ANALISA PENINGKATAN FAKTOR KEAMANAN LERENG DENGAN DINDING PENAHAN TANAH KANTILEVER MENGGUNAKAN BANTUAN *SOFTWARE PLAXIS* (STUDI KASUS LERENG SUNGAI MAJO)

SKRIPSI

Dibuat Untuk Memenuhi Syarat Ujian Skripsi

Program Studi Teknik Sipil

Pada Fakultas Teknik

Universitas IBA

OLEH :

NURRELI APRILIA KINANTI

NPM.22310010

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS IBA PALEMBANG

2026

HALAMAN PENGESAHAN

ANALISA PENINGKATAN FAKTOR KEAMANAN LERENG DENGAN DINDING PENAHAN TANAH KANTILEVER MENGGUNAKAN BANTUAN *SOFTWARE PLAXIS* (STUDI KASUS LERENG SUNGAI MAJO)

SKRIPSI

Dibuat Untuk Memenuhi Syarat Ujian Skripsi
Program Studi Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik
Universitas IBA

Palembang, Juli 2026

Mengetahui,
Dekan Fakultas Teknik

FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS IBA

Dr. Ir. Hardayani Haruno, M.T
(NIDN 99 009944 92)

Menyetujui,
Ketua Program studi
Teknik Sipil

Robi Sahbar, S.T.,M.T
(NIDN 02 030173 02)

HALAMAN PENGESAHAN

ANALISA PENINGKATAN FAKTOR KEAMANAN LERENG DENGAN DINDING PENAHAN TANAH KANTILEVER MENGGUNAKAN BANTUAN *SOFTWARE PLAXIS* (STUDI KASUS LERENG SUNGAI MAJO)

SKRIPSI

Dibuat Untuk Memenuhi Syarat Ujian Skripsi

Program Studi Teknik Sipil

Pada Fakultas Teknik Universitas IBA

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

Pembimbing I	Pembimbing II
Universitas IBA	Universitas IBA
Eka Wisnu Sumantri, S.T.,M.T	Robi Sahbar, S.T.,M.T
(NIDN 20 7036901)	(NIDN 02 030173 02)

HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh:

Nama	: Nurreli Aprilia Kinanti
NPM	: 22310010
Program Studi	: Teknik Sipil
Judul Skripsi	: Analisa Peningkatan Faktor Keamanan Lereng dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever Menggunakan Bantuan *Software Plaxis* (Studi Kasus Lereng Sungai Majo).

Telah berhasil dipertahankan dihadapan dewan penguji dan diterima sebagai persyaratan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada program studi Teknik Sipil Fakultas Teknik universitas IBA.

DEWAN PENGUJI :

1. Dr. Ir. Ramadhani, S.T.,M.T.,IPM. (.....)
   NIDN. 02 241072 01
2. Amelia Rajela, S.T.,M.T. (.....)
   NIDN. 02 220774 01
3. Ir. Sapta, S.T.,M.T., IPU Aseang Eng. (.....)
   NIDN. 02 060969 01

Ditetapkan : **Palembang**

Tanggal : **Juli 2026**

SURAT PERNYATAAN
BEBAS PLAGIAT

Yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama	: Nurreli Aprilia Kinanti
NPM	: 22310010
Program Studi	: Teknik Sipil
Judul Skripsi	: Analisa Peningkatan Faktor Keamanan Lereng dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever Menggunakan Bantuan *Software Plaxis* (Studi Kasus Lereng Sungai Majo).

Dengan ini menyatakan hasil penulisan skripsi yang saya buat ini merupakan karya sendiri dan benar keasliannya. Apabila kemudian hari ternyata penulisan skripsi ini merupakan plagiat atau penjiplakan terhadap karya orang lain, maka saya bersedia mempertanggungjawabkan sekaligus bersedia menerima sanksi berdasarkan tata tertib di Universitas IBA.

Demikian pernyataan ini saya buat dalam keadaan sadar dan tidak ada paksaaan dari siapapun dan oleh siapapun.

Palembang, Juli 2026

Yang membuat pernyataan,



Nurreli Aprilia Kinanti

NPM. 22310010

ABSTRAK

ANALISA PENINGKATAN FAKTOR KEAMANAN LERENG DENGAN DINDING PENAHAN TANAH KANTILEVER MENGGUNAKAN BANTUAN *SOFTWARE PLAXIS* (STUDI KASUS LERENG SUNGAI MAJO)

Nurreli Aprilia Kinanti*, Eka Wisnu Sumantri, Robi Sahbar****

*) Mahasiswi Fakultas Teknik, Program Studi teknik Sipil, Universitas IBA

**) Dosen Fakultas Teknik, Program Studi teknik Sipil, Universitas IBA

Wilayah Kecamatan Betung, Kabupaten Banyuasin didominasi oleh aliran sungai dengan karakteristik tanah aluvial yang memiliki kadar air tinggi serta kapasitas daya dukung yang terbatas. Penelitian ini bertujuan untuk menganalisis peningkatan faktor keamanan lereng sungai melalui penerapan struktur perkuatan dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever. Hasil analisis menunjukkan bahwa pada kondisi *eksisting* (tanpa perkuatan), lereng berada pada kondisi kritis dengan faktor keamanan sebesar 1,143. Setelah direncanakan perkuatan dengan dinding penahan tanah kantilever dengan tinggi (H) sepanjang 4 m dan lebar plat dasar (B) sebesar 2,8 m, nilai faktor keamanan lereng meningkat secara signifikan menjadi 1,571. Struktur DPT kantilever juga dinyatakan aman terhadap bahaya geser dengan nilai SF sebesar 2,66 aman terhadap guling sebesar 2,65 dan aman terhadap keruntuhan daya dukung tanah sebesar 3,1. Penelitian ini menyimpulkan bahwa penggunaan dinding penahan tanah tipe kantilever efektif meningkatkan stabilitas lereng sungai di Kecamatan Betung, Kabupaten Banyuasin dan memenuhi standar keamanan yang diizinkan.

Kata Kunci : Stabilitas lereng, dinding penahan tanah kantilever, faktor keamanan, analisis, Sungai Majo.

ABSTRACT

ANALYSIS OF SLOPE SAFETY FACTOR IMPROVEMENT USING CANTILEVER RETAINING WALLS VIA PLAXIS (A CASE STUDY OF THE MAJO RIVER SLOPE"

Nurreli Aprilia Kinanti*, Eka Wisnu Sumantri, Robi Sahbar****

*) *Student of the Faculty of Engineering, Civil Engineering Study Program, IBA University*

**) *Lecturers of the Faculty of Engineering, Civil Engineering Study Program, IBA University*

The Betung District area in Banyuasin Regency is dominated by river streams characterized by alluvial soil with high moisture content and limited bearing capacity. This study aims to analyze the improvement of the river slope safety factor through the application of a cantilever-type retaining wall structure. The analysis results show that under the existing condition (without reinforcement), the slope is in a critical state with a safety factor of 1.143. After designing a reinforcement using a cantilever retaining wall with a height (H) of 4 m and a base slab width (B) of 2.8 m, the slope safety factor significantly increased to 1.571. The cantilever retaining wall structure is also declared safe against sliding failure with an SF value of 2.66, safe against overturning with an SF of 2,65 and safe against soil bearing capacity failure with an SF of 3.1. This study concludes that the use of a cantilever-type retaining wall effectively increases river slope stability in Betung District, Banyuasin Regency, and meets the allowable safety standards.

Keywords: *Slope stability, cantilever retaining wall, safety factor, analysis, Majo River.*

MOTTO

“Hidup ini seperti analisis stabilitas lereng; akan selalu ada fluktuasi dan beban eksternal yang mengguncang, tetapi selama kita memiliki 'faktor keamanan' berupa doa dan usaha, kita tidak akan pernah longsor”

“Karena sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan. Sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan.”
(QS. Al-Insyirah: 5-6)

"Bukan karena semua ini mudah maka kita yakin, tetapi karena kita yakin maka semua ini menjadi mudah."

PERSEMBAHAN

Bissmillahirrahmanirrahim…

"Sebab tidak ada fondasi yang lebih kokoh di dunia ini, selain doa-doa yang mengalir tanpa suara, dan air mata yang jatuh dalam sujud orang-orang yang mencintaiku."

Dengan rasa syukur yang mendalam kepada Allah SWT, skripsi dan gelar Sarjana Teknik (S.T.) ini saya persembahkan dengan sepenuh hati untuk mereka yang menjadi alasan saya untuk tidak pernah menyerah:

1. Ibunda dan Ayahanda tercinta, yang cintanya tidak pernah berjarak, yang dukungannya tidak pernah surut, yang selalu bersujud lebih lama demi kelancaran urusanku, yang selalu bekerja lebih keras demi terpenuhinya fasilitas belajarku. Kepada mereka, seluruh dedikasi ini bermuara. Terima kasih atas setiap kekhawatiran yang disembunyikan dalam senyuman, dan jutaan doa yang diketuk ke langit di setiap sepertiga malam. Keberhasilan ini bukanlah kehebatanku, melainkan wujud nyata dari rida dan doa-doa Ibu dan Ayah yang dikabulkan oleh Allah SWT. Gelar ini untuk kalian.
2. Adik-adikku tercinta**,** terima kasih telah menjadi warna dan pencair suasana di rumah saat sedang jenuh dengan urusan kuliah. Gelar dan keberhasilan ini penulis persembahkan juga untuk kalian. Semoga ini bisa menjadi motivasi dan pembuka jalan bagi kalian untuk melangkah lebih jauh, meraih mimpi yang lebih tinggi, dan membuat ibu serta ayah bangga di masa depan.
3. Kepada bapak Robi Sahbar, penulis ingin mempersembahkan rasa terima kasih yang paling dalam atas setiap bantuan, arahan, dan kemudahan yang sering bapak berikan selama perjalanan panjang ini. Di kampus ini, bapak bukan sekadar dosen pembimbing, melainkan sosok ayah yang selalu siap melindungi dan menguatkan saat mental penulis mulai goyah. Terima kasih telah meluangkan waktu di tengah kesibukan bapak, mempermudah langkah penulis yang tertatih, dan selalu memberikan solusi di setiap titik kritis perjuangan penulis. Kebaikan hati Bapak yang tulus dan sering kali membantu penulis di balik layar akan selalu penulis ingat seumur hidup

sebagai pelajaran berharga tentang kemanusiaan. Terima kasih telah mengantarkan penulis hingga ke titik ini, Pak. Semoga Allah SWT membalas setiap ketulusan bapak dan keluarga dengan kesehatan, kebahagiaan, dan keberkahan yang melimpah.

4. Keluarga Besar IMS UIBA (Ikatan Mahasiswa Sipil Universitas IBA), Terima kasih telah menjadi tempat belajar terbaik di luar dunia akademik. Dinamika, kepemimpinan, dan kekeluargaan yang tertanam di IMS UIBA telah membentuk penulis menjadi pribadi yang lebih berani dan tangguh dalam menghadapi tantangan, termasuk dalam menyelesaikan skripsi ini. Sukses dan jaya selalu untuk seluruh pengurus dan anggota IMS UIBA.
5. Untuk dinding penahan terbaikku, "*Geo Gurl"*, (Devi Permata Sari dan desti Aulia) jika skripsiku membahas tentang bagaimana menahan lereng agar tidak longsor, maka di kehidupan nyata, kalianlah struktur terkuat yang menahan mentalku agar tidak runtuh. Terima kasih sudah menjadi tempat pulang yang paling hangat di kala dunia perkuliahan terasa begitu melelahkan dan penuh tekanan. Terima kasih untuk setiap waktu yang kalian luangkan, setiap pesan penyemangat di pagi hari, dan ketulusan yang tidak pernah berubah sejak hari pertama kita melangkah di jurusan ini.
6. Untuk teman seperjuanganku, "SCKA 22 Mpa" (Septi, Ciya, dan Adel) sesuai dengan nama yang kita bawa, terima kasih telah menjadi *support system* terbaik di masa-masa kritis, saling mengulurkan tangan saat yang lain mulai tumbang, dan selalu meyakinkan penulis bahwa kita semua pasti bisa lulus bersama. Kita telah melewati badai yang sama sejak awal perkuliahan, dan hari ini, rasa lelah itu akhirnya terbayar tunai. Terima kasih atas ketulusan persahabatan yang tak ternilai ini. Sukses untuk masa depan kita semua!
7. Untuk diriku sendiri, terima kasih karena telah memilih untuk tidak menyerah. Terima kasih karena tetap mau bertahan dan tegak berdiri, bahkan di saat-saat paling melelahkan, penuh tekanan, dan saat merasa ingin menyudahi semuanya. Hanya diri ini yang paling tahu seberapa banyak air mata yang harus diusap sendiri, seberapa sering mengabaikan rasa lelah, dan seberapa keras meyakinkan dirimu bahwa diri ini mampu. Terima kasih sudah

menjadi sosok yang kuat, bertanggung jawab, dan berhasil menepati janji untuk menyelesaikan apa yang telah dimulai.

8. Kepada keponakkan ku tersayang. Terima kasih telah menjadi alasan di balik senyum dan tawa di tengah lelahnya perjuangan ini. Kehadiranmu selalu membawa keceriaan dan energi baru bagi penulis. Semoga karya ini bisa menjadi inspirasi bagimu kelak untuk terus belajar, bermimpi setinggi-tingginya, dan tumbuh menjadi pribadi yang membanggakan.
9. Terakhir, untuk seseorang yang paling istimewa, kata terima kasih saja rasanya tidak akan pernah cukup untuk membalas semua ketulusan dan luasnya kesabaranmu selama ini. Terima kasih telah memilih untuk tetap tinggal dan menggenggam tanganku di masa-masa paling sulit, saat aku menjadi orang yang paling menyebalkan, penuh kecemasan, dan hampir menyerah karena tekanan skripsi ini. Terima kasih karena selalu punya kata-kata teduh yang meyakinkanku bahwa aku pasti bisa melaluinya. Kamu tidak hanya menemani perjalananku, tapi kamu adalah alasan kenapa aku merasa tidak sendirian berjuang di dunia yang melelahkan ini. Gelar Sarjana Teknik (S.T.) ini adalah bagian dari mimpi yang berhasil kita rawat bersama. Terima kasih telah menjadi rumah tempatku pulang dengan segala rapuku.

KATA PENGANTAR

Assalamua'laikum Wr.Wb

Segala puji bagi Allah SWT, tuhan semesta alam karena atas rahmat, hidayah, dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan skripsi yang berjudul **" Analisa Peningkatan Faktor Keamanan Lereng dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever Menggunakan Bantuan *Software Plaxis* (Studi Kasus Lereng Sungai Majo) "**.

Skripsi ini disusun sebagai salah satu syarat akademis untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik (S.T.) pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas IBA Palembang.

Penulis menyadari bahwa penyusunan skripsi ini tidak lepas dari bimbingan, bantuan, dukungan, dan doa dari berbagai pihak. Oleh karena itu, pada kesempatan ini penulis ingin menyampaikan ucapan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Ibu **Dr. Ir. Hardayani Haruno, MT**, selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas IBA Palembang.
2. Bapak **Robi Sahbar S.T., M.T** selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil dan Dosen Pembimbing II yang senantiasa memberikan masukan, koreksi, dan motivasi demi kesempurnaan skripsi ini.
3. Bapak **Eka Wisnu Sumantri S.T., M.T** selaku Dosen Pembimbing I yang telah banyak meluangkan waktu, memberikan arahan, ilmu geoteknik dan bimbingan yang sangat berharga dengan penuh kesabaran selama proses penyusunan skripsi ini.
4. Ibu **Amelia Rajela S.T., M.T** selaku dosen pembimbing akademik yang telah membimbing penulis selama masa perkuliahan.
5. Seluruh Dosen dan Staf Administrasi Program Studi Teknik Sipil Universitas IBA yang telah membekali penulis dengan ilmu pengetahuan selama masa perkuliahan.

6. Pemerintah Daerah dan pihak pengelola terkait di Kecamatan Betung, Kabupaten Banyuasin, yang telah memberikan izin serta membantu penulis dalam proses pengumpulan data lapangan.
7. Kedua Orang Tua tercinta, serta adik – adik ku yang tiada hentinya memberikan dukungan moral, serta untaian doa yang tulus demi keberhasilan penulis.
8. Diri saya sendiri, yang telah berjuang, bertahan, dan berhasil menyelesaikan laporan ini.
9. Sahabat-sahabat seperjuangan Angkatan 2022 Teknik Sipil dan semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu per satu, terima kasih atas kebersamaan, bantuan, dan semangat yang telah diberikan.
10. Dan untuk semua pihak yang terlibat dalam membantu dan memberikan saran, motivasi dan doa dalam menyelesaikan laporan skripsi ini yang tidak dapat penulis sebutkan satu per satu.

Penulis menyadari sepenuhnya bahwa skripsi ini masih jauh dari kesempurnaan karena keterbatasan pengetahuan dan pengalaman yang dimiliki. Oleh karena itu, penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun dari semua pihak demi perbaikan di masa yang akan datang.

Akhir kata, semoga skripsi ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca sekalian, penulis banyak mengucapkan terimakasih atas segala doa dan dukungannya. Semoga apa yang kita kerjakan mendapatkan rahmat dan berkah dari Allah SWT.

Wassalamu'alaikum Wr.Wb

Palembang, Juli 2026

Penulis

Nurreli Aprilia Kinanti

DAFTAR ISI

HALAMAN PENGESAHAN ..... **ii**

SURAT PERNYATAAN ..... **v**

BEBAS PLAGIAT ..... **v**

ABSTRAK ..... **vi**

ABSTRACT ..... **vii**

MOTTO ..... **viii**

PERSEMBAHAN ..... **ix**

KATA PENGANTAR ..... **xii**

DAFTAR ISI ..... **xiv**

DAFTAR GAMBAR ..... **xvii**

DAFTAR TABEL ..... **xix**

DAFTAR NOTASI ..... **xx**

BAB I1 PENDAHULUAN **1**

1.1 Latar Belakang 1

1.2 Rumusan Masalah 2

1.3 Tujuan Penelitian 3

1.4 Batasan Masalah 3

1.5 Manfaat Penelitian 3

1.6 Sistematika Penulisan 4

BAB II TINJAUAN PUSTAKA **6**

2.1 Konsep Dasar Tanah dalam Mekanika Tanah 6

2.2 Sistem Fase Tanah 7

2.3 Parameter Indeks Tanah 7

2.3.1 *Specific Gravity* (Gs) 7
2.3.2 Kadar Air (w) 8
2.3.3 Berat Volume Tanah (γ) 9
2.4 Paramater Fisik Turunan 9
2.5 Hubungan Antar Paramater Tanah 11
2.6 Lereng dan Stabilitas Lereng 12
2.7 Dinding Penahan Tanah 12
2.7.1 Jenis Dinding Penahan Tanah 13
2.7.1.1 Dinding Penahan Tanah Tipe Gravitasi (*Gravity Wall*) 13
2.7.1.2 Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever (*Cantilever Wall*) ... 15
2.7.1.3 Dinding Penahan Tanah Tipe Counterfort (*Counterfort Wall)* 18
2.7.2 Fungsi Dinding Penahan Tanah 20
2.8 Tekanan Tanah Lateral 20
2.8.1 Tekanan Tanah saat Diam, Aktif dan Pasif 21
2.8.2 Pengaruh Regangan Lateral 25
2.8.3 Teori Rankine 28
2.8.3.1 Tekanan Tanah Lateral pada Tanah Tak Kohesif 28
2.8.3.2 Tekanan Tanah Lateral pada Tanah Kohesi 37
2.8.4 Teori Coulomb 37
2.8.5 Pengaruh Beban di atas Tanah Urug 40
2.8.6 Analisis Gaya Resultan dan Dekomposisi Komponen Gaya ... 43
2.8.6.1 Perhitungan Gaya Resultan 43
2.9 Analisis Stabilitas 44
2.9.1 Stabilitas Geser 44
2.9.2 Stabilitas guling 46

2.9.3 Daya Dukung Tanah 48
2.9.3.1 Kapasitas Daya Dukung Umum 50
2.10 Analisis Stabilitas Lereng Menggunakan *Software Plaxis*..... 55
BAB III METEDOLOGI PENELITIAN..... 60
3.1 Jenis Penelitian 60
3.2 Lokasi Penelitian 60
3.3 Data Penelitian..... 63
3.4 Tahap Penelitian 64
3.5 Tahapan Analisis Menggunakan Program *Plaxis* 2D..... 66
BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN..... 74
4.1 Faktor Keamanan (FK) Lereng Pada Kondisi Awal 74
4.2. Perhitungan Analisa Stabilitas Dinding Penahan Tanah Kantilever 76
4.2.1. Stabilitas Terhadap Guling 80
4.2.2. Stabilitas Terhadap Geser 82
4.2.3. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah 83
4.3. Faktor Keamanan Lereng Setelah Perkuatan DPT 87
BAB V PENUTUP..... 90
5.1 Kesimpulan..... 90
5.2 Saran 90
DAFTAR PUSTAKA..... 92
LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Susunan unsur material sampel tanah 6
Gambar 2. 2 Volume dan berat elemen tanah 10
Gambar 2. 3 Dinding penahan tanah tipe gravitasi *(gravity wall).* 14
Gambar 2. 4 Dinding penahan tanah tipe kantilever (cantilever retaining wall). . 16
Gambar 2. 5 Dinding penahan tanah tipe counterfort. 18
Gambar 2. 6 Tekanan Tanah Lateral 22
Gambar 2. 7 KurvaTekanan tanah lateral 22
Gambar 2. 8 Tekanan tanah lateral dan lingkaran Mohr yang mewakili kedudukan tegangan di dalam tanah. 24
Gambar 2. 9 Distribusi tekanan tanah aktif pada dinding penahan menurut tipe gerakan dinding 27
Gambar 2. 10 Diagram tekanan tanah aktif Rankine. 30
Gambar 2. 11 Diagram tekanan tanah aktif Rankine (Ka1 > Ka2). 36
Gambar 2. 12 Diagram tekanan tanah pasif Rankine (Kp1 > Kp2). 36
Gambar 2. 13 Diagram tekanan aktif dan pasif pada tanah kohesif (c > 0 dan 0). 38
Gambar 2. 14 Tekanan tanah lateral menurut teori Coulomb. 40
Gambar 2. 15 Diagram tekanan tanah aktif akibat be ban terbagi rata q untuk teori Rankine 41
Gambar 2. 16 Tekanan tanah pada dinding akibat beban, beban titik beban garis dan beban terbagi rata memanjang. 42
Gambar 2. 17 Analisis stabilitas lereng terhadap geser 45
Gambar 2. 18 Analisis Stabilitas lereng terhadap guling 47
Gambar 2. 19 Analisis stabilitas lereng terhadap daya dukung 49
Gambar 2. 20 Keruntuhan daya dukung pada tanah di bawah fondasi menerus (lajur) yang kaku dan kasar. 52
Gambar 2. 21 Tampilan Slope/w 58
Gambar 2. 22 Tampilan ASDIP Retain 59
Gambar 3. 1 Lokasi Penelitian……....61
Gambar 3. 2 Kondisi di Sekitar Lereng 62

Gambar 3. 3 Lokasi Titik Pengambilan Tanah 63
Gambar 3. 4 *Flowchart* Penelitian 65
Gambar 3. 5 Tampilan Awal *Plaxis* 66
Gambar 3. 6 Tampilan *Project Properties* 67
Gambar 3. 7 Tampilan pemodelan geometri 68
Gambar 3. 8 Input material 69
Gambar 3. 9 *Generate mesh* 70
Gambar 3. 10 *Initial Phase* 70
Gambar 3. 11 *Plaxis calculation* 71
Gambar 3. 12 Tampilan *select point for curve* 72
Gambar 3. 13 Tampilan *calculation* 72
Gambar 3. 14 Flowchart Pemodelan Lereng pada Program *Plaxis* 73
Gambar 4. 1 Gambar Kondisi Lereng Awal……....74
Gambar 4. 2 Posisi Muka Air Tanah 75
Gambar 4. 3 Hasil Analisa (*Run*) Lereng Sebelum Perkuatan DPT Kantilever . 75
Gambar 4. 4 Hasil Output Faktor Keamanan Lereng Kondisi Awal 76
Gambar 4. 5 Analisa Dimensi DPT Kantilever 77
Gambar 4. 6 Distribusi Gaya Beban 79
Gambar 4. 7 Gaya-gaya momen guling 80
Gambar 4. 8 Gaya- gaya terhadap geser 82
Gambar 4. 9 Gaya- gaya terhadap daya dukung tanah 84
Gambar 4. 10 Perkuatan DPT Kantilever pada Lereng 87
Gambar 4. 11 Hasil Analisa Lereng dengan Perkuatan DPT 88
Gambar 4. 12 Faktor Keamanan Lereng Dengan Perkuatan DPT Kantilever 88
Gambar 4. 13 Perbandingan Faktor Keamanan 89

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Nilai Spesific gravity beberapa jenis tanah..... 8
Tabel 2. 2 Nilai Kerapatan dan Berat Volume Beberapa Jenis Tanah..... 11
Tabel 2. 3 Hubungan beberapa nilai properties tanah..... 11
Tabel 2. 4 Nilai Faktor Keamanan Untuk Perancangan Lereng 12
Tabel 2. 5 Hubungan Nilai Faktor Keamanan dengan Intensitas Longsor 12
Tabel 2. 6 Macam tanah dan translasi saat tanah dalam kondisi aktif (Bowles, 1977) 26
Tabel 2. 7 Ko untuk berbagai jenis tanah tanah..... 28
Tabel 2. 8 Nilai Koefisien untuk Tanah Kohesif dan Tanah tak Kohesif..... 28
Tabel 2. 9 Koefisien Tekanan Tanah Lateral Aktif (ka)..... 34
Tabel 2. 10 Gaya berat sendiri dan momen penahan 48
Tabel 2. 11 Nilai-nilai faktor kapasitas dukung..... 53
Tabel 2. 12 Faktor Bentuk, Kedalaman, Kemiringan [DeBeer (1970); Hansen (1970); Meyerhof (1963); Meyerhof and Hanna (1981)] ……..54
Tabel 3. 1 Paramater tanah analisis perencanaan..... 63
Tabel 4. 1 Data Tanah……76
Tabel 4. 2 Data Dimensi DPT..... 77
Tabel 4. 3 Momen Penahan (resisting moment) 79
Tabel 4. 4 Distribusi beban guling..... 82
Tabel 4. 5 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Analisis Stabilitas..... 87

DAFTAR NOTASI

B	= Lebar pondasi dinding penahan tanah (m)
B’	= Lebar efektif diding penahan tanah (m)
c	= Kohesi tanah (kN/m2)
D	= Tinggi plat pondasi tanah (m)
e	= Angka pori
F_{cd} F_{qd} $F_{\gamma d}$	= Faktor kedalaman (*depth factors*)
F_{ci} F_{qi} $F_{\gamma i}$	= Faktor kemiringan beban (*load inclination factors*)
Gs	= Berat Jenis
H	= Tinggi dinding penahan tanah (m)
Ka	= koefisien tekanan tanah aktif
Kp	= koefisien tekanan tanah pasif
n	= Porositas (dinyatakan dalam desimal atau dikali 100%)
N_C N_q N_γ	= Faktor kapasitas dukung (*bearing capacity factors*)
Pa	= Kohesi tanah aktif (kN/m)
Pp	= Kohesi tanah pasif (kN/m)
Sr	= Derajat kejenuhan (%)
Vs	= Volume buiran padat (m3)
Vw	= Volume air dalam sampel tanah (*volume of water*)
Vv	= Volume rongga/pori tanah keseluruhan (*volume of voids*)
Vv	= Volume rongga atau pori tanah (*volume of voids*)
Vs	= Volume butiran padat tanah (*volume of solids*)
Vv	= Volume rongga atau pori tanah (*volume of voids*)
Vtot	= Volume total sampel tanah (total volume, yaitu Vs + Vv)
w	= Kadar ir tanah (gram)
W_s	= Berat tanah (gram)
Ww	= Berat air (kN/m3)
W_{tot}	= Berat total tanah
φ	= Sudut gesek dalam tanah (°)
γ	= Berat volume tanah (kN/m^3)

γ_w = Berat volume air (9,81 kN/m^3)

γ_d = Berat volume kering (kN/m^3 atau gr/cm^3)

α = Sudut kemiringan dinding sisi dalam (°)

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Lereng sungai memiliki peran penting dalam menjaga stabilitas aliran dan melindungi infrastruktur di sekitarnya. Namun, kondisi tanah yang lemah, erosi akibat aliran air, serta fluktuasi muka air sungai sering menyebabkan ketidakstabilan lereng yang berpotensi menimbulkan longsor.

Secara geografis Kecamatan Betung, Kabupaten Banyuasin yang terletak di Provinsi Sumatera Selatan didominasi oleh wilayah perairan dan aliran sungai yang memiliki karakteristik tanah aluvial. Karakteristik tanah di daerah ini cenderung memiliki kadar air tinggi dan kapasitas daya dukung tanah yang terbatas, yang mengakibatkan lereng sungai di beberapa titik strategis Kabupaten Banyuasin menjadi sangat rawan terhadap longsor. Jika tidak dilakukan perkuatan, maka kegagalan lereng dapat mengancam bangunan, jalan, maupun lingkungan sekitar.

Dinding penahan tanah tipe kantilever merupakan solusi struktural yang banyak diterapkan untuk meningkatkan stabilitas lereng jalan dan tebing sungai pada wilayah rawan longsor. Sejumlah penelitian menunjukkan bahwa kinerja dinding penahan tanah tipe ini sangat dipengaruhi oleh evaluasi stabilitas terhadap mekanisme guling, geser, dan keruntuhan daya dukung tanah, serta respons deformasi struktur. **(Natasia *et al*., 2025)** menjelaskan bahwa penerapan dinding penahan tanah kantilever pada ruas Jalan Toboli–Kebun Kopi mampu meningkatkan faktor keamanan lereng pada kondisi jenuh dan tidak jenuh, dengan deformasi yang masih berada dalam batas layanan yang dapat diterima berdasarkan analisis elemen hingga.

Pengaruh pembebanan eksternal, khususnya beban gempa, turut memengaruhi tingkat stabilitas struktur. **(Effendi, 2022)** menunjukkan bahwa pada studi kasus Jembatan Kenet, pemasangan dinding penahan tanah kantilever secara signifikan meningkatkan faktor keamanan dan menurunkan deformasi lereng dibandingkan kondisi eksisting, meskipun beban seismik tetap menurunkan nilai stabilitas. Temuan serupa disampaikan oleh **(Damara *et al*., 2023)**, yang

menunjukkan bahwa lereng timbunan tanpa perkuatan berada pada kondisi kritis saat dipengaruhi gempa, sedangkan penerapan dinding penahan tanah kantilever mampu meningkatkan faktor keamanan secara signifikan.

Aspek optimalisasi desain juga menjadi fokus kajian. **(Silvi, 2024)** membuktikan bahwa modifikasi elemen struktural pada dinding penahan tanah kantilever yang tidak memenuhi kriteria awal efektif meningkatkan faktor keamanan hingga melampaui nilai minimum. Sementara itu, **(Hakim *et al*., 2021)** menegaskan bahwa meskipun dinding penahan tanah telah memenuhi persyaratan stabilitas dasar, penambahan elemen perkuatan tambahan tetap diperlukan untuk meningkatkan tingkat keamanan lereng secara keseluruhan.

Perencanaan dinding penahan tanah tipe kantilever memerlukan analisis geoteknik dan struktur secara menyeluruh, meliputi: tekanan tanah lateral, stabilitas eksternal (geser, guling, daya dukung), stabilitas internal (momen dan gaya dalam struktur). Pendekatan analisis mengacu pada teori klasik mekanika tanah yang dikembangkan oleh Karl Terzaghi serta pengembangan selanjutnya oleh Ralph B. Peck.

Berdasarkan latar belakang tersebut, maka penulis membuat atau menyusun penelitian ini dengan judul "**Analisa Peningkatan Faktor Keamanan Lereng dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever Menggunakan Bantuan *Software Plaxis* (Studi Kasus Lereng Sungai Majo)** .

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan dari latar belakang masalah diatas, maka diperoleh rumusan masalah yaitu sebagai berikut:

1. Apakah lereng pada kondisi awal memerlukan perkuatan?
2. Apakah perencanaan dimensi struktur dinding penahan tanah tipe kantilever memenuhi syarat stabilitas terhadap geser, guling, dan daya dukung tanah?
3. Apakah penambahan dinding penahan tanah kantilever meningkatkan faktor keamanan (FK) lereng?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah diatas, maka tujuan dari penelitian ini adalah:

1. Mengetahui apakah lereng pada kondisi awal memerlukan perkuatan.
2. Mengetahui apakah perencanaan dimensi struktur dinding penahan tanah tipe kantilever memenuhi syarat stabilitas terhadap geser, guling, dan daya dukung tanah.
3. Mengetahui apakah penambahan dinding penahan tanah kantilever meningkatkan faktor keamanan (FK) lereng.

1.4 Batasan Masalah

Agar penelitian ini lebih terarah dan tidak menyimpang dari tujuan yang telah ditetapkan, maka penulis memberikan batasan-batasan masalah sebagai berikut:

1. Perencanaan ini dilakukan pada DPT yang terletak di Sungai Majo Kelurahan Betung Kec. Betung Kab. Banyuasin.
2. Software yang digunakan adalah software *Plaxis*.
3. Peraturan yang diacu adalah SNI 8460:2017 tentang Persyaratan Perancangan Geoteknik.
4. Jenis dinding yang dianalisis adalah dinding penahan tanah tipe kantilever.
5. Analisis stabilitas dilakukan secara statis (tanpa beban gempa).
6. Penelitian ini tidak membahas detail desain tulangan.
7. Tanah diasumsikan homogen.
8. Analisis tekanan tanah menggunakan teori Rankine.
9. Muka Air Tanah pada penelitian ini diasumsikan berada dibawah kaki lereng.

1.5 Manfaat Penelitian

Manfaat dari penelitian ini adalah:

1. Menambah pengetahuan dalam bidang mekanika tanah, khususnya mengenai stabilitas lereng serta upaya penanggulanggannya dengan menggunakan dinding penahan tanah (DPT) tipe kantilever.

2. Mengetahui bagaimana cara menganalisa dinding penahan tanah tipe kantilever.

1.6 Sistematika Penulisan

Sistematika penulisan yang digunakan pada penelitian ini terdiri dari lima bab yang dapat dideskripsikan sebagai berikut:

a. Bagian Pendahuluan Skripsi

Bagian ini berisi halaman judul, halaman persetujuan pembimbing, halaman persetujuan dewan penguji, halaman pernyataan bebas plagiat, abstrak, *abstract*, motto, persembahan, kata pengantar, daftar isi, daftart tabel, daftar gambar, dan daftar notasi.

b. Bagian Isi Skripsi, berisi tentang :

BAB I Pendahuluan

Pada bab pendahuluan akan membahas mengenai latar belakang pemilihan topik penelitian, rumusan masalah yang menjadi inti kajian, tujuan penelitian, manfaat hasil penelitian, batasan masalah agar arah penelitian tetap fokus, dan sistematika penulisan laporan secara keseluruhan.

BAB II Tinjauan Pustaka

Pada bab tinjauan pustaka akan membahas mengenai kajian teori yang mendasari penelitian.

BAB III Metodologi Penelitian

Bab ini menjelaskan tentang tahapan dan prosedur pelaksanaan penelitian dari awal hingga akhir dalam bentuk bagan alir (*flowchart*). Pembahasan mencakup lokasi penelitian, metode pengumpulan data, parameter tanah yang digunakan, tahapan analisis stabilitas lereng kondisi eksisting, serta tahapan pemodelan dan perhitungan desain dinding penahan tanah kantilever dengan metode manual dan/atau bantuan perangkat lunak.

BAB IV Analisa dan Pembahasan

Bab ini merupakan inti dari skripsi yang menyajikan seluruh hasil perhitungan teknis dan analisis data. Di dalamnya dibahas mengenai nilai faktor keamanan (FK) lereng kondisi asli (*eksisting*), penentuan dimensi optimum dari struktur dinding penahan tanah kantilever yang direncanakan, kontrol stabilitas eksternal terhadap gaya guling dan geser dan daya dukung tanah, serta evaluasi peningkatan nilai faktor keamanan lereng setelah diberi perkuatan struktur tersebut.

