LAPORAN

PENELITIAN DOSEN

ISTN

STUDI KEGAGALAN DINDING PENAHAN TANAH DAN SOLUSI ALTERNATIF DESAIN PENYELESAIANNYA (Penelitian Kasus di Kawasan KIIC Karawang)

Tim Peneliti

Ketua : Ir. Idrus M. Alatas M.Sc

NIDN : 0316016101

Anggota : Henri Eka Yuliatmoko

NIM 13114705

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT SAINS DAN TEKNOLOGI NASIONAL
2016

PENGESAHAN
LAPORAN PENELITIAN

1	Judul Penelitian	:	STUDI KEGAGALAN DINDING PENAHAN TANAH DAN SOLUSI ALTERNATIF DESAIN PENYELESAIANNYA (Penelitian Kasus di Kawasan KIIC Karawang)
2	Ketua Peneliti	:	
	a. Nama Lengkap	:	Ir. Idrus M. Alatas M.Sc
	b. Jenis Kelamin	:	Laki-laki
	c. NIP	:	11860032
	d. Disiplin ilmu	:	Geoteknik (Teknik Sipil)
	e. Pangkat/Golongan	:	Lektor /III d
	f. Jabatan	:	Dosen
	g. Fakultas/Prodi	:	Teknik Sipil dan Perencanaan / Teknik Sipil
	h. Alamat	:	Jl. Moh. Kahfi II, Srengseng Sawah Jak-Sel.
	i. Telpon/Faks/E-mail	:	0218410387/hb_idrus@yahoo.com
3	Anggota Peneliti	:	Henri Eka Yuliatmoko
4	Lokasi Penelitian	:	Hambalang, Jawa Barat dan Semarang-Bawen , Jawa Tengah
5	Jumlah biaya	:	6.500.000,-

Jakarta, November 2016

Mengetahui,
Ketua Program Studi
Teknik Sipil

Ir. Marsiano, MT

Ketua Peneliti

Ir. Idrus M. Alatas M.Sc

Menyetujui,
Ketua LP2M – ISTN

DR. Ir. Syamsul Elyumin MSc

KATA PENGANTAR

Dengan memanjatkan puji dan syukur kehadirat Allah SWT, atas segala rahmat dan karunia-Nya sehingga peneliti dapat menyelesaikan penelitian dan menyusun laporan penelitian ini dengan baik. Peneliti menyadari sepenuhnya bahwa banyak isi laporan ini yang merupakan aplikasi dari teori yang sudah sering dipakai oleh praktisi geoteknik. Meskipun demikian kendala dan kekurangan selalu ada baik dari segi penelitian, penyajian maupun pengolahan data yang ada.

Kritik dan saran yang sifatnya konstruktif atau membangun sangat peneliti harapkan demi kesempurnaan dari laporan ini dan juga dapat menambah pengetahuan dari peneliti itu sendiri.

Akhir kata peneliti ucapkan banyak terimakasih kepada semua pihak, atas segala dukungannya. Semoga laporan penelitiani ni dapat bermanfaat, terutama bagi praktisi dan perekayasa bidang geoteknik di Indonesia

Jakarta, November 2016

Tanggal	: 06/02/2017
No. Inventaris	:
Kode Eksemplar	:
No. Panggil	:
Sumber	:
Lokasi	:
Paraf	:

Peneliti

Ir. Idrus M. Alatas M.Sc

Henri Eka Yuliatmoko

MILIK PERPUSTAKAAN
ISTN

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	**i**
KATA PENGANTAR	**ii**
DAFTAR ISI	**iii**
DAFTAR TABEL	**vi**
DAFTAR GAMBAR	**vii**
DAFTAR NOTASI DAN SIMBOL	**x**
LEMBAR KOMUNIKASI DAN PEMANTAUAN .	**xii**
ABSTRAK	**xvii**
BAB 1 PENDAHULUAN	**1**
1.1 Latar Belakang Masalah	2
1.2 Perumusan Masalah	2
1.3 Tujuan dan Manfaat Penelitian	3
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Metodelogi Pelaporan	4
1.6 Sistematika Penuliasan	5
BAB 2 DASAR TEORI	8
2.1 Dinding Penahan Tanah	8
2.2 Tekanan Lateral	8
2.2.1 Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam	9
2.2.2 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif	10
2.3 Stabilitas Dinding Penahan Tanah	13
2.3.1 Stabilitas TerhadapPenggulingan	14
2.3.2 Stabilitas Terhadap Penggeseran	15
2.3.3 StabilitasTerhadapDayaDukung	17
2.4 Stabilitas Lereng	18
2.5 Faktor Penyebab Kelongsoran	19

2.5.1 Pengaruh Geologi 19
2.5.2 PengaruhTopografi 20
2.5.3 Pengaruh Cuaca 20
2.6 Teori Perhitungan Faktor Keamanan Lereng 23
2.7 Turap 27
2.7.1 Turap Beton dan Baja 28
2.7.2 Jenis dan Metode KonstruksiTurap 29
2.8 Permodelan Tanah denganPlaxis 8.2

BAB 3 ANALISA DATA 45

3.1 Data Tanah 45
3.2 Data Lereng Existing dan Perencanaan 48
3.3 Alur Proses Pengerjaan 50

BAB 4 PEMBAHASAN 51

4.1. Stabilitas Lereng Existin 51
4.1.1 Analisa dengan Plaxis 51
4.1.2 Analisa dengan Fellenius 53
4.2. Perencanaan Dinding Penahan Tanah 54
4.2.1 Analisa Perhitungan Perencanaan 54
4.2.2 Analisa dengan Plaxis 57
4.2.3 Perhitungan Volume Pekerjaan 58
4.3. Metode Pelaksanaan Dinding Penahan Tanah 58
4.3.1 Pengerukan Tanah 59
4.3.1.1 Analisa Perhitungan Perencanaan Pengerukan Tanah 59
4.3.1.2 Analisa dengan Plaxis 60
4.3.1.3 Perhitungan VoumePekerjaan 62
4.3.2 Pemasangan Turap Beton 62
4.3.2.1 Analisa Perhitungan Perencanaan Turap Beton 62
4.3.2.2 Analisa dengan Plaxis 65
4.3.2.3 Perhitungan VoumePekerjaan 66

4.3.3 Pemasangan Tiang Pancang H-Beam 67
4.3.1.1 Analisa Perhitungan Perencanaan Turap Beton 67
4.3.1.2 Analisa dengan Plaxis 70
4.4. Metode Alternatif Pemancangan Bore Pile 72
4.4.1 Pembuatan Lantai Kerja pada Tanah Existing 72
4.4.1.1 Analisa dengan Fellenius Pembuatan Lantai Kerja 72
4.4.1.2 Analisa dengan Plaxis 74
4.4.1.3 Perhitungan Voume Pekerjaan 75
4.4.2 Pemancangan Bore Pile dan Cutting Tanah Lereng 75
4.4.2.1 Analisa Perhitungan Perencanaan Pemancangan Bore Pile dan Cutting Tanah Lereng 75
4.4.2.2 Analisa dengan Plaxis 78
4.4.2.3 Perpindahan Tiang dan Momen Lentur Maximum 79
4.4.2.4 Perhitungan Voume Pekerjaan 82

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN 85

5.1 Kesimpulan 85
5.2 Saran 86

DAFTAR PUSTAKA
LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

2.1 PerhitunganMomen yang MenahanGuling..15

2.2 Sudut-SudutPetunjukMenurutFellinius..26

3.1 Data Tanah HasilPengujianLaboratorium………...................................46

3.2 Bor Log HB-3 danSondir S-3……………………..............................47

4.1 PerhitunganStabilitasLereng Existing..53

4.2 Gaya VertikaldanMomen yang Bekerja..55

4.3 PerhitunganStabilitasLerengsetelah*Cutting*..59

4.4 PerhitunganStabilitasLerengLantaiKerja..73

DAFTAR GAMBAR

2.1 *Grafity Wall*……………………………...7

2.2 *Cantilever Wall*………………………..7

2.3 *Counterfort Wall*………………………..7

2.4 *Butters Wall*……………………………...8

2.5 Tekanan Tanah DalamKeadaanDiam ……………….............................9

2.6 DistribusiTekanan Tanah DalamKeadaan Diam.....................................10

2.7 Dinding Yang BerotasiAkibatTekananAktif Tanah...............................11

2.8 Dinding Yang BerotasiMelawanTekananPasif Tanah...........................12

2.9 Jenis-JenisKeruntuhanDindingPenahan Tanah…..................................13

2.10 Diagram Tekanan Tanah UntukDinding*Cantilever*...............................14

2.11 KontrolTerhadapPergeseranDasarDinding………...............................16

2.12 KontrolTerhadapKeruntuhanDayaDukung……….................................17

2.13 TipeKelongsoran………………………..………...............................19

2.14 MekanikaSebuahBidangLongsorRotasi…………...............................22

2.16 LokasiPusatBusurLongsorKritisPada Tanah Kohesif..........................26

2.17 PosisiTitikPusatBusurLongsorPadaGarisOo-K ……….......................27

2.18 ContohDindingTurap……………………………………………….28

2.19 TurapBetonPracetak……………………………………………...28

2.20 Langkah-LangkahKonstruksiUntukStrukturUrugan……...................30

2.21 Langkah-LangkahKonstruksiUntukStrukturGalian…………………...30

2.22 TiangTurap*Cantilever*TertanamPadaPasir……………………………..31

2.23 Turap*Cantilever*TertanamPadaPasirTanpaMuka Air…......................32

2.24 TiangTurap*Cantilever*TertanamPadaLapisanLempung……………........33

2.25 Toolbar Open Dokumen……………………………………………….36

2.26 Toolbar *General Settings*……………………………………...…37

2.27 GambarContohPembebananDalamPlaxis……………………………….38

2.28 Toolbar Input PilihanPembebanan……………………………………39

2.29 Toolbar Input Pembebanan………………………………………….....39

2.30 GambarContohPembebananDalamPlaxis……………………………….39

2.31 Toolbar *Mohr-Coulomb*Bagian*General*……………………………....40

2.32 Toolbar *Mohr-Coulomb*Bagian*Parameter*……………………………….41

2.33 ContohGambar Material Tanah…………………………………..…..41

2.34 ContohSetelahMeng-*KlikGenerate Mesh*………………………………..41

2.35 ContohSetelahMeng-*Klik Initial Condition*……………………………..42

2.36 GambarContohMuka Air……………………………………………...42

2.37 GambarContohTekananMuka Air Yang Bekerja…………………….…42

2.38 Toolbar *Calculation*……………………………………...………43

2.39 GambarContoh Output *Deformed Mesh*…………………….………..44

3.1 Layout Titik CPT-Boring Test……………………………….……..45

3.2 PenampangLereng Existing……………………………………………..48

3.3 PenampangPerencanaan*Cantilever Wall*…………………………….…48

3.4 Detail Perencanaan*Cantilever Wall*……………………………..………49

4.1 Lereng Existing AnalisaPlaxis (Deformed Mesh)……………….……52

4.2 Lereng Existing AnalisaPlaxis (Total Displacement)………………….....52

4.3 PenampangLereng Existing danIrisanBidangGelincir………………….53

4.4 Diagram Tekanan Tanah AktifdanPasif……………………………...55

4.5 Gaya Vertical danMomen Yang Bekerja……………………………..55

4.6 Cantilever Wall Existing DenganAnalisaPlaxis (Deformed Mesh)…….57

4.7 Cantilever Wall Existing DenganAnalisaPlaxis (Total Displacement)...57

4.8 PenampangLerengSetelah*Cutting*danIrisanBidangGelincir……........59

4.9 *Cutting* Tanah DenganAnalisaPlaxis (Deformed Mesh)………………60

4.10 *Cutting* Tanah DenganAnalisaPlaxis (Total Displacement)...................61

4.11 Proses *Cutting* Tanah SampaiKelongsoran Tanah………………………61

4.12 Diagram Tekanan Tanah…………………………………………………64

4.13 TurapBetonDenganAnalisaPlaxis (Deformed Mesh)………………..…65

4.14 TurapBetonDenganAnalisaPlaxis (Total Displacement)……………....65

4.15 Proses Turap Sheet Pile………………………………………………......66

4.16 Diagram Tekanan Tanah…………………………………………………69

4.17 Pemancangan H-Beam AnalisaPlaxis (Deformed Mesh)……………....70

4.18 Pemancangan H-Beam AnalisaPlaxis (Total Displacement)……………70

4.19 Proses Pemancangan H-Beam…………………………………………...71

4.20 PenampangLerengLantaiKerjadanIrisanBidangGelincir……………....72

4.21 LantaiKerjaDenganAnalisaPlaxis (Deformed Mesh)…………….........74

4.22 LantaiKerjaDenganAnalisaPlaxis (Total Displacement)……………....74

4.23 Diagram Tekanan Tanah………………………………………….......77

4.24 Pemancangan*Bore Pile*DenganAnalisaPlaxis (Deformed Mesh)…....…78

4.25 Pemancangan*Bore Pile*DenganAnalisaPlaxis (Total Displacement)…..78

4.26 Total Perpindahan*Bore Pile*…………………………………………..…79

BAB I
PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Tanah merupakan aspek penting dalam perencanaan konstruksi. Karena pada tanahlah berdiri satu bangunan. Oleh karena itu, sangat penting untuk memperhatikan faktor kestabilan tanah. Salah satu cara yang digunakan untuk melakukan pengendalian kestabilan tanah agar tak mengalami kelongsoran adalah dengan membangun dinding penahan tanah.

Dinding penahan tanah adalah suatu struktur konstruksi yang dibangun untuk menahan tanah yang mempunyai kemiringan/lereng dimana kemantapan tanah tersebut tidak dapat dijamin oleh tanah itu sendiri. Bangunan dinding penahan tanah digunakan untuk menahan tekanan tanah lateral yang ditimbulkan oleh tanah urugan atau tanah asli yang labil akibat kondisi topografinya.

Pembangunan dinding penahan tanah haruslah benar – benar berdasarkan perhitungan kestabilan dan faktor keselamatan karena kesalahan yang terjadi dalam pembangunan dinding penahan tanah dapat berakibat fatal yaitu kerugian harta dan hilangnya korban jiwa. Tentu hal seperti ini tidak diharapkan terjadi , olehnya dibutuhkan sebuah perencanaan dinding penahan tanah yang betul-betul stabil dan efisien. Stabil dari segi kekuatan untuk menopang besarnya gaya guling, gaya geser dan daya dukung. Namun tetap memperhitungkan kemungkinan proses pelaksanaan pekerjaan.

Sebagai contoh proyek pembangunan dinding penahan tanah PT. AT Indonesia Karawang Jawa Barat dimana proses pekerjaan dilakukan dengan metode kerja perencanaan awal yang dirasa kurang effisien. Perencanaan awal pembangunan dinding penahan tanah menggunakan metode *cantilever wall*. Metode kerja dimulai dari proses *cutting* tanah yang miring, kemudian dilanjutkan proses pemancangan *sheet pile* beton sebagai penahan tanah aktif sementara, namun metode kerja ini masih mengalami kegagalan kestabilan lereng, hingga akhirnya langkah terakhir yang digunakan yaitu pemancangan *H-Beam* untuk selanjutnya dilakukan proses pelaksanaan metode *cantilever wall*. Hal ini

berpengaruh terhadap efisiensi pelaksanaan, sehingga apabila ditarik mundur diperlukan alternatif desain yang tepat. Sebagai pembanding metode kerja perkuatan *bore pile* yang dibangun sebelum proses *cutting* tanah asli dan dilanjutkan dengan proses pemasangan *cantilever wall* dapat menjadi pilihan yang baik dalam proses pelaksanaan proyek. Mengingat langkah kerja yang dilakukan tidak merubah kontur tanah terlebih dahulu sehingga menstabilkan kondisi tanah asli.

Oleh karena itu pada penelitian ini kami bermaksud untuk meneliti tentang: **STUDI KEGAGALAN DINDING PENAHAN TANAH DAN SOLUSI ALTERNATIF DESAIN PENYELESAIANNYA.**

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang diatas maka dapat dirumuskan masalah dalam penelitian ini antara lain :

- Mengapa metode kerja yang digunakan dalam perencanaan awal mengalami kegagalan dalam pelaksanaannya?
- Bagaimana detail proses pemancangan *H-Beam* sebagai penahan tanah aktif sementara, selanjutnya dilakukan proses pelaksaan metode *cantilever wall* sebagai dinding penahan tanah permanen ditinjau dari segi keamanan maupun efisiensi?
- Bagaimana alternatif desain metode perkuatan *bore pile* yang dibangun sebelum proses *cutting* tanah asli dan dilanjutkan dengan proses pemasangan *cantilever wall* dapat menjadi pilihan dalam proses pelaksanaan proyek baik dari keamanan maupun efisiensi?

1.3. Tujuan dan Manfaat Penelitian

Tujuan maupun manfaat yang didapat dalam penelitian ini yaitu :

- Mengetahui desain awal yang digunakan dalam perencanaan sehingga dikerjakan dalam proses pelaksanaan proyek.

- Mengetahui pengaruh yang dihasilkan dari desain awal perencanaan terhadap pelaksanaan dilapangan.
- Memberikan alternatif desain metode perkuatan *bore pile* dengan pemasangan *cantilever wall* yang mampu menopang besarnya gaya guling, gaya geser dan daya dukung serta memungkinkan untuk dikerjakan sehingga dapat digunakan sebagai bahan pembanding ketika proses pemilihan langkah metode saat perencanaan awal.
- Memberikan masukan para pembaca untuk menambah wawasan dan pengetahuan yang bermanfaat dalam perencanaan proyek konstruksi.

