &= 0,966
 \end{aligned}$$

Faktor kedalaman menurut Hansen adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 d_c &= 1 + 0,4 \times \left(\frac{Df}{B} \right) \\
 &= 1 + 0,4 \times \left(\frac{1,591}{3,5} \right) \\
 &= 1,118 \\
 d_q &= 1 + 2 \times \left(\frac{Df}{B} \right) \times \tan \varphi \times (1 - \sin \varphi)^2 \\
 &= 1 + 2 \times \left(\frac{1,591}{3,5} \right) \times \tan 27^\circ \times (1 - \sin 27^\circ)^2 \\
 &= 1,087 \\
 d_\gamma &= 1
 \end{aligned}$$

Kapasitas dukung ultimit untuk fondasi dengan kedalaman tertentu menurut Hansen adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_u &= (d_c \times i_c \times N_c) + (d_q \times i_q \times D_f \times \gamma \times N_q) + (d_\gamma \times i_\gamma \times 0,5 \times \\
 &\quad B' \times \gamma \times N_\gamma) \\
 &= (1,118 \times 0,966 \times 23,94) + (1,087 \times 0,969 \times 1,591 \times \\
 &\quad 25,997 \times 13,2) + (1 \times 0,055 \times 0,958 \times 1,591 \times 25,997 \times \\
 &\quad 14,47) \\
 &= 823,019 \text{ kN/m}^2 \\
 q' &= \frac{V}{B'} \\
 &= \frac{338,380}{1,591} \\
 &= 207,082 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{823,019}{3} \\
 &= 274,339 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Karena $e > B/6$, maka perhitungan q_{maks} menggunakan rumus sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_{maks} &= \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \\ &= \frac{338,380}{3,5} \left(1 + \frac{6 \times 2,545}{3,5} \right) \\ &= 504,875 \text{ kN/m}^2 < Q_u \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{min} &= \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \\ &= \frac{338,380}{3,5} \left(1 - \frac{6 \times 2,545}{3,5} \right) \\ &= 316,617 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F &= \frac{Q_u}{q'} \\ &= \frac{823,019}{207,082} \\ &= 3,974 \end{aligned}$$

$F > 2$, maka stabilitas terhadap daya dukung tanah pada dinding penahan tanah terpenuhi.

Hasil rekapitulasi nilai angka aman terhadap stabilitas penggeseran, penggulingan dan keruntuhan kapasitas dukung tanah pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.6 sebagai berikut.

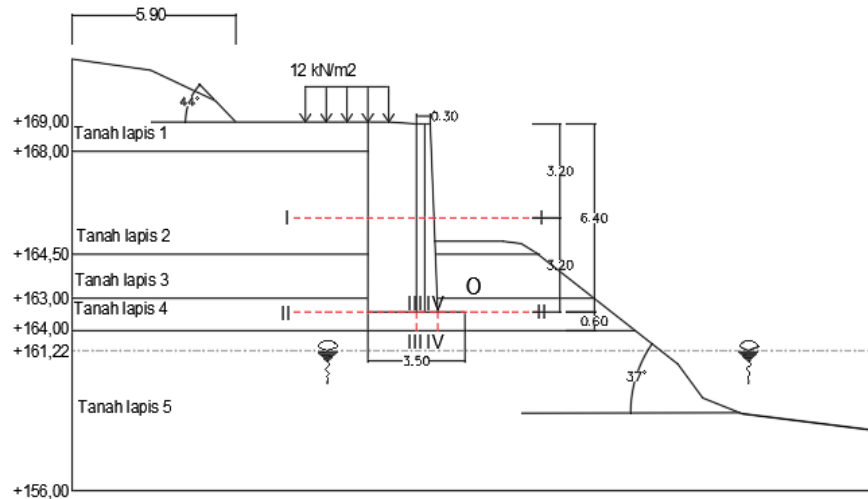
Tabel 5. 6 Hasil Rekapitulasi Stabilitas Penggeseran, Penggulingan dan Keruntuhan Kapasitas Dukung Tanah Dinding Penahan Tanah Kantilever

No	Kondisi	Nilai SF	Keterangan
1	Stabilitas Penggeseran	6,385	Aman
2	Stabilitas Penggulingan	1,452	Aman
3	Stabilitas keruntuhan kapasitas dukung tanah	3,974	Aman

2. Tinjauan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah

Tinjauan internal dinding penahan tanah dibagi kedalam 4 tinjauan bidang. Setiap tinjauan dihitung terhadap kekuatan tegangan desak dan geser yang akan

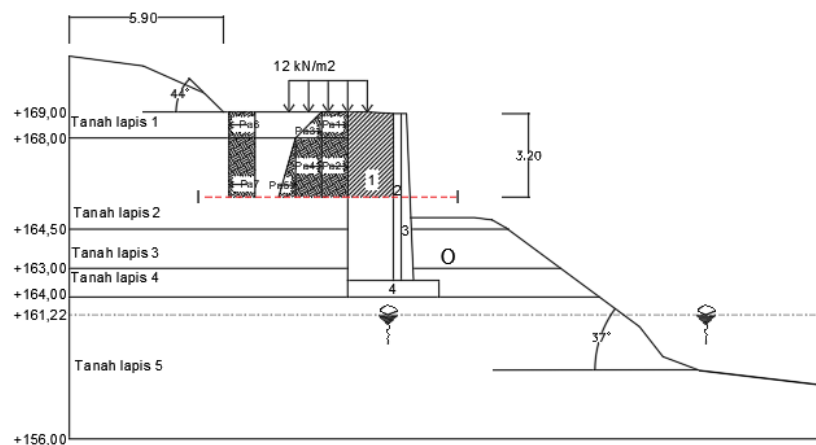
dibandingkan dengan kuat tekan dan kuat geser beton $f_c' = 25$ Mpa. Untuk gambar pembagian pias untuk tinjauan stabilitas internal dinding penahan kondisi asli dapat dilihat pada Gambar 5.25 sebagai berikut.



Gambar 5. 25 Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah Kantilever

a. Tinjauan I-I

Pada tinjauan I-I ini, stabilitas internal yang ditinjau berada 3,2 m dari puncak dinding penahan tanah. Stabilitas internal dan tekanan tanah lateral pada tinjauan I-I dapat dilihat pada Gambar 5.26 sebagai berikut.



Gambar 5. 26 Potongan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan I-I

Contoh perhitungan untuk mencari gaya vertikal pada pias 1 pada dinding penahan tanah tinjauan I-I kondisi asli adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= A \times 1 \\ &= 5,245 \times 1 \\ &= 5,245 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat W} &= \text{volume} \times \text{berat volume beton} \\ &= 5,245 \times 24 \\ &= 91,788 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.7 sebagai berikut.

Tabel 5. 7 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Asli

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	5,245	91,788	1,51	138,599
2	0,960	23,040	0,490	11,290
3	0,857	20,568	0,11	2,262
	Σ	135.396		152.151

Contoh perhitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah pada tinjauan I-I adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Pa1} &= q \times K_{a1} \times h_1 \\ &= 12 \times 0,817 \times 1 \\ &= 9,801 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pa3} &= 0,5 \times \gamma b_1 \times h_1 \times K_{a1} \times h_1 \\ &= 0,5 \times 17,641 \times 1 \times 0,817 \times 1 \\ &= 7,204 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pa4} &= (\gamma b_2 \times h_1) \times K_{a2} \times h_2 \\ &= (17,750 \times 1) \times 0,824 \times 2,26 \\ &= 33,051 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Pa6} = -2 \times c_1 \times \sqrt{K_{a1}} \times h_1$$

$$= -2 \times 6,867 \times \sqrt{0,817} \times 1$$

$$= -12,412 \text{ kN}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut.

Tabel 5. 8 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Asli

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$q.Ka1.h1$	9.801	2.76	27.050
Pa 2	$q.Ka2.h2$	22.345	1.13	25.249
Pa 3	$0,5.\gamma b1.h1.Ka1.h1$	7.204	2.590	18.658
Pa 4	$(\gamma b1.h1).Ka2.h2$	33.051	1.130	37.348
Pa 5	$0,5.\gamma b1.h1.Ka1.h1$	37.348	0.753	28.123
Pa 6	$-2.c1.\sqrt{(Ka1)}.h1$	-12.412	2.760	-34.257
Pa 7	$-2.c2.\sqrt{(Ka2)}.h2$	-17.917	1.130	-20.246
	Σ	79.420		70.957

1) Tinjauan Terhadap Desak

$$\sigma_{\text{desak}} = \frac{V}{B \times 1} + \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{W}$$

$$= \frac{135.396}{0,64 \times 1} + \frac{70.957 - 152.151}{\frac{1}{6} \times 0,64^2 \times 1}$$

$$= 977,806 < \sigma_{\text{desak}} \text{ beton } 25 \text{ Mpa}$$

$$= 977,806 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)}$$

2) Tinjauan Terhadap Geser

$$\sigma_{\text{geser}} = \frac{2}{3} \times \frac{D}{b \times h}$$

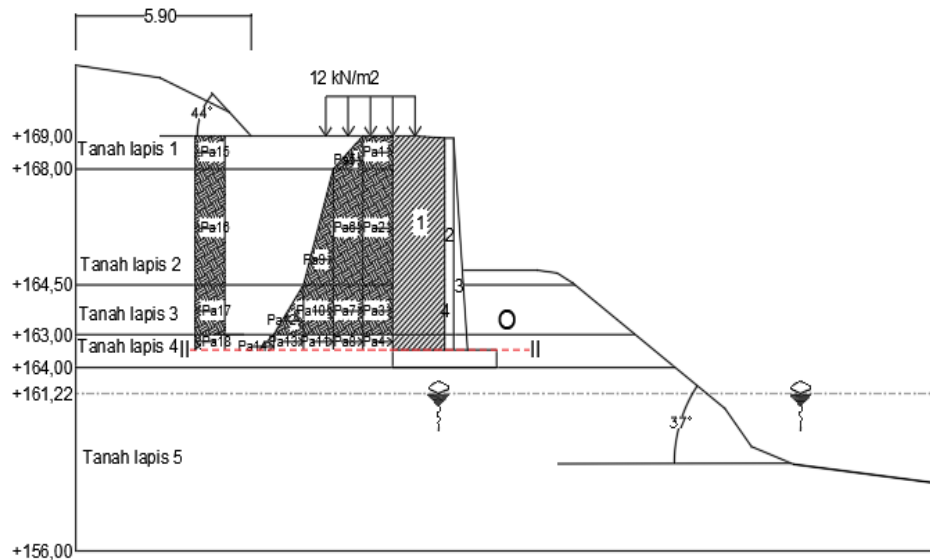
$$= \frac{2}{3} \times \frac{79,420}{0,64 \times 1}$$

$$= 82,729 < \sqrt{f_c'} = \sqrt{25} \text{ Mpa}$$

$$= 82,729 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)}$$

b. Tinjauan II-II

Pada tinjauan II-II ini, stabilitas internal yang ditinjau adalah badan dinding penahan tanah setinggi 6,4 m. Stabilitas internal dan tekanan tanah lateral pada tinjauan II-II dapat dilihat pada Gambar 5.27 sebagai berikut.



Gambar 5. 27 Potongan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan II-II

Contoh perhitungan untuk mencari gaya vertikal pada pias 1 pada dinding penahan tanah tinjauan II-II kondisi asli adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= A \times l \\ &= 10,835 \times 1 \\ &= 10,835 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat } W &= \text{volume} \times \text{berat volume tanah timbunan} \\ &= 10,835 \times 17,5 \\ &= 189,611 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.9 sebagai berikut.

Tabel 5. 9 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Kantilever Tinjauan II-II

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	10.835	189.611	2.62	645.814
2	2.092	50.208	1.6	88.366
3	1.707	40.961	1.33	59.926
	Σ	280.780		794.106

Contoh perhitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah pada tinjauan II-II adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Pa_1 &= q \times Ka_1 \times h_1 \\ &= 12 \times 0,817 \times 1 \\ &= 9,801 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa_5 &= 0,5 \times \gamma b_1 \times h_1 \times Ka_1 \times h_1 \\ &= 0,5 \times 17,641 \times 1 \times 0,817 \times 1 \\ &= 7,204 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa_6 &= (\gamma b_1 \times h_1) \times Ka_2 \times h_2 \\ &= (17,750 \times 1) \times 0,824 \times 3,5 \\ &= 51,186 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa_{15} &= -2 \times c_1 \times \sqrt{Ka_1} \times h_1 \\ &= -2 \times 6,867 \times \sqrt{0,817} \times 1 \\ &= -12,412 \text{ kN} \end{aligned}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 5.10 sebagai berikut.

**Tabel 5. 10 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding
Penahan Tanah Kondisi Asli**

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$q.Ka1.h1$	9.801	6.500	63.704
.Pa 2	$q.Ka2.h2$	34.605	4.250	117.069
Pa 3	$q.Ka3.h3$	14.074	1.750	24.630
Pa 4	$q.Ka4.h4$	4.106	0.500	2.053
Pa 5	$0,5.\gamma b1.h1.Ka1.h1$	7.204	6.333	45.622
Pa 6	$(\gamma b1.h1).Ka2.h2$	51.186	4.250	147.540
Pa 7	$(\gamma b1xh1+\gamma b2xh2).Ka3.h3$	93.555	1.750	123.722
Pa 8	$(\gamma b1xh1+\gamma b2xh2+ \gamma b3xh3).Ka4.h4$	35.702	0.500	17.851
Pa 9	$0,5.\gamma b2.h2.Ka2.h2$	89.575	3.667	225.473
Pa 10	$(\gamma b2xh2). Ka3. h3$	72.865	1.750	97.513
Pa 11	$(\gamma b2xh2+ \gamma b3xh3). Ka4. H4$	70.536	0.500	35.268
Pa 12	$0,5.\gamma b3.h3.Ka3.h3$	14.418	1.500	21.626
Pa 13	$(\gamma b3xh3). Ka4. h4$	8,575	0.500	4.288
Pa 14	$0,5.\gamma b4.h4.Ka4.h4$	1,315	0.333	0.438
Pa 15	$-2.c1.\sqrt{Ka1}.h1$	-12.412	6.500	-80.677
Pa 16	$-2.c2.\sqrt{Ka2}.h2$	-27.747	4.250	-147.927
Pa 17	$-2.c3.\sqrt{Ka3}.h3$	-33.831	1.750	-89.204
Pa 18	$-2.c4.\sqrt{Ka4}.h4$	-10.228	0.500	-5.114
	Σ	423.298		603.876

1) Tinjauan Terhadap Desak

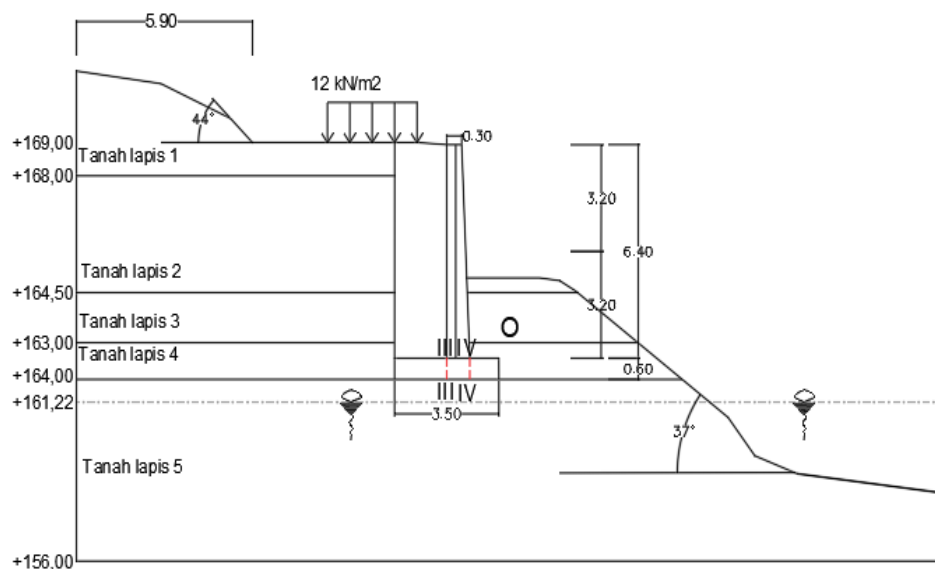
$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{desak}} &= \frac{V}{B \times 1} + \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{W} \\
 &= \frac{280.780}{0,75 \times 1} + \frac{603,876 - 794,106}{\frac{1}{6} \times 0,75^2 \times 1} \\
 &= 2324,783 < \sigma_{\text{desak}} \text{ beton } 25 \text{ Mpa} \\
 &= 2324,783 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

2) Tinjauan Terhadap Geser

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{geser}} &= \frac{2}{3} \times \frac{D}{b \times h} \\
 &= \frac{2}{3} \times \frac{423.298}{0,75 \times 1} \\
 &= 376,265 < \sqrt{f'c'} = \sqrt{25} \text{ Mpa} \\
 &= 376,265 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

c. Tinjauan III-III dan IV-IV

Dalam mencari gaya momen dan gaya lintang pada pelat kaki dibagi 2 bagian yaitu pelat kaki bagian belakang dengan tinjauan III-III dan bagian depan dengan tinjauan IV-IV untuk mempermudah perhitungan. Gambar tinjauan III-III dan IV-IV dapat dilihat pada Gambar 5.28 sebagai berikut.