BAB V Penutup

Bab ini berisi kesimpulan-kesimpulan utama yang ditarik secara ringkas dari hasil analisis dan pembahasan untuk menjawab rumusan masalah penelitian. Bab ini juga memuat saran-saran konstruktif yang dapat dijadikan masukan atau rekomendasi bagi penelitian selanjutnya maupun untuk penerapan praktis di lapangan.

c. Bagian Akhir Skripsi

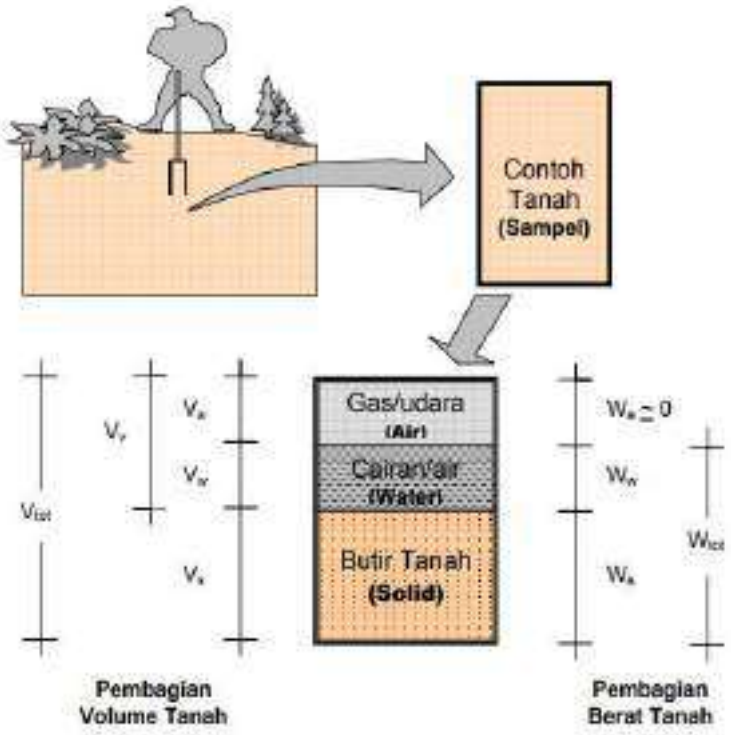
Bagian ini dilengkapi dengan daftar pustaka dan lampiran yang memuat data pendukung untuk memvalidasi hasil penelitian secara komprehensif.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Konsep Dasar Tanah dalam Mekanika Tanah

Menurut (Hakam, 2008) tanah merupakan material geologi yang tersusun atas butiran mineral hasil pelapukan batuan yang berada pada lapisan kerak bumi. Dalam konteks teknik sipil, tanah berfungsi sebagai media pendukung struktur sehingga karakteristiknya sangat menentukan keberhasilan suatu konstruksi. Tanah dibedakan dari batuan berdasarkan sifat fisiknya, yaitu tidak bersifat solid serta memiliki kekuatan tekan relatif rendah, umumnya kurang dari 250 kg/cm².

Sebagai material alami, tanah memiliki sifat yang sangat bervariasi tergantung pada proses pembentukan, komposisi mineral, serta kondisi lingkungan. Oleh karena itu, diperlukan pendekatan kuantitatif melalui parameter-parameter fisik untuk menggambarkan dan membandingkan perilaku tanah secara objektif. Susunan material tanah dapat dilihat pada gambar 2.1.



Gambar 2. 1 Susunan unsur material sampel tanah

Sumber : Abdul Hakam, 2008

2.2 Sistem Fase Tanah

Secara umum, tanah merupakan sistem tiga fase utama, yaitu butiran padat (*solid*), air (*water*), dan udara (*air*). Ketiga komponen ini membentuk sistem yang saling berinteraksi dan mempengaruhi sifat mekanik tanah. Volume total tanah merupakan gabungan dari volume padatan dan volume pori, sedangkan berat total terdiri dari berat padatan dan air, karena berat udara diabaikan.

Pemahaman mengenai sistem fase ini menjadi dasar dalam menentukan parameter fisik tanah seperti kadar air, angka pori, dan derajat kejenuhan yang sangat penting dalam analisis geoteknik.

2.3 Parameter Indeks Tanah

Parameter indeks tanah merupakan parameter dasar yang digunakan untuk menggambarkan sifat fisik tanah. Parameter ini diperoleh melalui pengujian laboratorium dan menjadi dasar dalam analisis lanjutan.

2.3.1 *Specific Gravity* (Gs)

Specific gravity adalah perbandingan antara massa butiran tanah dengan massa air pada volume yang sama. Nilai Gs relatif konstan untuk jenis tanah tertentu dan umumnya berada pada kisaran 2,60 hingga 2,75.

$$Gs = \frac{W_s}{V_s} . \frac{1}{\gamma_w} \qquad (2.1)$$

Keterangan:

Gs =Berat Jenis

W_s=Berat butiran padat

V_s=Volume butiran padat

γ_w=berat volume air (9,81 kN⁄m^3)

Parameter ini jarang dipakai langsung dalam analisis yang berkaitan dengan masalah rekayasa. *Spesific gravity* digunakan untuk menghitung angka pori dari sedimen tanah yang selanjutnya digunakan sebagai data dalam perhitungan penurunan tanah akibat beban. Kendala utama dalam penentuan nilai berat jenis (*specific gravity*) tanah bersumber dari sulitnya mengeliminasi udara yang

terperangkap di dalam pori maupun struktur internal partikel. Walaupun demikian, karakteristik nilai berat jenis untuk berbagai jenis partikel tanah menunjukkan rentang fluktuasi yang relatif terbatas, seperti yang disajikan pada Tabel 2.1.

Tabel 2. 1 Nilai *Spesific gravity* beberapa jenis tanah

Jenis Tanah	Nilai Gs
Kerikil (*Gravel*)	2.65-2.68
Pasir (*Sand*)	2.65-2.68
Lanau (*Silt*)	2.62-2.68
Lempung Organik (*O-Clay*)	2.58-2.65
Lempung Non-organik (*Clay*)	2.68-2.75

Sumber: Das, 1990

Dalam analisis estimasi perilaku tanah, Gs=2.67 sering digunakan dalam perhitungan untuk tanah berbutir (*cohesionless*) dan Gs=2.70 untuk lempung in-organik. Bila sangat diperlukan, pengujian Gs dapat dilakukan dengan mengambil nilai rata-rata dari 3 pengujian sampel. Sebagai patokan, nilai Gs lebih dari 3.0 dan kurang dari 2.5 sangat jarang untuk tanah.

2.3.2 Kadar Air (w)

Kadar air didefinisikan sebagai rasio antara massa atau berat air yang terkandung dalam pori tanah terhadap berat butiran padat (tanah kering oven), yang umumnya dinyatakan dalam satuan persentas. Parameter ini sangat penting dalam menentukan kondisi konsistensi tanah, terutama untuk tanah lempung. Kadar air juga berkaitan dengan batas konsistensi tanah seperti batas cair dan batas plastis, yang digunakan untuk menentukan tingkat plastisitas tanah.

$$w = \frac{W_w}{W_s}.100\% \qquad (2.2)$$

Keterangan

w =Kadar air tanah (%)

W_w=Berat air (gram)

W_s=Berat tanah (gram)

2.3.3 Berat Volume Tanah (γ)

Berat volume tanah didefinisikan sebagai rasio antara berat total massa tanah terhadap volume totalnya yang mencakup keseluruhan fase padat, cair, dan gas. Parameter ini digunakan untuk menghitung tegangan tanah akibat berat sendiri dan beban tambahan.

$$\gamma = \frac{W_{tot}}{V_{tot}} \qquad (2.3)$$

Keterangan:

γ = Berat isi tanah kN/m^3 atau gr/cm^3

W_{tot}=Berat total tanah

V_{tot} =Volume total tanah

2.4 Paramater Fisik Turunan

a) Derajat Kejenuhan (Sr)

Derajat Kejenuhan (Sr) merupakan presentase yang menunjukkan tingkat kejenuhan air dalam pori tanah. Rumus derajat kejenuhan adalah :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v}.100\% \qquad (2.4)$$

Dimana :

Sr = Derajat kejenuhan (%)

Vw = Volume air dalam sampel tanah (volume of water)

Vv = Volume rongga/pori tanah keseluruhan (*volume of voids*)

b) Angka pori (e)

Angka pori (e) yang menggambarkan perbandingan volume pori terhadap volume padatan. Rumus angka pori yaitu :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \qquad (2.5)$$

Dimana :

e = Angka pori

Vv = Volume rongga atau pori tanah (*volume of voids*)

Vs = Volume butiran padat tanah (*volume of solids*)

c) Porositas (n)

Porositas (n) adalah yang menyatakan proporsi volume pori terhadap volume total. Rumus dari porositas adalah sebagai berikut :

$$n = \frac{V_v}{V_{tot}} \qquad (2.6)$$

Dimana :

n = Porositas (dinyatakan dalam desimal atau dikali 100%)

Vv = Volume rongga atau pori tanah (*volume of voids*)

Vtot = Volume total sampel tanah (*total volume*, yaitu Vs + Vv)

d) Berat volume kering (γd)

Berat volume kering (γd) merupakan nilai yang digunakan dalam analisis pemadatan. Volume dan berat setiap elemen tanah dapat dilihat pada gambar 2.2 :

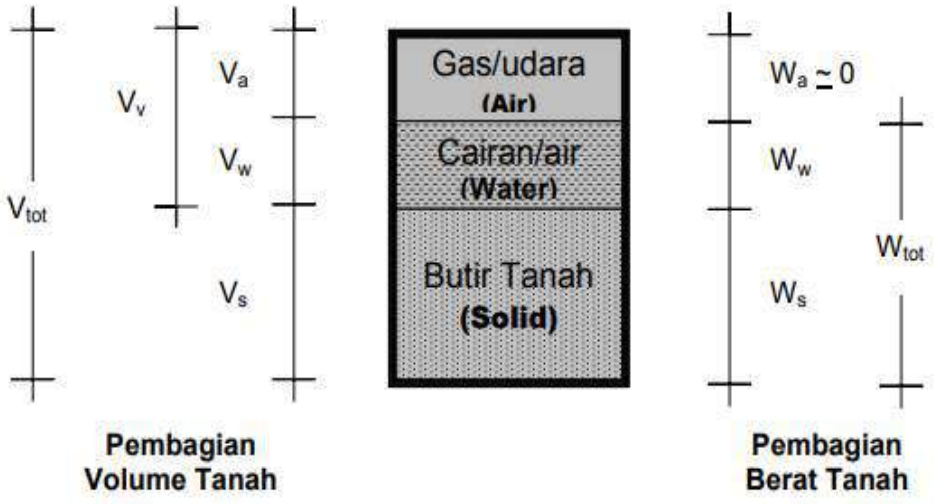
$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_{tot}} \qquad (2.7)$$

Dimana:

γ_d = Berat volume kering (kN/m^3atau gr/cm^3)

Ws = Berat butiran padat tanah saja (*weight of solid*)

Vtot = Volume total sampel tanah (*total volume*)



Gambar 2. 2 Volume dan berat elemen tanah
Sumber : Abdul Hakam, 2008

e) Kerapatan relatif (Dr)

Kerapatan relatif (Dr) merupakan paramater yang menunjukkan tingkat kepadatan tanah berbutir kasar. Nilai kerapatan dan berat volume tanah dapat dilihat pada tabel 2.2.

Tabel 2. 2 Nilai Kerapatan dan Berat Volume Beberapa Jenis Tanah

Jenis Kerapatan Tanah	Nilai Dr	γ (t/m^3)
Sangat lepas (*very loose*)	0 – 15	1.1 – 1.6
lepas (*loose*)	15 – 50	1.4 – 1.8
Sedang (*medium*)	50 – 70	1.7 – 2.0
Padat (*dense*)	70 – 85	1.7 – 2.2
Sangat padat (*very dense*)	85 – 100	2.0 – 2.3

Sumber: (Das,1985)

2.5 Hubungan Antar Paramater Tanah

Parameter fisik tanah memiliki hubungan matematis yang saling berkaitan. Dengan mengetahui beberapa parameter dasar, parameter lainnya dapat ditentukan melalui persamaan yang telah dikembangkan dalam mekanika tanah. Hubungan ini memungkinkan dilakukannya estimasi sifat tanah tanpa harus melakukan pengujian secara lengkap, sehingga sangat membantu dalam analisis awal maupun perencanaan. Hubungan nilai properties tanah dapat dilihat pada tabel 2.3.

Tabel 2. 3 Hubungan beberapa nilai properties tanah

Kondisi Umum			
Jenis propertis	Lambang	Satuan	Persamaan
Derajat kejenuhan	S_r	%	$\frac{w\ Gs}{e}$
Angka pori (*void ratio*)	e		$\frac{Gs\ \gamma_w}{\gamma_d}$-1
Porositas	n		$\frac{e}{e+1}$
Berat volume	γ	t/m^3(disesuaikan)	$\frac{Gs\ \gamma_w(1+w)}{1+e}$
Berat volume kering	γ_d	t/m^3 (disesuaikan)	$\frac{Gs\ \gamma_w}{1+e}$ atau $\frac{\gamma}{1+w}$
Kerapatan relatif (*relative density*)	D_r	%	$\frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}}$ Atau $[\frac{\gamma_d-\gamma_{d\,min}}{\gamma_{d\,max}-\gamma_{d\,min}}]\frac{\gamma_{d.max}}{\gamma_d}$
Kondisi Jenuh			
Derajat kejenuhan	S_r	%	100
Angka pori (*void ratio*)	e	%	w.Gs
Berat volume jenuh	γ_{sat}	t/m^3 (disesuaikan)	$\frac{Gs\ \gamma_w+e\gamma_w}{1+e}$

Sumber: Abdul Hakam, 2008

2.6 Lereng dan Stabilitas Lereng

Lereng didefinisikan sebagai konfigurasi permukaan tanah yang memiliki kemiringan tertentu terhadap bidang horizontal, yang dapat terbentuk secara alami maupun akibat aktivitas manusia seperti penggalian atau penimbunan. Stabilitas lereng pada dasarnya ditentukan oleh keseimbangan antara gaya pendorong (*driving force*) yang berasal dari berat tanah itu sendiri maupun beban luar, dengan gaya penahan (*resisting force*) yang berupa kekuatan geser tanah di sepanjang bidang runtuh potensial.

Parameter keamanan suatu lereng umumnya dinyatakan melalui Faktor Keamanan (FK), di mana lereng dikatakan stabil apabila nilai FK > 1,0 (biasanya disyaratkan > 1,25 atau 1,5 tergantung standar teknis), yang berarti kapasitas perlawanan tanah terhadap geser masih lebih besar dibandingkan tegangan geser yang terjadi akibat beban. Nilai faktor keamanan untuk perencanaan lereng dapat dilihat pada tabel 2.4 sedangkan hubungan nilai faktor keamanan dengan intensitas lereng dapat dilihat pada tabel 2.5.

Tabel 2. 4 Nilai Faktor Keamanan Untuk Perancangan Lereng

Faktor Keamanan (FK)	Keadaan Lereng
FK < 1,00	Lereng dalam kondisi tidak mantap (lereng *labil*)
1,00 < FK < 1,20	Lereng dalam kondisi kemantapan diragukan
1,30 < FK < 1,40	Lereng dalam kondisi memuaskan
1,50 < FK < 1,70	Lereng dalam kondisi mantap (lereng *stabil)*

Sumber : Sosrodarsono, 2003

Tabel 2. 5 Hubungan Nilai Faktor Keamanan dengan Intensitas Longsor

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

Sumber : Bowles, 1989

2.7 Dinding Penahan Tanah

Bangunan dinding penahan tanah digunakan untuk menahan tekanan tanah lateral yang ditimbulkan oleh tanah urug atau tanah asli yang labil. Bangunan ini banyak digunakan pada proyek-proyek: irigasi, jalan raya, pelabuhan, dan lain-

lainnya. Elemen-elemen fondasi, seperti bangunan ruang bawah tanah (*basement*), pangkal jembatan (*abutment*), selain berfungsi sebagai bagian bawah dari struktur, berfungsi juga sebagai penahan tanah di sekitarnya.

Kestabilan dinding penahan tanah diperoleh terutama dari berat sendiri struktur dan berat tanah yang berada di atas pelat fondasi. Besar dan distribusi tekanan tanah pada dinding penahan tanah, sangat bergantung pada gerakan ke arah lateral tanah relatif terhadap dinding.

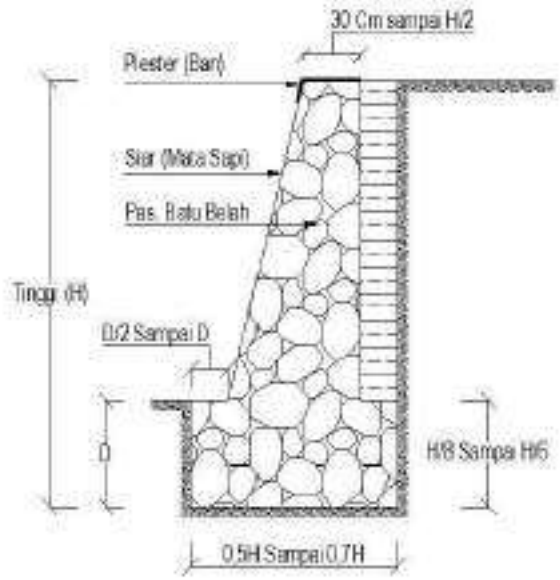
Setiap dinding penahan tanah harus diperiksa stabilitasnya terhadap guling, geser lateral, dan daya dukung. Berdasarkan (SNI 8460, 2017), faktor keamanan yang disyaratkan adalah sebagai berikut:

1. Faktor keamanan terhadap guling minimum 2.
2. Faktor keamanan terhadap geser lateral minimum 1,5.
3. Faktor keamanan terhadap daya dukung minimum 3.

2.7.1 Jenis Dinding Penahan Tanah

2.7.1.1 Dinding Penahan Tanah Tipe Gravitasi (*Gravity Wall*)

Dinding gravitasi, adalah dinding penahan yang dibuat dari beton tak bertulang atau pasangan batu. Sedikit tulangan beton kadang- kadang diberikan pada permukaan dinding untuk mencegah retakan permukaan akibat perubahan temperatur. Meskipun proses konstruksinya relatif sederhana dan tidak memerlukan keahlian pembesian khusus, penelitian oleh (J.E, Bowless, 1996) mengindikasikan bahwa penggunaan tipe gravitasi menjadi kurang ekonomis untuk menahan lereng dengan ketinggian lebih dari 4 meter karena volume material yang dibutuhkan akan meningkat secara eksponensial. Dinding penahan tanah tipe gravitasi dapat dilihat pada gambar 2.3.



Gambar 2. 3 Dinding penahan tanah tipe gravitasi *(gravity wall)*.

(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

A. Kelebihan Dinding Penahan Tanah Tipe Gravitasi (Gravity Wall)

Penggunaan DPT tipe gravitasi dalam bidang rekayasa geoteknik memiliki beberapa keuntungan fungsional dan ekonomis, antara lain:

1. Metode Konstruksi yang Sederhana

Pelaksanaan konstruksi DPT tipe gravitasi tidak memerlukan keahlian pembersihan atau pembesian tulangan beton yang rumit. Proses pengerjaan dapat memanfaatkan tenaga kerja lokal dengan metode penataan batu kali atau pengecoran beton massa konvensional (Bowles, 1996).

2. Efisiensi Biaya pada Ketinggian Rendah

Pada area konstruksi yang memiliki ketersediaan material lokal (seperti batu kali dan pasir) yang melimpah, struktur ini menjadi pilihan yang paling ekonomis dibandingkan dengan tipe dinding penahan tanah lainnya, khususnya untuk menahan tebing dengan ketinggian yang relatif rendah.

3. Durabilitas Tinggi terhadap Faktor Lingkungan

Karena strukturnya tidak menggunakan tulangan baja utama, DPT gravitasi terbebas dari risiko degradasi struktural akibat korosi internal. Karakteristik ini membuat DPT gravitasi sangat efektif diterapkan pada area yang berkontak

langsung dengan air, seperti dinding batas sungai atau saluran irigasi (Bowles, 1996).

B. Kekurangan Dinding Penahan Tanah Tipe Gravitasi (Gravity Wall)

Selain kelebihan yang dimiliki, struktur ini juga memiliki kekurangan dalam perencanaannya, meliputi:

1. Ketidakekonomisan pada Dimensi Tinggi

Mekanisme penahanan yang murni mengandalkan berat sendiri menyebabkan dimensi struktur harus membesar secara eksponensial seiring bertambahnya tinggi lereng yang ditahan. Struktur DPT tipe gravitasi memiliki keterbatasan ekonomis dan efisiensi ketika digunakan pada lereng dengan ketinggian di atas 3 sampai 4 meter, sebab dimensi strukturnya memerlukan volume material yang sangat besar.

2. Kebutuhan Area Lahan yang Luas

Akibat bentuk dimensinya yang cenderung menebal di bagian bawah (tapak), struktur ini memerlukan ruang galian dan area tapak konstruksi yang cukup lebar. Hal ini membatasi penerapannya pada area perkotaan yang padat atau lokasi proyek dengan keterbatasan lahan.

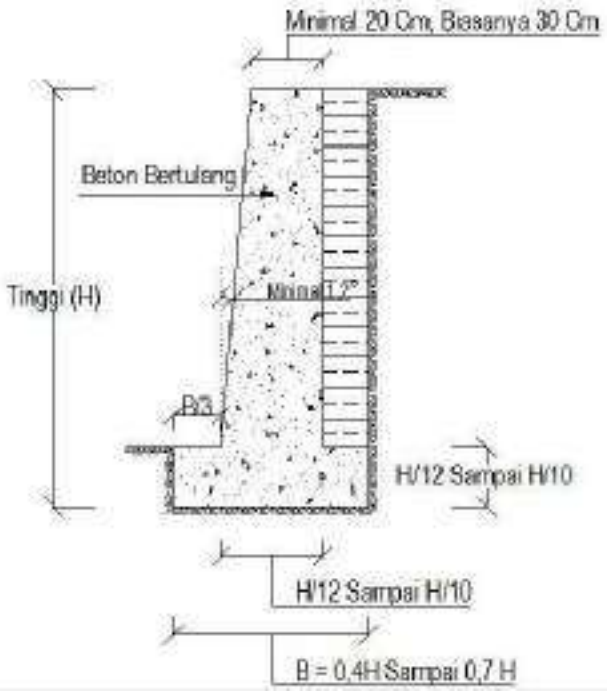
3. Kerentanan terhadap Penurunan (*Settlement*) pada Tanah Lunak

Tingginya beban vertikal yang dihasilkan oleh bobot mati struktur beton massa atau pasangan batu dapat memicu masalah stabilitas pada tanah fondasi. Apabila diaplikasikan pada tanah dasar dengan daya dukung terbatas seperti tanah aluvial atau lempung lunak, kegagalan berupa penimbulan penurunan tidak merata (*differential settlement*) dan amblesan sangat rentan terjadi jika tidak disertai dengan upaya perbaikan tanah (*soil improvement*).

2.7.1.2 Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever (*Cantilever Wall*)

Dinding kantilever adalah dinding yang terdiri dari kombinasi dinding dan beton bertulang yang berbentuk huruf T. Ketebalan dari kedua bagian ini relatif tipis dan secara penuh diberi tulangan untuk menahan momen dan gaya lintang yang bekerja padanya. Struktur dinding penahan tanah tipe kantilever (*cantilever*

retaining wall) merupakan salah satu solusi yang sangat efektif dan ekonomis untuk menahan tekanan tanah lateral pada rentang ketinggian 3 hingga 8 meter, dengan catatan bahwa penulangan pada pertemuan antara *stem* dan *base* harus direncanakan secara teliti guna menahan momen lentur maksimum yang terjadi pada titik tersebut. Gambar dinding penahan tanah tipe kantilever dapat dilihat pada gambar 2.4.



Gambar 2. 4 Dinding penahan tanah tipe kantilever (*cantilever retaining wall)*.

(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

A. Kelebihan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever

Penerapan DPT tipe kantilever dalam rekayasa geoteknik memiliki berbagai keuntungan teknis dan ekonomis, antara lain:

1. Efisiensi Material dan Biaya pada Ketinggian Sedang hingga Tinggi

Struktur ini jauh lebih ekonomis dibandingkan tipe gravitasi untuk menahan lereng dengan ketinggian berkisar antara 3 hingga 8 meter. Penggunaan beton bertulang memungkinkan dimensi dinding dibuat lebih tipis dan ramping, sehingga mereduksi volume kebutuhan beton secara signifikan.

2. Efisiensi Penggunaan Lahan pada Sisi Depan Struktur

Dimensi dinding vertikal yang efisien serta pemanfaatan area di bawah tanah timbunan untuk penempatan komponen tumit (*heel*) meminimalkan kebutuhan ruang terbuka di sisi depan struktur. Hal ini menjadikan DPT kantilever sebagai solusi yang sangat tepat untuk perkuatan lereng di area urban yang padat atau jalur transportasi yang memiliki keterbatasan ruang fisik.

3. Fleksibilitas Desain Melalui Penambahan *Key* (Kancingan)

Apabila hasil analisis menunjukkan bahwa struktur kurang aman terhadap bahaya geser lateral, perencana dapat dengan mudah menambahkan struktur kancingan (*shear key*) di bawah plat dasar untuk meningkatkan tahanan geser tanah tanpa harus memperbesar seluruh dimensi dinding.

B. Kekurangan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever

Di samping kelebihannya, DPT tipe kantilever juga memiliki beberapa kekurangan dalam perencanaan serta pelaksanaannya:

1. Metode Konstruksi yang Lebih Rumit

Proses pelaksanaan di lapangan membutuhkan ketelitian yang tinggi, mulai dari pekerjaan pembesian (perakitan tulangan baja), pembuatan bekisting yang kuat untuk menahan tekanan beton basah pada dinding vertikal, hingga pelaksanaan pengecoran beton secara bertahap agar tidak terjadi sambungan dingin (*cold joint*).

2. Ketergantungan yang Tinggi pada Kualitas Struktur Beton

Bagian pertemuan antara dinding vertikal (*stem*) dan plat dasar (*base*) menerima momen lentur yang sangat besar, struktur ini sangat bergantung pada kualitas kuat tarik baja tulangan dan kuat tekan beton. Kelalaian dalam pengawasan mutu beton dapat memicu retak struktural hingga kegagalan fatal.

3. Tantangan pada Pelaksanaan Penimbunan Kembali (*Backfilling*)

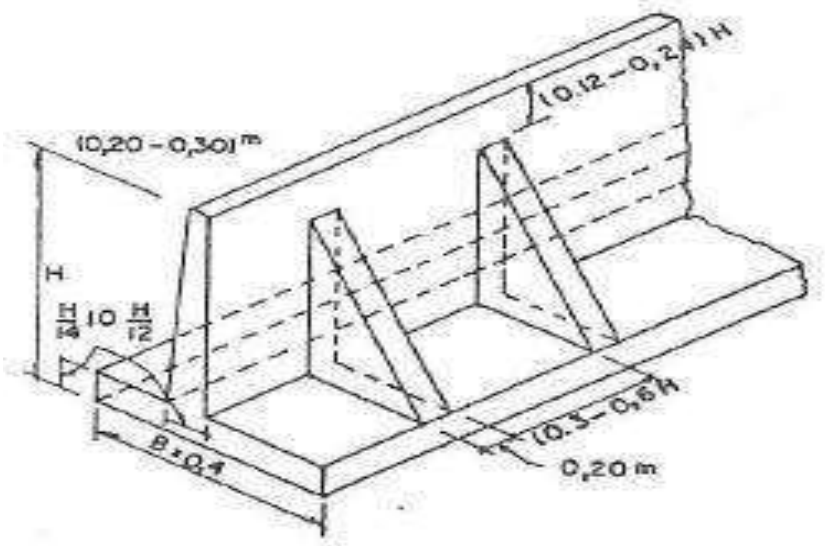
Proses pemadatan tanah di atas plat tumit (*heel*) harus dilakukan secara hati-hati dan bertahap. Alat berat yang terlalu dekat dengan dinding vertikal saat proses pemadatan dapat memberikan tekanan lateral berlebih yang belum mampu ditahan oleh struktur sebelum beton mencapai kuat tekan rencana.

4. Tidak Ekonomis untuk Ketinggian Sangat Besar

Jika ketinggian lereng yang harus ditahan sudah melebihi 8 hingga 10 meter, DPT kantilever murni menjadi kurang efisien karena momen lentur pada dasar dinding vertikal akan meningkat secara eksponensial. Pada kondisi ini, struktur perlu beralih ke tipe kontrafors (*counterfort*) atau menggunakan sistem penjangkaran (*anchored*).

2.7.1.3 Dinding Penahan Tanah Tipe Counterfort (*Counterfort Wall)*

Dinding counterfort adalah dinding yang terdiri dari dinding beton bertulang tipis yang di bagian dalam dinding pada jarak tertentu didukung oleh pelat/dinding vertikal yang disebut counterfort (dinding penguat). Ruang di atas pelat fondasi, diantara counterfort diisi dengan tanah urug. Penelitian oleh Terzaghi dkk. (1996) menegaskan bahwa meskipun struktur ini lebih kompleks dalam hal penulangan dan pengerjaan bekisting, penghematan material beton yang dihasilkan pada lereng yang sangat tinggi menjadikannya pilihan teknis yang lebih superior dibandingkan tipe kantilever konvensional. Gambar dinding penahan tanah *counterfort (counterfort wall)* dapat dilihat pada gambar 2.5.



Gambar 2. 5 Dinding penahan tanah tipe *counterfort*.

(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

A. Kelebihan Dinding Penahan Tanah Tipe Counterfort (Counterfort Wall)

Penerapan DPT tipe *counterfort* dalam rekayasa geoteknik memberikan beberapa keuntungan teknis utama, khususnya pada kondisi geometri lereng yang ekstrem:

1. Efisiensi Material pada Ketinggian Tinggi

Struktur ini memberikan solusi yang sangat ekonomis untuk menahan massa tanah dengan ketinggian yang besar, umumnya untuk lereng yang memiliki ketinggian melebihi 7 hingga 8 meter. Pada rentang tinggi tersebut, penggunaan DPT tipe kantilever murni sudah tidak efisien karena membutuhkan dimensi yang terlalu tebal.

2. Reduksi Ketebalan Pelat Struktural

Reduksi momen lentur akibat keberadaan sirip pengaku memungkinkan ketebalan pelat vertikal (*stem*) maupun pelat dasar (*base slab*) didesain menjadi jauh lebih ramping. Secara keseluruhan, penghematan volume beton pada komponen-komponen pelat utama tersebut jauh lebih besar dibandingkan dengan volume beton tambahan yang dibutuhkan untuk pembuatan sirip pengaku itu sendiri.

3. Kekakuan Struktural yang Tinggi

Integrasi penulangan antara sirip *counterfort*, pelat vertikal, dan pelat landasan menghasilkan satu kesatuan struktur dengan tingkat kekakuan (*stiffness*) yang sangat tinggi. Hal ini meminimalkan risiko terjadinya defleksi lateral atau pergeseran dinding akibat besarnya tekanan tanah aktif di belakang struktur.

B. Kekurangan Dinding Penahan Tanah Tipe Counterfort (Counterfort Wall)

Di samping keunggulan mekanis yang dimiliki, DPT tipe *counterfort* memiliki beberapa batasan serta kompleksitas pelaksanaan di lapangan yang perlu dipertimbangkan:

1. Kompleksitas Pekerjaan Pembesian dan Bekisting

Penambahan struktur sirip vertikal di bagian dalam menghasilkan konfigurasi anyaman tulangan baja yang sangat padat dan kompleks, terutama pada

daerah pertemuan (*junction*) antara *stem*, *base*, dan *counterfort*. Selain itu, proses fabrikasi bekisting (cetakan beton) untuk dinding sirip berbentuk segitiga memerlukan ketelitian tinggi, waktu pengerjaan yang lebih lama, serta biaya upah tenaga kerja yang lebih mahal.

2. Keterbatasan Ruang pada Proses Pemadatan Tanah Kembali (*Backfilling*)

Keberadaan sekat-sekat sirip vertikal di bagian belakang dinding membagi area timbunan menjadi ruang-ruang bersekat yang sempit. Kondisi ruang yang terfragmentasi ini menyulitkan manuver alat berat pemadat mekanis (*roller*), sehingga proses pemadatan tanah di sela-sela sirip harus dilakukan secara bertahap menggunakan alat pemadat portabel (*tamper*) yang membutuhkan pengawasan mutu lebih ketat di lapangan.

3. Konsentrasi Tegangan pada Sambungan Sirip

Mekanisme penahanan gaya lateral pada tipe ini bertumpu pada kemampuan sirip *counterfort* untuk menarik pelat vertikal. Kondisi tersebut memicu konsentrasi gaya tarik (*tensile stress*) yang sangat besar pada area sambungan antar-komponen. Apabila detail penulangan pada area kritis ini kurang teliti, struktur sangat rentan mengalami kegagalan geser lokal atau keretakan akibat tegangan tarik.

2.7.2 Fungsi Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah mempunyai banyak fungsi yaitu:

1. Menyokong tanah lepas atau tanah alami yang kurang stabil
2. Mencegah tanah dari bahaya kelongsoran.
3. Menahan kelongsoran karena beban air hujan, berat tanah dan gaya tekan dari atas
4. Menahan pergerakan tanah sehingga struktur bangunan lebih stabil
5. Mencegah resiko kelongsoran untuk area di bawah lereng

2.8 Tekanan Tanah Lateral

Dalam merancang dinding penahan tanah diperlukan pengetahuan mengenai tekanan tanah lateral. Besar dan distribusi tekanan tanah pada dinding

penahan tanah sangat bergantung pada regangan lateral tanah relatif terhadap dinding. Dalam beberapa hal, hitungan tekanan tanah lateral ini didasarkan pada kondisi regangannya. Jika analisis tidak sesuai dengan apa yang sebenamya terjadi, maka dapat mengakibatkan kesalahan perancangan. Untuk itu, pengertian tentang hubungan regangan lateral dengan tekanan tanah pada dinding sangat dibutuhkan.

Besarnya tekanan pada kedalaman Z dihitung secara linear berdasarkan berat volume tanah (γ), sehingga menghasilkan distribusi tekanan berbentuk segitiga. Meskipun teori ini sangat populer karena kemudahan perhitungannya, para ahli seperti Terzaghi (1943) mencatat bahwa pengabaian gesekan antara dinding dan tanah dalam teori ini sering kali menyebabkan nilai tekanan aktif yang sedikit lebih tinggi dan nilai tekanan pasif yang jauh lebih rendah dibandingkan kondisi aktual di lapangan.

2.8.1 Tekanan Tanah saat Diam, Aktif dan Pasif

Ditinjau suatu dinding penahan tanah dengan permukaan tanah mendatar, mula-mula dinding dan tanah urug di belakangnya pada kondisi diam, sehingga tanah pada kedudukan ini masih dalam kondisi elastis. Pada posisi ini tekanan tanah pada dinding akan berupa tekanan tanah saat diam (*earth pressure at rest*) dan tekanan tanah lateral (horisontal) pada dinding, pada kedalaman tertentu (z), dinyatakan oleh persamaan 2.8.