1.4. Batasan Masalah

Berikut ini adalah yang menjadi batasan masalah pada penulisan ini agar ruang lingkupnya tidak terlalu meluas, antara lain:

- Permukaan tanah yang berada dibelakang dinding penahan tanah adalah miring dan tidak dipengaruhi oleh pembebanan apapun juga.
- Analisis data yang digunakan didasarkan pada investigasi tanah dengan metode sondir dan borlog.
- Pedoman stabilitas lereng yang digunakan menggunakan metode *Fellinius*.
- Perhitungan hanya dilakukan pada tekanan tanah lateral dan stabilitas terhadap guling, geser, dan keruntuhan daya dukung.
- Perbandingan yang dilakukan diasumsikan ketika perencanaan awal belum diputuskan metode apa yang akan digunakan.
- Perbandingan metode perencanaan dengan metode alternatif desain yang harusnya dipilih khusus membahas secara perhitungan struktur dan bahan.
- Permodelan dalam perhitungan menggunakan *software* bantu Plaxis 8.2.
- Pedoman yang digunakan adalah berdasarkan buku dari Braja M. Das

1.5.Metodologi Penulisan

Metodologi penulisan yang dipergunakan untuk mengerjakan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

- Studi literatur untuk mencari dan melengkapi teori penunjang serta pada pembahasan.
- Pengumpulan data-data penunjang yang berkaitan yaitu sondir dan *borlog*.
- Analisa dan perhitungan

1.6.Sistematika Penulisan

Bahasan-bahasan yang akan diuraikan lebih lanjut dalam Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

BAB I – PENDAHULUAN

Merupakan pengantar berisi pemaparan mengenai latar belakang, rumusan masalah, tujuan dan manfaat penelitian, batasan masalah, metode penulisan, serta sistematika penulisan.

BAB II – LANDASAN TEORI

Menjelaskan tentang dasar-dasar teori dan prinsip-prinsip mengenai acuan kriteria perencanaan dinding tanah yang aman dengan berbagai metode serta sifat-sifat karakteristik tanah lereng.

BAB III – ANALISA METODE

Menjelaskan tentang presentasi kondisi lapangan. Kemudian dilanjutkan dengan pemaparan perencanaan *existing* yaitu metode kerja yang digunakan. Serta detail perhitungan yang menunjukkan metode tersebut tidak mampu. Dan dilanjutkan dengan detail metode kerja yang mampu digunakan berikut dengan perhitungan yang mampu menunjukkan keberhasilan metode kerja yang digunakan.

BAB IV – HASIL DAN PEMBAHASAN

Berisi tentang penyajian hasil penelitian dan pengolahan data serta pembahasannya tiap-tiap metode dengan didukung oleh perbandingan tiap metode dalam perencanaan yang terkait.

BAB V – PENUTUP

Berisi kesimpulan dan saran.

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1. Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah adalah suatu bangunan yang berfungsi untuk menstabilkan kondisi tanah tertentu yang pada umumnya dipasang pada daerah tebing yang labil. Jenis konstruksi antara lain pasangan batu dengan mortar, pasangan batu kosong, beton, kayu dan sebaginya. Fungsi utama dari konstruksi penahan tanah adalah menahan tanah yang berada dibelakangnya dari bahaya longsor akibat :

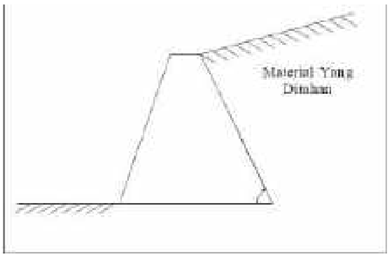
1. Benda-benda yang ada atas tanah (perkerasan & konstruksi jalan, jembatan, kendaraan, dll).
2. Berat tanah
3. Berat air (tanah)

Dinding penahan tanah merupakan komponen struktur bangunan penting utama untuk jalan raya dan bangunan lingkungan lainnya yang berhubungan tanah berkontur atau tanah yang memiliki elevasi berbeda. Secara singkat dinding penahan merupakan dinding yang dibangun untuk menahan massa tanah di atas struktur atau bangunan yang dibuat. Jenis konstruksi dapat dikonstribusikan jenis klasik yang merupakan konstruksi dengan mengandalkan berat konstruksi untuk melawan gaya-gaya yang bekerja.

Berdasarkan cara untuk mencapai stabilitasnya, maka dinding penahan tanah digolongkan sebagai berikut (Braja M Das, 1991) :

 Dinding gravitasi *(gravity wall)*

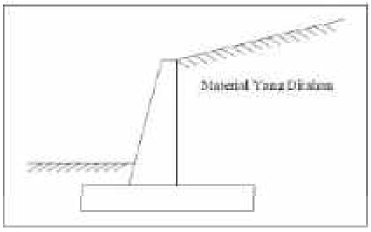
Dinding ini biasanya di buat dari beton murni (tanpa tulangan)atau dari pasangan batu kali. Stabilitas konstruksinya diperoleh hanya dengan mengandalkan berat sendiri konstruksi. Biasanya tinggi dinding tidak lebih dari 4 meter (Braja M Das, 1991).



Gambar 2.1. Gravity wall

 Dinding penahan kantilever (kantilever retaining wall)

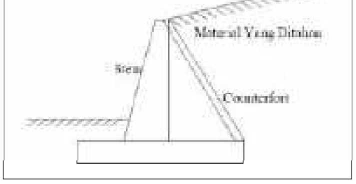
Dinding penahan kantiliver di buat dari beton bertulang yang tersusun dari suatu dinding vertical dan tapak lantai. Masing – masing berperan sebagai balok atau pelat kantiliver. Stabilitas konstruksinya diperoleh dari berat sendiri dinding penahan dan berat tanah diatas tumit tapak (*hell*). Terdapat 3 bagian struktur yang berfungsi sebagai kantiliver, yaitu bagian dinding vertical (*steem*), tumit tapak dan ujung kaki tapak (*toe*). Biasanya ketinggian dinding ini tidak lebih dari 6– 7 meter (Braja M Das, 1991).



Gambar 2.2. Cantilever wall

 Dinding conterfort (counterfort wall)

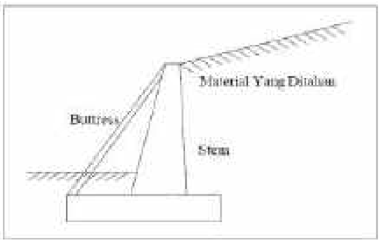
Apabila tekanan tanah aktif pada dinding vertical cukup besar, maka bagian dinding vertical dan tumit perlu disatukan (kontrafort) Kontrafort berfungsi sebagai pengikat tarik dinding vertical dan ditempatkan pada bagian timbunan dengan interfal jarak tertentu. Dinding kontrafort akan lebih ekonomis digunakan bila ketinggian dinding lebih dari 7 meter (Braja M Das, 1991).



Gambar 2.3. Counterfort wall

 Dinding butters (butters Wall)

Dinding Buttress hampir sama dengan dinding kontrafort, hanya bedanya bagian kontrafort diletakkan di depan dinding. Dalam hal ini, struktur kontrafort berfungsi memikul tegangan tekan. Pada dinding ini, bagian tumit lebih pendek dari pada bagian kaki. Stabilitas konstruksinya diperoleh dari berat sendiri dinding penahan dan berat tanah diatas tumit tapak. Dinding ini lebih ekonomis untuk ketinggian lebih dari 7 meter (Braja M Das, 1991).



Gambar 2.4. Butters wall

2.2. Tekanan Lateral

Tekanan tanah lateral adalah sebuah parameter perencanaan yang penting di dalam sejumlah persoalan teknik pondasi, dinding penahan dan konstruksi – konstruksi lain yang ada di bawah tanah. Semuanya ini memerlukan perkiraan tekanan lateral secara kuantitatif pada pekerjaan konstruksi, baik untuk analisa perencanaan maupun untuk analisa stabilitas.

Tekanan aktual yang terjadi di belakang dinding penahan cukup sulit diperhitungkan karena begitu banyak variabelnya. Ini termasuk jenis bahan penimbunan, kepadatan dan kadar airnya, jenis bahan di bawah dasar pondasi, ada tidaknya beban permukaan, dan lainnya. Akibatnya, perkiraan detail dari gaya lateral yang bekerja pada berbagai dinding penahan hanyalah masalah teoritis dalam mekanika tanah.

Jika suatu dinding penahan dibangun untuk menahan batuan solid, maka tidak ada tekanan pada dinding yang ditimbulkan oleh batuan tersebut. Tetapi jika dinding dibangun untuk menahan air, tekanan hidrotatis akan bekerja pada dinding. Pembahasan berikut ini dibatasi untuk dinding penahan tanah, perilaku

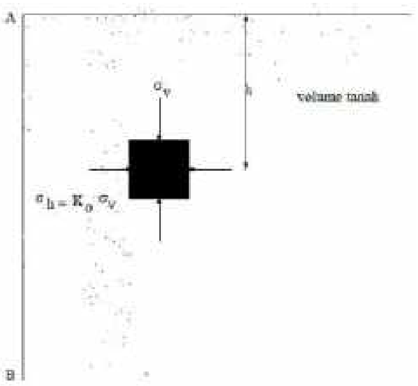
tanah pada umumnya berada diantara batuan dan air, dimana tekanan yang disebabkan oleh tanah jauh lebih tinggi dibandingkan oleh air. Tekanan pada dinding akan meningkat sesuai dengan kedalamannya (Braja M Das, 1991).

Pada prinsipnya kondisi tanah dalam kedudukannya ada 3 kemungkinan, yaitu (Soewandi Irwan, 2012) :

- Dalam Keadaan Diam (Ko)
- Dalam Keadaan Aktif (Ka)
- Dalam Keadaan Pasif (Kp)

2.2.1. Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam

Bila kita tinjau massa tanah seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.5 Massa tanah dibatasi oleh dinding dengan permukaan licin AB yang dipasang sampai kedalaman tak terhingga. Suatu elemen tanah yang terletak pada kedalaman h akan terkena tekanan arah vertical dan tekanan arah horizontal.



Gambar 2.5. Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam

Bila dinding AB dalam keadaan diam, yaitu bila dinding tidak bergerak ke salah satu arah baik kekanan maupun kekiri dari posisi awal, maka massa tanah akan berada dalam keadaan keseimbangan elastic (*elastic equilibrium*). Rasio tekanan arah horizontal dan tekanan arah vertical dinamakan " koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam " Ko, atau :

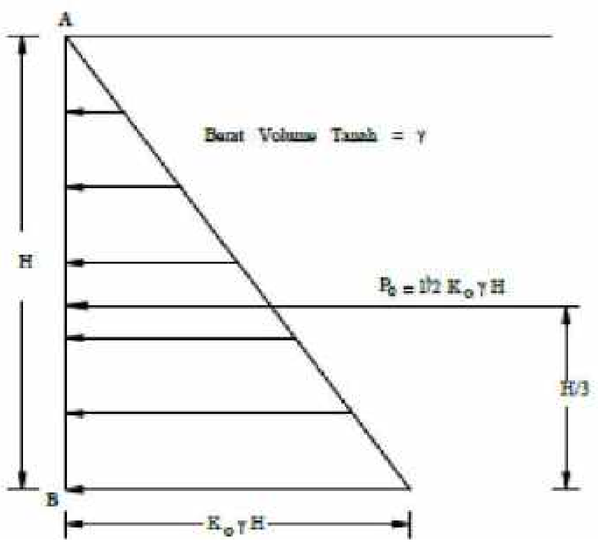
$$Ko = \frac{\sigma h}{\sigma v} \quad \text{.......................................} \quad (2.1)$$

Karena $\sigma v = \gamma h$, maka :

$\sigma h = Ko.(\gamma h)$ .... (2.2)

Sehingga koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam dapat diwakili oleh hubungan empiris.

Ko = 1 sin Ø...(2.3)



Gambar 2.6. Distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam

Gambar 2.6 menunjukkan distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam yang bekerja pada dinding setinggi H. Gaya total per satuan lebar dinding, Po, adalah sama dengan luas dari diagram tekanan tanah yang bersangkutan. Jadi :

$Po = \frac{1}{2}. Ko\ \gamma\ H^2$...(2.4)

2.2.2. Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Konsep tekanan tanah aktif dan pasif sangat penting untuk masalah-masalah stabilitas tanah, pemasangan batang-batang penguat pada galian. Desain dinding penahan tanah, dan pembentukan penahanan tarik dengan memakai berbagai jenis peralatan pengukur.

Permasalahan disini hanyalah semata-mata untuk menentukan faktor keamanan terhadap keruntuhan yang di sebabkan oleh gaya lateral. Pemecahan di peroleh dengan membandingkan gaya-gaya (kumpulan gaya-gaya yang bekerja).

€ Gaya I adalah gaya yang cenderung mengahancurkan

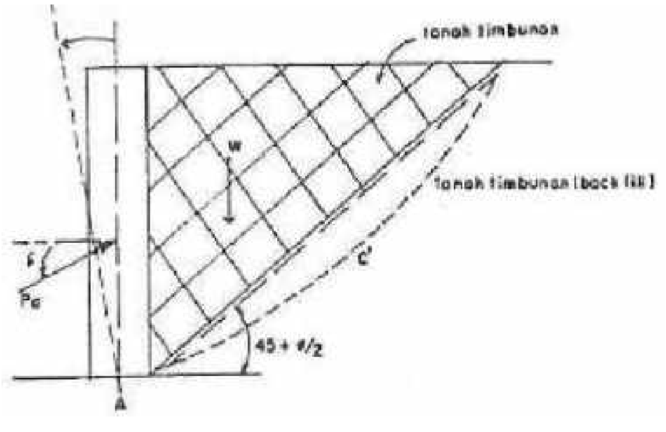
€ Gaya II adalah gaya yang cenderung mencegah keruntuhan

Gaya pengancur disini misalnya gaya-gaya lateral yang bekerja horizontal atau mendatar.

Gaya penghambat misalnya berat dari bangunan/struktur gaya berat dari bangunan ini arah bekerja vertical sehingga dapat mengahambat gaya lateral atau gaya yang bekerja horizontal.

• **Tekanan Tanah Aktif**

Seperti ditunjukkan pada Gambar 2.7, akibat dinding penahan berotasi ke kiri terhadap titik A, maka tekanan tanah yang bekerja pada dinding penahan akan berkurang perlahan-lahan sampai mencapai suatu harga yang seimbang. Tekanan tanah yang mempunyai harga tetap atau seimbang dalam kondisi ini disebut tekanan tanah aktif (Braja M Das, 1991).



Gambar 2.7. Dinding yang berotasi akibat tekanan aktif tanah

Menurut teori Rankine, untuk tanah berpasir tidak kohesif, besarnya gaya lateral pada satuan lebar dinding akibat tekanan tanah aktif pada dinding setinggi H dapat dinyatakan dalam persamaan berikut.

$Pa = \frac{1}{2}. Ka\ \gamma\ H^2$... (2.5)

Dimana harga Ka untuk tanah datar adalah :

Ka = Koefisien tanah aktif = $\frac{1-\sin\emptyset}{1+sin\emptyset}$ = $\tan^2(45° - \frac{\emptyset}{2})$ .... (2.6)

Dimana :

γ = Berat isi tanah (g/cm^3)

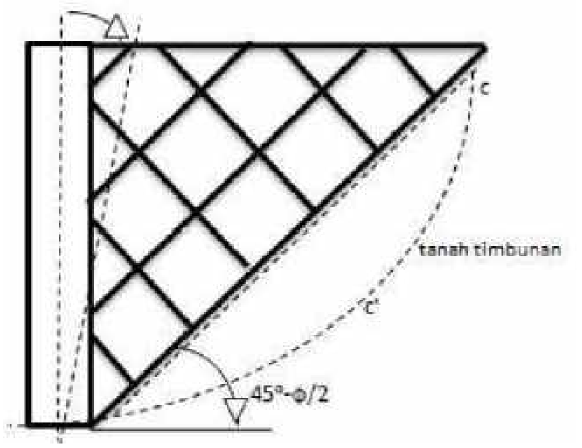
H = tinggi dinding (m)

Ø = Sudut geser tanah (°)

Adapun langkah yang dipakai untuk tanah urugan di belakang tembok apabila berkohesi (Kohesi adalah lekatan antara butir-butir tanah, sehingga kohesi mempunyai pengaruh mengurangi tekanan aktif tanah sebesar 2c), maka tegangan utama arah horizontal untuk kondisi aktif adalah :

Pa = ½. Ka γ H^2 - $2c\sqrt{Ka}$H.. (2.7)

- **Tekanan Tanah Pasif**



Gambar 2.8. Dinding yang berotasi melawan tekanan pasif tanah

Seperti ditunjukkan pada Gambar 2.8, dinding penahan berotasi ke kanan terhadap titik A, atau dengan perkataan lain dinding mendekati tanah isian, maka tekanan tanah yang bekerja pada dinding penahan akan bertambah perlahan-lahan sampai mencapai suatu harga tetap. Tekanan tanah yang mempunyai harga tetap dalam kondisi ini disebut tekanan tanah pasif (Braja M Das, 1991).