**Gambar 5. 28 Potongan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah
Kantilever Tinjauan III-III dan Tinjauan IV-IV**

Dari perhitungan sebelumnya telah diketahui nilai $Q_{\min} = 316,617$ kN/m^2 dan $Q_{\max} = 504,875$ kN/m^2

Untuk $x = 1,75$ m, maka nilai q (Q_2) yang bekerja adalah sebagai berikut.

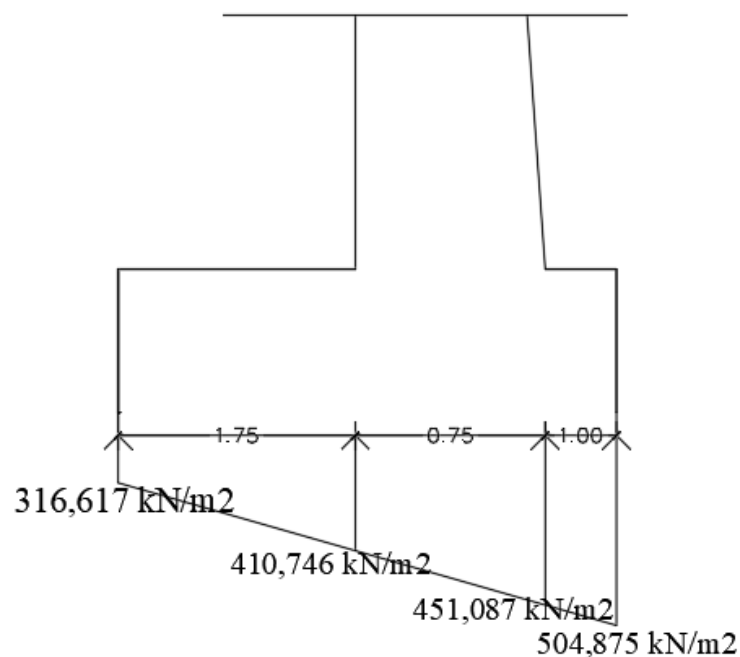
$$\begin{aligned}
 Q_2 &= Q_{\min} + \frac{x}{B} \times (Q_{\max} - Q_{\min}) \\
 &= 316,617 + \frac{1,75}{3,5} \times (504,875 - 316,617)
 \end{aligned}$$

$$= 410,476 \text{ kN/m}^2$$

Untuk $x = 2,5 \text{ m}$, maka nilai q (Q_3) m yang bekerja adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_3 &= Q_{\min} + \frac{x}{B} (Q_{\max} - Q_{\min}) \\ &= 316,617 + \frac{1,75}{3,5} \times (504,875 - 316,617) \\ &= 451,087 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Momen yang terjadi pada pelat kaki (pondasi) dapat dilihat pada Gambar 5.29 sebagai berikut.



Gambar 5. 29 Momen yang Terjadi Pada Pelat Kaki Pondasi

Perhitungan untuk mencari nilai V_u dan M_u pada pelat kaki belakang (Tinjauan III-III) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_u &= - ((Q_2 - Q_{\min}) \times 0,5 \times B \text{ kaki belakang}) - (Q_{\min} \times B \text{ kaki belakang}) + (H \text{ pelat kaki} \times \gamma \text{ beton} \times B \text{ kaki belakang}) + (H \text{ timbunan} \times \gamma \text{ tanah timbunan} \times B \text{ kaki belakang}) + (Q \text{ merata} \times B \text{ kaki belakang}) \\ &= - (420,746 - 316,617) \times 0,5 \times 1,75 - (420,746 \times 1,75) + (0,6 \times 24 \times 1,75) + (6,4 \times 17,5 \times 1,75) + (12 \times 1,75) \end{aligned}$$

$$= 351,048 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= - (Q_{\min} \times 0,5 \times B \text{ kaki belakang}^2) - ((Q_2 - Q_{\min}) \times 0,5 \times \frac{1}{3} \times B \\ &\text{kaki belakang}^2) + (H \text{ pelat kaki} \times \gamma \text{ beton} \times B \text{ kaki belakang} \times \\ &\frac{B \text{ kaki belakang}}{2}) + (H \text{ timbunan} \times \gamma \text{ tanah timbunan} \times B \text{ kaki} \\ &\text{belakang} \times \frac{B \text{ kaki belakang}}{2}) + (Q \text{ merata} \times B \text{ kaki belakang} \times \\ &\frac{B \text{ kaki belakang}}{2}) \\ &= - (316,617 \times 0,5 \times 1,75^2) - ((420,746 - 316,617) \times 0,5 \times \frac{1}{3} \times 1,75^2) \\ &+ (0,6 \times 24 \times 1,75 \times \frac{1}{2}) + (7 \times 17,5 \times 1,75 \times \frac{1}{2}) + (10 \times 1,75 \times \frac{1}{2}) \\ &= 453,021 \text{ kNm} \end{aligned}$$

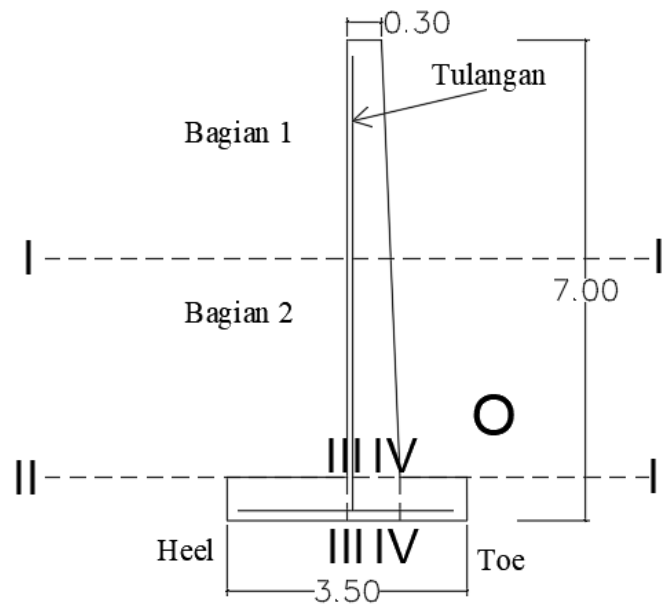
Perhitungan untuk mencari nilai V_u dan M_u pada pelat kaki belakang (Tinjauan IV-IV) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_u &= ((Q_{\max} - Q_3) \times 0,5 \times B \text{ kaki depan}) + (Q_3 \times B \text{ kaki depan}) + (H \\ &\text{pelat kaki} \times \gamma \text{ beton} \times B \text{ kaki depan}) \\ &= ((504,875 - 451,087) \times 0,5 \times 1) + (451,087 \times 1) - (0,6 \times 24 \times 1) \\ &= 443,581 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= (Q_3 \times 0,5 \times B \text{ kaki depan}) + ((Q_{\max} - Q_3) \times 0,5 \times \frac{2}{3} \times B \text{ kaki} \\ &\text{depan}) - (H \text{ pelat kaki} \times \gamma \text{ beton} \times B \text{ kaki depan} \times 0,5) \\ &= (451,087 \times 0,5 \times 1) + ((504,875 - 451,087) \times 0,5 \times \frac{2}{3} \times 1) - (0,6 \times \\ &24 \times 1 \times 0,5) \\ &= 236,273 \text{ kNm} \end{aligned}$$

d. Perhitungan Tulangan

Dalam perhitungan tulangan ini dibagi menjadi empat bagian berdasarkan tinjauan yang sudah dilakukan pada perhitungan sebelumnya. Untuk lebih jelasnya, pembagian perhitungan tulangan dapat dilihat pada Gambar 5.30 sebagai berikut.



Gambar 5. 30 Pembagian Perhitungan Tulangan Kondisi Asli

Pada perhitungan ini, tulangan pokok yang digunakan adalah D16 dan tulangan geser serta tulangan susut yang digunakan adalah P10. Momen yang digunakan dalam perhitungan ini adalah hasil perhitungan momen dari stabilitas internal. Perhitungan tulangan adalah sebagai berikut.

1) Tinjauan I-I

Perhitungan kebutuhan tulangan momen atau lentur untuk tinjauan I-I adalah sebagai berikut.

$$M_u = 152,151 \text{ kNm}$$

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal dinding} = 600 \text{ mm}$$

$$D \text{ tulangan} = 19 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= T_d - S_b - D_{tul} \\ &= 600 - 50 - 19 \\ &= 531 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan per meter panjang dinding adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} & \left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times f_c' \times b\right) a^2 + (0,85 \times f_c' \times b \times d) a - \left(\frac{Mu}{\phi}\right) = 0 \\ & \left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times 25 \times 1000\right) a^2 + (0,85 \times 25 \times 1000 \times 531) a - \left(\frac{152,151}{0,8}\right) = \\ & 0 \\ & (-10625) a^2 + (1130000) a - (190000000) = 0 \\ a_1 & = 1017,723 \text{ mm} \\ a_2 & = 17,571 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan nilai a yang paling terkecil yaitu $a_2 = 17,571 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned} c & = \frac{a}{0,85} \\ & = \frac{17,571}{0,85} \\ & = 20,672 \text{ mm} \\ \epsilon_s & = \frac{d-c}{c} \times \epsilon_{cu} \\ & = \frac{531 - 20,672}{20,672} \times 0,003 \\ & = 0,074 \\ f_s & = \epsilon_s \times E_s \\ & = 0,074 \times (2 \times 10^5) \\ & = 14812,33 \text{ Mpa} > 320 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Karena $f_s > f_y$, maka diambil nilai $f_s = 320 \text{ Mpa}$.

$$\begin{aligned} A_s & = \frac{0,85 \times f_c' \times a \times b}{f_s} \\ & = \frac{0,85 \times 25 \times 17,571 \times 1000}{320} \\ & = 957,394 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio penulangan (ρ) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \rho & = \frac{A_s}{b \times d} \\ & = \frac{957,394}{1000 \times 531} \\ & = 0,0018 \end{aligned}$$

Batasan nilai ρ min menurut pasal 14.3.3 SNI 2847-2013 adalah sebesar 0,002. Nilai ρ hitung $< \rho$ min, sehingga ρ pakai adalah 0,002 sehingga nilai A_s pakai adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai} &= \rho_{\min} \times b \times d \\
 &= 0,002 \times 1000 \times 531 \\
 &= 1062 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dengan nilai $A_s = 1062 \text{ mm}^2$, maka jumlah tulangan per meter dinding untuk diameter tulangan 19 mm adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times d^2} \\
 &= \frac{1062}{0,25 \times \pi \times 19^2} \\
 &= 3,746 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah} \\
 s &= \frac{1000}{n} \\
 &= \frac{1000}{4} \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga tulangan lentur atau momen yang digunakan pada dinding vertikal tinjauan I-I adalah D19-250.

Selain perhitungan kebutuhan tulangan lentur atau momen, maka perlu juga dilakukan perhitungan terhadap kebutuhan tulangan geser. Kebutuhan tulangan geser untuk tinjauan I-I adalah sebagai berikut.

$$V_u = 135,396 \text{ kN}$$

Kuat geser beton adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 531 \\
 &= 442500 \text{ N} \\
 &= 442,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\varphi \times V_n = \varphi \times V_c$$

$$\varphi \times V_n = 0,75 \times 442,5$$

$$\varphi \times V_n = 331,875 \text{ kN}$$

Karena nilai $\varphi \times V_n = \varphi \times V_c > V_u$ maka dinding vertikal tidak memerlukan tulangan geser, hanya dipasang tulangan minimum saja.

2) Tinjauan II-II

Perhitungan kebutuhan tulangan momen atau lentur untuk tinjauan II-II adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 M_u &= 794,106 \text{ kNm} \\
 f_c' &= 25 \text{ Mpa} \\
 \text{Tebal dinding} &= 750 \text{ mm} \\
 D \text{ tulangan} &= 19 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{Selimut beton} &= 50 \text{ mm} \\
 d &= T_d - S_b - D_{tul} \\
 &= 750 - 50 - 19 \\
 &= 681 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan per meter panjang dinding adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 & \left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times f_c' \times b\right) a^2 + (0,85 \times f_c' \times b \times d) a - \left(\frac{M_u}{\phi}\right) = 0 \\
 & \left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times 25 \times 1000\right) a^2 + (0,85 \times 25 \times 1000 \times 681) a - \left(\frac{794,106}{0,8}\right) = 0 \\
 & (-10625) a^2 + (14712500) a - (992630000) = 0 \\
 a_1 &= 1242,666 \text{ mm} \\
 a_2 &= 74,981 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan nilai a yang paling terkecil yaitu $a_2 = 74,981 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{0,85} \\
 &= \frac{74,981}{0,85} \\
 &= 88,213 \text{ mm} \\
 \epsilon_s &= \frac{d-c}{c} \times \epsilon_{cu} \\
 &= \frac{681 - 88,213}{88,213} \times 0,003 \\
 &= 0,0201 \\
 f_s &= \epsilon_s \times E_s \\
 &= 0,0201 \times (2 \times 10^5)
 \end{aligned}$$

$$= 4031,973 \text{ Mpa} > 320 \text{ Mpa}$$

Karena $f_s > f_y$, maka diambil nilai $f_s = 320 \text{ Mpa}$.