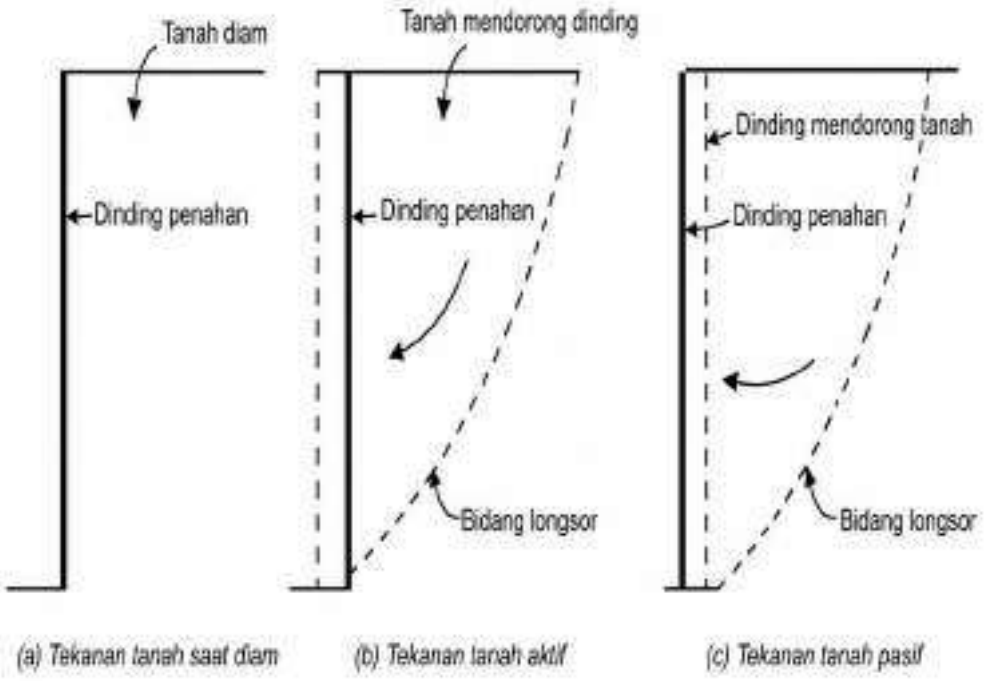
$$\sigma_h = k_o \sigma_v = k_o \, z \, \gamma \qquad (2.8)$$

dengan,

Ko = koefisien tekanan tanah saat diam

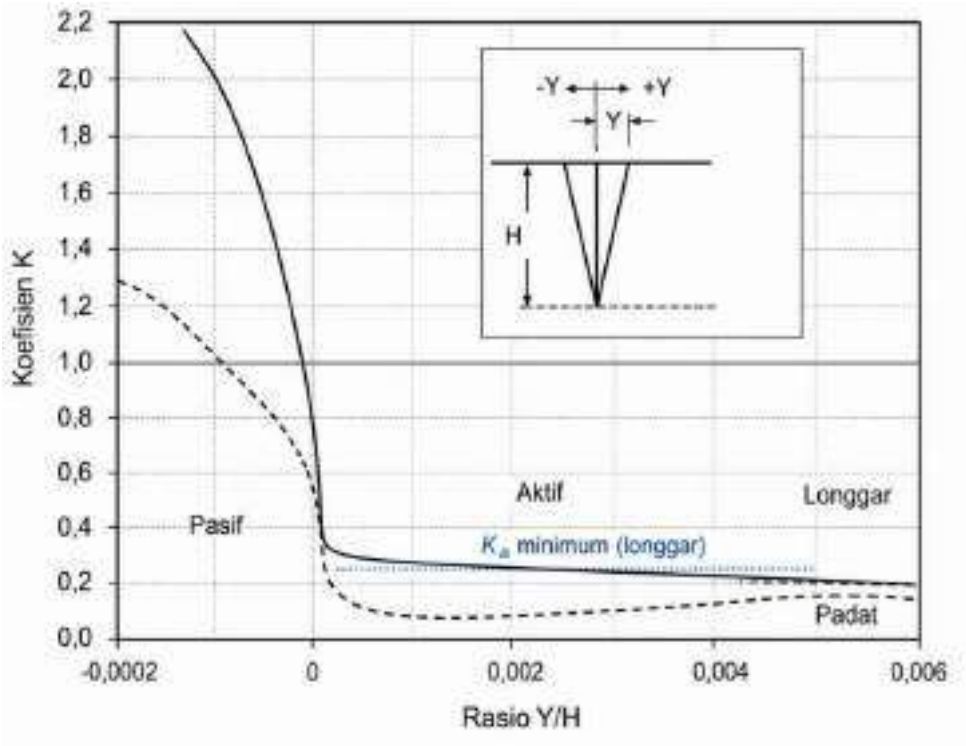
γ = berat volume tanah (kN/m3)

Tekanan tanah lateral dapat dilihat pada gambar 2.6, sedangkan untuk kurva tekanan tanah lateral dapat dilihat pada gambar 2.7.



Gambar 2. 6 Tekanan Tanah Lateral

Sumber : Hardiyatmo, 2003



Gambar 2. 7 KurvaTekanan tanah lateral

Sumber : Hardiyatmo, 2003

Dari memperhatikan lingkaran Mohr pada gambar 2.8, dapat ditentukan bahwa :

$$K_a = \frac{\sigma_{h(aktif)}}{\sigma_v} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{(1 - \sin\varphi)}{(1+ \sin\varphi)} = \tan^2 \frac{(45° - \varphi}{2} \quad (2.9)$$

Pada kondisi keseimbangan limit aktif ini tegangan utama minor $\sigma_3 = \sigma_h$ dan tegangan utama mayor $\sigma_1 = \sigma_v$. Sebaliknya, jika regangan lateral yang terjadi pada kondisi tekan, yaitu bila tanah tertekan sebagai akibat dinding penahan mendorong tanah, maka gaya yang dibutuhkan untuk menyebabkan kontraksi tanah secara lateral sangat lebih besar daripada besarnya tekanan tanah menekan ke dinding. Besarnya gaya ini bertambah dengan bertambahnya regangan dalam tanah seiring dengan bergeraknya dinding, hingga sampai suatu regangan tertentu, tanah mengalami keruntuhan geser akibat desakan dinding penahan, saat mana gaya lateral tanah mencapai nilai yang konstan yaitu pada nilai maksimumnya. Tekanan tanah lateral maksimum yang mengakibatkan keruntuhan geser tanah akibat gerakan dinding menekan tanah urug, disebut tekanan tanah pasif (p*assive earth pressure*).

Kedudukan tegangan-tegangan saat tanah pada kedudukan limit pasif tercapai diwakili oleh lingkaran C yang menyinggung garis ke- gagalan OP. Jika tegangan vcrtikal (σ_v) titik tertentu di dalam tanah dinyatakan oleh $\sigma_v = \gamma . z$, maka tekanan tanah lateral pada saat tanah pada kondisi runtuh:

$$\sigma_h = k_p \sigma_v = k_p \, z \, \gamma \quad (2.10)$$

Dari memperhatikan lingkaran Mohr pada Gambar2.8, dapat ditentukan bahwa:

$$K_p = \frac{\sigma_{h(pasif)}}{\sigma_v} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{(1 + \sin\varphi)}{(1 - \sin\varphi)} = \tan^2 \frac{(45° - \varphi}{2} \quad (2.11)$$

Perhatikan bahwa pada kondisi pasif, tegangan utama minor $\sigma_3 = \sigma_{v\,(pasif)}$

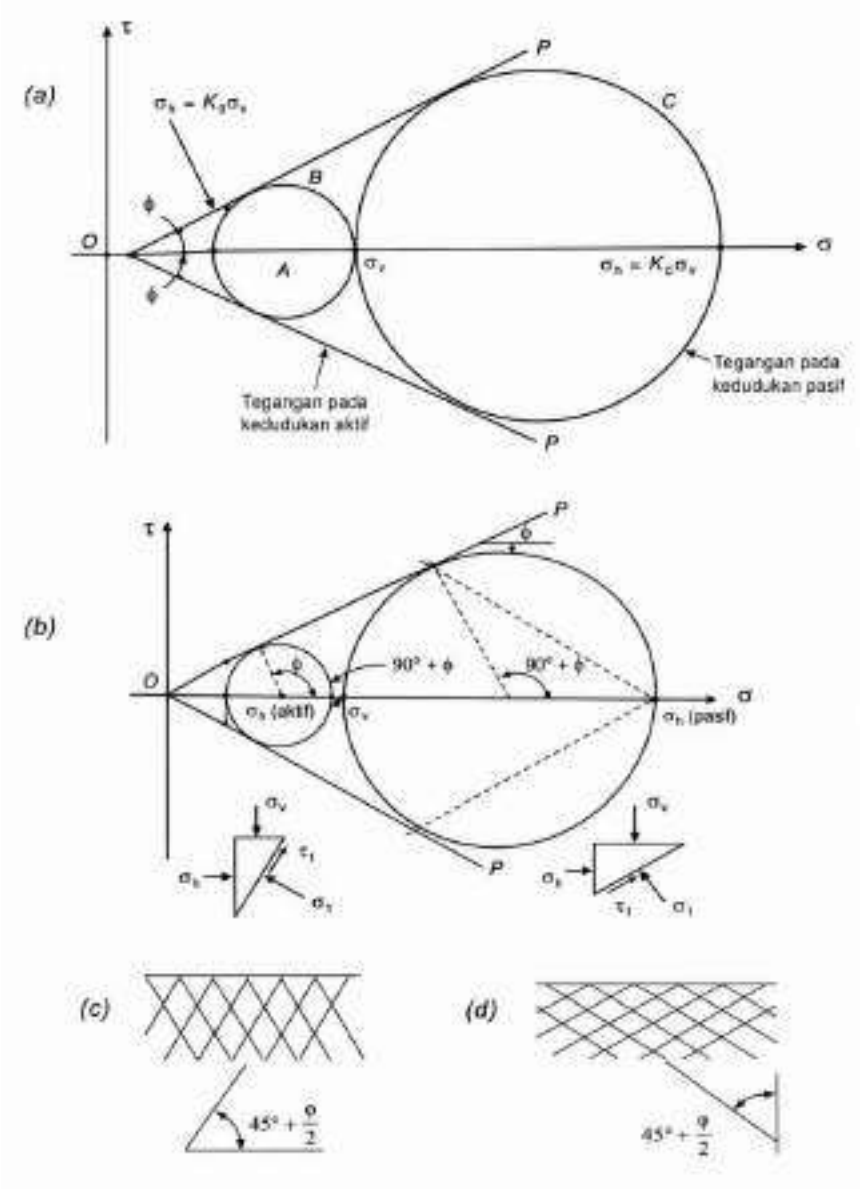
dan tegangan utama mayor $\sigma_1 = \sigma_{h\,(pasif)}$. Dari Persamaan-persamaan (2.9) dan (2.11) untuk kondisi permukaan tanah horisontal dapat diperoleh hubungan:

$$K_p = \frac{1}{k_a} \tag{2.12}$$

Dimana:

K_a = Koefisien tekanan tanah lateral aktif

K_p = Koefisien tekanan tanah lateral pasif



Gambar 2. 8 Tekanan tanah lateral dan lingkaran Mohr yang mewakili kedudukan tegangan di dalam tanah.

(a) Tegangan-tegangan pada kedudukan Rankine
(b) Orientasi garis-garis keruntuhan teori Rankine pada:
(i) Kedudukan aktif. (ii) Kedudukan pasif.

Kedudukan tegangan di dalam tanah yang dinyatakan oleh lingkaran Mohr saat tanah pada kondisi diam (disebut juga pada kondisi k_o) ini diwakili oleh lingkaran A. Perhatikan bahwa pada kedudukan Ko lingkaran A tidak menyinggung garis kegagalan OP.

Jika kemudian dinding penahan tanah bergeser menjauhi tanah timbunannya dan jika gerakan ini diikuti oleh gerakan tanah di belakang dinding, maka tekanan tanah lateral pada dinding akan berangsur-angsur berkurang yang diikuti dengan berkembangnya tahanan geser tanah secara penuh. Pada suatu saat, gerakan dinding selanjutnya mengakibatkan terjadinya keruntuhan geser tanah dan tekanan tanah pada dinding menjadi konstan pada tekanan minimumnya. Tekanan tanah lateral minimum, yang mengakibatkan keruntuhan geser tanah oleh akibat gerakan dinding menjauhi tanah di belakang- nya disebut tekanan tanah aktif *(active earth pressure).*

Kedudukan tegangan saat tanah pada kedudukan keseimbangan limit aktif terjadi diwakili oleh lingkaran B yang menyinggung garis kegagalan OP. Jika tegangan vertikal (σ_v) di titik tertentu didalam tanah dinyatakan oleh $\sigma_v = \gamma . z$ maka tekanan tanah lateral pada saat tanah runtuh adalah :

$$\sigma_h = k_a \sigma_v = k_a \, \gamma z \tag{2.13}$$

2.8.2 Pengaruh Regangan Lateral

Seperti yang telah dipelajari, tekanan tanah lateral pada dinding bergantung pada regangan yang terjadi pada tanah atau gerakan dinding relatif terhadap tanah urug di belakangnya. Gambar 2.6 memperlihatkan hubungan antara regangan lateral/gerakan dinding dan koefisien tekanan tanah lateral (K) pada tanah pasir basil penelitian Terzaghi (1948). Dalam gambar tersebut, $k = \frac{\sigma_h}{\gamma} . z$ (γ = berat volume tanah, z = kedalaman dan σ_h = tekanan tanah lateral pada ke-dalaman z). Terlihat bahwa regangan lateral (gerakan dinding penahan) yang dibutuhkan untuk mencapai kedudukan tekanan tanah aktif lebih kecil dibandingkan dengan gerakan dinding penahan yang dibutuhkan untuk mencapai kedudukan tekanan tanah pasif. Perhatikan pula bahwa koefisien tekanan tanah

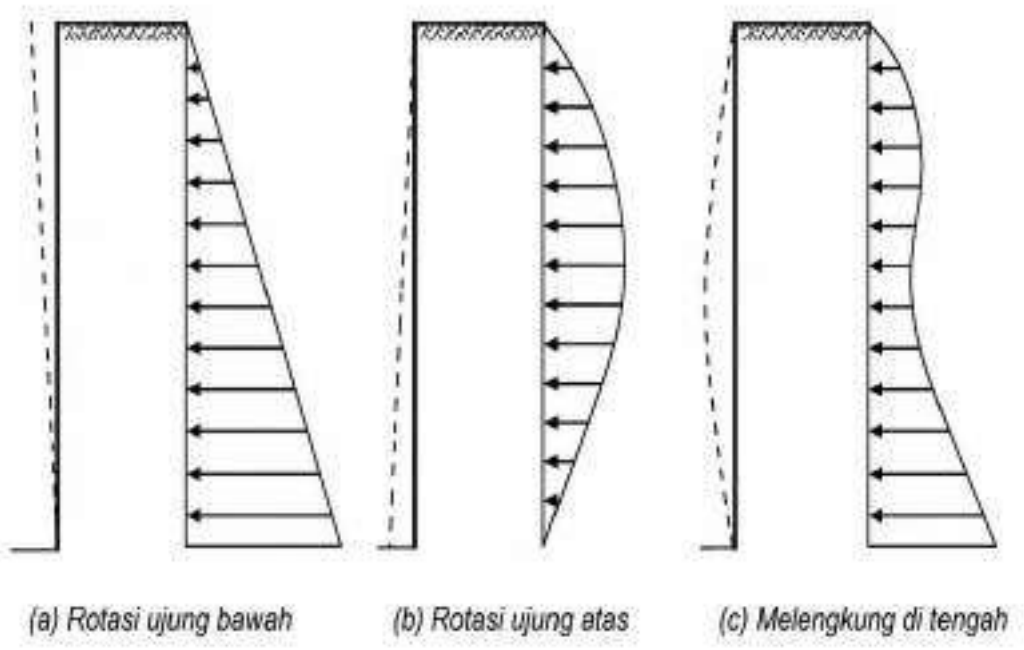
aktif (K_a) lebih besar untuk tanah pasir longgar daripada tanah pasir padat, sedang untuk koefisien tekanan tanah pasif (K_p) kebalikannya. Tabel 2.6 menunjukkan macam-macam tanah dan translasi saat tanah dalam kondisi aktif.

Tabel 2. 6 Macam tanah dan translasi saat tanah dalam kondisi aktif (Bowles, 1977)

Macam tanah	Translasi yang dibutuhkan (H = tinggi dinding penahan)
Tanah tak kohesif, padat	0,00 1 sampai 0,002H
Tanah tak kohesif, tak padat	0,002 sampai 0,004H
Tanah kohesif, kaku	0,0 1 sampai 0,02H
Tanah kohesif, lunak	0,02 sampai 0,05H

Sumber: Bowles,1977

Hasil penelitian Lambe dan Whitman (1969) pada tanah pasir yang diuji pada alat triaxial menunjukkan bahwa tanah akan mencapai kedudukan aktif pada regangan kira-kira 0,5%, sedang untuk kedudukan pasif kira-kira 2%. Bila gerakan dinding penahan berupa translasi, nilai-nilai tipikal mulai bekerjanya tekanan tanah aktif ditunjukkan dalam Tabel 2.6 (Bowles, 1977). Diagram tekanan tanah aktif yang berbentuk segitiga hanya akan terjadi bila keruntuhan tanah diakibatkan oleh menggulingnya (rotasi terhadap kaki) dinding penahan sehingga regangan di dalam tanah sama atau lebih besar dari regangan minimumnya. Untuk struktur penahan tanah yang melengkung akibat tekanan tanah, atau bergerak menurut model yang lain, distribusi tekanan tanahnya akan berbeda, seperti diperlihatkan dalam gambar 2.9b dan 2.9c.



Gambar 2. 9 Distribusi tekanan tanah aktif pada dinding penahan menurut tipe gerakan dinding

Sumber: Hardiyatmo, 2003

Jika bagian atas struktur penahan tanah dicegah bergerak, dan di bagian bawahnya bebas, maka tekanan tanah lateral yang terjadi akan mendekati tekanan tanah saat diam pada bagian atasnya, dan berkurang sampai mendekati nol pada bagian bawahnya (Gambar 2.8b). Dalam praktek, hal ini terjadi pada dinding penahan pada galian tanah yang terbuka. Tipe gerakan dinding yang berupa lengkung, diperlihatkan dalam Gambar 2.8c. Disini, dinding penahan tanah berupa turap fleksibel yang diangker pada ujung atas dan di pancang pada bagian bawahnya. Tekanan tanah lateral yang terjadi mengecil pada bagian tengah-tengah dinding akibat defleksi lateral dinding turap yang fleksibel. Nilai-nilai K_o yang diperoleh dari pengamatan beberapa peneliti, disimpulkan oleh Teng (1962) sebagai berikut:

Ko = 0,35 - 0,6 untuk pasir dan kerikil

=0,45 - 0,75 untuk lempung dan lanau

=1 untuk lempung terkonsolidasi berlebihan (*overconsolidated*).

Tabel 2. 7 Ko untuk berbagai jenis tanah tanah

Jenis tanah	Ko
Pasir tak padat	0,4
Pasir padat	0,6
Pasir dipadatkan per lapis	0,8
Lempung lunak	0,6
Lempung keras	0,5

Sumber:Hardiyatmo, 2003

Nilai-nilai kisaran koefisien tekanan tanah diam, aktif dan pasif untuk tanah kohesif dan tanah tak kohesif pada umumnya, ditunjukkan dalam Tabel 2.8.

Tabel 2. 8 Nilai Koefisien untuk Tanah Kohesif dan Tanah tak Kohesif

Koefisien K	Tanah granuler	Tanah kohesif
KP	3- 14	1 - 2
Ko	0,4 - 0,6	0,4 -0,8
Ka	0,33 - 0,22	1- 0,5

Sumber:Bowles,1977

2.8.3 Teori Rankine

Teori Rankine (1857) dalam analisis tekanan tanah lateral dilakukan dengan asumsi-asumsi sebagai berikut:

1) Tanah dalam kedudukan keseimbangan plastis, yaitu sembarang elemen tanah dalam kondisi tepat akan runtuh.
2) Tanah urug tidak berkohesi (c = 0) .
3) Gesekan antara dinding dan tanah urug diabaikan atau permukaan dinding dianggap licin sempuma (8 = 0).

2.8.3.1 Tekanan Tanah Lateral pada Tanah Tak Kohesif

a) Permukaan tanah urug horisontal

Tanah tak kohesif atau tanah granuler adalah tanah-tanah yang tidak mempunyai kohesi (c = 0) seperti pasir, kerikil. Bila permukaan tanah urug horisontal, tekanan tanah aktif (pa) pada sembarang kedalaman z dari permukaan tanah urug atau puncak dinding penahan dinyatakan oleh persamaan:

$$P_a = k_a z \gamma \qquad (2.14)$$

Dengan,

$$K_a = \frac{(1 - \sin\varphi)}{(1+ \sin\varphi)} = \tan^2 \frac{(45° - \varphi)}{2} \quad (2.15)$$

Tekanan tanah aktif total (Pa) untuk dinding penahan tanah setinggi H dinyatakan oleh persamaan:

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a \quad (2.16)$$

Dengan titik tangkap gaya pada H/3 dari dasar dinding penahan.

Keterangan :

Pa = Tekanan tanah aktif (kN/m)

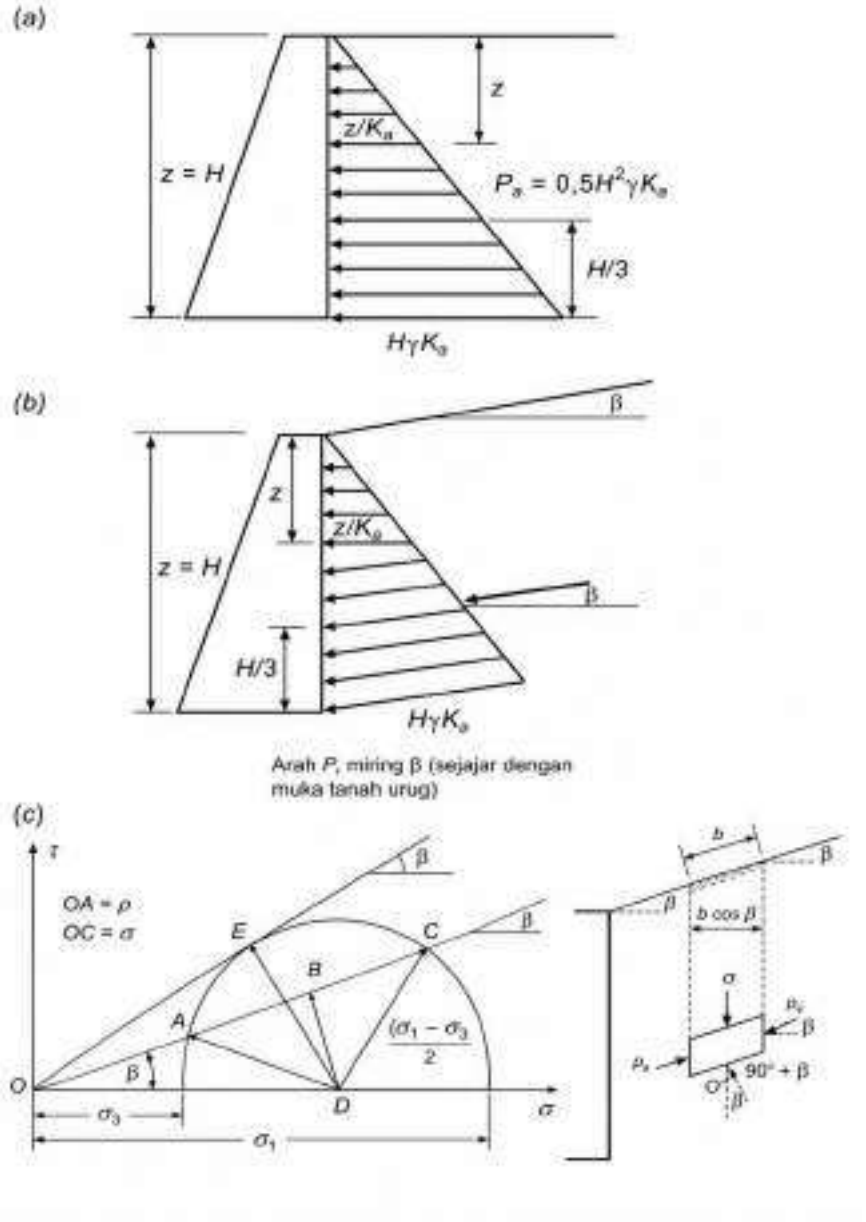
Ka = Koefisien tekanan tanah lateral aktif

γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

H = Kedalam tanah (m)

b) Permukaan Tanah Urug Miring

Ditinjau untuk kasus tanah urug tidak berkohesi (c = 0) yang permukaannya miring di belakang dinding penahan tanah, dengan permukaan dinding belakang licin. Tegangan lateral bekerja pada bidang vertikal dari elemen tanah (bidang yang paralel dengan bagian permukaan dinding belakang) akan sejajar dengan permukaan tanah urug. Gambar diagram tekanan tanah aktif rankine dapat dlihat pada gambar 2.10.



Gambar 2. 10 Diagram tekanan tanah aktif Rankine.

(a) Diagram tekanan untuk permukaan tanah urug horisontal.

(b) Diagram tekanan untuk permukaan tanah urug miring.

(c) Lingkaran Mohr untuk permukaan tanah urug miring.

Jadi pada bidang-bidang ini, kecuali bekerja tegangan normal juga tegangan geser. Dengan demikian, kedua bidang ini bukan lagi bidang-bidang utama seperti pada kasus permukaan tanah urug horisontal. Tekanan tanah pada dinding dengan permukaan tanah urug miring dapat ditentukan dengan

pertolongan lingkaran Mohr atau dengan memperhatikan keseimbangan tanah yang akan longsor. Berikut ini hanya akan diperlihatkan cara menentukan tekanan pada dinding dengan lingkaran Mohr. Ditinjau suatu elemen tanah di belakang dinding penahan tanah dengan bagian dinding belakang vertikal, licin dan permukaan tanah urug miring sebesar p. Tegangan vertikal (σ_v) ditunjukkan oleh jarak OC, sedang tegangan lateral (p) yang bekerja pada bidang miring dinyatakan oleh jarak OA. Tegangan σ dan p merupakan tegangan-tegangan *conjugate* dengan arah σ vertikal dan p sejajar dengan permukaan tanah miring. Tegangan-tegangan σ dan p ini merupakan resultan tegangan pada masing-masing bidang di elemen tanah yang ditinjau (keduanya bukan tegangan-tegangan utama). Bila σ_1 dan σ_3 berturut-turut adalah tegangan utama mayor dan tegangan utama minor pada elemen tanah, untuk tanah tak berkohesi dapat diperoleh:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3)} = \sin\varphi \qquad (2.17)$$

Karena sudut yang dibentuk antara σ dan p adalah p, maka garis dari titik 0 bersudut p terhadap absis akan memotong lingkaran Mohr pada titik-titik A dan C. Garis OA menyatakan resultan tegangan p dan garis OC menyatakan resultan tegangan σ. Gambar 9.5c memperlihatkan OA = p dan OC = σ, sedang σ_1 dan σ_3 merupakan titik-titik potong lingkaran Mohr dengan sumbu x. Bila digambarkan DB tegak lurus AC, maka

$$\mathrm{OB} = \mathrm{OD}\cos\beta = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2\cos\beta}$$

$$\mathrm{BD} = \mathrm{OD}\sin\beta = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2\sin\beta}$$

$$\mathrm{AB} = \mathrm{BC} = \sqrt{((\mathrm{AD})^2 - (\mathrm{BD})^2)} = \sqrt{(((\sigma_1 - \sigma_3)/2)^2 - ((\sigma_1 + \sigma_3)/2)^2 \sin^2\beta)}$$

$$\mathrm{AB} = \mathrm{BC} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2\sqrt{(\sin^2\varphi - \sin^2\beta)}}$$

Karena $(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\varphi$ dari Persamaan (2.17), dapat diperoleh:

$$AB = BC = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2}\sqrt{sin^2\varphi + sin^2\beta} \qquad (2.18)$$

Tegangan $\sigma = OB + BC$

$$= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} cos\beta + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sqrt{sin^2\varphi + sin^2\beta} \quad (2.19)$$

Tegangan ρ=OB-AB

$$= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} cos\beta + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sqrt{sin^2\varphi + sin^2\beta} \quad (2.20)$$

Dengan membagi Persamaan (2.19) dengan (2.20), diperoleh :

$$K=\frac{p}{\sigma}=\frac{\cos\beta-\sqrt{Sin^2\varphi-\sin^2\beta}}{\cos\beta+\sqrt{\sin^2\varphi-sin^2\beta}}$$

$$\text{atau} \quad K=\frac{p}{\sigma}=\frac{\cos\beta-\sqrt{cos^2\varphi-\cos^2\beta}}{\cos\beta+\sqrt{\cos^2\varphi-cos^2\beta}} \quad (2.21)$$

Rasio K adalah rasio *conjugate* atau rasio tekanan tanah lateral Rankine. Untuk kasus ini,

$$\sigma = \gamma \, z \cos\beta$$

$$p = \text{tekanan tanah lateral} = p_a$$

Substitusi ke Persamaan (2.21), diperoleh:

$$\gamma \, z \cos\beta \frac{\cos\beta-\sqrt{cos^2\varphi-\cos^2\beta}}{\cos\beta+\sqrt{\cos^2\varphi-cos^2\beta}} \quad (2.22)$$

Atau

$$p_a = K_a \, \gamma \, z \quad (2.23)$$

Dalam persamaan tersebut,

$$K_a=\cos\beta.\frac{\cos\beta-\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\varphi}}{\cos\beta+\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\varphi}} \quad (2.24)$$

Dengan

β = sudut kemiringan permukaan tanah urug terhadap horisontal

φ = sudut gesek dalam tanah

Tekanan tanah aktif total (Pa) untuk dinding penahan tanah setinggi H dinyatakan oleh persamaan:

$$P_a = 0.5\ H^2\ \gamma\ K_a \qquad (2.25)$$

Dengan arah garis kerja tekanan yang sejajar permukaan tanah urug dan bekerja pada ketinggian H/3 dari dasar dinding penahan. Tekanan tanah pasif untuk permukaan tanah miring ditentukan dengan cara yang sama. Pada kedudukan pasif, tekanan tanah pasif (pp) pada kedalaman z dari puncak dinding penahan dinyatakan oleh:

$$P_p = K_p\ z\ \gamma \qquad (2.26)$$

Tekanan tanah pasif total (Pp) untuk dinding penahan setinggi H, dinyatakan oleh persamaan:

$$P_p = 0.5\ H^2\ \gamma\ K_p \qquad (2.27)$$

Dengan

$$K_p = \cos\beta . \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \qquad (2.28)$$

Titik tangkap gaya tekanan tanah pasif terletak pada H/3 dari dasar dinding penahan dan arahnya sejajar dengan permukaan tanah urug. Koefisien tekanan tanah lateral aktif dapat dilihat pada tabel 2.9.

Tabel 2. 9 Koefisien Tekanan Tanah Lateral Aktif (ka)

α (deg)	ϕ' (deg) →												
↓	**28**	**29**	**30**	**31**	**32**	**33**	**34**	**35**	**36**	**37**	**38**	**39**	**40**
0	0.3610	0.3470	0.3333	0.3201	0.3073	0.2948	0.2827	0.2710	0.2596	0.2486	0.2379	0.2275	0.2174
1	0.3612	0.3471	0.3335	0.3202	0.3074	0.2949	0.2828	0.2711	0.2597	0.2487	0.2380	0.2276	0.2175
2	0.3618	0.3476	0.3339	0.3207	0.3078	0.2953	0.2832	0.2714	0.2600	0.2489	0.2382	0.2278	0.2177
3	0.3627	0.3485	0.3347	0.3214	0.3084	0.2959	0.2837	0.2719	0.2605	0.2494	0.2386	0.2282	0.2181
4	0.3639	0.3496	0.3358	0.3224	0.3094	0.2967	0.2845	0.2726	0.2611	0.2500	0.2392	0.2287	0.2186
5	0.3656	0.3512	0.3372	0.3237	0.3105	0.2978	0.2855	0.2736	0.2620	0.2508	0.2399	0.2294	0.2192
6	0.3676	0.3531	0.3389	0.3253	0.3120	0.2992	0.2868	0.2747	0.2631	0.2518	0.2409	0.2303	0.2200
7	0.3701	0.3553	0.3410	0.3272	0.3138	0.3008	0.2883	0.2761	0.2644	0.2530	0.2420	0.2313	0.2209
8	0.3730	0.3580	0.3435	0.3294	0.3159	0.3027	0.2900	0.2778	0.2659	0.2544	0.2432	0.2325	0.2220
9	0.3764	0.3611	0.3463	0.3320	0.3182	0.3049	0.2921	0.2796	0.2676	0.2560	0.2447	0.2338	0.2233
10	0.3802	0.3646	0.3495	0.3350	0.3210	0.3074	0.2944	0.2818	0.2696	0.2578	0.2464	0.2354	0.2247
11	0.3846	0.3686	0.3532	0.3383	0.3241	0.3103	0.2970	0.2841	0.2718	0.2598	0.2482	0.2371	0.2263
12	0.3896	0.3731	0.3573	0.3421	0.3275	0.3134	0.2999	0.2868	0.2742	0.2621	0.2503	0.2390	0.2281
13	0.3952	0.3782	0.3620	0.3464	0.3314	0.3170	0.3031	0.2898	0.2770	0.2646	0.2527	0.2412	0.2301
14	0.4015	0.3839	0.3671	0.3511	0.3357	0.3209	0.3068	0.2931	0.2800	0.2674	0.2552	0.2435	0.2322

Tabel 2.9 Koefisien Tekanan Tanah Lateral Aktif (ka) - (Lanjutan)

α (deg)	ϕ' (deg) →												
↓	**28**	**29**	**30**	**31**	**32**	**33**	**34**	**35**	**36**	**37**	**38**	**39**	**40**
15	0.4086	0.3903	0.3729	0.3564	0.3405	0.3253	0.3108	0.2968	0.2834	0.2705	0.2581	0.2461	0.2346
16	0.4165	0.3975	0.3794	0.3622	0.3458	0.3302	0.3152	0.3008	0.2871	0.2739	0.2612	0.2490	0.2373
17	0.4255	0.4056	0.3867	0.3688	0.3518	0.3356	0.3201	0.3053	0.2911	0.2776	0.2646	0.2521	0.2401
18	0.4357	0.4146	0.3948	0.3761	0.3584	0.3415	0.3255	0.3102	0.2956	0.2817	0.2683	0.2555	0.2433
19	0.4473	0.4249	0.4039	0.3842	0.3657	0.3481	0.3315	0.3156	0.3006	0.2862	0.2724	0.2593	0.2467
20	0.4605	0.4365	0.4142	0.3934	0.3739	0.3555	0.3381	0.3216	0.3060	0.2911	0.2769	0.2634	0.2504
21	0.4758	0.4498	0.4259	0.4037	0.3830	0.3637	0.3455	0.3283	0.3120	0.2965	0.2818	0.2678	0.2545
22	0.4936	0.4651	0.4392	0.4154	0.3934	0.3729	0.3537	0.3356	0.3186	0.3025	0.2872	0.2727	0.2590
23	0.5147	0.4829	0.4545	0.4287	0.4050	0.3832	0.3628	0.3438	0.3259	0.3091	0.2932	0.2781	0.2638
24	0.5404	0.5041	0.4724	0.4440	0.4183	0.3948	0.3731	0.3529	0.3341	0.3164	0.2997	0.2840	0.2692
25	0.5727	0.5299	0.4936	0.4619	0.4336	0.4081	0.3847	0.3631	0.3431	0.3245	0.3070	0.2905	0.2750

Sumber : Braja M Das, 2002

Pada kedalaman z = 0:

Tekanan aktif efektif terhadap dinding $p_a = k_{a1} \times q$. Pada kedalaman z = h1, karena tanah tidak terendam air, tekanan vertikal total sama dengan tekanan vertikal efektif, atau:

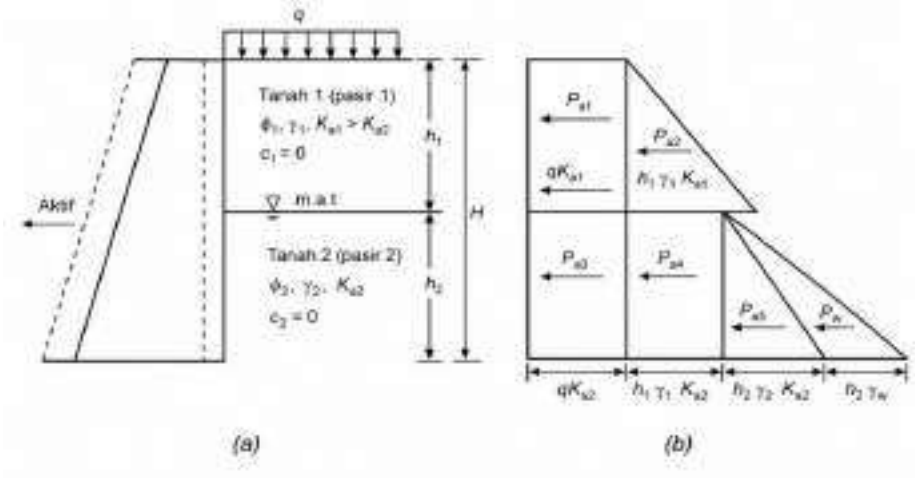
$$\sigma_v = \sigma'_v = (q + \gamma_1 h_1) \quad (2.29)$$