Menurut teori rankine, untuk tanah pasir tidak kohesif, besarnya gaya lateral pada dinding akibat tekanan tanah pasif setinggi H dapat dinyatakan dalam persamaan berikut :

Pp = ½. Ka γ H².. (2.8)

Dimana harga Kp untuk tanah datar adalah :

Ka = Koefisien tanah pasif = $\frac{1+\sin\emptyset}{1-\sin\emptyset}$ = tan²(45° + $\frac{\emptyset}{2}$) .... (2.9)

Dimana :

γ = Berat isi tanah (g/cm³)

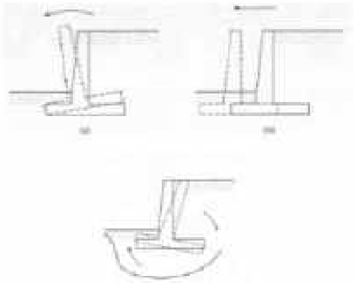
H = tinggi dinding (m)

Ø = Sudut geser tanah (°)

Adapun langkah yang dipakai untuk tanah berkohesi, maka tegangan utama arah horizontal untuk kondisi pasif adalah:

Pa = ½. Kp γ H² - 2c$\sqrt{Kp}$H.. (2.10)

2.3. Stabilitas Dinding Penahan Tanah



Gambar 2.9. Jenis-jenis keruntuhan dinding penahan tanah

Seperti yang terlihat pada gambar 2.9 diatas, ada beberapa hal yang dapat menyebabkan keruntuhan pada dinding penahan tanah, antara lain oleh:

a. penggulingan

b. penggeseran

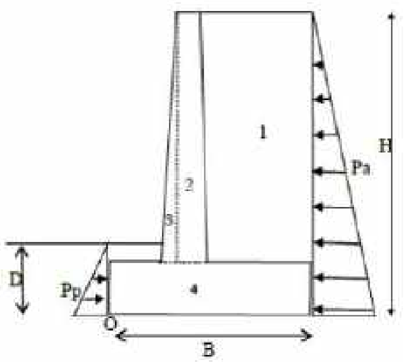
c. keruntuhan daya dukung

Maka dari itu, dalam merencanakan dinding penahan tanah langkah pertama yang harus dilakukan adalah menetapkan ukuran dinding penahan untuk menjamin stabilitas dinding penahan. Dinding penahan harus stabil terhadap guling, geser, dan daya dukung tanah (Braja M Das, 1991).

2.3.1. Stabilitas Terhadap Penggulingan

Tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urugan dibelakang dinding penahan, cendrung menggulingkan dinding dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pondasi. Momen penggulingan ini, dilawan oleh momen akibat berat sendiri dinding penahan dan momen akibat berat tanah di atas plat pondasi.

Pada gambar 2.10 dibawah ini, diperlihatkan diagram tekanan tanah pada dinding penahan tanah yang akan ditinjau, dalam hal ini adalah dinding penahan tanah tipe kantilever (asumsi tekanan tanah dihitung dengan rumus Rankine).



Gambar 2.10. Diagram tekanan tanah untuk dinding kantilever

Faktor keamanan terhadap guling didefinisikan sebagai (ditinjau dari kaki/titik O pada gambar) :

$FS_{guling} = \frac{\Sigma MR}{\Sigma Mo}$ .... (2.11)

Dimana:

ΣMo = jumlah momen dari gaya-gaya yang menyebabkan momen pada titik O

ΣMR = jumlah momen yang menahan guling terhadap titik O

Momen yang menghasilkan guling:

$\Sigma Mo = Ph$ ....(2.12)

Dimana tekanan tanah horisontal, Ph = Pa, tekanan tanah aktif (apabila permukaan tanah datar)

Momen yang menahan guling:

(prosedur perhitungan dapat dilakukan seperti pada tabel 2.1 berikut)

Bagian (1)	Luas (2)	Berat per unit panjang (3)	Jarak momen dari titik O (4)	Momen terhadap titik O (5)
1	A1	$W1 = \gamma_a * A1$	X1	M1
2	A2	$W1 = \gamma_b * A2$	X2	M2
3	A3	$W1 = \gamma_b * A3$	X3	M3
4	A4	$W1 = \gamma_b * A4$	X4	M4
		ΣV		ΣM_R

Catatan: γ_a = berat vol. Tanah

γ_b = berat vol. Beton

Jadi, faktor keamanannya adalah :

$FS_{guling} = \frac{M1+M2+M3+M4}{Pa(\frac{H}{3})}$ ....(2.13)

Faktor aman terhadap guling, bergantung pada jenis tanah, yaitu:

- ≥ 1,5 untuk tanah dasar berbutir
- ≥ 2 untuk tanah dasar kohesif

2.3.2. Stabilitas Terhadap Penggeseran

Gaya-gaya yang menggeser dinding penahan tanah akan ditahan oleh:

- Gesekan antara tanah dan dasar pondasi
- Tekanan tanah pasif didepan dinding penahan

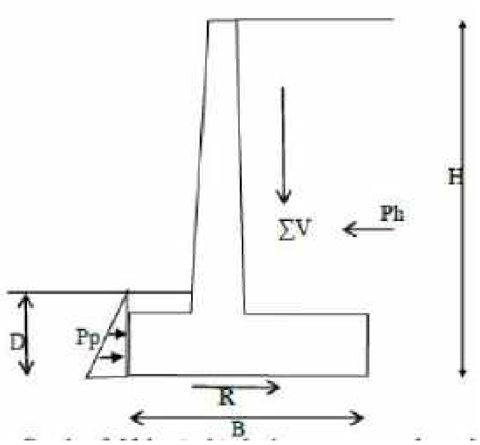
Faktor keamanan terhadap stabilitas geser dapat dinyatakan dengan rumus:

$$FSgeser = \frac{\Sigma FR}{\Sigma Fd} \quad (2.11)$$

Dimana:

ΣFR = jumlah gaya-gaya yang menahan gaya-gaya horisontal

ΣFd = jumlah gaya-gaya yang mendorong



Gambar 2.11. Kontrol terhadap pergeseran dasar dinding

Dari gambar 2.11 diatas, kekuatan geser tanah pada bagian dasar dinding:

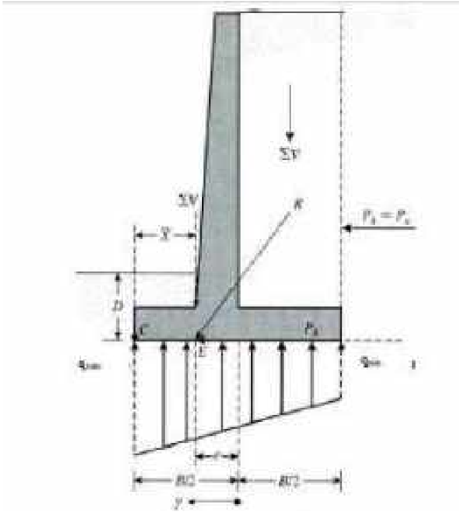
$$s = \sigma \tan \delta + ca \quad (2.12)$$

dimana:

δ = sudut geser antara tanah dengan dasar dinding

ca = adhesi antara tanah dengan dasar dinding

2.3.3. Stabilitas Terhadap Daya Dukung



Gambar 2.12. Kontrol terhadap keruntuhan daya dukung

Momen pada titik C

M_{net} = ΣMR - ΣMo (ΣMR dan ΣMo diperoleh dari stabilitas penggulingan) Jika resultan pada dasar dinding berada pada titik E

$$\overline{CE} = \overline{X} = \frac{M_{net}}{\Sigma V}$$

- Eksentrisitas dapat diperoleh dari

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE}$$

atau,

$$e = \frac{B}{2} = \frac{\Sigma MR - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

- Distribusi tekanan pada dasar dinding penahan dapat dihitung sebagai berikut:

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{net}\, y}{I}$$

dimana :

M_{net} = $(\sum V)e$

I = $(1/12)(1)(B)^3$

- Untuk nilai maksimum dan minimum, y = B/2

$$q_{max} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (2.13)$$

$$q_{max} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (2.14)$$

- Kapasitas dukung tanah duhitung dengan menggunakan persamaan hansen :

$$qu = c*Nc*Fcd*Fci + q*Nq*Fqd*Fqi + 0.5*\gamma*B'*N\gamma*F\gamma d*F\gamma i \quad (2.15)$$

dimana:

$q = \gamma*D$

$B' = B - 2e$

$Fcd = 1 + 0,4\,\frac{D}{Br}$

Fqd = 1+2 tan Ø □(1 sin Ø)□□ 2 $\frac{D}{Br}$

$F\gamma d = 1$

Faktor keamanan terhadap keruntuhan kapasitas dukung didefinisikan sebagai (Braja M Das, 1991):

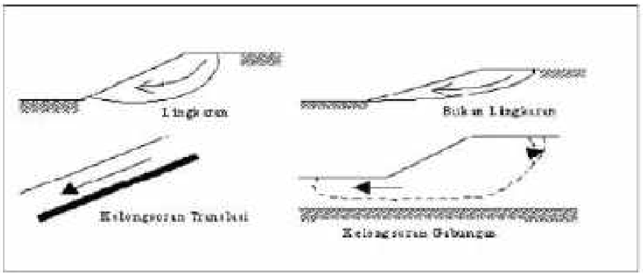
$$F = \geq 3 \quad (2.14)$$

2.4. Stabilitas Lereng

Setiap massa tanah yang terletak di bawah permukaan tanah yang miring atau di bawah sisi miring dari suatu galian terbuka memiliki kecenderungan bergerak ke arah bawah dan ke arah luar karena pengaruh gravitasi dan rembesan (seepage). Tanah yang longsor dapat merupakan tanah timbunan, tanah yang diendapkan secara alami, atau kombinasi keduanya. Terdapat beberapa tipe longsoran yang sering terjadi diantaranya :

- Kelongsoran rotasi (*rotational slip*)
- Kelongsoran translasi (*translational slip*)

➢ Kelongsoran gabungan (*compound slip*).



Gambar 2.13. Tipe kelongsoran

Kelongsoran rotasi bentuk permukaan runtuh pada potongannya dapat berupa busur lingkaran dan kurva bukan lingkaran. Bentuk busur lingkaran biasanya terjadi pada tanah homogen, sedangkan bentuk kurva bukan lingkaran terjadi pada tanah yang tidak homogen. Kelongsoran translasi dan kelongsoran gabungan terjadi bila bentuk permukaan runtuh dipengaruhi oleh adanya kekuatan geser yang berbeda pada lapisan tanah yang berbatasan (A.E Turangan, O.B.A Sompie, 2014).

2.5. Faktor Penyebab Kelongsoran

Beberapa faktor-faktor penyebab kelongsoran antara lain dapat dipengaruhi oleh geologi, topografi, proses cuaca, perubahan struktur tanah lempung dan lanau akibat proses psikokimia, dan pengaruh air dalam tanah.

2.5.1. Pengaruh Geologi

Proses geologi dalam pembentukan lapisan-lapisan kulit bumi dengan cara pengendapan sedimen ternyata memungkinkan terbentuknya suatu lapisan yang potensial mengalami kelongsoran. Sebagai contoh adalah pembentukan lapisan tanah sebagai berikut, sungai yang mengalirkan air ke laut membawa partikelpartikel halus yang jumlahnya tergantung dari volume dan kecepatan alirannya, kemudian partikel-partikel tersebut mengendap di dasar laut membentuk lapisan tanah, dimana penyebaran pengendapannya bisa merata atau tidak merata tergantung arus air laut. Karena pembentukan tiap lapisan terjadi di

air maka dasar tiap lapisan adalah air, yang bisa dilihat seringkali sebagai lapisan tipis pada zona pemisah antara lapisan lempung dan lanau kepasiran atau sebagai aliran laminar pada lapisan pasir yang lebih permeabel.

Dengan keadaan demikian bila banyak air memasuki lapisan pasir tipis sedangkan pengeluaran air sedikit sehingga keadaan lapisan menjadi jenuh, maka tekanan air akan bertambah dan tekanan air inilah yang akan menyebabkan kelongsoran. Berbeda bila air memasuki lapisan pasir tebal sehingga keadaan lapisan tdak sepenuhnya jenuh air, maka lapisan tersebut bahkan bisa menjadi drainase alamiah (A.E Turangan, O.B.A Sompie, 2014).

2.5.2. Pengaruh Topografi

Variasi bentuk permukaan bumi yang meliputi daerah pegunungan dan lembah dengan sudut kemiringan permukaannya yang cenderung besar, maupun daerah daerah dataran rendah yang permukaannya cenderung datar, ternyata memiliki peranan penting dalam menentukan kestabilan. Daerah dengan kemiringan besar tentu lebih potensial mengalami kelongsoran dibanding daerah datar, sehingga kasus kelongsoran sering ditemukan di daerah perbukitan atau pegunungan, dan pada pebedaan galian atau timbunan yang memiliki sudut kemiringan lereng yang besar.

Kestabilan lereng terganggu akibat lereng yang terlalu terjal, perlemahan pada kaki lereng dan tekanan yang berlebihan dari beban di kepala lereng. Hal tersebut terjadi karena erosi air pada kaki lereng dan kegiatan penimbunan atau pemotongan lereng yang dilakukan manusia.

2.5.3. Pengaruh Cuaca

Perubahan temperatur, fluktuasi muka air tanah musiman, gaya gravitasi dan relaksasi tegangan sejajar permukaan ditambah dengan proses oksidasi dan dekomposisi akan mengakibatkan suatu lapisan tanah kohesif yang secara lambat laun tereduksi kekuatan gesernya, terutama nilai kohesi c dan sudut geser dalamnya ø.

Pada tanah non kohesif misalnya lapisan pasir, bila terjadi getaran gempa, mesin atau sumber getaran lainnya akan mengakibatkan lapisan tanah tersebut ikut bergetar sehingga pori-pori lapisan akan terisi oleh air atau udara yang akan meningkatkan tekanan dalam pori. Tekanan pori yang meningkat dengan spontan dan sangat besar ini akan menyebabkan terjadinya likuifikasi atau pencairan lapisan pasir sehingga kekuatan gesernya hilang(A.E Turangan, O.B.A Sompie, 2014).

2.5.4. Perubahan Struktur Tanah Lempung dan Lanau Akibat Proses Psikokimia

Kehilangan kekuatan geser tanah lanau dan lempung disebabkan yang pertama adalah akibat penyerapan air dan kembang susut tanah, sedangkan yang kedua adalah akibat pertukaran ion dimana ion bebas dalam mineral lempung digantikan ion mineral lain. Seringkali kedua faktor tersebut saling bekerja sama dan mempercepat proses. Misalnya tanah lempung yang menyerap air yang mengandung larutan garam, air tersebut menyebabkan lempung menjadi lunak yang lambat laun akan mereduksi kekuatannya, dan di pihak lain ion garam dapat menggantikan ion bebas mineral lempung sehingga susunan ion lempung berubah yang otomatis mempengaruhi pula kekuatannya.

2.5.5. Pengaruh Air dari Dalam Tanah

Keberadaan air dapat dikatakan sebagai faktor dominan penyebab terjadinya kelongsoran, karena hampir sebagian besar kasus kelongsoran melibatkan air di dalamnya.

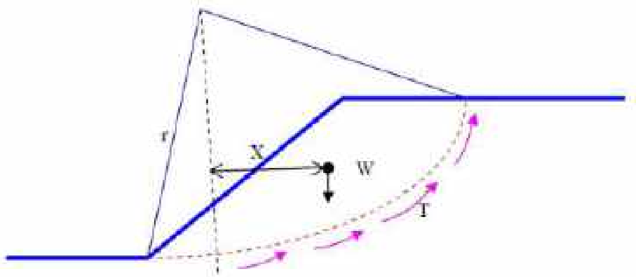
- Tekanan air pori memiliki nilai besar sebagai tenaga pendorong terjadinya kelongsoran, semakin besar tekanan air semakin tenaga pendorong.
- Penyerapan maupun konsentrasi air dalam lapisan tanah kohesif dapat melunakkan lapisan tanah tersebut yang pada akhimya mereduksi nilai kohesi dan sudut geser dalam sehingga kekuatan gesernya berkurang.

- Aliran air dapat menyebabkan erosi yaitu pengikisan lapisan oleh aliran air, sehingga keseimbangan lereng menjadi terganggu.

Dalam menganalisa stabilitas lereng harus ditentukan terlebih dahulu faktor keamanan (FK) dari lereng tersebut. Secara umum faktor keamanan didefinisikan sebagai perbandingan antara gaya penahan dan gaya penggerak longsoran.

$$FK = \frac{GayaPenggerak}{GayaPenahan}$$

Analisis kestabilan lereng dengan tipe kelongsoran rotasi dapat dihitung dengan menghitung momen penahan dan momen penggerak pada lingkaran longsoran(A.E Turangan, O.B.A Sompie, 2014).



Gambar 2.14. Mekanika sebuah bidang longsor rotasi

$$FK = \frac{r \times T}{X \times w}$$

Dimana :

r = Jari -jari lingkaran longsoran

T = Jumlah gaya geser dari bidang longsoran

X = Jarak titik berat massa ke titik pusat lingkaran

w = Berat massa di atas lingkaran longsoran

Suatu lereng dikatakan stabil apabila memiliki faktor keamanan (FK) >1.2. Untuk meningkatkan stabilitas lereng ada beberapa cara yang dapat dilaksanakan diantaranya (A.E Turangan, O.B.A Sompie, 2014):

1. Memperkecil gaya penggerak / momen penggerak.

Gaya dan momen penggerak dapat diperkecil hanya dengan merubah bentuk lereng, yaitu dengan membuat lereng lebih datar dengan cara mengurangi sudut kemiringan dan memperkecil ketinggian lereng.

2. Memperbesar gaya penahan / momen penahan.

Untuk memperbesar gaya penahan, dapat dilakukan dengan menerapkan beberapa metode perkuatan tanah, diantaranya dinding penahan tanah, box culvert, abutment jembatan.

Untuk memilih jenis dinding penahan tanah yang akan digunakan hal – hal yang perlu diperhatikan antara lain : sifat tanah, kondisi lokasi, dan metode pelaksanaan. Beberapa jenis dinding penahan antara lain:

1. Dengan memancangkan tiang -tiang pancang pada permukaan lereng yang labil. Tiang tersebut dapat berupa turap baja, cerucuk dari rel bekas, angkur, pancang beton, dan kayu.
2. Dengan menggunakan geotekstil, yaitu bahan perkuatan tanah yang terbuat dari serat sintetis berbentuk lembaran -lembaran, yang disusun secara berlapis - lapis untuk menahan tekanan tanah pada lereng.
3. Membuat *counterweight*.
4. Grouting, yaitu metode untuk meningkatkan stabilitas dan daya.dukung tanah lereng dengan cara menginjeksikan bahan grouting (semen) sehingga semen tersebut mengisi pori - pori tanah.