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{0,85 \times f_c' \times a \times b}{f_s} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 74,981 \times 1000}{320} \\ &= 4085,503 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio penulangan (ρ) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{4085,503}{1000 \times 681} \\ &= 0,006 \end{aligned}$$

Batasan nilai ρ min menurut pasal 14.3.3 SNI 2847-2013 adalah sebesar 0,002. Nilai ρ hitung $> \rho$ min, sehingga rasio penulangan masih memenuhi. Dengan nilai luas tulangan $A_s = 4085,503 \text{ mm}^2$, maka jumlah tulangan per meter dinding untuk diameter tulangan 19 mm adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times d^2} \\ &= \frac{4085,503}{0,25 \times \pi \times 19^2} \\ &= 9,446 \text{ buah} \approx 10 \text{ buah} \\ s &= \frac{1000}{n} \\ &= \frac{1000}{10} \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga tulangan lentur atau momen yang digunakan pada dinding vertikal tinjauan II-II adalah D19-100. Untuk mempermudah pelaksanaan maka untuk kebutuhan tulangan dinding vertikal tidak dibagi per bagian tinjauan sesuai dengan perhitungan yang tersaji diatas, sehingga tulangan untuk dinding vertikal menggunakan tulangan pada tinjauan II-II yaitu D19-100 mm.

Selain perhitungan kebutuhan tulangan lentur atau momen, digunakan juga tulangan susut yang berfungsi sebagai perangkai dan juga

tulangan geser. Perhitungan kebutuhan tulangan susut dan tulangan geser untuk tinjauan II-II adalah sebagai berikut.

Tulangan Susut :

$$\begin{aligned} A_s &= 0,002 \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 681 \\ &= 2042,752 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times d^2} \\ &= \frac{2042,752}{0,25 \times \pi \times 13^2} \\ &= 15,39 \text{ buah} \approx 16 \text{ buah} \end{aligned}$$

Tulangan susut untuk dinding vertikal digunakan adalah 16-D13.

Tulangan Geser :

$$V_u = 433,526 \text{ kN}$$

Kuat geser beton adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 734 \\ &= 567500 \text{ N} \\ &= 567,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\varphi \times V_n = \varphi \times V_c$$

$$\varphi \times V_n = 0,75 \times 567,5$$

$$\varphi \times V_n = 458,75 \text{ kN}$$

Karena nilai $\varphi \times V_n = \varphi \times V_c > V_u$ maka dinding vertikal tidak memerlukan tulangan geser, hanya dipasang tulangan minimum saja.

Dalam mencari tulangan minimum untuk dinding vertikal digunakan nilai defektif yang paling terbesar pada tinjauan II-II untuk mendapatkan spasi tulangan geser yang maksimum. Untuk perhitungannya bisa dilihat pada persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Spasi sengkang maksimum} &= \frac{d}{2} < 600 \text{ mm} \\ &= \frac{681}{2} < 600 \text{ mm} \\ &= 340,5 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga tulangan geser yang di gunakan pada dinding vertikal adalah P10-300.

3) Tinjauan III-III

Perhitungan kebutuhan tulangan momen atau lentur untuk tinjauan III-III adalah sebagai berikut.

$$M_u = 453,021 \text{ kNm}$$

$$f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal dinding} = 1000 \text{ mm}$$

$$D \text{ tulangan} = 19 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= T_d - S_b - D_{tul} \\ &= 600 - 50 - 19 \\ &= 931 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan per meter panjang dinding adalah sebagai berikut.

$$\left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times f_c' \times b\right) a^2 + (0,85 \times f_c' \times b \times d) a - \left(\frac{M_u}{\phi}\right) = 0$$

$$\left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times 25 \times 1000\right) a^2 + (0,85 \times 25 \times 1000 \times 931) a - \left(\frac{453,021}{0,8}\right) = 0$$

$$(-10625) a^2 + (21347500) a - (571930171,4) = 0$$

$$a_1 = 1539,589 \text{ mm}$$

$$a_2 = 29,038 \text{ mm}$$

Maka digunakan nilai a yang paling terkecil yaitu $a_2 = 29,038 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{0,85} \\ &= \frac{29,038}{0,85} \\ &= 34,162 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{d-c}{c} \times \epsilon_{cu} \\ &= \frac{531 - 34,162}{34,162} \times 0,003 \\ &= 0,078 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= \varepsilon_s \times E_s \\
 &= 0,078 \times (2 \times 10^5) \\
 &= 15751,33 \text{ Mpa} > 320 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Karena $f_s > f_y$, maka diambil nilai $f_s = 320 \text{ Mpa}$.

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{0,85 \times f_c' \times a \times b}{f_s} \\
 &= \frac{0,85 \times 25 \times 29,038 \times 1000}{320} \\
 &= 1898,638 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Rasio penulangan (ρ) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\
 &= \frac{1898,638}{1000 \times 931} \\
 &= 0,002
 \end{aligned}$$

Batasan nilai ρ min menurut pasal 14.3.3 SNI 2847-2013 adalah sebesar 0,002. Nilai ρ hitung $> \rho$ min, sehingga rasio penulangan masih memenuhi. Dengan nilai luas tulangan $A_s = 1898,638 \text{ mm}^2$, maka jumlah tulangan per meter dinding untuk diameter tulangan 19 mm adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times d^2} \\
 &= \frac{1898,638}{0,25 \times \pi \times 19^2} \\
 &= 6,669 \text{ buah} \approx 7 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{1000}{n} \\
 &= \frac{1000}{7} \\
 &= 142,875 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga tulangan lentur atau momen yang digunakan pada dinding vertikal tinjauan III-III adalah D19-150.

Selain perhitungan kebutuhan tulangan lentur atau momen, maka perlu juga dilakukan perhitungan terhadap kebutuhan tulangan geser. Kebutuhan tulangan geser untuk tinjauan II-II adalah sebagai berikut.

$$V_u = 351,048 \text{ kN}$$

Kuat geser beton adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 931 \\ &= 775833,3 \text{ N} \\ &= 775,833 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi \times V_n = \phi \times V_c$$

$$\phi \times V_n = 0,75 \times 775,833$$

$$\phi \times V_n = 581,875 \text{ kN}$$

Karena nilai $\phi \times V_n = \phi \times V_c > V_u$ maka dinding vertikal tidak memerlukan tulangan geser, hanya dipasang tulangan minimum saja.

4) Tinjauan IV-IV

Perhitungan kebutuhan tulangan momen atau lentur untuk tinjauan IV-IV adalah sebagai berikut.

$$M_u = 236,273 \text{ kNm}$$

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal dinding} = 1000 \text{ mm}$$

$$D \text{ tulangan} = 19 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= T_d - S_b - D_{tul} \\ &= 600 - 50 - 19 \\ &= 931 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan per meter panjang dinding adalah sebagai berikut.

$$\left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times f_c' \times b\right) a^2 + (0,85 \times f_c' \times b \times d) a - \left(\frac{M_u}{\phi}\right) = 0$$

$$\left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times 25 \times 1000\right) a^2 + (0,85 \times 25 \times 1000 \times 931) a - \left(\frac{236,873}{0,8}\right) =$$

$$0$$

$$(-10625) a^2 + (24347500) a - (36532273,31) = 0$$

$$a_1 = 1869,769 \text{ mm}$$

$$a_2 = 12,584 \text{ mm}$$

Maka digunakan nilai a yang paling terkecil yaitu $a_2 = 12,584 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{0,85} \\ &= \frac{12,584}{0,85} \\ &= 3,761 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{d-c}{c} \times \epsilon_{cu} \\ &= \frac{531 - 12,584}{12,584} \times 0,003 \\ &= 0,185 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= \epsilon_s \times E_s \\ &= 0,185 \times (2 \times 10^5) \\ &= 37131,25 \text{ Mpa} > 320 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Karena $f_s > f_y$, maka diambil nilai $f_s = 320 \text{ Mpa}$.

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{0,85 \times f_c' \times a \times b}{f_s} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 12,584 \times 1000}{320} \\ &= 283,068 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio penulangan (ρ) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{822,8}{1000 \times 931} \\ &= 0,0009 \end{aligned}$$

Batasan nilai ρ min menurut pasal 14.3.3 SNI 2847-2013 adalah sebesar 0,002. Nilai ρ hitung $< \rho$ min, sehingga ρ pakai adalah 0,002 sehingga nilai A_s pakai adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 931 \\ &= 1862 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan nilai $A_s = 1068 \text{ mm}^2$, maka jumlah tulangan per meter dinding untuk diameter tulangan 16 mm adalah sebagai berikut.

$$n = \frac{A_s \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times d^2}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1862}{0,25 \times \pi \times 19^2} \\
 &= 6,567 \text{ buah} \approx 7 \text{ buah} \\
 s &= \frac{1000}{n} \\
 &= \frac{1000}{7} \\
 &= 142,857 \text{ mm} \approx 125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga tulangan lentur atau momen yang digunakan pada dinding vertikal tinjauan IV-IV adalah D19-125. Untuk mempermudah pelaksanaan maka untuk kebutuhan tulangan dinding vertikal tidak dibagi per bagian tinjauan sesuai dengan perhitungan yang tersaji diatas, sehingga tulangan untuk dinding vertikal yaitu D19-125 mm.

Selain perhitungan kebutuhan tulangan lentur atau momen, digunakan juga tulangan susut yang berfungsi sebagai perangkai dan juga tulangan geser. Perhitungan kebutuhan tulangan susut dan tulangan geser untuk tinjauan IV-IV adalah sebagai berikut.

Tulangan Susut :

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,002 \times b \times d \\
 &= 0,002 \times 1000 \times 1000 \\
 &= 2000 \text{ mm}^2 \\
 n &= \frac{A_s \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times d^2} \\
 &= \frac{2000}{0,25 \times \pi \times 10^2} \\
 &= 15,279 \text{ buah} \approx 16 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Tulangan susut untuk dinding vertikal digunakan adalah 16-D13.

Tulangan Geser :

$$V_u = 443,581 \text{ kN}$$

Kuat geser beton adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1000 \\
 &= 849882,8 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$= 889,883 \text{ kN}$$

$$\varphi \times Vn = \varphi \times Vc$$

$$\varphi \times Vn = 0,75 \times 889,883$$

$$\varphi \times Vn = 637,412 \text{ kN}$$

Karena nilai $\varphi \times Vn = \varphi \times Vc > Vu$ maka dinding vertikal tidak memerlukan tulangan geser, hanya dipasang tulangan minimum saja. Dalam mencari tulangan minimum untuk dinding vertikal digunakan nilai d_{efektif} yang paling terbesar pada tinjauan IV-IV untuk mendapatkan spasi tulangan geser yang maksimum. Untuk perhitungannya bisa dilihat pada persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Spasi sengkang maksimum} &= \frac{d}{2} < 600 \text{ mm} \\ &= \frac{1000}{2} < 600 \text{ mm} \\ &= 500 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga tulangan geser yang di gunakan pada dinding vertikal adalah P10-500.

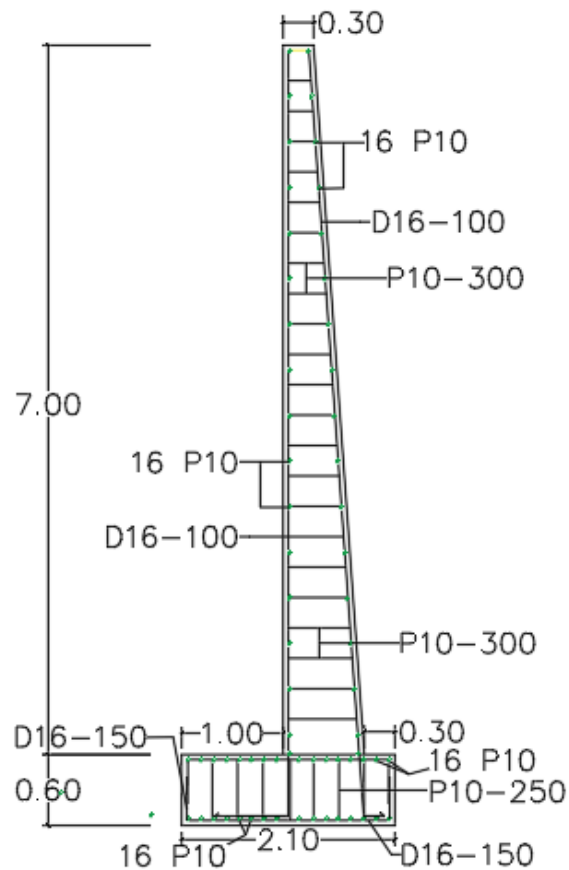
Dari perhitungan diatas maka dapat dibuat rekapitulasi hasil tulangan pokok, tulangan sengkang dan tulangan susut dinding penahan tanah kantilever serta tulangan lentur dan tulangan geser *bored pile* yang digunakan. Hasil rekapitulasi kebutuhan tulangan dapat dilihat pada Tabel 5.11 sebagai berikut.

**Tabel 5. 11 Rekapitulasi Tulangan Dinding Penahan Tanah
Kantilever**

Bagian	Tinjauan	Tulangan Pokok yang Digunakan	Tulangan Susut yang Digunakan	Tulangan Sengkang yang Digunakan
Dinding Vertikal	I-I	D19 - 100	16 D13	P10 - 300
	II-II			
Pelat Kaki	III-III	D19 - 125	16 D13	P10 - 500

Pondasi	IV-IV			
---------	-------	--	--	--

Untuk lebih jelas mengenai tulangan yang digunakan pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada pada Gambar 5.31 sebagai berikut.

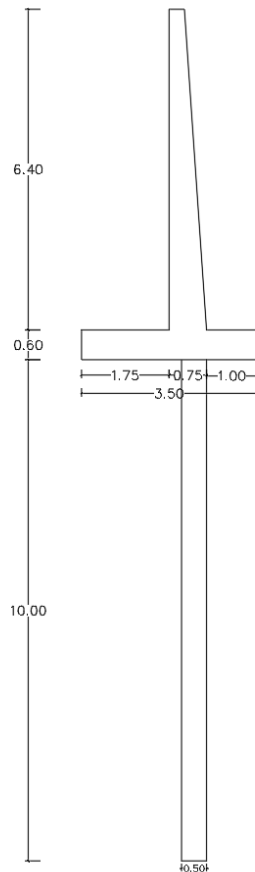


Gambar 5. 31 Penulangan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli

5.5 Analisis Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile

Analisis stabilitas lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan bored pile diperlukan untuk mengetahui kekuatan dinding penahan tanah yang diperkuat dengan bored pile dalam menahan beban-beban yang bekerja dan membandingkannya dengan dinding penahan tanah saja sehingga dapat digunakan untuk mengevaluasi kinerja dari perkuatan tersebut. Analisis dinding penahan tanah dengan perkuatan bored pile tersebut menggunakan dua metode yaitu

dengan hitungan manual dan program plaxis. Dimensi dinding penahan tanah dengan perkuatan bored pile yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.32 sebagai berikut.



Gambar 5. 32 Dimensi Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan Bored Pile

5.5.1 Data Dinding Penahan Tanah dan Bored Pile

Data-data yang digunakan dalam analisis lereng asli yang diperkuat dengan dinding penahan tanah dan bored pile adalah sebagai berikut.