Tekanan tanah aktif pada bagian dinding setinggi h1 adalah

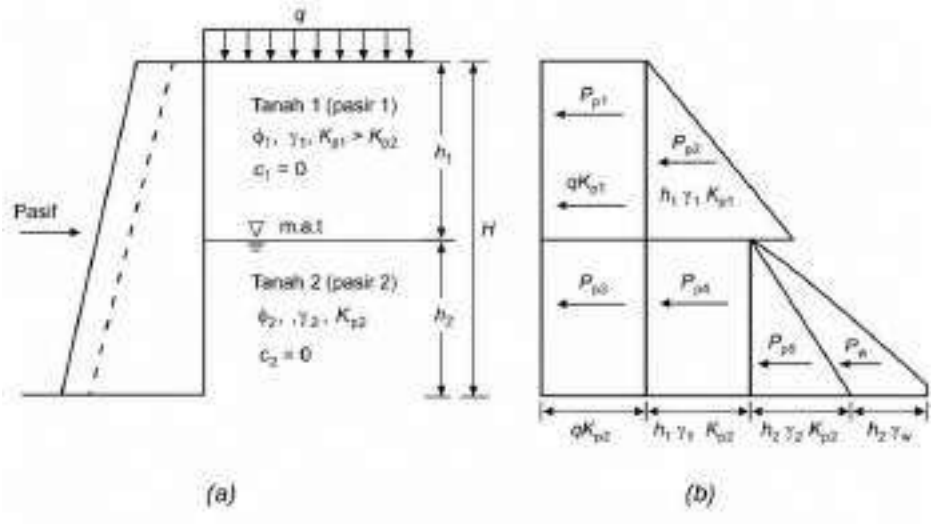
$$p_a = p'_a = k_{a1}\sigma'_v = k_{a1}(q + \gamma_1 h_1) \quad (2.30)$$

Pada kedalaman z = h1 + h2 = H, karena tanah setebal h2 terendam air, maka pada bagian ini dipakai berat volume efektif (y2'):

$$\sigma'_v = (q + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \quad (2.31)$$



Gambar 2. 11 Diagram tekanan tanah aktif Rankine (Ka1 > Ka2).
Sumber: Hardiyatmo, 2003



Gambar 2. 12 Diagram tekanan tanah pasif Rankine (Kp1 > Kp2).
Sumber: Hardiyatmo, 2003

2.8.3.2 Tekanan Tanah Lateral pada Tanah Kohesi

Bila tanah urug mempunyai kohesi (c) dan sudut gesek dalam (φ), maka pada kedudukan Rankine, tekanan tanah aktif (pa) dinyatakan oleh persamaan:

$$P_a = \gamma . z . tan^2 \frac{(45° - \varphi)}{2} - 2c . tan \frac{(45° - \varphi)}{2} \quad (2.32)$$

Karena $k_a = tan^2 \frac{(45° - \varphi)}{2}$ maka,

$$p_a = \gamma . k_a - 2c\sqrt{k_p} \quad (2.33)$$

Dalam persamaan tersebut, terlihat bahwa terdapat kemungkinan Pa negatif, yang berarti ada gaya tarik yang bekerja pada tanah. Pada bagian tanah yang menderita gaya tarik tersebut, tanah menjadi retak-retak. Retakan bila terisi oleh air hujan selain mengurangi kohesi juga mengakibatkan tambahan tekanan tanah lateral akibat tekanan hidrostatis. Besarya gaya-gaya tekanan tanah aktif dan pasif pada dinding penahan tanah dengan tanah urug yang kohesif, dinyatakan oleh persamaan-persamaan sebagai berikut:

1) Tekanan tanah aktif total:

$$p_a = 0{,}5 . \gamma . h^2 . k_a - 2c . h\sqrt{k_a} \quad (2.34)$$

2) Tekanan tanah pasif total:

$$p_p = 0{,}5 . \gamma . h^2 . k_a + 2c . h\sqrt{k_p} \quad (2.35)$$

dengan,

Pa = tekanan tanah aktif total (kN)

PP = tekanan tanah pasif total (kN)

H = tinggi dinding penahan tanah (m)

γ = berat volume tanah urug (kN/m3)

c = kohesi tanah urug (kN/m2)

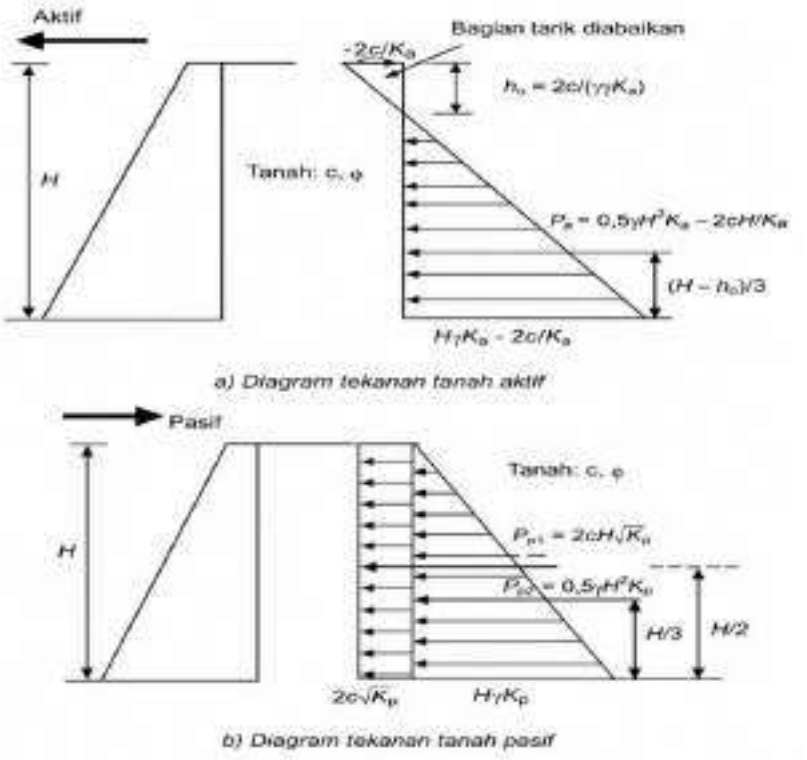
2.8.4 Teori Coulomb

Pada hitungan tekanan tanah lateral teori Coulomb (1776), pengaruh gesekan antara dinding dan tanah urug di belakangnya diperhitungkan. Sudut gesek antara dinding dan tanah (φ) bergantung pada kekasaran dinding dan regangan

lateral pada waktu dinding bergerak. Dalam menghitung tekanan tanah lateral tcori Coulomb, terdapat beberapa anggapan-anggapan sebagai berikut:

1) Tanah adalah bahan yang isotropis dan homogen yang mempunyai sudut gesek dan kohesi.
2) Bidang longsor dan permukaan tanah urug adalah rata.
3) Gaya gesek didistribusikan secara sama di sepanjang bidang longsor dan koefisien gesek f= tg φ.
4) Tanah yang longsor berbentuk baji, dan merupakan satu kesatuan.
5) Terdapat gesekan antara dinding penahan dan tanah urug. Tanah yang longsor bergerak turun di sepanjang dinding belakang mengembangkan gesekan.
6) Keruntuhan dinding penahan tanah dianggap masalah dua dimensi dengan memperhatikan dinding penahan tanah yang panjang nya tak terhingga.

Ditinjau struktur dinding penahan tanah seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.13.



Gambar 2. 13 Diagram tekanan aktif dan pasif pada tanah kohesif (c > 0 dan 0).

Sumber: Hardiyatmo, 2003

Persamaan umum Ka Coulomb untuk permukaan miring β dirumuskan dalam Persamaan:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha+\varphi)}{\sin^2\alpha \sin(\alpha-\delta)\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\ \sin(\varphi-\beta}{\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta}}\right)^2} \quad (2.36)$$

$$K_p = \frac{sin^2(\alpha-\varphi)}{sin^2\alpha\ sin\ (\alpha+\delta)\left(1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\ \sin(\varphi+\beta}{\sin(\alpha+\delta)\sin(\alpha+\beta}}\right)^2} \quad (2.37)$$

dengan,

α =sudut kemiringan dinding penahan tanah terhadap garis horizontal (derajat)

δ = sudut gesek antara dinding dan tanah (derajat) umumnya bernilai $\frac{1}{2}\phi$ hingga $\frac{2}{3}\phi$

β = sudut kemiringan permukaan tanah urug (derajat)

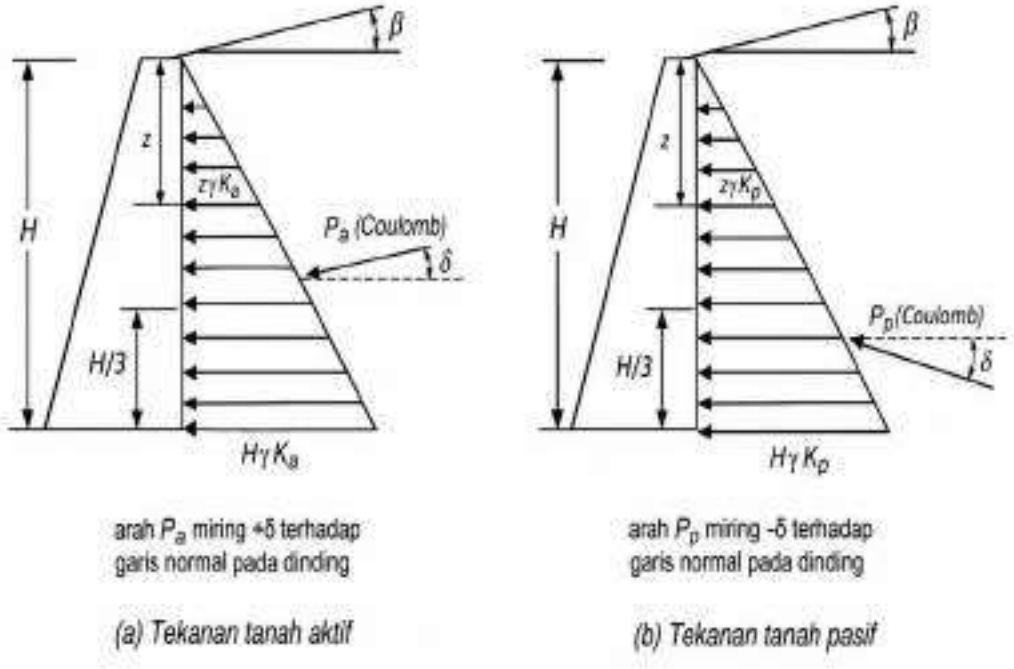
φ =sudut gesek dalam tanah (derajat)

Untuk dinding penahan tanah gaya tekanan tanah aktif total pada dinding dengan tinggi H, dinyatakan oleh persamaan:

$$p_a = 0{,}5.h^2.\gamma.k_a \quad (2.38)$$

Dengan Ka ditunjukkan dalam Persamaan (2.36), H = tinggi dinding penahan tanah dan γ = berat volume tanah. Tekanan tanah aktif total (Pa) arahnya miring sebesar +δ terhadap garis normal pada dinding. Secara sama, untuk dinding penahan tanah setinggi H, gaya tekanan tanah pasif total dinyatakan oleh persamaan:

$$p_p = 0{,}5.h^2.\gamma.k_p \quad (2.39)$$



Gambar 2. 14 Tekanan tanah lateral menurut teori Coulomb.
Sumber: Hardiyatmo, 2003

2.8.5 Pengaruh Beban di atas Tanah Urug

1) Beban Terbagi Rata

Beban terbagi rata (q) di atas tanah urug dapat dianggap sebagai beban tanah setebal hs dengan berat volume (γ) tertentu. Dengan demikian tinggi h, = q/γ. Tekanan tanah aktif pada kedalaman hs dari tinggi tanah anggapan tersebut adalah:

$$p_a = h_s . \gamma . k_a \qquad (2.40)$$

Jadi, akibat beban terbagi tanah aktif (pa) sebesar:

$$p'_a = q . k_{a.} . H \qquad (2.41)$$

Dengan,

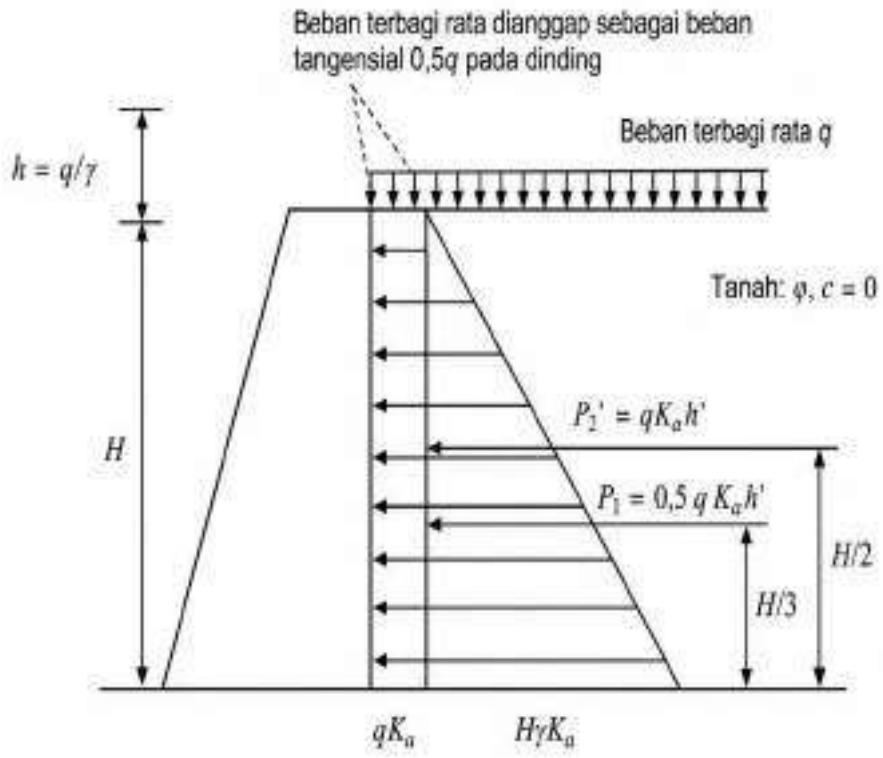
q = Beban terbagi rata (kN/m2)

H = Tinggi dinding penahan (m)

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

γ = Berat volume tanah (kN/m3)

Diagram tekanan tanah aktif, bila dinding penahan tanah di pengaruhi oleh beban terbagi rata di atas tanah urug ditunjukkan dalam gambar 2.15.



Gambar 2. 15 Diagram tekanan tanah aktif akibat beban terbagi rata q untuk teori Rankine

Sumber: Hardiyatmo, 2003

2) Beban Titik

Tekanan tanah lateral akibat beban titik P yang bekerja di atas tanah urug, dapat dihitung dengan persamaan Boussinesq, yaitu dengan menganggap angka Poisson (μ) sama dengan 0,5. Untuk pengaruh beban titik, tekanan tanah lateral di kedalaman z pada dinding dinyatakan oleh persamaan:

$$\sigma_h = \frac{1{,}77p}{h^2} . \frac{m^2 n^2}{(m^{2+} n^2)^3} \; untuk \; m > 0{,}4 \qquad (2.42)$$

$$\sigma_h = \frac{0{,}28p}{h^2} . \frac{n^2}{(0{,}16 + n^2)^3} \; untuk \; m < 0{,}4 \qquad (2.43)$$

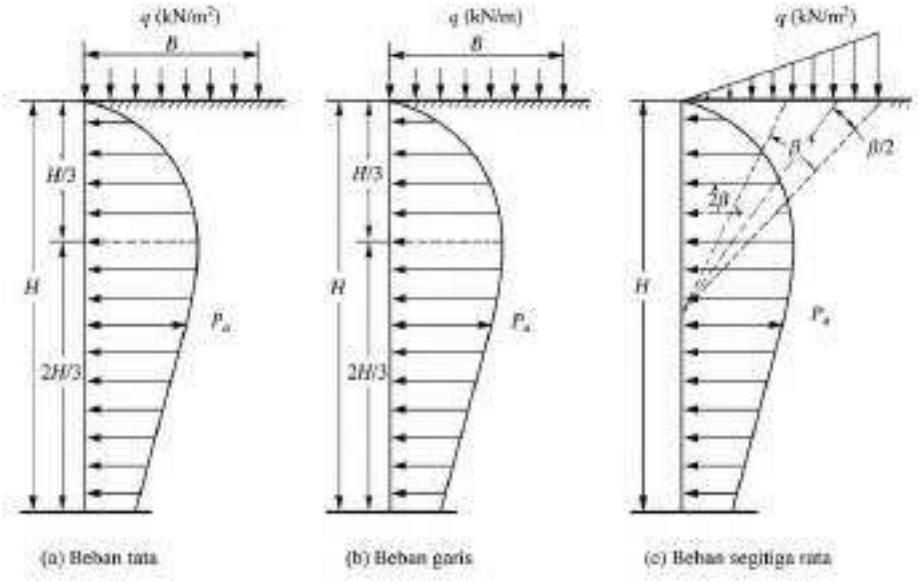
3) Beban Garis

Dalam praktek, beban garis dapat berupa dinding beton, pagar, saluran, dan lain-lain. Tekanan tanah lateral akibat beban garis per satuan lebar (q) nilai-nilai yang diperoleh lebih mendekati kenyataan menjadi:

$$\sigma_h = \frac{4q}{\pi H} \cdot \frac{m^2 n}{(m^{2+} n^2)^2} \text{ untuk } m > 0{,}4 \quad (2.44)$$

$$\sigma_h = \frac{q}{H} \cdot \frac{0{,}203n}{(0{,}16 + n^2)^2} \text{ untuk } m \leq 0{,}4 \quad (2.45)$$

Diagram tekanan tanah lateral untuk pengaruh beban garis dapat dilihat pada Gambar 2.16.



Gambar 2. 16 Tekanan tanah pada dinding akibat beban, beban titik beban garis dan beban terbagi rata memanjang.
Sumber: Hardiyatmo, 2003

4) Beban Terbagi Rata Memanjang

Dalam praktek, beban terbagi rata memanjang (q) dapat berupa jalan raya, jalan kereta api, timbunan tanah dan lain-lain. Tekanan tanah lateral akibat beban tersebut dapat dihitung dengan persamaan Terzaghi (1943), sebagai berikut:

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi}(\beta - sin\beta . cos2\alpha) \quad (2.46)$$

Dengan a dan β adalah sudut (dalam radian).

2.8.6 Analisis Gaya Resultan dan Dekomposisi Komponen Gaya

2.8.6.1 Perhitungan Gaya Resultan

Gaya resultan aktif total (P_{total}) yang bekerja pada dinding penahan tanah merupakan gabungan dari komponen akibat beban merata (P_{aq}) dan komponen akibat berat sendiri tanah (P_γ).

1. Gaya akibat beban merata (P_{aq}):

$$P_{aq} = q \times K_a \times H \tag{2.47}$$

Titik tangkap gaya (γ_1) terletak pada (γ_1) = $\frac{1}{2}$H dari dasar dinding.

2. Gaya akibat berat sendiri tanah (P_γ)

$$P_\gamma = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times k_a \tag{2.48}$$

Titik tangkap gaya (γ_2) terletak pada (γ_2) = $\frac{1}{3}$H dari dasar dinding.

3. Gaya Resultan Total (P_{total}):

$$P_{total} = P_{aq} + P_\gamma \tag{2.49}$$

4. Titik Tangkap Total ($\bar{y}$):

Berdasarkan prinsip Momen Varignon, lokasi titik tangkap resultan total dari dasar dinding (($\bar{y}$) dirumuskan:

$$\bar{y} = \frac{(P_{aq} \times y1) + (P_\gamma \times y2)}{P_{total}} \tag{2.50}$$

Untuk analisis stabilitas dinding penahan tanah terhadap guling (*overturning*) dan geser (*sliding*), gaya resultan miring (P_{total}) harus diuraikan menjadi komponen horizontal (P_h) dan vertikal (P_v).

A. Untuk Metode Rankine (miring sudut β):

$$P_h = P_{total} \times cos\beta \tag{2.51}$$

$$P_v = P_{total} \times sin\,\beta \tag{2.52}$$

B. Untuk Metode Coulomb dinding vertikal (miring sudut δ):

$$P_h = P_{total} \times cos\delta \tag{2.53}$$

$$P_v = P_{total} \times sin\delta \tag{2.54}$$

Komponen P_h bertindak sebagai gaya pendorong yang menimbulkan momen guling ($M_o = P_h \times \bar{y}$), sedangkan komponen P_v bertindak sebagai penambah

beban vertikal yang membantu menahan guling dan memperbesar tahanan geser dasar dinding.

2.9 Analisis Stabilitas

Dalam perancangan geoteknik, evaluasi keamanan dinding penahan tanah wajib memenuhi kriteria batas stabilitas eksternal. Evaluasi tersebut meliputi analisis terhadap potensi kegagalan guling (*overturning*), stabilitas geser di sepanjang dasar fondasi (*sliding*), dan kecukupan kapasitas dukung tanah (*bearing capacity*) dalam menahan beban vertikal maupun eksentrisitas.

Perhitungan dilakukan dengan membandingkan total momen atau gaya penahan terhadap total momen atau gaya penggerak untuk mendapatkan nilai Faktor Keamanan yang memenuhi standar teknis nasional. Selain itu, pada kasus lereng sungai, analisis tambahan mengenai stabilitas global (*global stability*) perlu dilakukan untuk memastikan bahwa bidang gelincir tidak melewati bagian bawah atau belakang struktur yang telah direncanakan. Tabel 2.7 menunjukan analisis stabilitas beserta angka keamanan minimumnya.

Tabel 2. 7 Analisis Stabilitas

Moda Kegagalan	Simbol	Angka Keamanan Minimum (SF_{min})	Catatan Kontrol
Stabilitas Guling	SF_{guling}	≥ 1,5 - 2,0	$\frac{\sum M_R}{\sum M_O}$
Stabilitas Geser	SF_{geser}	≥ 1,5	$\frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_d}$
Kapasitas Dukung Tanah	$SF_{\text{dukung tanah}}$	≥ 3,0	$\frac{q_u}{q_{max}}$

Sumber: Braja M. Das, 2002

2.9.1 Stabilitas Geser

Stabilitas geser memastikan bahwa dinding penahan tidak bergeser secara horizontal akibat dorongan tekanan tanah aktif. Gaya yang menyebabkan

penggeseran adalah gaya lateral tanah, sedangkan gaya yang menahannya adalah gesekan antara dasar pondasi dengan tanah di bawahnya.

Faktor keamanan terhadap geser (SF_{geser}) dihitung dengan membandingkan total gaya penahan vertikal yang dikalikan dengan koefisien gesek terhadap total gaya pendorong horizontal.

Rumus:

$$SF = \frac{\Sigma F_{R\prime}}{\Sigma F_d} \geq 1.5 \qquad (2.55)$$

Dengan:

SF = Faktor keamanan

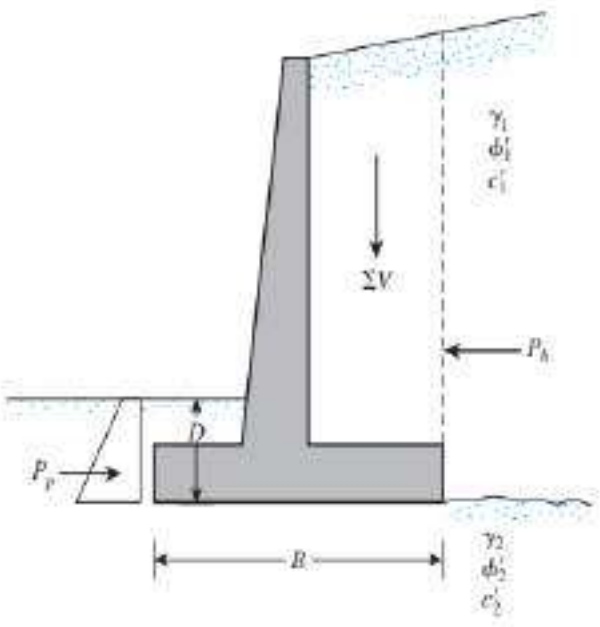
$\Sigma F_{R\prime}$ = Jumlah dari gaya-gaya horizontal penahan (*resisting forces)* (kN)

ΣF_d = Jumlah dari gaya-gaya horizontal pendorong (*driving forces*) (kN)

Faktor aman terhadap penggeseran dasar fondasi minimum diambil 1,5. Bowles, 1997 menyarankan:

SF ≥ 1,5 untuk tanah dasar granuler.

SF ≥ 2 untuk tanah kohesif.



Gambar 2. 17 Analisis stabilitas lereng terhadap geser

Sumber : Braja M das,2002

Gambar 2.17 menunjukkan bahwa gaya pasif P_p juga merupakan sebuah gaya penahan horizontal. Oleh karena itu,

$$\Sigma F_{R'}=(\Sigma V)\tan\delta'+Bc'_{\alpha}+P_p \qquad (2.56)$$

Satu-satunya gaya horizontal yang akan cenderung menyebabkan dinding bergeser (sebuah gaya pendorong atau *driving force*) adalah komponen horizontal dari gaya aktif P_a, jadi

$$\Sigma F_d=P_a\cos\alpha \qquad (2.57)$$

Menggabungkan Pers. (2.55), (2.56), dan (2.57) menghasilkan :

$$FK_{geser}=\frac{(\Sigma V)\tan\delta'+Bc'_{\alpha}+P_p}{P_a\cos\alpha} \qquad (2.58)$$

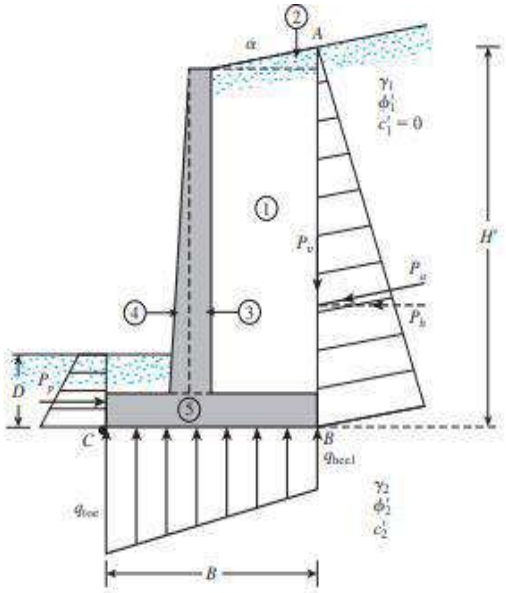
Faktor keamanan minimum sebesar 1.5 terhadap pergeseran umumnya diperlukan. Dalam banyak kasus, gaya pasif P_p diabaikan dalam menghitung faktor keamanan terhadap geser.

Secara umum, kita dapat menuliskan $\delta' = k_1\phi'_2$dan $c'_\alpha = k_2c'_2$. Pada sebagian besar kasus, nilai k_1 dan k_2 berada dalam kisaran antara $\frac{1}{2}$ hingga $\frac{2}{3}$. Dengan demikian,

$$FK_{geser}=\frac{(\Sigma V)\tan(k_1\phi'_2)+Bk_2c'_2+P_p}{P_a\cos\alpha} \qquad (2.59)$$

2.9.2 Stabilitas guling

Stabilitas guling mengevaluasi kemampuan struktur untuk menahan momen rotasi yang terjadi pada titik paling depan dasar dinding (titik *toe*). Momen penggulingan utamanya disebabkan oleh tekanan tanah lateral aktif, sementara momen penahan dihasilkan oleh berat sendiri struktur dan berat tanah yang berada di atas pelat dasar dinding. Gambar 2.18 menunjukan analisis stabilitas dinding kantilever terhadap gaya guling.



Gambar 2. 18 Analisis Stabilitas lereng terhadap guling

Sumber : Braja M. Das, 2002

Faktor keamanan terhadap guling pada ujung kaki dinding (toe) yaitu, terhadap titik C dapat dinyatakan sebagai :

Rumus:

$$FS_{guling} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \geq 1{,}5 \qquad (2.60)$$

dengan:

ΣM_R = Jumlah momen yang menyebabkan guling terhadap titik C (kN/m)

ΣM_O = Jumlah momen yang menahan struktur dari guling terhadap titik C (kN/m)

Momen guling:

$$\sum M_O = P_h \left(\frac{H\prime}{3}\right) \qquad (2.61)$$

Dimana $P_h = P_a \cos \alpha$

Faktor aman terhadap penggulingan bergantung pada jenis tanah, yaitu:

SF ≥ 1,5 untuk tanah dasar granuler

SF ≥ 2 untuk tanah kohesif

Tabel 2. 10 Gaya berat sendiri dan momen penahan

Bagian No	Luas (m^2)	Berat/satuan panjang (kN/m)	Lengan momen dari titik C (m)	Momen (kN-m/m)
1	A_1	$W_1=\gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2=\gamma_1 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_3=\gamma_C \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_4=\gamma_C \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_5=\gamma_C \times A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_6=\gamma_C \times A_6$	X_6	M_6
		Pv =	B	
		ΣV =		ΣM_R

Sumber : Braja M. Das, 2002

Catatan:

γ_1 = Berat volume tanah timbunan (*backfill*)

γ_C = Berat volume beton (*concrete*)

X_i =Jarak horizontal antara titik C dan titik berat penampang/bagian tersebut)

2.9.3 Daya Dukung Tanah

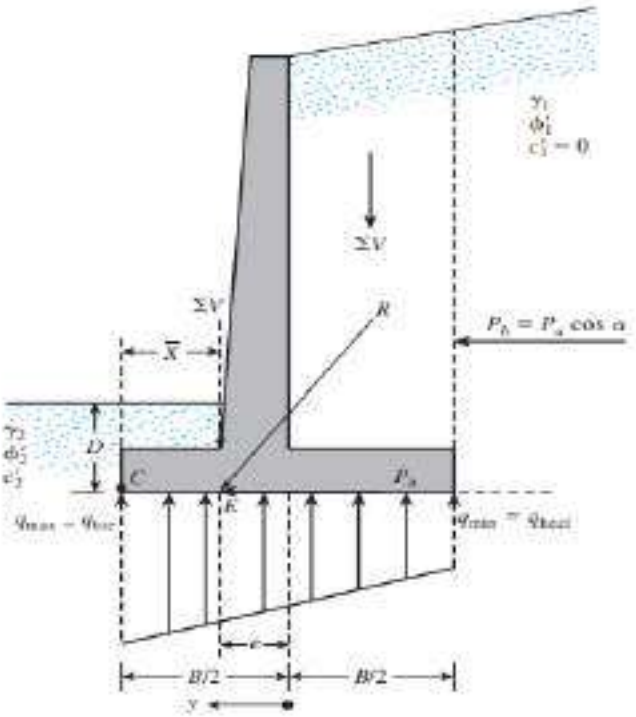
Stabilitas daya dukung memastikan bahwa tanah di bawah dasar pondasi mampu menahan beban vertikal dan momen yang disalurkan oleh struktur tanpa mengalami keruntuhan geser tanah atau penurunan (*settlement*) yang berlebihan. Tekanan maksimum yang terjadi pada dasar dinding (q_{max}) tidak boleh melebihi kapasitas dukung izin tanah (q_{all}). Perhitungan ini sering kali menggunakan teori Terzaghi atau Meyerhof dengan mempertimbangkan eksentrisitas beban.

$$\frac{q_u}{q_{max}} \geq 3 \qquad (2.62)$$

Dengan:

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

q_{max} = Kapasitas dukung izin maksimal (kN/m^2)



Gambar 2. 19 Analisis stabilitas lereng terhadap daya dukung

Sumber : Braja M. das, 2002

Tekanan pada tanah dasar akibat beban dinding penahan yang terjadi pada ujung-ujung pelat fondasi yang dihitung dengan cara sebagai berikut:

1. Bila e ≤ B/6

$$q = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \qquad (2.62)$$

2. Bila ≥ B/6

$$q = \frac{2\Sigma V}{3(B-2_e} \qquad (2.63)$$

Distribusi tekanan di bawah pelat dasar dapat ditentukan dengan menggunakan prinsip-prinsip sederhana dari mekanika bahan, yaitu :

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{net} \cdot y}{I} \qquad (2.64)$$

Dimana :

M_{net} = momen = ΣVe

I = momen inersia per satuan panjang dari bagian dasar.

$$I=\frac{1}{12}(1)(B^3) \qquad (2.65)$$

Untuk tekanan maksimum dan minimum, nilai y dalam Pers. (2.66) sama dengan B/2. Mengsubstitusikannya ke dalam Pers. (2.67) menghasilkan :

$$q_{max}=q_{toe}=\frac{\Sigma V}{(B)(1)}+\frac{e(\Sigma V)\frac{B}{2}}{\frac{1}{12}(B^3)}=\frac{\Sigma V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right) \qquad (2.66)$$

Sama dengan :

$$q_{min}=q_{heel}=\frac{\Sigma V}{(B)}\left(1-\frac{6e}{B}\right) \qquad (2.67)$$

Perhatikan bahwa ΣV mencakup berat tanah, seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.8, dan ketika nilai eksentrisitas e menjadi lebih besar dari B/6, nilai q_{min} Persamaan 2.35 menjadi negatif. Dengan demikian, akan terjadi tegangan tarik pada ujung bagian tumit (*heel*).

Tegangan ini tidak diinginkan, karena kekuatan tarik tanah sangatlah kecil. Jika analisis dari suatu desain menunjukkan bahwa e > B/6, maka proporsi dimensi desain tersebut harus diubah (*reproportioned*) dan perhitungan harus diulang kembali.

2.9.3.1 Kapasitas Daya Dukung Umum

Persamaan Terzaghi, hanya ditujukan untuk fondasi menerus (*continuous*), persegi (*square*), dan lingkaran (*circular*); persamaan tersebut tidak menangani kasus untuk fondasi persegi panjang (*rectangular foundations*) (0 < B/L < 1). Untuk mengatasi keterbatasan ini, Meyerhof mengembangkan Persamaan Kapasitas Daya Dukung Umum (*General Bearing Capacity Equation*) dengan memasukkan berbagai faktor koreksi.

Selain itu, persamaan tersebut tidak memperhitungkan tahanan geser di sepanjang bidang runtuh pada tanah di atas dasar fondasi (bagian dari bidang runtuh yang ditandai sebagai GI dan HJ pada gambar 2.20. Sebagai tambahan, beban yang bekerja pada fondasi juga bisa memiliki kemiringan (*inclined*). Bentuk persamaan daya dukung umum sebagai berikut:

$$q_u=C'_2N_CF_{cd}F_{ci}+qN_qF_{qd}F_{qi}+\frac{1}{2}\gamma_2B'N_\gamma F_{\gamma d}F_{\gamma i} \qquad (2.68)$$

Dimana :

C = kohesi

q = tegangan efektif pada tingkat dasar fondasi

γ = berat volume tanah

B = lebar fondasi (diameter untuk fondasi lingkaran)

F_{cd} F_{qd} $F_{\gamma d}$ = faktor kedalaman (*depth factors*)

F_{ci} F_{qi} $F_{\gamma i}$ = faktor kemiringan beban (*load inclination factors*)

N_C N_q N_γ = faktor kapasitas dukung (*bearing capacity factors*)

Dengan :

$$q = \gamma_2 D \quad (2.69)$$

$$B' = B-2e \quad (2.70)$$

Faktor Kedalaman :

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1-F_{qd}}{N_C \tan\varphi'_2} \quad (2.71)$$

$$F_{qd} = 1+2\tan\varphi'_2(1-\sin\varphi'_2)^2\left(\frac{D}{B'}\right) \quad (2.72)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad (2.73)$$

Faktor Kemiringan :

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1-\frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2 \quad (2.74)$$

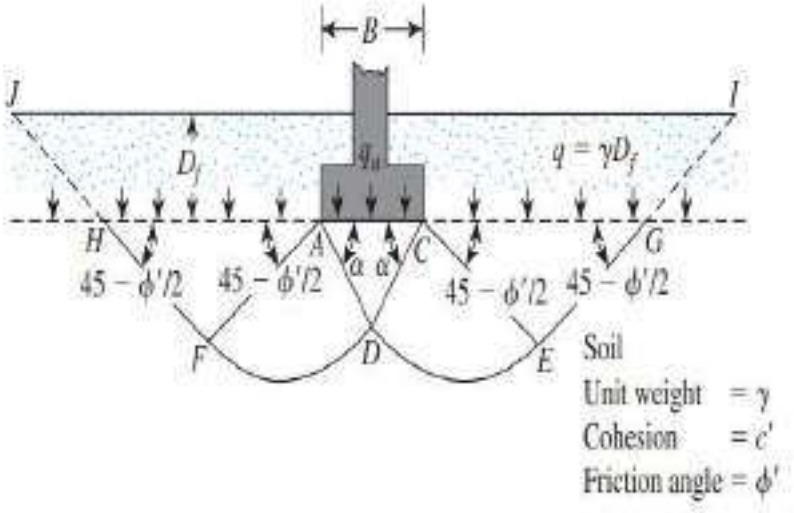
$$\psi = \tan^{-1}\left(\frac{P_a\cos\alpha}{\Sigma V}\right) \quad (2.75)$$

Faktor Daya Dukung :

$$N_q = \tan^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right)e^{\pi\tan\phi'} \quad (2.76)$$

$$N_c = \left(N_q-1\right)\cot\phi' \quad (2.77)$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q+1\right)\tan\phi' \quad (2.78)$$



Gambar 2. 20 Keruntuhan daya dukung pada tanah di bawah fondasi menerus (lajur) yang kaku dan kasar.
Sumber : Braja M. das, 2002

Faktor-faktor koreksi ini sangat krusial dalam analisis struktur seperti Dinding Penahan Tanah (DPT), karena DPT umumnya menerima kombinasi beban vertikal (bobot sendiri) dan lateral (tekanan tanah aktif), yang menyebabkan resultan beban bekerja secara miring (*inclined load*) dan eksentris pada dasar plat fondasi.