2.6. Teori Perhitungan Faktor Keamanan Lereng

Pehitungan kestabilan lereng akan obyektif jika tersedia data tanah yang akurat dan data yang tepat pada kondisi-kondisi pada tertentu. Selain itu juga harus diperhatikan faktor ketidakteraturan dan ketidakhomogenan tanah yang tidak bisa ditemukan selama penyelidikan tanah, dimana hal tersebut mungkin memberikan hasil perhitungan yang tidak sepenuhnya tepat. Juga adanya lapisan

dengan dasar air yang tipis, bidang gelincir longsoran sebelumnya, serta celah dan retak-retak lembut pada lapisan tanah perlu mendapat perhatian. Asumsi awal yang umum diterapkan untuk semua metode perhitungan stabilitas lereng adalah sebagai berikut :

- Tanah dianggap homogen dan isotropik
- Hukum Coulomb berlaku untuk kondisi runtuh τr’ = Cr’ + σr’ tan φr’
- Bentuk tegangan adalah lurus
- Semua gaya yang bekerja telash diketashui
- Berlaku hokum tegangan total dan tegangan efektif σ’ = σ + u

Bentuk umum untuk perhitungan stabilitas lereng adalah mencari angka keamanan (η) dengan membandingkan momen-momen yang terjadi akibat gaya yang bekerja.

$$\eta = \frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Penggerak}} = \frac{\text{W.x}}{\text{Cu.L.R}}$$

Dimana jika :

n < 1 , lereng tidak stabil

n = 1 , lereng dalam keadaan kritis artinya dengan sedikit gangguan atau tambahan momen penggerak maka lereng menjadi tidak stabil.

n > 1 , lereng stabil

Analisis stabilitas lereng cara Fellinius (1927) menganggap gaya-gaya yang bekerja pada sisi kanan-kiri dari sembarang irisan mempunyai resultan nol pada arah tegak lurus bidang longsornya. Faktor keamanan didefinisikan sebagai :

$$\text{FK} = \frac{\text{Jumlah Momen dari Tahanan Geser Sepanjang Bidang Longsor}}{\text{Jumlah Momen dari Berat Massa Tanah yang Longsor}}$$

$$= \frac{\sum \text{Mr}}{\sum \text{Md}}$$

Data mekanika tanah yang diambil sebaiknya dari sampel tanah tak terganggu. Kadar air tanah (w) diperlukan terutama dalam perhitungan yang

menggunakan komputer (terutama bila memerlukan data gdry atau bobot satuan isi tanah kering, yaitu : gdry = g wet / (1 + w). Pada lereng yang dipengaruhi oleh muka air tanah nilai F (dengan metoda sayatan, Fellenius) adalah sbb.:

$$F = \frac{c\,L + \tan\phi\ \Sigma\,(W_i \cos\alpha_i - \mu_{ii}\, l_i)}{\Sigma\,(W_i \sin\alpha_i)}$$

Dimana jika :

F = faktor kemanan

c = kohesi (kN/m2)

f = sudut geser dalam (derajat)

a = sudut bidang gelincir pada tiap sayatan (derajat)

m = tekanan air pori (kN/m2)

l = panjang bidang gelincir pada tiap sayatan (m);

L = jumlah panjang bidang gelincir

µii x li = tekanan pori di setiap sayatan (kN/m)

W = luas tiap bidang sayatan (M2) x bobot satuan isi tanah (g, kN/m3)

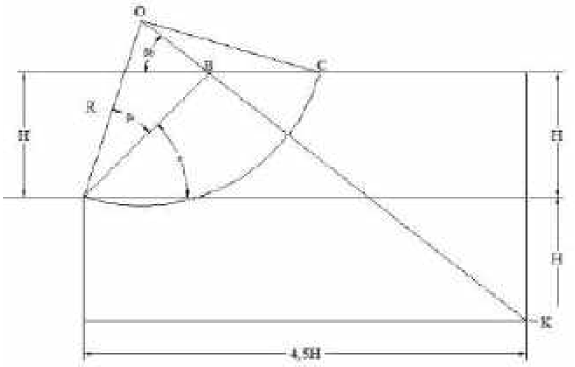
Pada lereng yang tidak dipengaruhi oleh muka air tanah, nilai F adalah sebagai berikut :

$$F = \frac{c\,L + \tan\phi\ \Sigma\,(W_i \cos\alpha_i)}{\Sigma\,(W_i \sin\alpha_i)}$$

Jika terdapat gaya-gaya selain berat lereng tanahnya sendiri, seperti beban bangunan di atas lereng, maka momen akibat beban ini diperhitungkan sebagai Md. Metode Fellinius memberikan faktor aman yang relatif lebih rendah dari cara hitungan yang lebih teliti. Batas-batas nilai kesalahan dapat mencapai kira-kira 5% sampai 40% tergantung dari faktor aman, sudut pusat lingkaran yang dipilih, dan besarnya tekanan air pori, walaupun analisisnya ditinjau dalam tinjauan

tegangan total, kesalahannya masih merupakan fungsi dari faktor aman dan sudut pusat dari lingkarannya (Whitman dan Baily, 1967) cara ini telah banyak digunakan prakteknya. Karena cara hitungannya yang sederhana dan kesalahan yang terjadi pada sisi yang aman.

Untuk memudahkan cara trial and error terhadap stabilitas lereng maka titik-titik pusat bidang longsor yang berupa busur lingkaran harus ditentukan dahulu melalui suatu pendekatan seperti Gambar 2.3. Sedangkan untuk menentukan titik-titik O1, O2, O3…..On lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.16. Fellenius memberikan sudut-sudut petunjuk untuk menentukan lokasi titik pusat busur longsor kritis yang melalui tumit suatu lereng pada tanah kohesif (c-soil) seperti pada Tabel 2.2.



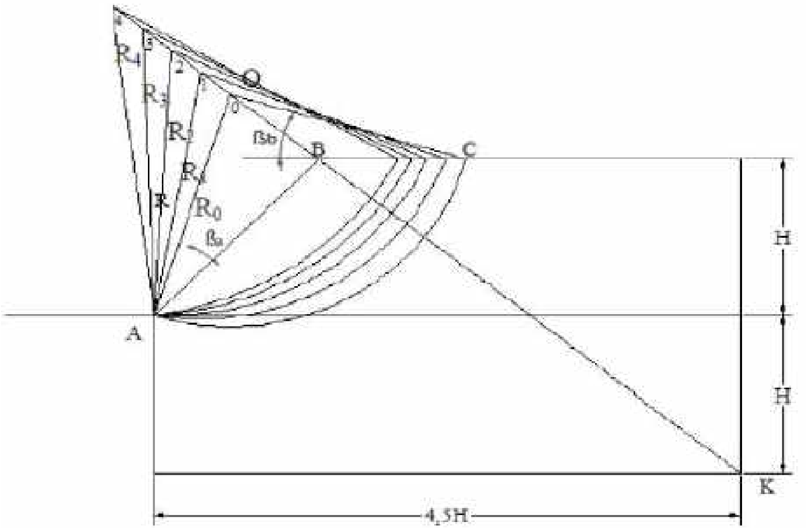
Gambar 2.16. Lokasi pusat busur longsor kritis pada tanah kohesif

Lereng 1 : n	Sudut Lereng (°)	Sudut-sudut petunjuk	
		βa	βb
$\sqrt{3}$: 1	60°	~29°	~40°
1 : 1	45°	~28°	~38°
1 : 1,5	33° 41'	~26°	~35°
1 : 2	25° 34'	~25°	~35°
1 : 3	18° 26'	~25°	~35°
1 : 5	11° 19'	~25°	~37°

Tabel 2.2. Sudut- sudut petunjuk menurut fellinius

Pada tanah Ø – c untuk menentukan letak titik pusat busur lingkaran sebagai bidang longsor yang melalui tumit lereng dilakukan secara coba-coba dimulai dengan bantuan sudut-sudut petunjuk Fellenius untuk tanah kohesif (Ø = 0). Grafik Fellenius menunjukkan bahwa dengan meningkatnya nilai sudut geser

(Ø) maka titik pusat longsor akan bergerak naik dari Oo yang merupakan titik pusat busur longsor tanah c (Ø=0) sepanjang garis Oo-K yaitu O1, O2, O3,………,On. Titik K merupakan koordinat pendekatan dimana X = 4,5H dan Y = 2H, dan pada sepanjang garis Oo-K inilah diperkirakan terletak titik pusat bidang longsor. Dan dari busur longsor tersebut dianalisa masing-masing angka keamanannya untuk memperoleh nilai FK (*Safety Factor*) yang paling minimum sebagai indikasi bidang longsor kritis, (Zakaria. Zufialdi,2011) untuk lebih jelasnya lihat Gambar 2.17.

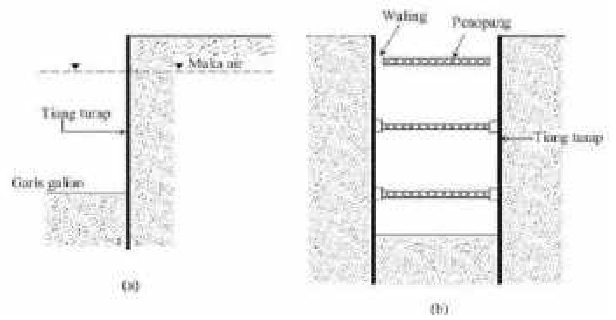


Gambar 2.17. Posisi Titik Pusat Busur Longsor Pada Garis Oo-K

2.7. Turap

Tiang-tiang turap (*sheet piles*) sering digunakan untuk membangun sebuah dinding yang berfungsi sebagai penahan tanah, yang bisa berupa konstruksi berskala besar maupun kecil. Sebagai contoh pada Gambar 2.18, terlihat konstruksi dinding turap (*sheet pile walls*). Dinding turap, oleh karena fungsinya sebagai penahan tanah, maka konstruksi ini digolongkan juga sebagai jenis lain dari dinding penahan tanah (*retaining walls*).Perbedaan mendasar antara dinding turap dan dinding penahan tanah terletak pada keuntungan penggunaan dinding turap pada kondisi tidak diperlukannya pengeringan air(dewatering).

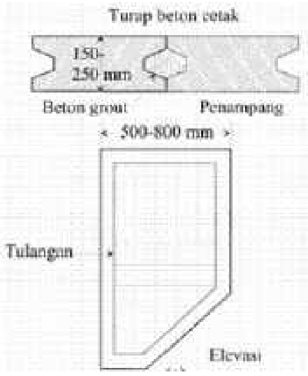
Terdapat beberapa jenis tiang turap yang biasa digunakan: (a) tiang turap kayu, (b) tiang turap beton pracetak (*precast concrete sheet piles*), dan (c) tiang turap baja.



Gambar 2.18 Contoh dinding turap: (a) turap di air, (b) *braced cut*

2.7.1. Turap Beton dan Baja

Tiang turap beton pracetak adalah untuk konstruksi berat yang dirancang dengan tulangan untuk menahan beban permanen setelah konstruksi dan juga untuk menangani tegangan yang dihasilkan selama konstruksi. Penampang tiang-tiang ini adalah sekitar 500 – 800 mm lebar dan tebal 150 – 250 mm. Gambar 2.19 memperlihatkan diagram skematik ketinggian dan penampang tiang turap beton bertulang (Braja M Das, 1991).



Gambar 2.19 Turap Beton Pracetak

2.7.2. Jenis dan Metode Konstruksi Turap

Pada prinsipnya, perencanaan dinding turap dapat dibagi menjadi dua jenis, yaitu: (a) dinding cantilever (*cantilver walls*) dan (b) dinding berjangkar

(*anchored walls*). Turap dengan dinding cantilever, sebagaimana dinyatakan dalam namanya adalah tiang yang ujungnya tertahan oleh tanah sehingga seolah-olah tergantung. Stabilitas turap jenis ini sangat tergantung pada panjang penanaman tiang. Sedangkan turap berjangkar, disamping ujungnya tertanam, di sekitar ujung lainnya dipasang jangkar yang akan memberikan gaya tarik melawan kecenderungan tiang turap terdorong ke arah yang berlawanan dengan tanah (Braja M Das, 1991).

Dalam metode konstruksi tiang turap terdapat beberapa cara, yaitu pertama dengan meletakkannya di dalam tanah yang terlebih dahulu digali lalu kemudian diisi kembali dengan tanah isian, dan yang kedua dengan memancangkannya ke dalam tanah, kemudian tanah di depannya digali. Atau dalam hal konstruksi dermaga, tiang turap dipancangkan dalam air hingga mencapai tanah, kemudian tanah isian diberikan dibelakangnya. Dalam banyak kasus tanah isian yang diletakkan di belakang dinding turap biasanya adalah tanah granular. Sementara tanah di bawah garis penggalian bisa tanah pasir atau lempung. Permukaan tanah pada sebelah dimana air berada biasanya diacu sebagai garis galian (dredge line). Berdasarkan hal ini terdapat dua macam metode konstruksi turap, yaitu (a) struktur urugan (backfilled structure) dan (b) struktur galian (dredged structure). Langkah-langkah pelaksanaan struktur urugan diperlihatkan pada Gambar 2.20 dan struktur galian pada Gambar 2.21 (Braja M Das, 1991).

BAB IV
PEMBAHASAN

4.1.Stabilitas Lereng Existing

Perhitungan stabilitas lereng existing dilakukan dengan pengecekan software Plaxis 8.2 dan juga perhitungan manual metode Fellenius, untuk lebih lanjut akan didpaparkan sebagai berikut :

4.1.1. Analisa dengan Plaxis

Perhitungan stabilitas lereng existing di dasarkan pada model runtuhan yang didapatkan dari permodelan Plaxis 8.2. Pada permodelan menggunakan software Plaxis 8.2 data-data yang digunakan antara lain :

1. Void Rasio (e) : 0,995

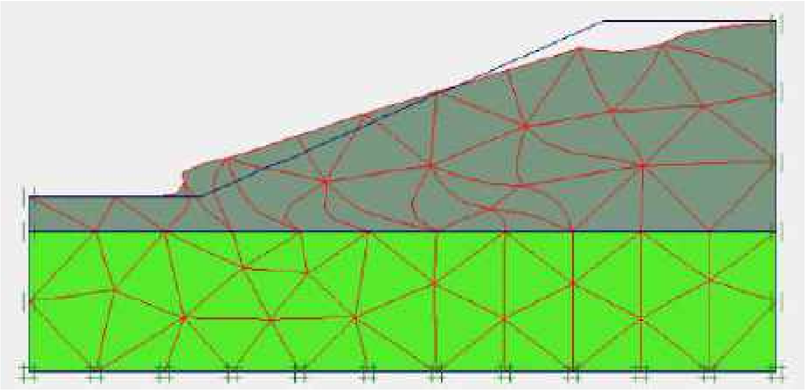
   Angka pori / void ratio (e), didefinisikan sebagai perbandingan antara volume pori dan volume butiran padat, atau : $e = V_v / V_s$

2. Modulus Young (E_{reff}) : 1928 kN/mm^2

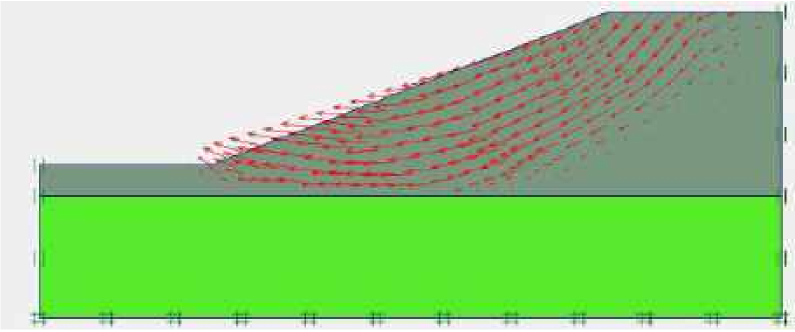
   Nilai modulus Young menunjukkan besarnya nilai elastisitas tanah yang merupakan perbandingan antara tegangan yang terjadi terhadap regangan. Nilai ini bisa didapatkan dari *Triaxial Test*. Nilai Modulus elastisitas (Es) secara empiris dapat ditentukan dari jenis tanah dan data sondir.

3. Angka Poisson (v) : 0,4 (untuk terdreinase)

   Angka poisson ratio ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan pemuaian lateral. Nilai *poisson ratio* dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah.



Gambar 4.1 lereng existing analisa Plaxis 8.2 (deformed mesh)



Gambar 4.2 lereng existing analisa Plaxis 8.2 (total displacement)

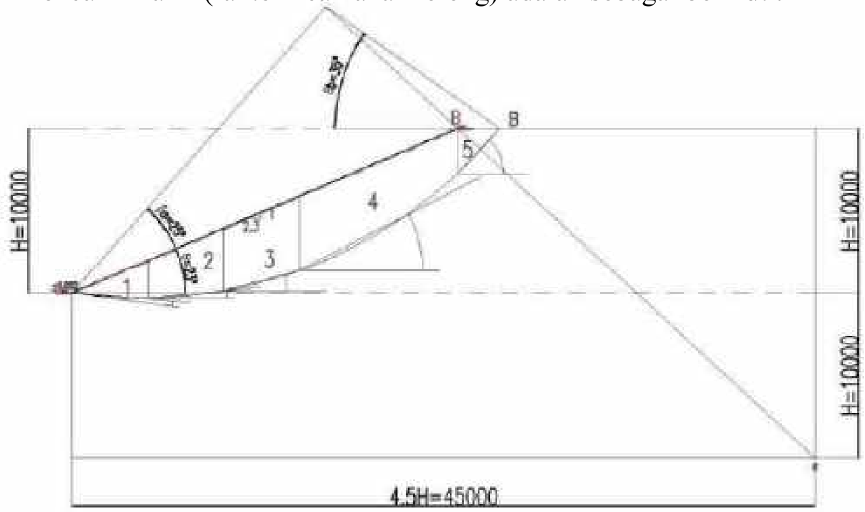
Safety factor lereng existing dari pengecekan dengan permodelan Plaxis8.2 adalah 2,1.