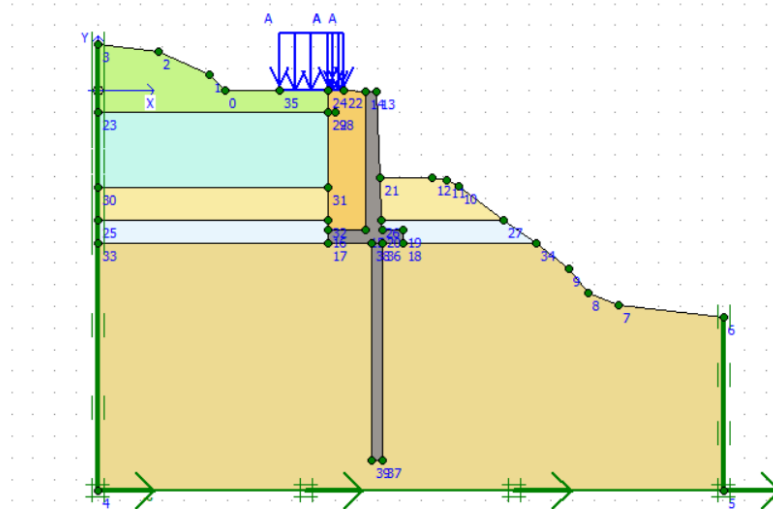
1. Dinding penahan tanah menggunakan tipe kantilever.
2. Dinding penahan tanah dan bored pile terbuat dari beton bertulang.
3. Berat volume beton bertulang yang digunakan adalah 24 kN/m³.
4. Mutu beton yang digunakan adalah 25 MPa.
5. Tulangan Pokok D16 dan Tulangan Sengkang P10.

5.5.2 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan Bored Pile menggunakan Program Plaxis 8.6

Analisis stabilitas lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever dan Bored Pile menggunakan program plaxis dilakukan untuk mengetahui arah pergerakan tanah akibat beban-beban yang bekerja. Beban-beban yang bekerja meliputi beban lalu lintas dan beban gempa dengan nilai percepatan gempa sebesar 0,35 g. Pada analisis stabilitas dinding penahan tanah menggunakan program plaxis, analisis dimodelkan secara dua dimensi pada potongan melintang lereng.

1. Pemodelan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile Menggunakan Program Plaxis

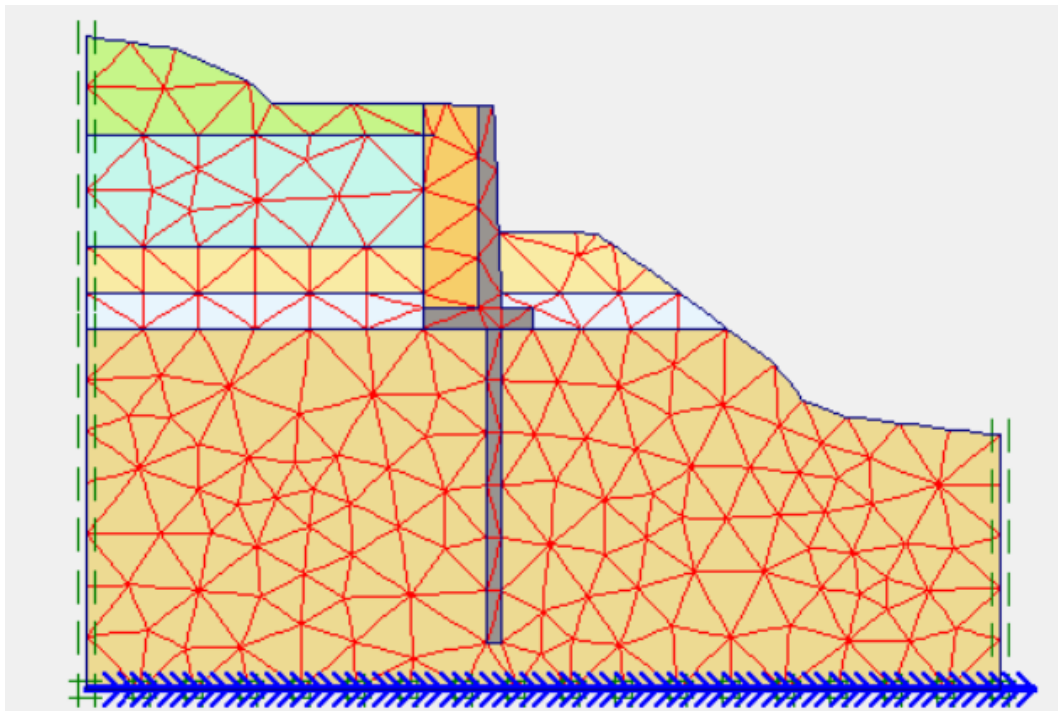
Dalam tahap pemodelan, seluruh parameter data geoteknik dimasukkan ke dalam program plaxis. Beban-beban yang bekerja meliputi beban lalu lintas dan beban gempa. Permodelan potongan melintang lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever dalam program Plaxis 8.6 dilakukan secara dua dimensi yang dapat dilihat pada Gambar 5.33 sebagai berikut.



Gambar 5. 33 Pemodelan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile Dalam Program Plaxis

2. Pembuatan Jaring Elemen

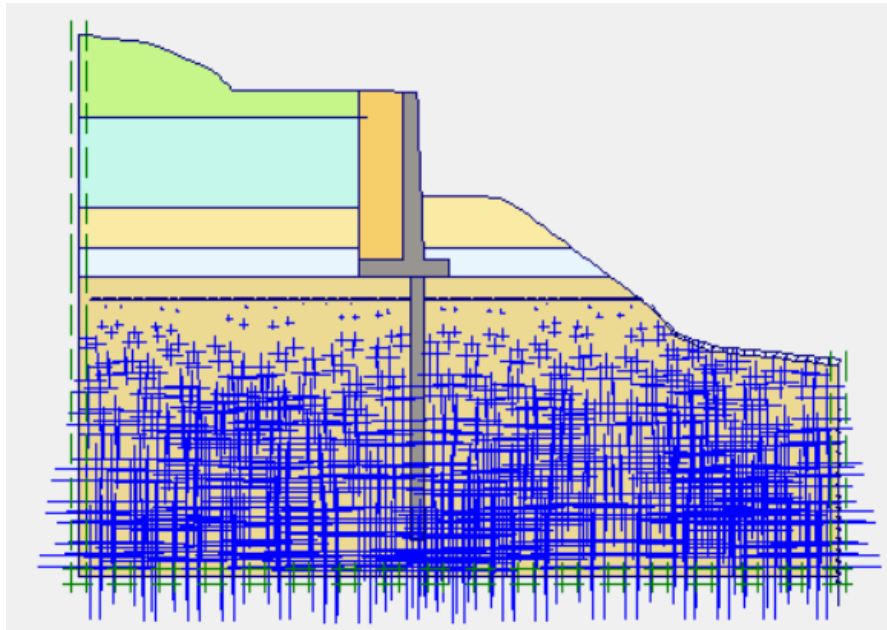
Setelah kondisi sebenarnya di lapangan diterapkan pada model, langkah selanjutnya adalah model geometri dibagi menjadi elemen-elemen imajiner atau sering disebut *meshing*. Penyusunan jaring-jaring elemen atau *meshing* pada program Plaxis ini digunakan jenis *fine*. Jaring-jaring elemen yang telah dibuat dapat dilihat pada Gambar 5.34 sebagai berikut.



Gambar 5. 34 Jaring - Jaring Elemen Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile

3. Perhitungan Tegangan Awal

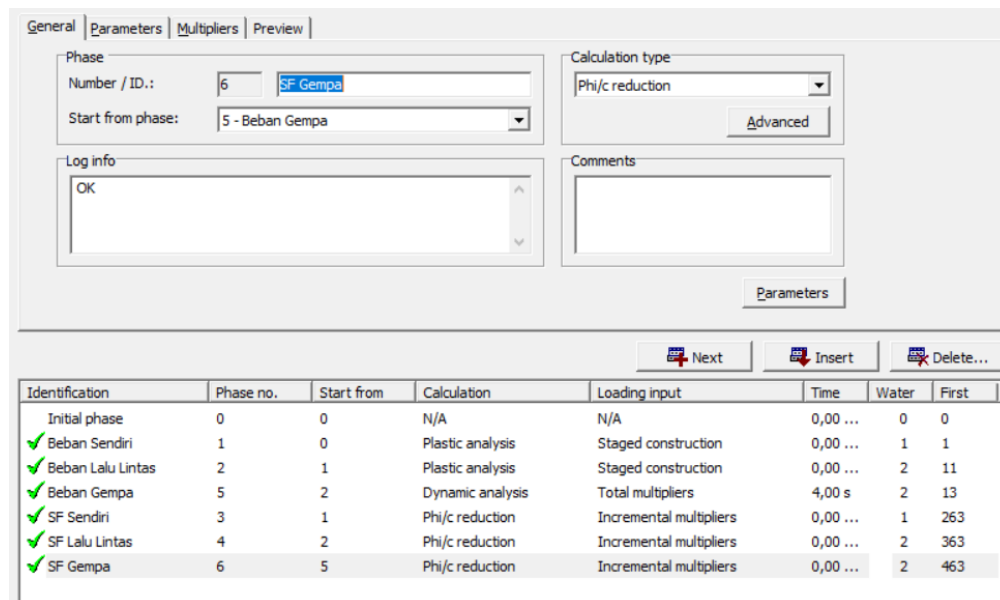
Perhitungan ini disebut juga sebagai beban gravitasi (*gravity load*) dan dalam fase perhitungan hanya melibatkan struktur tanah dan batuan pembentuk lereng. Tegangan awal dapat dilihat pada Gambar 5.35 sebagai berikut.



Gambar 5. 35 Perhitungan Tegangan Awal Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile

4. Tahap *Calculation*

Setelah semua data dan parameter diinput, maka selanjutnya dilakukan perhitungan yaitu dengan memasukan tab parameter dengan *plastic analysis* untuk mengetahui *displacement* yang terjadi, *phi/reduction* untuk mengetahui angka keamanan dan *staged construction* digunakan sebagai *loading input*. Dalam Plaxis calculation ada beberapa tahap yang akan dianalisis yaitu *gravity load*, berat sendiri dan kendaraan, SF total tanpa beban gempa, SF total dengan beban gempa. Tab Plaxis calculation pada kondisi dinding penahan tanah dengan perubahan tanpa timbunan dapat dilihat pada Gambar 5.36 sebagai berikut.



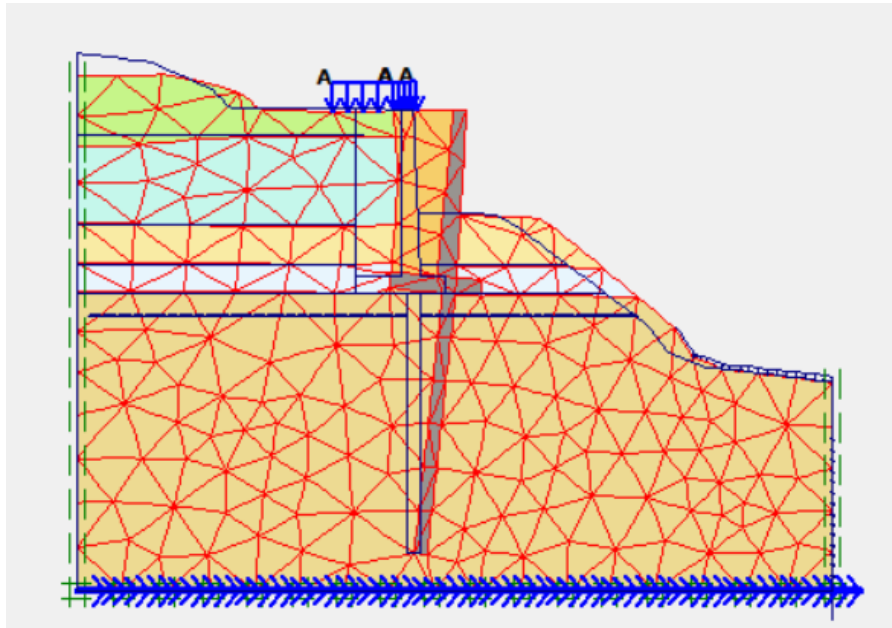
Gambar 5. 36 Proses Perhitungan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile Dalam Program Plaxis 8.6

5. Hasil Output dengan Program Plaxis

Setelah selesai dilakukan perhitungan menggunakan program Plaxis, maka tahap selanjutnya dapat diketahui besarnya *displacement* keruntuhan dinding penahan tanah tersebut. Hasil perhitungan analisis menggunakan program Plaxis dapat dilihat pada gambar-gambar berikut ini.

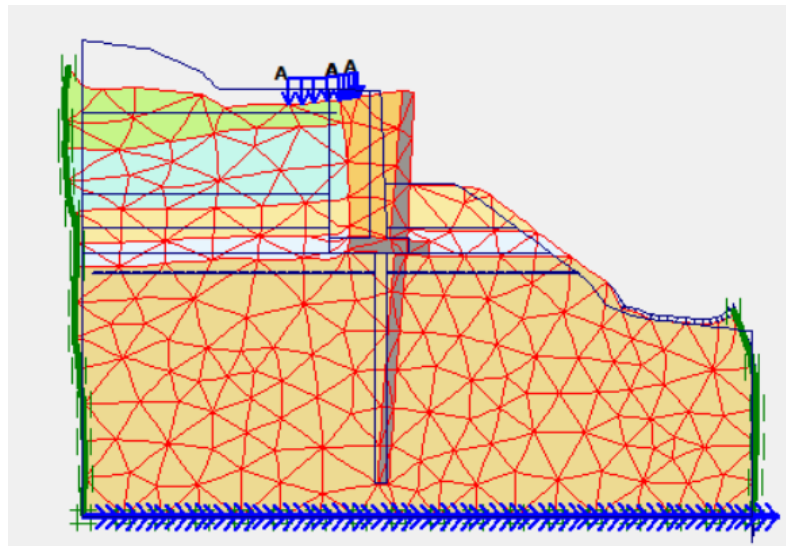
a. *Deformed Mesh*

Untuk hasil *deformed mesh* akibat beban kendaraan tanpa beban gempa didapatkan *total displacement* sebesar $40,81 \times 10^{-3}$ m seperti pada Gambar 5.37 sebagai berikut.



Gambar 5. 37 *Deformed Mesh* Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile

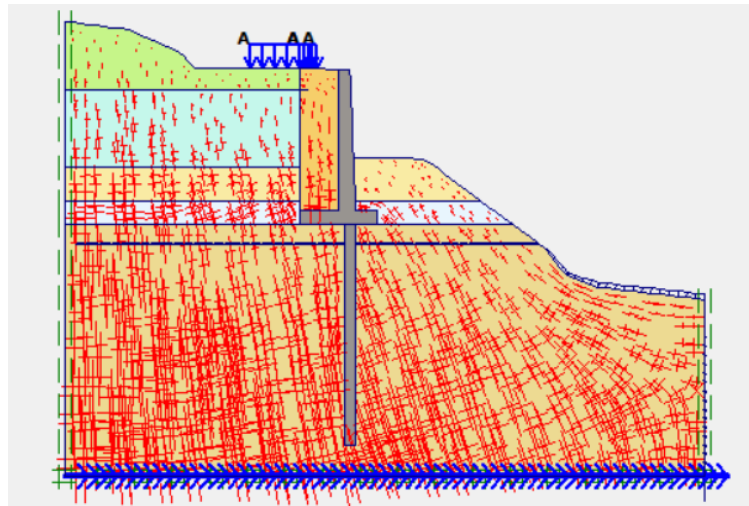
Untuk hasil *deformed mesh* akibat beban kendaraan dengan beban gempa didapatkan *total displacement* sebesar $208,56 \times 10^{-3}$ m seperti pada Gambar 5.38 sebagai berikut.



