

TUGAS AKHIR

**ANALISIS STABILITAS LERENG DENGAN
PERKUATAN DINDING PENAHAN TANAH BETON
BERTULANG KANTILEVER
(*ANALYSIS STRENGTHENING OF SOIL USING
CANTILEVER REINFORCED CONCRETE OF
RETAINING WALL*)**

**(STUDI KASUS : PROYEK JEMBATAN KENET, KABUPATEN
BANTUL, PROVINSI DAERAH ISTIMEWA YOGYAKARTA)**

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



**Bachtiar Effendi
17511107**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2022**

LEMBAR PENGESAHAN

**ANALISIS STABILITAS LERENG DENGAN
PERKUATAN DINDING PENAHAN TANAH BETON
BERTULANG KANTILEVER
(ANALYSIS STRENGTHENING OF SOIL USING
CANTILEVER REINFORCED CONCRETE OF
RETAINING WALL)**

**(STUDI KASUS : PROYEK JEMBATAN KENET, KABUPATEN
BANTUL, PROVINSI DAERAH ISTIMEWA YOGYAKARTA)**

Disusun Oleh

Bachtiar Effendi

17511107

Diuji pada tanggal
Oleh Dewan Penguji

Penguji I

Pembimbing

Penguji II



Hanindya Kusuma Artati, S.T.,M.T. Muhammad Rifqi A., S.T.,M.Eng. Dr. Ir. Edy Purwanto, CES., DEA.
NIK : 045110407 NIK : 135111101 NIK : 855110101

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil

Dr. Ir .Sri Amini Yuni Astuti, M.T.
NIK : 855110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Proposal Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk memenuhi salah satu persyaratan pada Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Proposal Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Proposal Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 11 Februari 2022

Yang membuat pernyataan,



Bachtiar Effendi

(17511107)

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang Kantilever. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Ibu Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T., selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir, Terimakasih atas bimbingan dan nasehat serta dukungan yang diberikan kepada penulis selama menyusun proposal tugas akhir ini.
2. Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng.dan Bapak, Dr. Ir. Edy, Purwanto, CES., DEA. selaku dosen penguji Tugas Akhir ini, yang telah memberikan kritik, saran, dan memberikan evaluasi agar lebih baik pada kemudian hari.
3. Ibu Sri Amini Yuni Astuti, DR, IR., M.T., selaku Ketua Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
4. Bapak dan Ibu penulis yang telah berkorban begitu banyak baik material maupun spiritual hingga selesainya Tugas Akhir ini.

Akhirnya Penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 11 Februari 2022



Bachtiar Effendi

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	xiv
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xv
ABSTRAK	xvii
<i>ABSTRACT</i>	xviii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	3
1.5 Batasan Penelitian	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kantilever	5
2.2 Perbandingan dengan Peneliti Sebelumnya	8
BAB III LANDASAN TEORI	12
3.1 Tanah	12
3.1.1 Pengertian tanah	12
3.1.2 Klasifikasi Tanah	12
3.1.3 Propertis Tanah	14

3.1.4 Kuat Geser Tanah	19
3.2 Stabilisasi Lereng	20
3.2.1 Umum	20
3.2.2 Faktor Penyebab Kelongsoran	20
3.2.3 Batas Gerakan Tanah	21
3.2.4 Analisis Stabilitas Lereng Menggunakan Metode Felleinus	21
3.3 Dinding Penahan Tanah	23
3.3.1 Dinding Penahah Tanah Tipe Kantilever	23
3.3.2 Tekanan Tanah Lateral	24
3.3.3 Pengaruh Beban Di Atas Tanah Urug	28
3.3.4 Stabilitas Dinding Penahan Tanah	29
3.3.5 Stabilitas Lereng Terhadap Kelongsoran	32
3.4 Program <i>Plaxis</i>	33
BAB IV METODE PENELITIAN	35
4.1 Tinjauan Umum	35
4.2 Lokasi Studi Kasus	35
4.3 Data Penelitian	36
4.4 Tahapan Penelitian	36
4.5 Bagan Alir	37
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	40
5.1 Gambaran Umum	40
5.2 Data Parameter Tanah dan Beban	40
5.2.1 Data Geoteknik Tanah	40
5.2.2 Data Beban Bangunan	42
5.2.3 Data Beban Gempa	43
5.3 Analisis Lereng Asli	45
5.3.1 Analisis Lereng Asli Menggunakan Program Plaxis	45
5.3.2 Pembuatan Jaring Elemen	46
5.3.3 Tahap Perhitungan	47

5.3.4 Hasil Output dengan Program Plaxis	48
5.3.5 Analisis Lereng Asli Menggunakan Perhitungan Manual Metode Fellenius	58
5.4 Analisis Dinding Penahan Tanah	63
5.4.1 Data Dinding Penahan Tanah	63
5.4.2 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Menggunakan Program Plaxis 8.6	64
5.4.3 Pembuatan Jaring Elemen	64
5.4.4 Tahap Perhitungan	65
5.4.5 Hasil <i>Output</i> dengan Program Plaxis	66
5.4.6 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Menggunakan Perhitungan Manual	78
5.5 Pembahasan	104
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	110
6.1 Kesimpulan	110
6.2 Saran	111
DAFTAR PUSTAKA	112
LAMPIRAN	114

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Perbedaan Penelitian Terdahulu dan Penelitian Sekarang	9
Tabel 3.1 Berat Jenis Tanah (specific gravity)	16
Tabel 3.2 Derajat Kejenuhan dan Kondisi Tanah	17
Tabel 3.3 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah	17
Tabel 3.4 Kisaran Nilai Permeabilitas Tanah	18
Tabel 3.5 Hubungan Jenis Tanah dan <i>Poisson Ratio</i>	19
Tabel 3.6 Batasan Pergerakan Tanah Sebelum Longsor	21
Tabel 3.7 Faktor Keamanan Lereng	33
Tabel 5.1 Data Parameter Tanah	41
Tabel 5.2 Rekapitulasi Perhitungan Berat Bangunan	42
Tabel 5.3 Total Displacement Maksimum Setiap Potongan Pada Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	53
Tabel 5.4 Total Displacement Maksimum Setiap Potongan Pada Lereng Asli Dengan Beban Gempa	58
Tabel 5.5 Rekapitulasi Perhitungan Menggunakan Metode Fellenius	61
Tabel 5.6 Total Displacement Maksimum Setiap Potongan Pada Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tanpa Beban Gempa	72
Tabel 5.7 Total Displacement Maksimum Setiap Potongan Pada Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Dengan Beban Gempa	78
Tabel 5.8 Rekapitulasi Perhitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli	79
Tabel 5.9 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Pada Dinding Penahan Tanah	82

Tabel 5.10 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Pada Dinding Penahan Tanah	82
Tabel 5.11 Rekapitulasi Perhitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I	88
Tabel 5.12 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I	89
Tabel 5.13 Rekapitulasi Perhitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II	91
Tabel 5.14 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II	92
Tabel 5.15 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II	92
Tabel 5.16 Rekap Tulangan Dinding Penahan Tanah	103
Tabel 5.17 Perbandingan Angka Keamanan dan <i>Displacement</i>	109



DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Klasifikasi Tanah Sistem USCS	13
Gambar 3.2 Klasifikasi Tanah Sistem AASHTO	14
Gambar 3.3 Diagram Fase Tanah	14
Gambar 3.4 Gaya yang Bekerja pada Irisan	22
Gambar 3.5 Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever	24
Gambar 3.6 Tanah Lateral saat Diam	25
Gambar 3.7 Tanah Lateral saat Aktif	26
Gambar 3.8 Tanah Lateral saat Pasif	28
Gambar 3.9 Tekanan Tanah Lateral Akibat Beban Terbagi Rata Memanjang	29
Gambar 4.1 Letak jembatan Kenet	35
Gambar 4.2 Bagan Alir Tugas Akhir	38
Gambar 4.2 Bagan Alir Permodelan Lereng Pada Program Plaxis 2D 8.6	39
Gambar 5.1 Denah	41
Gambar 5.2 Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia 2017	44
Gambar 5.3 Grafik Hubungan Percepatan dan Waktu Gempa	44
Gambar 5.4 Potongan Melintang Lereng Asli	45
Gambar 5.5 Permodelan Lereng Asli pada Program Plaxis 8.6	46
Gambar 5.6 Jaring-Jaring Elemen	47
Gambar 5.7 Perhitungan Tegangan Awal	47
Gambar 5.8 Deformed Mesh Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	48
Gambar 5.9 Effective Stress Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	49
Gambar 5.10 Arah Pergerakan Tanah Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	49
Gambar 5.11 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	50
Gambar 5.12 Nilai SF Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	50
Gambar 5.13 Potongan Displacement Ditinjau Tanpa Beban Gempa	51

Gambar 5.14 Grafik <i>Horizontal Displacement</i> Setiap Potongan Pada Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	52
Gambar 5.15 Deformed Mesh Lereng Asli Dengan Beban Gempa	53
Gambar 5.16 Effective Stress Lereng Asli Dengan Gempa	54
Gambar 5.17 Arah Pergerakan Tanah Lereng Asli Dengan Beban Gempa	55
Gambar 5.18 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng Asli Dengan Beban Gempa	55
Gambar 5.19 Nilai SF Lereng Asli Dengan Beban Gempa	56
Gambar 5.20 Potongan Displacement Ditinjau Dengan Beban Gempa	56
Gambar 5.21 Grafik <i>Horizontal Displacement</i> Setiap Potongan Pada Lereng Asli Dengan Beban Gempa	57
Gambar 5.22 Penampang Irisan pada Lereng Asli	59
Gambar 5.23 Dimensi Dinding Penahan Tanah	63
Gambar 5.24 Permodelan Potongan Melintang Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli Pada Plaxis 8,6	64
Gambar 5.25 Jaring-Jaring Elemen Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli	65
Gambar 5.26 Perhitungan Tegangan Awal Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli	65
Gambar 5.27 <i>Deformed Mesh</i> Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa	66
Gambar 5.28 <i>Effective Stresses</i> Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa	67
Gambar 5.29 Arah Pergerakan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa	68
Gambar 5.30 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa	68
Gambar 5.31 Angka Aman Pada Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa	69

Gambar 5.32 Potongan Displacement Ditinjau Tanpa Beban Gempa	70
Gambar 5.33 Grafik <i>Horizontal Displacement</i> Setiap Potongan Pada Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tanpa Beban Gempa	71
Gambar 5.34 <i>Deformed Mesh</i> Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli Dengan Beban Gempa	72
Gambar 5.35 <i>Effective Stresses</i> Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa	73
Gambar 5.36 Arah Pergerakan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa	74
Gambar 5.37 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa	74
Gambar 5.38 Angka Aman Pada Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever Kondisi Asli Dengan Beban Gempa	75
Gambar 5.39 Potongan Displacement Ditinjau Dengan Beban Gempa	76
Gambar 5.40 Grafik <i>Horizontal Displacement</i> Setiap Potongan Pada Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Dengan Beban Gempa	77
Gambar 5.41 Pembagian Pias-Pias pada Gaya Vertikal	79
Gambar 5.42 Diagram Tekanan Tanah Lateral pada Dinding Penahan Tanah	80
Gambar 5.43 Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal	87
Gambar 5.44 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan I-I	87
Gambar 5.45 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan II-II	90
Gambar 5.46 Potongan Stabilitas Internal pada Tinjauan III-III dan Tinjauan IV-IV	93
Gambar 5.47 Momen yang Terjadi pada Pelat Kaki Pondasi	94

Gambar 5.48 Detail Pembagian Tulangan	96
Gambar 5.49 Detail Penulangan Dinding Penahan Tanah	104
Gambar 5.50 Perbandingan Nilai Angka Keamanan Kondisi Eksisting dan Setelah Diberi Perkuatan Dinding Penahan Tanah	106
Gambar 5.51 <i>Horizontal Displacement</i> Potongan A-A	106
Gambar 5.52 <i>Horizontal Displacement</i> Potongan B-B	107
Gambar 5.53 <i>Horizontal Displacement</i> Potongan C-C	107
Gambar 5.54 <i>Horizontal Displacement</i> Potongan D-D	108



DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1 Surat Izin Penelitian
- Lampiran 2 Data Bor Log
- Lampiran 3 Denah Rumah Sebagai Beban Bangunan



DAFTAR NOTASI

A	= Luas Penampang (m^2)
E	= Modulus Elastisitas (kN/m^2)
e	= Angka Pori
Ka	= Koefisien Tekanan Tanah Aktif
Kp	= Koefisien Tekanan Tanah Pasif
SF	= Safety Factor
Fc'	= Mutu beton (Mpa)
D	= Diameter (m)
L	= Panjang (m)
c	= Kohesi (kN/m^2)
ϕ	= Sudut geser dalam ($^\circ$)
θ	= Sudut keruntuhan ($^\circ$)
γ	= Berat volume tanah (kN/m^3)
β	= Sudut kemiringan permukaan tanah urug terhadap horizontal ($^\circ$)
α	= Sudut geser singgung masing-masing irisan ($^\circ$)
τ	= kuat geser dalam (kN/m^2)
σ	= Tegangan normal (kN/m^2)
Fgs	= Faktor aman terhadap pergeseran
ΣRh	= Tahanan dinding penahan tanah terhadap pergeseran (kN)
Fgl	= Faktor aman terhadap penggulingan

- Π = Konstantan dalam matematika yang merupakan keliling lingkaran dengan diameternya (nilainya adalah 3,14)
- ΣM_w = Momen yang melawan penggulingan (kNm)
- ΣM_{gl} = Momen yang mengakibatkan penggulingan (kNm)
- q_u = Kapasitas dukung ultimit (kN/m²)
- d_c, d_q, d_y = Faktor kedalaman
- i_c, i_q, i_y = Faktor kemiringan
- N_c, N_q, N_y = Faktor kapasitas dukung



ABSTRAK

Pada awal tahun 2021, Pemerintah melalui Dinas Pekerjaan Umum, Perumahan Dan Energi Sumber Daya Mineral Daerah Istimewa Yogyakarta melakukan pembangunan Jembatan Kenet. Pembangunan ini dilakukan karena rusaknya bagian jembatan yaitu longsornya talud jembatan selain itu usia jembatan yang dibangun tahun 1986 ini dianggap sudah tidak layak. Pada pembangunan ini terdapat dinding penahan tanah yang akan dibangun pada lereng sungai disekitar Jembatan Kenet. Pada dinding penahan tanah tersebut dilakukan penelitian untuk mengetahui angka keamanan dan deformasi yang terjadi pada massa tanah dinding penahan tanah.

Penelitian ini menganalisis stabilitas lereng asli dan lereng yang diberi perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever pada Jembatan Kenet. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui angka keamanan dan deformasi yang terjadi pada dinding penahan tanah pada Jembatan Kenet di Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul tepatnya pada Sta 0+300. Analisis dilakukan dengan menggunakan program Plaxis 8.6 dan perhitungan manual.

Hasil analisis Plaxis 8.6 untuk lereng asli didapatkan SF tanpa gempa 1,1749 dan dengan beban gempa 1,1666. Sedangkan hasil perhitungan manual metode Fellenius didapatkan SF 1,116. Untuk lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever didapatkan SF tanpa beban gempa 1,3241 dan dengan beban gempa 1,3239. Untuk perilaku deformasi yang terjadi pada lereng asli tanpa beban gempa adalah 0,01595 m dan dengan beban gempa adalah 0,11011 m. Sedangkan hasil lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever tanpa beban gempa adalah 0,01296 m dan dengan beban gempa adalah 0,03525 m.

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

ABSTRACT

In early 2021, the Government through the Department of Public Works, Housing and Mineral Resources of the Special Region of Yogyakarta undertook the construction of the Kenet Bridge. This construction was carried out due to the damage to the bridge, namely the landslide of the bridge talud. Besides that, the age of the bridge which was built in 1986 is considered unfit. In this construction there is a retaining wall that will be built on the river slope around the Kenet Bridge. Research on the retaining wall was carried out to determine the number of safety and deformation that occurred in the soil mass of the retaining wall.

This study analyzes the stability of the original slope and the slope that was reinforced with cantilever type retaining walls on the Kenet Bridge. The purpose of this study was to determine the number of safety and deformation that occurs in the retaining wall on the Kenet Bridge in Imogiri District, Bantul Regency, precisely at Sta 0+300. The analysis was performed using the Plaxis 8.6 program and manual calculations.

Plaxis 8.6 analysis results for the original slope obtained SF without an earthquake 1,1749 and with an earthquake load of 1,1666. While the results of calculations using the manual method Fellenius obtained SF 1,116. For slopes with cantilever type retaining walls, SF is obtained without earthquake load 1,3241 and with earthquake load 1,3239. The deformation behavior that occurs on the original slope without earthquake load is 0,01595 m and with an earthquake load of 0,11011 m. While the results of the slope with cantilever type retaining wall without earthquake load is 0,01296 m and with earthquake load is 0,03525 m.

Keywords: Soil stability, retaining wall, Deformation, Plaxis 8.6

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Setiap tahun laju pertumbuhan ekonomi di Indonesia di tuntut agar semakin meningkat . Maka dari itu dibutuhkan infrastruktur yang semakin baik pula untuk mendukung hal tersebut. Dengan adanya infrastruktur yang baik dapat membantu mempercepat meningkatnya perekonomian pada suatu daerah.

Dengan semakin meningkatnya perekonomian pada suatu daerah maka akan diikuti dengan meningkatnya jumlah kendaraan yang melintas, maka peningkatan sarana dan prasarana transportasi yang ada sangat dibutuhkan. Maka dari itu Pemerintah melalui Dinas Pekerjaan Umum, Perumahan Dan Energi Sumber Daya Mineral Daerah Istimewa Yogyakarta berupaya untuk meningkatkan ruas jalan di daerah yang dipandang penting agar melancarkan hubungan lalu-lintas antar wilayah. Salah satunya dengan pembangunan jembatan sehingga dapat memperlancar dan membuat lebih aman sehingga fungsi jalan dapat tercapai dengan baik.

Dalam membangun sebuah konstruksi pekerjaan dilakukan diatas tanah. Kondisi tanah yang baik sangat diperlukan dalam pembangunan untuk menunjang keamanan dan stabilitas konstruksi bangunan tersebut. Maka diperlukan perkuatan tanah untuk menjaga kestabilan dan keamanan dari suatu kelongsoran. Tanah longsor dapat diartikan sebagai akibat meningkatnya tegangan geser di dalam tanah atau menurunnya kuat geser pada massa tanah. Kekuatan geser massa tanah tidak dapat menahan beban kerja yang bekerja padanya. (Hardiyatmo,2010).

Pada 27 Oktober 2020 hujan lebat di Desa Selopamioro, Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul mengakibatkan talud pada Jembatan Kenet longsor. Longsornya talud Jembatan Kenet pada waktu itu mengakibatkan terganggunya akses terdekat yang menghubungkan Kabupaten Bantul dan Kabupaten Gunung Kidul. Untuk menangani masalah akan direncanakan pembangunan jembatan baru. Sebab berdasarkan usia jembatan yang dibangun tahun 1986 ini sudah tidak layak.

Rencana tersebut berhubungan dengan tujuan dari Dinas Pekerjaan Umum, Perumahan Dan Energi Sumber Daya Mineral Daerah Istimewa Yogyakarta agar ruas jalan yang dibawah tanggung jawabnya mendapatkan penanganan dan pemeliharaan baik jalan maupun jembatan agar dapat berfungsi dengan sebagaimana fungsinya.

Dinding penahan tanah adalah struktur yang dibangun dengan tujuan menahan tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urug atau tanah asli yang tidak stabil. Bangunan ini banyak diaplikasikan dalam proyek gedung, irigasi, jalan raya, dan lain-lain. Stabilitas dinding penahan tanah didapatkan dari berat struktur itu sendiri dan berat tanah di atas struktur tersebut. Besarnya dan distribusi tanah yang terjadi pada dinding penahan tanah bergantung pada pergerakan arah lateral tanah relatif terhadap dinding.

Penelitian ini melakukan analisis angka keamanan dari sisi Jembatan Kenet tersebut menggunakan bantuan program Plaxis 8.6 dengan perkuatan dinding penahan tanah beton bertulang tipe kantilever. Permodelan struktur disesuaikan dengan kondisi asli lapangan untuk mencapai hasil analisis yang optimal. Analisis dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui angka keamanan sisi Jembatan Kenet tersebut dan besarnya deformasi yang terjadi pada masa tanah dinding penahan tanah beton bertulang kantilever Jembatan Kenet.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian latar belakang di atas, maka dapat dirumuskan masalah sebagai berikut, yang akan dikaji dalam penelitian ini,

1. Bagaimana angka keamanan stabilitas lereng asli pada Jembatan Kenet di Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul ?
2. Bagaimana angka keamanan stabilitas lereng setelah dilakukan perkuatan menggunakan dinding penahan tanah beton bertulang kantilever pada Jembatan Kenet di Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul ?
3. Bagaimana perilaku deformasi massa tanah yang terjadi pada dinding penahan tanah beton bertulang kantilever Jembatan Kenet di Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul ?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut ini.

1. Mengetahui angka keamanan stabilitas lereng asli pada Jembatan Kenet di Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul.
2. Mengetahui angka keamanan stabilitas lereng sesudah diberi perkuatan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang Tipe Kantilever.
3. Mengetahui perilaku deformasi massa tanah yang terjadi pada dinding penahan tanah beton bertulang kantilever Jembatan Kenet di Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat yang diharapkan dari penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Menambah pengetahuan mengenai perkuatan tanah menggunakan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang Tipe Kantilever.
2. Dapat memberikan informasi tentang angka keamanan struktur dinding penahan tanah yang ada di lokasi tinjauan.
3. Dapat mengenal dan memberikan gambaran cara menganalisis stabilitas lereng menggunakan program Plaxis 8.6.

1.5 Batasan Penelitian

Untuk menjaga agar penelitian yang dibahas terfokus pada topik permasalahan maka diperlukan adanya Batasan- Batasan masalah. Adapun batasan penelitian yang ditetapkan pada penelitian ini adalah sebagai berikut ini.

1. Lokasi penelitian Jembatan Kenet di Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul
2. Data tanah dan gambar rencana didapat dari Dinas Pekerjaan Umum, Perumahan dan Energi Sumber Daya Mineral, Daerah Istimewa Yogyakarta selaku pemilik proyek.
3. Penelitian ini dibatasi pada analisis angka keamanan lereng eksisting dan lereng yang diperkuat menggunakan dinding penahan tanah kantilever dengan membandingkan hasil perhitungan manual dan dengan program Plaxis 8.6.

4. Program yang digunakan untuk membantu menganalisis adalah Program Plaxis 2D menggunakan Plaxis 8.6.
5. Jenis dinding penahan tanah ini menggunakan dinding penahan tanah beton bertulang tipe kantilever. Mutu beton digunakan yaitu $f_c' = 20$ Mpa dengan tinggi 4,5 meter dan lebar 2,9 meter.
6. Muka air tanah dan sungai diasumsikan sama yaitu digunakan muka air sungai dalam kondisi normal.
7. Tulangan yang digunakan pada dinding penahan tanah adalah tulangan pokok D16 dan tulangan Sengkang D13.
8. Faktor gempa yang digunakan dalam analisis adalah faktor gempa pada lokasi proyek yaitu di Jembatan Kenet di Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul menggunakan beban gempa dinamis dengan mengabaikan sesar.
9. Penelitian yang dilaksanakan tidak termasuk detail gambar, proses, dan rencana anggaran biaya.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kantilever

Prasetyo (2020) melakukan penelitian mengenai analisis stabilitas lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever dengan bantuan program plaxis pada studi kasus Jalan Ponorogo-Trenggalek Sta 23+600. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui nilai *safety factor* (SF) lereng eksisting dan lereng yang diberi perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever. Hasil yang didapat dari penelitian tersebut adalah lereng asli pada Jalan Ponorogo-Trenggalek Sta 23+600 setelah dianalisis menggunakan program Plaxis 8.6 mengalami collapse. Untuk perhitungan manual menggunakan metode bishop didapatkan nilai SF sebesar 0,484 nilai tersebut dibawah angka aman yaitu 1,25, lereng tidak stabil terhadap keruntuhan. Kemudian dilakukan analisis lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever menggunakan program Plaxis 8.6, saat kondisi masa konstruksi tanpa beban gempa diperoleh nilai SF 1,3538 dan menggunakan beban gempa 1,3529. Sedangkan hasil kondisi paska konstruksi tanpa beban gempa diperoleh nilai sebesar 1,2683 dan menggunakan beban gempa sebesar 1,2678. Dari hasil analisis yang diperoleh diperoleh nilai SF yang sudah melebihi 1,25, maka lereng dinyatakan aman terhadap keruntuhan.

Hediyanto (2018) melaksanakan penelitian tentang stabilitas lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever dan sheetpile dengan bantuan program geoslope pada studi kasus Bantaran Sungai Code. Tujuan dari penelitian ini adalah mengetahui *safety factor* (SF) pada lereng eksisting, lereng perkuatan dinding penahan tanah katilever, lereng perkuatan *sheet pile*, dan mengetahui perilaku deformasi tanah yang terjadi terhadap perkuatan dinding kantilever dan sheet pile menggunakan bantuan program geoslope. Hasil analisis dengan program geoslope/W diperoleh nilai SF lereng eksisting tanpa beban gempa 1,118 dan

menggunakan beban gempa adalah 0,565, lereng perkuatan dinding kantilever diperoleh nilai SF tanpa beban gempa adalah 2,639 dan nilai SF menggunakan beban gempa adalah 1,789, dan lereng perkuatan sheet pile diperoleh nilai SF tanpa beban gempa 2,726 dan menggunakan beban gempa 1,846. Sedangkan hasil analisis pergerakan tanah menggunakan geoslope/W diperoleh pergerakan tanah terbesar tanpa beban gempa pada potongan A-A adalah 0,0159m, potongan B-B adalah 0,0134 m, dan potongan C-C adalah 0,096 m. Untuk hasil pergerakan tanah menggunakan beban gempa pada potongan A-A adalah 0,7 m, potongan B-B adalah 1,03 m, dan potongan C-C adalah 0,1 m. Untuk hasil lereng perkuatan sheet pile, pergerakan tanah terbesar tanpa beban gempa pada potongan A-A adalah 0,0377 m, potongan B-B adalah 0,047 m, dan potongan C-C adalah 0,008 m. Dan menggunakan beban gempa pada potongan A-A adalah 0,44 m, potongan B-B adalah 0,9 m, dan potongan C-C adalah 0,088 m.

Hariyadi (2018) melakukan studi tentang perilaku pergerakan massa tanah pada dinding penahan tanah menggunakan program Plaxis 8.6 pada studi kasus Overpass Simpang Paringin Sta.250-275. Tujuan dari penelitian ini adalah mengetahui nilai *safety factor* (SF) dan perilaku deformasi massa tanah yang terjadi terhadap tanah dinding penahan tanah Overpass Simpang Paringin Sta. 250-275 Balangan PT. Adaro Indonesia. Dari hasil analisis yang telah dilaksanakan didapat nilai SF pada lereng asli kondisi sebelum operasional terhadap penggeseran adalah $1,54 < 1,5$ (aman), SF terhadap stabilitas penggulingan adalah $2,54 > 1,5$ (aman), dan SF terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah adalah $q_{maks} = 31,46 \text{ T/m}^2 > q_{all} = 23,48 \text{ T/m}^2$ (tidak aman) dan $q_{min} = 2,03 \text{ T/m}^2 > 0 \text{ T/m}^2$ (aman). Untuk hasil setelah dilaksanakan perbaikan diperoleh nilai SF terhadap penggeseran adalah $1,79 > 1,5$ (aman), SF terhadap penggulingan adalah $3,69 > 1,5$ (aman), SF terhadap kapasitas dukung tanah adalah $q_{maks} = 21,35 \text{ T/m}^2 < q_{all} = 31,18 \text{ T/m}^2$ (aman) dan $q_{min} = 9,79 \text{ T/m}^2 > 0 \text{ T/m}^2$ (aman). Sedangkan hasil analisis perilaku deformasi yang terjadi pada massa tanah didapatkan deformasi maksimum arah horisontal kondisi terbebani kendaraan ringan tanpa gempa sebesar 0,0117 m dan menggunakan beban gempa sebesar 0,025 m, kondisi terbebani kendaraan sedang tanpa gempa sebesar 0,148 m dan menggunakan gempa sebesar 0,244 m, dan

kondisi terbebani kendaraan berat tanpa gempa sebesar 0,272 m dan menggunakan beban gempa sebesar 0,319 m. Dari hasil analisis yang didapatkan nilai deformasi yang terjadi masih tergolong relatif aman.

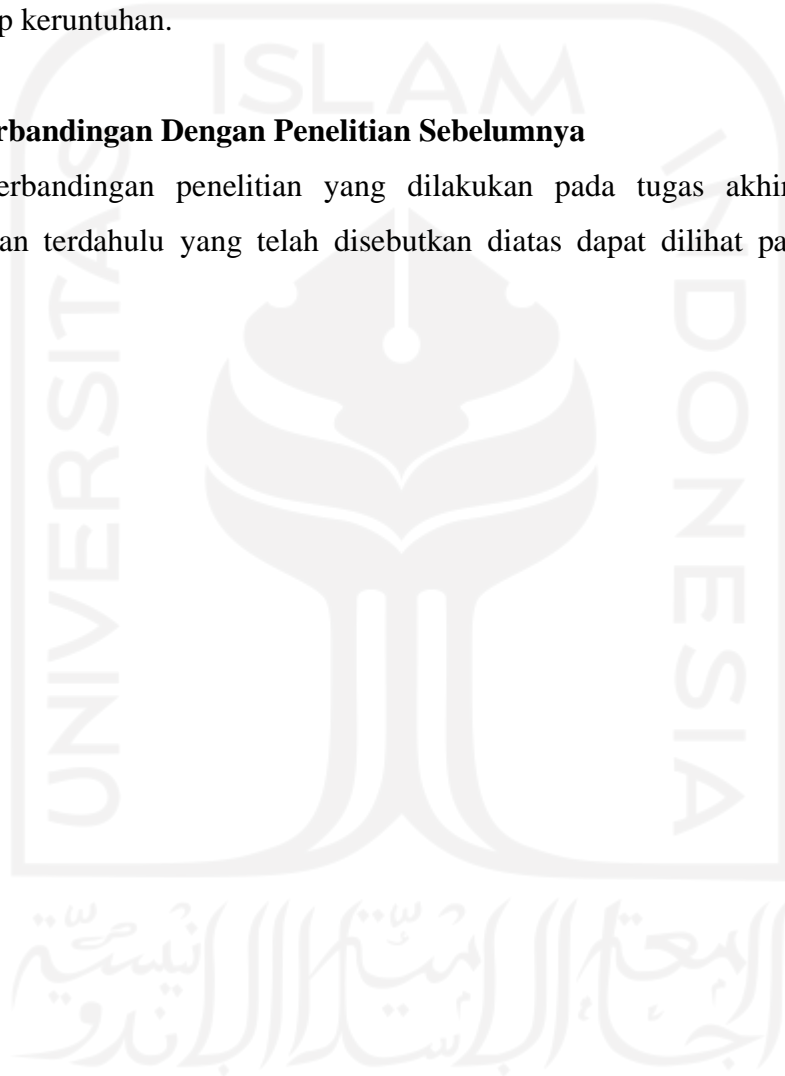
Nurtanti (2019) dalam penelitiannya menganalisis stabilitas struktur dengan mencari angka keamanan lereng menggunakan plaxis 8.6 dan perhitungan manual pada Sta +100 di Sungai Pabelan. Hasil analisis stabilitas lereng asli akan diperkuat dengan menggunakan dinding penahan tanah beton bertulang dan turap baja. Hasil analisis didapatkan bahwa stabilitas lereng tanah asli tidak aman. Analisis dengan menggunakan plaxis didapatkan (SF tanpa gempa= 1.1049, SF dengan gempa = 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 tanpa gempa = 1.8716, SF dengan gempa = 1.2730) sedangkan analisis manual didapatkan (SFGeser= 3.1527, SF guling = 3.7738, SF daya dukung = 3.2651, $q_{maks} = 299.281250 \text{ kN/m}^2$, $q_{min} = 132.498531 \text{ kN/m}^2$). Hasil angka aman lereng yang diperkuat dengan turap baja menggunakan plaxis didapatkan (SF tanpa gempa = 1.5734, SF dengan gempa=1.3067) sedangkan analisis dengan manual fellenius didapatkan (SF = 1.6953).

Kurniawan (2019) dalam penelitiannya melakukan analisis stabilitas lereng menggunakan program Plaxis 8.6 untuk mengetahui nilai angka aman lereng pada kondisi sebelum dan sesudah menggunakan dinding penahan tanah tipe kantilever dan sheet pile baja pada Jalan Tol Seksi V Balikpapan - Samarinda Sta. 2+850 - 3+050 yang merupakan bagian dari ruas Jalan Tol Trans Kalimantan Timur. Hasil perhitungan nilai angka aman pada lereng dengan timbunan asli menggunakan program Plaxis 8.6 tidak didapatkan nilai angka aman, maka digunakan perhitungan manual yang didapat sebesar 0,351. Dengan nilai Angka aman $< 1,25$ maka lereng labil atau tidak aman terhadap keruntuhan. Pada lereng dengan dinding penahan tanah dengan menggunakan program Plaxis 8.6 pada kondisi masa konstruksi tanpa beban gempa sebesar 1,9354 dan dengan beban gempa sebesar 1,9257. Sedangkan nilai angka aman pada kondisi paska konstruksi tanpa beban gempa sebesar 1,5250 dan dengan beban gempa sebesar 1,5172. Dengan nilai Angka aman $> 1,25$, maka

lereng aman terhadap keruntuhan. Sedangkan pada sheet pile baja dengan menggunakan program Plaxis 8.6 pada kondisi masa konstruksi tanpa beban gempa sebesar 2,4031 dan dengan beban gempa sebesar 2,3535. Sedangkan nilai angka aman pada kondisi paska konstruksi tanpa beban gempa sebesar 1,7522 dan dengan beban gempa sebesar 1,7359. Dengan nilai Angka aman $> 1,25$, maka lereng aman terhadap keruntuhan.