(SF > 1 , lereng stabil)

4.1.2. Analisa dengan Fellenius

Faktor Keamanan (F) lereng tanah dapat diperhitungkan dahulu sebelum dilaksanakan. Longsoran dengan bidang gelincir (*slip surface*), F dapat dihitung dengan metoda sayatan (*slice method*) menurut Fellenius. Perhitungan sederhana untuk mencari nilai F (faktor keamanan lereng) adalah sebagai berikut :

/



Gambar 4.3 Penampang lereng existing dan irisan bidang gelincir

Tabel 4.1 Tabel perhitungan stabilitas lereng existing

No	L (meter)	h (meter)	x (meter)	luas (m²)	sudut α derajat	radian	sin α	cos α	Wt	W sin α	W cos α
1	4.60	2.30	4.60	5.29	3	0.05	0.05	1.00	95.22	4.98	95.09
2	4.60	3.80	4.60	14.03	6	0.10	0.10	0.99	252.54	26.40	251.16
3	4.75	4.60	4.60	19.32	15	0.26	0.26	0.97	347.76	90.01	335.91
4	11.00	2.75	9.55	35.10	28	0.49	0.47	0.88	631.73	296.58	557.79
5	2.50	2.75	2.50	3.44	47	0.82	0.73	0.68	61.88	45.25	42.20
	27.45									463.2209133	1282.141768
	∑L =									∑Wsin α=	∑Wcos α=

$$F = \frac{C.L + \tan\theta . \Sigma W. \cos\alpha}{\Sigma W. \sin\alpha}$$

$$F = \frac{6{,}7.27{,}45 + \tan 14{,}7.1282{,}14}{463{,}22} = 2{,}01$$

(SF > 1 , lereng stabil)

4.2. Perencanaan Dinding Penahan Tanah *Cantilever Wall*

Perencanaan dinding penahan tanah lereng area proyek dirancang menggunakan desain *cantilever wall* yang mampu menahan tekanan tanah aktif. Perhitungan tekanan tanah pada perencanaan ini adalah :

4.2.1. Analisa Perhitungan Perencanaan *Cantilever Wall*

- **Koefisien Tekanan Tanah**

Koefisien Tekanan Tanah Aktif

$$Ka = \cos\beta.\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}$$

$$Ka = \cos(23).\frac{\cos(23) - \sqrt{\cos^2(23) - \cos^2(9.4)}}{\cos(23) + \sqrt{\cos^2(23) - \cos^2(9.4)}} = 0{,}41$$

Koefisien Tekanan Tanah Pasif

$$Kp = \cos\beta.\frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}$$

$$Kp = \cos(23).\frac{\cos(23) + \sqrt{\cos^2(23) - \cos^2(9.4)}}{\cos(23) - \sqrt{\cos^2(23) - \cos^2(9.4)}} = 2.1$$

- **Tekanan Tanah**

Tekanan Tanah Aktif

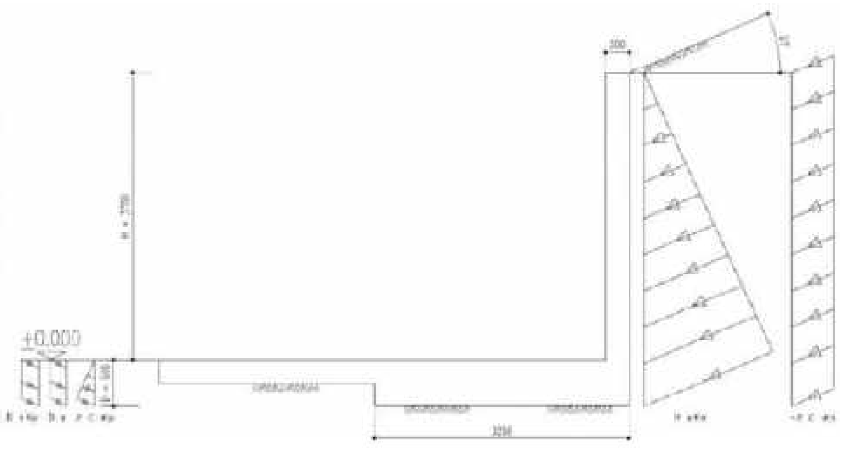
$$\boldsymbol{\sigma_a} = Ka.\gamma'.H^2 - 2.C.\sqrt{Ka}$$

$$\boldsymbol{\sigma_a} = 0{,}41.1{,}8.(4{,}3)^2 - 2.0{,}67.\sqrt{0{,}41} = 14{,}7 t/m^2$$

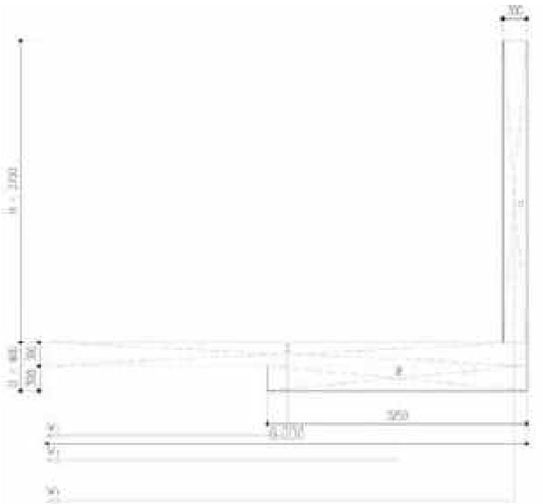
Tekanan Tanah Pasif

$$\boldsymbol{\sigma_p} = 0{,}5.Kp.\gamma'.D^2 + 0{,}5.\gamma.D^2 + 2.C.\sqrt{Kp}$$

$$\boldsymbol{\sigma_p} = 0{,}5.2.1.1{,}8.(0{,}6)^2 + 0{,}5.1{,}8.(0{,}6)^2 + 2.0{,}67.\sqrt{2.1} = 2{,}6 t/m^2$$



Gambar 4.4 Diagram tekanan tanah aktif dan pasif



Gambar 4.5 Gaya vertical dan momen yang bekerja

Tabel 4.2 Tabel gaya vertikal dan momen yang bekerja

No	Luas (M²)	Berat/Satuan panjang (kN)	Jarak momen dari titik O (m)	Momen terhadap titik O (kNm)
1	1,8	43,2	3,0	129,6
2	0,975	23,4	4,375	102,375
3	1,11	26,4	5,85	154,44
	∑V	93	∑M_R	386,415

- **Menghitung Stabilitas Terhadap Penggulingan**

Momen yang menghasilkan guling,

$$M_o = \sigma_a.\frac{H}{3} = 69.\frac{4,3}{3} = 98,9 kN/m$$

$$SF_{guling} = \frac{\sum M_R}{M_o} = \frac{386,415}{147} = 2,6 > 2 (OK)$$

- **Menghitung Stabilitas Terhadap Perggeseran**

$$SF_{geser} = \frac{(\sum V)\tan\left(\frac{2}{3}.\emptyset\right) + \left(B.\frac{2}{3}.C\right) + \sigma_p}{\sigma_a}$$

$$SF_{geser} = \frac{(93)\tan\left(\frac{2}{3}.14,7\right) + \left(6.\frac{2}{3}.6,7\right) + 26}{147} = 2,1 > 2 (OK)$$

- **Menghitung Stabilitas Terhadap Kapasitas Dukung Tanah**

Eksentrisitas (e) :

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - Mo}{\sum V} = \frac{6}{2} - \frac{386,415 - 98,9}{93} 0,09 > \left(\frac{\mathbf{B}}{\mathbf{6}} = \frac{\mathbf{6}}{\mathbf{6}} = \mathbf{1}\right) (\mathbf{OK})$$

q_{max} dan q_{min} :

$$q_{max} = q_{kaki} = \frac{\sum V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{93}{6}\left(1 + \frac{6.0,09}{6}\right) = 16,9 kN/m^2$$

$$q_{ull} = C.Nc.Sc + q.Nq + \frac{1}{2}.\gamma.B.N\gamma.S\gamma$$

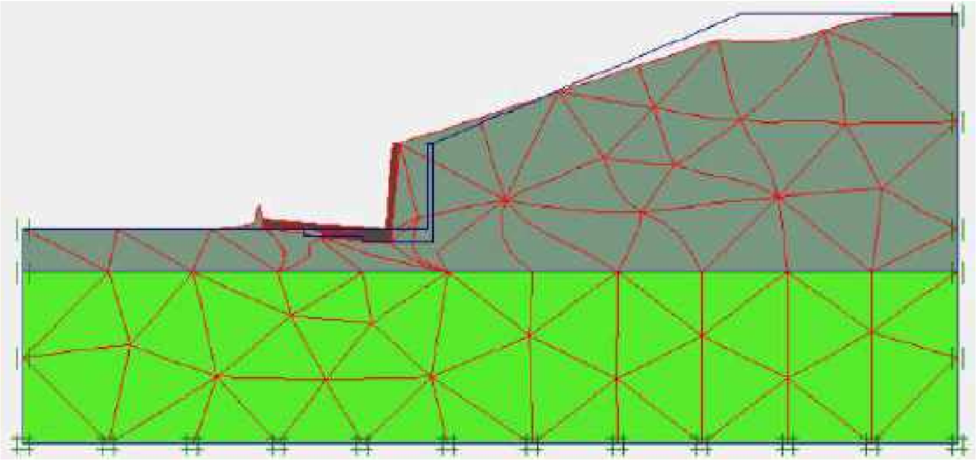
$$q_{ull} = 0,67.12,7.1 + 1,08.4,3 + \frac{1}{2}.1,8.2,4.1 = 33,825 kN/m^2$$

$$SF_{DayaDukung} = \frac{q_{ull}}{q_{max}} = \frac{33,825}{16,9} = 2,05 > 2 (OK)$$

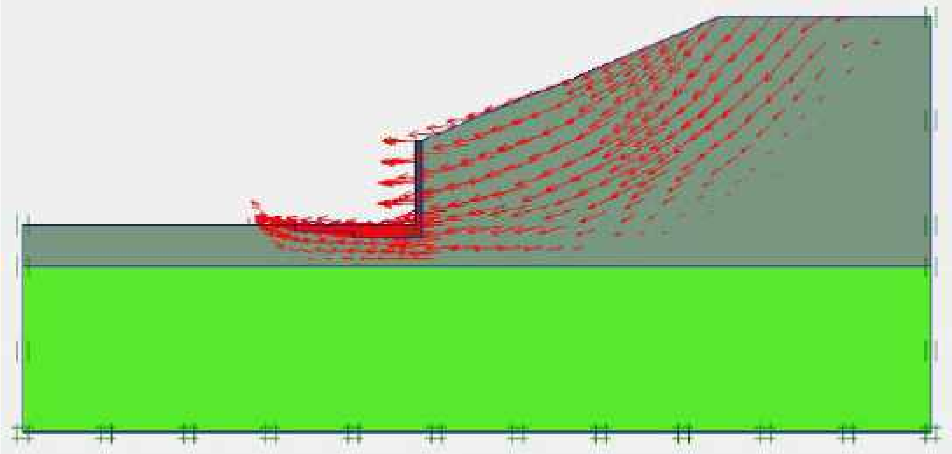
Dari perhitungan perencanaan dinding penahan tanah tipe *cantilever wall* yang direncanakan disimpulkan aman dalam segi perencanaan, sehingga dapat diterapkan dalam pelaksanaan proyek.

4.2.2. Analisa dengan Plaxis

Melalui software plaxis didapatkan permodelan dinding *cantilever wall* dengan data-data sesuai yang direncanakan. Melalui program ini pula, pola keruntuhan dinding *cantilever wall* rencana dapat terlihat dengan *safety factor* yang akan terjadi. Hasil permodelannya adalah sebagai berikut :



Gambar 4.6 c*antilever wall* existing dengan analisa Plaxis 8.2 (deformed mesh)



Gambar 4.7 c*antilever wall* existing dengan analisa Plaxis 8.2 (total displacemt)

Safety factor lereng existing dari pengecekan dengan permodelan Plaxis8.2 adalah 1,97.

(SF>1 , DPT stabil)

4.2.3. Perhitungan Volume Pekerjaan

Bobot pekerjaan dalam pembuatan dinding penahan tanah ini meliputi:

a. Pekerjaan bouwplank	=	813	m^3
b. Pembuatan lantai kerja	=	60	m^3
c. Pekerjaan bekisting	=	2060	m^2
d. Pekerjaan pembesian	=	74,498	ton
e. Pekerjaan beton K-300	=	813	m^3

Harga satuan pekerjaan untuk pembuatan dinding penahan tanah, yaitu:

a. Pekerjaan bouwplank	= Rp.	81.300.000,-
b. Pembuatan lantai kerja	= Rp.	3.600.000,-
c. Pekerjaan bekisting	= Rp.	195.700.000,-
d. Pekerjaan Pembesian	= Rp.	893.976.000,-
e. Pekerjaan Beton K-300	= Rp.	569.100.000,-

Total harga pekerjaan pembuatan dinding penahan tanah *cantilever wall* ini yaitu Rp. 1.743.676.000,-

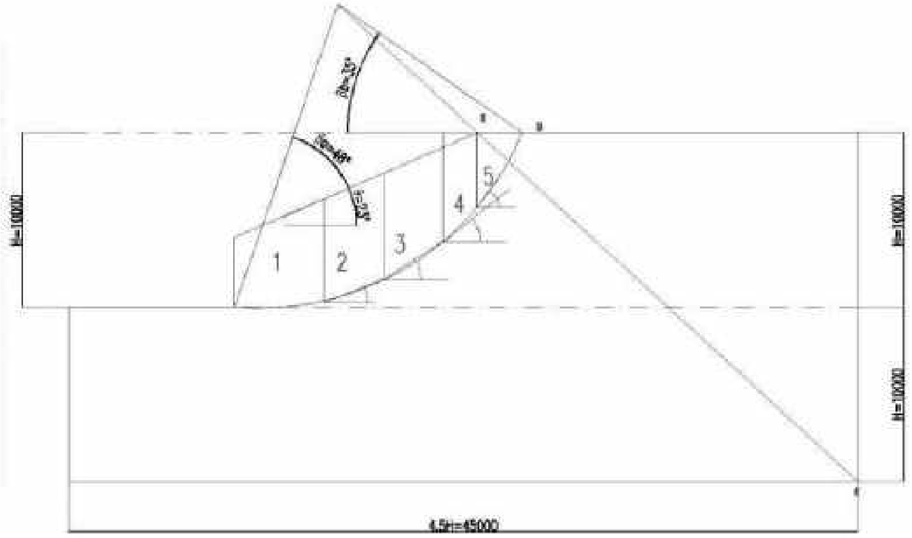
4.3.Metode Pelaksanaan Proyek Dinding Penahan Tanah *Cantilever Wall*

Dalam pelaksanaan pembangunan proyek dinding penahan tanah tipe *cantilever wall* ini metode pelaksanaannya sempat mengalami beberapa perubahan desain perencanaan karena dalam pelaksanaannya mengalami kegagalan hingga akhirnya ditemukan metode pelaksanaan yang aman. Secara lebih detail akan dijelaskan metode pelaksanaan tersebut.

4.3.1. Pengerukan Tanah (*cutting soil*) Existing

4.3.1.1.Analisa Perhitungan Perencanaan Pengerukan Tanah (*Cutting Soil*)

Tanah existing yang akan dibangun dinding penahan tanah berbentuk lereng yang miring. Metode pertama untuk membangun *cantilever wall* pada bidang tersebut, yaitu berusaha memperoleh tanah yang datar yaitu proses pengerukan tanah. Secara perhitungan perencanaan tersebut akan dipaparkan melalui metode perhitungan Fellenius sebagai berikut :



Gambar 4.8 Penampang lereng setelah *cutting* dan irisan bidang gelincir

Tabel 4.3 Tabel perhitungan stabilitas lereng setelah *cutting*

No	L (meter)	h (meter)	x (meter)	luas (m²)	sudut α derajat	radian	sin α	cos α	Wt	W sin α	W cos α
1	2.30	1.50	2.30	1.73	33	0.58	0.54	0.84	31.05	16.91	26.04
2	3.80	3.30	3.70	8.88	8	0.14	0.14	0.99	159.84	22.25	158.28
3	4.50	4.20	4.20	15.75	22	0.38	0.37	0.93	283.50	106.20	262.86
4	6.60	3.05	5.00	18.13	38	0.66	0.62	0.79	326.25	200.86	257.09
5	3.60	3.05	3.60	5.49	55	0.96	0.82	0.57	98.82	80.95	56.68
	20.8									427.1656011	760.9511238
	∑L =									∑Wsin α=	∑Wcos α=

$$F = \frac{C.L + tan\theta.\Sigma W.cos\alpha}{\Sigma W.sin\alpha}$$

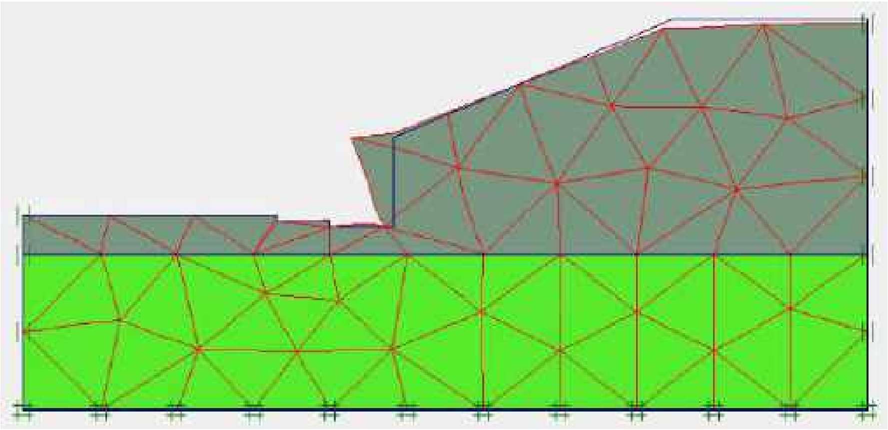
$$F = \frac{6{,}7.20.8 + tan14{,}7.760.9}{427{,}17} = 0.65$$

(SF< 1 , lereng tidak stabil)

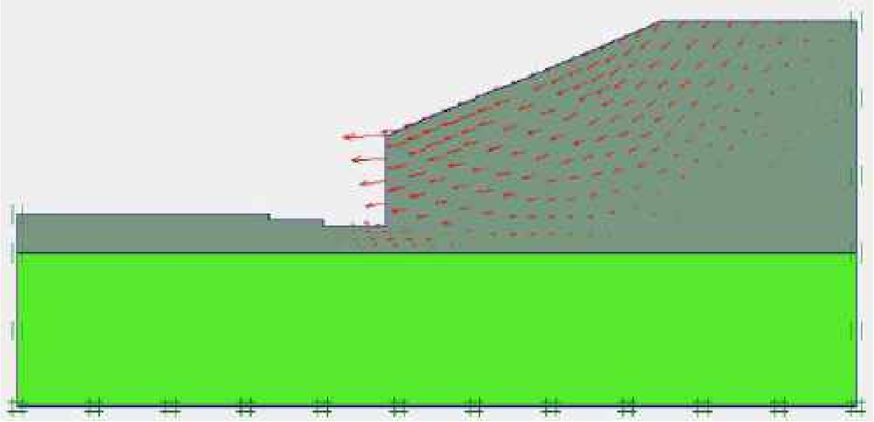
- *Safety factor* proses *cutting* tanah dari pengecekan Kontraktor pelaksana adalah 0,76 (SF< 1 , lereng tidak stabil).
- *Safety factor* proses *cutting* tanah dari pengecekan PD.LTS Geoinves sebagai konsultan asuransi kontarktor adalah 0,94 (SF< 1 , lereng tidak stabil).