Gambar 5. 38 *Deformed Mesh* Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile Dengan Beban Gempa

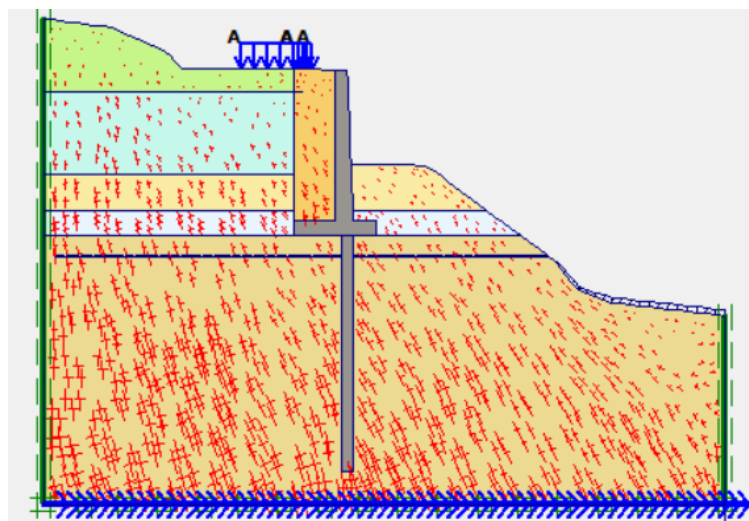
b. *Effective Stresses*

Besarnya nilai *effective stresses* akibat beban merata kendaraan tanpa beban gempa adalah sebesar $-352,39 \text{ kN/m}^2$ seperti pada Gambar 5.39 sebagai berikut.



Gambar 5. 39 *Effective Stress* Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile

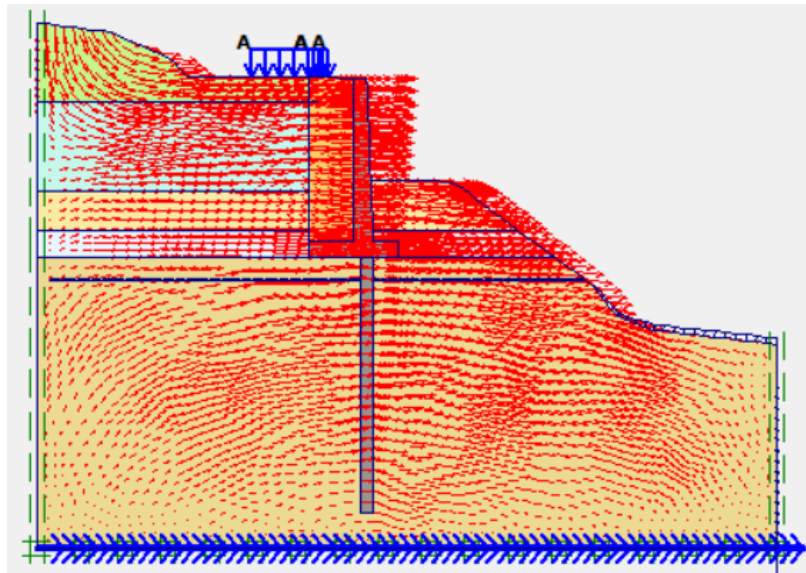
Besarnya nilai *effective stresses* akibat beban merata kendaraan dengan beban gempa adalah sebesar $-529,41 \text{ kN/m}^2$ seperti pada Gambar 5.40 sebagai berikut.



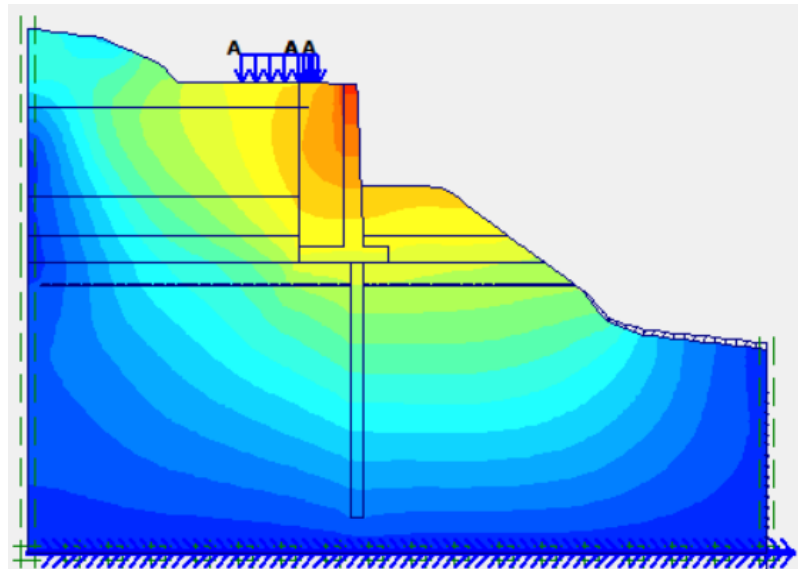
Gambar 5. 40 *Effective Stress* Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile Dengan Beban Gempa

c. Arah Pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

Arah pergerakan dan daerah potensial longsor lereng perkuatan dinding penahan tanah kantilever dan bored pile tanpa pengaruh beban gempa dapat dilihat seperti pada Gambar 5.41 dan Gambar 5.42 sebagai berikut.

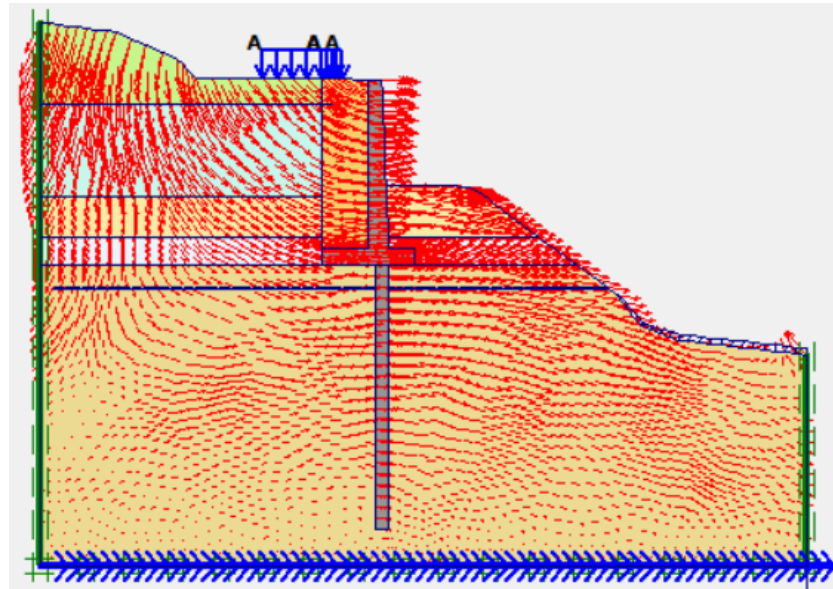


Gambar 5. 41 Arah Pergerakan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile

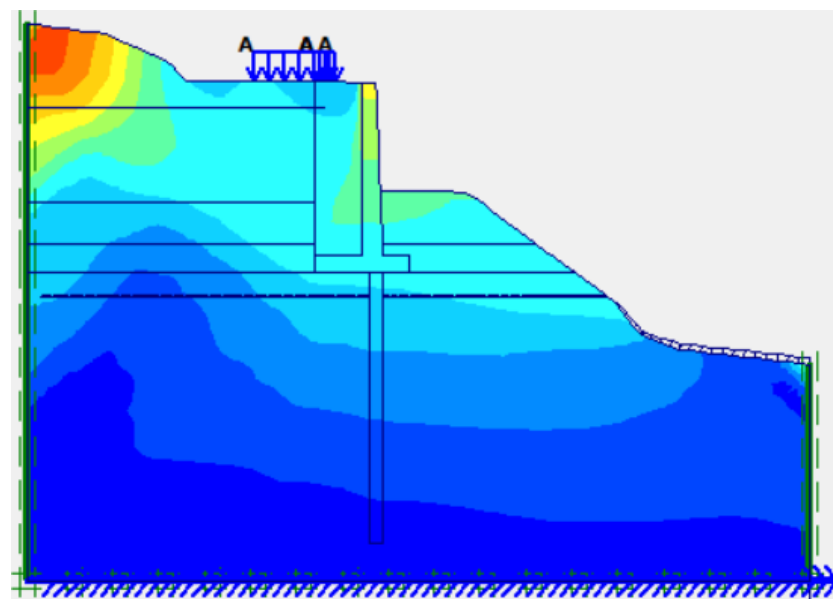


Gambar 5. 42 Daerah Potensial Keruntuhan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile

Arah pergerakan dan daerah potensial longsor lereng perkuatan dinding penahan tanah kantilever dan bored pile dengan pengaruh beban gempa dapat dilihat seperti pada Gambar 5.43 dan Gambar 5.44 sebagai berikut.



Gambar 5. 43 Arah Pergerakan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile Dengan Beban Gempa



Gambar 5. 44 Daerah Potensial Keruntuhan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile Dengan Beban Gempa

d. Angka Aman

Angka aman lereng perkuatan dinding penahan tanah kantilever dan bored pile tanpa beban gempa sebesar 1,763, sedangkan angka aman lereng perkuatan dinding penahan tanah kantilever dan bored pile dengan beban gempa sebesar 1,760. Besarnya angka keamanan tanpa beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.45 dan Besarnya angka keamanan dengan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.46.

Total multipliers	
Σ -Mdisp:	0,000
Σ -MloadA:	1,000
Σ -MloadB:	1,000
Σ -Mweight:	1,000
Σ -Maccel:	0,000
Σ -Msfi:	1,763
End time:	0,000
End time:	0,000

Gambar 5. 45 Daerah Potensial Keruntuhan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile

Total multipliers	
Σ -Mdisp:	0,410
Σ -MloadA:	1,000
Σ -MloadB:	1,000
Σ -Mweight:	1,000
Σ -Maccel:	0,000
Σ -Msfi:	1,760
End time:	0,000
End time:	4,000

Gambar 5. 46 Daerah Potensial Keruntuhan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile

5.5.3 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* menggunakan Perhitungan Manual

Dalam perhitungan analisis stabilitas dinding penahan tanah dengan perhitungan manual akan didapatkan nilai angka aman terhadap penggeseran, penggulingan dan keruntuhan kapasitas dukung tanah. Beban-beban yang

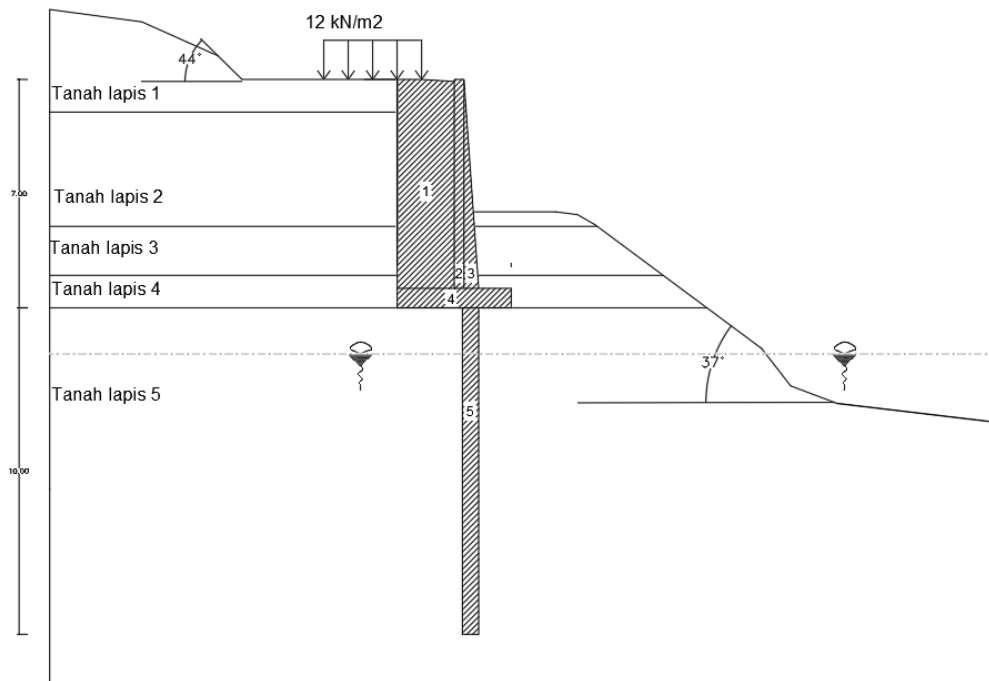
digunakan dalam perhitungan manual ini adalah beban sendiri tanah dan beban merata sebesar 12 kN/m^2 dari beban lalu lintas. Analisis stabilitas dinding penahan tanah dengan perhitungan manual ini dilakukan pada dua tinjauan yaitu tinjauan internal dan tinjauan eksternal.

1. Analisis Stabilitas Eksternal Dinding Penahan Tanah Kantilever

Dalam perhitungan analisis stabilitas dinding penahan tanah kantilever dengan tinjauan eksternal ini akan didapatkan nilai angka aman terhadap penggeseran, penggulingan maupun angka aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah. Perhitungan stabilitas dinding penahan tanah dengan tinjauan eksternal pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400 adalah sebagai berikut.

a. Gaya Vertikal

Dalam perhitungan gaya vertikal ini, gaya-gaya yang bekerja meliputi gaya akibat berat struktur dinding penahan tanah dan akibat berat tanah yang berada di belakang dinding penahan tanah tersebut. Adapun gaya-gaya tersebut dibagi dalam pias-pias pada dinding penahan tanah yang dapat dilihat pada Gambar 5.47 sebagai berikut.



Gambar 5. 47 Pembagian Pias-Pias Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah Kantilever Pada Gaya Vertikal

Contoh perhitungan untuk mencari gaya vertikal pada pias 1 pada dinding penahan tanah adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= A \times 1 \\ &= 10,835 \times 1 \\ &= 10,835 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat } W &= \text{volume} \times \text{berat volume tanah timbunan} \\ &= 10,835 \times 17,5 \\ &= 189.611 \text{ kN.} \end{aligned}$$

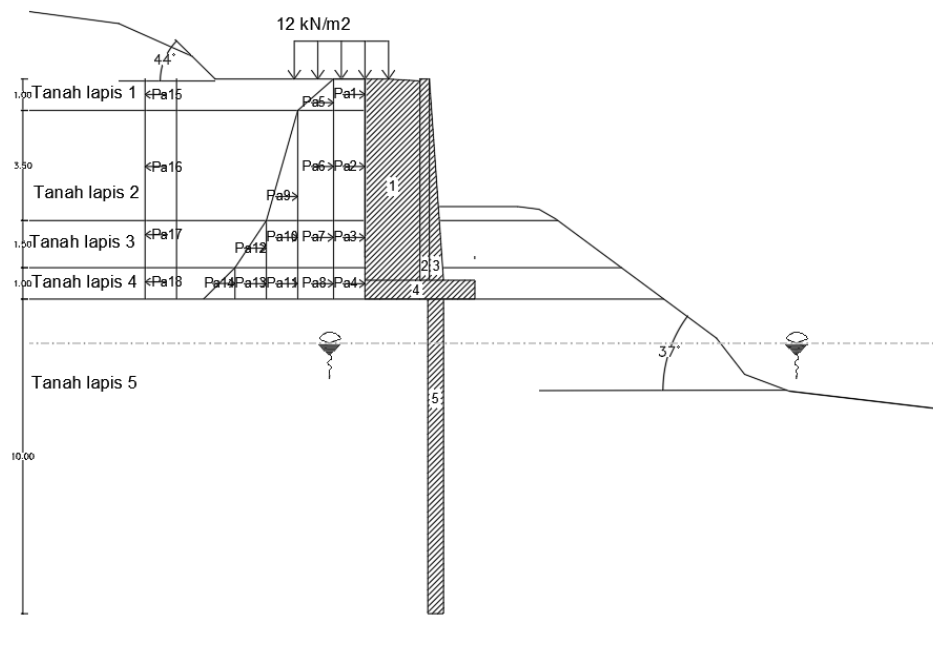
Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.12.