2.2 Perbandingan Dengan Penelitian Sebelumnya

Perbandingan penelitian yang dilakukan pada tugas akhir ini dengan penelitian terdahulu yang telah disebutkan diatas dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut.



Tabel 2.1 Perbandingan Perbedaan Penelitian Terdahulu dan Penelitian Sekarang

Peneliti	Prasetyo	Hediyanto	Nurtanti	Hariyadi	Kurni2awan	Effendi
Tahun	2020	2018	2019	2018	2019	2022
Judul Penelitian	Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Kantilever Pada Lereng Jalan Ponorogo-Trenggalek Stasiun 23+600 Menggunakan Program Plaxis	Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Dinding Kantilever Dan Sheeppile Pada Bantaran Sungai Code	Analisis Perkuatan Tanah dengan Menggunakan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang dan Dinding Turap Baja dengan Program Plaxis 8.6 pada Sungai Pabelan	Analisis Perilaku Gerakan Massa Tanah Pada Dinding Penahan Tanah Overpass Simpang Paringin Sta. 250-275 Menggunakan Metode Elemen Hingga	Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah dan Sheet Pile Baja pada Lereng Jalan Tol Samarinda – Balikpapan STA 2+850 – 3+050	Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang Kantilever (Studi Kasus : Proyek Jembatan Kenet, Kabupaten Bantul, Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Perbedaan Penelitian Terdahulu dan Penelitian Sekarang

Peneliti	Prasetyo	Hediyanto	Nurtanti	Hariyadi	Kurniawan	Effendi
Tahun	2020	2018	2019	2018	2019	2022
Tujuan Penelitian	Mengetahui nilai <i>safety factor</i> (SF) dari lereng eksisting dan lereng perkuatan dinding penahan tanah kantilever menggunakan program Plaxis	Mengetahui nilai SF lereng eksisting, SF lereng perkuatan DPT kantilever, SF perkuatan <i>sheet pile</i> , dan deformasi tanah yang terjadi terhadap dinding katilever dan sheetpile	Mengetahui angka aman lereng asli di Sungai Pabelan, Mungkid, Magelang, lereng diperkuat dengan menggunakan dinding penahan tanah beton tertulang, dan lereng diperkuat dengan menggunakan Steel Sheet Pile.	Mengetahui <i>safety factor</i> (SF) DPT dan mengetahui deformasi yang terjadi pada massa tanah terhadap dinding penahan tanah	Mengetahui angka aman pada lereng timbunan tanah asli, lereng timbunan menggunakan dinding penahan tanah jenis kantilever, dan lereng timbunan menggunakan sheet pile baja	Mengetahui angka keamanan stabilitas lereng asli dan setelah diberi perkuatan DPT Cantilever. Mengetahui deformasi yang terjadi pada massa tanah dinding penahan tanah beton bertulang kantilever
Metode Penelitian	Analisis dengan metode bishop dan program Plaxis 8.6	Analisis perhitungan manual dan menggunakan program Geoslope/W	Analisis dengan program Plaxis 2D Versi 8.6 dan perhitungan manual metode Fellenius.	Menggunakan program geoslope dan perhitungan metode Fellenius dan Taylor	Program Plaxis 2D Versi 8.6 dan perhitungan manual metode Fellenius.	Menggunakan program Plaxis 2D 8.6 dan perhitungan metode Fellenius.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Perbedaan Penelitian Terdahulu dan Penelitian Sekarang

Peneliti	Prasetyo	Hediyanto	Nurtanti	Hariyadi	Kurniawan	Effendi
Tahun	2020	2018	2019	2018	2019	2022
Hasil Penelitian	Analisis lereng asli menggunakan plaxis mengalami <i>collapse</i> , sedangkan metode bishop didapat SF 0,484. Hasil analisis Plaxis 8.6 lereng perkuatan DPT kantilever masa konstruksi tanpa gempa yaitu 1,3538 dan menggunakan gempa sebesar 1,3529. Sedangkan paska konstruksi tanpa gempa didapatkan nilai sebesar 1,2683 dan menggunakan gempa sebesar 1,2678.	SF lereng eksisting dengan beban berat sendiri 1,118 dan dengan gempa adalah 0,565. SF lereng perkuatan <i>Sheet pile</i> tanpa gempa 2,726 dan menggunakan gempa sebesar 1,846. SF lereng perkuatan DPT kantilever tanpa gempa sebesar 2,639 dan menggunakan gempa sebesar 1,789	SF lereng diperkuat dengan DPT tipe kantilever dengan plaxis (SF tanpa gempa = 1.8716, SF dengan gempa = 1.2730). SF lereng diperkuat turap baja dengan plaxis didapatkan (SF tanpa gempa =1.5734, SF dengan gempa=1.3067) sedangkan analisis manual fellenius didapatkan (SF =1.6953).7	Lereng eksisting sebelum operasional SF terhadap penggeseran 1,54 < 1,5 (aman), SF terhadap penggulingan 2,54 > 1,5 (aman). Kondisi setelah diperbaiki terhadap penggeseran 1,79 > 1,5 (aman), nilai penggulingan 3,69 > 1,5 (aman), Untuk deformasi maksimum arah horisontal tanpa gempa 0,272 m dan dengan beban gempa 0,319 m.	Hasil perhitungan nilai SF pada lereng timbunan asli perhitungan manual metode Fellenius 0,351. Nilai SF lereng perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever kondisi masa konstruksi tanpa beban gempa 1,9255 dan dengan beban gempa 1,9022. Sedangkan nilai angka aman kondisi paska konstruksi tanpa beban gempa 1,5927 dan dengan beban Gempa 1,5862.	Hasil Plaxis 1,1749 dan dengan gempa 1,1666. Hasil Fellenius SF 1,116. Lereng perkuatan DPT tanpa gempa SF = 1,3241 dan dengan gempa SF = 1,3239. Hasil stabilitas eksternal $SF_{Geser} = 4,4867$, $SF_{Guling} = 5,8058$, dan $SF_{Daya Dukung} = 3,0153$. Deformasi lereng asli tanpa gempa 0,01595 m dan dengan gempa 0,11011 m. Hasil lereng dengan DPT tanpa gempa 0,01296 m dan dengan gempa 0,03525 m.

Sumber: (Prasetyo,2020), (Hediyanto,2018), (Nurtanti,2019), (Hariyadi,2018), (Kurniawan,2019)

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

3.1.1 Pengertian Tanah

Dalam Teknik sipil, tanah adalah himpunan mineral, bahan organik, dan endapan-endapan yang relatif lepas (*loose*), yang terletak diatas batuan dasar (*bedrock*). Lemahnya ikatan antara butiran dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap diantara partikel. Ruang diantara partikel tersebut dapat diisi berupa udara, air, ataupun keduanya. Proses pembentukan tanah dapat berupa proses fisik maupun kimia. Proses pembentukan secara fisik merubah batuan menjadi partikel yang lebih kecil yang dapat diakibatkan karena pengaruh erosi, angin, air, es, manusia, atau hancur akibat perubahan suhu atau cuaca. Sedangkan untuk pelapukan kimia umumnya terjadi akibat pengaruh oksigen, karbondioksida, air (terutama yang mengandung asam atau alkali) dan proses kimia yang lain. Jika hasil dari pelapukan masih berada ditempatnya maka disebut tanah residual (*residual soil*), sedangkan hasil pelapukan yang berpindah lokasinya disebut tanah terangkut (*transported soil*) (Hardiyatmo, 2010).

3.1.2 Klasifikasi Tanah

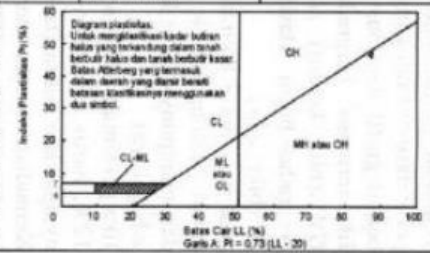
Pada umumnya sistem klasifikasi tanah terbagi menjadi dua yang sering digunakan. Sistem tersebut yaitu klasifikasi tanah berdasarkan USCS (*Unified Soil Classification System*) dan klasifikasi berdasarkan AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Official*).

1. Klasifikasi Tanah Sistem USCS (*United Soil Classification System*)

Klasifikasi ini diusulkan oleh A. Cassagrande pada tahun 1942 dan dilakukan revisi kembali tahun 1952 oleh The Corps of Engineers and The US Bureau of Reclamation. Menurut metode USCS, terdapat 2 pembagian jenis tanah yaitu tanah berbutir kasar (kerikil dan pasir) dan tanah berbutir halus (lanau dan

lempung). Tanah dapat dikategorikan dalam butiran kasar jika lebih dari 50% tertahan di atas saringan no. 200. Sementara itu tanah dikategorikan berbutir halus jika lebih dari 50% lolos dari saringan no. 200. Selanjutnya klasifikasi yang lebih detail dapat dilihat Gambar 3.1 berikut ini.

Divisi Utama		Simbol Kelompok	Nama Jenis	Nama Jenis
Tanah berbutir kasar 50% tertahan saringan no. 200 (0,075 mm)	Kerikil bersih (sedikit atau tak ada butiran halus)	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 kedua kriteria untuk GW Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $P_i < 4$ Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $P_i > 7$ $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$, $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ antara 1 dan 3 Tidak memenuhi kedua kriteria untuk SW Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $P_i < 4$ Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $P_i > 7$
		GP	Kerikil gradasi buruk dan campuran pasir-kerikil atau tidak mengandung butiran halus	
	Kerikil banyak kandungan butiran halus	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil-pasir-lempung	
		GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung	
	Pasir bersih (sedikit atau tak ada butiran halus)	SW	Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus	
		SP	Pasir gradasi buruk, pasir kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus	
Kerikil banyak kandungan butiran halus	SM	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau		
	SC	Pasir berlempung, campuran pasir-lempung		
Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos saringan no. 200 (0,075 mm)	Lanau dan lempung batas cair 50% atau kurang	ML	Lanau tak organik dan pasir sangat halus, serbuk batuan atau pasir halus berlanau atau berlempung	Manual untuk identifikasi secara visual dapat dilihat di ASTM Designation D-2488
		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		
	Lanau dan lempung batas cair > 50%	MH	Lanau tak organik atau pasir halus diatomae, lanau elastis	
CH		Lempung tak organik dengan plastisitas tinggi, lempung gemuk (fat clays)		
Tanah dengan kadar organik tinggi		OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi	
		P _i	Gambut ('peat') dan tanah lain dengan kandungan organik tinggi	



Gambar 3.1 Klasifikasi Tanah Sistem USCS

(Sumber:Hardiyatmo,2012)

2. Klasifikasi Berdasarkan AASHTO (*American Association Of State Highway And Transportation Official*).

Sistem klasifikasi AASHTO (*American Association Of State Highway And Transportation Official*) berguna untuk menentukan kualitas tanah yang ditujukan untuk perencanaan timbunan jalan, *subbase*, dan *subgrade*. Sistem AASHTO membagi tanah kedalam 8 kelompok, A-1 sampai A-8 termasuk sub-sub kelompok. Dalam tiap kelompoknya tanah dievaluasi terhadap indeks kelompoknya yang dihitung menggunakan rumus empiris. Pengujian yang digunakan adalah analisis saringan dan batas Atteberg. Selanjutnya klasifikasi yang lebih detail dapat dilihat pada Gambar 3.2 berikut ini.

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
Analisis saringan (% lolos) 2,00 mm (no. 10) 0,425 mm (no. 40) 0,075 mm (no. 200)	50 maks 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	
Staf fraksi lolos saringan no. 4) Batas cair (LL) Indeks plastis (PI)	- - 6 maks	- - np	- - np	40 maks 10 maks	41 min 10 maks	40 maks 11 min	41 min 11 min	40 maks 11 min	41 min 11 min	
Indeks kelompok (GI)	0	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 berlainan atau berlempung dan pasir	tanah berlanau		tanah berlempung				
Penilaian umum sebagai tanah dasar	sangat baik sampai baik						sedang sampai buruk			

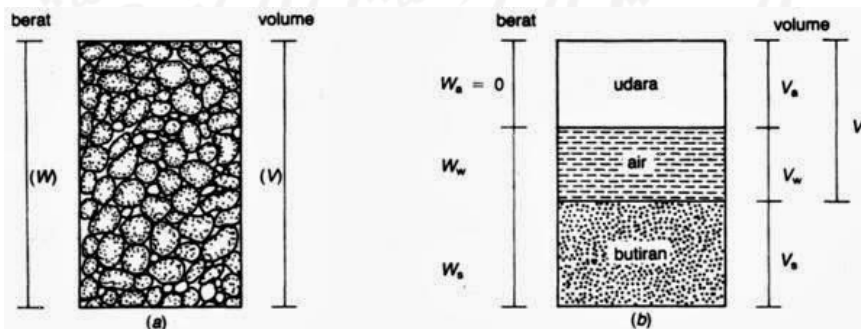
Catatan : Kelompok A-7 dibagi atas A-7-5 dan A-7-6 bergantung pada batas plastisnya (FL)
 Untuk $PL > 30$, klasifikasinya A-7-5;
 untuk $PL < 30$, klasifikasinya A-7-6.
 np = nonplastis

Gambar 3.2 Klasifikasi Tanah Sistem AASHTO

(Sumber:Hardiyatmo,2012)

3.1.3 Propertis Tanah

Tanah terbangun dari dua atau tiga komponen yaitu udara, air, dan bahan padat. Air sangat berpengaruh terhadap sifa-sifat teknis tanah, sedangkan udara dianggap tidak mempengaruhi sifat teknis tanah. Pada ruang antara butiran tanah dapat berisi oleh air atau udara. Bila seluruh rongga tanah terisi air maka tanah dinyatakan sebagai tanah jenuh. Bila rongga tanah berisi air dan udara maka dinyatakan dalam jenuh sebagian (*partially saturated*). Untuk tanah yang tidak mengandung air sama sekali disebut tanah kering. Hubungan-hubungan jadar air, angka pori, porositas, danlain-lainnya dapat dilihat dalam Gambar 3.3 berikut



Gambar 3.3 Diagram Fase Tanah

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

Menurut Gambar 3.3 (a) diatas, menunjukkan bahwa elemen tanah memiliki volume (V) dan berat total (W), sedangkan Gambar 3.3 (b) menunjukkan hubungan antara berat dengan bolumenya. Maka dari gambar diatas dapat dibentuk Persamaan 3.1, 3.2, dan 3.3 sebagai berikut

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

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

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

Dengan :

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 Kering (γ_d)

Berat volume kering adalah perbandingan antara berat butiran (W_s) dengan volume total (V) tanah. Dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.4 sebagai berikut.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

$$\gamma_d = \frac{G_s + \gamma_w}{1 + e} \quad (3.4)$$

2. Berat Volume Lembab atau Basah (γ_b)

Berat volume basah adalah perbandingan antara berat partikel tanah termasuk air dan udara (W) dengan total volume (V) tanah. Dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.5 sebagai berikut.

$$\gamma_b = \frac{W}{V}$$

$$\gamma_b = \frac{G_s \gamma_w (1 + w)}{1 + e} \quad (3.5)$$

3. Berat Volume Butiran Padat (γ_s)

Berat volume butiran padat adalah perbandingan antara berat butiran padat (W_s) dengan volume total (V) tanah. Dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.6 berikut.

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

4. Berat Jenis (G_s)

Berat jenis adalah perbandingan antar berat volume butiran padat (γ_s) dengan berat volume air (γ_w). Dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.7 berikut.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (3.7)$$

G_s tidak memiliki dimensi. Nilai berat jenis dari berbagai tanah dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut.

Tabel 3.1 Berat Jenis Tanah (*specific gravity*)

No	Jenis Tanah	Berat Jenis (G_s)
1	Kerikil	2,65 - 2,68
2	Pasir	2,65 - 2,68
3	Lanau anorganik	2,62 - 2,68
4	Lempung organik	2,58 - 2,65
5	Lempung anorganik	2,68 - 2,75
6	Humus	1,37
7	Gambut	1,25 - 1,80

(Sumber:Hardiyatmo,2012)

5. Derajat Kejenuhan (S)

Derajat kejenuhan adalah perbandingan antara volume air (V_w) dengan volume total rongga pori tanah (V_v). Dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.8 berikut.

$$S(\%) = \frac{V_w}{V_x} \times 100 \quad (3.8)$$

Berbagai macam derajat kejenuhan sesuai kondisi tanah dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut

Tabel 3.2 Derajat Kejenuhan dan Kondisi Tanah

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, 2012)

6. Modulus Elastisitas

Modulus elastisitas adalah besaran yang menunjukkan besarnya angka elastisitas tanah dari rasio perbandingan tegangan yang dihasilkan terhadap regangan. Taksiran nilai modulus elastisitas tanah dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut.

Tabel 3.3 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

No	Jenis Tanah	E (kN/m ²)
1	Lempung : Sangat lunak	300 – 300
	Lunak	2000 – 4000
	Sedang	4500 – 9000
	Keras	7000 – 20000
	Berpasir	30000 – 42500
2	Pasir : Berlanau	5000 – 20000
	Tidak padat	10000 – 25000
	Padat	50000 – 100000

Lanjutan Tabel 3.3 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

No	Jenis Tanah	E (kN/m ²)
3	Pasir dan kerikil : Padat	80000 – 200000
	Tidak padat	50000 – 140000
4	Lanau	2000 – 20000
5	Loses	15000 – 60000
6	Cadas	140000 - 1400000

(Sumber: Bowless, 1977)

7. Permeabilitas

Permeabilitas adalah sifat bahan berpori yang memungkinkan cairan yang berupa air atau minyak mengalir melewati rongga pori sehingga membuat aliran rembesan. Pori-pori tanah saling berhubungan sehingga hal tersebut dapat menyebabkan air untuk mengalir dari titik energi tinggi menuju titik energi yang lebih rendah. Pada tanah, permeabilitas diuraikan sebagai sifat tanah yang mengalirkan zat cair melalui rongga pori tanah. Tahanan terhadap aliran bergantung kepada jenis tanah, ukuran butiran, bentuk butiran, rapat massa, serta bentuk geometri dari rongga pori. Nilai kisaran permeabilitas tanah dapat dilihat pada Tabel 3.4 berikut.

Tabel 3.4 Kisaran Nilai Permeabilitas Tanah

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

(Sumber: Hardiyatmo, 2012)

8. *Poisson Ratio*

Nilai *poisson ratio* ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan pemuaian lateral. Nilai tersebut dapat ditentukan berdasarkan tipe tanah. Hubungan jenis tanah dan *poisson ratio* dapat dilihat pada Tabel 3.5 berikut.

Tabel 3.5 Hubungan Jenis Tanah dan *Poisson Ratio*

No	Jenis Tanah	<i>Poisson Ratio</i>
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
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	<i>Loose</i>	0,1 – 0,3
10	Beton	0,15

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

3.1.4 Kuat Geser Tanah

Kuat geser tanah adalah gaya yang ditimbulkan dari perlawanan butir-butir tanah terhadap desakan atau tarikan. Dengan dasar pengertian ini, Hardiyatmo (2012). Dari pengertian tersebut, bila tanah mengalami pembebanan maka akan ditahan oleh :

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.

Persamaan yang digunakan yaitu persamaan *coulomb* (1776). Persamaan *coulomb* (1776) dapat dilihat pada Persamaan 3.9 berikut.

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg}\varphi \quad (3.9)$$

Dengan :

τ = kuat geser dalam (KN/m²)

c = kohesi (KN/m²)

σ = tegangan normal pada bidang runtuh (KN/m²)

ϕ = sudut gesek dalam tanah (derajat)

3.2 Stabilitas Lereng

3.2.1 Umum

Menurut Hardiyatmo (2010), apabila kondisi permukaan tanah tidak horisontal, komponen gravitasi akan menyebabkan tanah bergerak ke bawah. Jika komponen gravitasi terlampaui besar sehingga menyebabkan perlawanan terhadap geseran yang dapat dikerahkan oleh tanah pada bidang longsornya terlampaui, maka dapat terjadi kelongsoran. Analisis stabilitas lereng merupakan analisis stabilitas pada permukaan tanah miring. Umumnya tujuan dari analisis stabilitas lereng yaitu untuk mengecek keamanan dari lereng alam, lereng galian, dan lereng urugan tanah. Analisis stabilitas lereng sering digunakan pada perancangan bangunan seperti jalan raya, jalan kereta api, bandara, dan lain-lain.

3.2.2 Faktor Penyebab kelongsoran

Dalam Hardiyatmo (2010), Terzaghi (1950) menguraikan penyebab kelongsoran lereng, terdiri pengaruh internal dan eksternal. Pengaruh eksternal, yaitu pengaruh yang menyebabkan peningkatan gaya geser tanpa adanya parameter kuat geser tanah. Berikut hal-hal yang menyebabkan terjadinya pergerakan tanah.

1. Bertambahnya beban pada lereng. Bertambahnya beban pada lereng dapat berupa bangunan baru, tambahan beban oleh rembesan air yang masuk ke pori-pori tanah maupun yang menggenangi di permukaan tanah dan beban dinamis oleh tumbuhan yang tertiuap angin dan lain-lain.
2. Penggalian pada kaki lereng.
3. Penggalian yang menyebabkan kemiringan lereng semakin tajam.
4. Perubahan muka air dengan cepat (*rapid drawdown*) yang terjadi di bendungan, sungai dan lain-lain.

5. Peningkatan tekanan lateral akibat air (retakan yang terisi air menyebabkan tanah terdorong kearah lateral).
6. Aktivitas yang menyebabkan gempa bumi dan getaran yang berlebihan.
7. Tahanan geser pembentuk lereng yang mengalami penurunan akibat bertambahnya kadar air.

3.2.3 Batas Gerakan Tanah

Menurut Duncan dan Wright (2005) dalam Look (2007), toleransi *displacement* akibat gempa untuk lereng dan bendung adalah 1 meter. Jika menurut data Skempton dan Hutchinson (1969) dalam Look (2007), batasan pergerakan tanah yang masih ditoleransi sebelum terjadi longsor pada lereng dan dinding penahan tanah dapat dilihat pada Tabel 3.6 sebagai berikut.

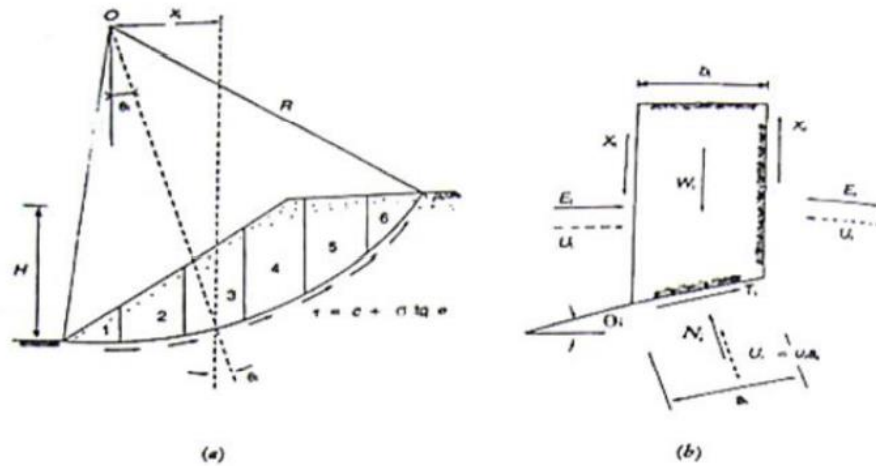
Tabel 3.6 Batasan Pergerakan Tanah Sebelum Longsor

Tipe	Total Pergerakan (cm)
Dinding penahan kesil s/d besar	20 – 40
Longsor sedang s/d besar	40 – 130

(Sumber: Look, 2007)

3.2.4 Analisis Stabilitas Lereng Menggunakan Metode Fellenius

Menurut Hardiyatmo (2010), 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. Perhitungan ini banyak digunakan dalam praktek, karena perhitungan yang sederhana dan kesalahan perhitungan yang dihasilkan masih pada sisi yang aman. Dalam perhitungannya, massa tanah yang longsor dipecah-pecah menjadi beberapa irisan vertikal. Gaya yang bekerja pada irisan dapat dilihat pada Gambar 3.4 sebagai berikut.



Gambar 3.4 Gaya yang Bekerja pada Irisan

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Analisis stabilitas lereng dengan metode Fellenius (1936) menganggap bahwa gaya-gaya yang bekerja pada sisi kanan-kiri dari sembarang irisan mempunyai resultan nol pada arah yang tegak lurus dengan bidang kelongsoran. Faktor aman dalam metode Fellenius dinyatakan dalam Persamaan 3.10 berikut.

$$F = \frac{\text{Jumlah momen dari tahanan geser sepanjang bidang longsor}}{\text{Jumlah momen dari berat massa tanah yang longsor}}$$

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} c a_i + (W_i \cos \theta_i - u_i a_i) \tan \phi}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin \theta_i} \quad (3.10)$$

Dengan :

- F = faktor aman
- c = kohesi tanah (kN/m²)
- θ = sudut gesek dalam tanah (derajat)
- 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 yang didefinisikan dalam gambar 3.4 (derajat)

3.3 Dinding Penahan Tanah

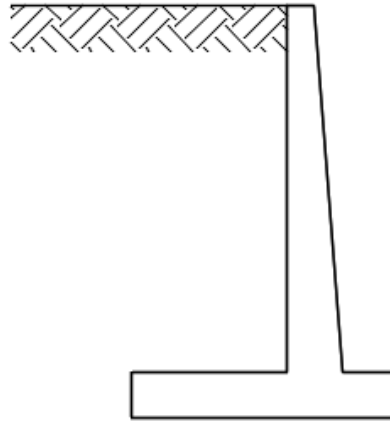
Menurut Hardiyatmo (2010), Bangunan dinding penahan tanah adalah bangunan yang berfungsi untuk menahan tekanan tanah lateral yang ditimbulkan oleh adanya tanah urug atau tanah asli yang labil. Kestabilan dinding penahan tanah yang utama diperoleh dari berat sendiri struktur tersebut dan berat tanah yang berada diatas pondasi. Besar dan distribusi tekanan tanah pada dinding penahan tanah sangat bergantung pada gerakan ke arah lateral tanah relatif terhadap dinding. Terdapat beberapa tipe dinding penahan tanah, antara lain :

1. Dinding penahan tanah tipe kantilever
2. Dinding penahan tanah tipe gravitasi
3. Dinding penahan tanah tipe semi gravitasi
4. Dinding penahan tanah tipe krib
5. Dinding penahan tanah tipe *counterfort*
6. Dinding penahan tanah tipe tanah bertulang (*reinforced earth wall*)

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

3.3.1 Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever

Dinding penahan tanah tipe kantilever adalah dinding yang terdiri dari kombinasi antara dinding dan beton bertulang yang berbentuk huruf T. Dimensi pelat dasar dibuat eksentrisitas ($e < B/6$) dengan tebal puncak minimum adalah 0,20 meter. Stabilitas konstruksi tipe kantilever ini diperoleh dari berat sendiri dinding penahan dan berat tanah di atas tumit tapak (hell). Terdapat 3 bagian struktur yang berfungsi sebagai kantiliver, yaitu bagian dinding vertikal (*steem*), 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 3.5 berikut.



Gambar 3.5 Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever

(Sumber: CV. Kadung Karya Konsultan,2021)

3.3.2 Tekanan Tanah Lateral

Dalam sebuah perancangan dinding penahan tanah dibutuhkan pengetahuan mengenai tekanan tanah lateral. Tekanan tanah lateral merupakan gaya yang ditimbulkan akibat adanya dorongan tanah dibelakang struktur penahan tanah. Besarnya tekanan tanah lateral dipengaruhi oleh perubahan letak (*displacement*) dari dinding penahan tanah dan sifat-sifat tanah.(Hardiyatmo, 2010)

Terdapat tiga jenis tekanan tanah lateral yaitu tekanan tanah lateral saat diam, tekanan tanah lateral saat aktif, dan tekanan tanah lateral saat pasif. Berikut penjelasan mengenai masing-masing jenis tekanan tanah lateral.

1. Tekanan Tanah Lateral Saat Diam

Tekanan tanah lateral saat diam adalah tekanan tanah ke arah lateral dengan tidak terjadinya regangan dalam tanah. Tekanan tanah lateral saat diam dapat terjadi akibat tekanan vertikal menimbulkan perubahan bentuk arah lateral karena pengaruh *rasio poisson*. Tanah pada sekitarnya menahan perubahan kearah lateral. Pada saat kondisi ini terjadi keseimbangan tegangan arah vertikal dan horizontal. Karena tidak terjadi perubahan letak (*displacement*), maka tidak terjadi tegangan geser pada bidang vertikal dan horizontal disembarang titik lapisan tanah. Kondisi keseimbangan di tempat yang dihasilkan dari kedudukan tegangan dengan tanpa terjadinya tegangan geser

disebut kondisi K_0 . Tekanan tanah lateral saat diam dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.11 berikut.

$$P_0 = K_0 \times \gamma \times z \quad (3.11)$$

Dengan :

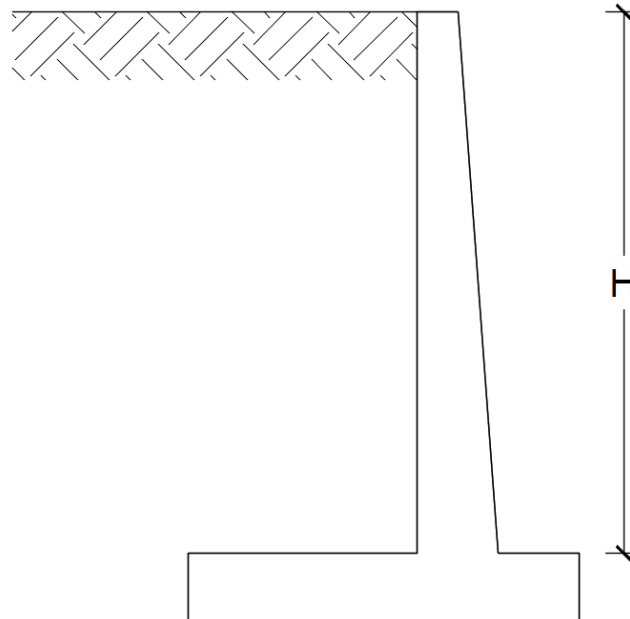
P_0 = Tekanan tanah saat diam (kN/m)

K_0 = Koefisien tekanan tanah saat diam = $\frac{\sigma_h'}{\sigma_v'}$

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

z = Kedalaman tanah (m)

Kondisi tekanan tanah lateral saat diam dapat dilihat pada Gambar 3.6 berikut.



Gambar 3.6 Tanah Lateral saat Diam

(sumber: Hardiyatmo, 2014)

2. Tekanan Tanah Lateral Aktif

Tekanan tanah lateral aktif adalah tekanan tanah lateral minimum yang mengakibatkan keruntuhan geser tanah akibat gerakan dinding menjauhi tanah dibelakangnya. Nilai banding tekanan horizontal dan vertikal yang terjadi disebut koefisien tekanan tanah aktif (K_a). Nilai tekanan tanah aktif lebih kecil dari tekanan tanah saat diam sehingga cenderung mengurangi keseimbangan

dinding penahan tanah. Persamaan untuk menghitung nilai koefisien tanah aktif pada tanah datar dapat dilihat pada Persamaan 3.12 sebagai berikut.

$$k_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.12)$$

Untuk persamaan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Persamaan 3.13 dan 3.14 berikut ini.

a. Tekanan tanah aktif untuk tanah non kohesif

$$P_a = 0,5 \times K_a \times \gamma \times H^2 \quad (3.13)$$

b. Tekanan tanah aktif untuk tanah kohesif

$$P_a = 0,5 \times K_a \times \gamma \times H^2 - 2 \times c \times \sqrt{K_a} \quad (3.14)$$

Dengan :

P_a = Tekanan tanah aktif (kN/m)

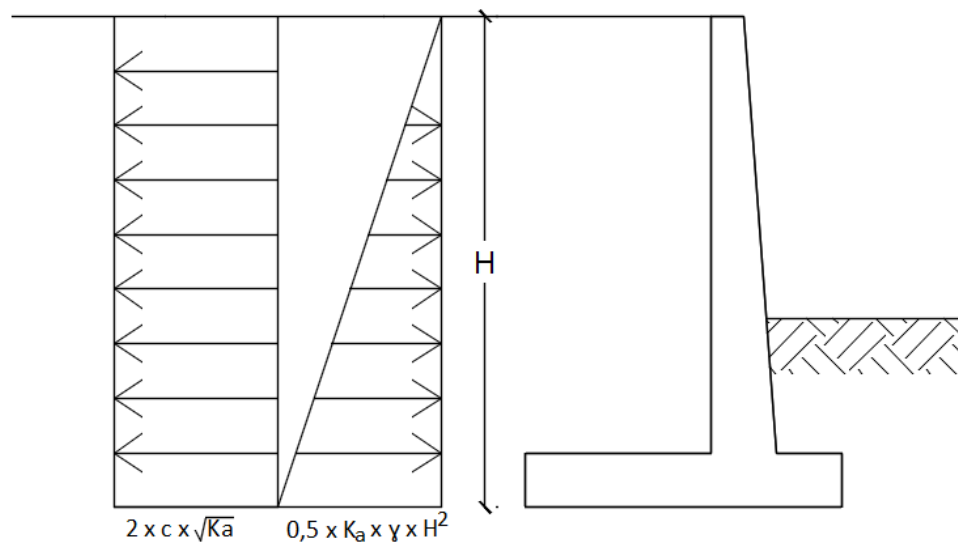
K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

H = Kedalaman tanah (m)

c = Kohesi (kN/m²)

Kondisi tekanan tanah lateral aktif dapat dilihat pada Gambar 3.7 berikut.