4.3.1.2.Analisa dengan Plaxis

Dari software plaxis didapatkan permodelan dinding *cantilever wall* yang telah di *cutting* dengan data-data sesuai yang direncanakan. Melalui program ini pula, pola keruntuhan dinding *cantilever wall* yang telah di *cutting* dapat terlihat dengan safety factor yang akan terjadi. Hasil permodelannya adalah sebagai berikut :



Gambar 4.9 *cutting* tanah dengan analisa Plaxis 8.2 (deformed mesh)



Gambar 4.10 *cutting* tanah dengan analisa Plaxis 8.2 (total displacement)

Safety factor dinding *cantilever wall* yang telah di *cutting* dari pengecekan dengan permodelan Plaxis 8.2 adalah 0,5.
(SF< 1 , lereng tidak stabil)

Berdasarkan pemaparan pengecekan perhitungan baik dengan perhitungan maual metode fellinius maupun analisa dari software plaxis didapatkan angka yang kurang aman. Namun pada kenyataannya metode *cutting soil* ini dilakukan dan berakibat pada kelongsoran lereng tanah.Hal ini dibuktikan dengan foto yang diambil setelah proses cutting tanah benar-benar dilakukan.

Gambar 4.11 foto psoses *cutting* tanah sampai kelongsoran tanah

4.3.1.3.Perhitungan Volume Pekerjaan

Bobot pekerjaan dalam pengerukan tanah existing ini meliputi:

a. Pekerjaan pembersihan lahan = 1480 m^2

b. Pekerjaan pagar = 415 m^2

c. Pengerukan tanah = 2955 m^3

Harga satuan pekerjaan untuk pengerukan tanah existing, yaitu:

a. Pekerjaan pembersihan lahan = Rp. 26.640.000,-

b. Pekerjaan pagar = Rp. 166.000.000,-

c. Pengerukan tanah = Rp. 310.275.000,-

Total harga pekerjaan pengerukan tanah existing ini yaitu Rp.502.915.000,-

4.3.2. Pemasangan Turap Beton

Metode kedua yang dilakukan untuk memperoleh tanah yang datar dalam perencanaan pemasangan dinding penahan tanah yaitu dengan proses pemasangan turap beton Dalam metode konstruksi tiang turap dengan meletakkannya di dalam tanah yang terlebih dahulu kemudian menggali tanah untuk mendapatkan tanah datar. Secara perhitungan turap beton yang direncanakan sebagai berikut :

4.3.2.1.Analisa Perhitungan Perencanaan Turap Beton

- **Koefisien Tekanan Tanah**

Koefisien Tekanan Tanah Aktif

$$\mathrm{Ka} = \cos\beta . \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}$$

$$\mathrm{Ka} = \cos(23) . \frac{\cos(23) - \sqrt{\cos^2(23) - \cos^2(9.4)}}{\cos(23) + \sqrt{\cos^2(23) - \cos^2(9.4)}} = 0{,}41$$

Koefisien Tekanan Tanah Pasif

$$\mathrm{Kp} = \cos\beta . \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}$$

$$\mathrm{Kp} = \cos(23) . \frac{\cos(23) + \sqrt{\cos^2(23) - \cos^2(9.4)}}{\cos(23) - \sqrt{\cos^2(23) - \cos^2(9.4)}} = 2.1$$

- **Tekanan Tanah**

Tekanan Tanah Aktif

$$\boldsymbol{\sigma_a} = \mathrm{Ka}.\gamma'.\mathrm{H}^2 - 2.\mathrm{C}.\sqrt{\mathrm{Ka}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_a} = 0{,}41.1{,}8.(4{,}3)^2 - 2.0{,}67.\sqrt{0{,}41} = 14{,}7\mathrm{t/m^2}$$

Tekanan Tanah Pasif

$$\boldsymbol{\sigma_p} = 0{,}5.\mathrm{Kp}.\gamma'.\mathrm{D}^2 + 0{,}5.\gamma.\mathrm{D}^2 + 2.\mathrm{C}.\sqrt{\mathrm{Kp}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_p} = 0{,}5.2.1.1{,}8.(2)^2 + 0{,}5.1{,}8.(2)^2 + 2.0{,}67.\sqrt{2.1} = 9.3\mathrm{t/m^2}$$

- **Diagram Distribusi Tekanan yang Diberikan**

Tekanan yang Terjadi

$$\mathrm{p_1} = \mathrm{Ka}.\gamma.\mathrm{H}$$

$$\mathrm{p_1} = 47.1{,}8.4{,}3 = 363{,}8\mathrm{kN/m}$$

$$\mathrm{p_2} = \boldsymbol{\sigma_{a-}\sigma_p}$$

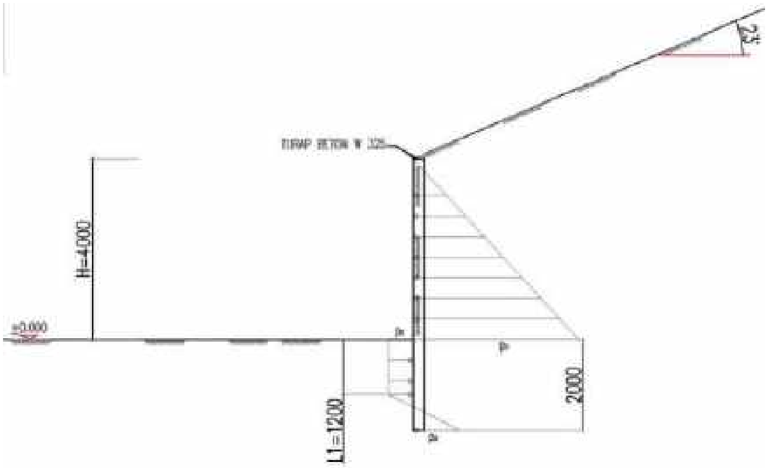
$$\mathrm{p_2} = 14{,}7 - 9{,}3 = 5{,}4\mathrm{kN/m}$$

$$\mathrm{L_2} = \frac{\mathrm{p_1}}{\gamma.(\mathrm{Kp} - \mathrm{Ka})}$$

$$\mathrm{L_2} = \frac{363{,}8}{1.8(2.1 - 0.41)} = 1{,}2\mathrm{m}$$

$p_3 = 4.C + (\gamma.H)$

$p_3 = 4.0.67 + (1,8.4,3) = 10.2 kN/m$



Gambar 4.12 Diagram tekanan tanah

Didapatkan dari perhitungan bahwa syarat dari tekanan tanah pasif harus lebih besar dari tekanan tanah aktif dengan *safety factor* 1. Secara lebih lanjut sebagai berikut :

Tekanan Aktif

$$\mathbf{P_a} = (p_1.H.\frac{1}{2}) + (p_3.(D - L1).\frac{1}{2})$$

$$\mathbf{P_a} = \left(\frac{36,4.4,3.1}{2}\right) + \left(\frac{10,2.0,8.1}{2}\right) = 82,3 kN/m^2$$

Tekanan Tanah Pasif

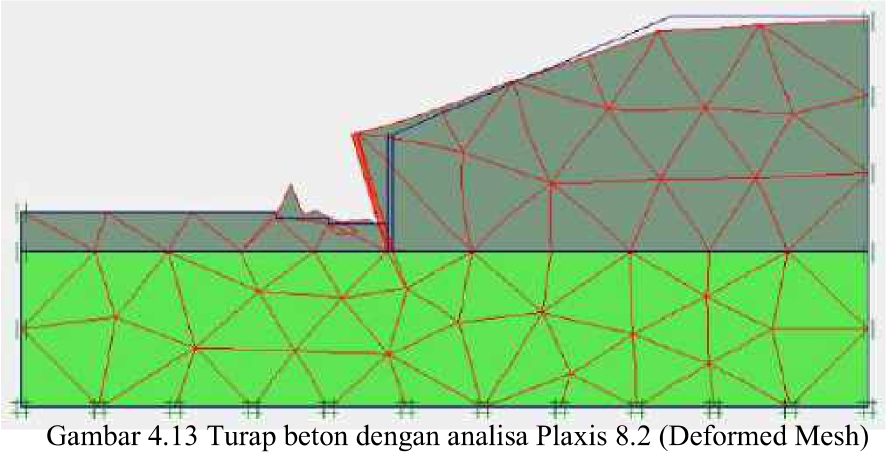
$$\mathbf{P_p} = p_2.L1$$

$$\mathbf{P_p} = 5.4.1,2 = 6,5 kN/m^2$$

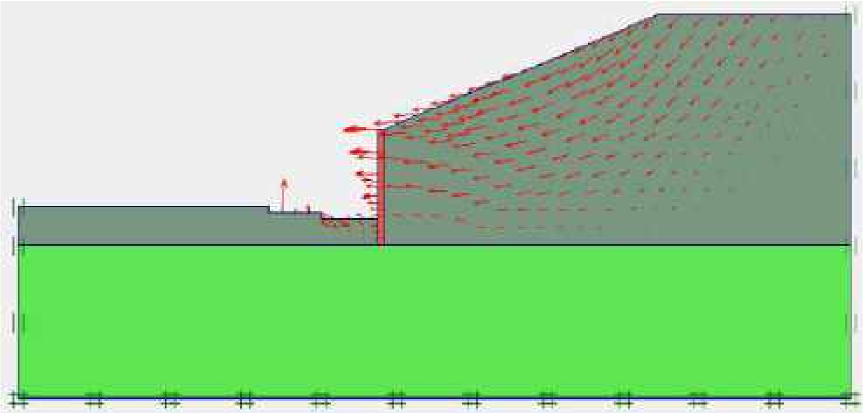
$$SF = \frac{\mathbf{P_p}}{\mathbf{P_a}} = \frac{6,5}{82,3} = 0,28 < 1 (\text{Tidak Aman})$$

4.3.2.2.Analisa dengan Plaxis

Melalui software plaxis didapatkan permodelan turap beton dengan data-data sesuai yang direncanakan. Melalui program ini pula, pola keruntuhan dinding dengan pemancangan turap rencana dapat terlihat dengan *safety factor* yang akan terjadi. Hasil permodelannya adalah sebagai berikut :



Gambar 4.13 Turap beton dengan analisa Plaxis 8.2 (Deformed Mesh)



Gambar 4.14 Turap beton dengan analisa Plaxis 8.2 (Total Displacement)

Safety factor dinding turap beton dari pengecekan dengan permodelan Plaxis 8.2 adalah 0.2.

(SF < 1 , lereng tidak aman)

Berdasarkan pemaparan pengecekan perhitungan baik dengan perhitungan manual mohr-coloum maupun analisa dari software plaxis didapatkan angka yang kurang aman. Namun pada kenyataannya metode turap *sheet pile* dengan W325 ini dilakukan dan berakibat pada kemiringan turap *sheet pile* dengan W325. Hal ini dibuktikan dengan foto yang diambil setelah proses installasi turap *sheet pile* dengan W325 benar-benar dilakukan.

Gambar 4.15 foto psoses turap *sheet pile* selesai dipasang sampai terjadinya kemiringan turap *sheet pile*

4.3.2.3.Perhitungan Volume Pekerjaan

Bobot pekerjaan dalam pembuatan turap beton ini meliputi:

a. Pekerjaan pemancangan turap W325 = 600 m

Harga satuan pekerjaan untuk pemasangan turap beton, yaitu:

a. Pekerjaan pemancangan turap W325 = Rp. 666.000.000,-

Total harga pekerjaan pengerukan tanah existing ini yaitu Rp.666.000.000,-

4.3.3. Pemasangan Tiang Pancang *H-Beam* 250 x 250

Dengan berbagai metode yang dicoba dan belum mengalami keberhasilan untuk menerapkan pemasangan dinding penahan tanah tipe *cantilever wall*, maka perlu untuk mencari metode yang harus benar-benar mampu menahan tekanan tanah aktif pada bidang miring. Oleh karena itu penambahan kapasitas tekanan tanah pasif yang maksimal harus dilakukan untuk menahan tanah. Dan pemancangan tiang H-beam 250x250 dilakukan untuk mengatasi hal tersebut, yang dibuktikan dengan perhitungan :

4.3.3.1.Analisa Perhitungan Perencanaan Turap Beton

- **Koefisien Tekanan Tanah**

Koefisien Tekanan Tanah Aktif

$$\mathrm{Ka} = \cos\beta . \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}$$

$$\mathrm{Ka} = \cos(23)\,.\frac{\cos(23) - \sqrt{\cos^2(23) - \cos^2(9.4)}}{\cos(23) + \sqrt{\cos^2(23) - \cos^2(9.4)}} = 0{,}41$$

Koefisien Tekanan Tanah Pasif

$$\mathrm{Kp} = \cos\beta . \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}$$

$$\mathrm{Kp} = \cos(23)\,.\frac{\cos(23) + \sqrt{\cos^2(23) - \cos^2(9.4)}}{\cos(23) - \sqrt{\cos^2(23) - \cos^2(9.4)}} = 2.1$$

- **Tekanan Tanah**

Tekanan Tanah Aktif

$$\boldsymbol{\sigma_a} = \mathrm{Ka}.\gamma'.\mathrm{H}^2 - 2.\mathrm{C}.\sqrt{\mathrm{Ka}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_a} = 0{,}41.1{,}8.(4{,}3)^2 - 2.0{,}00034.\sqrt{0{,}41} = 13{,}7\mathrm{t/m^2}$$

Tekanan Tanah Pasif

$\boldsymbol{\sigma_p} = 0{,}5.\,\mathrm{Kp}.\,\gamma'.\,\mathrm{D}^2 + 0{,}5.\,\gamma.\,\mathrm{D}^2 + 2.\,\mathrm{C}.\sqrt{\mathrm{Kp}}$

$\boldsymbol{\sigma_p} = 0{,}5.2.1.2{,}5.\,(8)^2 + 0{,}5.2{,}5.\,(8)^2 + 2.0{,}025.\sqrt{2.1} = 248\mathrm{t/m^2}$

- **Diagram Distribusi Tekanan yang Diberikan**

Tekanan yang Terjadi

$p_1 = \mathrm{Ka}.\,\gamma.\,\mathrm{H}$

$p_1 = 0{,}41.18.4{,}3 = 31{,}73\mathrm{kN/m}$

$p_2 = \boldsymbol{\sigma_{p-}\sigma_a}$

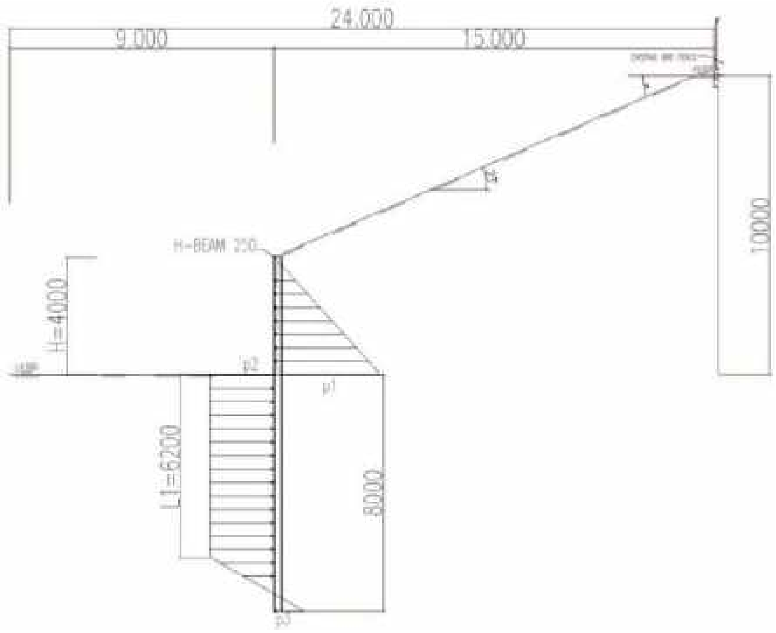
$p_2 = 248 - 13{,}7 = 21{,}6\mathrm{kN/m}$

$$L_2 = \frac{p_1}{\gamma.\,(\mathrm{Kp} - \mathrm{Ka})}$$

$$L_2 = \frac{31{,}73}{1{,}8(2.1 - 0.41)} = 6{,}2\mathrm{m}$$

$p_3 = 4.\,\mathrm{C} + (\gamma.\,\mathrm{H})$

$p_3 = 4.2{,}5 + (18.4{,}3) = 10.2\mathrm{kN/m}$



Gambar 4.16 Diagram tekanan tanah

Didapatkan dari perhitungan bahwa syarat dari tekanan tanah pasif harus lebih besar dari tekanan tanah aktif dengan *safety factor* 1. Secara lebih lanjut sebagai berikut :