Tabel 5. 12 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	10,835	189,611	2,62	645,814
2	2,092	50,208	1,6	88,366
3	1,707	40,961	1,33	59,926
4	2,400	57,600	1,75	100,800
5	4,894	117,456	1,15	135,074
	Σ	455,836		1029,980

b. Tekanan Tanah Lateral

Pada perhitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah kantilever, tekanan tanah yang terjadi adalah tekanan tanah aktif pada kondisi normal. Tekanan tanah aktif adalah tekanan yang mendorong tanah yang terletak di belakang dinding penahan tanah. Sedangkan tekanan tanah pasif adalah tekanan yang menahan tanah yang terletak di depan dinding penahan tanah. Pada perhitungan tekanan tanah lateral ini, tekanan tanah pasif diabaikan karena nilainya sangat kecil. Secara detail, diagram tekanan tanah lateral dapat dilihat pada Gambar 5.48 sebagai berikut.



Gambar 5. 48 Diagram Tekanan Tanah Lateral Dinding Penahan Tanah Kantilever

1) Koefisien tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned} K_{a1} &= \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 - 2,95) \\ &= 0,817 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{a2} &= \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 - 2,77) \\ &= 0,824 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{a3} &= \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 - 1,515) \\ &= 0,899 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{a4} &= \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 - 4,225) \\ &= 0,744 \end{aligned}$$

$$K_{a5} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$= \tan^2 (45 - 13,5)$$

$$= 0,375$$

$$K_a \text{ tim} = \tan^2 (45 - \frac{\phi}{2})$$

$$= \tan^2 (45 - 13,5)$$

$$= 0,375$$

2) Perhitungan tekanan tanah aktif

Berikut ini merupakan contoh perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif pada dinding penahan tanah kantilever.

$$Pa1 = q \times Ka1 \times h1$$

$$= 12 \times 0,817 \times 1$$

$$= 9,801 \text{ kN}$$

$$Pa5 = 0,5 \times \gamma b1 \times h1 \times Ka1 \times h1$$

$$= 0,5 \times 17,641 \times 1 \times 0,817 \times 1$$

$$= 7,204 \text{ kN}$$

$$Pa6 = (\gamma b1 \times h1) \times Ka2 \times h2$$

$$= (17,641 \times 1) \times 0,824 \times 3,5$$

$$= 50,872 \text{ kN}$$

$$Pa15 = -2 \times c1 \times \sqrt{Ka1} \times h1$$

$$= -2 \times 6,671 \times \sqrt{0,817} \times 1$$

$$= -12,412 \text{ kN}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 5.13 sebagai berikut.

Tabel 5. 13 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$q.Ka1.h1$	9,801	6.500	63,704
.Pa 2	$q.Ka2.h2$	34,605	4.250	117,069
Pa 3	$q.Ka3.h3$	14,074	1.750	24,630
Pa 4	$q.Ka4.h4$	8,925	0.500	4,463
Pa 5	$0,5.\gamma b1.h1.Ka1.h1$	7,204	6.333	45,622
Pa 6	$(\gamma b1.h1).Ka2.h2$	50,872	4.250	147,540
Pa 7	$(\gamma b1xh1+\gamma b2xh2).Ka3.h3$	93,555	1.750	123,722
Pa 8	$(\gamma b1xh1+\gamma b2xh2+ \gamma b3xh3).Ka4.h4$	77,612	0.500	38,806
Pa 9	$0,5.\gamma b2.h2.Ka2.h2$	89,575	3.667	225,473
Pa 10	$(\gamma b2xh2). Ka3. h3$	72,865	1.750	97,513
Pa 11	$(\gamma b2xh2+ \gamma b3xh3). Ka4. H4$	80,410	0.500	40,205
Pa 12	$0,5.\gamma b3.h3.Ka3.h3$	14,418	1.500	21,626
Pa 13	$(\gamma b3xh3). Ka4. h4$	18,285	0.500	9,143
Pa 14	$0,5.\gamma b4.h4.Ka4.h4$	6,214	0.333	2,069
Pa 15	$-2.c1.\sqrt{Ka1}.h1$	-12,412	6.500	-80,677
Pa 16	$-2.c2.\sqrt{Ka2}.h2$	-27,747	4.250	-147,927
Pa 17	$-2.c3.\sqrt{Ka3}.h3$	-33,831	1.750	-89,204
Pa 18	$-2.c4.\sqrt{Ka4}.h4$	-22,235	0.500	-11,117
	Σ	482,190		632,661

3) Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Tanah

a) Stabilitas terhadap penggeseran

Perhitungan stabilitas terhadap penggeseran dinding penahan tanah, dilakukan dengan menganggap bahwa perhitungan tahanan geser yang diberikan pada dinding penahan tanah sepanjang 3,5 m

pada tanah dasar dinding penahan tanah. Sehingga, $\delta_b = \phi$ tanah dasar dan $c_d = c$ tanah dasar.

$$\begin{aligned} R_h &= c_d \times B + (\Sigma W) \times \tan \delta_b \\ &= 6 \times 3,5 + 455,836 \times \tan 27^\circ \\ &= 4877,456 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{gs} &= \frac{\Sigma R_h + P_p}{\Sigma P_a} \\ &= \frac{4877,456 + 0}{482,190} \\ &= 10,115 \end{aligned}$$

$F_{gs} > 1,3$, maka stabilitas dinding penahan tanah terhadap stabilitas penggeseran terpenuhi.

b) Stabilitas terhadap penggulingan

Stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah dihitung dengan membandingkan momen yang menggulingkan atau akibat dari tekanan tanah lateral aktif pada tanah di depan dinding yang berotasi pada ujung kaki depan pelat pondasi dengan momen yang menahan atau akibat dari momen berat sendiri dinding penahan tanah dan tanah yang ada di atasnya serta momen akibat tekanan tanah pasif yang ada di belakang dinding penahan tanah.

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{penahan}} &= (\Sigma M_w + \Sigma M_{\text{pasif}}) \\ &= (1029,980 + 0) \\ &= 1029,980 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{pendorong}} &= \Sigma M_{\text{aktif}} \\ &= 632,661 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{gl} &= \frac{\Sigma M_{\text{penahan}}}{\Sigma M_{\text{pendorong}}} \\ &= \frac{1029,980}{632,661} \\ &= 1,628 \end{aligned}$$

$F_{gl} > 1,3$, maka stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah terpenuhi

c) Stabilitas terhadap kapasitas dukung *bored pile*

Kapasitas dukung ultimit *bored pile* dihitung dengan menggunakan persamaan O'Neil dan Reese (1989) sebagai berikut.

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p$$

$$Q_b = A_b \times f_b$$

$$\begin{aligned} A_b &= 0,25 \times \pi \times d^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 0,5^2 \\ &= 0,196 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_b &= 0,6 \times \sigma_r \times N_{60} \leq 4500 \text{ kPa} \\ &= 0,6 \times 100 \times 40 \\ &= 2400 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_b &= 0,196 \times 2400 \\ &= 471 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat tiang bor adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} W_p &= (0,25 \times \pi \times d^2 \times L) \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 0,25 \times \pi \times 0,5^2 \times 10 \times 24 \\ &= 47,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Akibat tiang terendam air tanah seluruhnya, sehingga tiang akan mengalami gaya angkat ke atas.

$$\begin{aligned} U &= (0,25 \times \pi \times d^2 \times L) \times \gamma_w \\ &= (0,25 \times \pi \times 0,5^2 \times 10) \times 9,81 \\ &= 19,252 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_p' &= W_p - U \\ &= 47,1 - 19,252 \\ &= 27,848 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan tahanan gesek ultimit *bored pile* pada lapisan tanah 5 dengan kedalaman 10 m adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \pi \times d \times t \\ &= \pi \times 0,5 \times 10 \\ &= 15,7 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$P_{o1}' = (\gamma_5 - \gamma_w) \times h_1$$

$$\begin{aligned}
 &= (18,787 - 9,81) \times 10 \\
 &= 89,717 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Po}_1 \text{'rata-rata} &= 0,5 \times (0 + \text{Po}_1) \\
 &= 0,5 \times (0 + 89,717) \\
 &= 44,858 \text{ kN/m}^2 \\
 Z &= h \text{ atas} + (h_1/2) \\
 &= 0 \times (7,2/2) \\
 &= 3,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Untuk kedalaman 0 – 2,94 dari puncak *bored pile*, nilai $N_{60} = 20 > 15$, maka nilai β adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \beta &= 1,5 - 0,245 \sqrt{z} \\
 &= 1,5 - 0,245 \sqrt{3,6} \\
 &= 1,035 \\
 Q_s &= A_{s1} \times \text{Po}_1 \text{'rata-rata} \times \beta \\
 &= 15,7 \times 44,858 \times 1,035 \\
 &= 729,029 \text{ kN} \\
 Q_u &= Q_b + Q_s - W_p \\
 &= 471 + 729,029 - 27,848 \\
 &= 1172,181 \text{ kN} \\
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{1172,181}{3} \\
 &= 390,727 \text{ kN} \\
 X_e &= \frac{M_w - M_{gl}}{W} \\
 &= \frac{1029,980 - 455,836}{455,836} \\
 &= 0,872 \text{ m} \\
 e &= \frac{B}{2} - X_e \\
 &= \frac{3,5}{2} - 0,872 \\
 &= 2,621 > \frac{B}{6} = 0,583 \\
 B' &= B - 2e
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3,5 - 2 \times 2,621 \\
 &= 1,742 \\
 q' &= \frac{V}{B'} \\
 &= \frac{455,836}{1,742} \\
 &= 261,485 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{\text{maks}} &= \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \\
 &= \frac{455,836}{3,5} \left(1 + \frac{6 \times 2,621}{3,5}\right) \\
 &= 553,113 \text{ kN/m}^2 < Q_u \text{ (Aman)} \\
 Q_{\text{min}} &= \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \\
 &= \frac{455,836}{3,5} \left(1 - \frac{6 \times 2,621}{3,5}\right) \\
 &= 292,635 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ (Aman)} \\
 F &= \frac{Q_u}{q'} \\
 &= \frac{1172,181}{261,485} \\
 &= 4,483
 \end{aligned}$$

$F > 2$, maka stabilitas terhadap daya dukung tanah pada dinding penahan tanah terpenuhi.

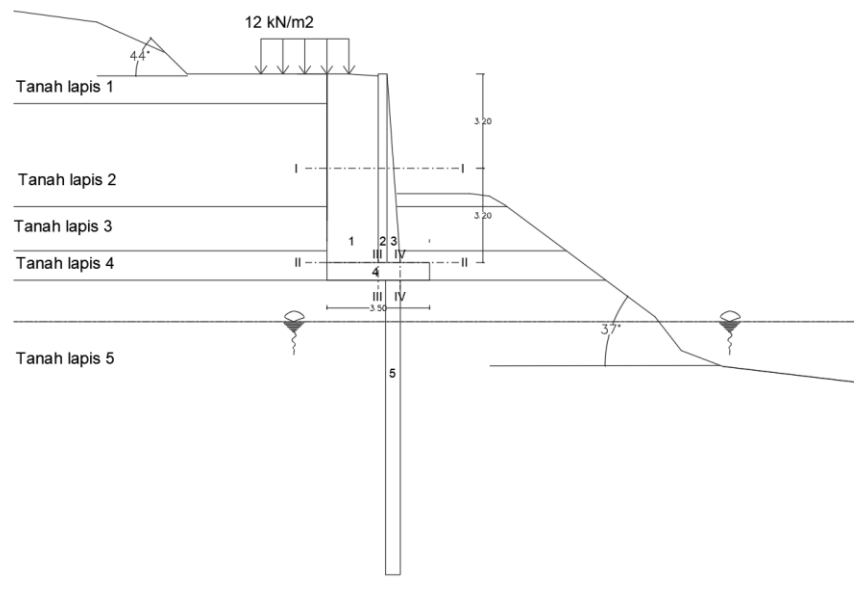
Hasil rekapitulasi nilai angka aman terhadap stabilitas penggeseran, penggulingan dan keruntuhan kapasitas dukung tanah pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.14 sebagai berikut.

Tabel 5. 14 Hasil Rekapitulasi Stabilitas Penggeseran, Penggulingan dan Keruntuhan Kapasitas Dukung Tanah Dinding Penahan Tanah Kantilever dan Bored Pile

No	Kondisi	Nilai SF	Keterangan
1	Stabilitas Penggeseran	10,115	Aman
2	Stabilitas Penggulingan	1,628	Aman
3	Stabilitas keruntuhan kapasitas dukung tanah	4,483	Aman

2. Tinjauan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan Bored Pile

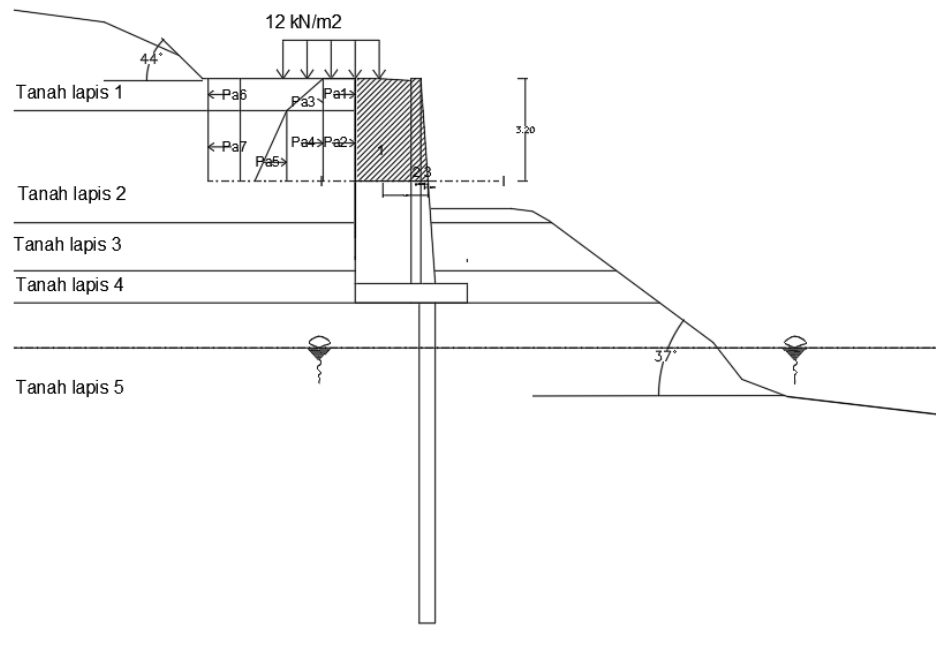
Tinjauan Internal dinding penahan tanah dibagi kedalam 4 tinjauan bidang. Setiap tinjauan dihitung terhadap kekuatan tegangan desak dan geser yang akan dibandingkan dengan kuat tekan dan kuat geser beton $f_c' = 25 \text{ Mpa}$. Untuk gambar pembagian pias untuk tinjauan stabilitas internal dinding penahan kondisi asli dapat dilihat pada Gambar 5.49 sebagai berikut



Gambar 5. 49 Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah Kantilever dan *Bored Pile*

a. Tinjauan I-I

Pada tinjauan I-I ini, stabilitas internal yang ditinjau berada 3,2 m dari puncak dinding penahan tanah. Stabilitas internal dan tekanan tanah lateral pada tinjauan I-I dapat dilihat pada Gambar 5.50 sebagai berikut.