Gambar 3.7 Tanah Lateral Aktif

(sumber: Hardiyatmo, 2014)

3. Tekanan Tanah Lateral Pasif

Tekanan tanah lateral pasif adalah tekanan tanah tekanan tanah yang mendorong dinding penahan tanah ke arah tanah urug sampai tanah urug dalam kondisi runtuh. Tekanan tanah pasif mewakili nilai maksimum dari gaya yang dapat dikembangkan tanah pada gerakan struktur penahan terhadap ruang urug, yaitu gaya perlawanan sebelum dinding mengalami keruntuhan. Nilai banding tekanan horizontal dan vertikal yang terjadi disebut koefisien tekanan tanah pasif (K_p). Persamaan nilai koefisien tanah pasif pada tanah datar dapat dilihat pada Persamaan 3.15 berikut ini.

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

Untuk persamaan tekanan tanah pasif dapat dilihat pada Persamaan 3.16 dan 3.17 berikut ini.

a. Tekanan tanah pasif untuk tanah non kohesif

$$P_p = 0,5 \times K_p \times \gamma \times H^2 \quad (3.16)$$

b. Tekanan tanah pasif untuk tanah kohesif

$$P_p = 0,5 \times K_p \times \gamma \times H^2 + 2 \times c \times \sqrt{K_a} \quad (3.17)$$

Dengan :

P_p = Tekanan tanah pasif (kN/m)

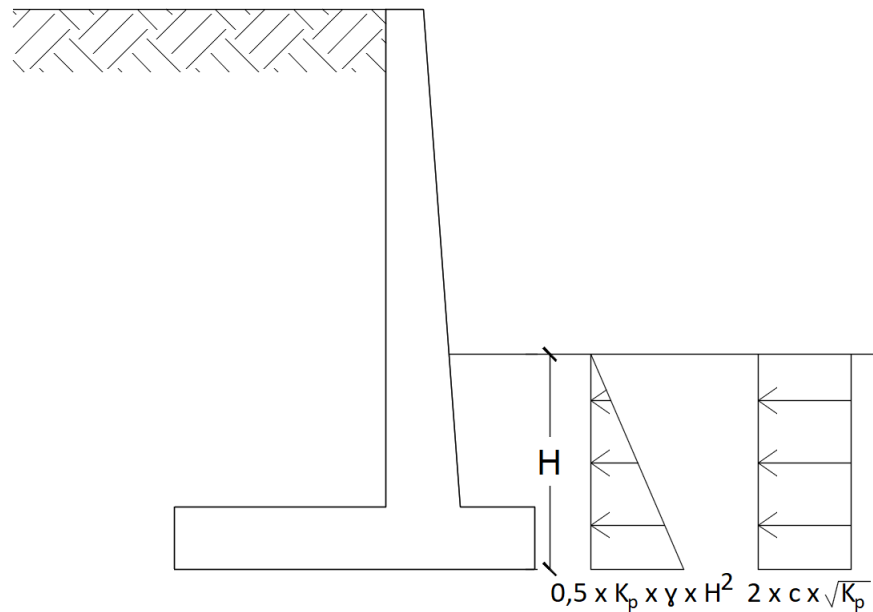
K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

H = Kedalaman tanah (m)

c = Kohesi (kN/m²)

Kondisi tekanan tanah lateral saat pasif dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 3.8 Tanah Lateral saat Pasif

(sumber: Hardiyatmo, 2014)

3.3.3 Pengaruh beban diatas Tanah Urug

Beban yang berada diatas tanah memiliki bentuk yang bermacam-macam. Berikut macam-macam bentuk beban tersebut.

1. Beban Terbagi Rata

Terkadang tanah urug dibelakang dinding penahan tanah dipengaruhi oleh beban terbagi merata. Beban terbagi merata (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 didapat persamaan beban terbagi rata yang dapat dilihat pada Persamaan 3.18 sebagai berikut.

$$P_a = h_s \gamma K_a = q k_a H \quad (3.18)$$

Dengan :

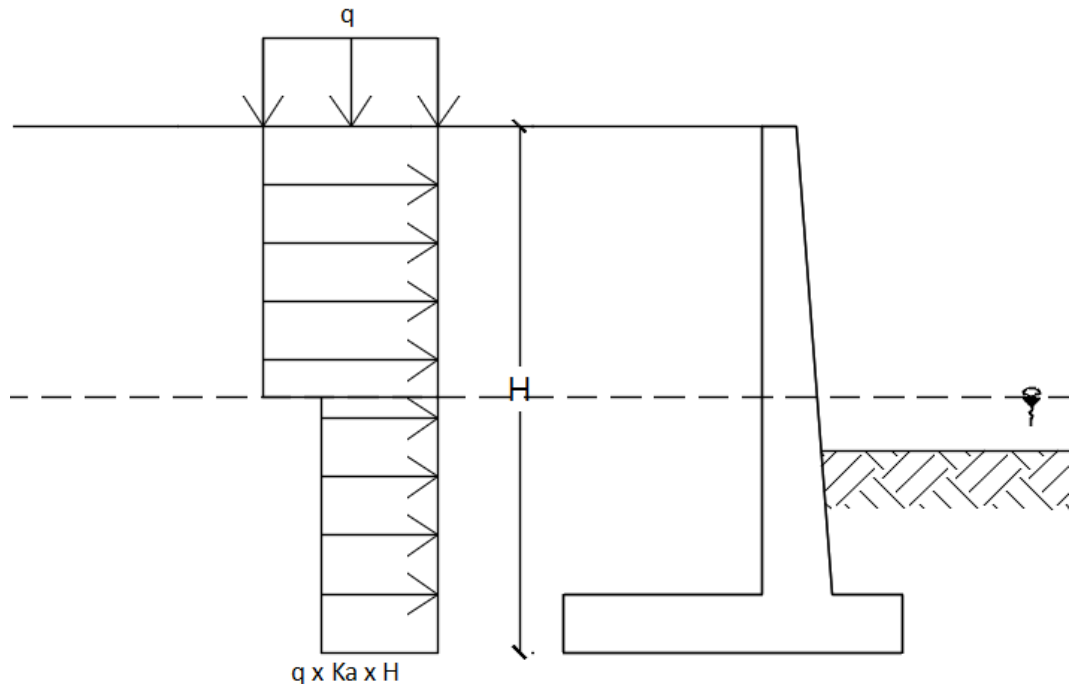
P_a = Tambahan tekanan aktif total akibat beban terbagi rata

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 3.9 sebagai berikut.



Gambar 3.9 Tekanan Tanah Lateral Akibat Beban Terbagi Rata

(sumber: Hardiyatmo, 2010)

3.3.4 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Pada dinding penahan tanah terdapat beberapa macam gaya yang bekerja, antara lain :

1. Berat sendiri dinding penahan (W)
2. Gaya tekanan tanah aktif total tanah urug (P_a)
3. Gaya tekanan tanah pasif total di depan dinding (P_p)
4. Tekanan air pori dalam tanah (P_w)
5. Reaksi tanah dasar (R)

Kondisi dinding penahan tanah dalam keadaan seimbang apabila jumlah vektor gaya-gaya sama dengan nol.

Menurut Hardiyatmo (2014), hal-hal yang harus mencakupi dalam perhitungan dinding penahan tanah adalah sebagai berikut.

1. Terpenuhinya faktor aman terhadap pergeseran dan penggulingan..

2. Pada tanah dasar fondasi tekanan yang terjadi tidak boleh melebihi kapasitas dukung tanah ijin..
3. Stabilitas lereng secara keseluruhan harus memenuhi syarat.

Perhitungan stabilitas dinding penahan tersebut adalah sebagai berikut.

1. Stabilitas terhadap Pergeseran

Gaya-gaya yang menyebabkan dinding penahan tanah tergeser akan ditahan oleh gesekan antara tanah dengan dasar fondasi dan tekanan tanah pasif jika di depan dinding penahan tanah terdapat timbunan. Faktor aman terhadap pergeseran dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.19 berikut.

$$Fgs = \frac{\Sigma Rh}{\Sigma Ph} \geq 1,5 \quad (3.19)$$

Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran untuk tanah granuler ($c=0$) dinyatakan dalam Persamaan 3.20 sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \Sigma Rh &= Wxf \\ \Sigma Rh &= W \operatorname{tg} \delta b, \text{ dengan } \delta b = \phi \end{aligned} \quad (3.20)$$

Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran untuk tanah kohesif ($\phi=0$) dinyatakan dalam Persamaan 3.21 sebagai berikut.

$$\Sigma Rh = CaxB \quad (3.21)$$

Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran untuk tanah $c > 0$ dan $\phi > 0$ dinyatakan dalam Persamaan 3.22 sebagai berikut.

$$\Sigma Rh = CaxB + W \operatorname{tg} \delta b \quad (3.22)$$

Dengan :

ΣRh = Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran

W = Berat total dinding penahan tanah di atas pelat fondasi (kN)

δ_b = Sudut gesek antara tanah dan dasar fondasi, biasanya diambil $1/3$ -
($2/3$) ϕ

Ca = $adxc$ = adhesi antara tanah dan dasar dinding (kN/m^2)

c = Kohesi tanah dasar (kN/m^2)

ad = Faktor adhesi

B = Lebar fondasi (m)

ΣPh = Jumlah gaya-gaya horizontal (kN)

F = $\operatorname{tg} \delta_b$ = koefisien gesek antara tanah dasar dan tanah fondasi

2. Stabilitas terhadap Penggulingan

Tekanan tanah lateral yang disebabkan tanah urug dibelakang dinding penahan tanah akan cenderung menggulingkan dinding dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pelat fondasi. Faktor aman terhadap guling (F_{gl}) bergantung jenis tanah, yaitu :

$F_{gl} \geq 1,5$ untuk tanah granuler

$F_{gl} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif

Untuk faktor aman akibat penggulingan (F_{gl}) dapat dihitung dengan Persamaan 3.23 berikut.

$$F_{gl} = \frac{\Sigma M_w}{\Sigma M_{gl}} > 1,5 \quad (3.23)$$

Dengan :

$$\Sigma M_w = Wb_1$$

$$\Sigma M_{gl} = \Sigma P_{ah} h_1 + \Sigma P_{av} B$$

$$\Sigma M_w = \text{Momen yang melawan penggulingan (kN.m)}$$

$$\Sigma M_{gl} = \text{Momen yang mengakibatkan penggulingan (kN.m)}$$

$$W = \text{berat tanah diatas pelat fondasi + berat sendiri dinding penahan tanah (kN)}$$

$$B = \text{Lebar kaki dinding penahan tanah (m)}$$

$$\Sigma P_{ah} = \text{Jumlah gaya-gaya horizontal (kN)}$$

$$\Sigma P_{av} = \text{Jumlah gaya-gaya vertikal (kN)}$$

3. Stabilitas terhadap Keruntuhan Kapasitas Dukung Tanah

Perhitungan stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah terdapat beberapa persamaan. Salah satunya yaitu perhitungan kapasitas dukung ultimit menggunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975) untuk beban miring dan eksentris. Persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975) dapat dilihat pada persamaan 3.24 sebagai berikut.

$$q_u = d_c i_c c N_c + d_q i_q D_f \gamma N_q + d_\gamma i_\gamma 0,5 B_\gamma N_\gamma \quad (3.24)$$

Faktor kemiringan beban dinyatakan pada Persamaan 3.25, 3.26, dan 3.27 berikut.

$$i_q = \left(1 - \frac{0,5 \times H}{V + A' \times C_a \times c t g \varphi}\right)^5 \geq 0 \quad (3.25)$$

$$i_c = I_q - \frac{(1-I_q)}{N_c \operatorname{tg} \varphi} \quad (3.26)$$

$$i_\gamma = \left(1 + \frac{0,5 \times H}{V + A' \times C_a \times \operatorname{ctg} \varphi}\right)^5 \quad (3.27)$$

Faktor kedalaman menurut Hansen dinyatakan pada Persamaan 3.28, 3.29, dan 3.30 berikut.

$$d_c = 1 + 0,4 \times \left(\frac{D}{B}\right) \quad (3.28)$$

$$d_q = 1 + 2 \times \left(\frac{D}{B}\right) \times \tan \varphi \times (1 - \sin \varphi)^2 \quad (3.29)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (3.30)$$

Dengan :

d_c, d_q, d_γ = Faktor kedalaman

i_c, i_q, i_γ = Faktor kemiringan beban

B = Lebar dasar fondasi sebenarnya (m)

e = Eksentrisitas beban (m)

γ = Berat volume beban (kN/m^3)

N_c, N_q, N_γ = Faktor-faktor kapasitas dukung

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.31 sebagai berikut.

$$SF = \frac{q_u x B'}{V} \quad (3.31)$$

Dengan :

q_u = Kapasitas dukung ultimit (kN/m^2)

V = Gaya vertikal (kN/m^2)

B' = Lebar efektif (m)

3.3.5 Stabilitas Lereng Terhadap Kelongsoran Global

Dinding penahan tanah sebagai perkuatan pada lereng harus stabil dan aman terhadap keruntuhan lereng secara menyeluruh. Menurut Bowless (1989) dalam Hardiyatmo (2010) mengklasifikasikan intensitas longsor suatu lereng berdasarkan nilai angka aman (SF) lereng. Faktor keamanan lereng dapat dilihat pada Tabel 3.7 sebagai berikut.

Tabel 3.7 Faktor Keamanan Lereng

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

(Sumber: Bowles,1979)

3.4 Program Plaxis

Salah satu software komputer yang umum digunakan pada bidang geoteknik untuk mempermudah analisis adalah plaxis. Pada kondisi sebenarnya dapat dimodelkan dalam regangan (*plane-strain*) atau secara axisymmetric. Program ini menerapkan contoh antarmuka grafis yang relatif mudah untuk digunakan. Model geometri dan jaring elemen dapat dibuat pengguna dengan dasar penampang melintang dari kondisi yang akan dianalisis. Pada program Plaxis terdiri dari empat sub-program antara lain memasukkan data, perhitungan, keluaran, dan kurva.

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 data

Pada proses input data dilakukan permodelan berupa data geometri dari lereng dan dinding penahan tanah yang akan dilakukan analisis, material tanah, pembebanan, *meshing*, dan *initial condition*. Sehingga kondisi nyata yang ada dilapangan dapat digambarkan pada model yang dihasilkan.

2. Calculation

Setelah permodelan pada tahap input telah dilakukan, tahapan berikutnya adalah tahap calculation. Pada tahap ini, analisis dilaksanakan sesuai kebutuhan terhadap model yang telah dideskripsikan pada tahap input.

Beberapa *type calculation* telah disediakan Plaxis antara lain, *type plastic*, *consolidation*, *phi/c reduction*, dan *dynamic analysis*.

3. Output

Setelah analisis selesai dilakukan, pada tahap *output* hasil analisis dari tahap *calculation* sebelumnya dapat dilihat. Hasil dari analisis dapat ditampilkan dalam format angka, gambar, dan kurva. Pada penelitian ini output yang ditinjau berupa *safety factor*, *effective stress*, dan *displacement*.

4. Curve

Selain dari output, hasil dari analisis dapat juga dilihat berupa *curve*. Curve menjabarkan hasil dari tahapan calculation dan dapat menampilkan dua parameter tahap perhitungan, sehingga dapat dibandingkan. Pada penelitian ini akan diambil *curve* dari *safety factor* dan *horizontal displacement* sebagai perbandingan dalam penelitian ini.

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

Lokasi penelitian dinding penahan tanah dan lereng yang ditinjau adalah pada talud Jembatan Kenet . Penelitian dilakukan dengan menganalisis stabilitas lereng asli dengan menggunakan program Plaxis terlebih dahulu dan dibandingkan dengan menggunakan perhitungan manual. Setelah hasil perhitungan angka keamanan didapatkan, maka lereng akan diperkuat dengan dinding penahan tanah beton bertulang tipe kantilever. Pada perkuatan ini juga dihitung angka keamanannya berdasarkan perhitungan Plaxis dan juga perhitungan manual.

4.2 Lokasi Studi Kasus

Penelitian dilakukan pada proyek pembangunan Jembatan Kenet, Kelurahan Selopamioro, Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul , Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta yang hingga saat ini masih berlangsung. Denah Lokasi studi kasus dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut



Gambar 4.1 Letak jembatan Kenet

(Sumber: Google Earth)

4.3 Data Penelitian

Penelitian dilakukan dengan menggunakan data sekunder dan studi literatur. Pada proses analisis dibantu menggunakan program Plaxis. Pada program Plaxis dibutuhkan data parameter, variable, dan geometri studi kasus tersebut. Adapun data penelitian yang akan digunakan adalah sebagai berikut.

1. Data uji tanah di lapangan
2. Data gambar rencana
3. Data Laboratorium

4.4 Tahapan Penelitian

Dalam penyelesaian ini terdapat beberapa tahapan dalam proses pengerjaan. Proses tahapan pengerjaan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Tahap Persiapan

Pada tahap ini dilakukan proses pencarian dan mempelajari literatur yang berhubungan dengan topik penelitian yang akan kita lakukan. Selain itu juga melakukan observasi secara langsung di lapangan untuk menentukan konstruksi yang akan dianalisis

2. Tahap Pengumpulan Data

Pada tahap ini dilakukan pengumpulan data yaitu dengan mengajukan permohonan data kepada Dinas Pekerjaan Umum, Perumahan dan Energi Sumber Daya Mineral, Daerah Istimewa Yogyakarta selaku pemilik proyek untuk selanjutnya dilakukan pengambilan data kepada pihak konsultan perencanaan yaitu CV. Kadung Karya Konsultan. Data yang didapat yaitu gambar rencana, data tanah uji lapangan, dan data tanah uji laboratorium serta dilakukan peninjauan langsung ke lapangan untuk mengetahui kesesuaian gambar rencana dengan kondisi di lapangan

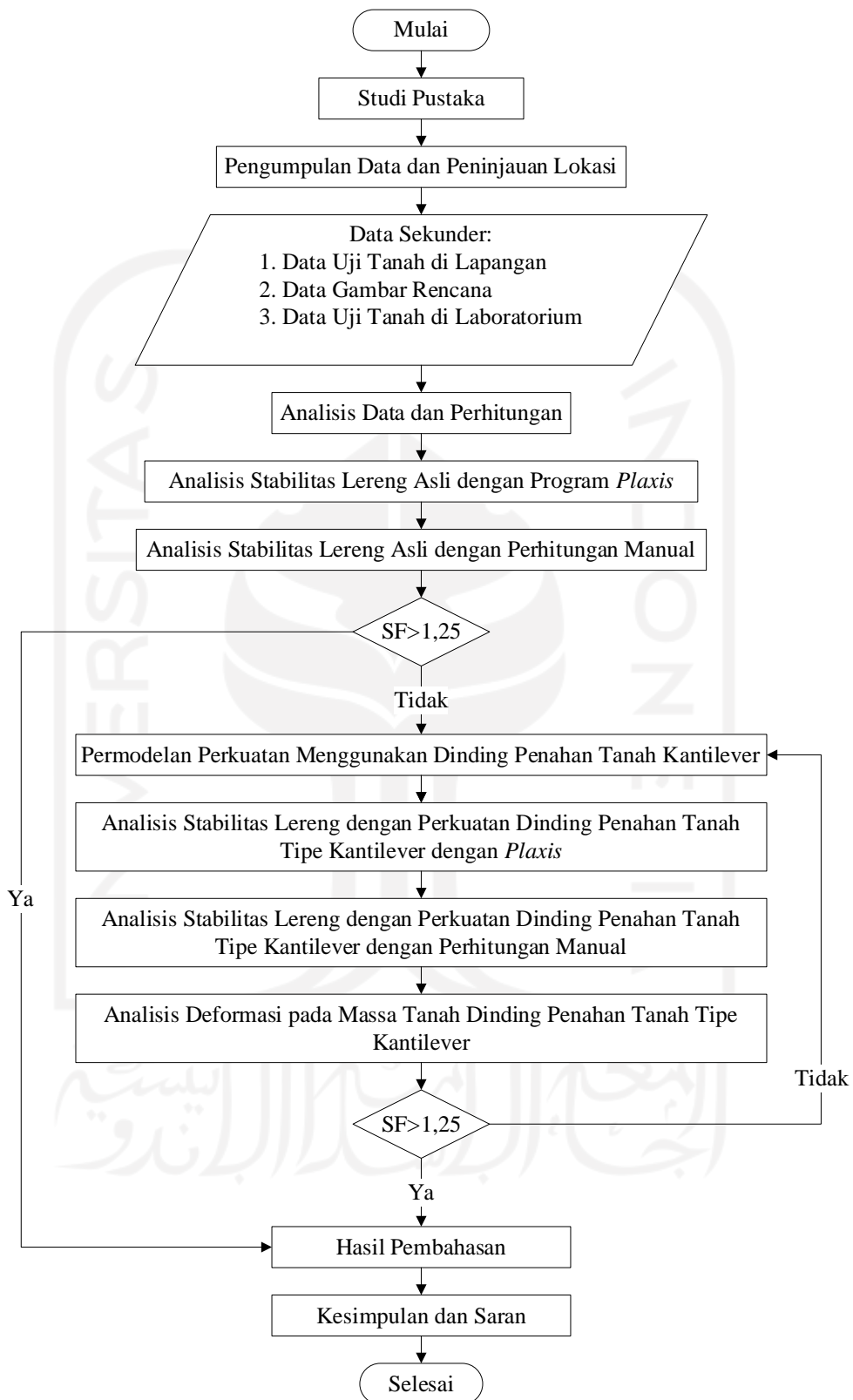
3. Tahap Analisis Data

Setelah data diperoleh kemudian dilakukan pengolahan data dan analisis dengan menggunakan bantuan program Plaxis 2D versi 8.6. Analisis yang dilakukan antara lain sebagai berikut

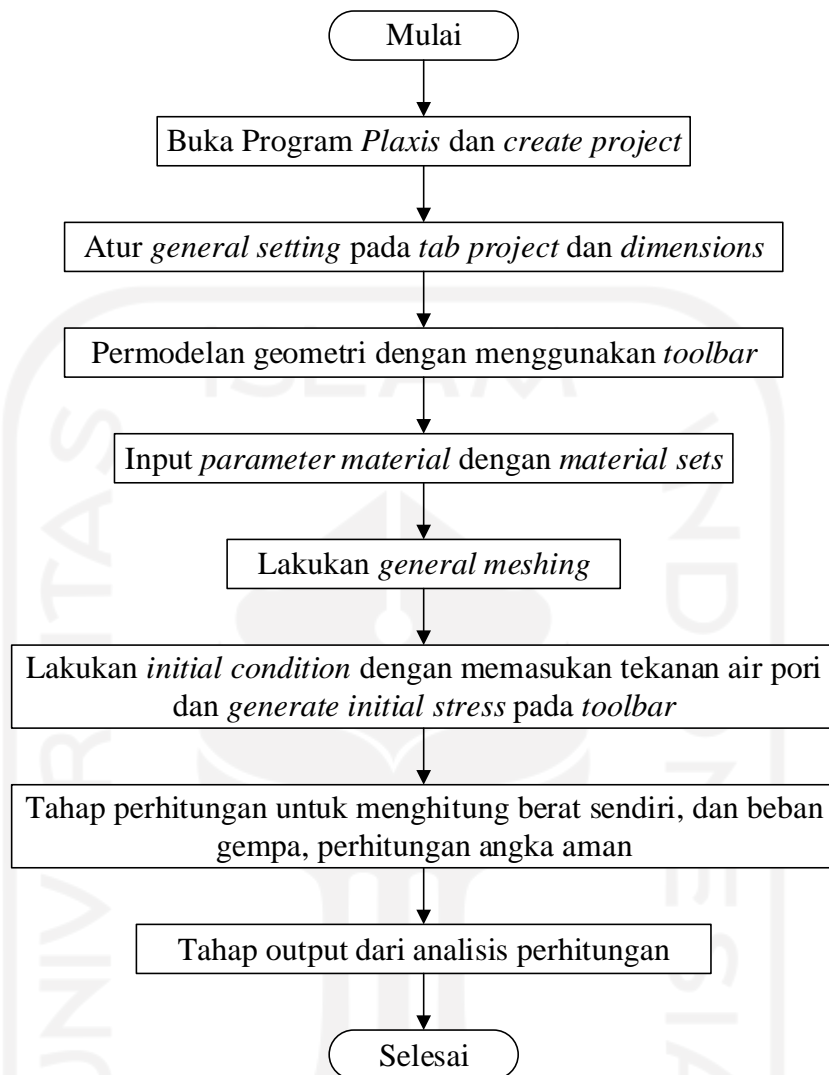
- a. Analisis stabilitas lereng aksisting dilakukan dengan program Plaxis 8.6 dan perhitungan manual dengan metode fellenius
 - b. Analisis lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah beton bertulang tipe kantilever menggunakan program Plaxis 8.6 kemudian dibandingkan dengan perhitungan manual
4. Tahap Pembahasan dan Pelaporan
- Melakukan penyusunan pembahasan dan pelaporan yang berisi jawaban dari hasil hipotesa secara sistematis dan lengkap. Dari hasil pembahasan kemudian ditarik kesimpulan yang menjawab tujuan dari penelitian ini.

4.5 Bagan Alir

Adapun bagan alir penelitian dan bagan alir penggunaan Plaxis ini dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan Gambar 4.2 berikut.



Gambar 4.1 Bagan Alir Tugas Akhir



Gambar 4.2 Bagan Alir Permodelan Lereng Pada Program Plaxis 2D 8.6

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Gambaran Umum

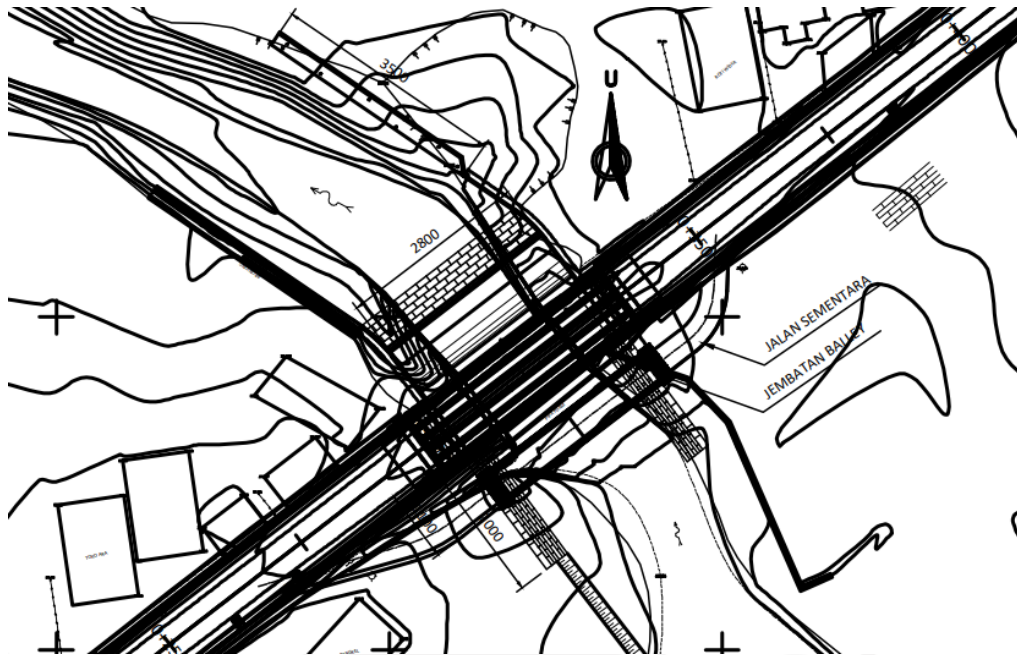
Pada penelitian ini akan meninjau dinding penahan tanah yang berada pada Jembatan Kenet di Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul tepatnya pada Sta 0+300. Ketinggian lereng pada Sta. 0 + 300 yaitu 6,5 m dari elevasi dasar. Dinding penahan tanah yang akan dianalisis menggunakan tipe kantilever beton bertulang dengan mutu beton $F_c' 20$ Mpa.

Penelitian ini akan memakai dua metode yaitu analisis perhitungan manual dengan metode *fellenius* dan analisis memakai program Plaxis 8.6. Analisis dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui angka keamanan pada lereng asli dan lereng diperkuat dengan dinding penahan tanah beton bertulang tipe kantilever serta. Selain itu bertujuan untuk mengetahui deformasi yang terjadi pada massa tanah dinding penahan tanah beton bertulang kantilever Jembatan Kenet .

5.2 Data Parameter Tanah dan Beban

5.2.1 Data Geoteknik Tanah

Data tanah digunakan dalam penelitian ini mengacu pada penyelidikan yang dilakukan CV. Kadung Karya Konsultan selaku konsultan perencana. Adapun data tanah yang didapatkan adalah denah, data Bor Log, grafik SPT, dan data SPT. Data denah dan parameter tanah dalam proyek ini dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan Tabel 5.1 sebagai berikut.



Gambar 5.1 Denah

(Sumber: CV. Kadung Karya Konsultan, 2021)

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

Tabel 5.1 Data Parameter Tanah

Parameter	Satuan	Jenis Tanah			
		Timbunan	Tanah Lapis 1	Tanah Lapis 2	Tanah Lapis 3
Jenis Tanah		Pasir Batu	Pasir Kasar	Pasir sedikit Boulder	Padas terdapat pasir dan krikil
γ sat	kN/m^3	27,31	18,737	18,708	17,776
γ unsat	kN/m^3	17,5	13,911	13,744	12,733
E ref	kN/m^2	80000	10000	50000	50000
Kohesi (C)	kN/m^2	5	8,339	4,316	28,743

Lanjutan Tabel 5.1 Data Parameter Tanah

Parameter	Satuan	Jenis Tanah			
		Timbunan	Tanah Lapis 1	Tanah Lapis 2	Tanah Lapis 3
Jenis Tanah		Pasir Batu	Pasir Kasar	Pasir sedikit Boulder	Padas terdapat pasir dan krikil
Sudut geser (ϕ)	°	30	20,78	20,55	32,41
<i>Poisson ratio</i> (ν)		0,25	0,20	0,20	0,25
Kx	m/hari	0,537	0,277	0,283	0,552
Ky	m/hari	0,537	0,277	0,283	0,552

5.2.2 Data Beban Bangunan

Bangunan yang berada diatas lereng merupakan rumah tempat tinggal dua lantai. Berat bangunan digunakan sebagai input beban dalam permodelan lereng. Denah rumah dapat dilihat pada Lampiran 3, dan untuk hasil berat bangunan dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5.2 Rekapitulasi Perhitungan Berat Bangunan

Lantai	Jenis	B(m)	H(m)	L(m)	Jumlah	Berat Jenis (kN/m ³)	Berat (kN)
Lantai I	Kolom (K1)	0,25	0,25	3	30	24	135
	Balok (B1)	0,2	0,25	2,5	24	24	72
	Balok (B2)	0,2	0,25	3	25	24	90
Lantai 2	Kolom (K1)	0,25	0,25	3	25	24	112,5
	Balok (B1)	0,2	0,25	2,5	24	24	72
	Balok (B2)	0,2	0,25	3	25	24	90
	Pelat (PL1)	2,5	3	0,12	20	24	432
Atap	Balok (B1)	0,2	0,25	2,5	20	24	60
	Balok (B2)	0,2	0,25	3	20	24	72
	Pelat (PL1)	2,5	3	0,12	16	24	345,6
Total							1481,1

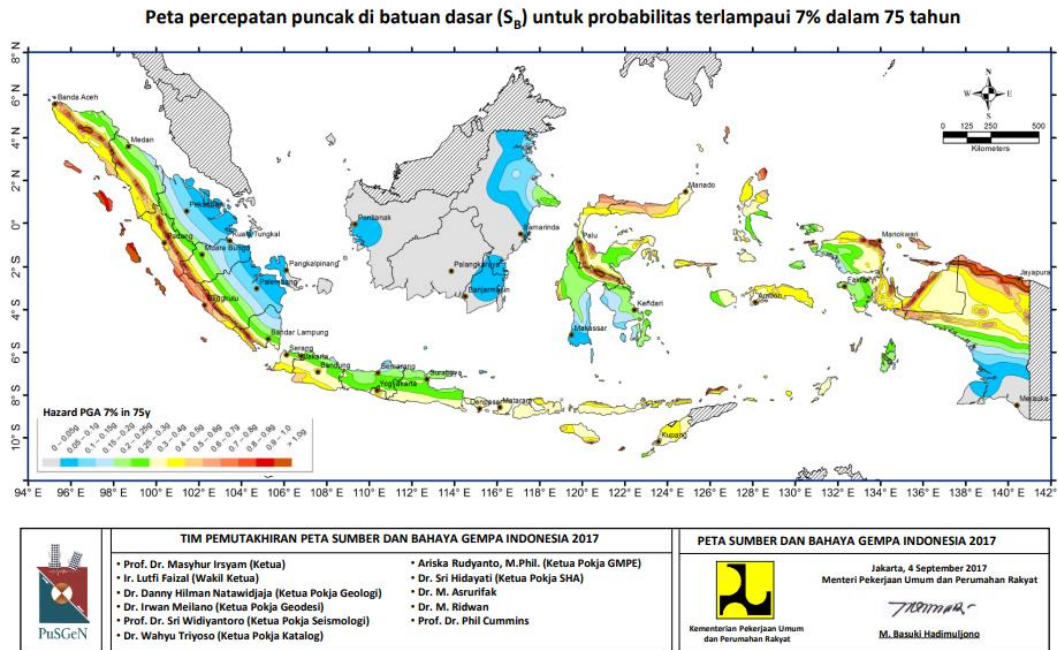
Bangunan dengan lebar 10 m dan Panjang 15m didapat total berat bangunan sebesar 1481,1 kN. Maka untuk beban per meter persegi (m²) berat total dibagi dengan luas bangunan, seperti berikut

$$\begin{aligned} \text{Berat/m}^2 &= \frac{\text{Berat Total}}{\text{Luas Bangunan}} \\ &= \frac{1481,1}{15 \times 10} \\ &= 9,874 = 10 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi berat bangunan digunakan sebagai beban permodelan adalah 10 kN.