Tekanan Aktif

$$\mathbf{P_a} = (p_1.H.\frac{1}{2}) + (p_3.(D - L1).\frac{1}{2})$$

$$\mathbf{P_a} = \left(\frac{31,73.4,3.1}{2}\right) + \left(\frac{10,2.1,8.1}{2}\right) = 77,4\mathrm{kN/m^2}$$

Tekanan Tanah Pasif

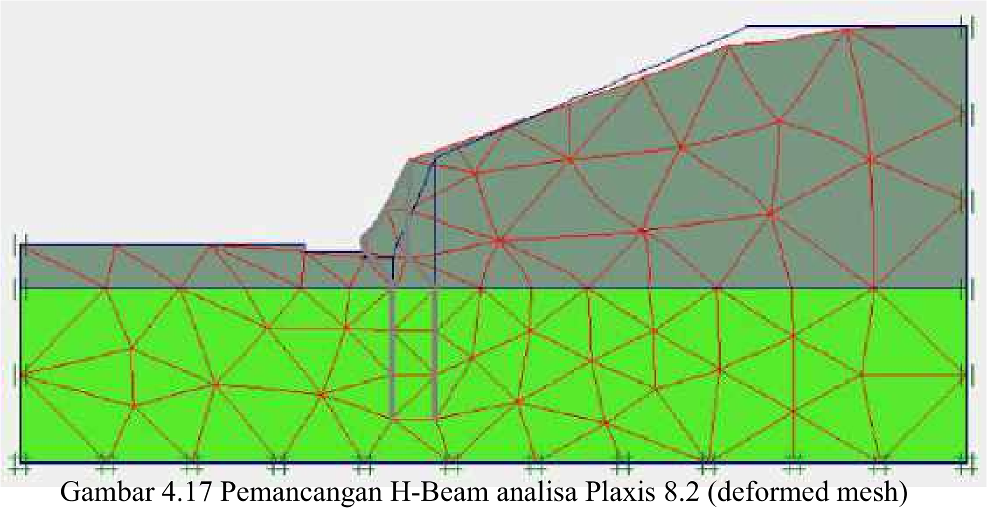
$$\mathbf{P_p} = p_2.L1$$

$$\mathbf{P_p} = 21,6.6,2 = 133,9\mathrm{kN/m^2}$$

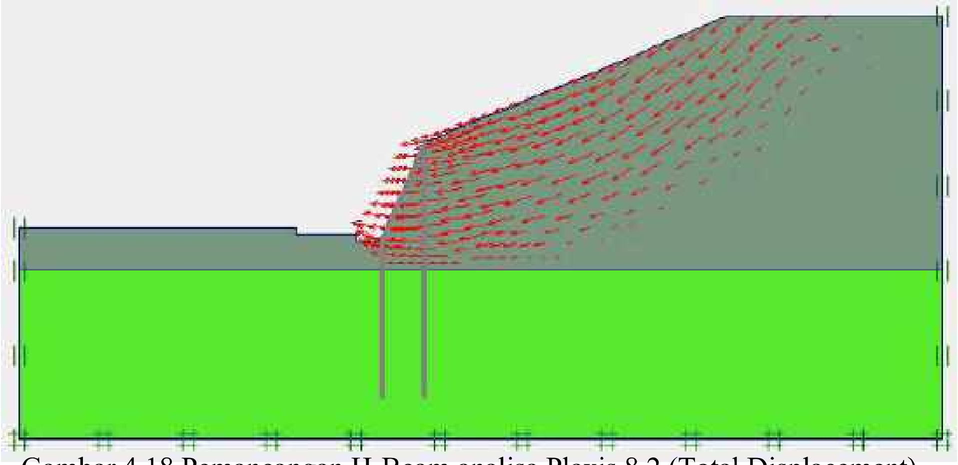
$$\mathrm{SF} = \frac{\mathbf{P_p}}{\mathbf{P_a}} = \frac{133,9}{77,4} = 1,7 > 1(\mathrm{Aman})$$

4.3.3.2.Analisa dengan Plaxis

Melalui software plaxis didapatkan permodelan turap beton dengan data-data sesuai yang direncanakan. Melalui program ini pula, pola keruntuhan dinding dengan pemancangan turap rencana dapat terlihat dengan *safety factor* yang akan terjadi. Hasil permodelannya adalah sebagai berikut :



Gambar 4.17 Pemancangan H-Beam analisa Plaxis 8.2 (deformed mesh)



Gambar 4.18 Pemancangan H-Beam analisa Plaxis 8.2 (Total Displacement)

Safety factor dalam pemasangan H-Beam ini berdasar dari pengecekan dengan permodelan Plaxis 8.2 adalah 1.6.

(SF> 1 , lereng aman)

Gambar 4.19 foto proses pemancangan H-Beam sampai dapat dilakukan pemasangan DPT *cantilever wall*

4.3.3.3.Perhitungan Volume Pekerjaan

Bobot pekerjaan dalam pemancangan H-Beam 250 ini meliputi:

a.	Pekerjaan pemancangan H-Beam 250	=	86.832	kg
b.	Pengelasan antar struktur H-Beam 250	=	400	m
c.	Pemasangan papan kayu	=	860	m^2

Harga satuan pekerjaan untuk pemancangan H-Beam 250 , yaitu:

a.	Pekerjaan pemancangan H-Beam 250	= Rp.	1.041.984.000,-
b.	Pengelasan antar struktur H-Beam 250	= Rp.	8.000.000,-
c.	Pemasangan papan kayu	= Rp.	258.000.000,-

Total harga pekerjaan pemancangan H-Beam 250 ini yaitu Rp.1.307.984.000,-

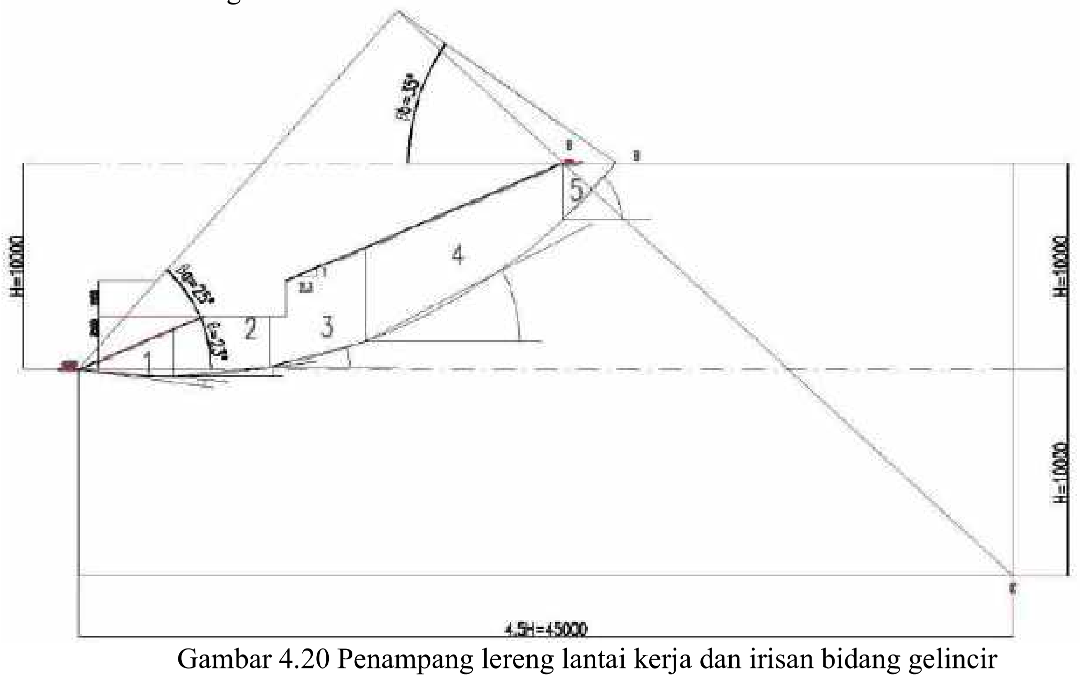
4.4.Metode Alternatif Pemancangan *Bore Pile* Sebelum *Cutting* Tanah

Berdasarkan pemaparan proses pemasangan dinding penahan beton tipe *cantilever wall* yang dilakukan dengan berbagai metode hingga akhirnya dapat juga dikerjakan proses pembuatan *cantilever wall.* Terdapat alternatif yang mungkin dapat dijadikan pembanding dalam menentukan desain mana yang akan digunakan. Adalah pemancangan *bore pile* yang dapat dikerjakan sebelum proses *cutting* tanah miring existing. Secara lebih detail mengenai keamanan dan kemungkinan yang dapat dikerjakan akan dipaparkan dalam langkah-langkah metode untuk pemancangannya. Secara lebih detail adalah sebagai berikut :

4.4.1. Pembuatan Lantai Kerja pada Tanah Existing

4.4.1.1.Analisa dengan Fellenius Pembuatan Lantai Kerja

Tanah existing yang akan dipancang *bore pile* berbentuk lereng yang miring. Metode pertama yaitu membentuk lantai kerja pada bidang tersebut, sebagai akses alat berat yang digunakan untuk pemasangan *bore pile*. Secara perhitungan perencanaan tersebut akan dipaparkan melalui metode perhitungan Fellenius sebagai berikut :



Gambar 4.20 Penampang lereng lantai kerja dan irisan bidang gelincir

Tabel 4.4 Tabel perhitungan stabilitas lereng lantai kerja

No	L (meter)	h (meter)	x (meter)	luas (m^2)	sudut α derajat	radian	sin α	cos α	Wt	W sin α	W cos α
1	4.60	2.30	4.60	5.29	3	0.05	0.05	1.00	95.22	4.98	95.09
2	4.60	3.80	4.60	14.03	6	0.10	0.10	0.99	252.54	26.40	251.16
3	4.75	4.60	4.60	19.32	15	0.26	0.26	0.97	347.76	90.01	335.91
4	11.00	2.75	9.55	35.10	28	0.49	0.47	0.88	631.73	296.58	557.79
5	2.50	2.75	2.50	3.44	47	0.82	0.73	0.68	61.88	45.25	42.20
	27.45									463.2209133	1282.141768
	∑L =									∑Wsin α=	∑Wcos α=

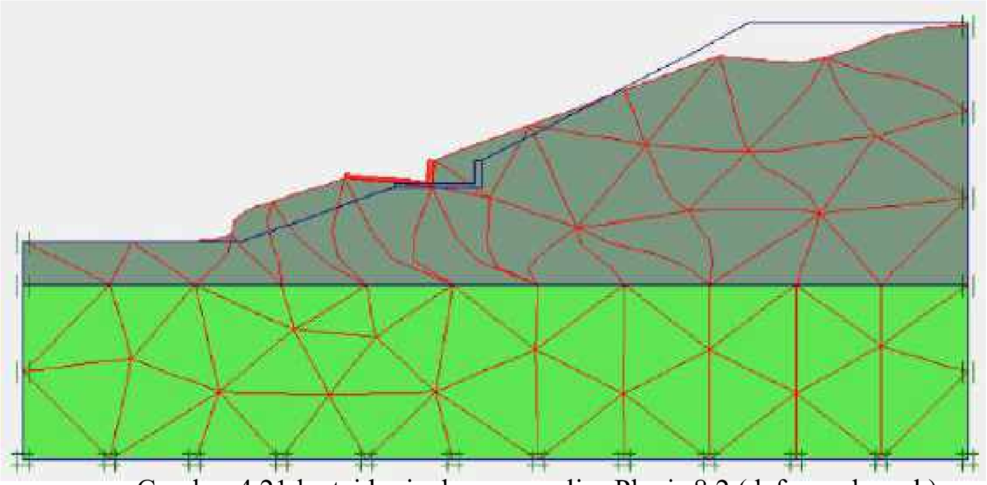
$$F = \frac{C.L + \tan\theta.\Sigma W.\cos\alpha}{\Sigma W.\sin\alpha}$$

$$F = \frac{6{,}7.27{,}45 + \tan 14{,}7.1282{,}14}{463{,}22} = 1.8$$

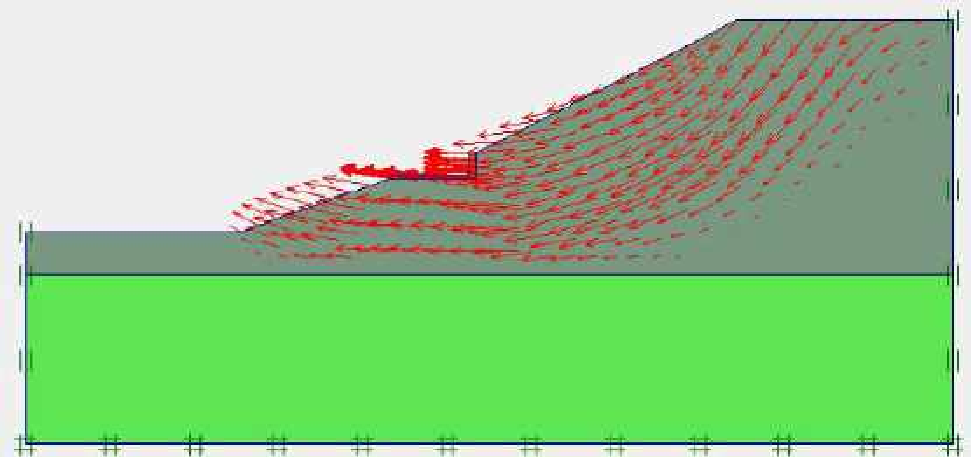
(SF > 1 , lereng stabil)

4.4.1.2. Analisa dengan Plaxis

Melalui software plaxis didapatkan permodelan pembentuk lantai kerja pada bidang berbentuk lereng yang miring dengan data-data sesuai yang direncanakan. Melalui program ini pula, pola keruntuhan lantai kerja pada bidang berbentuk lereng yang miring dapat terlihat dengan *safety factor* yang akan terjadi. Hasil permodelannya adalah sebagai berikut :



Gambar 4.21 lantai kerja dengan analisa Plaxis 8.2 (deformed mesh)



Gambar 4.22 lantai kerja dengan analisa Plaxis 8.2 (total displacement)

Safety Factor lantai kerja yang dibentuk dari permodelan bidang miring dari pengecekan dengan permodelan Plaxis 8.2 adalah 2,0.

(SF > 1 , lereng aman)

4.4.1.3. Perhitungan Volume Pekerjaan

Bobot pekerjaan dalam pembuatan lantai kerja ini meliputi:

a.	Pekerjaan pembersihan lahan	=	1480	m^2
b.	Pekerjaan pagar	=	415	m^2
c.	Pengerukan tanah	=	600	m^3
d.	Beton lantai kerja K300	=	800	m^2

Harga satuan pekerjaan untuk pembuatan lantai kerja ini, yaitu:

a.	Pekerjaan pembersihan lahan	= Rp.	26.640.000,-
b.	Pekerjaan pagar	= Rp.	166.000.000,-
c.	Pengerukan tanah	= Rp.	63.000.000,-
d.	Beton lantai kerja K300	= Rp.	560.000.000,-

Total harga pekerjaan pembuatan lantai kerja ini yaitu Rp.815.640.000,-

4.4.2. Pemancangan *Bore Pile* dan Cutting Tanah Lereng

Setelah terbentuk lantai kerja dilanjutkan metode pemancangan *bore pile* dan proses *cutting* tanah lereng. Dalam metode ini direncencanakan alat berat masuk ke lantai kerja yang telah dibuat, kemudian mulai membuat *bore pile.* Secara lebih detail akan dipaparkan dalam penentuan perencanaan keamanannya sebagai berikut :

4.4.2.1.Analisa Perhitungan Perencanaan pemancangan *Bore Pile* dan *Cutting* Tanah Lereng

- **Koefisien Tekanan Tanah**

Koefisien Tekanan Tanah Aktif

$$Ka = \cos\beta . \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}$$

$$\mathrm{Ka} = \cos(23)\,.\frac{\cos(23) - \sqrt{\cos^2(23) - \cos^2(9.4)}}{\cos(23) + \sqrt{\cos^2(23) - \cos^2(9.4)}} = 0{,}41$$

Koefisien Tekanan Tanah Pasif

$$\mathrm{Kp} = \cos\beta.\frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\emptyset}}$$

$$\mathrm{Kp} = \cos(23)\,.\frac{\cos(23) + \sqrt{\cos^2(23) - \cos^2(9.4)}}{\cos(23) - \sqrt{\cos^2(23) - \cos^2(9.4)}} = 2.1$$

- **Tekanan Tanah**

Tekanan Tanah Aktif

$$\sigma_a = \mathrm{Ka}.\gamma'.\mathrm{H}^2 - 2.\mathrm{C}.\sqrt{\mathrm{Ka}}$$

$$\sigma_a = 0{,}41.1{,}8.(4{,}3)^2 - 2.0{,}00034.\sqrt{0{,}41} = 13{,}7\mathrm{t/m}^2$$

Tekanan Tanah Pasif

$$\boldsymbol{\sigma_p} = 0{,}5.\mathrm{Kp}.\gamma'.\mathrm{D}^2 + 0{,}5.\gamma.\mathrm{D}^2 + 2.\mathrm{C}.\sqrt{\mathrm{Kp}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_p} = 0{,}5.2.1.2{,}5.(8)^2 + 0{,}5.2{,}5.(8)^2 + 2.0{,}025.\sqrt{2.1} = 248\mathrm{t/m}^2$$