Gambar 5. 50 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan I-I Kondisi Asli

Contoh perhitungan untuk mencari gaya vertikal pada pias 1 pada dinding penahan tanah tinjauan I-I kondisi asli adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= A \times 1 \\ &= 5,245 \times 1 \\ &= 5,245 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat } W &= \text{volume} \times \text{berat volume beton} \\ &= 5,245 \times 24 \\ &= 91,788 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.15 sebagai berikut.

Tabel 5. 15 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Asli

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	5,245	91,788	1,51	138,599
2	0,960	23,040	0,490	11,290
3	0,857	20,568	0,11	2,262
	Σ	135,396		152,151

Contoh perhitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah pada tinjauan I-I adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Pa1 &= q \times Ka1 \times h1 \\ &= 12 \times 0,817 \times 1 \\ &= 9,801 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa3 &= 0,5 \times \gamma b1 \times h1 \times Ka1 \times h1 \\ &= 0,5 \times 14,205 \times 1 \times 0,817 \times 1 \\ &= 7,204 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa4 &= (\gamma b1 \times h1) \times Ka2 \times h2 \\ &= (17,641 \times 1) \times 0,824 \times 2,26 \\ &= 32,848 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa6 &= -2 \times c1 \times \sqrt{Ka1} \times h1 \\ &= -2 \times 6,671 \times \sqrt{0,817} \times 1 \\ &= -12,412 \text{ kN} \end{aligned}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 5.16 berikut.

Tabel 5. 16 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Asli

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$q.Ka1.h1$	9,801	2,76	27,050
Pa 2	$q.Ka2.h2$	22,345	1,13	25,249
Pa 3	$0,5.\gamma b1.h1.Ka1.h1$	7,204	2,590	18,658
Pa 4	$(\gamma b1.h1).Ka2.h2$	32,848	1,130	37,119
Pa 5	$0,5.\gamma b1.h1.Ka1.h1$	36,795	0,753	27,706
Pa 6	$-2.c1.\sqrt{(Ka1)}.h1$	-12,412	2,760	-34,257
Pa 7	$-2.c2.\sqrt{(Ka2)}.h2$	-17,917	1,130	-20,246
	Σ	78,664		70,957

1) Tinjauan Terhadap Desak

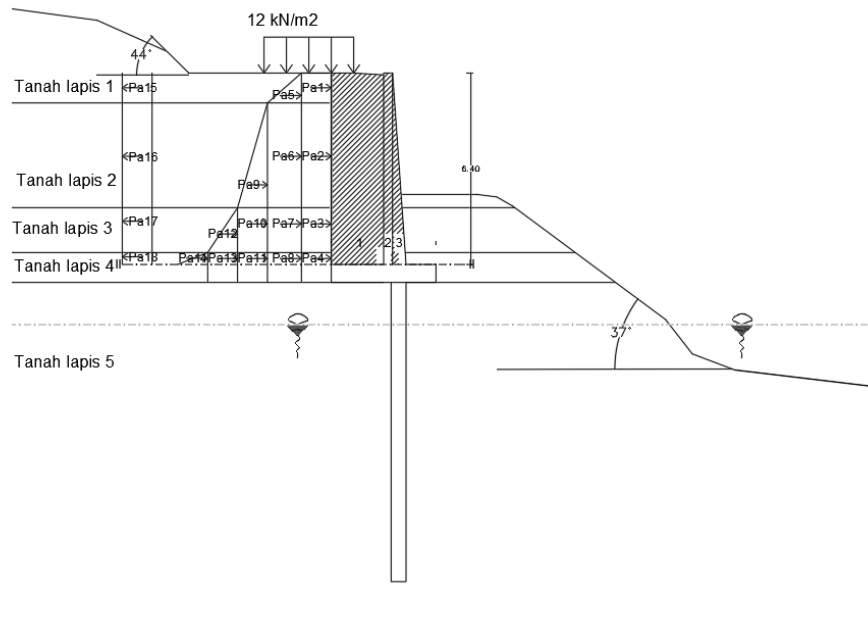
$$\begin{aligned}\sigma_{\text{desak}} &= \frac{V}{B \times 1} + \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{W} \\ &= \frac{135.396}{0,64 \times 1} + \frac{70.957 - 152.151}{\frac{1}{6} \times 0,64^2 \times 1} \\ &= 977,806 < \alpha_{\text{desak}} \text{ beton } 25 \text{ Mpa} \\ &= 977,806 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)}\end{aligned}$$

2) Tinjauan Terhadap Geser

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{geser}} &= \frac{2}{3} \times \frac{D}{b \times h} \\ &= \frac{2}{3} \times \frac{78,664}{0,64 \times 1} \\ &= 81,941 < \sqrt{f'c} = \sqrt{25} \text{ Mpa} \\ &= 81,941 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)}\end{aligned}$$

b. Tinjauan II-II

Pada tinjauan II-II ini, stabilitas internal yang ditinjau adalah badan dinding penahan tanah setinggi 7 m. Stabilitas internal dan tekanan tanah lateral pada tinjauan II-II dapat dilihat pada Gambar 5.51 sebagai berikut.



**Gambar 5. 51 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral
Tinjauan II-II Kondisi Asli**

Contoh perhitungan untuk mencari gaya vertikal pada pias 1 pada dinding penahan tanah tinjauan II-II kondisi asli adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= A \times 1 \\ &= 10,835 \times 1 \\ &= 2,1 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat } W &= \text{volume} \times \text{berat volume beton} \\ &= 10,835 \times 24 \\ &= 189,611 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.16 sebagai berikut.

**Tabel 5. 16 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding
Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Asli**

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	10,8349	189,611	2,62	645,814
2	2,092	50,208	1,600	88,366
3	1,707	40,961	1,33	59,926
	Σ	280,780		794,106

$$\begin{aligned} Pa1 &= q \times Ka1 \times h1 \\ &= 12 \times 0,817 \times 1 \\ &= 9,801 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa5 &= 0,5 \times \gamma b1 \times h1 \times Ka1 \times h1 \\ &= 0,5 \times 14,205 \times 1 \times 0,817 \times 1 \\ &= 7,204 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa6 &= (\gamma b1 \times h1) \times Ka2 \times h2 \\ &= (17,641 \times 1) \times 0,824 \times 3,5 \\ &= 50,872 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa15 &= -2 \times c1 \times \sqrt{Ka1} \times h1 \\ &= -2 \times 6,671 \times \sqrt{0,817} \times 1 \\ &= -12,412 \text{ kN} \end{aligned}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 5.17 sebagai berikut.

Tabel 5. 17 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$q.Ka1.h1$	9,801	6.500	63,704
.Pa 2	$q.Ka2.h2$	34,605	4.250	117,069
Pa 3	$q.Ka3.h3$	14,074	1.750	24,630
Pa 4	$q.Ka4.h4$	4,106	0.500	2,053
Pa 5	$0,5.\gamma b1.h1.Ka1.h1$	7,204	6.333	45,622
Pa 6	$(\gamma b1.h1).Ka2.h2$	50,872	4.250	147,540
Pa 7	$(\gamma b1xh1+\gamma b2xh2).Ka3.h3$	93,555	1.750	123,722
Pa 8	$(\gamma b1xh1+\gamma b2xh2+\gamma b3xh3).Ka4.h4$	35,702	0.500	17,851
Pa 9	$0,5.\gamma b2.h2.Ka2.h2$	89,575	3.667	225,473
Pa 10	$(\gamma b2xh2). Ka3. h3$	72,865	1.750	97,513
Pa 11	$(\gamma b2xh2+\gamma b3xh3). Ka4. H4$	70,536	0.500	35,268
Pa 12	$0,5.\gamma b3.h3.Ka3.h3$	14,418	1.500	21,626
Pa 13	$(\gamma b3xh3). Ka4. h4$	8,411	0.500	4,206
Pa 14	$0,5.\gamma b4.h4.Ka4.h4$	1,315	0.333	0,438
Pa 15	$-2.c1.\sqrt{Ka1}.h1$	-12,412	6.500	-80,677
Pa 16	$-2.c2.\sqrt{Ka2}.h2$	-27,747	4.250	-147,927
Pa 17	$-2.c3.\sqrt{Ka3}.h3$	-33,831	1.750	-89,204
Pa 18	$-2.c4.\sqrt{Ka4}.h4$	-10,228	0.500	-5,114
	Σ	422,819		603,794

1) Tinjauan Terhadap Desak

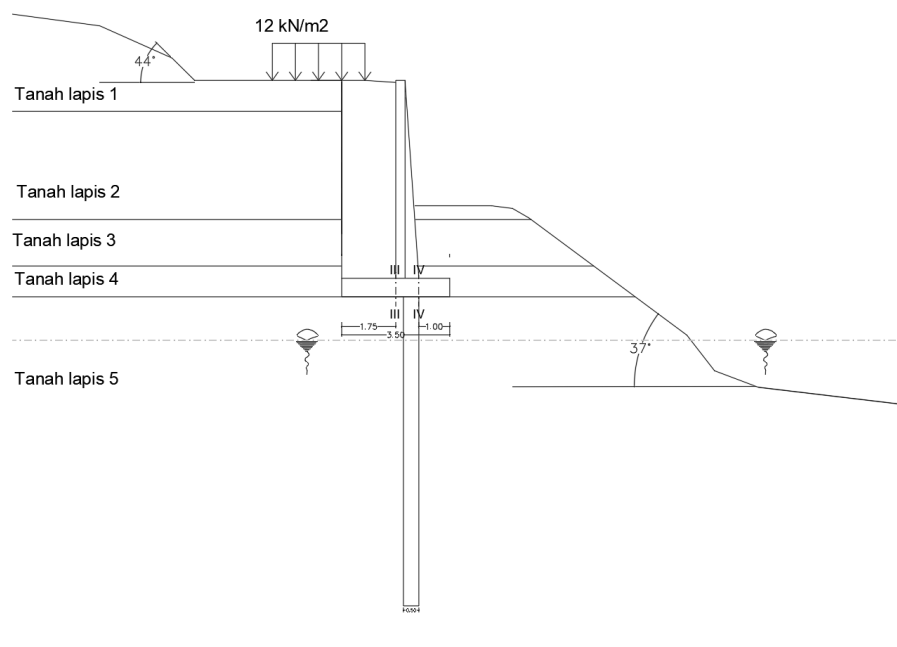
$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{desak}} &= \frac{V}{B \times 1} + \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{W} \\
 &= \frac{280.780}{0,75 \times 1} + \frac{603,794 - 794,106}{\frac{1}{6} \times 0,75^2 \times 1} \\
 &= 2324,783 < \sigma_{\text{desak}} \text{ beton } 25 \text{ Mpa} \\
 &= 2324,783 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

2) Tinjauan Terhadap Geser

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{geser}} &= \frac{2}{3} \times \frac{D}{b \times h} \\
 &= \frac{2}{3} \times \frac{422,819}{0,75 \times 1} \\
 &= 375,839 < \sqrt{f'c} = \sqrt{25} \text{ Mpa} \\
 &= 375,839 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

c. Tinjauan III-III dan IV-IV

Dalam mencari gaya momen dan gaya lintang pada pelat kaki dibagi 2 bagian yaitu pelat kaki bagian belakang dengan tinjauan III-III dan bagian depan dengan tinjauan IV-IV untuk mempermudah perhitungan. Gambar tinjauan III-III dan IV-IV dapat dilihat pada Gambar 5.52 sebagai berikut.



Gambar 5. 52 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan III-III dan Tinjauan IV-IV Kondisi Asli

Dari perhitungan sebelumnya telah diketahui nilai $Q_{\min} = 292,635 \text{ kN/m}^2$ dan $Q_{\max} = 553,113 \text{ kN/m}^2$

Untuk $x = 1,75 \text{ m}$, maka nilai q (Q_2) yang bekerja adalah sebagai berikut.

$$Q_2 = Q_{\min} + \frac{x}{B} \times (Q_{\max} - Q_{\min})$$

$$= -292,635 + \frac{1,75}{3,5} \times (553,113 - (-292,635))$$

$$= 422,874 \text{ kN/m}^2$$

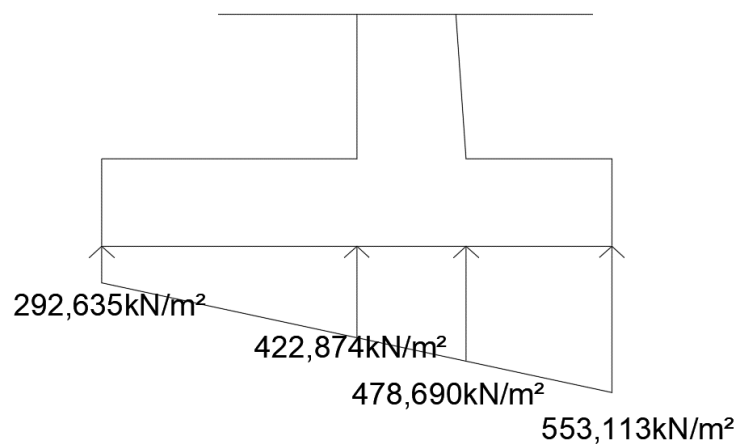
Untuk $x = 2,5$ m, maka nilai q (Q_3) m yang bekerja adalah sebagai berikut.

$$Q_3 = Q_{\min} + \frac{x}{B} \times (Q_{\max} - Q_{\min})$$

$$= -292,635 + \frac{2,5}{3,5} \times (553,113 - (-292,635))$$

$$= 478,690 \text{ kN/m}^2$$

Momen yang terjadi pada pelat kaki (pondasi) dapat dilihat pada Gambar 5.53 sebagai berikut.