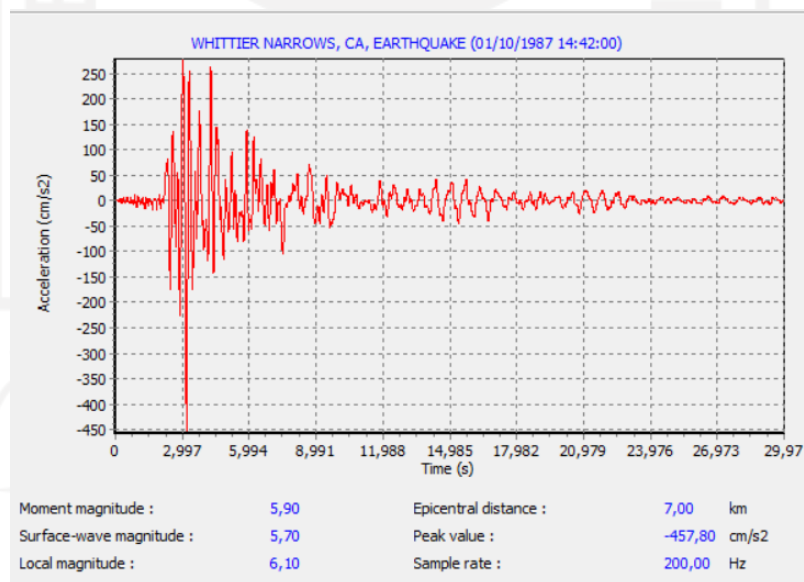
5.2.3 Data Beban Gempa

Data beban gempa yang diaplikasikan pada penelitian ini adalah beban gempa dinamik. Beban gempa dinamik bersumber dari data USGS (U.S. Geological Survey). Pada lokasi penelitian percepatan puncak gempa (PGA) sebesar 0,5-0,6 g yang diperoleh dari peta gempa Indonesia tahun 2017. Data yang sesuai dengan durasi gempa tersebut adalah pada Kawasan American Canyon California pada tahun 2014 akhir yang memiliki percepatan puncak gempa sebesar 0,623 g. Untuk waktu interval digunakan waktu 3,5 detik dengan anggapan sudah melewati percepatan puncak gempa. Peta sumber gempa Indonesia tahun 2017 dan grafik hubungan antara percepatan gempa dan waktu gempa dapat dilihat pada Gambar 5.2 dan 5.3 Berikut.



Gambar 5.2 Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia 2017

(Sumber: Tim Pusat Studi Gempa Nasional,2017)

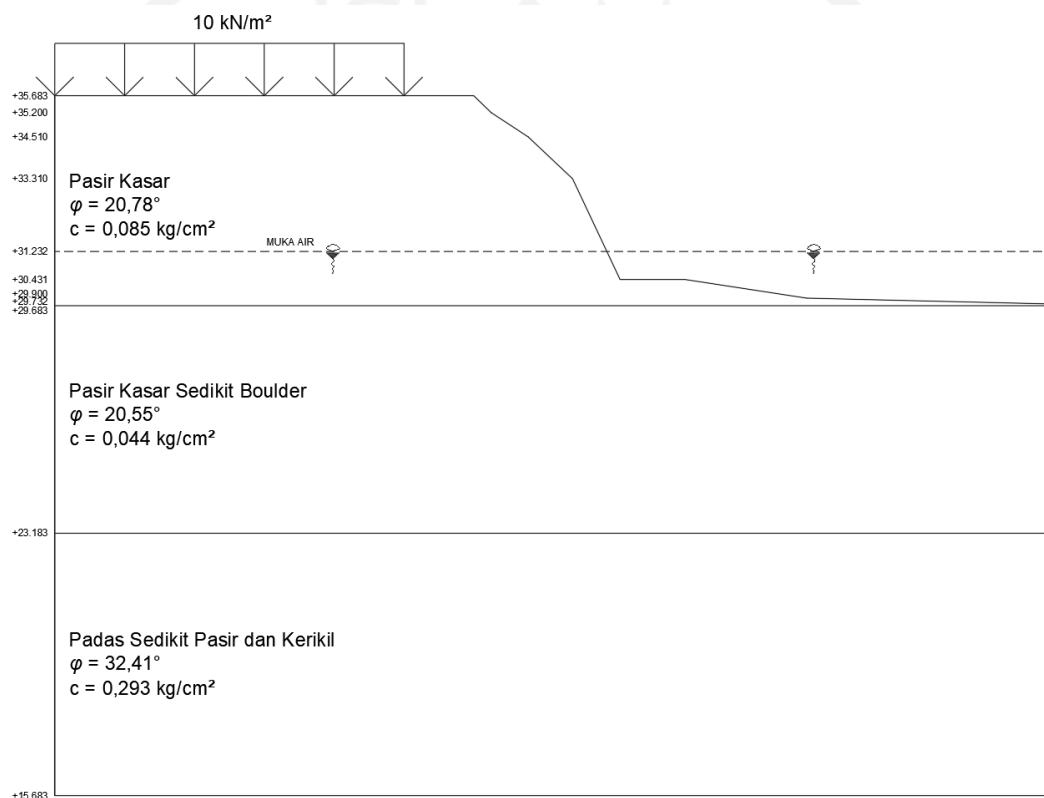


Gambar 5.3 Grafik Hubungan Percepatan dan Waktu Gempa

(Sumber: usgs.gov,2018)

5.3 Analisis Lereng Asli

Analisis lereng asli dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui angka keamanan lereng terhadap beban tanah itu sendiri serta pengaruh terhadap gempa yang terjadi. Perhitungan analisis dilakukan menggunakan program Plaxis 8.6 dan perhitungan manual menggunakan metode *Fellenius*. Gambaran eksisting lereng asli dengan muka air normal dapat dilihat pada Gambar 5.4 Berikut

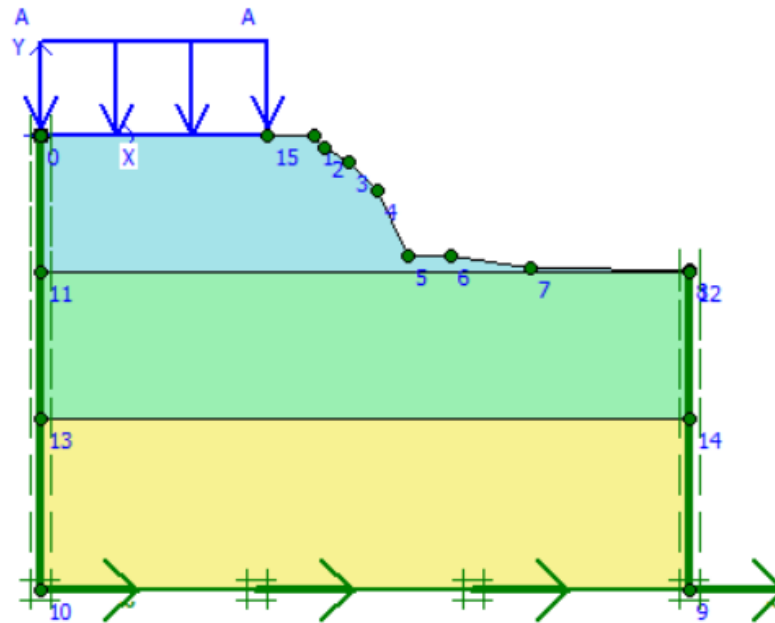


Gambar 5.4 Potongan Melintang Lereng Asli

(Sumber: CV. Kadung Karya Konsultan)

5.3.1 Analisis Lereng Asli Menggunakan Program Plaxis

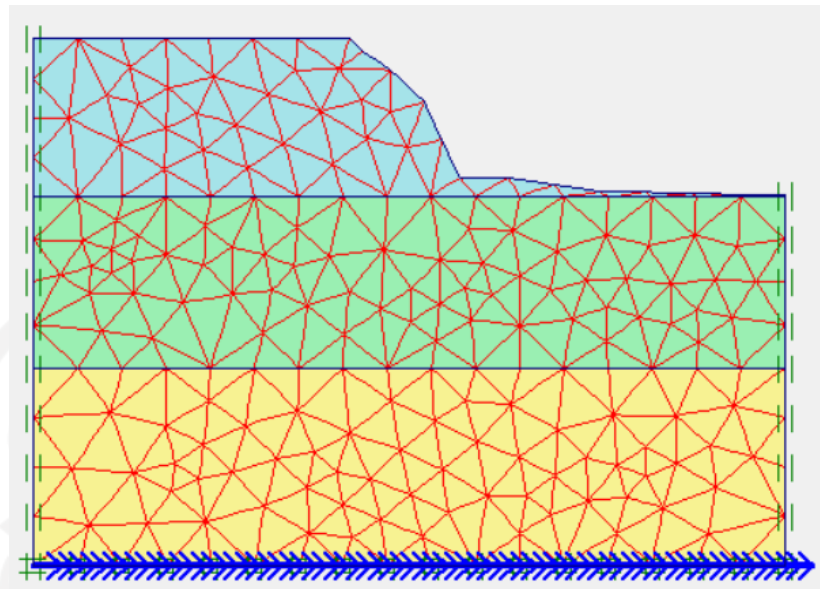
Dalam permodelan analisis lereng asli menggunakan program Plaxis, seluruh parameter data geoteknik dan beban yang bekerja dimasukkan untuk mengetahui keruntuhan yang terjadi pada lereng tersebut. Permodelan potongan melintang lereng asli pada program Plaxis 8.6 dilakukan secara dua dimensi. Gambar permodelan dapat dilihat pada Gambar 5.5 Berikut



Gambar 5.5 Permodelan Lereng Asli pada Program Plaxis 8.6

5.3.2 Pembuatan Jaring Elemen

Setelah permodelan sudah sesuai dengan kondisi asli di lapangan, langkah selanjutnya adalah model geometri dibagi menjadi elemen-elemen imajiner (*meshing*). Jenis *fine* digunakan pada proses *meshing* pada analisis penelitian ini. Hasil jaring-jaring elemen yang telah dimodelkan dapat dilihat pada Gambar 5.6 berikut.

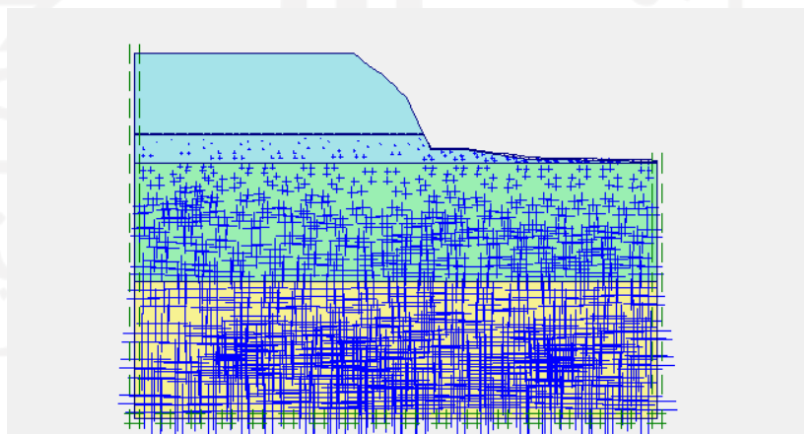


Gambar 5.6 Jaring-Jaring Elemen

5.3.3 Tahap Perhitungan

1. Perhitungan Tegangan Awal

Pada tahap ini disebut juga sebagai beban gravitasi (*gravity load*). Dalam tahap perhitungan ini hanya melibatkan struktur tanah dan batuan pembentuk lereng. Tegangan awal dapat dilihat pada Gambar 5.7 berikut.



Gambar 5.7 Perhitungan Tegangan Awal

2. Tahap Calculation

Pada tahap ini setelah semua parameter dan data diinput maka dilakukan tahap *calculation*. Perhitungan dilakukan 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*. Pada tahap *calculation* ini akan ada beberapa tahap yang dianalisis yaitu *gravity load*, berat sendiri, beban bangunan, SF total tanpa beban gempa, dan SF total dengan beban gempa.

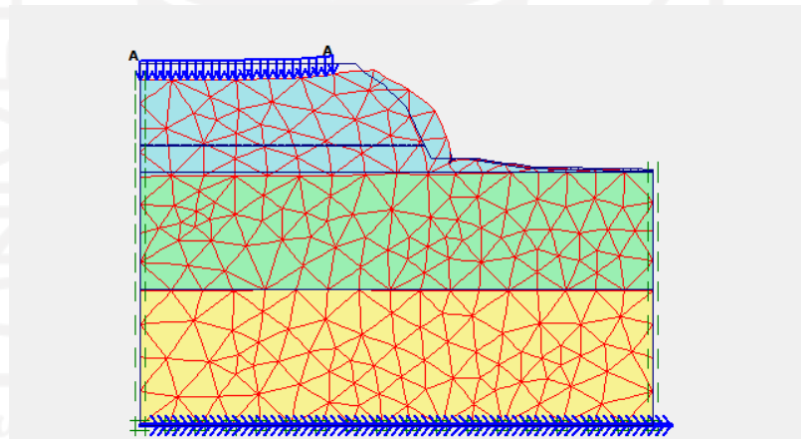
5.3.4 Hasil Output Program Plaxis

Pada tahap ini akan diketahui angka keamanan dan besar *displacement* yang terjadi pada lereng existing tersebut. Hasil dari perhitungan menggunakan program Plaxis 8.6 dapat dilihat pada gambar-gambar berikut.

1. Hasil perhitungan lereng asli tanpa beban gempa

a. *Deformed Mesh*

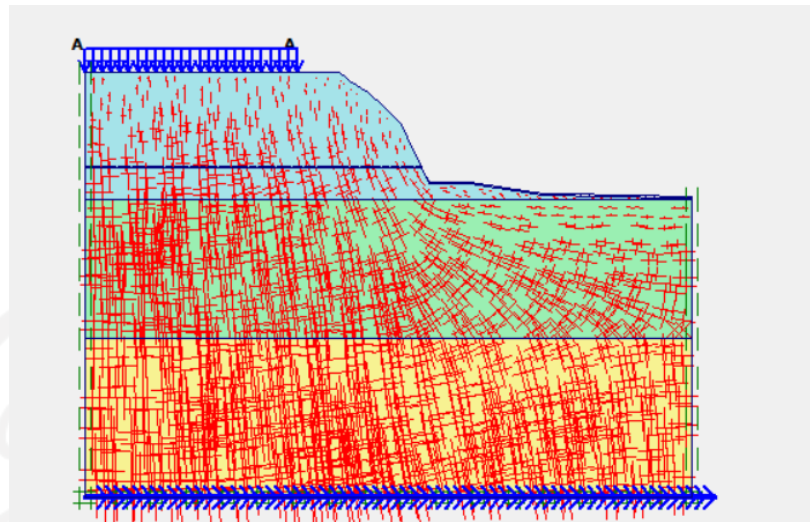
Hasil *deformed mesh* tanpa beban gempa didapatkan *total displacement* sebesar 0,01595 m. Hasil *deformed mesh* tanpa beban gempa dilihat pada Gambar 5.8 berikut



Gambar 5.8 *Deformed Mesh* Lereng Asli Tanpa Beban Gempa

b. *Effective Stress*

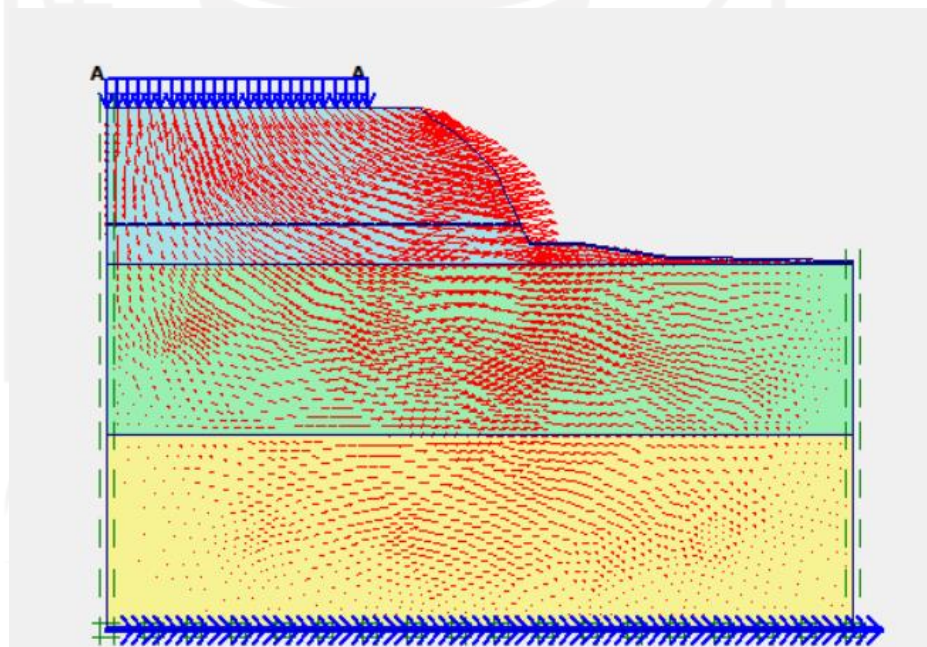
Hasil *effective stress* didapatkan nilai sebesar -187,05 kN/m² seperti dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut



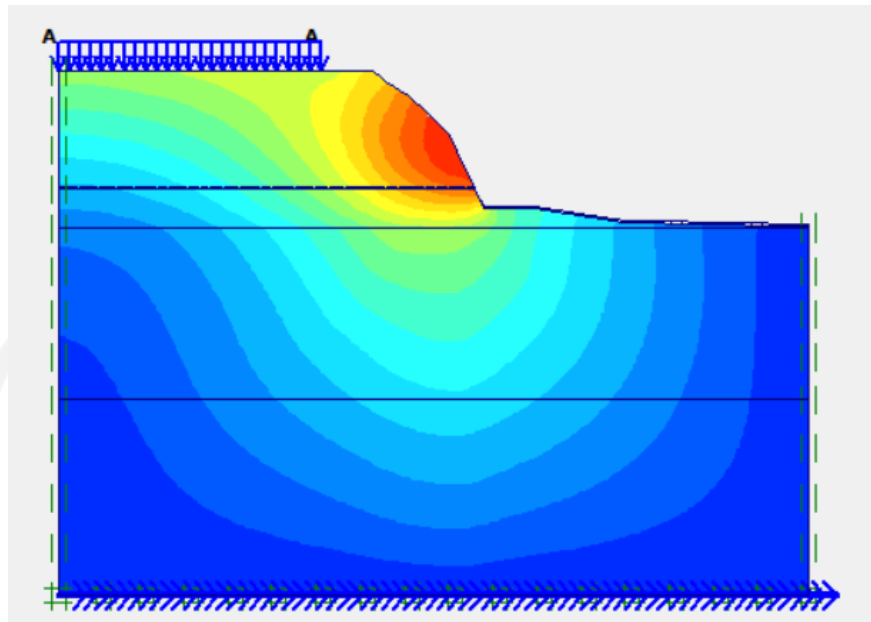
Gambar 5.9 *Effective Stress* Lereng Asli Tanpa Gempa

- c. Arah pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

Arah pergerakan dan daerah potensial longsor dapat dilihat pada Gambar 5.10 dan Gambar 5.11 berikut



Gambar 5.10 Arah Pergerakan Tanah Lereng Asli Tanpa Beban Gempa



Gambar 5.11 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng Asli Tanpa Beban Gempa

d. Angka Keamanan

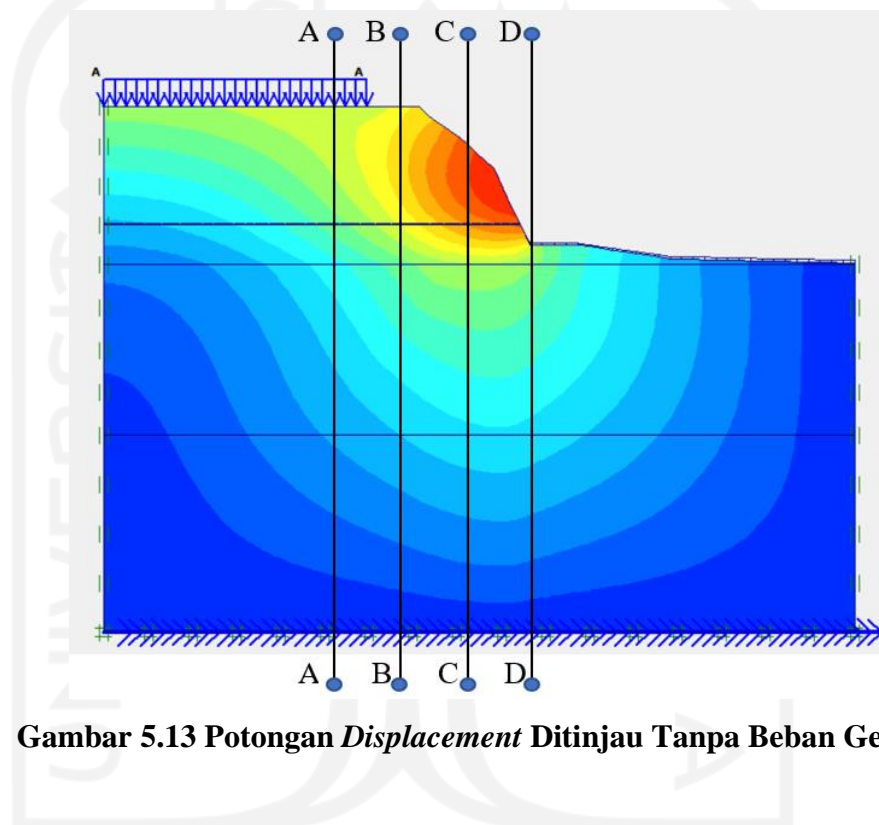
Dari hasil perhitungan program Plaxis 8.6 didapatkan angka keamanan sebesar 1,1749 seperti dapat dilihat pada Gambar 5.12 berikut

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	0,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,1749

Gambar 5.12 Nilai SF Lereng Asli Tanpa Beban Gempa

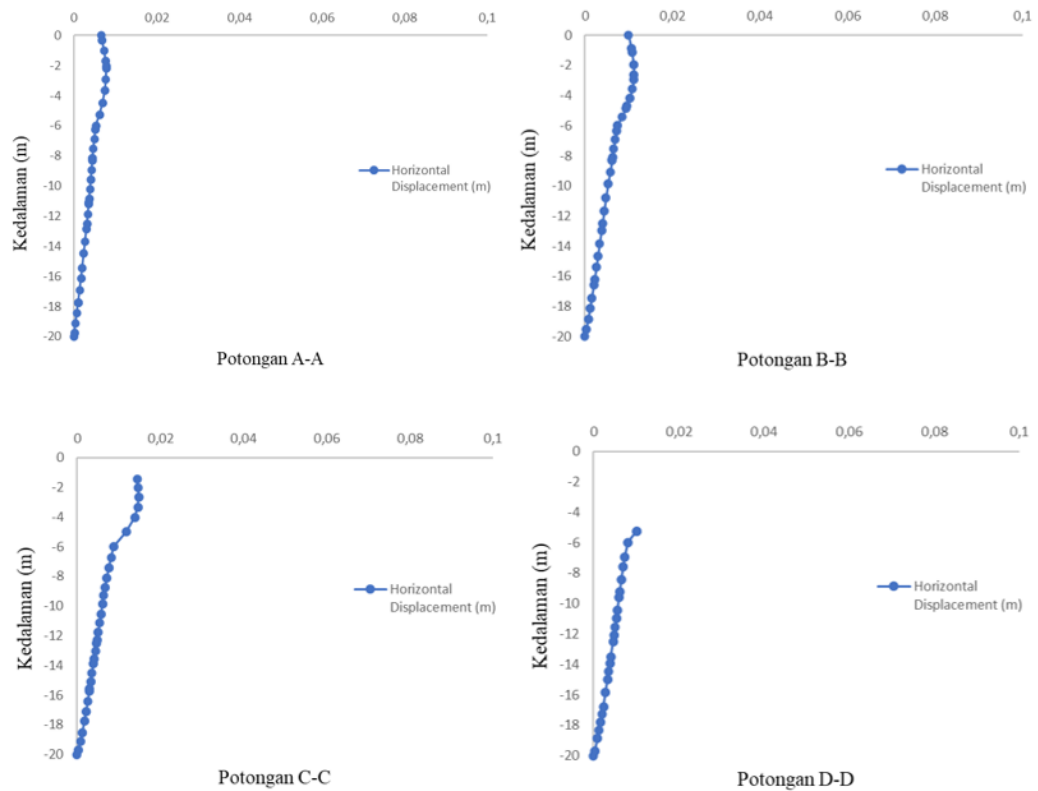
e. Deformasi

Deformasi ditinjau pada potongan A-A sampai dengan potongan D-D pada lereng asli tanpa beban gempa. Hal tersebut dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui perilaku deformasi yang terjadi pada setiap potongan. Gambar *displacement* yang terjadi pada setiap potongan lereng asli tanpa beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.13 dan Gambar 5.14



Gambar 5.13 Potongan *Displacement* Ditinjau Tanpa Beban Gempa

الجامعة الإسلامية
الاستدائات



Gambar 5.14 Grafik *Horizontal Displacement* Setiap Potongan Pada Lereng Asli Tanpa Beban Gempa

Dari hasil analisis menggunakan program Plaxis didapatkan nilai-nilai deformasi pada setiap potongan melintang lereng asli tanpa beban gempa. Nilai-nilai deformasi maksimum pada setiap potongan melintang lereng asli tanpa beban gempa dapat dilihat pada Tabel 5.3 Berikut.

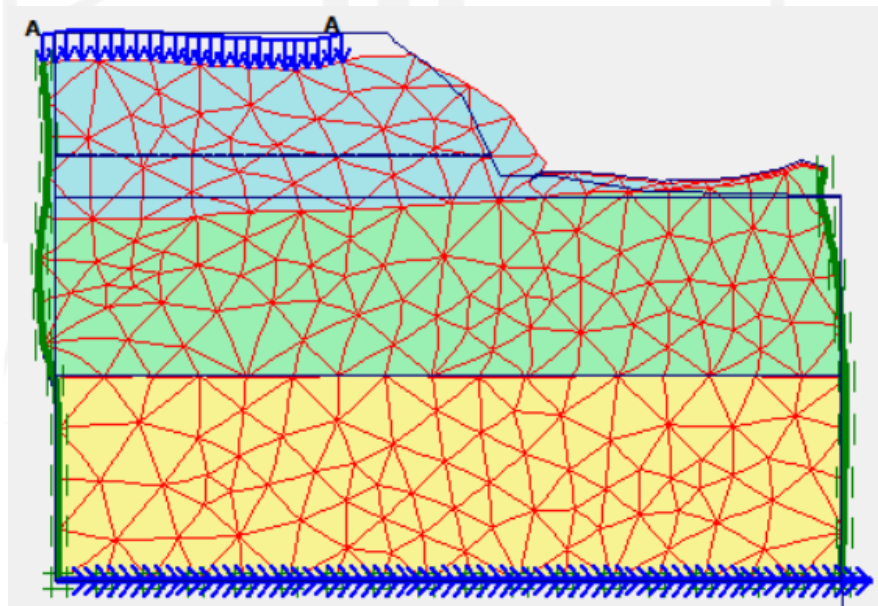
Tabel 5.3 Total Displacement Maksimum Setiap Potongan Pada Lereng Asli Tanpa Beban Gempa

Potongan	<i>Displacement</i> arah x (U _x) meter	<i>Displacement</i> arah y (U _y) meter	<i>Total Displacement</i> (U) meter
A-A	0,007785557	-0,007236376	0,009762674
B-B	0,011154984	-0,003732269	0,011569294
C-C	0,014830031	-0,002024422	0,014953963
D-D	0,010115371	-0,002448811	0,009994206

2. Hasil perhitungan lereng asli dengan beban gempa

a. *Deformed Mesh*

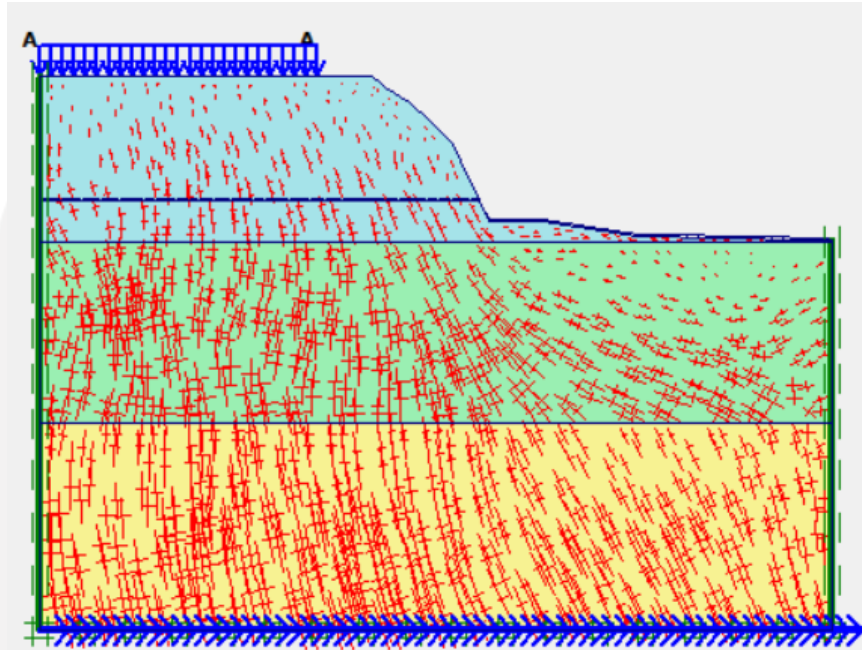
Hasil *deformed mesh* dengan beban gempa didapatkan *total displacement* sebesar 0,11011 m. Hasil *deformed mesh* dengan beban gempa dilihat pada Gambar 5.15 berikut



Gambar 5.15 Deformed Mesh Lereng Asli Dengan Beban Gempa

b. *Effective Stress*

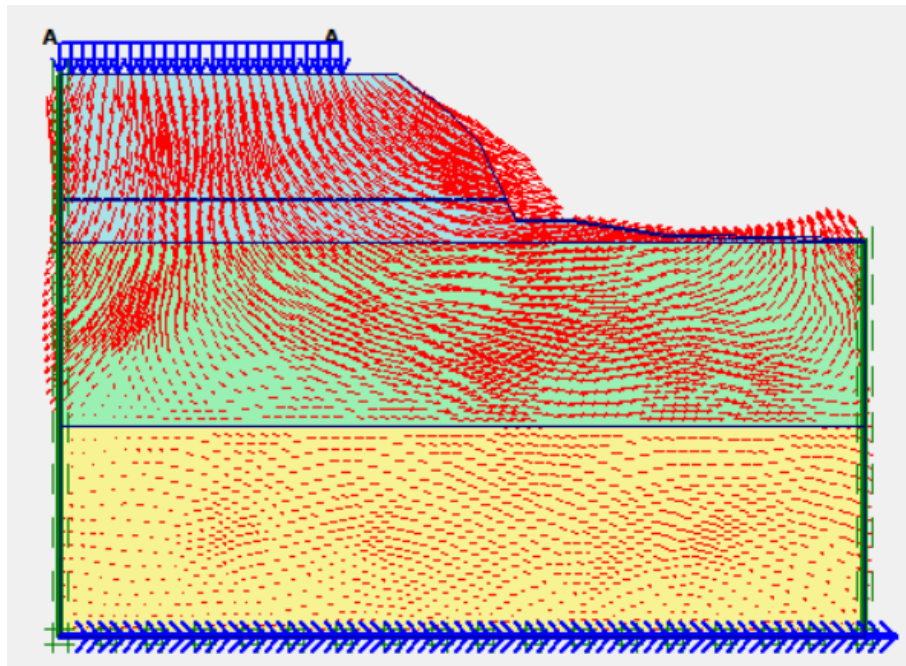
Hasil *effective stress* didapatkan nilai sebesar $-334,14 \text{ kN/m}^2$ seperti dapat dilihat pada Gambar 5.16 berikut