- **Diagram Distribusi Tekanan yang Diberikan**

Tekanan yang Terjadi

$$p_1 = \mathrm{Ka}.\gamma.\mathrm{H}$$

$$p_1 = 0{,}41.18.4{,}3 = 31{,}73\mathrm{kN/m}$$

$$p_2 = \sigma_{p-}\sigma_a$$

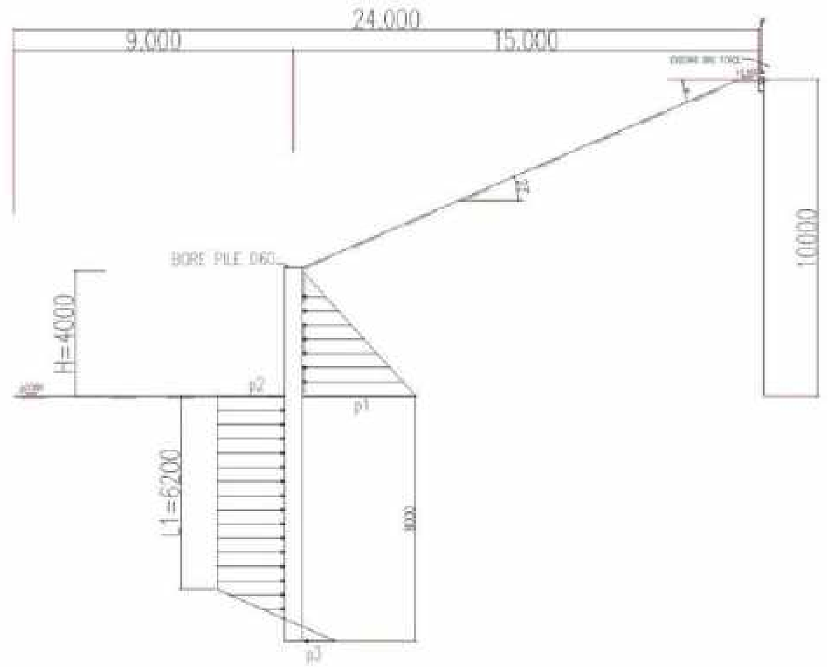
$$p_2 = 248 - 13{,}7 = 21{,}6\mathrm{kN/m}$$

$$\mathrm{L}_2 = \frac{p_1}{\gamma.(\mathrm{Kp} - \mathrm{Ka})}$$

$$L_2 = \frac{31,73}{1,8(2.1 - 0.41)} = 6,2m$$

$$p_3 = 4.C + (\gamma.H)$$

$$p_3 = 4.2,5 + (18.4,3) = 10.2kN/m$$



Gambar 4.23 Diagram tekanan tanah

Didapatkan dari perhitungan bahwa syarat dari tekanan tanah pasif harus lebih besar dari tekanan tanah aktif dengan *safety factor* 1. Secara lebih lanjut sebagai berikut :

Tekanan Aktif

$$\mathbf{P_a} = (p_1.H.\frac{1}{2}) + (p_3.(D - L1).\frac{1}{2})$$

$$\mathbf{P_a} = \left(\frac{31,73.4,3.1}{2}\right) + \left(\frac{10,2.1,8.1}{2}\right) = 77,4kN/m^2$$

Tekanan Tanah Pasif

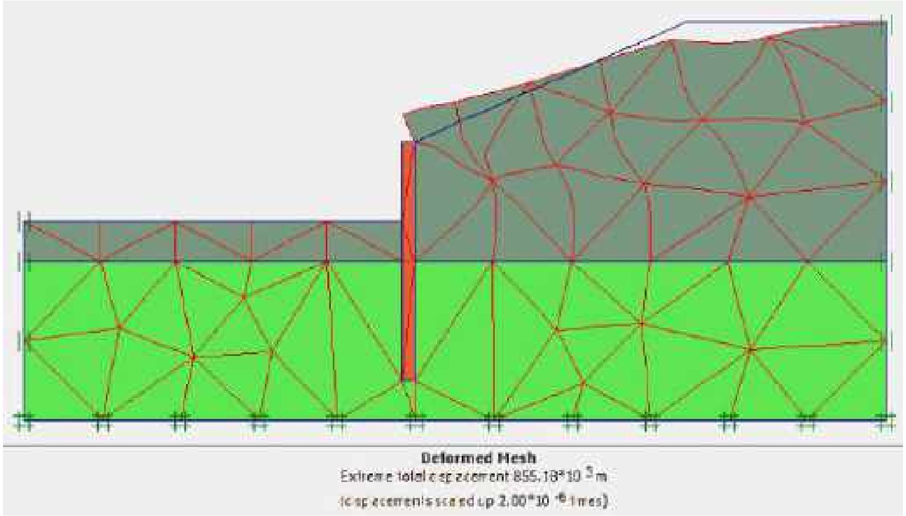
$$\mathbf{P_p} = p_2.L1$$

$$\mathbf{P_p} = 21,6.6,2 = 133,9kN/m^2$$

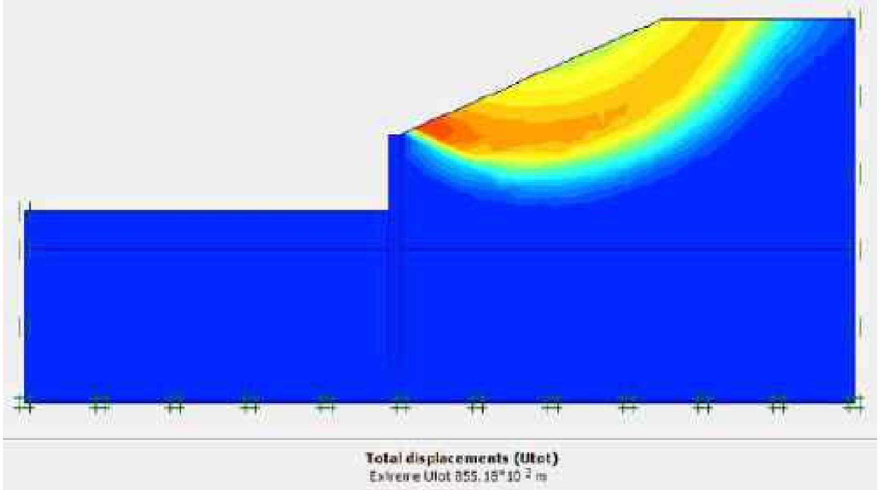
$$SF = \frac{\mathbf{P_p}}{\mathbf{P_a}} = \frac{133,9}{77,4} = 2,8 > 1 (\text{Aman})$$

4.4.2.2.Analisa dengan Plaxis

Melalui software plaxis didapatkan permodelan metode pemancangan *bore pile* yang dilanjutkan dengan proses *cutting* tanah existing. Secara lebih lanjut dapat terlihat dengan *safety factor* yang akan terjadi. Hasil permodelannya adalah sebagai berikut :



Gambar 4.24 Pemancangan *bore pile* dengan analisa Plaxis 8.2 (deformed mesh)



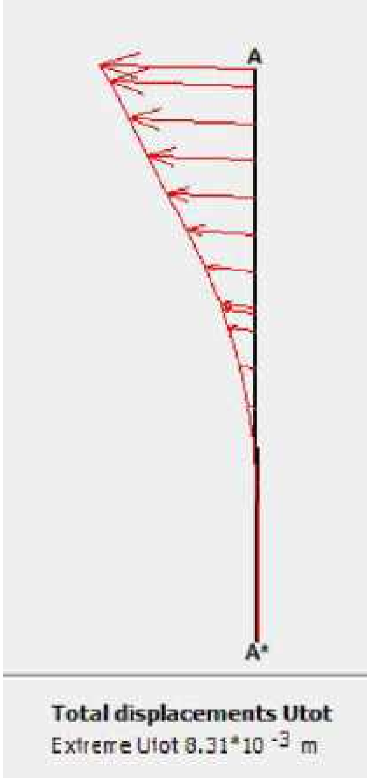
Gambar 4.25 Pemancangan *bore pile* dengan analisa Plaxis 8.2 (total displacement)

Safety factor metode pemancangan *bore pile* yang dilanjutkan dengan proses *cutting* tanah existing dari pengecekan dengan permodelan Plaxis8.2 adalah 3.0.
(SF < 1 , lereng aman)

4.4.2.3.Perpindahan Tiang dan Momen Lentur Maximum

Perpindahan tiang yang terjadi dapat dilihat pada Gambar 4.26, borepile dalam hal ini sebagai dinding penahan tanah mengalami perpindahan maksimal sebesar 8.31 cm. Pada Gambar 4.26 di atas tidak terlihat pada ujung bawah tiang terjadi perpindahan, artinya bahwa kedalaman tiang sudah cukup. Mengingat syarat kedalaman tiang hingga ujung tiang mendekati nol. Sedangkan gaya dalam yang terjadi adalah seperti pada Gambar 4.27.

,-



Gambar 4.26 Total Perpindahan borepile

Momen maksimum (yaitu momen di titik dimana gaya geser sama dengan nol) yang terjadi sebesar :

$$\mathrm{Mmax} = \mathrm{P_1}(z' + \bar{z}_1) - \frac{p_6 z'^2}{2}$$

$$\mathrm{Mmax} = \mathrm{P_1}\left(\frac{P_1}{p_6} + \frac{L}{3}\right) - \frac{p_6\left(\frac{P_1}{p_6}\right)^2}{2}$$

$$\mathrm{Mmax} = 31{,}73\left(\frac{31{,}73}{21{,}6} + \frac{4}{3}\right) - \frac{21{,}6\left(\frac{31{,}73}{21{,}6}\right)^2}{2} = 65{,}61\mathrm{kNm}$$

Momen maksimum yang terjadi sebesar 65,61 kNm atau 66 kNm. Dalam 1,2 meter terdapat 2 tiang borepile sehingga per tiang borepile menerima momen tekuk sebesar 33 kNm.

- ***Perhitungan Tulangan Tekuk***

$$\mathrm{Mu} = 66 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\mathrm{Mn} = \frac{\mathrm{Mu}}{\varphi} = \frac{66 \times 10^7}{0{,}8} = 147{,}5 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\mathrm{Rn} = \frac{\mathrm{Mn}}{\mathrm{b.d^2}} = \frac{147{,}5 \times 10^7}{600 \times 550^2} = 8{,}1$$

$$\mathrm{m} = \frac{\mathrm{fy}}{0{,}85.\mathrm{fc}} = \frac{320}{0{,}85 \times 25} = 15$$

$$\rho = \frac{1}{\mathrm{m}}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.\mathrm{m.Rn}}{\mathrm{fy}}}\right)$$

$$= \frac{1}{15}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15 \times 8{,}1}{320}}\right) = 0{,}03$$

As perlu $= \rho \,.\, \mathrm{b} \,.\, \mathrm{d}$

$= 0{,}03 \,.\, 600 \,.\, 550$

$= 1559 \ mm^2$

n $= \dfrac{As\,perlu}{\frac{1}{4}.\pi.19^2}$

$= \dfrac{1559}{283{,}5} = 5{,}5 \sim 6$ tulangan (dipakai tulangan minimum)

As ada $= 6.\ \frac{1}{4}\ .\ \pi\ .D^2$

$= 6.\ \frac{1}{4}\ .\ 3{,}14\ .\ 19^2$

$= 1701 \ mm^2 >$ As perlu $\rightarrow$ Aman..!!

a $= \dfrac{As\ ada.fy}{0{,}85.f'c.b} = \dfrac{1701.320}{0{,}85.25.600} = 42{,}7$

Mn ada = As ada . fy (d – a/2)

= 1701. 320 (550 – 42,7/2)

$= 165.10^7$ Nmm

Mn ada > Mn $\rightarrow$ Aman..!!

Jadi dipakai tulangan 12 D 19 mm

Dengan desain tersebut maka momen tekuk maksimum ijin dari tiang borepile yaitu 165 kNm (= 5/SF tonm , SF=2) masih lebih besar dari momen tekuk yang terjadi, artinya tiang mampu menerima beban tekuk akibat pergerakan lateral tanah.

4.4.2.4.Perhitungan Volume Pekerjaan

Bobot pekerjaan dalam pembuatan metode pemancangan *bore pile* yang dilanjutkan dengan proses *cutting* tanah existing ini meliputi:

a. Pembobokan beton lantai kerja	=	800	m^2
b. Pemancangan bore pile	=	1200	m
c. Pengerukan tanah	=	2955	m^3
d. Pembuatan beton dinding K300	=	240	m^3

Harga satuan pekerjaan untuk pembuatan lantai kerja ini, yaitu:

a. Pembobokan beton lantai kerja	= Rp.	160.000.000,-
b. Pemancangan bore pile	= Rp.	600.000.000,-
c. Pengerukan tanah	= Rp.	502.915.000,-
d. Pembuatan beton dinding K300	= Rp.	240.000.000,-

Total harga pekerjaan pembuatan lantai kerja ini yaitu Rp.1.502.915.00

BAB V
KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil studi pembangunan dinding penahan tanah *cantilever wall* pada lokasi PT. AT Indonesia didapatkan bahwa proyek pembangunan dinding penahan tanah tipe *cantilever wall* dibangun tanpa memperhatikan langkah-langkah metode kerjanya, hal ini dibuktikan dengan :

1. Berdasarkan hitungan manual maupun dengan plaxis menunjukkan kondisi lereng existing (aman) dengan nilai 2,1.
2. Dengan kondisi tersebut, direncanakan pembangunan dinding penahan tanah tipe *cantilever wall* dengan perhitungan angka aman dari plaxis maupun perhitungan manual sebesar 1,97 (aman).
3. Namun, langkah - langkah metode kerjanya setelah dilakukan studi dengan perhitungan manual maupun perhitungan dengan plaxis menunjukkan:
   a. Langkah metode kerja awal yang digunakan yaitu dengan *cutting* tanah lereng existing untuk selanjutnya dilakukan bekisting dinding penahan tanah tipe *cantilever wall*. Namun, hal ini mengalami kegagalan dengan dibuktikan kelongsoran lereng yang telah di cutting tanahnya. Berdasarkan studi yang dilakukan penulis, metode ini mengakibatkan angka aman hanya 0,5 (tidak aman).
   b. Langkah selanjutnya dengan cara menahan tekanan tanah aktif tanah. Pemancangan *sheet pile* A325 dilakukan dengan kedalaman 2 meter. Namun, hal ini mengalami kegagalan dengan dibuktikannya *sheet pile* A325 tersebut mengalami kemiringan yang tidak merata. Berdasarkan studi yang dilakukan penulis, metode ini mengakibatkan angka aman hanya 0,2 (tidak aman).
   c. Metode selanjutnya yang mampu menahan tekanan tanah aktif yaitu proses pemancangan *H-beam* 250 kedalam lapisan tanah 8 meter. Dalam hal ini proses pemancangan *H-beam* 250 membuahkan hasil dengan mampu tertahannya tekanan tanah aktif sehingga bisa dilanjutkan proses *cutting* tanah untuk proses pemasangan dinding

penahan tanah tipe *cantilever wall*. Berdasarkan studi yang dilakukan penulis, metode ini mampu menunjukkan angka aman 1,6 (aman).

Berdasarkan proses langkah metode kerja yang dilakukan untuk mendapatkan target hasil dinding penahan tanah, oleh penulis perlu dilakukan evaluasi lebih lanjut untuk didapatkan alternatif desain yang lebih cocok dalam kasus tersebut. Sehingga muncul ide gagasan alternatif desain yang dilakukan dengan pemasangan dinding penahan tanah dengan penahan borepile. Berikut merupakan pemaparan target hasil dan juga langkah kerjanya.

1. Dilakukan pembuatan jalan di kemiringan lereng yang akan dibuat borepile. Jalan ini merupakan lantai kerja mesin bor dalam pemasangan borepile. Dengan lebar jalan 6 meter dan maksimum beban yang ditumpu 20 ton didapatkan hasil perhitungan manual maupun plaxis sebesar 2,0 (aman).
2. Setelah proses pemasangan borepile pada lereng dilakukan proses *cutting* tanah miring yang akan dibentuk dinding penahan tanah. Dengan perhitungan angka aman pada pemasangan borepile, maka proses ini diyakini tidak terjadi kegagalan.
3. Dengan proses *cutting* tanah miring yang telah dilakukan dengan aman dengan borepile yang mampu menahan tekanan tanah aktif, maka proses finishing dilakukan untuk membuat dinding penahan tanah. Berdasarkan perhitungan baik manual maupun plaxis didapatkan angka aman sebesar 3,1 (aman).

5.2. Saran

Dalam kasus ini banyak hal yang didapat baik teori maupun praktek lapangan, sehingga pengalaman yang tersaji dalam paparan tugas akhir ini dapat menjadi pelajaran baik untuk pelaku dunia konstruksi dalam melakukan pekerjaan. Karena target hasil dinding penahan tanah tipe *cantilever wall* yang aman merupakan target utama dalam pelakasanaan proyek ini, namun perlu dikaji ulang setiap langkah metode kerja yang dilakukan sehingga dalam proses pelaksanaannya, baik schedule maupun budget tidak terbuang percuma untuk proses pekerjaan yang merupakan pendukung dari terget utama.

DAFTAR PUSTAKA

Muhammad Alatas, Idrus , 2012. *Laporan Hasil Investigasi Ke PT.Asuransi Tokio Marine Indonesia*. PD. Laboratorium Teknik Sipil Geoinves, Jakarta

Das Bradja M., Endah Noor. 1985. *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)*, Jilid 1. Penerbit Erlangga, Jakarta.

Das, Bradja M., Endah Noor., 1994. *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis),* Jilid 2. Penerbit Erlangga, Jakarta.

Panduan *Software* Plaxis 8.2

Hardiyatmo, Hary, C.2010.*Analisis dan Perancangan Fondasi bagian II*. Gajahmada, Yogyakarta.

A.E Turangan, O.B.A Sompie, 2014, ANALISIS KESTABILAN LERENG DENGAN METODE FELLENIUS (Studi Kasus: Kawasan Citraland) , Jurnal Sipil Statik Vol.2 No.1, Januari 2014, Universitas Tadulako: Palu.

Zakaria, Zufialdi 2011, ANALISIS KESTABILAN LERENG TANAH , Bahan ajar Laboratorium Geologi 2011, Univeritas Padjajaran: Bandung.

LAMPIRAN