Tabel 2. 11 Nilai-nilai Faktor Kapasitas Dukung

ϕ'	Nc	Nq	Nγ	ϕ'	Nc	Nq	Nγ
0	5.14	1.00	0.00	16	11.63	4.34	3.06
1	5.38	1.09	0.07	17	12.34	4.77	3.53
2	5.63	1.20	0.15	18	13.10	5.26	4.07
3	5.90	1.31	0.24	19	13.93	5.80	4.68
4	6.19	1.43	0.34	20	14.83	6.40	5.39
5	6.49	1.57	0.45	21	15.82	7.07	6.20
6	6.81	1.72	0.57	22	16.88	7.82	7.13
7	7.16	1.88	0.71	23	18.05	8.66	8.20
8	7.53	2.06	0.86	24	19.32	9.60	9.44
9	7.92	2.25	1.03	25	20.72	10.66	10.88
10	8.35	2.47	1.22	26	22.25	11.85	12.54
11	8.80	2.71	1.44	27	23.94	13.20	14.47
12	9.28	2.97	1.69	28	25.80	14.72	16.72
13	9.81	3.26	1.97	29	27.86	16.44	19.34
14	10.37	3.59	2.29	30	30.14	18.40	22.40
15	10.98	3.94	2.65	31	32.67	20.63	25.99
32	35.49	23.18	30.22	42	93.71	85.38	155.55
33	38.64	26.09	35.19	43	105.11	99.02	186.54
34	42.16	29.44	41.06	44	118.37	115.31	224.64
35	46.12	33.30	48.03	45	133.88	134.88	271.76
36	50.59	37.75	56.31	46	152.10	158.51	330.35
37	55.63	42.92	66.19	47	173.64	187.21	403.67
38	61.35	48.93	78.03	48	199.26	222.31	496.01
39	67.87	55.96	92.25	49	229.93	265.51	613.16
40	75.31	64.20	109.41	50	266.89	319.07	762.89
41	83.86	73.90	130.22				

Sumber : Braja M. das (2002)

Tabel 2. 10 Faktor Bentuk, Kedalaman, Kemiringan [DeBeer (1970); Hansen (1970); Meyerhof (1963); Meyerhof and Hanna (1981)]

Faktor	Hubungan	Sumber
Bentuk	$F_{cs} = 1 + (B / L)(N_q / N_c)$ $F_{qs} = 1 + (B / L) \tan \phi'$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4(B / L)$	DeBeer (1970)
Kedalaman	**$D_f / B \leq 1$** *For $\phi = 0$:* $F_{cd} = 1 + 0.4(D_f / B)$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ *For $\phi' > 0$:* $F_{cd} = F_{qd} - (1 - F_{qd}) / (N_c \tan \phi')$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 (D_f / B)$ $F_{\gamma d} = 1$ **$D_f / B > 1$** Untuk kondisi $D_f / B > 1$: Untuk $\phi = 0$: $F_{cd} = 1 + \underbrace{0.4 \tan^{-1}(D_f / B)}_{\text{Radian}}$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ For $\phi' > 0$: $F_{cd} = F_{qd} - (1 - F_{qd}) / (N_c \tan \phi')$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \underbrace{\tan^{-1}(D_f / B)}_{\text{Radian}}$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)
Kemiringan	$F_{ci} = F_{qi} = (1 - \beta° / 90°)^2$ $F_{\gamma i} = (1 - \beta° / \phi')^2$ Di mana: β = sudut kemiringan beban pada pondasi terhadap arah vertikal (inclination of the load on the foundation with respect to the vertical)	Meyerhof (1963); Hanna and Meyerhof (1981)

Sumber : (Das, 2002)

2.10 Analisis Stabilitas Lereng Menggunakan *Software Plaxis*

Plaxis (*Finite Elemen Code for Soil and Rock Analyses*) merupakan program yang berupa elemen hingga dan telah dikembangkan guna menganalisis deformasi dan stabilitas geoteknik pada perencanaan di bidang teknik sipil. Grafik prosedur-prosedur input data atau biasa disebut soil properties yang sederhana dapat menciptakan model – model elemen hingga yang kompleks, selain itu program ini juga dapat menampilkan output secara detail berupa hasil perhitungan. Perhitungan ini seluruhnya secara otomatis dan berdasarkan pada prosedur penulisan angka yang tepat.

Tahapan analisis menggunakan program *Plaxis* melalui beberapa tahapan yang harus dilakukan diantaranya :

1. Input Data

   Tahapan input data pada program *Plaxis* meliputi: data property tanah, perkuatan, permodelan geometri lereng. Kemudian masuk ketahap selanjutnya.

2. *Calculation*

   Tahapan *calculation* merupakan tahapan perhitungan atau analisis dimana pada tahapan ini dapat dilakuakan dengan berbagai macam kondisi. Kemudian hasil dari calculatioan dapat dilihat pada bagaian *output.*

3. *Output*

   Hasil dari analisis pada tahap *calculation* sebelumnya dapat dilihat pada tahap *output* ini. Hasil analisis pada tahap *output* dapat ditampilkan dalam bentuk angka, gambar, dan kurva.

Pada penelitian ini data yang digunakan yaitu nilai paramater yang penting untuk analisis stabilitas lereng yaitu :

a. Geometri lereng
b. Sifat – sifat fisik tanah
c. Nilai kohesi
d. Sudut geser dalam
e. Berat isi tanah

A. Kelebihan Perangkat Lunak *Plaxis*

1. Pilihan Model Tanah yang Sangat Beragam

Tanah memiliki sifat yang unik; jika ditekan, kekakuannya bisa berubah-ubah. *PLAXIS* menyediakan berbagai pilihan model tanah sesuai kondisi aslinya. Mulai dari model yang sederhana seperti Mohr-Coulomb, hingga model canggih seperti *Hardening Soil,* yang bisa meniru perilaku tanah pasir atau lempung secara sangat akurat saat menerima beban berat.

2. Menghitung Efek Air Tanah dengan Baik

Di dalam tanah, air memiliki pengaruh yang sangat besar terhadap kekuatan stabilitas (misalnya penyebab longsor). *PLAXIS* kelebihannya bisa menghitung aliran air tanah (*seepage*) sekaligus perubahan kekuatan tanah secara bersamaan. Pengguna bisa melihat bagaimana air pori keluar dari tanah seiring berjalannya waktu (proses konsolidasi).

3. Tahapan Konstruksi yang Mirip di Lapangan (*Staged Construction*)

PLAXIS menggunakan sistem fase/tahapan. Pengguna bisa mengatur simulasi persis seperti pekerjaan nyata di proyek. Contohnya: Fase 1 (Kondisi tanah asli) → Fase 2 (Tanah digali 2 meter) → Fase 3 (Dinding penahan dipasang) → Fase 4 (Tanah digali lagi).

4. Pembuatan Jaring Pembagi (*Mesh*) Otomatis

Untuk menghitung struktur tanah, area gambar harus dipecah menjadi jaring-jaring segitiga kecil. Di *PLAXIS*, proses ini terjadi secara otomatis hanya dengan sekali klik (*Generate Mesh*). Program ini juga bisa otomatis memperhalus jaring di bagian-bagian yang kritis, seperti di sudut galian atau di bawah fondasi.

B. Kekurangan Perangkat Lunak *Plaxis*

1. Sangat Bergantung pada Akurasi Data Input (*Garbage In, Garbage Out*)

Prinsip utama komputer adalah jika data yang dimasukkan salah, hasil keluarnnya pun pasti salah. Model tanah yang canggih di *PLAXIS* meminta banyak sekali parameter angka input (bisa lebih dari 10 parameter). Bagi pemula atau proyek kecil, data ini sering kali tidak tersedia dari uji laboratorium standar,

sehingga jika angkanya hanya ditebak-tebak, hasil simulasi di komputer akan menjadi tidak akurat.

2. **Kurang Akurat untuk Menghitung Detail Struktur (Beton/Baja)**

PLAXIS diciptakan khusus untuk menghitung tanah. Meskipun kita bisa memasukkan elemen struktur seperti dinding beton, tiang pancang, atau angkur baja, program ini hanya menghitungnya secara sederhana. *PLAXIS* tidak bisa memodelkan bagaimana beton itu retak secara mendetail atau bagaimana sambungan baut pada baja terlepas. Untuk urusan struktur murni, software lain seperti SAP2000 atau *ETABS* jauh lebih unggul.

3. **Sering Terjadi *Error* saat Tanah Mengalami Rusak Parah**

Jika kita mensimulasikan kasus di mana tanahnya mengalami longsor total atau ambles yang sangat parah (perubahan bentuk yang ekstrem), komputer sering kali mengalami kegagalan hitung (*not converged* / *error*). Hal ini terjadi karena jaring-jaring segitiga pemodelan bergeser terlalu acak sehingga rumus matematika di dalamnya tidak bisa diselesaikan oleh sistem.

4. **Sangat Mengandalkan Logika Pengguna (*User-Dependent*)**

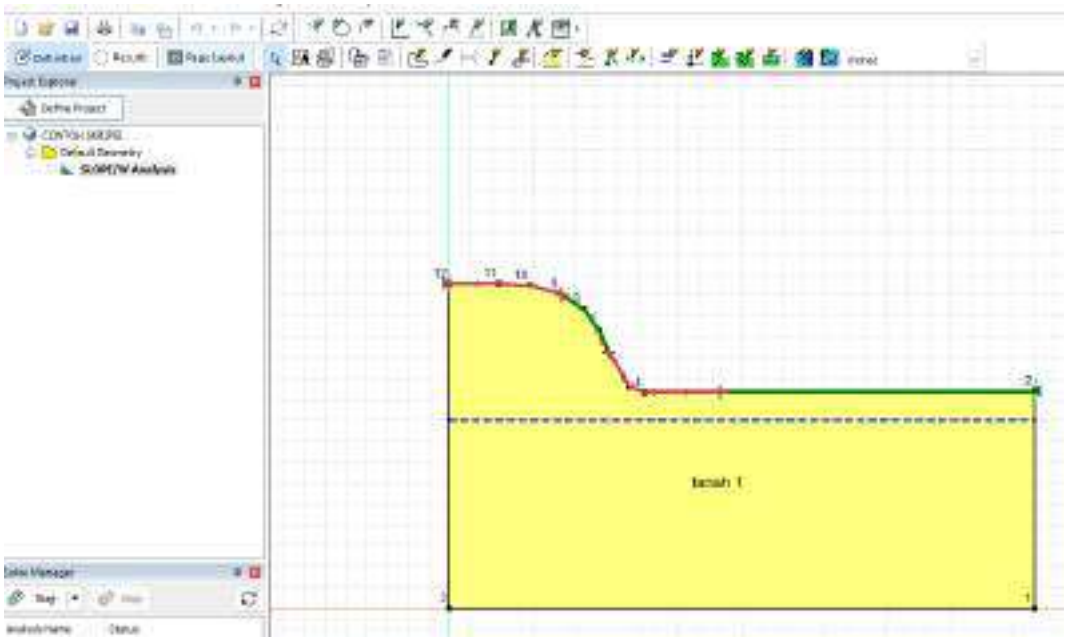
PLAXIS memiliki tampilan yang cukup ramah pengguna, sehingga pemula terkadang merasa bahwa menjalankannya sangat mudah. Namun, software ini tidak bisa mendeteksi logika teknik sipil yang salah. Jika pengguna salah memilih jenis aliran air (apakah tanahnya sempat membuang air atau tidak/*drained vs undrained*), *PLAXIS* akan tetap mengeluarkan hasil hitungan, meskipun hasil tersebut berbahaya jika diterapkan di lapangan.

C. Software – software geoteknik

1. Geo Studio (*Slope*/w)

Fungsi program Slope/W dari software GeoStudio yaitu untuk menganalisis kestabilan lereng dan mengoperasikan metode elemen hingga. Terdapat beberapa metode yang dapat digunakan untuk melakukan analisis program Slope/W, sebagai berikut: *Ordinary* (Fellenius), Bishop, Janbu Simplified, Spencer, MorgensternPrice, *Corps of Engineers*, Lowe-Karafiath, *Generalized Limit Equilibrium*, dan *Finite Element Stress*. Slope/W mencakup tiga program, yaitu

mendefinisikan model (*Define*), menyelesaikan hasil perhitungan faktor keamanan (*Solve*), dan menampilkan gambar kontur dari kontur tersebut (*Contour*). Tampilan Slope/w dapat dilihat pada gambar 2.21.

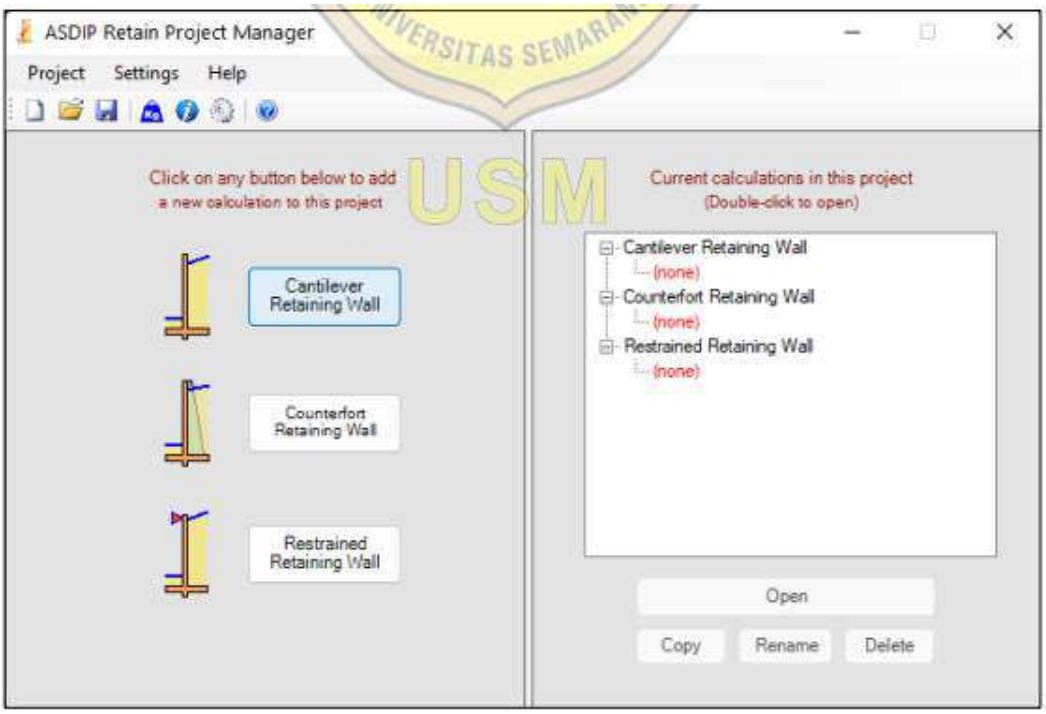


Gambar 2. 21 Tampilan Slope/w

2. ASDIP Retain

ASDIP Retain merupakan *software* analisis dan perancangan struktural terintegrasi yang dikembangkan secara spesifik untuk menghitung, mengoptimalkan, dan mendesain berbagai jenis dinding penahan tanah, seperti tipe kantilever, *counterfort*, dan dinding basemen (*basement wall*). Berbeda dengan plaxis yang menitikberatkan analisisnya pada pemodelan elemen hingga untuk melihat perilaku deformasi tanah secara global, ASDIP retain berfokus pada kekuatan struktural beton bertulang atau pasangan batu (*masonry*) dalam menahan beban lateral. *Software* ini bekerja berdasarkan standar regulasi internasional, seperti ACI 318 untuk desain beton dan MSJC untuk struktur dinding bata/batu, sehingga hasil luarannya sangat praktis dan siap digunakan dalam tahapan konstruksi riil di lapangan.

Hubungan fungsional antara Plaxis dan ASDIP retain saling melengkapi dalam alur kerja teknik sipil. Jika plaxis digunakan di tahap awal untuk membuktikan efektivitas struktur dalam menaikkan faktor keamanan lereng global serta mengontrol pergeseran tanah, maka ASDIP retain mengambil peran di tahap berikutnya untuk merancang detail internal struktur penahan tersebut. *Software* ini akan menghitung kebutuhan luas penampang tulangan besi, jarak antar-sengkang, hingga panjang penyaluran angkur pada komponen badan dinding (*stem*), pelat depan (*toe*), maupun pelat belakang (*heel*). Tampilan ASDIP retain dapat dilihat pada gambar 2.22.



Gambar 2. 22 Tampilan *ASDIP Retain*

BAB III
METEDOLOGI PENELITIAN

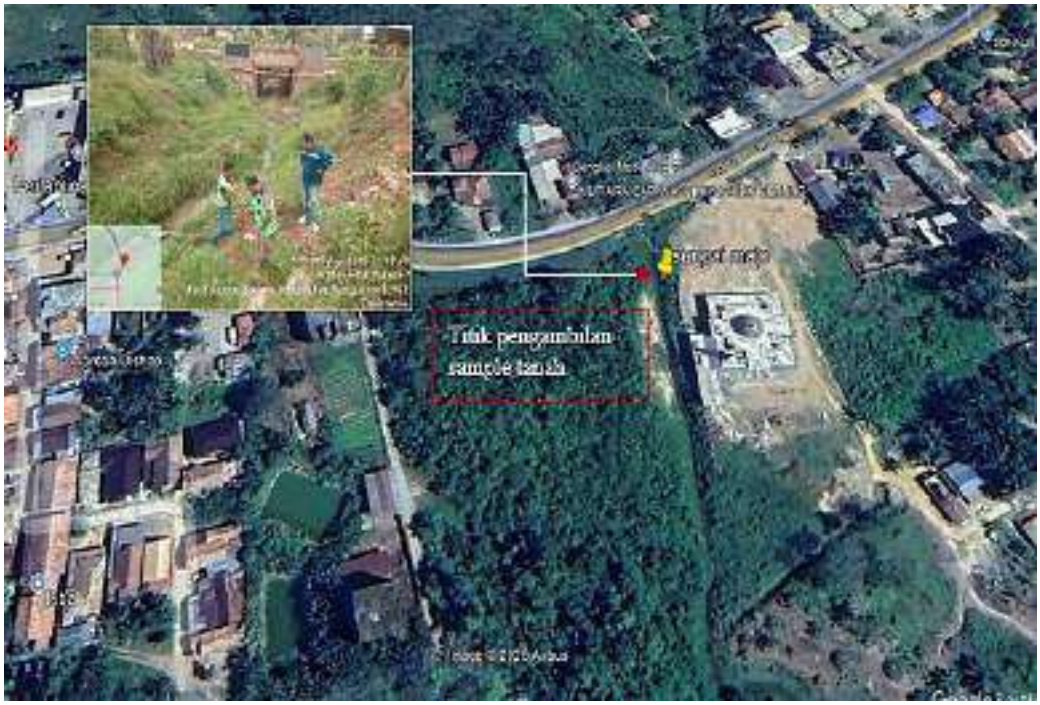
3.1 Jenis Penelitian

Penelitian ini menggunakan pendekatan kuantitatif dengan metode analisis deskriptif dan komputasional. Pendekatan komputasional diterapkan melalui pemodelan geometri lereng sungai serta penentuan nilai Faktor Keamanan (FK) secara presisi menggunakan perangkat lunak *Plaxis*. Sementara itu, analisis deskriptif digunakan untuk menginterpretasikan data numerik hasil simulasi ke dalam bentuk tabel, grafik, dan paparan teoretis. Hasil integrasi ini menjadi dasar objektif dalam mengevaluasi stabilitas lereng serta efisiensi struktur dinding penahan tanah kantilever.

Dalam konteks rekayasa geoteknik, metode ini diimplementasikan melalui pengolahan data parameter tanah hasil uji laboratorium untuk menghasilkan model matematis yang merepresentasikan tingkat keamanan struktur berdasarkan regulasi SNI 8460:2017. Perilaku tanah riil disimulasikan ke dalam model elemen hingga (*finite element method*) pada program *Plaxis*.

3.2 Lokasi Penelitian

Penelitian ini difokuskan pada analisis stabilitas lereng dan perencanaan struktur dinding penahan tanah tipe kantilever. Lokasi tinjauan yang menjadi objek dalam penelitian ini terletak di Sungai Majo, Kelurahan Betung, Kecamatan Betung, Kabupaten Banyuasin dengan koordinat (-2.7800955, 104.24889395), Provinsi Sumatera Selatan. Kondisi topografi di lokasi tersebut memiliki kemiringan lereng yang cukup curam dengan potensi risiko kelongsoran yang dapat mengganggu aktivitas di area sekitarnya. Lokasi penelitian dapat dilihat pada gambar 3.1.



Gambar 3. 1 Lokasi Penelitian

Sumber : Google Earth (-2.7800955, 104.24889395)

Kondisi eksisting di sekitar lokasi penelitian menunjukkan kerentanan geoteknik yang cukup tinggi. Lereng Sungai Majo di kawasan Betung ini berbatasan langsung dengan jalan akses. Ditambah dengan karakteristik tanah lempung setempat yang sensitif terhadap perubahan kadar air, kombinasi antara beban atas dan gerusan air sungai di bagian bawah menjadikan lereng ini berada dalam kondisi kritis yang memerlukan perkuatan struktur sesegera mungkin. Kondisi disekitar lereng sungai dapat dilihat pada gambar 3.2.





Gambar 3. 2 Kondisi di Sekitar Lereng

Sumber : Dokumentasi Pribadi

3.3 Data Penelitian

Pengumpulan data- data untuk penelitian berasal dari sampel tanah yang diambil dari lapangan yang selanjutnya dilakukan uji pada laboratorium, setelah data yang diperlukan terkumpul kemudian dilakukan perhitungan pada perencanaan DPT. Data-data penelitian berupa :

Tabel 3. 1 Paramater tanah analisis perencanaan

Paramater	Jenis Tanah		Satuan
	Timbunan	Dibawah Pondasi DPT	
Kohesi Tanah (c)	0	19,61	kN/m^2
Sudut Gesek Dalam (φ)	30	23	°
Berat volume tanah (γ)	18	25,9	kN/m^3

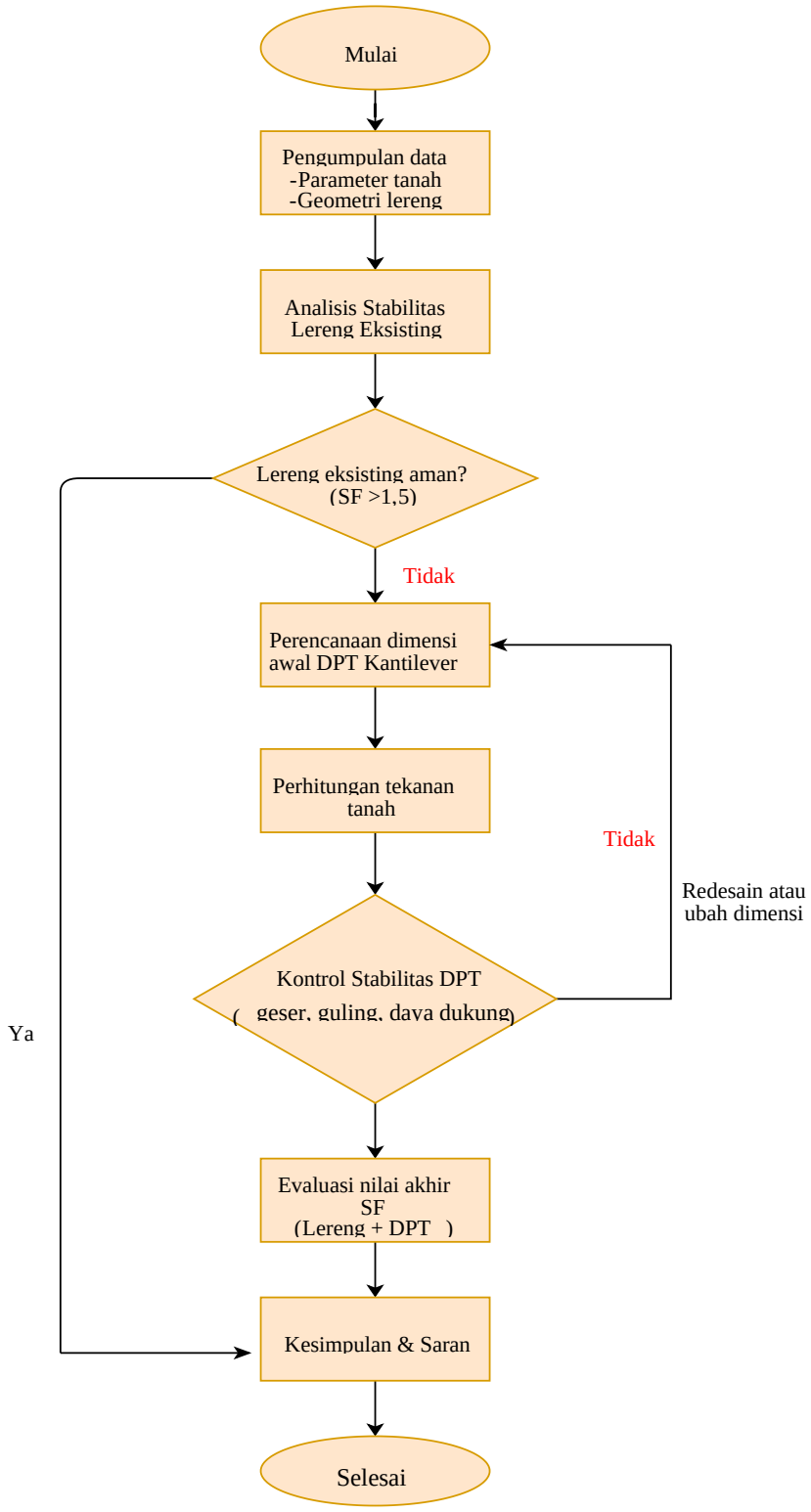
Sumber : Hasil Pengujian Laboratorium



Gambar 3. 3 Lokasi Titik Pengambilan Tanah

3.4 Tahap Penelitian

Tahapan penelitian ini disusun secara sistematis dalam bentuk diagram alir (*flowchart*) untuk menjamin validitas hasil analisis. Penelitian diawali dengan tahap identifikasi masalah dan studi literatur mengenai teori tekanan tanah lateral serta perencanaan dinding penahan tanah tipe kantilever, yang kemudian dilanjutkan dengan pengumpulan data primer berupa dokumentasi kondisi eksisting lereng di Betung, Kabupaten Banyuasin, serta data sekunder berupa data topografi dan hasil uji laboratorium tanah. Selanjutnya, dilakukan analisis kestabilan lereng asli menggunakan metode elemen hingga (*Finite Element Method*) menggunakan *Plaxis* untuk mengetahui faktor aman (FK) sebelum perkuatan. Jika lereng dinyatakan tidak aman (FK< 1.5), maka dilakukan perancangan dimensi optimum dinding penahan tanah kantilever beserta kontrol terhadap guling, geser, dan daya dukung tanah, hingga akhirnya diperoleh desain akhir struktur yang aman, efisien, dan siap dituangkan dalam bentuk kesimpulan serta saran. Dapat dilihat pada gambar 3.4.



Gambar 3. 4 Flowchart Penelitian

Sumber: Penulis

3.5 Tahapan Analisis Menggunakan Program *Plaxis* 2D

Adapun tahapan dalam menggunakan *Plaxis* yaitu :

1. **Buka program *Plaxis***

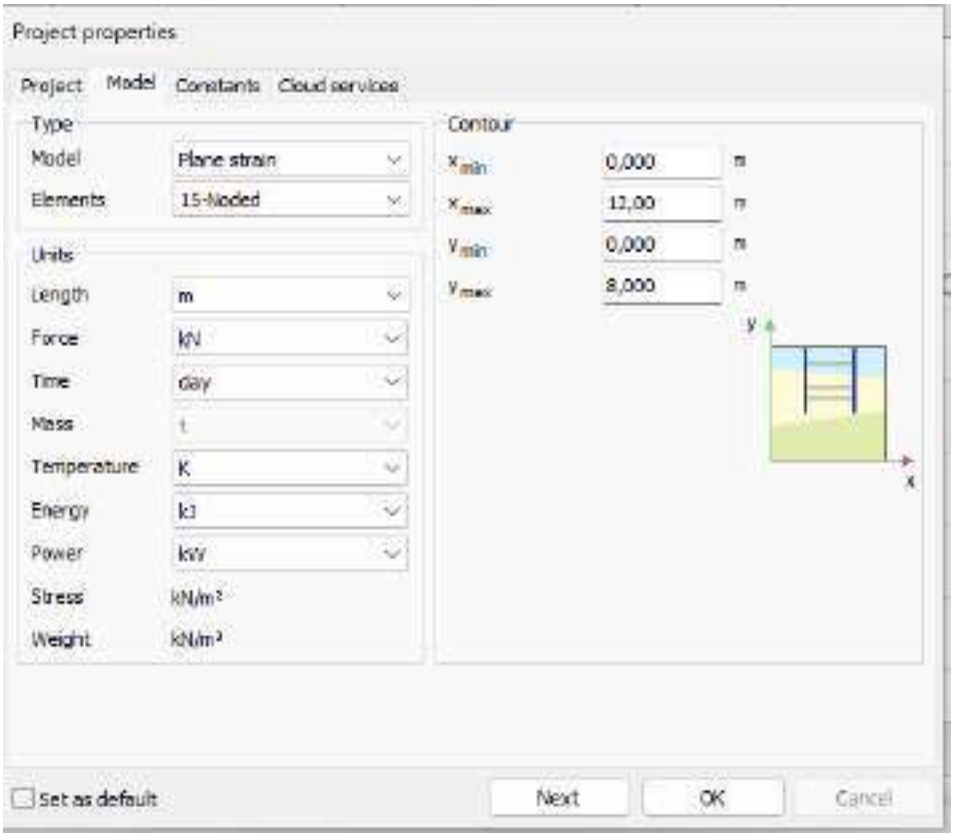
Langkah awal dalam analisis geoteknik ini dimulai dengan membuka perangkat lunak *Plaxis*. Setelah program berhasil dijalankan, pengguna diarahkan untuk membuat proyek baru (*new project*) yang akan menjadi lembar kerja utama dalam melakukan simulasi pemodelan elemen hingga. Tampilan awal plaxis dapat dilihat pada gambar 3.5.



Gambar 3. 5 Tampilan Awal *Plaxis*

2. ***Project Properties***

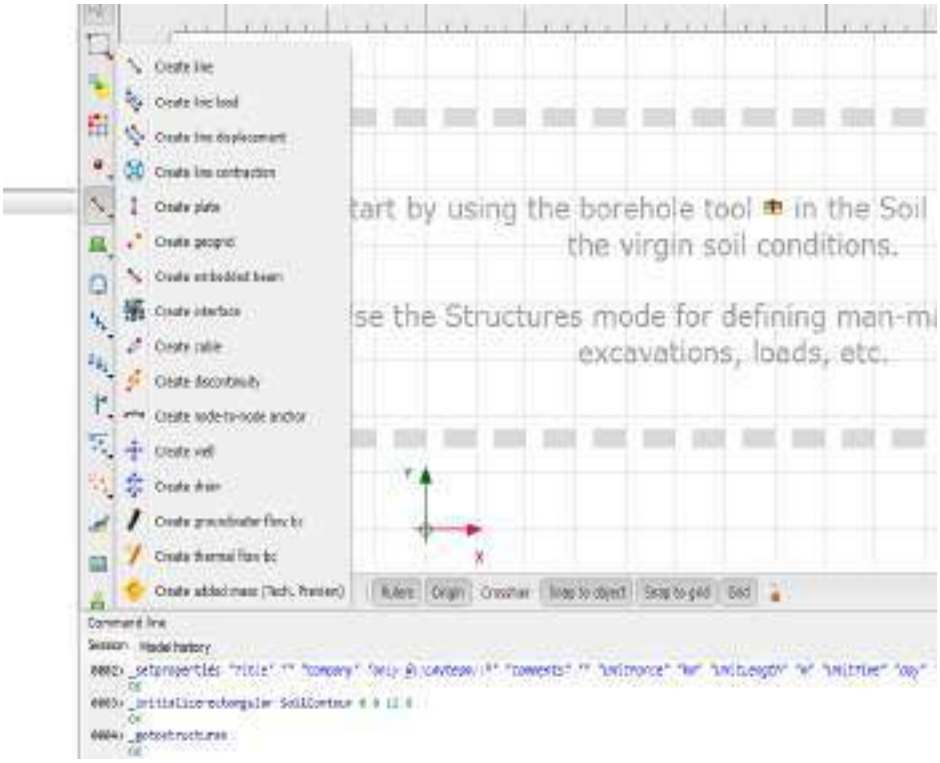
Setelah lembar kerja baru terbuka, langkah berikutnya adalah melakukan konfigurasi pada menu *project properties*. Pada tahap ini, parameter dasar pemodelan ditentukan secara spesifik, yang meliputi pemilihan model analisis (apakah menggunakan kondisi *Plane Strain* atau *Axisymmetric*), penentuan tipe elemen (6-node atau 15-node), serta pengaturan dimensi batas area kerja (*grid*) dan satuan unit (*units*) yang akan digunakan selama proses analisis. Tampilan *Project Properties* dapat dilihat pada gambar 3.6.



Gambar 3. 6 Tampilan *Project Properties*

3. Pemodelan geometri

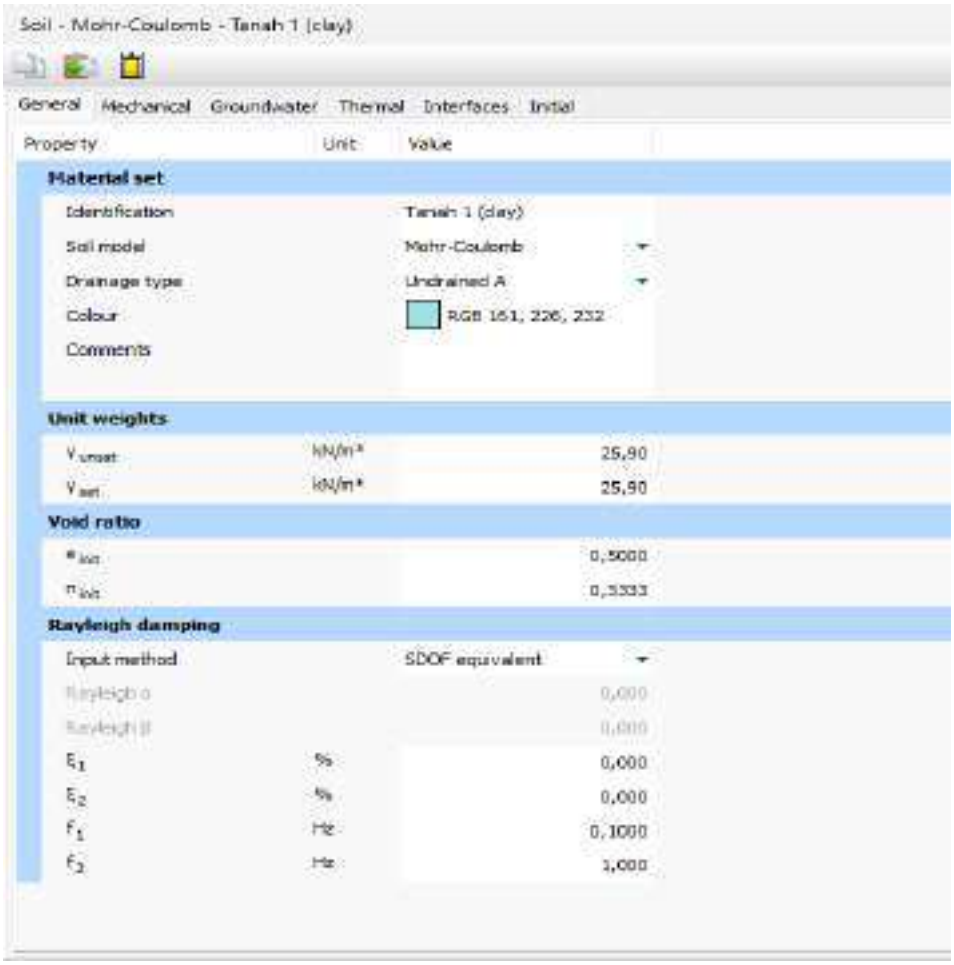
Tahap selanjutnya adalah pemodelan geometri, di mana struktur lapisan tanah dan komponen konstruksi seperti dinding penahan tanah atau lereng digambarkan ke dalam sistem koordinat *Plaxis*. Pembuatan geometri ini dilakukan dengan menarik garis material (*material lines*) menggunakan *create line* kemudian *create soil polygon* sesuai dengan dimensi riil perencanaan agar representasi visual objek mendekati kondisi aslinya di lapangan. Pemodelan geometri dapat dilihat pada gambar 3.7.