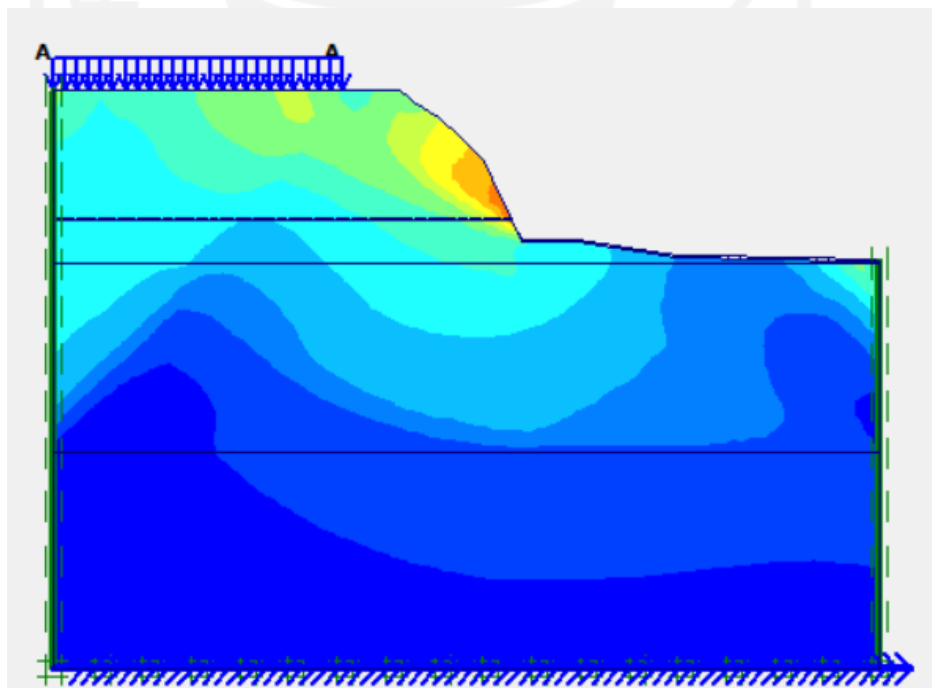
Gambar 5.16 *Effective Stress* Lereng Asli Dengan Gempa

c. Arah pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

Arah pergerakan dan daerah potensial longsor dapat dilihat pada Gambar 5.17 dan Gambar 5.18 berikut



Gambar 5.17 Arah Pergerakan Tanah Lereng Asli Dengan Beban Gempa



Gambar 5.18 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng Asli Dengan Beban Gempa

d. Angka Keamanan

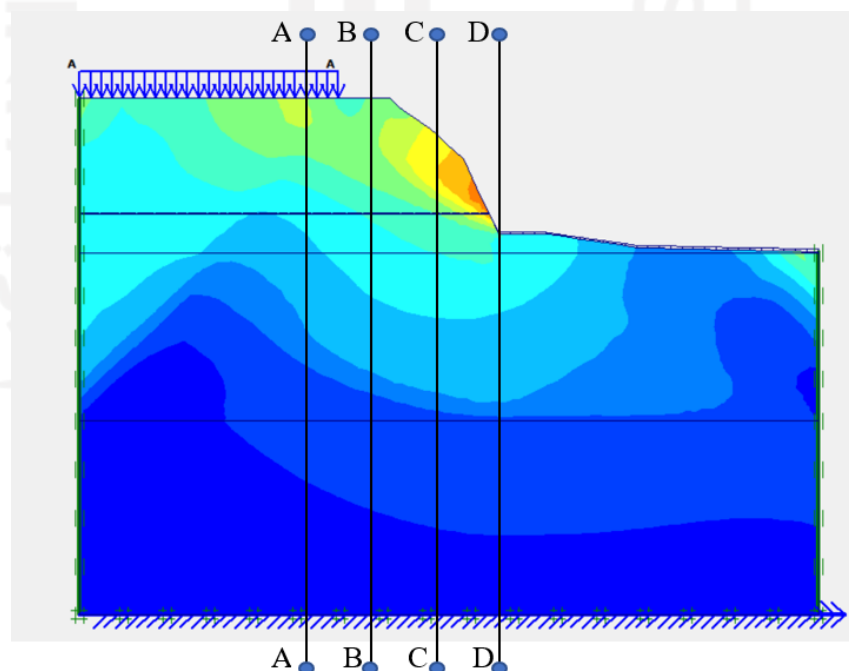
Dari hasil perhitungan program Plaxis 8.6 didapatkan angka keamanan sebesar 1,1666 seperti dapat dilihat pada Gambar 5.19 berikut

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	0,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,1666

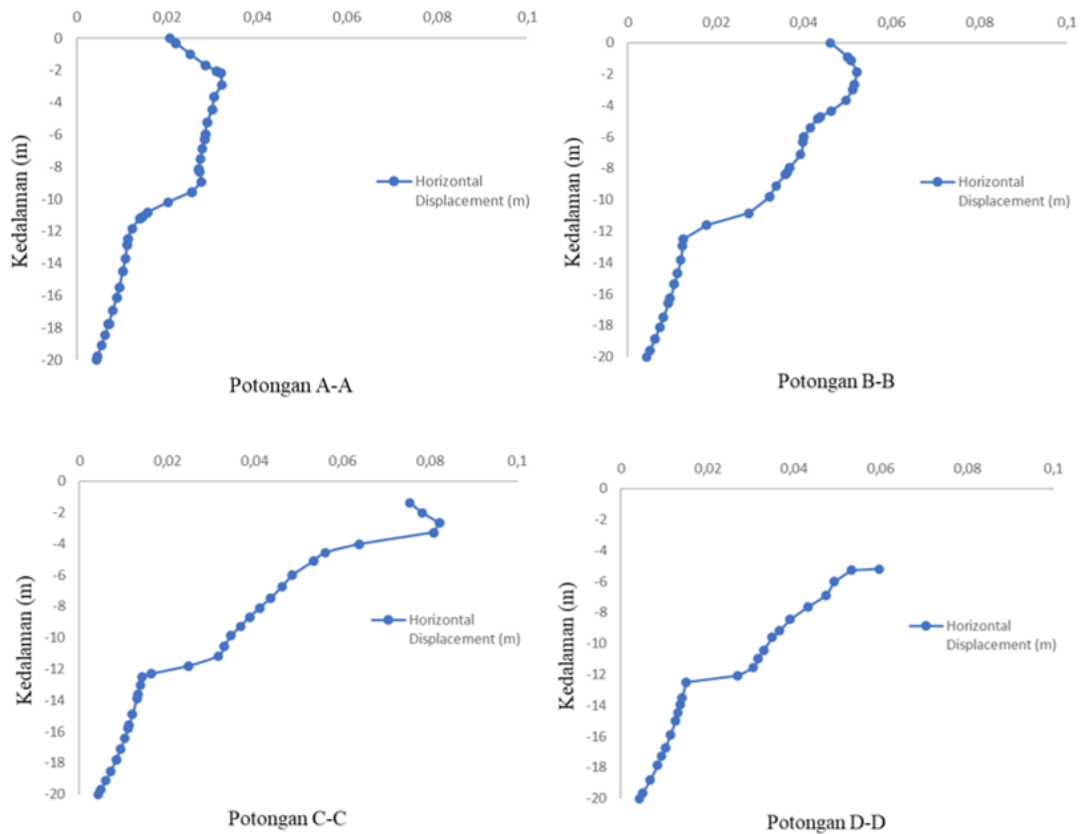
Gambar 5.19 Nilai SF Lereng Asli Dengan Beban Gempa

e. Deformasi

Deformasi ditinjau pada potongan A-A sampai dengan potongan D-D pada lereng asli dengan beban gempa. Hal tersebut dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui bagaimana perilaku deformasi yang terjadi pada setiap potongan. Gambar *displacement* yang terjadi pada setiap potongan lereng asli dengan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.20 dan Gambar 5.21



Gambar 5.20 Potongan *Displacement* Ditinjau Dengan Beban Gempa



Gambar 5.21 Grafik *Horizontal Displacement* Setiap Potongan Pada Lereng Asli Dengan Beban Gempa

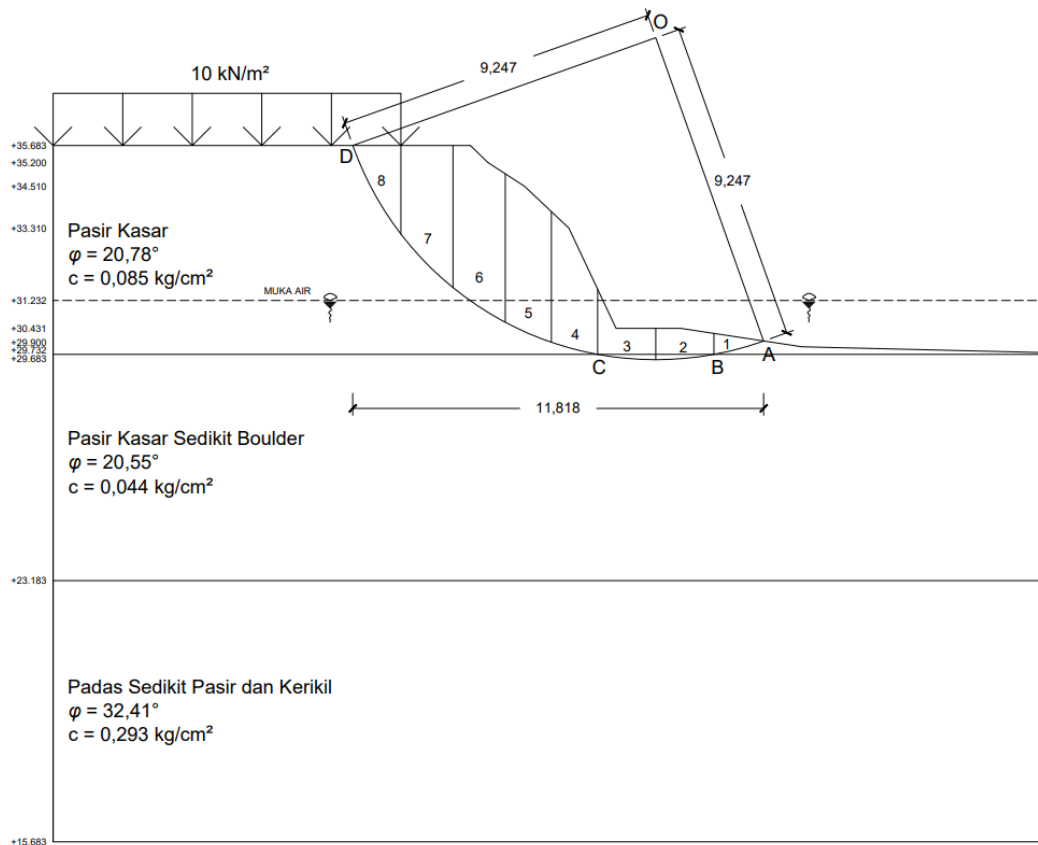
Dari hasil analisis menggunakan program Plaxis didapatkan nilai-nilai deformasi pada setiap potongan melintang lereng asli dengan beban gempa. Nilai-nilai deformasi maksimum pada setiap potongan melintang lereng asli dengan beban gempa dapat dilihat pada Tabel 5.4 Berikut.

Tabel 5.4 Total Displacement Maksimum Setiap Potongan Pada Lereng Asli Dengan Beban Gempa

Potongan	<i>Displacement</i> arah x (Ux) meter	<i>Displacement</i> arah y (Uy) meter	<i>Total Displacement</i> (U) meter
A-A	0,032114778	-0,067223695	0,070648376
B-B	0,052225804	-0,043312654	0,067530946
C-C	0,082200398	-0,03719821	0,090225341
D-D	0,059742533	-0,006727296	0,06013758

5.3.5 Analisis Lereng Asli Menggunakan Perhitungan Manual Metode Fellenius

Analisis perhitungan manual lereng asli dalam penelitian ini dilakukan dengan menggunakan Metode Fellenius. Analisis perhitungan manual dengan metode fellenius dilakukan dengan tujuan untuk mendapatkan nilai *safety factor* pada lereng. Perhitungan dilakukan berdasarkan daerah potensial keruntuhan pada lereng. Gambar detail irisan daerah keruntuhan lereng asli dapat dilihat pada Gambar 5.22 sebagai berikut.



Gambar 5.22 Penampang Irisan pada Lereng Asli

Seperti dapat dilihat pada gambar di atas, bidang longsor pada penelitian ini terbagi menjadi 8 irisan. Panjang total bidang longsor kearah horizontal adalah sebesar 11,818 meter. Pada setiap irisan akan mempunyai lebar $11,818/8 = 1,5$ meter. Berikut contoh perhitungan manual lereng asli menggunakan Metode Fellenius pada irisan 7.

1. Perhitungan Radians

$$\begin{aligned} \text{Rad}_7 &= \alpha \times \frac{\pi}{180} \\ &= 45^\circ \times \frac{\pi}{180} \\ &= 0,785 \end{aligned}$$

2. Perhitungan Berat Irisan

$$\begin{aligned} W_7 &= \gamma \times A_9 \\ &= 13,911 \times 5,058 \\ &= 70,360 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Perhitungan $\sin \alpha$

$$\begin{aligned}\sin \alpha &= \sin (\sin_7) \\ &= \sin (45) \\ &= 0,707\end{aligned}$$

4. Perhitungan $\cos \alpha$

$$\begin{aligned}\cos_7 &= \cos (\cos_7) \\ &= \cos (45) \\ &= 0,707\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}W_{t_7} &= W_t \times \sin \alpha \\ &= 70,360 \text{ kN} \times 0,707 \\ &= 49,752\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}W_{t_7} &= W_t \times \cos \alpha \\ &= 70,360 \text{ kN} \times 0,707 \\ &= 49,752\end{aligned}$$

Rekapitulasi hasil dari perhitungan lereng asli menggunakan Metode Fellenius dapat dilihat pada Tabel 5.5 berikut.

Tabel 5.5 Rekapitulasi 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	1	0,4621	8,6584	-15	-0,2618	8,3634	-2,2410	4,5332	3,8302
2	1	1,1798	22,1060	-5	-0,0873	25,1789	-2,2029	11,5738	13,6051
	2	0,1694	3,1691						
3	1	0,0240	0,3339	5	0,0873	31,8821	2,7893	16,5838	15,2983
	1	1,5210	28,4991						
	2	0,1695	3,1710						
4	1	2,1536	29,9578	15	0,2618	62,4756	16,7403	18,1789	44,2967
	1	1,8531	34,7217						
5	1	4,1788	58,1295	23	0,4014	74,9162	31,8001	12,1762	62,7401
	1	1,2412	23,2565						
6	1	6,1451	85,4819	33	0,5760	76,9067	49,9438	3,2559	73,6508
	1	0,3319	6,2188						
7	1	5,0581	70,3611	45	0,7854	49,7528	49,7528	0,0000	49,7528
8	1	1,9782	27,5179	61	1,0647	13,3409	24,0677	0,0000	13,3409
Total						342,8168	170,6502		

Dari hasil pengukuran pada tanah lapis 1 didapatkan panjang garis lengkung (A-B) = 1,487 m dan (C-D) = 6,690 meter, untuk panjang garis lengkung pada tanah lapis 2 (B-C) = 3,358 meter. Setelah panjang garis lengkung diketahui, maka dapat dilaksanakan perhitungan nilai tahanan kelongsoran yang dikerjakan oleh komponen kohesi seperti berikut.

$$\begin{aligned}\Sigma c_{iai} &= (8,3385 \times 1,487) + (8,3385 \times 6,690) + (4,3164 \times 3,358) \\ &= 107,6939 \text{ kN}\end{aligned}$$

Nilai tahanan longsor oleh komponen gesekan pada kedua lapisan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}(Wt \cos \theta - U_i) \times \tan \varphi &= 247,6115 \times \tan 20,78^\circ + 28,9034 \times \tan 20,55^\circ \\ &= 104,7952 \text{ kN}\end{aligned}$$

Tanah pada lapis 1 terdapat beban merata yang dihasilkan dari beban rumah tinggal 2 lantai sebesar 10 kN/m². Dari beban tersebut menghasilkan momen yang diperhitungkan sebagai momen yang menggerakkan tanah. Berikut perhitungan momen tersebut.

$$\begin{aligned}M_q &= (q \times A) \\ &= (10 \times 1,9782) \\ &= 19,7820 \text{ kN}\end{aligned}$$

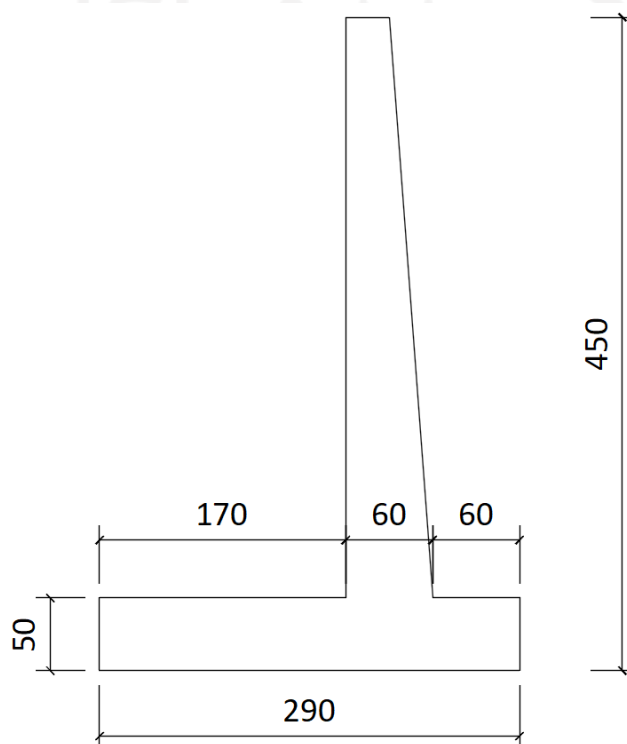
Nilai *safety factor* pada lereng asli dengan perhitungan manual menggunakan metode Fellenius adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}SF &= \frac{(\Sigma c_{iai}) + ((W_i \cos \theta - U_i) \times \tan \varphi)}{(W_t \times \sin \alpha) + (\text{Beban} \times \text{Luas})} \\ &= \frac{(107,6939 + 104,7952)}{(170,6502 + 19,7820)} \\ &= 1,116\end{aligned}$$

Nilai *safety factor* lereng asli yang didapatkan dari perhitungan manual Metode Fellenius, pengaruh beban gempa tidak diperhitungkan yaitu sebesar 1,116. Hasil tersebut mendekati hasil analisis yang dilaksanakan dengan program Plaxis 8.6 yaitu sebesar 1,175.

5.4 Analisis Dinding Penahan Tanah

Analisis dinding penahan tanah dilaksanakan untuk mengetahui kekuatan dan kinerja dalam menahan beban yang bekerja terhadap dinding penahan tanah tersebut. Analisis dilakukan dengan memakai dua metode yaitu program Plaxis 8.6 dan perhitungan manual. Dimensi dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.23 berikut.



Gambar 5.23 Dimensi Dinding Penahan Tanah

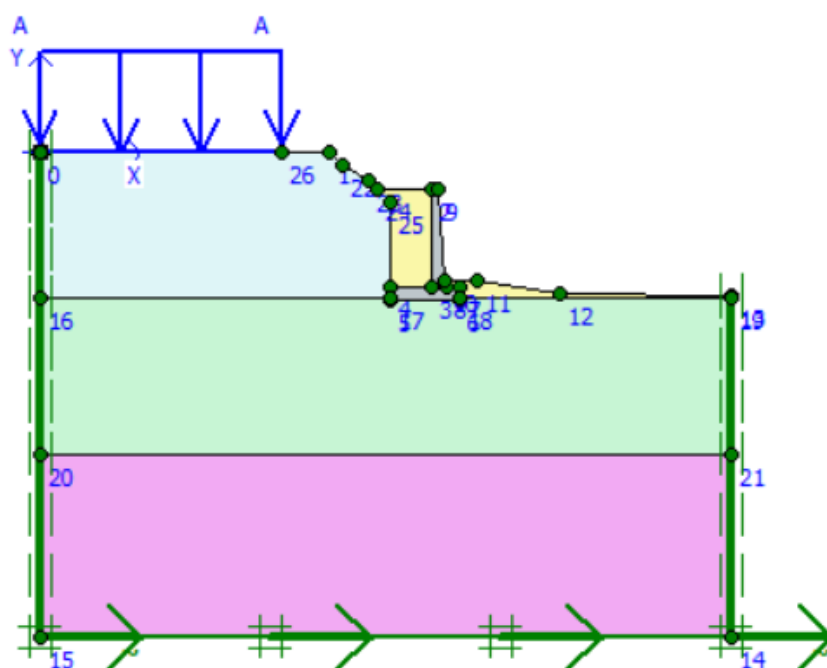
5.4.1 Data Dinding Penahan Tanah

Data yang digunakan dalam analisis dinding penahan tanah adalah sebagai berikut.

1. Dinding penahan tanah menggunakan tipe kantilever.
2. Dinding penahan tanah menggunakan bahan beton bertulang.
3. Berat volume beton bertulang penelitian ini menggunakan 24 kN/m^3 .
4. Mutu beton pada penelitian ini menggunakan 20 MPa
5. Tulangan digunakan D13 mm dan D16 mm

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

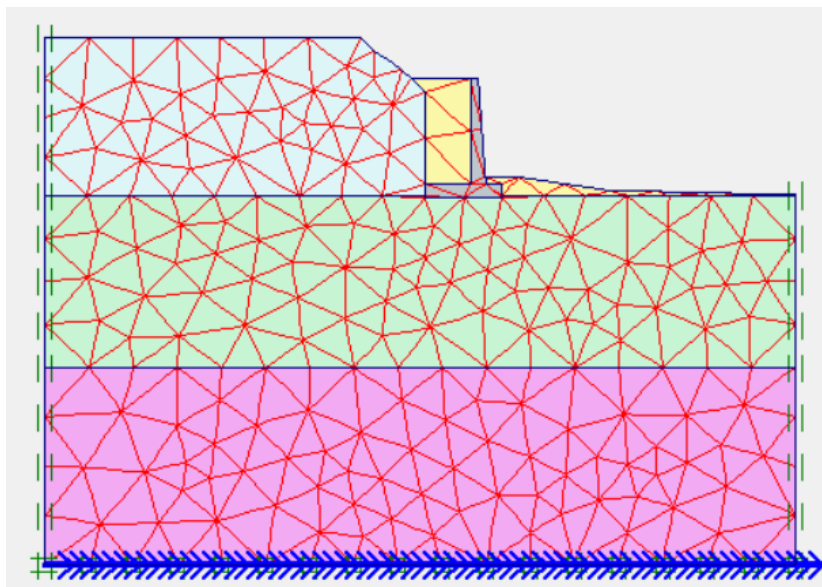
Pada analisis ini dimodelkan secara dua dimensi pada potongan melintang sungai. Dalam permodelan analisis lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever menggunakan program Plaxis 8.6, seluruh parameter data geoteknik dan beban yang bekerja dimasukkan untuk mengetahui keruntuhan yang terjadi. Permodelan potongan melintang lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever pada program Plaxis 8.6 dilakukan secara dua dimensi. Gambar permodelan dapat dilihat pada Gambar 5.24 Berikut



Gambar 5.24 Permodelan Potongan Melintang Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli Pada Plaxis 8,6

5.4.3 Pembuatan Jaring Elemen

Setelah permodelan sudah sesuai dengan kondisi asli di lapangan, langkah selanjutnya adalah model geometri dibagi menjadi elemen-elemen imajiner (*meshing*). Jenis *fine* digunakan pada proses *meshing* pada penelitian ini. Hasil jaring-jaring elemen yang telah dibuat dapat dilihat pada Gambar 5.25 berikut.

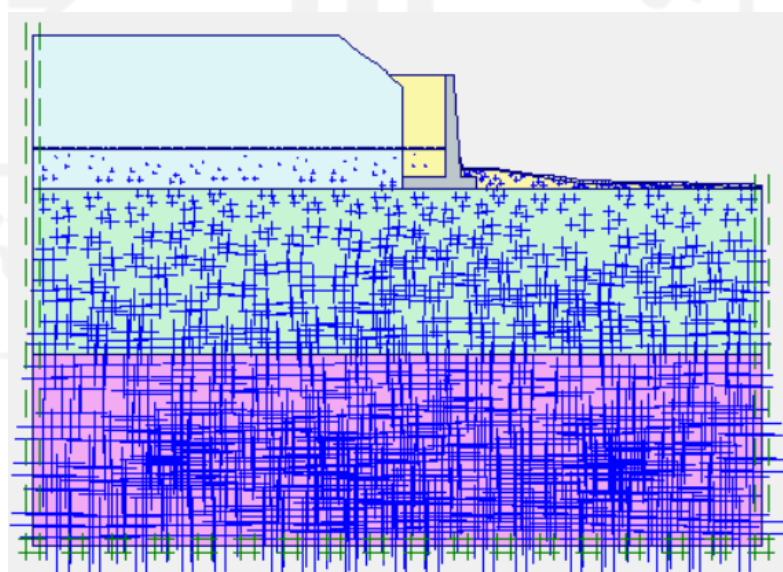


Gambar 5.25 Jaring-Jaring Elemen Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli

5.4.4 Tahap Perhitungan

1. Perhitungan Tegangan Awal

Pada tahap ini disebut juga sebagai beban gravitasi (*gravity load*). Dalam tahap perhitungan ini hanya melibatkan struktur tanah dan batuan pembentuk lereng. Tegangan awal dapat dilihat pada Gambar 5.26 berikut



Gambar 5.26 Perhitungan Tegangan Awal Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli

2. Tahap *Calculation*

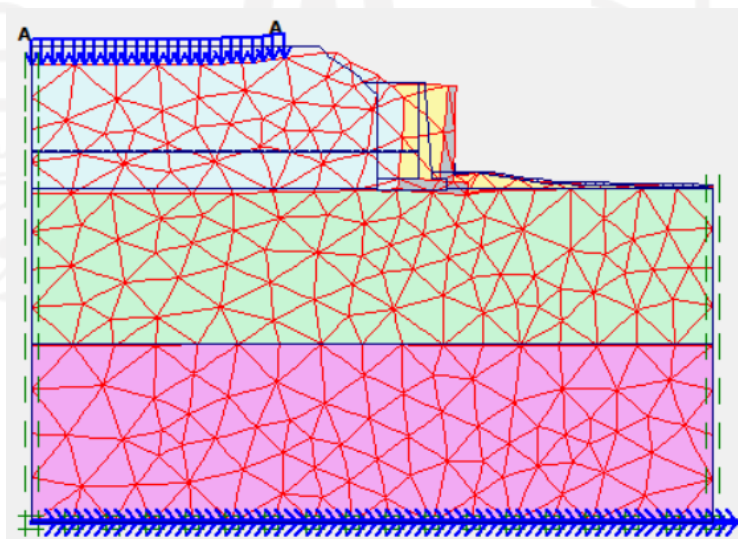
Pada tahap ini setelah semua parameter dan data diinput maka dilakukan tahap *calculation*. Perhitungan dilakukan dengan memasukkan *tab parameter* dengan *plastic analysis* untuk mengetahui *displacement* yang terjadi, *phi/reduction* untuk mengetahui angka keamanan dan *staged construction* digunakan sebagai *loading input*. Pada tahap *calculation* ini akan ada beberapa tahap yang dianalisis yaitu *gravity load*, berat sendiri, beban bangunan, SF total tanpa beban gempa, dan SF total dengan beban gempa.

5.4.5 Hasil *Output* dengan Program Plaxis 8.6

Pada tahap ini akan diketahui angka keamanan dan besar *displacement* yang terjadi pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever tersebut. Hasil dari perhitungan menggunakan program Plaxis 8.6 dapat dilihat pada gambar-gambar berikut.

1. Hasil perhitungan lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tanpa beban gempa
 - a. *Deformed Mesh*

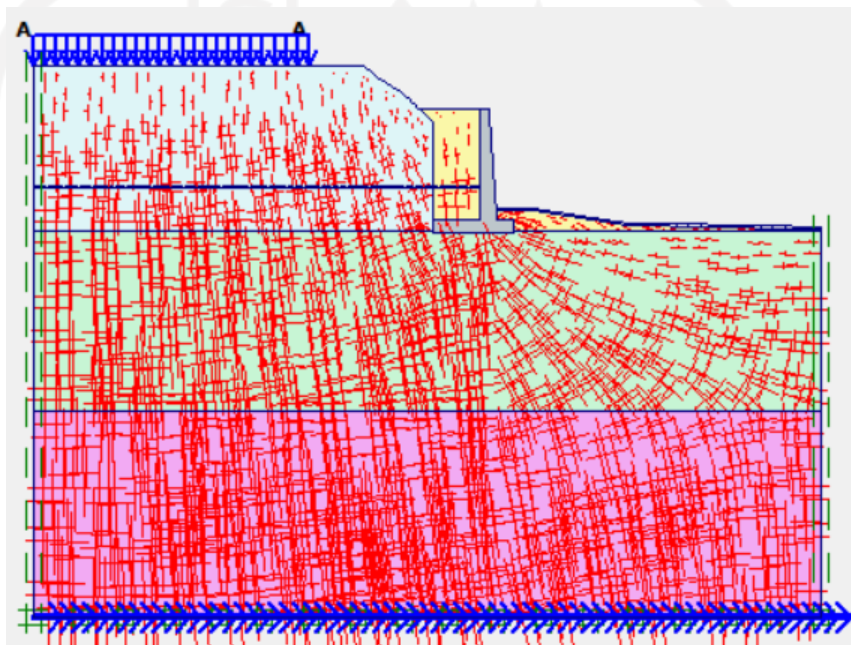
Hasil *deformed mesh* lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kondisi asli tanpa beban gempa didapatkan nilai *total displacement* adalah 0,01296 m. Hasil *deformed mesh* dapat dilihat pada Gambar 5.27 berikut.



Gambar 5.27 *Deformed Mesh* Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa

b. *Effective Stresses*

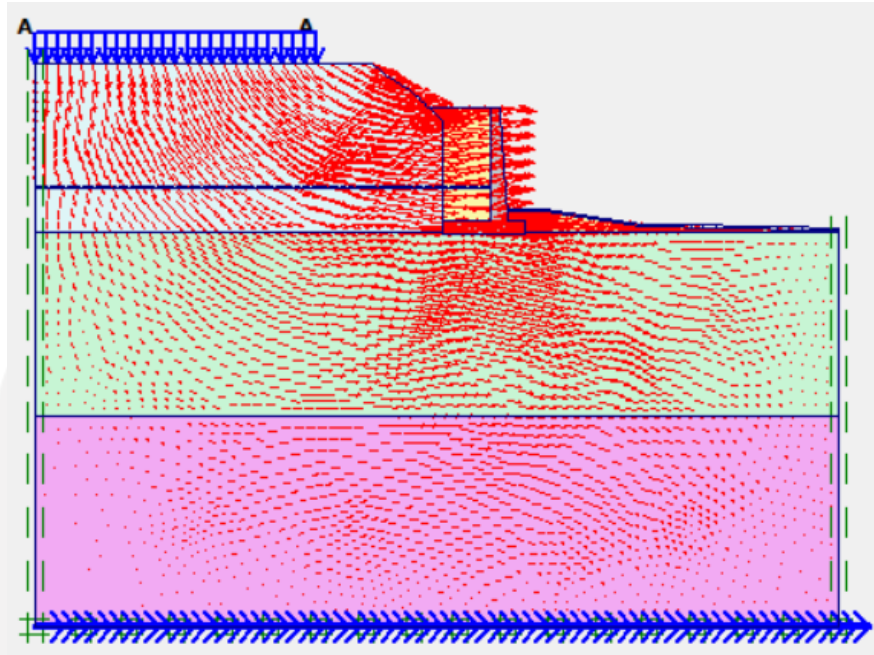
Hasil analisis menggunakan Plaxis 8.6 pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kondisi asli tanpa beban gempa didapatkan nilai *effective stresses* adalah -197 kN/m^2 . Hasil *effective stresses* dapat dilihat pada Gambar 5.28 berikut.