Gambar 5. 53 Momen yang Terjadi Pada Pelat Kaki Pondasi Kondisi Asli

Perhitungan untuk mencari nilai V_u dan M_u pada pelat kaki belakang (Tinjauan III-III) adalah sebagai berikut.

$$V_u = - ((Q_2 - Q_{\min}) \times 0,5 \times B \text{ kaki belakang}) - (Q_{\min} \times B \text{ kaki belakang}) + (H \text{ pelat kaki} \times \gamma \text{ beton} \times B \text{ kaki belakang}) + (H \text{ timbunan} \times \gamma \text{ tanah timbunan} \times B \text{ kaki belakang}) + (Q \text{ merata} \times B \text{ kaki belakang})$$

$$= - ((422,874 - (292,635) \times 0,5 \times 1,75) - (-292,635 \times 1,75) + (0,6 \times 24 \times 1,75) + (6,4 \times 17,5 \times 1,75) + (12 \times 1,75))$$

$$= 383,870 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
\text{Mu} &= - (Q_{\min} \times 0,5 \times B \text{ kaki belakang}^2) - ((Q_2 - Q_{\min}) \times 0,5 \times \frac{1}{3} \times B \\
&\text{ kaki belakang}^2) + (H \text{ pelat kaki} \times \gamma \text{ beton} \times B \text{ kaki belakang} \times \\
&\frac{B \text{ kaki belakang}}{2}) + (H \text{ timbunan} \times \gamma \text{ tanah timbunan} \times B \text{ kaki} \\
&\text{ belakang} \times \frac{B \text{ kaki belakang}}{2}) + (Q \text{ merata} \times B \text{ kaki belakang} \times \\
&\frac{B \text{ kaki belakang}}{2}) \\
&= - (292,635 \times 0,5 \times 1,75^2) - ((422,874 - (292,635)) \times 0,5 \times \frac{1}{3} \times \\
&1,75^2) + (0,6 \times 24 \times 1,75 \times \frac{1}{2}) + (6,4 \times 17,5 \times 1,75 \times \frac{1}{2}) + (12 \times 1,75 \\
&\times \frac{1}{2}) \\
&= 82,117 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Perhitungan untuk mencari nilai Vu dan Mu pada pelat kaki belakang (Tinjauan IV-IV) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
\text{Vu} &= ((Q_{\max} - Q_3) \times 0,5 \times B \text{ kaki depan}) + (Q_3 \times B \text{ kaki depan}) + (H \\
&\text{ pelat kaki} \times \gamma \text{ beton} \times B \text{ kaki depan}) \\
&= ((553,113 - 478,690) \times 0,5 \times 1) + (478,690 \times 1) - (0,6 \times 24 \times 1) \\
&= 501,502 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Mu} &= (Q_3 \times 0,5 \times B \text{ kaki depan}) + ((Q_{\max} - Q_3) \times 0,5 \times \frac{2}{3} \times B \text{ kaki} \\
&\text{ depan}) - (H \text{ pelat kaki} \times \gamma \text{ beton} \times B \text{ kaki depan} \times 0,5) \\
&= (478,690 \times 0,5 \times 1) + ((553,113 - 478,690) \times 0,5 \times \frac{2}{3} \times 1) - (0,6 \times \\
&24 \times 1 \times 0,5) \\
&= 281,760 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

5.6 Pembahasan

Perencanaan perkuatan lereng pada ruas Jalan Tebing Tinggi - Tanjung Raya Sta. 19 + 400 dilakukan untuk mengetahui nilai angka aman pada lereng tersebut serta melakukan perencanaan perkuatan tanah yang sesuai untuk menanggulangi kelongsoran jalan di wilayah tersebut. Dalam penelitian ini, akan dilakukan analisis kestabilan lereng asli, kestabilan lereng setelah diperkuat menggunakan desain dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever, serta

kombinasi dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever dan *bored pile* sebagai alternatif tambahan jika angka aman dari desain Dinding Penahan Tanah (DPT) kantilever tersebut tidak terpenuhi. Ketiga keadaan tersebut dianalisis dengan berbagai kondisi yang bertujuan untuk membandingkan hasil ketiganya. Analisis dilakukan dengan perhitungan manual menggunakan metode Fellenius dan program Plaxis 8.6. Dari hasil analisis lereng asli baik pada kondisi tanpa beban gempa maupun dengan beban gempa pada saat dilakukan analisis menggunakan program Plaxis 8.6 tidak dapat diketahui nilai aman dari lereng tersebut atau terjadi *soil body collapses*. Untuk itu perlu dilakukan perhitungan manual untuk mengetahui nilai angka aman pada lereng tersebut. Perhitungan manual menggunakan metode Fellenius didapatkan nilai angka aman sebesar 0,35. Dengan hasil tersebut, maka lereng dalam kondisi labil dan tidak aman. Hal tersebut terjadi karena tanah timbunan yang tinggi dan tanah asli pada kedalaman 0 – 4,5 m merupakan tanah lanau berpasir dengan parameter geser kohesi dan sudut gesek dalam yang rendah, sehingga dengan beban yang besar namun tidak didukung dengan tanah dasar yang baik maka lereng tersebut mudah terjadi penurunan serta keruntuhan. Sehingga lereng diperlukan perkuatan.

Berdasarkan hasil analisis lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever menggunakan program Plaxis 8.6 didapatkan angka keamanan sebesar 1,406. Dengan hasil tersebut, maka lereng dinyatakan dalam kondisi aman, karena nilai angka keamanan $> 1,25$. Selanjutnya perhitungan manual dilakukan dengan dua tinjauan yaitu eksternal dan internal. Stabilitas eksternal dinding penahan tanah tanpa beban gempa didapatkan angka keamanan terhadap geser sebesar $6,385 > 1,3$ dimana angka keamanan terhadap pergeseran aman. Stabilitas terhadap guling sebesar $1,452 > 1,3$ dimana angka keamanan terhadap penggulingan aman. Angka keamanan stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah didapatkan angka keamanan $3,974 > 3$ maka stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah aman. Sedangkan untuk stabilitas internal, hasil untuk tinjauan I-I terhadap tegangan desak sebesar $(977,806 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2)$ dan untuk tegangan geser sebesar $(82,729 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2)$. Untuk Tinjauan II-II terhadap tegangan desak sebesar $(2324,783 \text{ kN/m}^2 < 25000$

kN/m^2) dan untuk tegangan geser sebesar ($376,265 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2$ (Aman)). Berdasarkan hasil tersebut, maka lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tanah aman terhadap stabilitas eksternal maupun stabilitas internal.

Selanjutnya hasil analisis lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dan bored pile tanpa beban gempa menggunakan program Plaxis 8.6 didapatkan angka keamanan sebesar 1,763 dan dengan beban gempa 1,760. Dengan hasil tersebut, maka lereng dinyatakan dalam kondisi aman, karena nilai angka keamanan $> 1,25$. Selanjutnya perhitungan manual dilakukan dengan dua tinjauan yaitu eksternal dan internal. Stabilitas eksternal dinding penahan tanah didapatkan angka keamanan terhadap geser sebesar $10,115 > 1,3$ dimana angka keamanan terhadap pergeseran aman. Stabilitas terhadap guling sebesar $1,628 > 1,3$ dimana angka keamanan terhadap penggulingan aman. Pada stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah di dapatkan angka kemanan $4,483 > 3$ (Aman) maka stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah aman. Sedangkan untuk stabilitas internal, hasil untuk tinjauan I-I terhadap tegangan desak sebesar ($977,806 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2$) dan untuk tegangan geser sebesar ($81,941 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2$). Untuk Tinjauan II-II terhadap tegangan desak sebesar ($2324,783 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2$) dan untuk tegangan geser sebesar ($375,839 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2$ (Aman)). Berdasarkan hasil tersebut, maka lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tanah aman terhadap stabilitas eksternal maupun stabilitas internal.

Secara ringkas perbandingan angka keamanan pada lereng asli, lereng yang diperkuat menggunakan dinding penahan tanah, dan lereng yang diperkuat menggunakan dinding penahan tanah dan *bored pile* dapat dilihat pada Tabel 5.18 sebagai berikut.

Tabel 5. 18 Perbandingan Angka Keamanan pada Lereng Asli, Lereng yang Diperkuat Menggunakan Dinding Penahan Tanah, dan Lereng yang Diperkuat Menggunakan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile*

Parameter	Plaxis		Stabilitas Eksternal	Stabilitas Internal
	Tanpa Gempa	Dengan Gempa		
Lereng Asli	<i>Collapse</i>	<i>Collapse</i>	0,35	- -
Perkuatan Dinding Penahan Tanah	1,406	-	Geser = 6,385 > 1,3 Guling = 1,452 > 1,3 Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah = 3,974 > 3	Tinjauan I-I Desak = (977,806 kN/m ² < 25000 kN/m ²) Geser = 1(82,729 kN/m ² < 5000 kN/m ²) Tinjauan II-II Desak = (2324,783 kN/m ² < 25000 kN/m ²) Geser = (376,265 kN/m ² < 5000 kN/m ²)
Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i>	1,763	1,760	Geser = 10,115 > 1,3 Guling = 1,628 > 1,3 Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah = 4,483 > 3	Tinjauan I-I Desak = (977,806 kN/m ² < 25000 kN/m ²) Geser = (81,941 kN/m ² < 5000 kN/m ²) Tinjauan II-II Desak = (2324,783 kN/m ² < 25000 kN/m ²) Geser = (375,839 kN/m ² < 5000 kN/m ²)

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan dari penelitian yang telah dilakukan, didapatkan kesimpulan sebagai berikut.

1. Hasil perhitungan nilai angka aman pada lereng asli menggunakan program Plaxis 8.6 pada kondisi tanpa beban gempa terjadi *collapse*. Sedangkan perhitungan manual dengan beban kendaraan pada lereng tersebut di dapatkan hasil angka aman sebesar 0,35. Dengan nilai Angka aman $< 1,25$, maka lereng labil atau tidak aman terhadap keruntuhan.
2. Hasil analisis lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever menggunakan program Plaxis 8.6 didapatkan angka keamanan sebesar $1,406 > 1,25$ lereng dinyatakan dalam kondisi aman. Stabilitas eksternal dinding penahan tanah tanpa beban gempa didapatkan angka keamanan terhadap geser sebesar $6,385 > 1,3$. Stabilitas terhadap guling sebesar $1,452 > 1,3$. Angka keamanan stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah didapatkan angka kemanan $3,974 > 3$ (Aman). Sedangkan untuk stabilitas internal, hasil untuk tinjauan I-I terhadap tegangan desak sebesar ($977,806 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2$) dan untuk tegangan geser sebesar ($82,729 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2$). Untuk Tinnjauan II-II terhadap tegangan desak sebesar ($2324,783 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2$) dan untuk tegangan geser sebesar ($376,265 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2$ (Aman)).
3. Hasil analisis lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dan bored pile tanpa beban gempa menggunakan program Plaxis 8.6 didapatkan angka keamanan sebesar 1,763 dan dengan beban gempa 1,760. Dengan hasil tersebut, maka lereng dinyatakan dalam kondisi aman, karena nilai angka keamanan $> 1,25$. Stabilitas eksternal dinding penahan tanah didapatkan angka keamanan terhadap geser sebesar $10,115 > 1,3$. Stabilitas terhadap guling sebesar $1,628 > 1,3$. Pada Stabilitas terhadap keruntuhan

kapasitas dukung tanah angka kemanan $4,483 > 3$ (Aman), maka stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah aman. Sedangkan untuk stabilitas internal, hasil untuk tinjauan I-I terhadap tegangan desak sebesar $(977,806 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2)$ dan untuk tegangan geser sebesar $(81,941 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2)$. Untuk Tinjauan II-II terhadap tegangan desak sebesar $(2324,783 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2)$ dan untuk tegangan geser sebesar $(375,839 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2)$ (Aman))

6.2 Saran

Berdasarkan dari penelitian yang telah dilakukan, penulis memberikan saran sebagai berikut.

1. Perlu dilakukan analisis beban gempa pada program Plaxis dengan menggunakan metode dinamis.
2. Perlu dilakukan analisis menggunakan program Plaxis dengan versi terbaru.
3. Perlu dilakukan analisis dinding penahan tanah dengan dimensi yang berbeda untuk mendapatkan nilai angka aman yang lebih baik.
4. Perlu dilakukan perbandingan dengan perkuatan lainnya seperti, perkuatan dengan *mini pile*, *bored pile*, geotekstil, dan lain sebagainya.
5. Perlu dilakukan analisis dengan mempertimbangkan tinggi muka air pada kondisi muka air tinggi ataupun muka air rendah karena kondisi lereng berada di bawah lereng yang tinggi dan dekat dengan muka air sungai.

DAFTAR PUSTAKA


- Annisa, N. 2018. *Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah dan Perencanaan Perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil pada Bantaran Sungai Gajah Putih. Tugas Akhir.* (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Bowles, J.E. (1977; 1996). *Physical and Geotechnical Properties of Soils.* McGraw-Hill Book Company. USA.
- CV. Enbhu. 2022. *Laporan Akhir Penyelidikan Tanah Penanganan Kelongsoran UPTD Lahat.* Lahat
- Hardiyatmo, H. C. 2014. *Analisis dan Perancangan FONDASI I.* Edisi Ketiga. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. 2014. *Analisis dan Perancangan FONDASI II.* Edisi Ketiga. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. 2018. *Mekanika Tanah 1.* Edisi Keenam. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. 2018. *Mekanika Tanah 2.* Edisi Keenam. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Horison, M. A., Saputro, S. A., Wardani, S. P. R., & Hardiyati, S. 2013. *Analisa Geoteknik Dan Penanggulangan Kelongsoran Tanggul Sungai Banjir Kanal Barat Semarang.* <https://ejournal3.undip.ac.id>. Diakses 15 September 2020.
- Mina, E., Kusuma, R. I., & Dwimanda, S. 2017. *Analisis Kelongsorang Galian Basement Menggunakan Dinding Penahan Tanah Soldier Pile dengan Software Plaxis.* <https://jurnal.untirta.ac.id>. Diakses 16 September 2020.
- Nurtanti, E. Z. 2019. *Analisis Perkuatan Tanah dengan Menggunakan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang dan Dinding Turap dengan Program Plaxis 8.6 Pada Sungai Pabelan. Tugas Akhir.* (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Standar Nasional Indonesia. 2016. *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 2833:20016).* Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Pamungkas, M. T. Y. 2021. *Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Kantilever*

dan Pondasi Bored Pile Pada Jembatan Kiringan Sungai Opak. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
Plaxis. 2018. *Manual Plaxis*.

PUSKIM. 2014. *Peta Zonasi Gempa*. <https://puskim.pu.go.id/peta-zonasigempa>.
Diakses 25 Januari 2021.

LAMPIRAN

Lampiran 1. Data CV.Enbhu

 PT.KONSTAMA SOIL INVESTIGATION AND GEOTECHNICAL ENGINEERING SERVICES Jln. Siliwangi No. 31 Bandung Jawa Barat Telp. 022.45670228, 022.45613053, 022.45613054	Client		-		
	Project		TEBING TINGGI - TANJUNG RAYA - PROVINSI BENGKULU		
	JOB No.		-		
	Tested By		M.Ramdany		
		Date	12 Dec 2021		
		Checked By	AL		
INDEX PROPERTIES					
Location		: STA.19+400		Sample Type	:
				Sample No.	:
Bore Hole No		BH.01	BH.01		
Sample ID		UDS.1	DS.2		
Depth	meter	2.50 - 3.00	6.00 - 6.50		
Soil Description		SILTY SAND	SILTY SAND		
SPECIFIC GRAVITY TEST (ASTM D - 854)					
Pycnometer No.		1	2	3	4
Wt. Of dry Soil (A)	g	10.05	10.02	10.16	10.08
Temperature (T)	°C	25.00	25.00	25.00	25.00
Wt. Pycnometer + Water + Soil (B)	g	178.15	172.83	177.93	168.49
Wt Pycnometer + Water at T °C (C)	g	171.88	166.57	171.60	162.21
A+(C-B)	g	3.78	3.76	3.83	3.80
Specific Gravity (Gs)		2.653	2.659	2.647	2.647
SPECIFIC GRAVITY Average (Gs)		2.656		2.647	
MOISTURE CONTENT TEST (BS 1377 : 1975)					
No. Container		22 C	3	29	20C
Wt. Container + Wet Soil	g	51.78	49.61	51.44	51.84
Wt. Container + Dry Soil	g	45.56	44.3	44.31	44.62
Wt. Container	g	10.68	11.13	10.98	10.75
Wt. Water	g	6.22	5.31	7.13	7.22
Wt. Dry Soil	g	34.88	33.17	33.33	33.87
Moisture Content (w)	%	17.83	16.01	21.39	21.32
MOISTURE CONTENT Average (w)	%	16.92		21.35	
DENSITY TEST (BS 1377 : 1975)					
No. Ring		1		1	
Wt. Ring + Wet Soil	g	152.88		149.28	
Wt. Ring	g	67.48		67.48	
Vol. Wet Soil (= Vol. Ring)	cm ³	40.35		40.35	
BULK DENSITY (γ _m)	Mg/m ³	2.116		2.027	
DRY DENSITY (γ _d)	Mg/m ³	1.810		1.671	
VOID RATIO (e)		0.47		0.58	
POROSITY (n)		0.32		0.37	
DEGREE OF SATURATION (Sr)	%	96.19		96.70	