Gambar 3. 7 Tampilan pemodelan geometri

4. Input parameter material

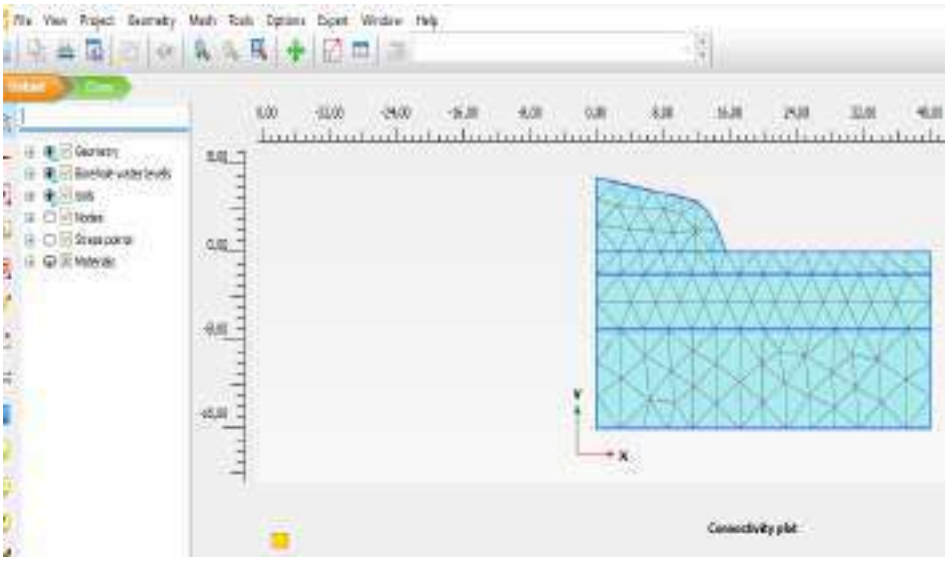
Setelah itu dilakukan penginputan parameter material tanah dan struktur. Input material dengan cara klik *show material* kemudian pilih *new*. Setiap lapisan tanah didefinisikan karakteristik mekanisnya dengan memilih model perilaku tanah yang sesuai (misalnya *Mohr-Coulomb* atau *Hardening Soil*), kemudian memasukkan data parameter spesifik seperti berat isi (γ), kohesi (c), sudut gesek dalam (φ), modulus elastisitas (E), dan rasio Poisson (v). Material yang telah ditentukan ini kemudian diaplikasikan (*assign*) ke masing-masing klaster geometri yang sesuai. Tampilan input material dapat dilihat pada gambar 3.8



Gambar 3. 8 ***Input material***

5. Mesh

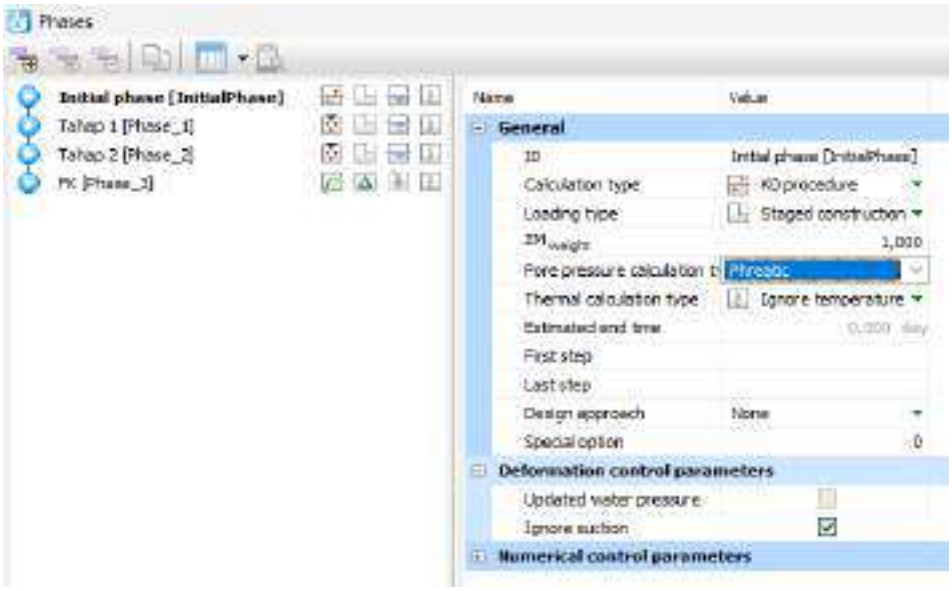
Langkah berikutnya adalah proses *Generate Mesh*, yaitu membagi seluruh geometri model yang telah dibuat menjadi jaring-jaring elemen segitiga yang lebih kecil (*generate mesh*). Proses diskretisasi ini sangat krusial karena kerapatan jaring (*mesh global coarseness*) akan sangat memengaruhi tingkat akurasi dan ketelitian hasil perhitungan numerik yang dilakukan oleh program. Tampilan generate mesh dapat dilihat pada gambar 3.9.



Gambar 3. 9 *Generate mesh*

6. Initial Phase

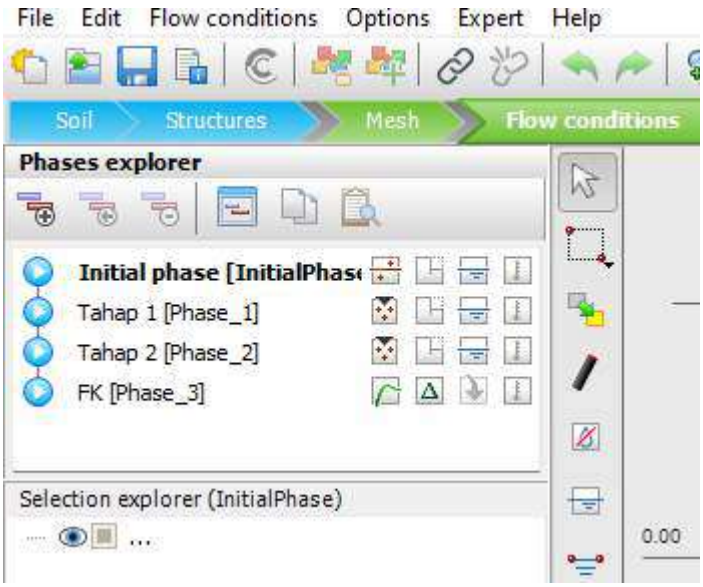
Setelah *meshing* selesai, dilakukan konfigurasi *Initial Conditions* untuk menetapkan kondisi awal sebelum struktur didirikan. Tahap ini meliputi pembuatan konfigurasi tekanan air pori awal (*phreatic level* atau *water conditions*) serta pembentukan tegangan efektif tanah alami akibat berat sendiri melalui prosedur *K0-procedure* atau *Gravity Loading*. Tampilan *initial phase* dapat dilihat pada gambar 3.10.



Gambar 3. 10 *Initial Phase*

7. *Plaxis Calculation*

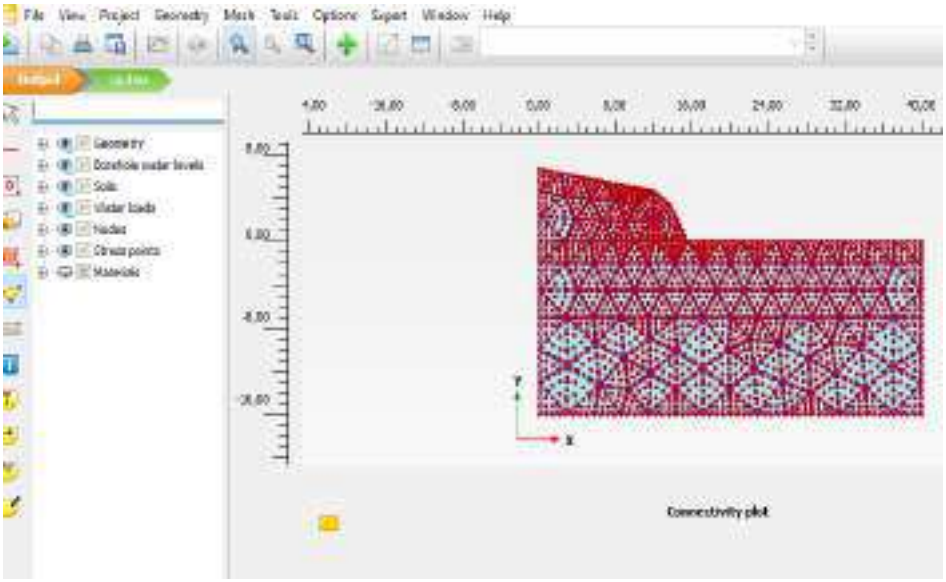
Setelah seluruh kondisi awal terpenuhi, pemodelan memasuki menu *Plaxis Calculation*. Pada tahap ini, ditentukan fase-fase konstruksi (*calculation phases*) secara bertahap, mulai dari kondisi eksisting, tahap galian atau timbunan, hingga tahap pembebanan akhir. Jenis analisis (seperti analisis plastis atau analisis stabilitas/phi-c *reduction* untuk mencari faktor keamanan) ditentukan pada menu ini sebelum kalkulasi dijalankan. Tampilan plaxis calculation dapat dilihat pada gambar 3.11.



Gambar 3. 11 *Plaxis calculation*

8. *Select point for curve*

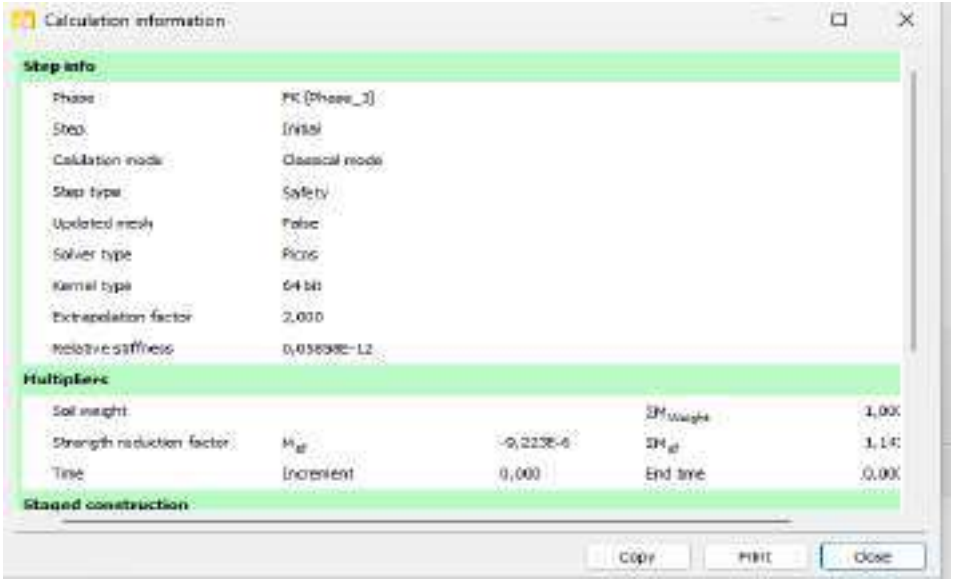
Langkah berikutnya yaitu menentukan titik yang akan ditinjau untuk menggambarkan dalam tampilan kurva yaitu dengan mengklik tombol *select point for curve*. Tampilan *select point for curve* dapat dilihat pada gambar 3.12.



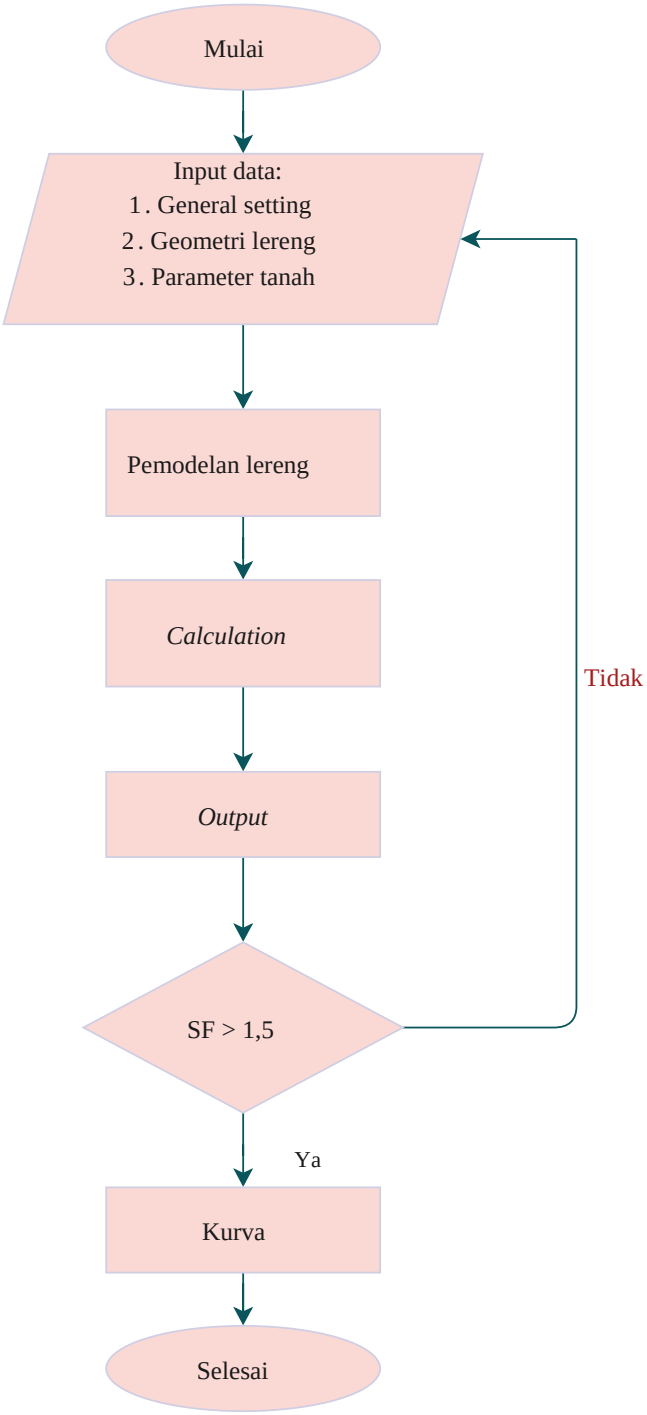
Gambar 3. 12 ***Tampilan select point for curve***

9. *calculation*

Langkah terakhir untuk menghitung faktor keamanan lereng adalah dengan mengklik *view calculation result*. Selanjutnya klik tombol output untuk menampilkan hasil dari tahap perhitungan kemudian klik project kemudian *calculation information*. Tampilan *calculation* dapat dilihat pada gambar 3.13.



Gambar 3. 13 Tampilan ***calculation***



Gambar 3. 14 Flowchart Pemodelan Lereng pada Program *Plaxis*

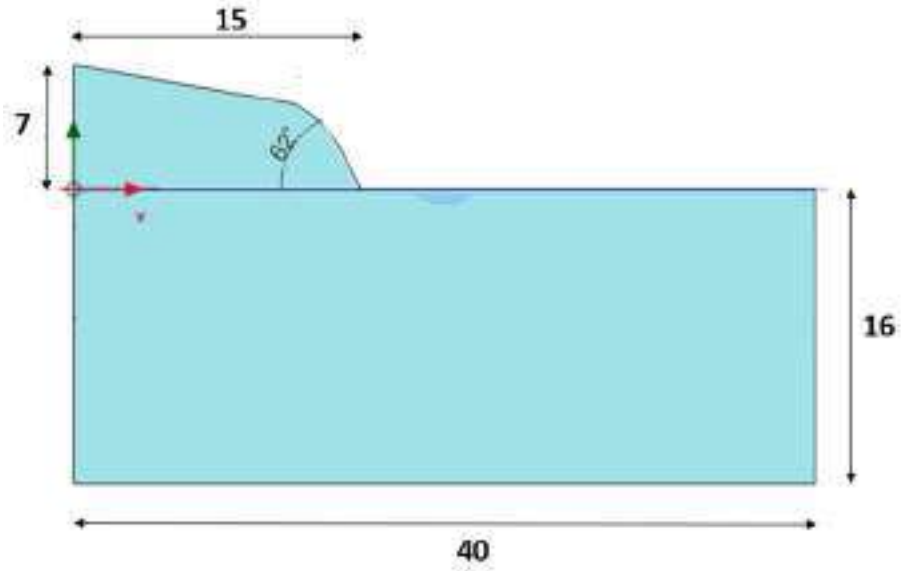
Sumber: Penulis

BAB IV

ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1 Faktor Keamanan (FK) Lereng Pada Kondisi Awal

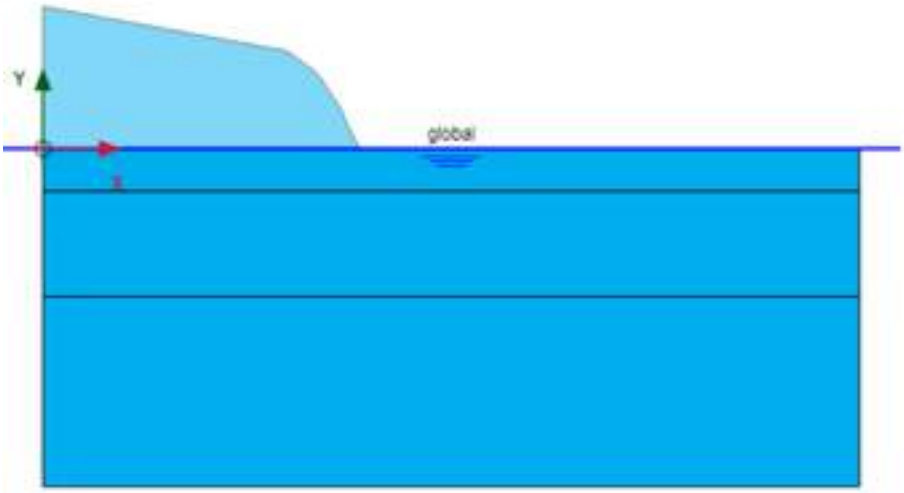
Sebelum dilakukan analisis stabilitas dan perencanaan Dinding Penahan Tanah (DPT) jenis kantilever, terlebih dahulu dilakukan pemodelan geometri lereng asli (*baseline/existing*). Bentuk beserta ukuran lereng sebelum perkuatan dapat dilihat pada gambar 4.1 dibawah ini.



Gambar 4. 1 Gambar Kondisi Lereng Awal

Sumber : Hasil Analisis

Diketahui bahwa lereng memiliki ketinggian 7 m dan sudut lereng sebesar 62°. Posisi Muka Air Tanah (MAT) pada permodelan ini disesuaikan dengan kondisi eksisting Sungai Majo, di mana elevasi air tanah berada konstan sejajar dengan kaki lereng (*toe*) pada kedalaman 16 m dari dasar model. Untuk posisi muka air tanah dapat dilihat pada gambar 4.2 dibawah.

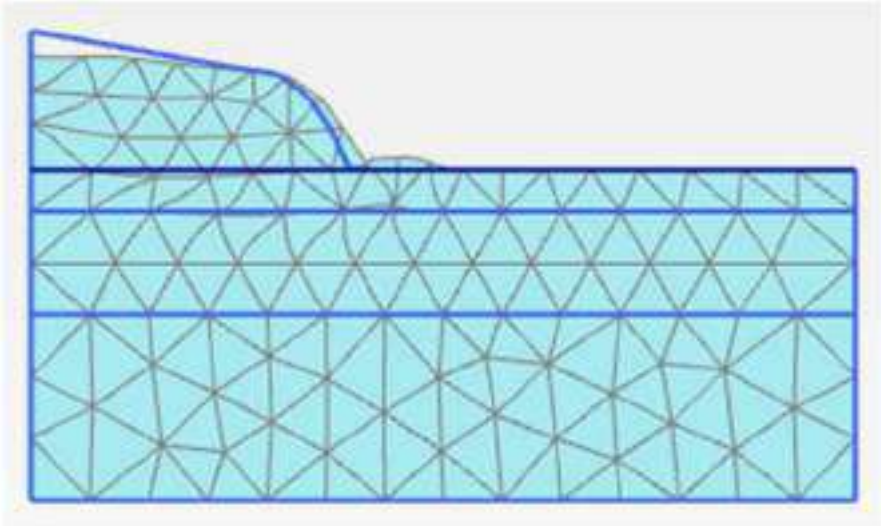


Gambar 4. 2 Posisi Muka Air Tanah

Sumber : Hasil analisis

Posisi muka air tanah terletak pada bagian bawah lereng.

Setelah geometri lereng eksisting dan stratifikasi dua lapisan tanah didefinisikan, tahapan selanjutnya dalam *PLAXIS* 2D adalah melakukan proses *meshing* atau diskretisasi kontinu menjadi elemen-elemen hingga (*finite element mesh*) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.3.



Gambar 4. 3 Hasil Analisa (Run) Lereng Sebelum Perkuatan DPT Kantilever

Sumber : Hasil analisis

Tampilan hasil analisa *Plaxis* dapat dilihat pada gambar 4.4



Gambar 4. 4 Hasil Output Faktor Keamanan Lereng Kondisi Awal

Sumber : Hasil analisis

Dalam output *PLAXIS*, nilai ΣM_{sf} pada akhir fase hitungan ini secara otomatis menunjukan nilai Faktor Keamanan atau Safety Factor (SF) dari lereng yang ditinjau. Berdasarkan SNI 8460:2017 yang umumnya mensyaratkan nilai SF 1,25 atau 1,5 untuk stabilitas lereng, nilai SF sebesar 1,143 ini menandakan bahwa lereng berada dalam kondisi kurang stabil atau kritis karena belum memenuhi ambang batas aman yang diizinkan, sehingga perkuatan Dinding Penahan Tanah (DPT) kantilever harus digunakan pada lereng tersebut.

4.2. Perhitungan Analisa Stabilitas Dinding Penahan Tanah Kantilever

A. Data Tanah

Perancangan Dinding Penahan Tanah (DPT) memerlukan beberapa data agar dapat dilakukan perhitungan. Adapun data yang akan digunakan untuk menghitung DPT kantilever adalah:

Tabel 4. 1 Data Tanah

No	Parameter	Nilai
1	Kohesi Tanah (C'_1)	0
2	Berat Volume Tanah (γ_1)	18 kN/m^3
3	Sudut Geser Dalam Tanah (φ'_1)	30°

Tabel 4.1 Data Tanah (Lanjutan)

No	Parameter	Nilai
4	Berat Volume Tanah (γ_2)	25,9 kN/m^3
5	Sudut Geser Dalam Tanah (φ'_2)	23°
6	Kohesi Tanah (C'_2)	19,61
7	Berat Volume Beton (γ_c)	23,58 kN/m^3
8	Sudut Kemiringan Permukaan Tanah Timbunan (α)	10°
9	Tekanan Tanah Aktif (Ka)	0,3495

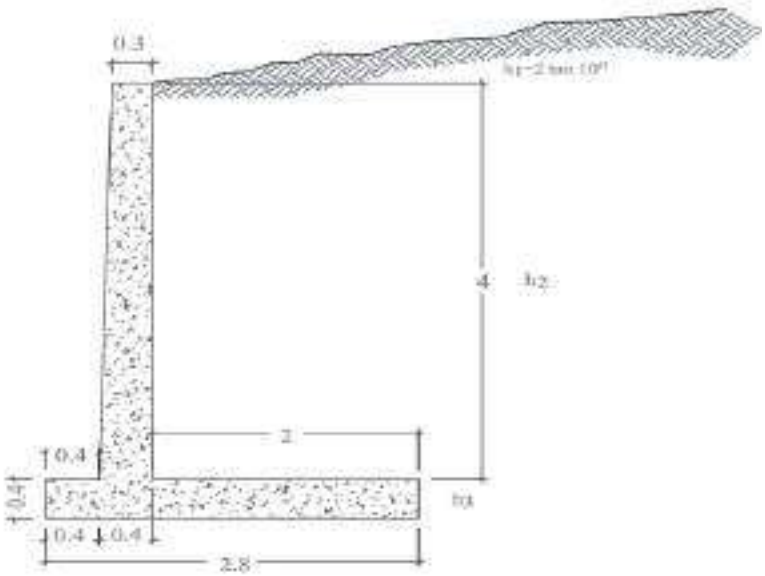
Sumber : Hasil Pengujian

Tabel 4. 2 Data Dimensi DPT

No	Kompenen Struktur DPT	Dimensi Rencana DPT
1	Tinggi Pondasi (D)	1 m
2	Panjang Dimensi DPT (B)	2,8 m
3	Tinggi DPT (H)	4 m

Sumber: Hasil Analisa

B. Perencanaan Dimensi Dinding Penahan Tanah Kantilever



Gambar 4. 5 Analisa Dimensi DPT Kantilever

Sumber :Penulis

1. Menghitung H’ :

$H^{'}$ =H_1+H_2+H_3

=2 tan 10°+4+0,4

=0,353+4+0,4

=4,753 m

2. Menghitungan Tekanan Tanah Lateral

Gaya aktif rankie per satuan panjang dinding adalah $P_a=\frac{1}{2}\gamma_1 H'^2 K_a$ Untuk φ'_1 = 30° dan α= 10° nilai K_a adalah sama dengan 0.3495. Dengan demikian,

$$P_a = \frac{1}{2}(18)(4{,}753)^2(0{,}3495)$$

=71,0 kN/m

Karena α= 10° , maka :

$P_v = P_a \sin 10^\circ$

=71,0 (sin 10°)

=12,3 kN/m

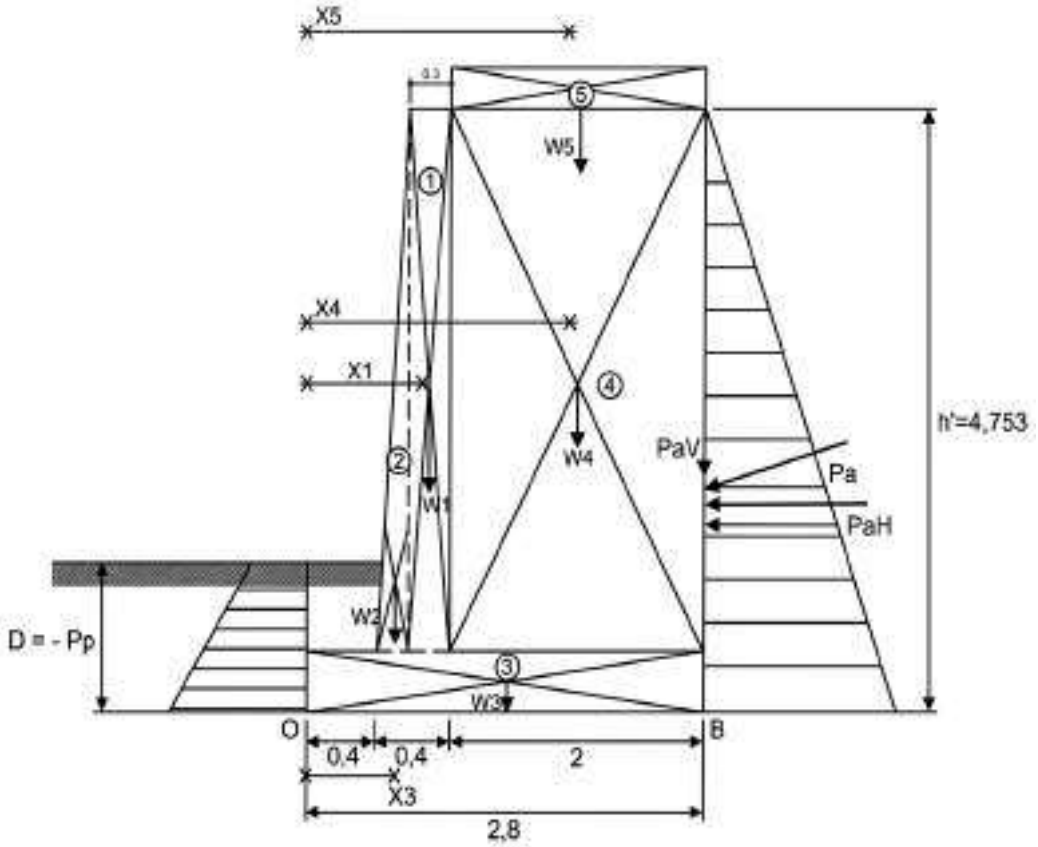
$P_h = P_a \cos 10^\circ$

=71,0 (cos 10 °)

=69,97 kN/m

3. Menghitung Momen Penahan

Momen penahan (*resisting moment*) adalah akumulasi dari momen-momen gaya yang bekerja untuk menjaga struktur atau massa tanah tetap berada di tempatnya (stabil) dan melawan kecenderungan untuk terguling atau longsor. Tabel 4.3 berikut untuk menentukan momen penahan (*resisting moment*) :



Gambar 4. 6 Distribusi Gaya Beban Penahan

Tabel 4. 3 Momen Penahan *(resisting moment)*

Segmen	Luas (m^2) (A)	Berat/satuan panjang (kN/m) (W)	Lengan momen dari titik O (m) (X)	Momen (kN-m/m) (M)	
1	1,2	28,296	0,65	18,39	
2	0,2	4,72	0,467	2,20	
3	1,12	26,41	1,4	36,97	
4	8	144,00	1,80	259,20	
5	0,35	6,35	2,13	13,54	
	Pv =	12,3	2,80	34,5	
	ΣV =	221,11		364,85	ΣM_R

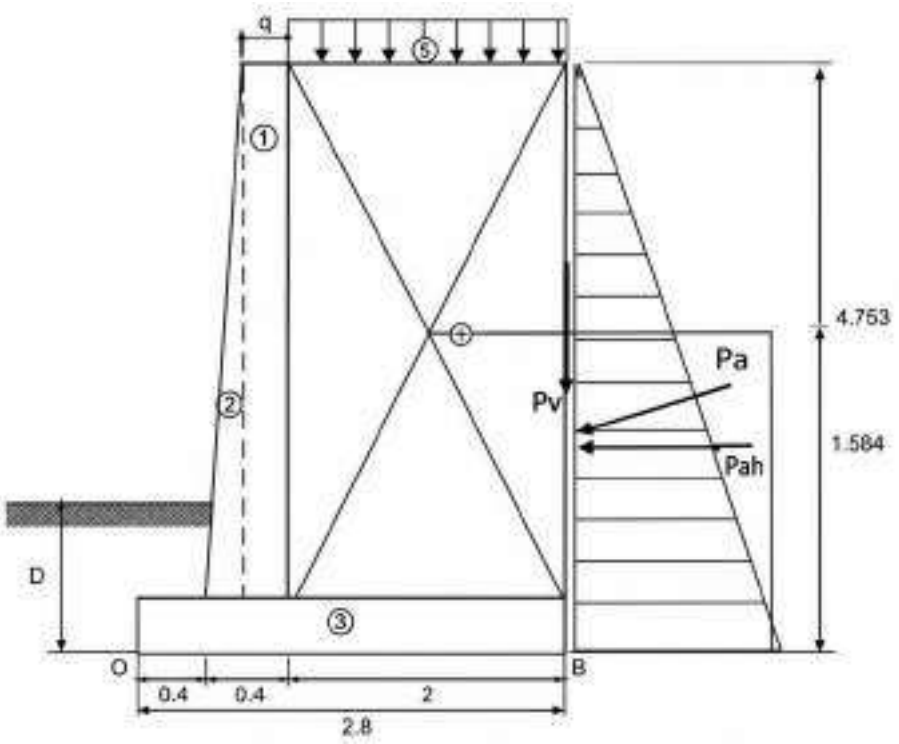
Sumber : Hasil Perhitungan Penulis

Catatan :

$\gamma_{beton} = 23{,}58\ kN/m^3$

4.2.1. Stabilitas Terhadap Guling

Dinding penahan tanah dikategorikan aman terhadap guling jika angka keamanannya lebih dari pada 2 untuk tanah dasar granuler.



Gambar 4. 7 Gaya-gaya momen guling

1. **Perhitungan Beban Merata (q)**

   q=γ× H^1

   =18 kN/m^3 × 0,353 m

   =6,354 kN/ m^2

2. **Menghitung Komponen Akibat Tanah Urugan Atas**

   Berdasarkan persamaan 2.47 maka gaya resultan miring (P_{aq}):

   $P_{aq} = q \times K_a \times H$

   $P_{aq} = 6{,}354 \text{ kN}/m^2 \times 0{,}3495 \times 4{,}753\ m$

   $P_{aq} = 10{,}555\ kN/m$

   Lengan momen (y_1)

   $y_1 = \frac{1}{2} \times h$

$y_1 = \frac{1}{2} \times 4{,}753$

$y_1 = 2{,}3765\ m$

Momen guling akibat urugan atas (M_{o1})

$M_{o1} = P_{aqx} \times y_1$

$M_{o1} = 10{,}555\ kN/m \times 2{,}3765\ m$

$M_{o1} = 25{,}084$ kN/m.m

3. Akibat Berat Sendiri Tanah (H=4,753 m)

Gaya resultan miring (P_{ah})

$$P_{ah} = \frac{1}{2}(\gamma)(H)^2(ka)$$

$$P_{ah} = \frac{1}{2}(18\ \text{kN}/m^3)(4{,}753\ m)^2(0{,}3495)$$

$P_{ah} = 71{,}056$ kN/m

Lengan momen (y_2)

$y_2 = \frac{1}{3} \times h$

$y_2 = \frac{1}{3} \times 4{,}753$

$y_2 = 1{,}5843\ m$

Momen guling akibat berat sendiri tanah (M_{o2})

$M_{o2} = P_{ah} \times y_2$

$M_{o2} = 71{,}056\ \frac{kN}{m} \times 1{,}584\ m$

$M_{o2} = 112{,}55$ kN.m/m

Rekapitulasi total gaya horizontal dan momen guling:

1. Total gaya horizontal
   $P_{total\,x} = P_{aq} + P_{ah}$
   $P_{total\,x} = 10{,}555\ kN/m + 71{,}056$ kN/m

$P_{total\,x} = 81{,}666\ kN/m$

2. Total momen guling
   $M_o = M_{o1} + M_{o2}$
   $M_o = 25{,}084\ kN.m/m + 112{,}55\ kN.m/m$
   $M_o = 137{,}63\ kN.m/m$

Tabel 4. 4 Distribusi beban guling

No	Kompenen beban	Gaya horizontal $(P)_x$	Lengan Momen (y)	Momen guling (M_o)
1	Urugan atas (q=6,354 kN/m3)	10,555 kN/m	2,3765 m	25,084 $kN.m/m$
2	Berat sendiri tanah (H=7,53 m)	71,056 kN/m	1,5843 m	112,55 $kN.m/m$
	ΣH			137,63 $kN.m/m$

Sumber :Hasil Perhitungan Penulis

Cek faktor keamanan terhadap Momen guling:

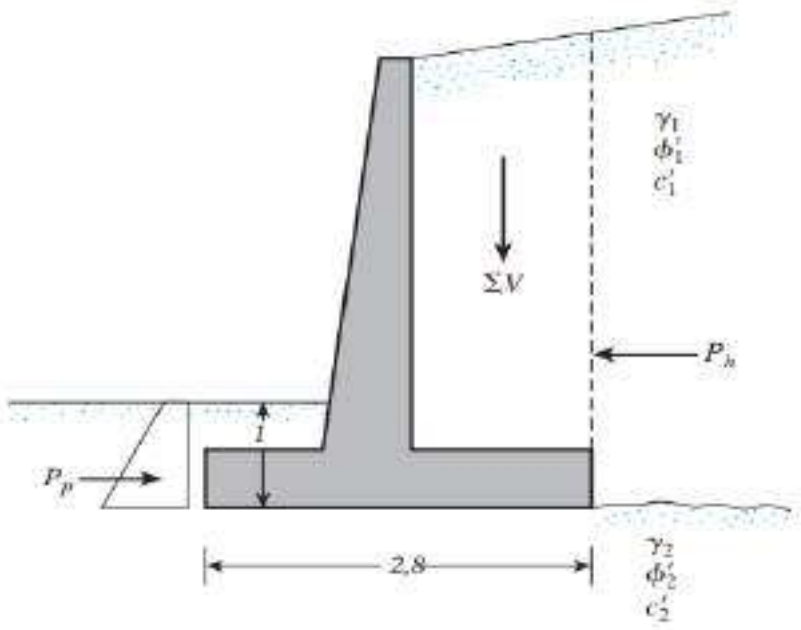
$$FK_{guling} = \frac{\Sigma M_R}{M_o}$$

$$= \frac{364,85}{137,63}$$

=2,65 > 2 (**aman**)

4.2.2. Stabilitas Terhadap Geser

Dinding penahan tanah dikategorikan aman pada geser jika angka keamanannya lebih dari pada 1,5 untuk tanah dasar granuler. Gaya-gaya terhadap gaya geser dapat dilihat pada gambar 4.8.