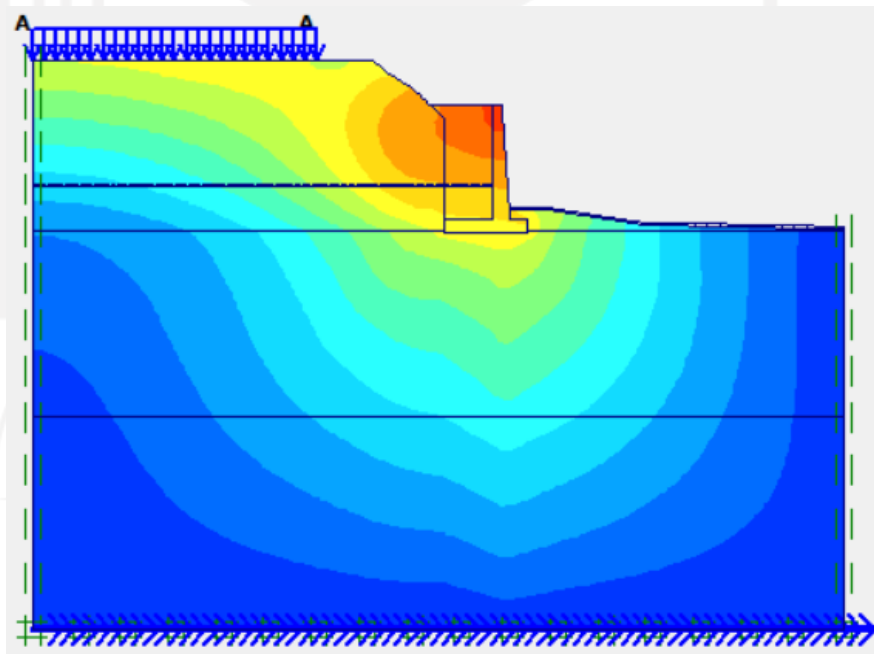
Gambar 5.28 *Effective Stresses* Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa

c. Arah Pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

Arah dari pergerakan dan daerah potensial longsor pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever tanpa menggunakan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.29 dan Gambar 5.30.



Gambar 5.29 Arah Pergerakan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa



Gambar 5.30 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa

d. Angka Aman

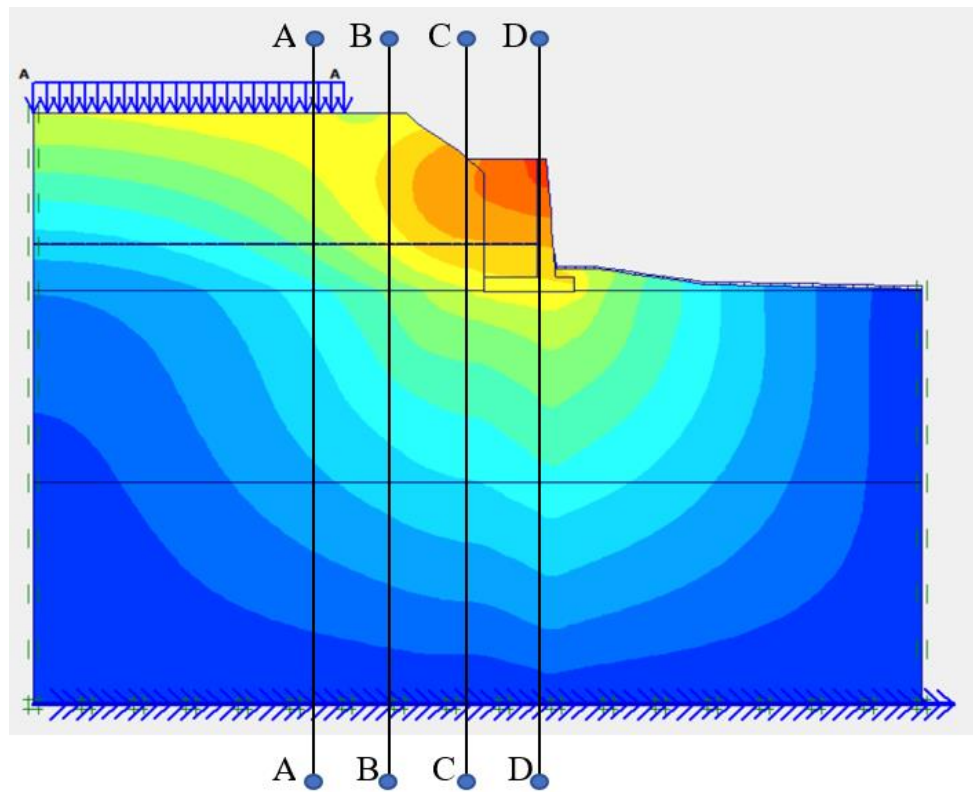
Dari hasil analisis menggunakan Plaxis 8.6 pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever tanpa menggunakan beban gempa didapatkan nilai angka aman sebesar 1,3241. Gambar angka aman hasil analisis Plaxis 8.6 pada lereng dengan dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever tanpa menggunakan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.31 berikut.

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	0,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,3241

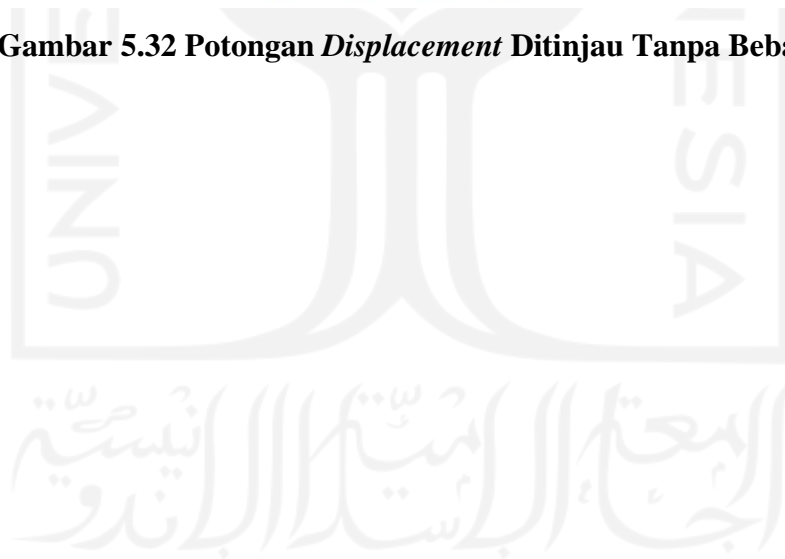
Gambar 5.31 Angka Aman Pada Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa

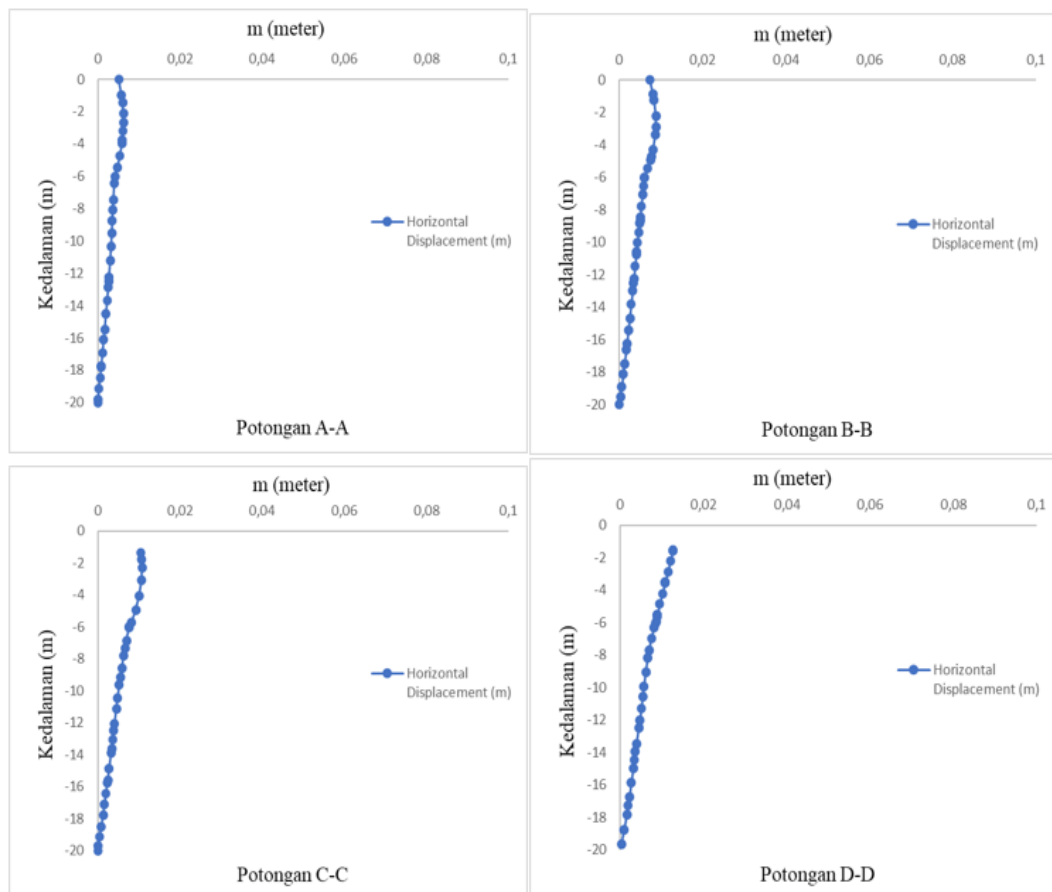
e. Deformasi

Deformasi ditinjau pada potongan A-A sampai dengan potongan D-D pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tanpa beban gempa. Hal tersebut dilakukan dengan tujuan untuk mendapatkan perilaku deformasi yang terjadi pada setiap potongan. Gambar *displacement* yang terjadi pada setiap potongan lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever tanpa menggunakan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.32 dan Gambar 5.33 berikut.



Gambar 5.32 Potongan *Displacement* Ditinjau Tanpa Beban Gempa





Gambar 5.33 Grafik *Horizontal Displacement* Setiap Potongan Pada Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tanpa Beban Gempa

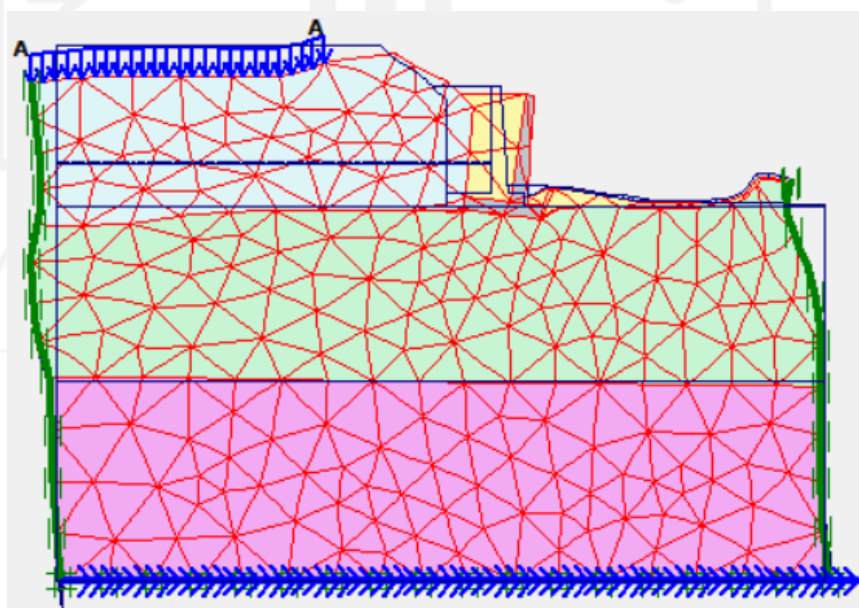
Dari hasil analisis menggunakan program plaxis didapatkan nilai-nilai deformasi pada setiap potongan melintang lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever tanpa menggunakan beban gempa. Nilai-nilai deformasi maksimum pada setiap potongan melintang lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever tanpa menggunakan beban gempa dapat dilihat pada Tabel 5.6 Berikut.

Tabel 5.6 Total Displacement Maksimum Setiap Potongan Pada Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tanpa Beban Gempa

Potongan	<i>Displacement</i> arah x (U _x) meter	<i>Displacement</i> arah y (U _y) meter	<i>Total Displacement</i> (U) meter
A-A	0,006311806	-0,006823709	0,008562241
B-B	0,008780749	-0,003230696	0,009215509
C-C	0,010858042	-0,001062183	0,010904177
D-D	0,012769673	-0,001134174	0,012932794

2. Hasil perhitungan lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dengan beban gempa
- a. *Deformed Mesh*

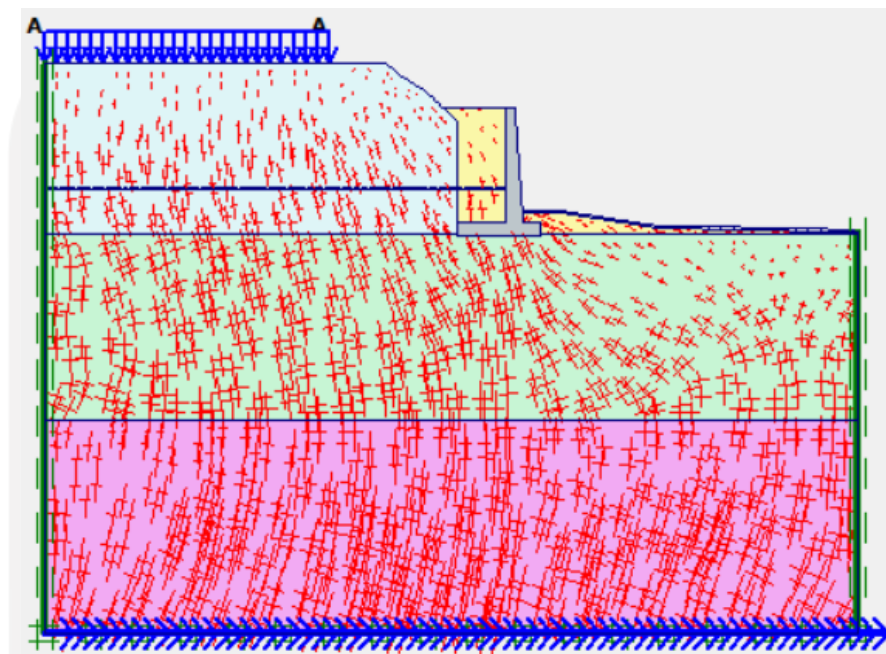
Hasil *deformed mesh* lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kondisi asli dengan beban gempa adalah 0,03525 m. Hasil *deformed mesh* dapat dilihat pada Gambar 5.34 berikut.



Gambar 5.34 *Deformed Mesh* Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli Dengan Beban Gempa

b. *Effective Stresses*

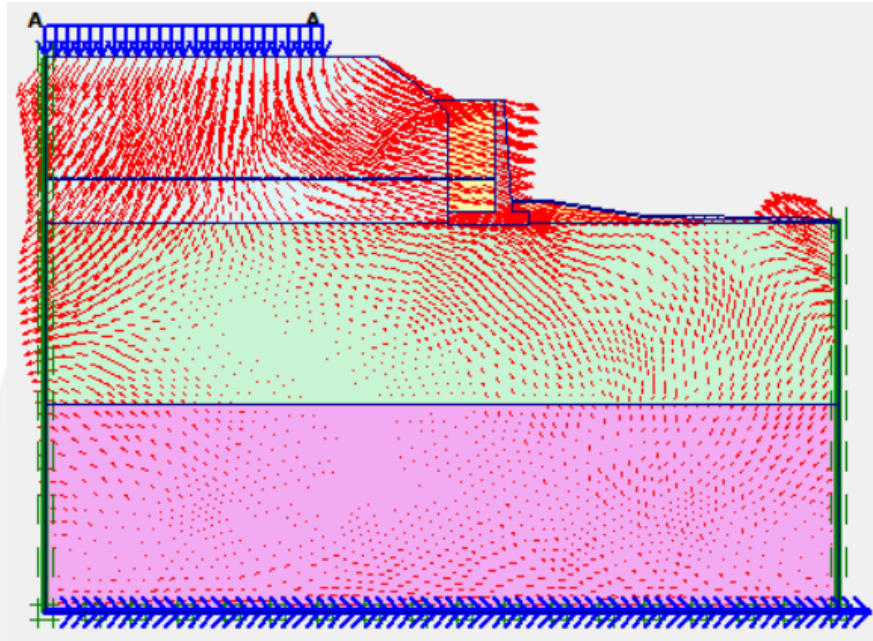
Hasil analisis menggunakan Plaxis 8.6 pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kondisi asli beban gempa adalah $-288,06 \text{ kN/m}^2$. Hasil *effective stresses* dapat dilihat pada Gambar 5.35 berikut.



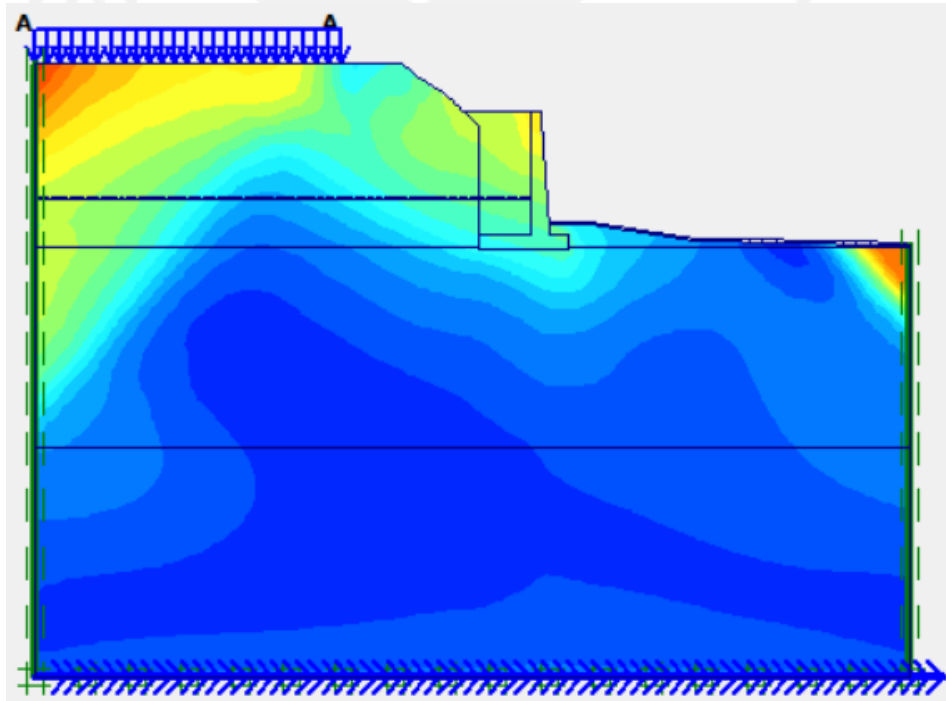
Gambar 5.35 *Effective Stresses* Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa

c. Arah Pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

Arah dari pergerakan dan daerah potensial longsor pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kondisi asli beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.36 dan Gambar 5.37 berikut.



Gambar 5.36 Arah Pergerakan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa



Gambar 5.37 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli dengan Beban Gempa

d. Angka Aman

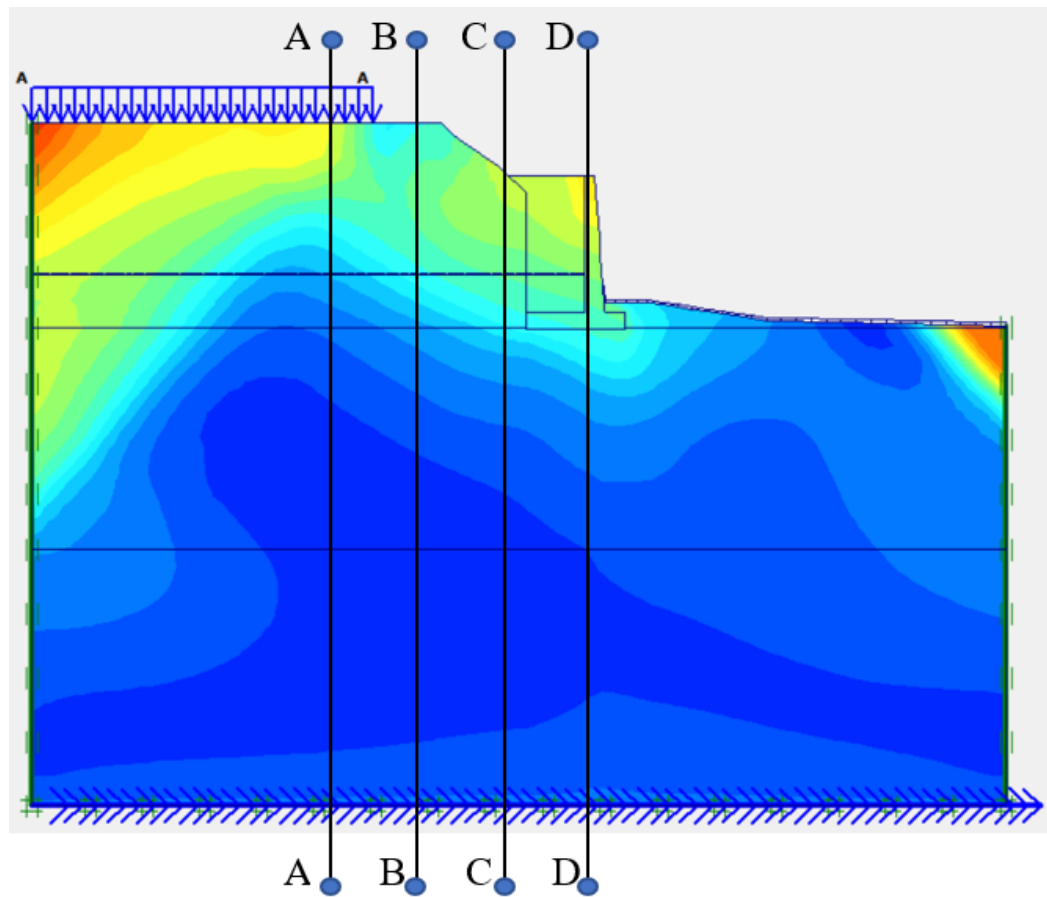
Dari hasil analisis menggunakan Plaxis 8.6 pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah kondisi asli dengan beban gempa didapatkan nilai angka aman sebesar 1,3239. Gambar angka aman hasil analisis Plaxis 8.6 pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever kondisi asli dengan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.38 berikut.

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	0,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,3239

Gambar 5.38 Angka Aman Pada Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever Kondisi Asli Dengan Beban Gempa

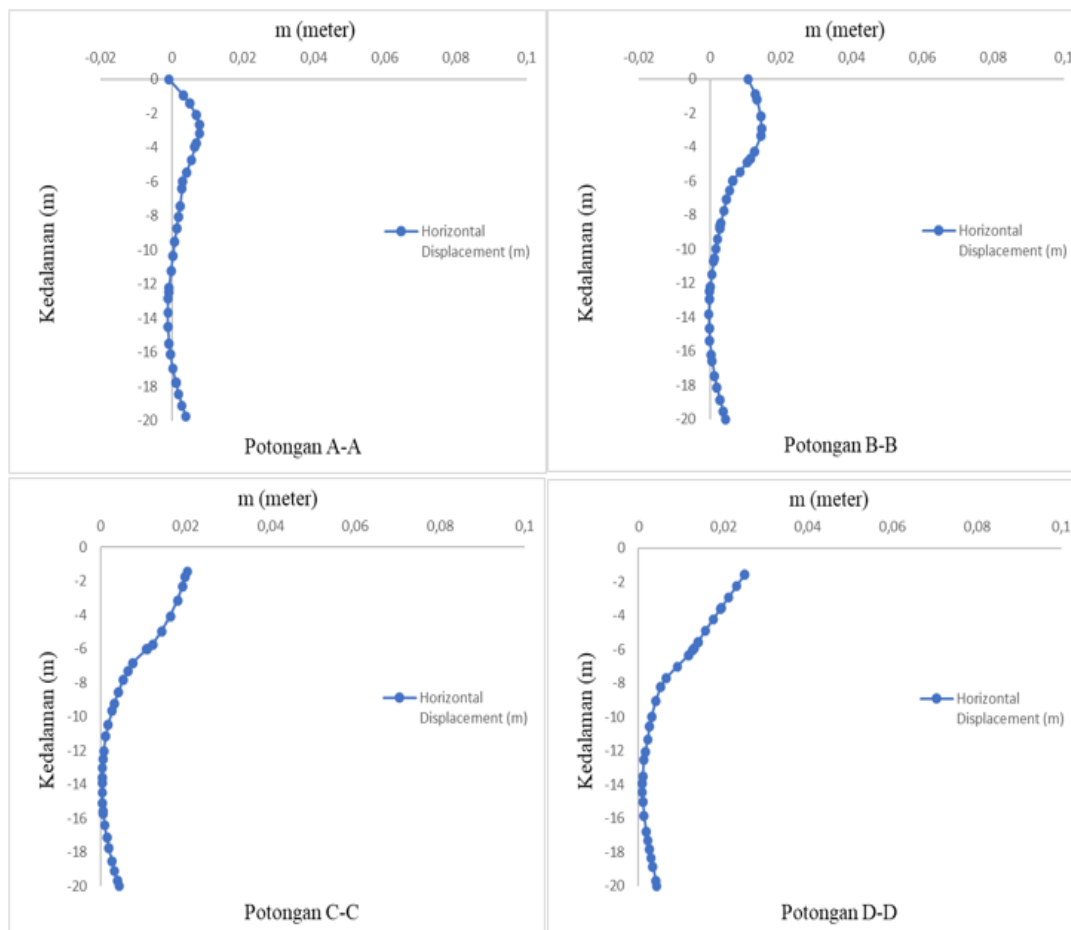
e. Deformasi

Deformasi ditinjau pada potongan A-A sampai dengan potongan D-D pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dengan beban gempa. Hal tersebut dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui perilaku deformasi yang terjadi pada setiap potongan. Gambar *displacement* yang terjadi pada setiap potongan lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dengan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.39 dan Gambar 5.40 berikut.



Gambar 5.39 Potongan *Displacement* Ditinjau Dengan Beban Gempa

الجمهورية الإسلامية اندونيسية
 المعهد الأستد الاندوني



Gambar 5.40 Grafik *Horizontal Displacement* Setiap Potongan Pada Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Dengan Beban Gempa

Dari hasil analisis menggunakan program Plaxis diperoleh nilai-nilai deformasi pada setiap potongan melintang lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever menggunakan beban gempa. Nilai-nilai deformasi maksimum pada setiap potongan melintang lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever menggunakan beban gempa dapat dilihat pada Tabel 5.7 Berikut.

Tabel 5.7 Total Displacement Maksimum Setiap Potongan Pada Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Dengan Beban Gempa

Potongan	<i>Displacement</i> arah x (Ux) meter	<i>Displacement</i> arah y (Uy) meter	<i>Total Displacement</i> (U) meter
A-A	0,0078129	-0,022100102	0,022114915
B-B	0,014590539	-0,008442926	0,016639212
C-C	0,020438732	-0,005268141	0,020868839
D-D	0,025176456	-0,005997361	0,025828634

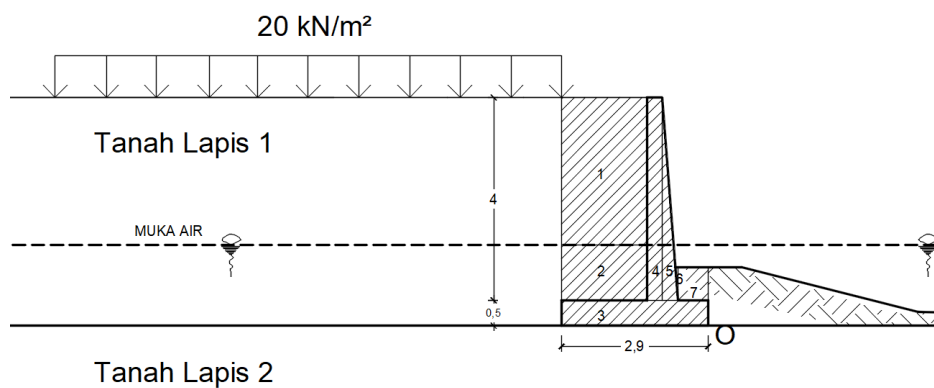
5.4.6 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Menggunakan Perhitungan Manual

1. Tinjauan Stabilitas Eksternal Dinding Penahan Tanah

Dalam analisis ini bertujuan untuk mendapatkan nilai angka aman terhadap pergeseran, penggulingan, dan keruntuhan kapasitas dukung tanah. Beban yang digunakan dalam analisis perhitungan manual ini adalah beban sendiri tanah, beban merata rumah sebesar 10 kN/m^2 , dan beban tanah diatas DPT yaitu 10 kN/m^2 . Sehingga untuk total beban adalah 20 kN/m^2 . Analisis stabilitas lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dengan perhitungan manual ini dilakukan pada kondisi asli atau eksisting dengan tinjauan eksternal dan internal. Nilai angka aman terhadap penggulingan, pergeseran, dan angka aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah akan diperoleh pada analisis perhitungan dengan tinjauan eksternal ini. Perhitungan stabilitas dinding penahan tanah dengan tinjauan eksternal pada Jembatan Kenet adalah sebagai berikut.

a. Gaya Vertikal

Gaya-gaya yang bekerja pada perhitungan ini meliputi gaya akibat berat struktur itu sendiri, serta akibat berat tanah yang terdapat di belakang dinding penahan tanah tersebut. Gaya-gaya tersebut dibagi dalam pias-pias pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.41 berikut.



Gambar 5.41 Pembagian Pias-Pias pada Gaya Vertikal

Berikut contoh perhitungan gaya vertikal dinding penahan tanah pada pias 1.

$$\begin{aligned}
 \text{Volume} &= A \times 1 \\
 &= 4,9283 \\
 &= 4,9283 \text{ m}^3 \\
 \text{Berat} &= \text{Volume} \times \text{Berat volume tanah timbunan} \\
 &= 4,2983 \times 17,5 \\
 &= 86,2453 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut.

Tabel 5.8 Rekapitulasi Perhitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli

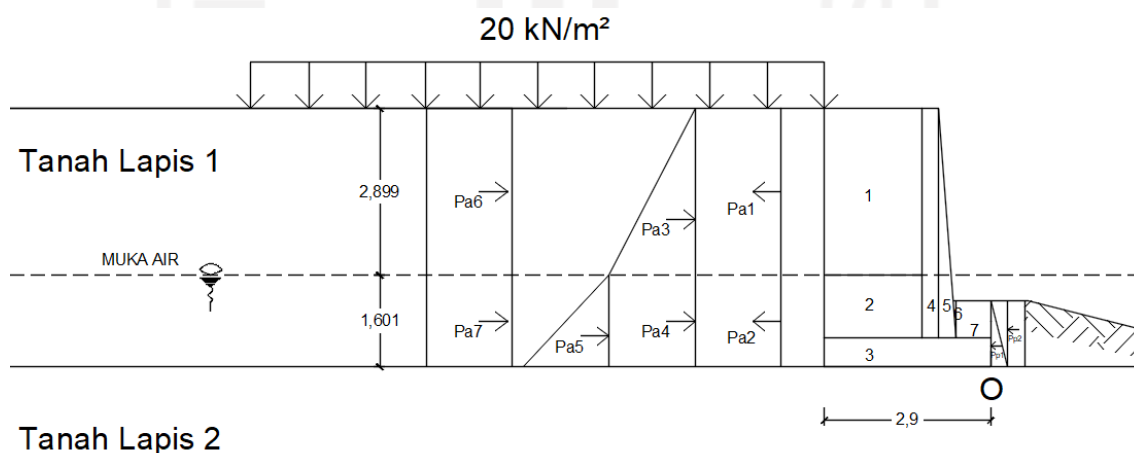
No.Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	4,9283	86,2453	2,0540	177,1477
2	1,8717	32,7548	2,0540	67,2783
3	1,4500	34,8000	1,4500	50,4600
4	1,2000	28,8000	1,0500	30,2400
5	0,6000	14,4000	0,8000	11,5200

**Lanjutan Tabel 5.8 Rekapitulasi Perhitungan Momen Vertikal
Terhadap Titik O pada Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan
Tanah Kondisi Asli**

No.Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
6	0,0158	0,2765	0,6160	0,1703
7	0,3900	6,8250	0,3000	2,0475
Total		204,1015		338,8638

b. Tekanan Tanah Lateral

Pada perhitungan akan menghitung tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Diperlukan perhitungan koefisien tekanan tanah aktif dan pasif pada setiap lapisan dalam perhitungan tekanan tanah lateral aktif dan pasif. Tekanan air di muka dan di belakang dinding sama, sehingga tekanan dianggap tidak ada. Diagram tekanan tanah lateral yang bekerja pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.42 berikut.



**Gambar 5.42 Diagram Tekanan Tanah Lateral pada Dinding Penahan
Tanah**

Berikut untuk perhitungan dari tekanan tanah lateral :

a. Koefisien tekanan tanah aktif dan pasif

$$\begin{aligned} K_{a1} &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 - 10,39) \\ &= 0,4763 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{a \text{ timbunan}} &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 (45 - 15) \\ &= 0,3333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{p \text{ timbunan}} &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 + 15) \\ &= 3 \end{aligned}$$

b. Perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif

Berikut contoh dari perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif pada dinding penahan tanah.

$$\begin{aligned} P_{a1} &= -2 \times c_t \times \sqrt{K_{a \text{ tim}}} \times h_{\text{tim}} \\ &= -2 \times 5 \times \sqrt{0,3333} \times 2,8990 \\ &= -16,7374 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{a3} &= 0,5 \times \gamma_b \text{ tim} \times h_{\text{tim}} \times K_{a \text{ tim}} \times h_{\text{tim}} \\ &= 0,5 \times 17,5 \times 2,8990 \times 0,3333 \times 2,8990 \\ &= 24,5123 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{a6} &= q \times K_{a1} \times h_1 \\ &= 20 \times 0,476 \times 2,8990 \\ &= 27,0767 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{p1} &= 0,5 \times \gamma'_{\text{tim}} \times H^2 \times K_{p \text{ tim}} \\ &= 0,5 \times 17,5 \times 1,155^2 \times 3 \\ &= 35,0182 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{p2} &= 2 \times c_t \times \sqrt{K_p} \times H \\ &= 2 \times 17,5 \times \sqrt{3} \times 1,155 \\ &= 24,9755 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 5.9 dan untuk hasil rekapitulasi perhitungan tekanan tanah pasif pada Tabel 5.10 berikut.