Gambar 4. 8 Gaya- gaya terhadap geser

Cek faktor keamanan terhadap geser:

Dari persamaan (2.59) didapatkan:

$$FK_{geser}=\frac{(\Sigma V)\tan(k_1\varphi_2)+BK_2C'_2+P_p}{P_a\cos\alpha}$$

Perhitungan koefisien tanah dan tekanan tanah :

Misalkan $K_1 = K_2 = \frac{2}{3}$

Menghitung K_p

$K_p=\tan^2(45+\frac{\varphi'_2}{2})$

$=\tan^2(45+11,5)$

$=2,28$

Menghitung P_p

$P_p=\frac{1}{2}K_p\gamma_2D^2+2c'_2\sqrt{K_p}D$

$P_p=\frac{1}{2}(2,28)(25,9)(1)^2+2(19,61)(\sqrt{2,28})(1)$

$P_p=29,53+59,22$

$P_p=88,8$ kN/m

Oleh karena itu:

$$FK_{geser}=\frac{(\Sigma V)\tan(k_1\varphi_2)+BK_2C'_2+P_p}{P_a\cos\alpha}$$

$$FK_{geser}=\frac{(222,11)\tan(\frac{2}{3}\times 23)+(2,8)\frac{2}{3}(19,61)+88,8}{69,97}$$

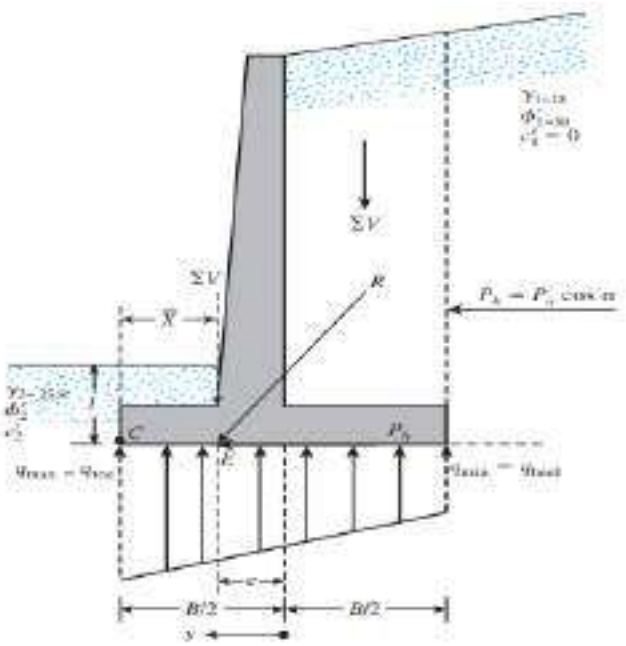
$$FK_{geser}=\frac{60,88+36,61+88,8}{69,97}$$

$$FK_{geser}=\frac{186,29}{69,97}$$

$FK_{geser}=2,66 > 1,5$ (**aman**)

4.2.3. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

Dinding penahan tanah dikategorikan aman terhadap keruntuhan jika angka keamanannya lebih dari pada 3 . Gaya-gaya terhadap daya dukung dapat dilihat pada gambar 4.9.



Gambar 4. 9 Gaya- gaya terhadap daya dukung tanah

Adapun perhitungan stabilitas daya dukung tanah sebagai berikut:

Pertama, perlu dihitung nilai eksentrisitas beban . Apabila diperoleh nilai $e \leq B/6$ atau $e \geq B/6$ maka perhitungan nilai q dengan cara mayerhof (1963) yaitu:

$$q=\frac{V}{B}(1 \pm 6e/B) \text{ bila } e \leq B/6$$

$$q=\frac{2\,V}{3\,(B-2e)} \text{ bila } e \geq B/6$$

Berikut perhitungan nilai eksentrisitas:

$$e=\frac{B}{2}-\frac{\Sigma M_R-\Sigma M_O}{\Sigma V} \qquad e=\frac{2,8}{2}-\frac{364,85-137,63}{222,11}$$

$=1,4-1,023$

$=0,377$

Diperoleh:

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$0,377 \leq \frac{2,8}{6}$$

$$0,377 \leq 0,466$$

Kembali, dari Pers. (2.66) dan (2.67)

$q_{heel}^{toe} = \frac{\Sigma V}{B}(1 \pm \frac{6e}{B})$

$q_{heel}^{toe} = \frac{222,11}{2,8}(1 \pm \frac{6(0,377)}{2,8})$

=141,8 (toe)

=16,84 (heel)

Untuk φ'_2=23° (Tabel 2.9), maka diperoleh nilai *general shear* sebagai berikut :

N_C=18,05

N_q=8,66

N_γ=8,2

Menghitung Tegangan Efektif Pondasi

$q=\gamma_2 D$

q=(25,9)(1)

q=25,9 kN/m^2

Menghitung lebar efektif

$B^{'}$=B-2e

B'=2,8-2(0,377)

B'=2,065 m

Menghitung Faktor Kedalaman

$F_{qd}=1+2\tan\varphi'_2(1-\sin\varphi'_2)^2\left(\frac{D}{B'}\right)$

$F_{qd}=1+(2\times0,4244)\times(1-0,390)^2\times\left(\frac{1}{2,065}\right)$=1,153 m

$F_{cd}=F_{qd}-\frac{1-F_{qd}}{N_C\tan\varphi'_2}$

$F_{cd}=1,166-\frac{1-1,153}{(18,05)(\tan 23°)}$=1,173

$F_{\gamma d}$=1

Menghitung Faktor Kemiringan

$\psi=\tan^{-1}\left(\frac{P_a\cos\alpha}{\Sigma V}\right)=\tan^{-1}\left(\frac{69,97}{222,11}\right)$=17,49°

$$F_{ci}=F_{qi}=\left(1-\frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{ci}=F_{qi}=\left(1-\frac{17{,}49^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{ci}=F_{qi}=0{,}6492$$

$$F_{yi}=\left(1-\frac{\psi^\circ}{\varphi'_2}\right)^2$$

$$F_{yi}=\left(1-\frac{17{,}49}{23}\right)^2=0$$

Sehingga, didapatkan nila qu sebagai berikut:

Kapasitas dukung ultimit tanah dapat ditentukan dari Pers. (2.66)

$$q_u=C'_2N_CF_{cd}F_{ci}+qN_qF_{qd}F_{qi}+\frac{1}{2}\gamma_2B'N_\gamma F_{\gamma d}F_{yi}$$

$$q_u=(19{,}61)(18{,}05)(1{,}173)(0{,}6492)+(25{,}9)(8{,}66)(1{,}153)(0{,}6492)$$

$$+\frac{1}{2}(25{,}9)(2{,}065)(8{,}2)(1)(0)$$

$$q_u=269{,}5+167{,}8+0$$

$$q_u=437{,}3\text{kN/m}^2$$

Cek faktor keamanan daya dukung tanah

$$FS_{\text{daya dukung tanah}}=\frac{q_u}{q_{toe}}$$

$$FS_{\text{daya dukung tanah}}=\frac{437{,}3}{141{,}8}$$

$FS_{\text{daya dukung tanah}}=3{,}1 > 3$ **(aman)**

Setelah diperoleh nilai stabilitas geser, stabilitas guling, dan stabilitas terhadap kapasitas daya dukung tanah, maka dilanjutkan perhitungan. Sehingga diperoleh hasil nilai stabilitas dimensi tersebut yang ditampilkan pada tabel 4.5 berikut :

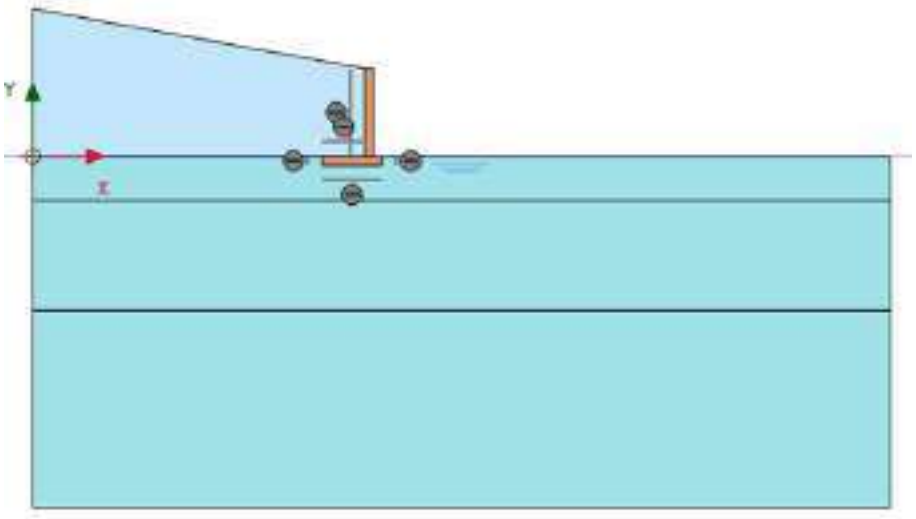
Tabel 4. 5 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Analisis Stabilitas

No	Kondisi	Hasil Perhitungan SF	Syarat Stabilitas	Keterangan
1	Stabilitas Terhadap Guling	2,65	2,65 > 2	Aman
2	Stabilitas Terhadap Geser	2,66	2,66 > 1,5	Aman
3	Stabilitas Terhadap Daya Dukung	3,1	3,1 > 3	Aman

Sumber : Hasil Perhitungan Penulis

4.3. Faktor Keamanan Lereng Setelah Perkuatan DPT

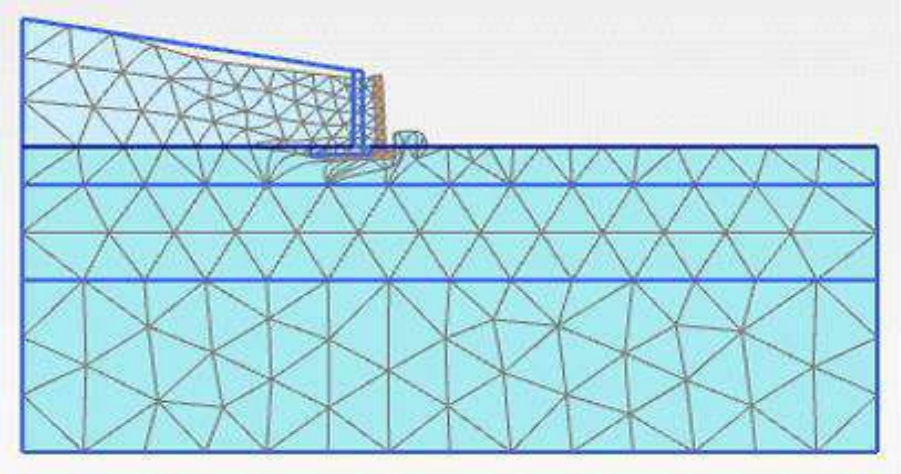
Setelah dilakukan analisis terhadap kondisi lereng eksisting yang menunjukkan status kritis, langkah selanjutnya adalah melakukan simulasi perkuatan menggunakan Dinding Penahan Tanah (DPT) jenis kantilever. Pemodelan struktur perkuatan ini diintegrasikan langsung ke dalam geometri lereng asli pada software *PLAXIS* 2D seperti yang ditunjukkan pada gambar 4.10. Bentuk kondisi lereng yang ditambahkan pada dinding penahan tanah kantilever ditunjukkan pada gambar dibawah.



Gambar 4. 10 Perkuatan DPT Kantilever pada Lereng

Sumber : Hasil Analisis

Setelah mengintegrasikan Dinding Penahan Tanah (DPT) kantilever dan elemen *interface* ke dalam sistem lereng, dilakukan proses *mesh generation* ulang. Langkah diskretisasi ini bertujuan untuk membagi seluruh domain material baik tanah maupun struktur beton menjadi elemen-elemen segitiga (*finite element mesh*) berskala kecil seperti yang ditunjukkan pada gambar 4.11. Tampilan dibawah menunjukkan hasil analisa *Plaxis*.



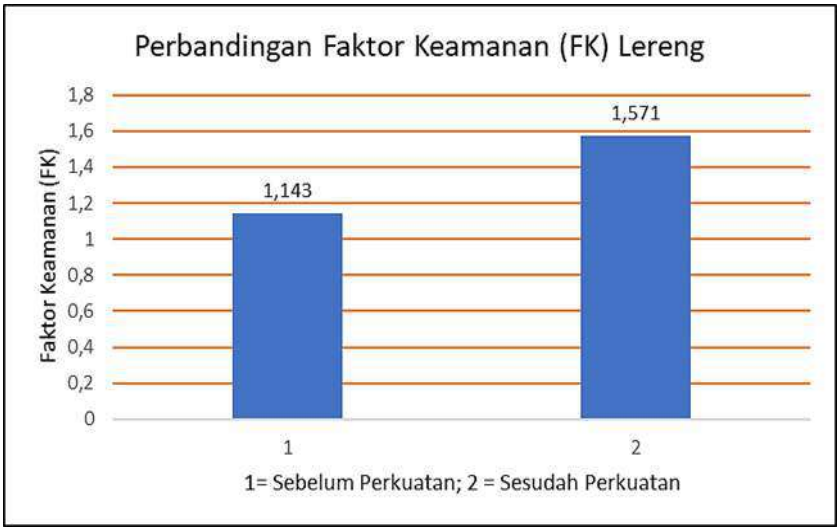
Gambar 4. 11 Hasil Analisa Lereng dengan Perkuatan DPT
Sumber : Hasil Analisis

Setelah dilakukan analisa, faktor keamanan lereng dapat dilihat pada *Calculation Information.*



Gambar 4. 12 Faktor Keamanan Lereng Dengan Perkuatan DPT Kantilever
Sumber : Hasil Analisis

Berdasarkan hasil analisis pada software *PLAXIS* 2D setelah disimulasikannya pemasangan Dinding Penahan Tanah (DPT) jenis kantilever tinggi 4 meter, diperoleh parameter output perhitungan seperti yang ditunjukkan oleh gambar 4.12. Pada kolom *multipliers*, nilai ΣM_{sf} menunjukkan angka 1,571. Gambar 4.13 memperlihatkan grafik perbandingan Faktor Keamanan (FK) sebelum dan sesudah perkuatan. Angka ini merepresentasikan nilai Faktor Keamanan (*Safety Factor*) lereng sebelum dan setelah diberi perkuatan. Menurut standar persyaratan geoteknik Indonesia (SNI 8460:2017) yang mensyaratkan nilai Faktor Keamanan minimal sebesar 1,25 untuk lereng, maka nilai 1,571 ini membuktikan bahwa desain dimensi DPT kantilever yang direncanakan telah memenuhi syarat stabilitas dan dinyatakan aman terhadap risiko kelongsoran global (*global failure*).



Gambar 4. 13 Perbandingan Faktor Keamanan

Sumber : Hasil Analisa

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisa dan pembahasan terhadap hasil perencanaan dinding penahan tanah kantilever, dapat diambil hasil kesimpulan sebagai berikut:

1. Kondisi lereng yang ada memiliki Faktor Keamanan (FK) sebesar 1,143, sehingga diperlukan perkuatan lereng. Dalam penelitian ini perbaikan dilakukan dengan pembuatan Dinding Penahan Tanah Kantilever.
2. Dinding penahan tanah kantilever yang di desain memiliki:
   a. Faktor Keamanan Stabilitas Terhadap Guling sebesar 2,65 > 2 (diatas syarat stabilitas).
   b. Faktor Keamanan Stabilitas Terhadap Geser sebesar 2,66 > 1,5 (diatas syarat stabilitas).
   c. Faktor Keamanan Stabilitas Terhadap Daya Dukung sebesar 3,1 > 3,0 (diatas syarat stabilitas).

   Dengan dipenuhinya syarat tersebut maka DPT memenuhi syarat stabilitas.
3. Faktor Keamanan (FK) lereng global hasil analisa *Plaxis* pada kondisi lereng setelah dilakukan penambahan DPT Kantilever adalah sebesar 1,571 (kondisi aman). Hal ini menunjukkan bahwa penambahan DPT secara signifikan meningkatkan stabilitas lereng.

5.2 Saran

Berdasarkan hasil penelitian dan analisa peningkatan faktor keamanan menggunakan dinding penahan tanah kantilever, saran penulis untuk penelitian selanjutnya adalah:

1. Dilakukan penelitian dengan membandingkan atau menggunakan perkuatan lainnya seperti, perkuatan dengan *soil nailing, mini pile,* dan lain sebagainya.

2. Penelitian selanjutnya dapat dikembangkan dengan menganalisis efektivitas penerapan Dinding Penahan Tanah (DPT) kantilever pada jenis tanah karakteristik lain, khususnya lapisan tanah lunak (*soft soil*) yang memiliki risiko penurunan (*settlement*) tinggi.
3. Disarankan untuk memodelkan variasi fluktuasi ketinggian Muka Air Tanah (MAT**)**.
4. Untuk penelitian lanjutan, diharapkan dapat melakukan studi komparasi hasil perhitungan menggunakan perangkat lunak berbasis metode kesetimbangan batas (*limit equilibrium method*) seperti *GeoSlope* (SLOPE/W) atau *Geo5*, sebagai pembanding terhadap hasil analisis metode elemen hingga pada program *Plaxis*.
5. Pada penelitian selanjutnya disaranlan analisis stabilitas lereng dan dinding penahan sebaiknya memperhitungkan beban gempa.
6. Penelitian selanjutnya disarankan untuk melanjutkan analisis hingga ke tahap perancangan detail penulangan (*reinforcement detail*) pada struktur dinding penahan tanah kantilever beton bertulang.

DAFTAR PUSTAKA

Damara, J. N., Abdurrozak, M. R., & Amalina, A. N. (2023). *Analisis stabilitas lereng timbunan dengan perkuatan dinding penahan tanah kantilever menggunakan program Plaxis 8.6. Proceeding Civil Engineering Research Forum*, *3*(1), 259–267.

Das, B. M. (2002). G*eotechnical Properties of Soil.* In *Cengage Learning*.

Effendi, B. (2022). *Analisis Stabilitas Lereng Dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang Kantilever*. https://dspace.uii.ac.id/bitstream/handle/123456789/38150/17511107.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Hakam, A. (2008). *Rekayasa Pondasi Untuk Mahasiswa dan Praktisi*. (April 2008), 1–263. https://www.researchgate.net/publication/292144569

Hakim, L., Putra, P. P., & Nurtanto, D. (2021). Perkuatan Lereng pada Sempadan Sungai Jl. Sultan Agung Kabupaten Jember dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever. *Bentang : Jurnal Teoritis Dan Terapan Bidang Rekayasa Sipil*, *9*(2), 115–128. https://doi.org/10.33558/bentang.v9i2.2864

J.E, Bowless. (1996). Foundation Analysis and Design. In *Civil Engineering Materials*.

Natasia, I., Nurdin, A. R., & Setiawan, A. (2025). Alternatif Perencanaan Penanggulangan Longsoran Menggunakan Dinding Penahan Tanah Type Cantilever Pada Ruas Jalan Toboli – Kebun Kopi Sulawesi Tengah. *Jurnal Penelitian Teknik Sipil Konsolidasi*, *3*(2), 216–223. https://doi.org/10.56326/jptsk.v3i2.5040

Silvi, N. P. (2024). Perkuatan Dinding Penahan Tanah Kantilever Beton Bertulang di Tumbak Bayuh, Badung - Bali. *Bentang : Jurnal Teoritis Dan Terapan Bidang Rekayasa Sipil*, *12*(1), 111–118. https://doi.org/10.33558/bentang.v12i1.7923

SNI 8460. (2017). Persyaratan Perancangan Geoteknik. *Standar Nasional Indonesia*, *8460*, 1–323.

LAMPIRAN



Proses pengambilan *sample* tanah untuk diuji di laboratorium



Proses Pengujian Tanah menggunakan alat *Hydraulic Cone Penetration Test* (CPT).



Pengukuran elevasi tanah menggunakan GPS RTK (*Real-Time Kinematic*)



Kondisi *eksisting* lereng

CV. RIDHO REGINA BERJAYA
PENGUJIAN SAMPEL UNDISTURBED
Perkuatan Tebing Sungai Majo Kel. Betung Kec. Betung Kab. Banyuasin

CV. GEOTEKNIK PRATAMA JALAN ALAMSYAH RATU PRAWIRANEGARA, KELURAHAN KARANG JAYA, KECAMATAN GANDUS PALEMBANG 30139
geoteknikpratama.cv@gmail.com
0811 7193 206 0811 7193 206

CV. GEOTEKNIK PRATAMA
LABORATORIUM PENGUJIAN MEKANIKA TANAH DAN BETON
JL. POLITEKNIK LR. PERKUTUT NO. 9 BUKIT LAMA KECAMATAN ILIR BARAT I KOTA PALEMBANG SUMATERA SELATAN KODE POS 30139
geoteknikpratama.cv@gmail.com

GEOTEKNIK PRATAMA

Pelanggan	:	CV. RIDHO REGINA BERJAYA
Proyek	:	Perkuatan Tebing Sungai Majo Kel. Betung Kec. Betung Kab. Banyuasin
Lokasi	:	Sungai Majo
Registrasi	:	419/GP-PLB/IX/2025

RESUME PENGUJIAN TANAH

Tanggal Terima Sampel	:	01 September 2025	Kode Sampel	:	Ex. Sungai Majo
Tanggal Pereparasi	:	08 - 09 September 2025	Di Kerjakan	:	Muhammad Aji
Tanggal Pengujian	:	09 Sep - 16 Sep 2025	Di Periksa	:	Yudi Harianto, S.t, M.T

Sifat Tanah	No.	Parameter	Simbol	Ex. Talang Jambe	Satuan	Metode Standar
FISIK	1]	Kadar Air	ω	52,88	%	SNI 1965 2008
	2]	Berat Jenis	Gs	2,64	-	SNI 1964 2008
TEKSTUR TANAH	3]	Analisa Saringan				SNI 3423 2008
		Persentase Lolos				
		19,00 mm	3/4"	100,00	%	
		9,50 mm	3/8"	100,00	%	
		4,75 mm	No. 4	100,00	%	
		2,00 mm	No. 10	100,00	%	
		0,85 mm	No. 20	100,00	%	
		0,425 mm	No. 40	100,00	%	
		0,25 mm	No. 60	99,91	%	
		0,15 mm	No. 100	99,75	%	
		0,075 mm	No. 200	99,43	%	
		Koefisien Keseragaman	C_u, (D_{60} / D_{10})	30,50	-	
		Koefisien Kelengkungan	C_c, D_{30}^2 / (D_{60} * D_{10})	0,41	-	
	4]	Komposisi Material				SNI 3423 2008
		≥ 4,75 mm	Kerikil	0,43	%	
		4,75 - 2,00 mm	Pasir Kasar	1,32	%	
		2,00 - 0,420 mm	Pasir Sedang	3,31	%	
		0,420 - 0,075 mm	Pasir Halus	13,86	%	
		0,075 - 0,005 mm	Lanau	58,16	%	
		< 0,002 mm	Lempung	22,93	%	
KONSISTENSI TANAH	5]	Batas Susut	SL	18,67	%	SNI 3422 : 2008
		Susut Linear	LS	10,41	%	
	6]	Atterberg Limit				SNI 1966 2008
		Batas Cair	LL	67,84	%	
		Batas Plastis	PL	30,27	%	
		Plastisitas Indeks	PI	37,57	%	
		Indeks Cair	LI	0,60	-	
KLASIFIKASI	7]	Nilai Aktifity	(Ac)	1,64	-	PD T 10 2005 B
	8]	Klasifikasi Tanah	USCS	CH	-	SNI 6371 : 2015
			AASHTO	A-7	-	SNI 03 6797 2002
		Grup Indeks	GI	28	-	
MEKANIS TANAH	9]	Berat Isi Tanah	Berat Isi (γb)	1,64	%	SNI 03 3637 1994
			Berat Isi kering (γdry)	2,64	gr/cm³	
			Angka Pori, (e)	1,46	-	
			Porositas, (n)	0,59	-	
			Derajat Kejenuhan, (Sr)	95,66	%	
	10]	Kuat Tekan Bebas	Kuat tekan, q_u	1,44	gr/cm²	ASTM 2166
			Kuat Geser, S_u	0,72	gr/cm²	
	11]	Kuat Geser Langsung	Sudut Geser, ϕ	23,01	o	ASTM 3080
			Kohesi, C	0,20	kg/cm²	

Palembang, 16 September 2025
CV. GEOTEKNIK PRATAMA

Yudi Harianto, S.t, M.T
Laboratorium Teknik

CV. GEOTEKNIK PRATAMA
LABORATORIUM PENGUJIAN MEKANIKA TANAH DAN BETON
JL. POLITEKNIK LR. PERKUTUT NO. 9 BUKIT LAMA KECAMATAN ILIR BARAT I KOTA PALEMBANG SUMATERA SELATAN KODE POS 30139
geoteknikpratama.cv@gmail.com

GEOTEKNIK PRATAMA

Pelanggan	:	CV. RIDHO REGINA BERJAYA
Proyek	:	Perkuatan Tebing Sungai Majo Kel. Betung Kec. Betung Kab. Banyuasin
Lokasi	:	Sungai Majo
Registrasi	:	419/GP-PLB/IX/2025

KADAR AIR NATURAL

Kedalaman	:	Ex. Sungai Majo	Tanggal Terima	:	01 September 2025
Jenis Tanah	:	Lanau Kelempungan	Tanggal Pengujian	:	09 Sep - 16 Sep 2025
Metode Standar	:	SNI 1965 2008	Di Kerjakan	:	Muhammad Aji
Temperatur	:	110 ± 5 ^{0}C	Di Periksa	:	Yudi Harianto, S.t, M.T

No.	Keterangan		Sampel No.		Rata-rata
			G.7	G.6	
1	Berat Cawan + Tanah Basah (gram), W1	gr	290,40	340	
2	Berat Cawan + Tanah Kering (gram), W2	gr	201,40	234,10	
3	Berat Air (gram), W3 = (W1-W2)	gr	89	105,9	
4	Berat Cawan (gram), W4	gr	33,6	33,2	
5	Berat Tanah Kering (gram), W5 = (W2-W4)	gr	167,8	200,9	
6	Kadar Air, ω = [(W3/W5)*100]	%	53,04	52,71	52,88

CV. GEOTEKNIK PRATAMA
LABORATORIUM PENGUJIAN MEKANIKA TANAH DAN BETON
JL. POLITEKNIK LR. PERKUTUT NO. 9 BUKIT LAMA KECAMATAN ILIR BARAT I KOTA PALEMBANG SUMATERA SELATAN KODE POS 30139
geoteknikpratama.cv@gmail.com

GEOTEKNIK PRATAMA

Pelanggan	:	CV. RIDHO REGINA BERJAYA
Proyek	:	Perkuatan Tebing Sungai Majo Kel. Betung Kec. Betung Kab. Banyuasin
Lokasi	:	Sungai Majo
Registrasi	:	419/GP-PLB/IX/2025

BERAT JENIS

Kedalaman	:	Ex. Sungai Majo	Tanggal Terima	:	01-Sep-25
Jenis Tanah	:	Lanau Kelempungan	Tanggal Pengujian	:	09 Sep - 16 Sep 2025
Metode Standar	:	SNI 1964 2008	Di Kerjakan	:	Muhammad Aji
Material Lolos Saringan	:	No. 10 (2,0 mm)	Di Periksa	:	Yudi Harianto, S.t, M.T

No.	Keterangan		Sampel No.		Rata-rata
			8	5	
1	Berat Piknometer (W_1)	gr	31,92	40,52	
2	Berat Piknometer + Sampel (W_2)	gr	50,12	57,51	
3	Koreksi Faktor Density Air 15^oC	-	0,9997	0,9997	
4	Berat Piknometer +Sampel + Air (W_4)	gr	93,89	97,65	
5	Berat Piknometer + Air (W_5)	gr	82,55	87,12	
6	Berat Jenis = $[(W_2-W_1)/((W_2-W_1)-(W_4-W_5))]$		2,65	2,63	2,64

CV. GEOTEKNIK PRATAMA
LABORATORIUM PENGUJIAN MEKANIKA TANAH DAN BETON
JL. POLITEKNIK LR. PERKUTUT NO. 9 BUKIT LAMA KECAMATAN ILIR BARAT I KOTA PALEMBANG SUMATERA SELATAN KODE POS 30139
geoteknikpratama.cv@gmail.com

GEOTEKNIK PRATAMA

Pelanggan	:	CV. RIDHO REGINA BERJAYA
Proyek	:	Perkuatan Tebing Sungai Majo Kel. Betung Kec. Betung Kab. Banyuasin
Lokasi	:	Sungai Majo
Registrasi	:	419/GP-PLB/IX/2025

BERAT ISI TANAH

Kedalaman	Ex. Sungai Majo	Tanggal Terima	:	01-Sep-25
Jenis Tanah	Lanau Kelempungan	Tanggal Pengujian	:	09 Sep - 16 Sep 2025
Metode Standar	SNI 03 3637 1994	Di Kerjakan	:	Muhammad Aji
Temperatur	110 ± 5 OC	Di Periksa	:	Yudi Harianto, S.t, M.T

No.	Keterangan	SIMBOL	SATUAN	Sampel No.			Rata -Rata
				I	II	III	
1	Berat Cicin	W_1	gr	72,92	72,92	72,92	-
2	Berat Cicin + Tanah Basah	W_2	gr	172,80	172,55	172,70	-
3	Berat Tanah Basah	$W = W_2 - W_1$	gr	99,88	99,63	99,78	-
4	Volume Tanah Basah	V	cm^3	60,79	60,79	60,79	-
5	Berat Isi Tanah Basah	γ_b	gr/cm^3	1,64	1,64	1,64	1,64
6	Berat Isi Tanah Kering	γ_{dry}	gr/cm^3	1,07	1,07	1,07	1,07
7	Berat Jenis Spesifik	Gs	Gs	2,64	2,64	2,64	2,64
8	Kadar Air	ω	%	52,88	52,88	52,88	52,88
9	Angka Pori	e	-	1,46	1,46	1,46	1,46
10	Porositas	n	-	0,59	0,59	0,59	0,59
11	Derajat Kejenuhan	Sr	%	95,85	95,45	95,69	95,66

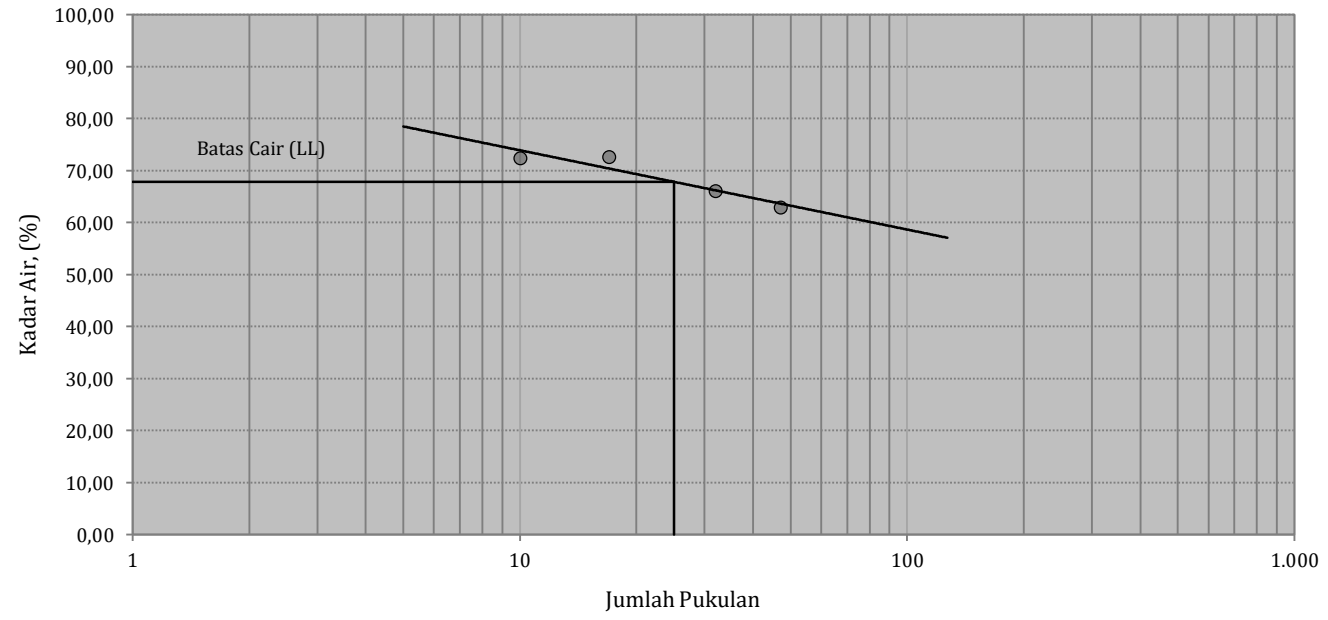
CV. GEOTEKNIK PRATAMA
LABORATORIUM PENGUJIAN MEKANIKA TANAH DAN BETON
JL. POLITEKNIK LR. PERKUTUT NO. 9 BUKIT LAMA KECAMATAN ILIR BARAT I KOTA PALEMBANG SUMATERA SELATAN KODE POS 30139
geoteknikpratama.cv@gmail.com

Pelanggan	:	CV. RIDHO REGINA BERJAYA
Proyek	:	Perkuatan Tebing Sungai Majo Kel. Betung Kec. Betung Kab. Banyuasin
Lokasi	:	Sungai Majo
Registrasi	:	419/GP-PLB/IX/2025

BATAS CAIR, LL & BATAS PLASTIS, PL

Kedalaman	:	Ex. Sungai Majo	Tanggal Terima	:	01 September 2025
Jenis Tanah	:	Lanau Kelempungan	Tanggal Pengujian	:	09 Sep - 16 Sep 2025
Metode Standar	:	SNI 1966 2008	Di Kerjakan	:	Muhammad Aji
Material Lolos Saringan	:	No. 40	Di Periksa	:	Yudi Harianto, S.t, M.T

	Batas Cair				Batas Plastis	
No. Tes	1	2	3	4	5	6
Jumlah Pukulan	10	17	32	47	-	
No. Cawan	G.7	C.1	K.8	M.1	K.4	B.9
Berat Cawan + S. Basah	47,20	48,78	46,92	50,61	28,21	30,61
Berat Cawan + S. Kering	31,51	32,25	41,95	44,32	24,32	25,90
Berat Cawan	9,85	9,50	34,43	34,33	11,45	10,36
Berat Air	15,69	16,53	4,97	6,29	3,89	4,71
Berat Sampel Kering	21,66	22,75	7,52	9,99	12,87	15,54
Kadar Air	72,44	72,66	66,09	62,96	30,23	30,31
				Rata-rata, PL	30,27	