Tabel 5.9 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Pada Dinding Penahan Tanah

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen(kNm)
Pa1	$-2.ct.\sqrt{Ka\ tim}.h\ tim$	-16,7374	3,0505	-51,0574
Pa2	$-2.ct.\sqrt{Ka\ tim}.h\ tim$	-9,2434	0,8005	-7,3993
Pa3	$0,5.\gamma b\ tim.h\ tim.Ka\ tim.h\ tim$	24,5123	2,5673	62,9303
Pa4	$(\gamma b.h1),ka\ tim.h2$	17,0471	0,8005	13,6385
Pa5	$0,5.\gamma'.tim.h\ tim.Ka\ tim.h\ tim$	7,4760	0,5337	3,9899
Pa6	$q.Ka1.h1$	27,0767	3,0505	82,5974
Pa7	$q.Ka1.h1$	14,9533	0,8005	11,9702
Total		55,5135		109,0156

Tabel 5.10 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Pada Dinding Penahan Tanah

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen(kNm)
Pp1	$0,5.\gamma'.tim.H^2.Kp\ tim$	35,0182	0,3833	13,4225
Pp2	$2.ct.\sqrt{Kp}.H$	20,0052	0,5780	11,5530
Total		55,0233		24,9755

c. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Tanah

1) Stabilitas terhadap pergeseran

Tahanan geser pada dinding penahan tanah sepanjang $B = 2,9$ m, dihitung dengan menganggap dasar dinding sangat kasar, sehingga sudut gesek $\delta_b = \phi$ tanah dasar dan $c_d = c$ tanah dasar. Berikut perhitungan stabilitas terhadap pergeseran

$$\begin{aligned} R_h &= c_d \times B + (\Sigma W) \times \tan \delta_b \\ &= 8,3385 \times 2,9 + 204,1015 \times \tan 20,78^\circ \\ &= 101,6310 \text{ kN} \\ F_{gs} &= \frac{\Sigma R_h + P_p}{\Sigma P_a} \\ &= \frac{101,6310 + 55,0233}{55,5135} \\ &= 2,8219 \end{aligned}$$

$F_{gs} > 1,5$, maka stabilitas dinding penahan tanah terhadap pergeseran dinyatakan aman atau sudah terpenuhi.

2) Stabilitas terhadap penggulingan

Perhitungan stabilitas terhadap penggulingan dihitung dengan membandingkan momen yang menggulingkan dengan momen yang menahan. Momen yang menggulingkan yaitu tekanan tanah lateral aktif pada tanah di depan dinding penahan tanah yang berotasi pada ujung kaki depan pelat fondasi, sedangkan momen yang menahan yaitu akibat dari momen berat sendiri dinding penahan tanah dan tanah yang berada di atasnya serta momen akibat tanah pasif yang ada di belakang dinding penahan tanah. Berikut perhitungan stabilitas terhadap penggulingan.

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{penahan}} &= (\Sigma M_w + \Sigma M_{\text{pasif}}) \\ &= (338,8638 + 24,9755) \\ &= 363,8393 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{pendorong}} &= \Sigma M_{\text{aktif}} \\ &= 109,0156 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{gl} &= \frac{\Sigma M_{penahan}}{\Sigma M_{pendorong}} \\
 &= \frac{363,8393}{109,0156} \\
 &= 3,3375
 \end{aligned}$$

$F_{gl} > 1,5$, maka stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah dinyatakan aman atau sudah terpenuhi.

3) Daya dukung tanah terhadap runtuh

Daya dukung tanah terhadap runtuh dihitung dengan menggunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975). Berikut perhitungan daya dukung tanah terhadap runtuh.

$$\begin{aligned}
 X_e &= \frac{\Sigma Ww - \Sigma M_{gl}}{\Sigma w} \\
 &= \frac{338,8638 - 109,0156}{204,1015} \\
 &= 1,1262 \text{ m} \\
 e &= \frac{B}{2} - X_e \\
 &= \frac{2,9}{2} - 1,1262 \\
 &= 0,3238 \text{ m} < \frac{B}{6} \\
 &= 0,3238 \text{ m} < 0,4833
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B' &= B - 2e \\
 &= 2,9 - 2(0,3238) \\
 &= 2,2523 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A' &= B' \times 1 \\
 &= 2,2523 \times 1 \\
 &= 2,2523 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Gaya Horizontal = 55,5135 kN (Σp_a)

Gaya Vertikal = 204,1015 kN (Σw)

Perhitungan factor kemiringan beban sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 N_q &= e^{(\pi x \tan \varphi)} x \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \\
 &= e^{(\pi x \tan 20,78)} x \tan^2 \left(45^\circ + \frac{20,78}{2} \right) \\
 &= 6,9166
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_c &= (N_q - 1) \times \operatorname{ctg} \varphi \\
 &= (6,9166 - 1) \times \operatorname{ctg} 20,78 \\
 &= 15,5920
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_\gamma &= 1,5 \times (N_q - 1) \times \operatorname{tg} \varphi \\
 &= 1,5 \times (6,9166 - 1) \times \operatorname{tg} 20,78 \\
 &= 3,3677
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 i_q &= \left(1 - \left(\frac{0,5 \times H}{V + A' x c a x \operatorname{ctg} \varphi} \right) \right)^5 \geq 0 \\
 &= \left(1 - \left(\frac{0,5 \times 55,5135}{204,1015 + 2,2523 \times 8,3385 \times \operatorname{ctg} 20,78} \right) \right)^5 \\
 &= 0,4944 \geq 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 i_c &= \frac{i_q - (1 - i_q)}{N_c x \tan \varphi} \\
 &= \frac{0,6516 - (1 - 0,4944)}{15,5920 \times \tan 20,78} \\
 &= 0,4090
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 i_\gamma &= \left(1 - \left(\frac{0,7 \times H}{V + A' x c a x \operatorname{ctg} \varphi} \right) \right)^5 \geq 0 \\
 &= \left(1 - \left(\frac{0,7 \times 55,5135}{203,1015 + 2,2523 \times 8,3385 \times \operatorname{ctg} 20,78} \right) \right)^5 \\
 &= 0,3619
 \end{aligned}$$

Faktor bentuk $s_c = s_q = s_\gamma = 1$ dan factor kedalaman Hansen berikut.

$$\begin{aligned}
 d_c &= 1 + 0,4 \frac{DF}{B} \\
 &= 1 + 0,4 \frac{1,15}{2,9} \\
 &= 1,1586
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_q &= 1 + 2 \frac{DF}{B} x \tan \varphi x (1 - \sin \varphi)^2 \\
 &= 1 + 2 \frac{1,15}{2,9} x \tan 20,78 x (1 - \sin 20,78)^2 \\
 &= 1,2615
 \end{aligned}$$

$$d_\gamma = 1$$

Menurut Hansen (1970) dan Vesic (1975) kapasitas dukung ultimit dapat dihitung dengan persamaan berikut.

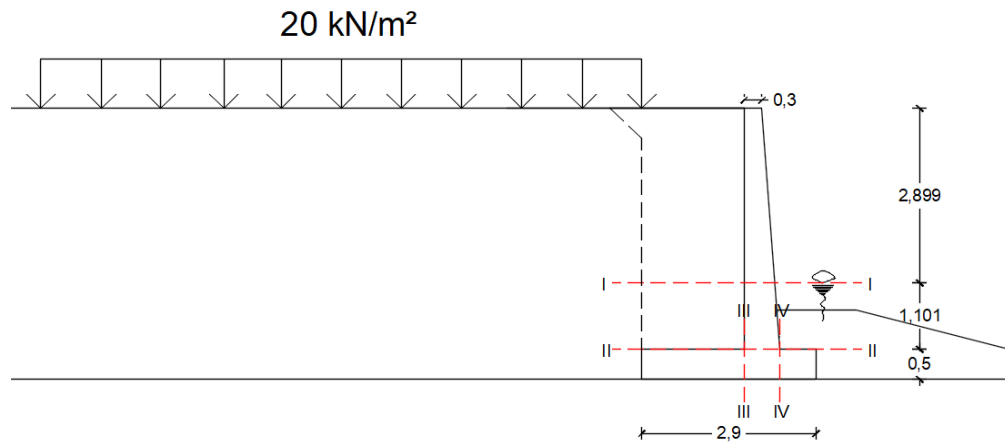
$$\begin{aligned}
 q_u &= d_c i_c c N_c + d_{qi} q D_f \gamma N_q + d_{\gamma i} \gamma 0,5 B \gamma N_{\gamma} \\
 &= 1,1586 \times 0,4090 \times 8,3385 \times 15,5920 + 1,2615 \times 4944 \times 1,15 \\
 &\quad \times 17,5 \times 6,9166 + 1 \times 0,3619 \times (0,5 \times 2,9) \times 8,9271 \times 3,3677 \\
 &= 164,1918 \text{ kN/m}^2 \\
 SF &= \frac{q_u \times B'}{V} \\
 &= \frac{264,1918 \times 2,2523}{204,1015} \\
 &= 1,8119
 \end{aligned}$$

Karena $e > B/6$ maka q maks dan q min menggunakan rumus berikut.

$$\begin{aligned}
 q \text{ maks} &= \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \\
 &= \frac{204,1015}{2,9} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,0968}{2,9} \right) \\
 &= 107,5295 \text{ kN/m}^2 \\
 q \text{ min} &= \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \\
 &= \frac{204,1015}{2,9} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,0968}{2,9} \right) \\
 &= 23,2302 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2. Tinjauan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah

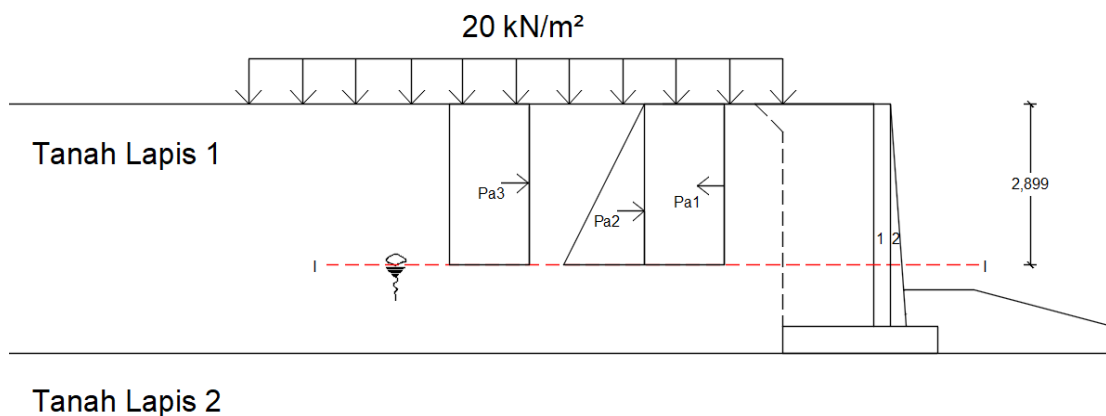
Pada perhitungan stabilitas internal dinding penahan tanah terbagi menjadi 4 tinjauan bidang. Pada masing-masing tinjauan duhitung terhadap kekuatan tegangan tarik, geser, dan desak yang kemudian dilakukan perbandingan dengan kuat Tarik, kuat geser dan kuat tekan beton $f_c' = 20\text{Mpa}$. Pembagian tinjauan pias-pias pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.43 sebagai berikut.



Gambar 5.43 Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal

a. Tinjauan Potongan I-I

Pada tinjauan I-I terletak pada 2,899 meter dari puncak dinding penahan tanah. Stabilitas internal dan tekanan tanah lateral pada tinjauan I-I dapat dilihat pada Gambar 5.44 berikut.



Gambar 5.44 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan I-I

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

$$\begin{aligned}
 \text{Volume} &= A \times 1 \\
 &= 0,8967 \times 1 \\
 &= 0,8967 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat (W)} &= \text{Volume} \times \text{Berat volume beton} \\
 &= 0,9867 \times 24 \\
 &= 20,8728 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.11 berikut.

Tabel 5.11 Rekapitulasi Perhitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I

No.Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	0,8697	20,8728	0,367	7,6603
2	0,3152	7,5490	0,1447	1,0923
	Σ	28,4218		8,7527

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

$$\begin{aligned}
 Pa_1 &= -2 \times ct \times \sqrt{Ka_{tim}} \times h_{tim} \\
 &= -2 \times 5 \times \sqrt{0,3333} \times 2,8990 \\
 &= -16,7374 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa_2 &= 0,5 \times \gamma b_{tim} \times h_{tim} \times Ka_{tim} \times h_{tim} \\
 &= 0,5 \times 17,5 \times 2,8990 \times 0,3333 \times 2,8990 \\
 &= 24,5123 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa_3 &= 20 \times Ka_1 \times h_1 \\
 &= 10 \times 0,476 \times 2,8990 \\
 &= 27,6132 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi hasil perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 5.12 berikut.

**Tabel 5.12 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif
Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I**

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen(kNm)
Pa1	$-2.ct.\sqrt{Ka\ tim}.h\ tim$	-16,7374	1,4490	-24,2525
Pa2	$0,5.\gamma b\ tim.h\ tim.Ka\ tim.h\ tim$	24,5123	0,9660	23,6788
Pa3	$q.Ka1.h1$	27,6132	1,4490	40,0115
Total		35,3881		39,4379

1) Tinjauan Terhadap Desak

$$\begin{aligned}\sigma \text{ desak} &= \frac{V}{Bx1} + \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{w} \\ &= \frac{28,4218}{0,517x1} + \frac{39,4379 - 8,7527}{\frac{1}{6}x0,517^2x1} \\ &= 743,7845 \text{ kN/m}^2 < 0,45.fc' \\ &= 743,7845 \text{ kN/m}^2 < 0,45.20 = 9000 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

2) Tinjauan Terhadap Tegangan Tarik

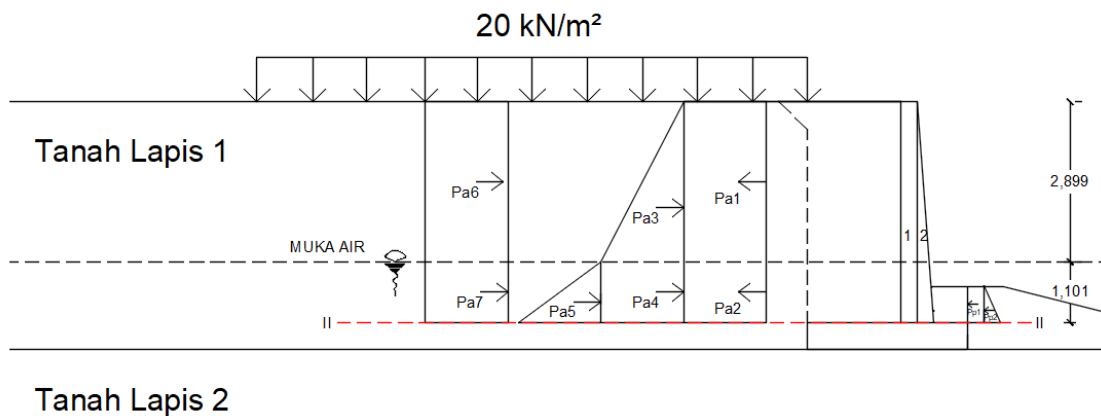
$$\begin{aligned}\sigma \text{ tarik} &= \frac{V}{Bx1} - \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{w} \\ &= \frac{28,4218}{0,517x1} - \frac{39,4379 - 8,7527}{\frac{1}{6}x0,517^2x1} \\ &= -633,8356 \text{ kN/m}^2 < 0,15.fc' = 0,15.20 \\ &= -633,8356 \text{ kN/m}^2 < 670,8204 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

3) Tinjauan Terhadap Geser

$$\begin{aligned}D\ 1-1 &= 35,3881 \text{ kN} \\ \sigma \text{ geser} &= \frac{2}{3} - \frac{D}{Bxh} \\ &= \frac{2}{3} - \frac{35,3881}{0,517x1} \\ &= 45,6326 \text{ kN/m}^2 < \sqrt{fc'} = \sqrt{20} \\ &= 45,6326 \text{ kN/m}^2 < 4472,1360 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

b. Tinjauan Potongan II-II

Pada tinjauan II-II terletak pada 4 meter dari puncak dinding penahan tanah. Stabilitas internal dan tekanan tanah lateral pada tinjauan II-II dapat dilihat pada Gambar 5.45 berikut.



Gambar 5.45 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan II-II

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

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

$$\begin{aligned} \text{Berat (W)} &= \text{Volume} \times \text{Berat volume beton} \\ &= 1,2 \times 24 \\ &= 18,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.13 berikut.

Tabel 5.13 Rekapitulasi Perhitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II

No.Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	1,2	28,8	0,45	12,96
2	0,6	14,4	0,2	2,88
	Σ	43,2		15,84

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

$$\begin{aligned}
 Pa1 &= -2 \times ct \times \sqrt{Ka \cdot tim} \times h \cdot tim \\
 &= -2 \times 5 \times \sqrt{0,3333} \times 2,8990 \\
 &= -16,7374 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa3 &= 0,5 \times \gamma b \cdot tim \times h \cdot tim \times Ka \cdot tim \times h \cdot tim \\
 &= 0,5 \times 17,5 \times 2,8990 \times 0,3333 \times 2,8990 \\
 &= 24,5123 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa6 &= q \times Ka1 \times h1 \\
 &= 20 \times 0,476 \times 2,8990 \\
 &= 27,6132 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pp1 &= 0,5 \times \gamma' \cdot tim \times H^2 \times Kp \cdot tim \\
 &= 0,5 \times 17,5 \times 0,65^2 \times 3 \\
 &= 11,0906 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pp2 &= 2 \times ct \times \sqrt{Kp} \times H \\
 &= 2 \times 17,5 \times \sqrt{3} \times 0,65 \\
 &= 39,4042 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 5.14 dan untuk hasil rekapitulasi perhitungan tekanan tanah pasif pada Tabel 5.15 berikut.

**Tabel 5.14 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif
Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II**

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen(kNm)
Pa1	$-2.ct.\sqrt{Ka\ tim}.h\ tim$	-16,7374	2,5495	-42,6720
Pa2	$-2.ct.\sqrt{Ka\ tim}.h\ tim$	-6,3509	0,5500	-3,4930
Pa3	$0,5.\gamma b\ tim.h\ tim.Ka\ tim.htim$	24,5123	2,0663	50,6497
Pa4	$(\gamma b.h1),ka\ tim.h2$	8,5833	0,5500	4,7208
Pa5	$0,5.\gamma'.tim.h\ tim.Ka\ tim.h\ tim$	3,5292	0,3667	1,2941
Pa6	$q.Ka1.h1$	27,6132	2,5495	70,3998
Pa7	$q.Ka1.h1$	10,4776	0,5500	5,7627
Total		46,5741		83,8824

**Tabel 5.15 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Pada
Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II**

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen(kNm)
Pp1	$0,5.\gamma'.tim.H^2.Kp\ tim$	11,0906	0,2170	2,4067
Pp2	$2.ct.\sqrt{Kp}.H$	39,4042	0,325	12,8064
Total		50,4948		15,2130

1) Tinjauan Terhadap Desak

$$\begin{aligned}
 \sigma \text{ desak} &= \frac{V}{Bx1} + \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{w} \\
 &= \frac{43,2}{0,6x1} + \frac{83,8824 - (15,2130 + 15,84)}{\frac{1}{6}x0,6^2x1} \\
 &= 952,4903 \text{ kN/m}^2 < 0,45.fc' \\
 &= 952,4903 \text{ kN/m}^2 < 0,45.20 = 9000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2) Tinjauan Terhadap Tegangan Tarik

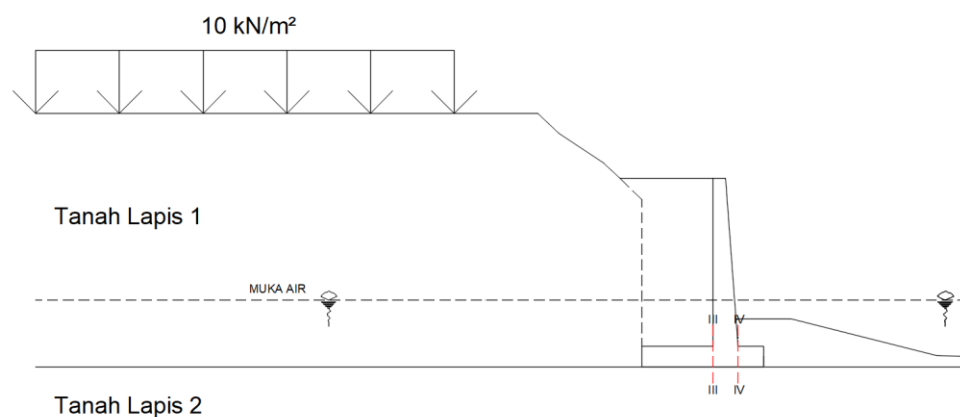
$$\begin{aligned}
 \sigma \text{ tarik} &= \frac{V}{Bx1} - \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{w} \\
 &= \frac{43,2}{0,6x1} - \frac{83,8824 - (15,2130 + 15,84)}{\frac{1}{6}x0,6^2x1} \\
 &= -641.8233 \text{ kN/m}^2 < 0,15.fc' = 0,15.20 \\
 &= -641.8233 \text{ kN/m}^2 < 670,8204 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

3) Tinjauan Terhadap Geser

$$\begin{aligned}
 D \text{ 1-1} &= 46,5731 \text{ kN} \\
 \sigma \text{ geser} &= \frac{2}{3} - \frac{D}{Bxh} \\
 &= \frac{2}{3} - \frac{46,5731}{0,6x1} \\
 &= 51,7479 \text{ kN/m}^2 < \sqrt{fc'} = \sqrt{20} \\
 &= 51,7479 \text{ kN/m}^2 < 4472,1360 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

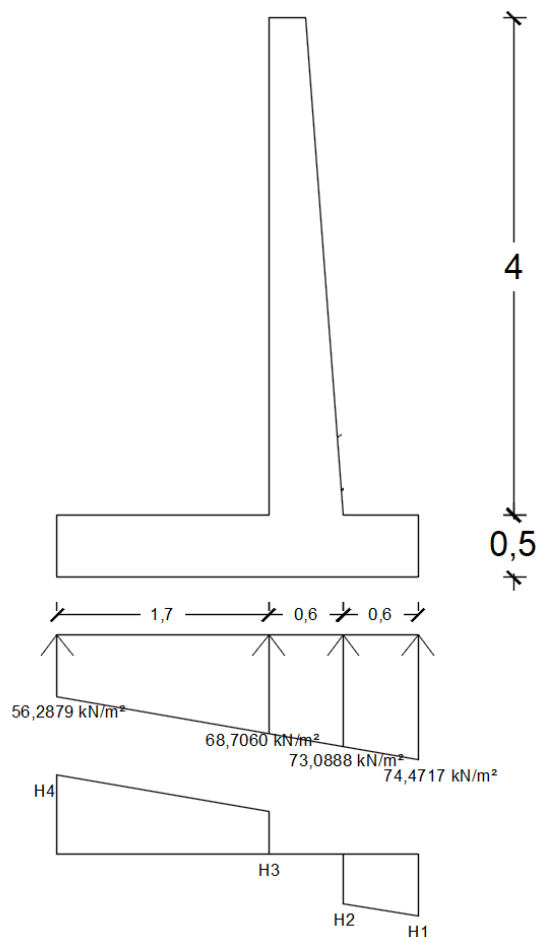
c. Tinjauan Potongan III-III dan Potongan IV-IV

Guna mengetahui keamanan pada bidang telapak atau kaki dilaksanakan peninjauan pada potongan III dan IV yang dilaksanakan pada potongan kaki dinding penahan tanah. Gambar III-III dan IV-IV dapat dilihat pada Gambar 5.46 berikut.



Gambar 5.46 Potongan Stabilitas Internal pada Tinjauan III-III dan Tinjauan IV-IV

Untuk momen yang terjadi pada pelat kaki (pondasi) dapat dilihat pada Gambar 5.47 berikut.



Gambar 5.47 Momen yang Terjadi pada Pelat Kaki Pondasi

Hasil analisis Perhitungan sebelumnya didapatkan bahwa tegangan yang terjadi didasar pondasi adalah sebagai berikut.

$$Q_{\text{maks}} = 74,4717 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{min}} = 56,2879 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga perhitungan superposisi tegangan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} H1 &= \sigma_{\text{maks}} - H_c \cdot \gamma_c \\ &= 74,4717 - 0,5 \times 24 \\ &= 62,4717 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H2 &= \sigma_1 - H_c \cdot \gamma_c \\
 &= 73,0888 - 0,5 \times 24 \\
 &= 61,0888 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H3 &= \sigma_2 - H_c \cdot \gamma_c - H_t \cdot \gamma_t \\
 &= 68,706 - 0,5 \times 24 - 4 \times 17,5 \\
 &= -13,294 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H4 &= \sigma_{\min} - H_c \cdot \gamma_c - H_t \cdot \gamma_t \\
 &= 56,2879 - 0,5 \times 24 - 4 \times 17,5 \\
 &= -25,7121 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

1) Tinjauan Terhadap III-III

$$\begin{aligned}
 M &= H3 \cdot L \cdot (0,5L) + (H3 - H4) \cdot L \cdot (2/3L) \\
 &= 13,294 \times 1,7 \times (0,5 \times 1,7) + (35,7121 - 13,294) \times 1,7 \times \left(\frac{2}{3} \times 1,7\right) \\
 &= 94,3616 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{desak}} &= \frac{M}{w} \\
 &= \frac{94,3616}{\frac{1}{6} \times 0,5^2 \times 1} \\
 &= 2264,6780 < 0,45 \times f_c' = 0,45 \times 20 \text{ Mpa} \\
 &= 2264,6780 \text{ kN/m}^2 < 9000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D_{\text{III}} &= 0,5 \cdot (H4 - H3) \cdot L \\
 &= 0,5 \times (25,7121 - 13,294) \times 1,7 \\
 &= 33,1552 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \tau_{\text{tarik}} &= \frac{2 \cdot D}{3 \cdot B \cdot h} \\
 &= \frac{2 \times 33,1552}{3 \times 0,6 \times 0,5} \\
 &= 73,6782 < \sqrt{f_c'} = \sqrt{20} \\
 &= 73,6782 \text{ kN/m}^2 < 670,8204 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

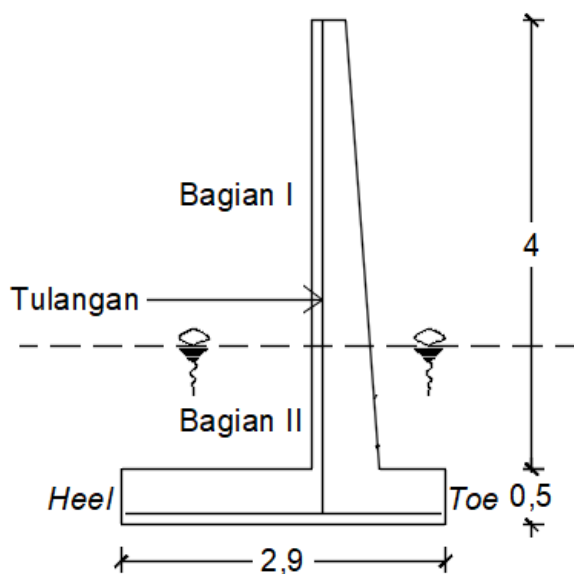
2) Tinjauan Terhadap IV-IV

$$\begin{aligned}
 M &= H2 \cdot L \cdot (0,5L) + (H1 - H2) \cdot L \cdot (2/3L) \\
 &= 61,0888 \times 0,6 \times (0,5 \times 0,6) + (62,4717 - 61,0888) \times 0,6 \times \left(\frac{2}{3} \times 0,6\right) \\
 &= 11,3279 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{desak}} &= \frac{M}{w} \\
 &= \frac{11,3279}{\frac{1}{6} \times 0,5^2 \times 1} \\
 &= 271,8691 < 0,45 \times f_c' = 0,45 \times 20 \text{ Mpa} \\
 &= 271,8691 \text{ kN/m}^2 < 9000 \text{ kN/m}^2 \\
 D_{IV} &= 0,5 \cdot (H_1 - H_2) \cdot L \\
 &= 0,5 \times (62,4717 - 61,0888) \times 0,6 \\
 &= 0,4149 \text{ kN} \\
 \tau_{\text{tarik}} &= \frac{2 \cdot D}{3 \cdot B \cdot h} \\
 &= \frac{2 \times 0,4149}{3 \times 0,6 \times 0,5} \\
 &= 0,9219 < \sqrt{f_c'} = \sqrt{20} \\
 &= 0,9219 \text{ kN/m}^2 < 670,8204 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

d. Perhitungan Tulangan

Pada perhitungan tulangan ini dibagi menjadi empat bagian berdasarkan tinjauan yang dilakukan pada perhitungan sebelumnya. Lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.48 berikut.



Gambar 5.48 Detail Pembagian Tulangan

Pada perhitungan ini digunakan tulangan pokok dengan diameter 16 mm dan tulangan susut 13 mm. Perhitungan momen didapatkan dari perhitungan stabilitas internal. Perhitungan tulangan dapat dilihat pada perhitungan dibawah ini.