Batas Cair, (LL)	**67,84**
Batas Plastis, (PL)	**30,27**
Indeks Plastisitas, (PI)	**37,57**

Keterangan	CL	ML	CH/MH
Batas Spesfikasi	LL < 50, PI > 7	LL < 50, PI < 4	LL > 50, PI > 20

CV. GEOTEKNIK PRATAMA
LABORATORIUM PENGUJIAN MEKANIKA TANAH DAN BETON
JL. POLITEKNIK LR. PERKUTUT NO. 9 BUKIT LAMA KECAMATAN ILIR BARAT I KOTA PALEMBANG SUMATERA SELATAN KODE POS 30139
geoteknikpratama.cv@gmail.com

GEOTEKNIK PRATAMA

Pelanggan	:	CV. RIDHO REGINA BERJAYA
Proyek	:	Perkuatan Tebing Sungai Majo Kel. Betung Kec. Betung Kab. Banyuasin
Lokasi	:	Sungai Majo
Registrasi	:	419/GP-PLB/IX/2025

BATAS SUSUT

Kedalaman	:	Ex. Sungai Majo	Tanggal Terima	:	01 September 2025
Jenis Tanah	:	Lanau Kelempungan	Tanggal Pengujian	:	09 Sep - 16 Sep 2025
Metode Standar	:	SNI 3422 : 2008	Di Kerjakan	:	Muhammad Aji
Lolos Saringan	:	No. 40	Di Periksa	:	Yudi Harianto, S.t, M.T
Berat Jenis Mercury, γhg (gr/ml)	:	13,5	Berat Jenis Air, γw (gr/ml)	:	1,0

Uaraian	Formula	Satuan	Nilai
Berat Cawan	w_1	(gr)	10,32
Berat Cawan + Tanah Basah	w_2	(gr)	25,56
Berat Cawan + Tanah Kering	w_3	(gr)	19,4
Kadar Air Awal	$w_a = ((w_2 - w_3)/(w_3 - w_1))x100$	(%)	67,84
Berat Cawan + *Mercury*	w_4	(gr)	149,1
Berat *Mercury*	$w_5 = (w_4 - w_1)$	(gr)	138,8
Volume Tanah Basah	$V_1 = (w_5 / \gamma_{hg})$	(cm^3)	10,28
Berat Takaran	w_6	(gr)	10,70
Berat Takaran + *Mercury* (sebelum)	w_7	(gr)	1016,5
Berat Takaran + *Mercury* (sesudah)	w_8	(gr)	932,93
Berat *Mercury*	$w_9 = ((w_7 - w_6)/(w_8 - w_6))$	(gr)	83,57
Volume Tanah Kering	$V_2 = (w_9 / \gamma_{hg})$	(cm^3)	6,19
Batas Susut, S_L	$s_L = ((w_a / 100) - v_1 - v_2) \times \gamma_w) / (w_3 - w_1)) \times 100$	(%)	22,83
Ratio Susut, SR	$SR = ((w_3-w_1)/(v_2*\gamma_w))$	-	1,47
Berat Jenis, Gs	$(1/(1/SR-S_L))$	-	2,21
Perubahan Volume, Vs	$(SR*(w_a-S_L))$	(%)	66,03
Susut Linear, Ls	$(100*(1-(100/(V_S+100)^{1/3})))$	(%)	13,26

CV. GEOTEKNIK PRATAMA
LABORATORIUM PENGUJIAN MEKANIKA TANAH DAN BETON
JL. POLITEKNIK LR. PERKUTUT NO. 9 BUKIT LAMA KECAMATAN ILIR BARAT I KOTA PALEMBANG SUMATERA SELATAN KODE POS 30139
geoteknikpratama.cv@gmail.com

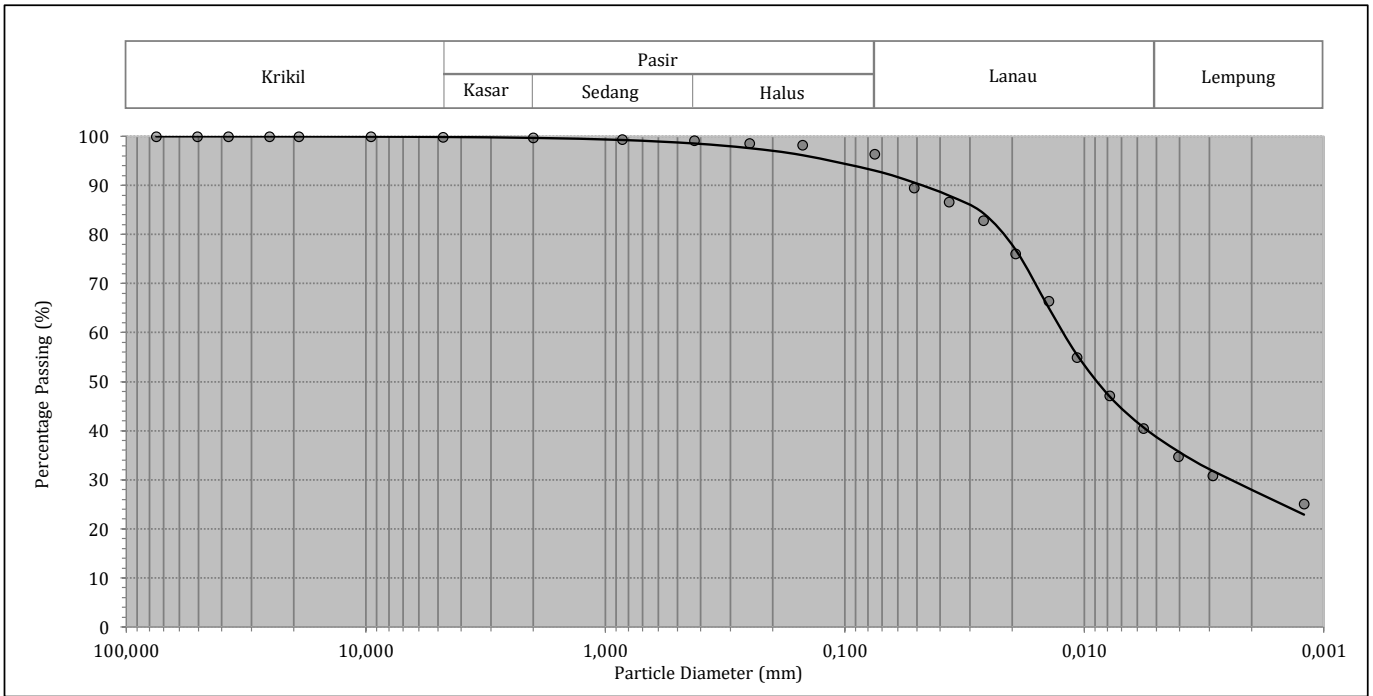
GEOTEKNIK PRATAMA

Pelanggan	:	CV. RIDHO REGINA BERJAYA
Proyek	:	Perkuatan Tebing Sungai Majo Kel. Betung Kec. Betung Kab. Banyuasin
Lokasi	:	Sungai Majo
Registrasi	:	419/GP-PLB/IX/2025

ANALISA SARINGAN

Berat Sampel Kering	:	500,11	Tanggal Terima	:	01 September 2025
Berat sampel Tertahan No. 200	:	17,99	Tanggal Pengujian	:	09 Sep - 16 Sep 2025
Berat Sampel Lolos No.200	:	482,12	Metode Pengujian	:	Saringan Basah
Persentase Lolos No.200	:	96,40	Metode Standar	:	SNI 3423 2008

Ukuran Saringan (mm)	Berat Saringan (gr)	Berat Sieve + Sample (gr)	Berat Tertahan (gr)	Kumulatif Tertahan (gr)	Kumlatif Tertahan (%)	Persentase Lolos (%)
75,0	522,1	522,1	0,00	0,00	0,00	100,00
50,4	476,35	476,35	0,00	0,00	0,00	100,00
37,5	484,95	484,95	0,00	0,00	0,00	100,00
25,2	434,16	434,16	0,00	0,00	0,00	100,00
19,0	397,36	397,36	0,00	0,00	0,00	100,00
9,5	373,2	373,2	0,00	0,00	0,00	100,00
4,75	375,03	375,47	0,44	0,44	0,09	99,91
2,00	359,02	359,83	0,81	1,25	0,25	99,75
0,85	346,12	347,7	1,58	2,83	0,57	99,43
0,425	323,16	324,47	1,31	4,14	0,83	99,17
0,25	323,16	325,61	2,45	6,59	1,32	98,68
0,15	323,16	324,91	1,75	8,34	1,67	98,33
0,075	323,16	332,812316	9,65	17,99	3,60	96,40
Pan			482,12	500,11	100,00	



Kerikil (%)	Pasrir Kasar (%)	Pasir Sedang (%)	Pasir Halus (%)	Lanau (%)	Lempung (%)
0,1	0,2	1,1	5,5	66,0	27,0
Cu, (D_{60} / D_{10})		10,2	Cc, D_{30}^2 / (D_{60} * D_{10})		0,44

CV. GEOTEKNIK PRATAMA
LABORATORIUM PENGUJIAN MEKANIKA TANAH DAN BETON
JL. POLITEKNIK LR. PERKUTUT NO. 9 BUKIT LAMA KECAMATAN ILIR BARAT I KOTA PALEMBANG SUMATERA SELATAN KODE POS 30139
geoteknikpratama.cv@gmail.com

GEOTEKNIK PRATAMA

Pelanggan	:	CV. RIDHO REGINA BERJAYA
Proyek	:	Perkuatan Tebing Sungai Majo Kel. Betung Kec. Betung Kab. Banyuasin
Lokasi	:	Sungai Majo
Registrasi	:	419/GP-PLB/IX/2025

HYDROMETER TEST

Water Glass	:	2% @ 125 ml	Berat Jenis, Gs	:	2,640	Tanggal Terima	: 01 September 2025
Berat Tanah Ws	:	50,59	Faktor Koreksi dari Berat Jenis	:	1,010	Tanggal Pengujian	: 09 Sep - 16 Sep 2025
Koreksi Temperature, Cr	:	3,1	Koreksi Meniscus, Cm	:	0,500	Hidrometer	: 152 H
% Lolos No. 200	:	96,40	Hydrometer No.	:	12424	Metode Standar	: SNI 3423 2008

Time, T	Hydrometer Reading,	Temp.	Hydro. Reading Corrected for Meniscus	Zero Correction	K	L cm	Corrected Reading	Diameter	% Finer	Corrected % Finer
0	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0,5	45,5	31,0	46,0	2,0	0,01217	8,90	46,6	0,0513	92,93	89,59
1	44,0	31,0	44,5	2,0	0,01217	9,10	45,1	0,0367	89,94	86,70
2	42,0	30,0	42,5	2,0	0,01217	9,40	43,1	0,0264	85,95	82,85
4	38,5	30,0	39,0	2,0	0,01217	10,10	39,6	0,0193	78,96	76,12
8	34,0	29,0	34,5	2,5	0,01217	10,70	34,6	0,0141	68,98	66,50
15	28,0	29,0	28,5	2,5	0,01217	11,70	28,6	0,0107	57,00	54,95
30	24,0	29,0	24,5	2,5	0,01217	12,40	24,6	0,0078	49,01	47,25
60	21,0	28,0	21,5	3,0	0,01217	12,90	21,1	0,0056	42,03	40,51
120	18,0	28,0	18,5	3,0	0,01217	13,30	18,1	0,0041	36,04	34,74
240	16,0	27,0	16,5	3,0	0,01217	13,70	16,1	0,0029	32,04	30,89
1440	13,0	27,5	13,5	3,0	0,01217	14,20	13,1	0,0012	26,05	25,12

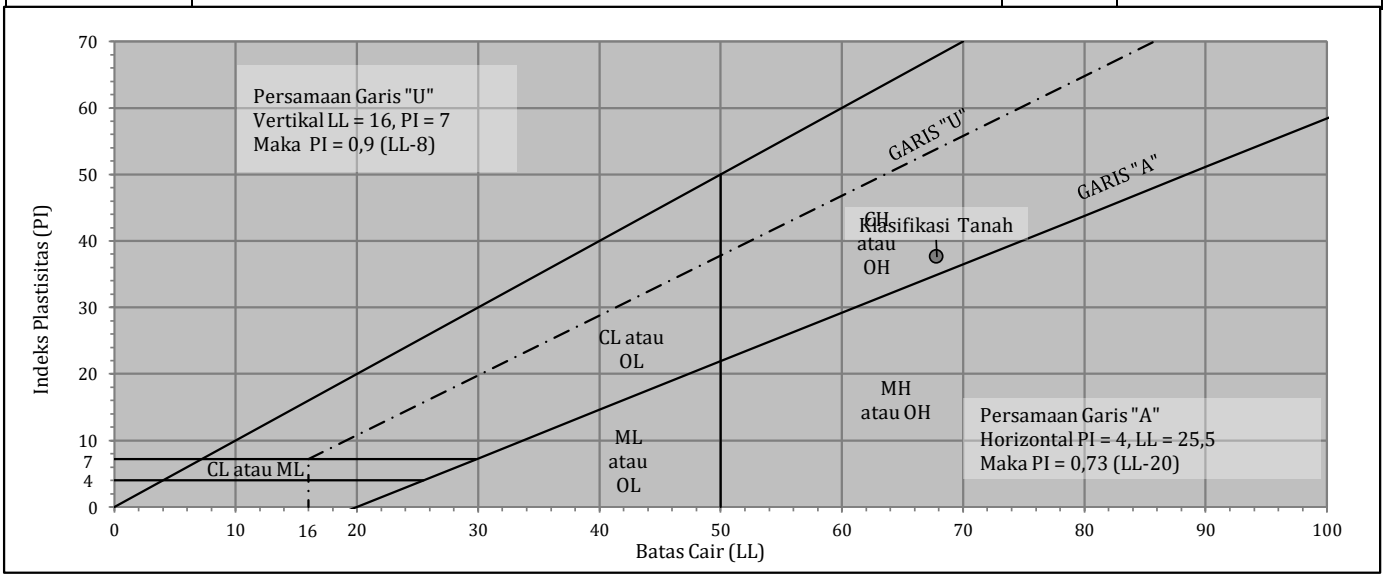
CV. GEOTEKNIK PRATAMA
LABORATORIUM PENGUJIAN MEKANIKA TANAH DAN BETON
JL. POLITEKNIK LR. PERKUTUT NO. 9 BUKIT LAMA KECAMATAN ILIR BARAT I KOTA PALEMBANG SUMATERA SELATAN KODE POS 30139
geoteknikpratama.cv@gmail.com

Pelanggan	:	CV. RIDHO REGINA BERJAYA
Proyek	:	Perkuatan Tebing Sungai Majo Kel. Betung Kec. Betung Kab. Banyuasin
Lokasi	:	Sungai Majo
Registrasi	:	419/GP-PLB/IX/2025

KLASIFIKASI TANAH (USCS)

Kedalaman	:	Ex. Sungai Majo	Tanggal Terima	:	01 September 2025
Jenis Tanah	:	Lanau Kelempungan	Tanggal Pengujian	:	09 Sep - 16 Sep 2025
Metode Standar	:	SNI 6371 : 2015	Di Kerjakan	:	Muhammad Aji
Temperatur	:	-	Di Periksa	:	Yudi Harianto, S.t, M.T

Kriteria Untuk Menetapkan Simbol-Simbol Kelompok dan Nama-Nama Kelompok Menggunakan Pengujian-Pengujian Propertis Tanah				Klasifikasi Tanah	
				Simbol Kelompok	Nama Kelompok
Tanah Berbutir Kasar >50% Tertahan ayakan No. 200	Kerikil (Lebih besar dari 50% Fraksi kasar yang tertahan ayakan No. 4)	Kerikil Bersih (Butiran Halus < 5%)	Cu ≥ 4 dan 1≤ Cc ≤ 3	GW	Kerikil bergradasi baik
			Cu < 4 dan Cc < 1 atau Cc > 3	GP	Kerikil bergradasi jelek
		Kerikil dengan butir halus (butiran halus > 12%	Butiran halus diklasifikasikan sebagai ML atau MH	GM	Kerikil Kelanauan
			Butiran halus diklasifikasikan sebagai CL atau CH	GC	Kerikil Kelempungan
	Pasir (Lebih besar dari ≥ 50% Fraksi kasar yang Lolos ayakan No. 4)	Pasir Bersih (Butiran halus < 5%)	Cu ≥ 6 dan 1 ≤ Cc ≤ 3	SW	Pasir bergradasi baik
			Cu < 6 dan Cc < 1 atau Cc > 3	SP	Pasir bergradasi jelek
		Pasir dengan butir halus (butiran halus > 12%	Butiran halus diklasifikasikan sebagai ML atau MH	SM	Pasir Kelanauan
			Butiran halus diklasifikasikan sebagai CL atau CH	SC	Pasir Kelempungan
Tanah Berbutir Halus ≥ 50% Lolos ayakan No. 200	Lanau dan Lempung batas cair < 50	Non Organik	PI > 7 dan terletak pada atau di atas garis "A"	CL	Lempung Batas cair Rendah
			PI < 4 atau terletak pada garis "A"	ML	Lanau Batas cair Rendah
		Organik	Batas Cair Kering Oven	OL	Lempung Organik
			Batas Cair tidak Kering		Lanau Organik
	Lanau dan Lempung batas cair ≥ 50	Non Organik	PI terletak pada atau di atas garis "A"	CH	Lempung Batas Cair Tinggi
			PI terletak di bawah garis "A"	MH	Lanau elastis
		Organik	Batas Cair Kering Oven	OH	Lempung Organik
			Batas Cair tidak Kering		Lempung Organik
Tanah Berorganik	Secara primer terdiri atas zat-zat organik, berwarna gelap dan berbau organik			PT	Gambut



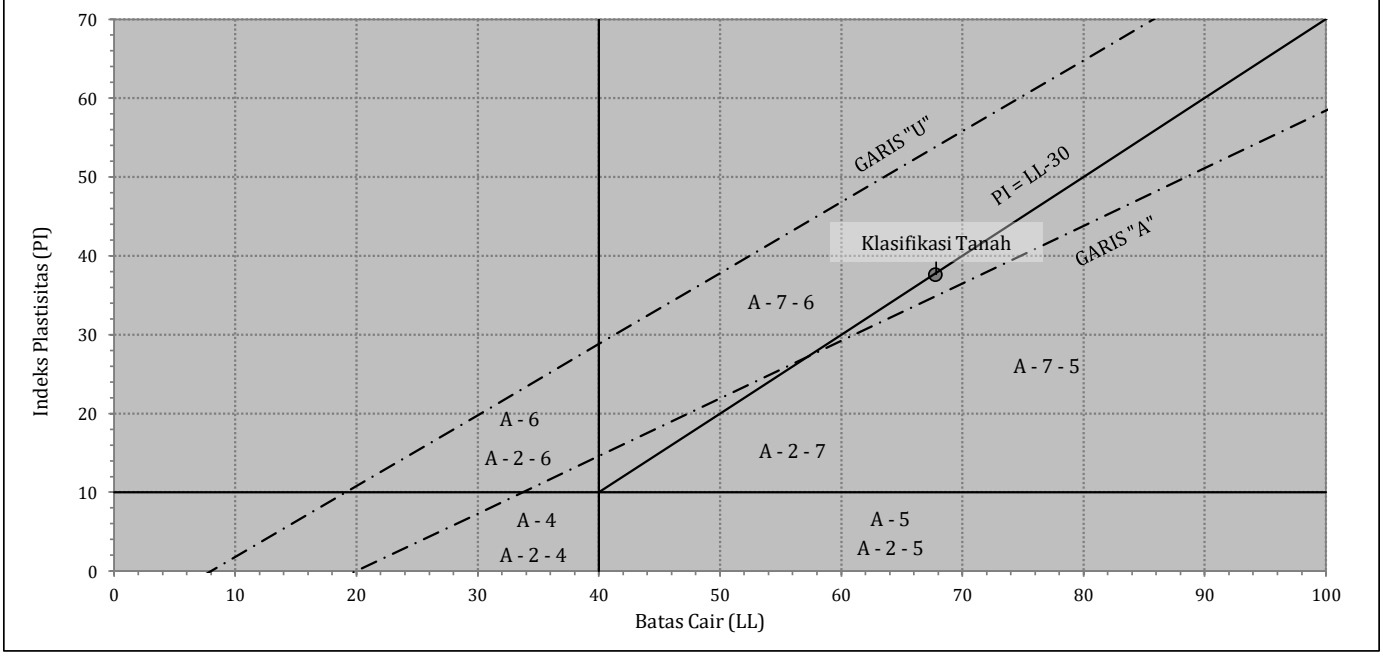
CV. GEOTEKNIK PRATAMA
LABORATORIUM PENGUJIAN MEKANIKA TANAH DAN BETON
JL. POLITEKNIK LR. PERKUTUT NO. 9 BUKIT LAMA KECAMATAN ILIR BARAT I KOTA PALEMBANG SUMATERA SELATAN KODE POS 30139
geoteknikpratama.cv@gmail.com

Pelanggan	:	CV. RIDHO REGINA BERJAYA
Proyek	:	Perkuatan Tebing Sungai Majo Kel. Betung Kec. Betung Kab. Banyuasin
Lokasi	:	Sungai Majo
Registrasi	:	419/GP-PLB/IX/2025

KLASIFIKASI TANAH (AASHTO)

Kedalaman	:	Ex. Sungai Majo	Tanggal Terima	:	01 September 2025
Jenis Tanah	:	Lanau Kelempungan	Tanggal Pengujian	:	09 Sep - 16 Sep 2025
Metode Standar	:	SNI 03 6797 2002	Di Kerjakan	:	Muhammad Aji
Temperatur	:	-	Di Periksa	:	Yudi Harianto, S.t, M.T

Klasifikasi Umum	Material Granular (<35% lolos saringan 200)							Tanah-tanah Lanau-Lempung (>35% lolos saringan No. 200			
Klasifikasi Kelompok	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 / A-7-6
Analisa Saringan (% lolos)											
2,00 mm (No. 10)	50 maks	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,425 mm (No. 40)	30 maks	50 maks	51 min	-	-	-	-	-	-	-	-
0,075 mm (No. 200)	15 maks	25 maks	10 maks	35 maks	35 maks	35 maks	35 maks	36 min	36 min	36 min	36 min
Sifat farksi lolos saringan No. 40											
Batas Cair (LL)	-	-	-	40 maks	41 min	40 maks	41 min	40 maks	41 min	40 maks	41 min
Indeks Plastis (PI)	6 maks		Np	10 maks	10 maks	11 min	11 min	10 maks	10 maks	11 min	11 min
Indeks Kelompok (G)	0		0	0		4 maks		8 maks	12 maks	16 maks	20 maks
Tipe material yang pokok pada umumnya	pecahan batu, kerikil dan pasir		pasir halus	kerikil berlanau atau berlempung dan pasir				Tanah Berlanau		Tanah Berlempung	
Penilaian Umum sebagai tanah dasar	Sangat baik sampai baik							Sedang sampai buruk			
Indeks Kelompok (GI)								43			

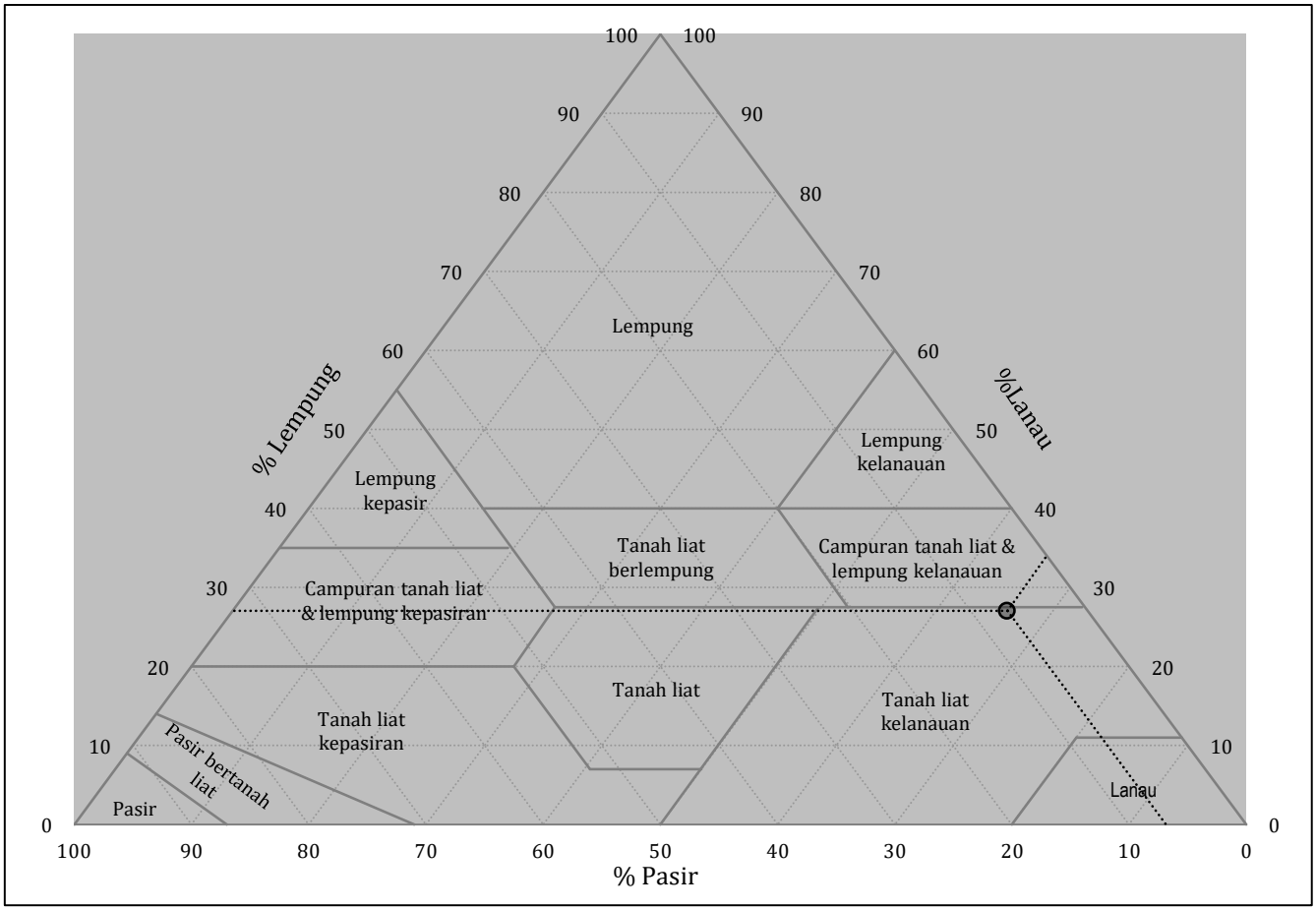


CV. GEOTEKNIK PRATAMA
LABORATORIUM PENGUJIAN MEKANIKA TANAH DAN BETON
JL. POLITEKNIK LR. PERKUTUT NO. 9 BUKIT LAMA KECAMATAN ILIR BARAT I KOTA PALEMBANG SUMATERA SELATAN
KODE POS 30139 geoteknikpratama.cv@gmail.com

Pelanggan	:	CV. RIDHO REGINA BERJAYA
Proyek	:	Perkuatan Tebing Sungai Majo Kel. Betung Kec. Betung Kab. Banyuasin
Lokasi	:	Sungai Majo
Registrasi	:	419/GP-PLB/IX/2025

KLASIFIKASI TANAH SISTEM (USDA)

Kedalaman	:	Ex. Sungai Majo	Tanggal Terima	: 01 September 2025
Jenis Tanah	:	Lanau Kelempungan	Tanggal Pengujian	: 09 Sep - 16 Sep 2025
##########		SNI 637 : 2015	Di Kerjakan	: Muhammad Aji
Temperatur	:	-	Di Periksa	: Yudi Harianto, S.t, M.T



% Proporsi Fraksi Tanah		
Pasir	Lanau	Lempung
4,75 - 0,075	0,075 - 0,005	< 0,002
6,8	66,0	27,0

CV. GEOTEKNIK PRATAMA
LABORATORIUM PENGUJIAN MEKANIKA TANAH DAN BETON
JL. POLITEKNIK LR. PERKUTUT NO. 9 BUKIT LAMA KECAMATAN ILIR BARAT I KOTA PALEMBANG SUMATERA SELATAN
KODE POS 30139 geoteknikpratama.cv@gmail.com

Pelanggan	CV. RIDHO REGINA BERJAYA
Proyek	Perkuatan Tebing Sungai Majo Kel. Betung Kec. Betung Kab. Banyuasin
Lokasi	Sungai Majo
Registrasi	419/GP-PLB/IX/2025

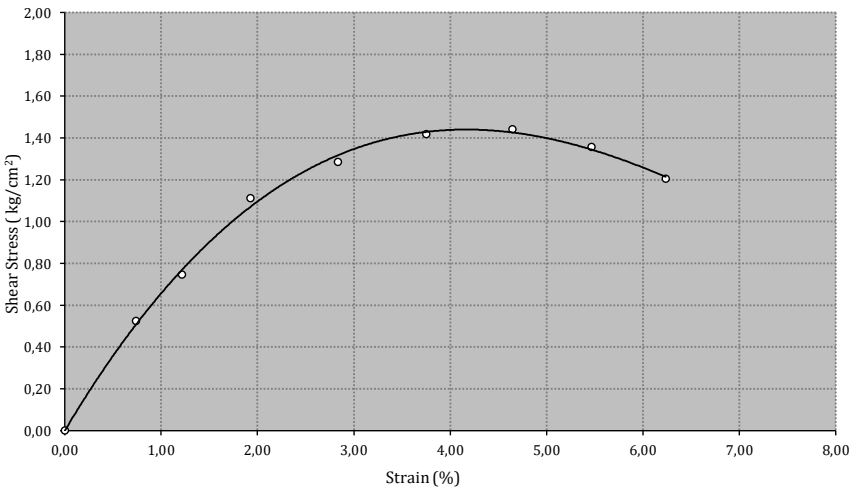
UNCONFINED COMPRESSION STRENGHT

Dimention Of Sampel		Moisture Content		Density in Oven at 105°C	
Diameter, cm :	6,10	Wt. Sampel wet + Can. gr :	78,7	Density of Wet, gr/cm^3 :	1,65
Heihgt, cm :	12,32	Wt. Sampel dry + Can. gr :	57,84	Density of Dry, gr/cm^3 :	1,14
Area, cm^2 :	29,22	Wt. Water gr :	20,86	Specific Grafity :	2,62
Volume, cm^3 :	359,78	Wt. Container, gr :	10,5	Date of Sampling :	01/09/2025
Weight of Sample, gr :	593,21	Wt. dry sampel, gr :	47,34	Date of Testing :	01/09/2025
Calibration, kg/div :	1,103	Moisture Content, (%) :	44,06	Referention :	ASTM 2166

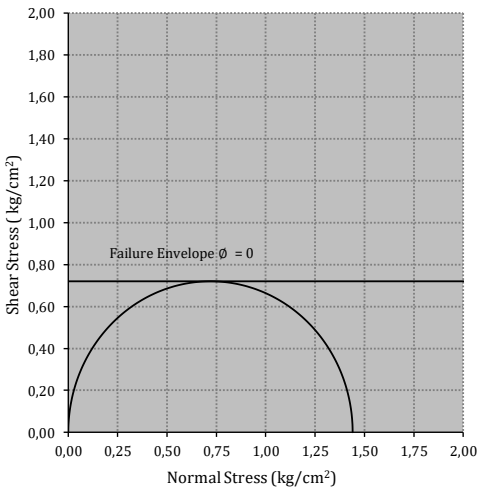
No.	Deformation		Unit Strain, $\Delta L/L_0$	Strain, %	Corected Area (cm^2)	Axial Load		Stress, (kg/cm^2)
	Reading (div)	Strain (cm)				Reading, (div)	Load, (kg)	
1	0	0,00	0,000	0,00	29,22	0,0	0,00	0,00
2	91	0,09	0,007	0,74	29,43	14,0	15,45	0,52
3	150	0,15	0,012	1,22	29,58	20,0	22,06	0,75
4	237	0,24	0,019	1,92	29,79	30,0	33,10	1,11
5	349	0,35	0,028	2,83	30,07	35,0	38,61	1,28
6	462	0,46	0,038	3,75	30,35	39,0	43,03	1,42
7	572	0,57	0,046	4,64	30,64	40,0	44,13	1,44
8	673	0,67	0,055	5,46	30,90	38,0	41,92	1,36
9	768	0,77	0,062	6,24	31,16	34,0	37,51	1,20

Compressive Streght, qu (kg/cm^2)	**1,44**
Shear Strenght, Su (kg/cm^2)	**0,72**

STRESS-STRAIN CURVE



MOHR CIRCLE CURVE



CV. GEOTEKNIK PRATAMA
LABORATORIUM PENGUJIAN MEKANIKA TANAH DAN BETON
JL. POLITEKNIK LR. PERKUTUT NO. 9 BUKIT LAMA KECAMATAN ILIR BARAT I KOTA PALEMBANG SUMATERA SELATAN
KODE POS 30139 geoteknikpratama.cv@gmail.com

Pelanggan	CV. RIDHO REGINA BERJAYA
Proyek	Perkuatan Tebing Sungai Majo Kel. Betung Kec. Betung Kab. Banyuasin
Lokasi	Sungai Majo
Registrasi	419/GP-PLB/IX/2025

DRICT SHEAR TEST

Diameter, cm	:	6,308	Date of Sampling	:	01 September 2025
Hight, cm	:	1,986	Date of Testing	:	09 Sep - 16 Sep 2025
Area, cm2	:	31,3	Method of Test	:	Drained
Calibration, kg/div	:	1,1033	Referention	:	ASTM 3080

No.	Read (div)	Percent Relative Displacement, (%)	Corrected Area (cm^2)	Normal Stress, (kg/cm^2)		0,50	Normal Stress, (kg/cm^2)		1,00	Normal Stress, (kg/cm^2)		1,50
				Shear Load		Sheare Stress (kg/cm^2)	Shear Load		Sheare Stress (kg/cm^2)	Shear Load		Sheare Stress (kg/cm^2)
				Read (div)	kg		Read (div)	kg		Read (div)	kg	
1	0	0,00	31,25	0,0	0,00	0,000	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,000
2	20	0,32	31,24	1,0	1,10	0,035	2,00	2,21	0,071	3,00	3,31	0,106
3	40	0,63	31,20	2,0	2,21	0,071	4,00	4,41	0,141	5,50	6,07	0,194
4	60	0,95	31,16	3,0	3,31	0,106	5,00	5,52	0,177	7,00	7,72	0,248
2	80	1,27	31,10	3,5	3,86	0,124	6,50	7,17	0,231	9,00	9,93	0,319
3	100	1,59	31,02	4,50	4,96	0,160	8,00	8,83	0,285	10,50	11,58	0,373
4	120	1,90	30,92	5,50	6,07	0,196	9,00	9,93	0,321	12,00	13,24	0,428
5	140	2,22	30,82	6,00	6,62	0,215	10,00	11,03	0,358	12,50	13,79	0,448
6	160	2,54	30,69	7,00	7,72	0,252	10,50	11,58	0,377	14,00	15,45	0,503
7	180	2,85	30,55	7,50	8,27	0,271	11,00	12,14	0,397	14,50	16,00	0,524
8	200	3,17	30,40	8,00	8,83	0,290	11,50	12,69	0,417	15,00	16,55	0,544
9	220	3,49	30,23	8,00	8,83	0,292	11,00	12,14	0,401	15,00	16,55	0,547
10	240	3,80	30,05	7,00	7,72	0,257	10,00	11,03	0,367	14,00	15,45	0,514
11	260	4,12	29,86		0,00	0,000	9,50	10,48	0,351	13,00	14,34	0,480
12	280	4,44	29,65		0,00	0,000	9,00	9,93	0,335			
13	300	4,76	29,43									
14	320	5,07	29,19									

No.	Normal Stress (kg/cm^2)	MAX. Shear Stress (kg/cm^2)	Result from Graph	
1	0,50	0,292	Angle of Internal Friction, Ø°	Cohesion, C kg/cm^2
2	1,00	0,417		
3	1,50	0,547	14,3	0,163