1) Tulangan Lentur

a) Tulangan Lentur Bagian I

Perhitungan kebutuhan tulangan pada bagian I adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal dinding (b)} &= \frac{\text{Tebal dinding atas} + \text{Tebal dinding bawah}}{2} \\
 &= \frac{300+600}{2} \\
 &= 450 \text{ mm} \\
 \text{Selimut beton} &= 50 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan} &= 16 \text{ mm} \\
 \text{Lebar efektif (d)} &= (\text{Tebal dinding} - \text{selimut beton}) + \frac{D.Tul}{2} \\
 &= (450 - 50) + \frac{16}{2} \\
 &= 392 \text{ mm} \\
 \text{Lebar tinjauan (be)} &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{Mu} &= \text{Dari perhitungan stabilitas internal I-I} \\
 &= 19,43212505 \text{ kNm} \\
 &= 19432125,05 \text{ Nmm} \\
 \text{Rn} &= \frac{Mu}{0,9xbexd^2} \\
 &= \frac{19432125,05}{0,9x1000x392^2} \\
 &= 0,1066 \\
 p &= \frac{0,85xf'c'}{400} x \left(1 - \frac{1-2xRn}{0,5x\sqrt{f'c'}}\right) \\
 &= \frac{0,85x20'}{400} x \left(1 - \frac{1-2x0,1066}{0,5x\sqrt{20}}\right) \\
 &= 0,00175
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As Perlu} &= p \times b_e \times d \\
 &= 0,00175 \times 1000 \times 392 \\
 &= 686 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As Min} &= 0,0015 \times b \times b_e \\
 &= 0,0015 \times 450 \times 1000 \\
 &= 675 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{S pakai} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b_e}{A_s \text{ min}} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{675} \\
 &= 297,7185 \text{ mm} = 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As pakai} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b_e}{s} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{250} \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka pada bagian I dipakai tulangan D16-250

b) Tulangan Lentur Bagian II

Perhitungan kebutuhan tulangan pada bagian I adalah sebagai berikut.

$$\text{Tebal dinding bawah (b)} = 60 \text{ mm}$$

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

$$\text{Diameter tulangan} = 16 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar efektif (d)} &= (\text{Tebal dinding} - \text{selimut beton}) + \frac{D.Tul}{2} \\
 &= (600 - 50) + \frac{16}{2} \\
 &= 542 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar tinjauan (be)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= \text{Dari perhitungan stabilitas internal II-II} \\ &= 45,80117839 \text{ kNm} \\ &= 45801178,39 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rn} &= \frac{\text{Mu}}{0,9x\text{bexd}^2} \\ &= \frac{45801178,39}{0,9x1000x542^2} \\ &= 0,1732 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{p} &= \frac{0,85x\text{f}'c'}{400} x \left(1 - \frac{1-2x\text{Rn}}{0,5x\sqrt{\text{f}'c'}}\right) \\ &= \frac{0,85x20'}{400} x \left(1 - \frac{1-2x0,1732}{0,5x\sqrt{20}}\right) \\ &= 0,00181 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As Perlu} &= \text{p} x \text{be} x \text{d} \\ &= 0,00181 x 1000 x 542 \\ &= 981,02 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As Min} &= 0,0015 x \text{b} x \text{be} \\ &= 0,0015 x 600 x 1000 \\ &= 900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{S pakai} &= \frac{0,25x\pi D^2 x \text{be}}{\text{As min}} \\ &= \frac{0,25x\pi 16^2 x 1000}{900} \\ &= 223,2889 \text{ mm} = 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{0,25x\pi D^2 x \text{be}}{s} \\ &= \frac{0,25x\pi 16^2 x 1000}{200} \\ &= 1004,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka pada bagian I dipakai tulangan D16-200

2) Tulangan Horizontal

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= 0,002 \times b_e \times b \\ &= 0,002 \times 1000 \times 600 \\ &= 1200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= 0,5 \times A_{s \text{ min}} \\ &= 0,5 \times 1200 \\ &= 600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{pakai}} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b_e}{A_{s \text{ min}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{1200} \\ &= 110,5541 \text{ mm} = 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b_e}{s} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{100} \\ &= 1326,65 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka pada bagian I dipakai tulangan D13-100

3) Desain Terhadap Geser

Desain terhadap geser terdapat di penampang kritis bagian I dan II dengan perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_u &= V_{uI} + V_{uII} \\ &= 21,5815 + 27,5277 \\ &= 49,1092 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{f'c} \times t_{\text{tebal efektif}} \times 1000}{1000} \\ &= \frac{0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{20} \times 542 \times 1000}{1000} \\ &= 309,0470 \text{ kN} > V_u \text{ (OK)} \end{aligned}$$

4) Desain Heel

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= \text{Dari perhitungan stabilitas internal IV-IV} \\ &= 94,36158267 \text{ kNm} \\ &= 94361582,67 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{0,9x b e x d^2} \\ &= \frac{94361582,67}{0,9x 1000x 542^2} \\ &= 0,2469 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p &= \frac{0,85x f_c'}{400} x \left(1 - \frac{1-2xR_n}{0,5x\sqrt{f_c'}}\right) \\ &= \frac{0,85x 20'}{400} x \left(1 - \frac{1-2x0,2469}{0,5x\sqrt{20}}\right) \\ &= 0,0028 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As Perlu} &= p x b e x d \\ &= 0,0028x 1000 x 542 \\ &= 1517,6\text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As Min} &= \frac{0,25}{400} x d x b e \\ &= \frac{0,25}{400} x 517 x 1000 \\ &= 338,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S \text{ pakai} &= \frac{0,25x\pi D^2 x b e}{A_s \text{ min}} \\ &= \frac{0,25x\pi 16^2 x 1000}{338,75} \\ &= 593,2399 \text{ mm} = 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As pakai} &= \frac{0,25 \times \pi D^2 \times b e}{s} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi 16^2 \times 1000}{125} \\
 &= 1607,68 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka pada bagian I dipakai tulangan D16-125

5) Desain Toe

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= \text{Dari perhitungan stabilitas internal III-III} \\
 &= 11,32788 \text{ kNm} \\
 &= 11327880 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rn} &= \frac{\text{Mu}}{0,9 \times b \times e \times d^2} \\
 &= \frac{11327880}{0,9 \times 1000 \times 542^2} \\
 &= 0,0428
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p &= \frac{0,85 \times f'c'}{400} \times \left(1 - \frac{1 - 2 \times \text{Rn}}{0,5 \times \sqrt{f'c'}}\right) \\
 &= \frac{0,85 \times 20'}{400} \times \left(1 - \frac{1 - 2 \times 0,0428}{0,5 \times \sqrt{20}}\right) \\
 &= 0,00251
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As Perlu} &= p \times b \times d \\
 &= 0,00251 \times 1000 \times 542 \\
 &= 1360,42 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As Min} &= \frac{0,25}{400} \times d \times b e \\
 &= \frac{0,25}{400} \times 517 \times 1000 \\
 &= 338,75 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S \text{ pakai} &= \frac{0,25 \times \pi D^2 \times b e}{A_{s \text{ min}}} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi 16^2 \times 1000}{338,75} \\
 &= 593,2399 \text{ mm} = 125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai} &= \frac{0,25 \times \pi D^2 \times b e}{s} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi 16^2 \times 1000}{125} \\
 &= 1607,68 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka pada bagian I dipakai tulangan D16-125

6) Tulangan Horizontal Telapak

Tulangan horizontal telapak digunakan pada tulangan susut bagian kaki dengan tulangan D13-100

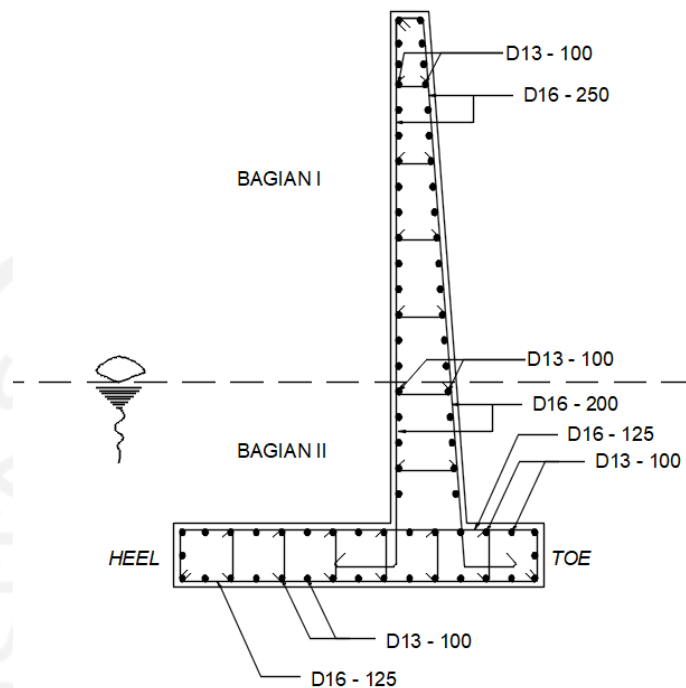
7) Rekap Tulangan

Rekap tulangan dari hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.16 sebagai berikut.

Tabel 5.16 Rekap Tulangan Dinding Penahan Tanah

No	Bagian	Tulangan
1	Tulangan Lentur Bagian 1	D16-250
2	Tulangan Lentur Bagian 2	D16-200
3	Tulangan Horizontal Bagian 1 dan 2	D13-100
4	Tulangan Bagian <i>Toe</i>	D16-125
5	Tulangan Bagian <i>Heel</i>	D16-125
6	Tulangan Horizontal <i>Toe</i> dan <i>Heel</i>	D13-100

Untuk lebih jelas mengenai detail penulangan pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.49 berikut.



Gambar 5.49 Detail Penulangan Dinding Penahan Tanah

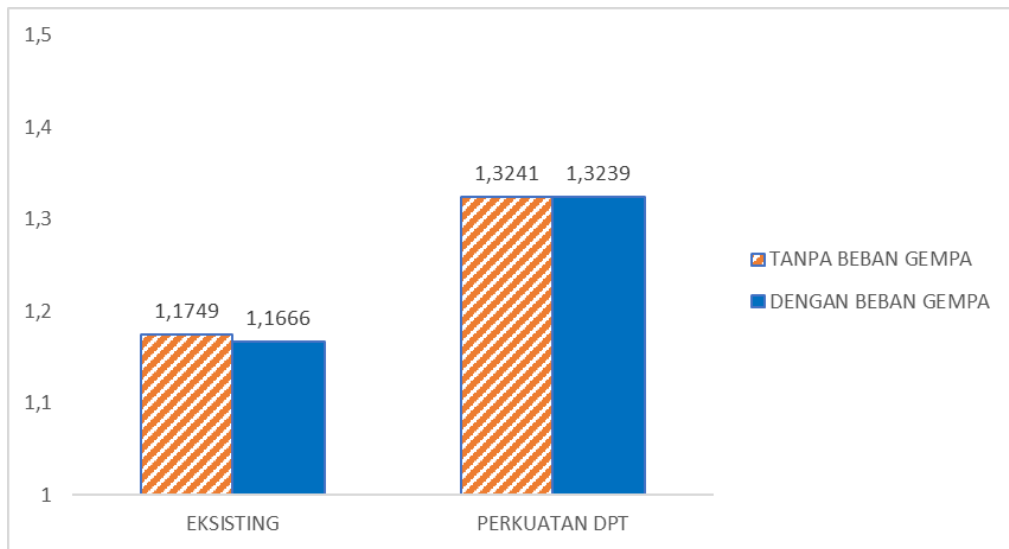
5.6 Pembahasan

Analisis lereng pada Jembatan Kenet di Kecamatan Imogiri, Kabupaten Bantul, Sta. 0 + 300 dilakukan untuk mengetahui nilai angka keamanan stabilitas lereng tersebut. Dalam penelitian ini, dilakukan analisis terhadap lereng asli tanpa pengaruh beban gempa, lereng asli dengan pengaruh beban gempa, lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever tanpa pengaruh gempa, dan lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dengan pengaruh gempa. Analisis dilakukan dengan menggunakan metode elemen hingga dengan bantuan program plaxis. Untuk analisis dengan perhitungan manual pada lereng asli menggunakan metode *Fellenius*, sedangkan untuk lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah perhitungan manual menghitung stabilitas terhadap penggulingan, stabilitas terhadap pergeseran, stabilitas terhadap daya dukung tanah, dan stabilitas internal.

Berdasarkan hasil analisis Plaxis pada lereng asli tanpa beban gempa didapatkan angka keamanan 1,1749 dan untuk lereng asli dengan beban gempa

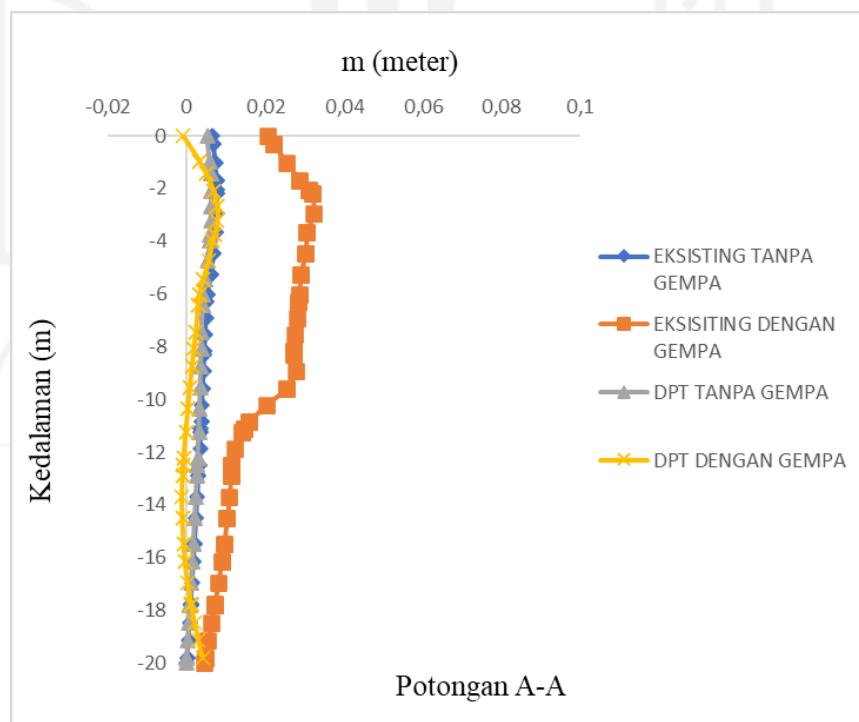
didapatkan angka keamanan 1,1666. Sebagai pembandingan dilakukan perhitungan manual dengan menggunakan metode fellenius didapatkan angka aman 1,116. Dengan hasil tersebut, maka lereng dalam kondisi kritis dan tidak aman karena nilai angka keamanan tersebut $< 1,25$. Sehingga lereng diperlukan perkuatan.

Berdasarkan hasil analisis lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever tanpa beban gempa menggunakan program Plaxis 8.6 didapatkan angka keamanan sebesar 1,3241 sedangkan dengan beban gempa angka keamanan sebesar 1,3239. 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 $2,8219 < 1,5$ dimana angka keamanan terhadap pergeseran aman. Stabilitas terhadap guling sebesar $3,3375 > 1,5$ dimana angka keamanan terhadap penggulingan aman. Angka keamanan stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah didapatkan $q_{maks} = 107,5295 \text{ kN/m}^2 < q_{all} = 131,3534 \text{ kN/m}^2$ nilai tersebut dinyatakan aman dan $q_{min} = 23,2302 \text{ kN/m}^2 > 0$ (aman). Sedangkan untuk stabilitas internal, hasil untuk tinjauan I-I terhadap tegangan desak sebesar ($743,7845 \text{ kN/m}^2 < 9000 \text{ kN/m}^2$), terhadap tegangan Tarik sebesar ($-633,8356 \text{ kN/m}^2 < 670,8204 \text{ kN/m}^2$), dan untuk tegangan geser sebesar ($45,6326 \text{ kN/m}^2 < 4472,1360 \text{ kN/m}^2$). Untuk Tinjauan II-II terhadap tegangan desak sebesar ($952,4903 \text{ kN/m}^2 < 9000 \text{ kN/m}^2$), terhadap tegangan Tarik sebesar ($-641,8233 \text{ kN/m}^2 < 670,8204 \text{ kN/m}^2$), dan untuk tegangan geser sebesar ($51,7479 \text{ kN/m}^2 < 4472,1360 \text{ kN/m}^2$). Untuk Tinjauan III-III terhadap tegangan desak sebesar ($2264,6780 \text{ kN/m}^2 < 9000 \text{ kN/m}^2$), dan terhadap tegangan Tarik sebesar ($73,6782 \text{ kN/m}^2 < 670,8204 \text{ kN/m}^2$). Untuk Tinjauan IV-IV terhadap tegangan desak sebesar ($271,8691 \text{ kN/m}^2 < 9000 \text{ kN/m}^2$), dan terhadap tegangan Tarik sebesar ($0,9219 \text{ kN/m}^2 < 670,8204 \text{ kN/m}^2$). Untuk perbandingan angka keamanan lereng kondisi asli dan setelah diberi perkuatan dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.50 berikut.

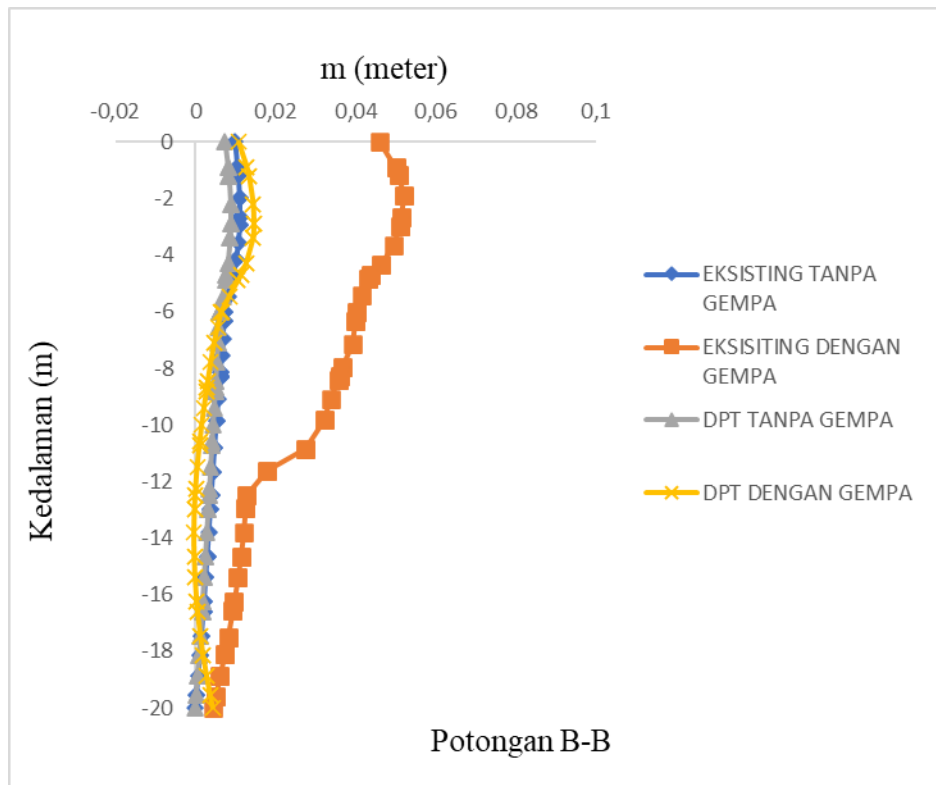


Gambar 5.50 Perbandingan Nilai Angka Keamanan Kondisi Eksisting dan Setelah Diberi Perkuatan Dinding Penahan Tanah

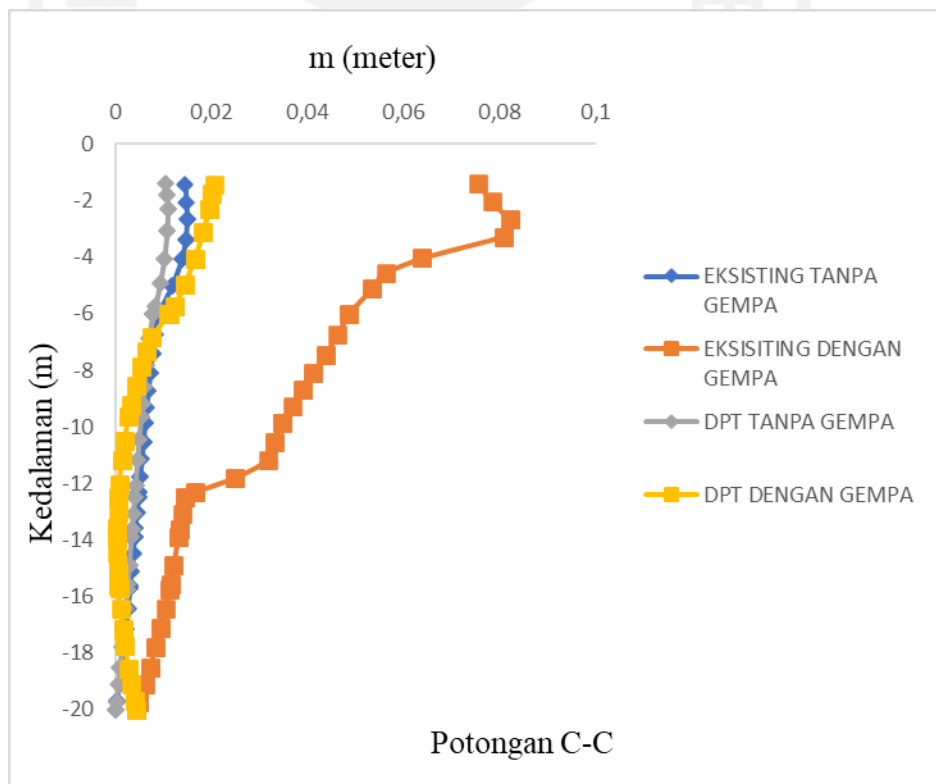
Dalam penelitian ini, perilaku deformasi tanah yang terjadi ditinjau dari nilai *displacement* potongan melintang pada lereng. Nilai *displacement* didapatkan dari hasil analisis menggunakan program plaxis. Perilaku deformasi yang terjadi dapat dilihat pada Gambar 5.51, Gambar 5.52, Gambar 5.53, dan Gambar 5.54 berikut.



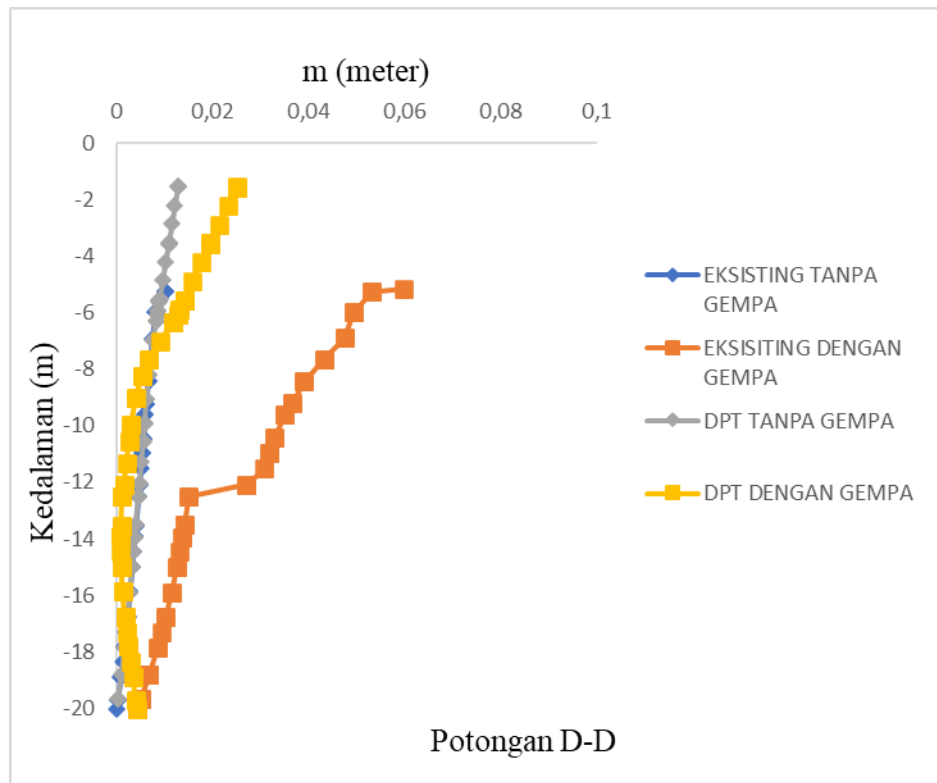
Gambar 5.51 Horizontal Displacement Potongan A-A



Gambar 5.52 Horizontal Displacement Potongan B-B



Gambar 5.53 Horizontal Displacement Potongan C-C



Gambar 5.54 Horizontal Displacement Potongan D-D

Dari hasil analisis plaxis dapat kita lihat bagaimana perilaku deformasi yang terjadi pada tanah. Nilai *total displacement* untuk kondisi eksisting tanpa beban gempa adalah 0,01595 m dan kondisi eksisting dengan beban gempa adalah 0,11011 m. Untuk nilai *total displacement* kondisi perkuatan dinding penahan tanah tanpa beban gempa adalah 0,01296 dan kondisi perkuatan dinding penahan tanah dengan beban gempa adalah 0,03525 m. Dari hasil analisis Plaxis, deformasi yang terjadi masih tergolong aman karena menurut Look (2007) pergerakan dinding penahan tanah sebelum terjadinya kelongsoran adalah 20-40 cm.

Secara ringkas perbandingan angka keamanan pada lereng asli dan setelah diberi perkuatan menggunakan dinding penahan tanah tipe kantilever dapat dilihat pada Tabel 5.17 sebagai berikut.

Tabel 5.17 Perbandingan Angka Keamanan dan *Displacement*

Parameter	Plaxis 8.6		Deformasi	
	Tanpa Gempa	Dengan Gempa	Tanpa Gempa	Dengan Gempa
Lereng asli	SF = 1,1749 < 1,25 (Tidak Aman)	SF = 1,1666 < 1,25 (Tidak Aman)	<i>Total Displacement</i> = 0,01595 m	<i>Total Displacement</i> = 0,11011 m
Lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever	SF = 1,3241 > 1,25 (Aman)	SF = 1,3239 > 1,25 (Aman)	<i>Total Displacement</i> = 0,01296 m	<i>Total Displacement</i> = 0,03525 m

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

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

1. Hasil perhitungan angka kemanan pada lereng asli tanpa beban gempa menggunakan program Plaxis 8.6 didapatkan 1,1749 dan pada lereng asli dengan beban gempa didapatkan 1,1666. Sedangkan untuk hasil perhitungan manual menggunakan metode Fellenius didapatkan angka keamanan 1,116. Dengan nilai angka kemanan $< 1,25$, maka lereng dalam kondisi kritis atau tidak aman terhadap keruntuhan.
2. Hasil perhitungan angka kemanan menggunakan Plaxis 8.6 pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever tanpa beban gempa didapatkan 1,3241 dan pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dengan beban gempa didapatkan 1,3239. Dengan nilai angka kemanan $> 1,25$, maka lereng dalam aman terhadap keruntuhan. Sedangkan dengan perhitungan manual pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever tanpa beban gempa dengan tinjauan stabilitas eksternal didapatkan angka keamanan nilai $SF_{Geser} = 2,8219 > 1,5$ (Aman), $SF_{Guling} = 3,3375 > 1,5$ (Aman), dan $SF_{Daya\ Dukung\ Terhadap\ Runtuh} = 1,8119 > 1,25$ (Aman).
3. Hasil perhitungan menggunakan Plaxis 8.6 perilaku deformasi yang terjadi pada lereng di Jembatan Kenet didapat dari *total displacement*. Untuk kondisi asli tanpa beban gempa adalah 0,01595 m dan kondisi asli dengan beban gempa adalah 0,11011 m. Sedangkan lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever tanpa beban gempa adalah 0,01296 m dan lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dengan beban gempa adalah 0,03525 m. Dari hasil analisis Plaxis, deformasi yang terjadi masih tergolong aman karena menurut Look (2007) pergerakan dinding penahan tanah sebelum terjadinya kelongsoran adakah 20-40 cm.

6.2 Saran

Berdasarkan dari penelitian yang telah dilaksanakan penulis memberikan saran sebagai berikut.

1. Perlu dilakukan analisis menggunakan program Plaxis dengan versi terbaru.
2. Perlu dilakukan analisis dengan membandingkan muka air normal dan muka air banjir
3. Perlu dilakukan perbandingan dengan perkuatan lainnya seperti, perkuatan menggunakan *mini pile*, geotekstile, *sheet pile*, dan lain-lain,



DAFTAR PUSTAKA

- Anggaputra. (2013). “Klasifikasi Tanah Metode USCS(*Unified Soil Classification System*)”<http://ilmuanggaputra.blogspot.com/2013/10/klasifikasi-tanah-metode-uscs-unified.html>
- ASTM D-2487. (2000). *Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. Annual Books of ASTM standards. USA.
- Bowles, J.E. (1977; 1996). *Physical and Geotechnical Properties of Soils*. McGraw-Hill Book Company. USA.
- Hardiyatmo, H. C. (2012). *Mekanika Tanah I Edisi ke Enam*. Yogyakarta. Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. (2010). *Mekanika Tanah II Edisi ke Lima*. Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. (2014). *Analisis dan Perencanaan Fondasi I Edisi ke Tiga*. Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta
- Hardiyatmo, H. C. (2015). *Analisis dan Perencanaan Fondasi II Edisi ke Tiga*. Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta
- Hariyadi. (2018). *Analisis Perilaku Gerakan Massa Tanah Pada Dinding Penahan Tanah Overpass Simpang Paringin Sta. 250-275 Menggunakan Metode Elemen Hingga*.
- Hediyanto, R. (2018). *Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Dinding Kantilever Dan Sheetpile Pada Bantaran Sungai Code (Analysis Of Slope Stability With Cantilever Retaining Wall And Sheet Pile In Code Riverbank)*
- Kurniawan, D. 2019. *Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah dan Sheet Pile Baja pada Lereng Jalan Tol Balikpapan-Samarinda Sta 2+850 – 3+050. Tugas Akhir. (Tidak Diterbitkan)*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta

Look,B. (2007). *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Table*. UK Taylor and Francis Group. London

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.

Plaxis. 2018. *Manual Plaxis*.

Prasetyo, R. (2020). Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Kantilever Pada Lereng Jalan Ponorogo-Trenggalek Stasiun 23+600 Menggunakan Program Plaxis





LAMPIRAN

Lampiran 1. Surat Izin Penelitian



FAKULTAS
TEKNIK SIPIL
& PERENCANAAN

PROGRAM STUDI
TEKNIK SIPIL

Nomor : 305/Ka. Prodi PSTS/20/TA/IX/2021
Hal : Permohonan Izin Penelitian & Pengambilan Data untuk TA

Kepada Yth:
**Kepala Dinas Pekerjaan Umum Perumahan
Dan Energi Sumberdaya Mineral DIY,
c.q. Kepala Bidang Bina Marga
di Tempat**

Assalamu'alaikum Wr.Wb.

Dalam rangka mempersiapkan mahasiswa untuk menempuh ujian Tugas akhir/Skripsi maka setiap mahasiswa diwajibkan untuk menyusun Tugas Akhir/skripsi. Sehubungan dengan hal tersebut diatas maka diperlukan data-data, baik dari instansi Pemerintah BUMN, ataupun dari perusahaan swasta/Proyek.

Berdasarkan alasan-alasan tersebut diatas, maka dengan ini kami mohon bantuannya untuk dapat memberikan izin Penelitian dan Pengambilan Data mengenai Detail Engineering Design dan data tanah Proyek Pembangunan Jembatan Kenet, untuk keperluan penyusunan Tugas Akhir bagi mahasiswa Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia dengan rencana judul "Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang Kantilever". Adapun nama mahasiswa tersebut adalah:

Nama : **BACHTIAR EFFENDI**
No. Mhs : **17511107**
Prodi : **Teknik Sipil**

Demikian permohonan ini kami sampaikan, atas bantuan dan kerjasamanya kami ucapkan banyak terima kasih.

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Yogyakarta, 14 September 2021
Dua Prodi Teknik Sipil



Dr. Sri Astuti, MT



Lampiran 2. Data Bor Log

BORING LOG											
PROJECT : Jembatan Kenet Imogiri LOCATION : Kab. Bantul BOR NO. : BM.1				START : 4 Juli 2020 FINISHED : 5 Juli 2020 TESTED BY : ANDI JULIANT CHECKED BY : ANDI JULIANT		BOR No. : BM.1 End of Boring (m) : 20,00 G.W.L (m) : 0,50					
Depth (m)	DESCRIPTION	Date	PCR	G.W.L	Profil	Sampl.	N-SPT				N - SPT Chart
							1	2	3	N	
0,00											
1,00											
2,00	PASIR KASAR, AGAK KERAS KE KERAS, COKLAT										
3,00							12	16	20	36	
4,00											
5,00											
6,00											
7,00	PASIR KASAR TERDAPAT SEDIKIT BOULDER, KERAS, COKLAT										
8,00											
9,00											
10,00											
11,00											
12,00											
13,00	PADAS TERDAPAT PASIR DAN KRIKIL, KERAS, COKLAT KEHITAMAN										
14,00											
15,00											
16,00											
17,00											
18,00											
19,00											
20,00	(AKHIR PENGEBORAN)										
21,00											
22,00											
23,00											
24,00											
25,00											
26,00											
27,00											
28,00											
29,00											
30,00											

Note : 1. Undisturbed Sample (UDS)

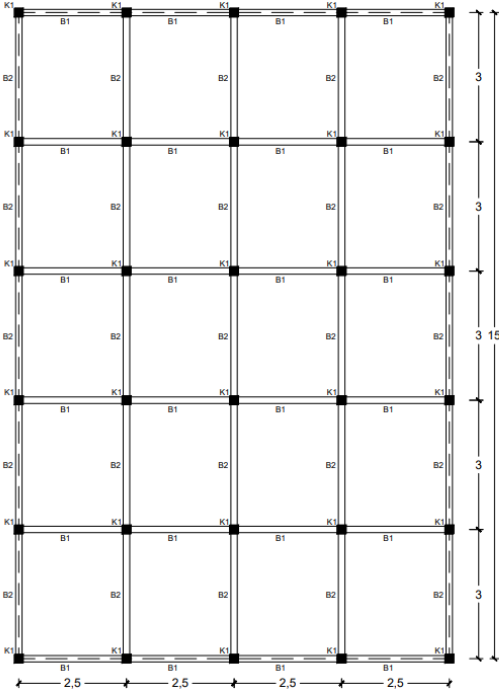
2. Disturbed Sample (DS)

3. SPT Test

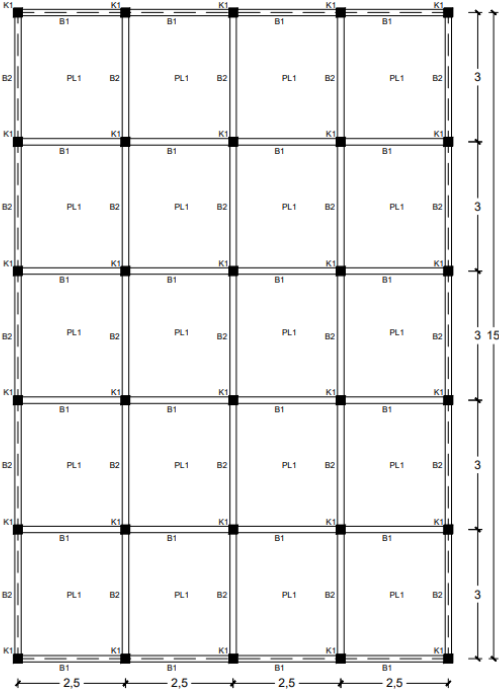
1 of 1

Lampiran 3 Denah Rumah Sebagai Beban Bangunan

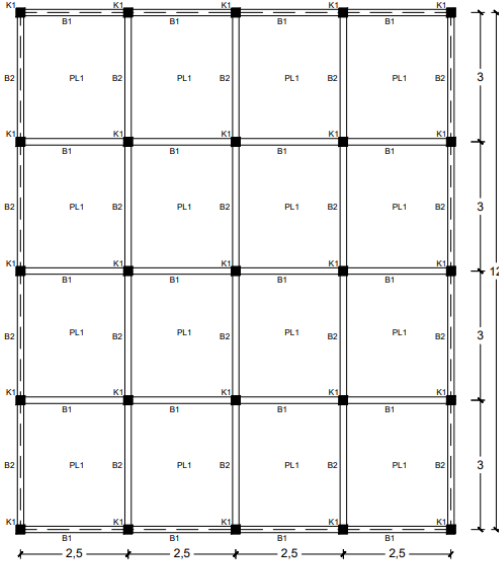
LANTAI 1



LANTAI 2



ATAP



KETERANGAN	DIMENSI
B1 = Balok 1	20 cm x 25 cm
B2 = Balok 2	20 cm x 25 cm
K1 = KOLOM 1	25 cm x 25 cm
PL1 = PELAT 1	Tebal =12 cm

البعثة الإسلامية الأندلسية