TUGAS AKHIR

ANALISIS PERKUATAN LERENG DENGAN PERKUATAN DINDING PENAHAN TANAH TIPE KANTILEVER, BRONJONG DAN TURAP PADA PROYEK PEMBANGUNAN JALAN DI YOGYAKARTA

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

Neva Cecilia Intan Putri Purwandanie

22511123

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL – PROGRAM SARJANA

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK DESAIN DAN INOVASI

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

2026

TUGAS AKHIR

ANALISIS PERKUATAN LERENG DENGAN PERKUATAN DINDING PENAHAN TANAH TIPE KANTILEVER, BRONJONG DAN TURAP PADA PROYEK PEMBANGUNAN JALAN DI YOGYAKARTA

Disusun oleh :

Neva Cecilia Intan Putri Purwandanie

22511123

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

Diuji pada tanggal 26 Agustus 2026
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing:
Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng.
NIK: 215111305
Tanggal : 29 Agustus 2026

Penguji I :
Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T.
NIK: 045110407
Tanggal : 29 Agustus 2026

Penguji II :
Melinda Dwi Rahmawati, S.T., M.Eng.
NIK: 245111202
Tanggal : 29 Agustus 2026

Mengesahkan,
Plt. Ketua Program Studi Teknik Sipil
31/8-26

Dinna Anggraheni, S.T., M.Eng.
NIK : 165110105

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, 28 Agustus 2026

Yang membuat pernyataan,



Neva Cecilia Intan Putri Purwandanie

(22511123)

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa atas segala rahmat dan karunia-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan penyusunan Tugas Akhir ini dengan baik. Tugas Akhir ini disusun sebagai salah satu persyaratan akademik untuk menyelesaikan pendidikan jenjang Strata Satu (S1) pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Desain dan Inovasi, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

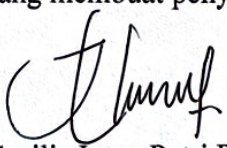
Dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini, penulis menghadapi berbagai kendala dan tantangan. Namun, berkat bantuan, arahan, kritik, saran, serta dukungan dari berbagai pihak, seluruh proses tersebut dapat dilalui hingga Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Oleh karena itu, penulis ingin menyampaikan rasa terima kasih dan penghargaan yang sebesar-besarnya kepada:

1. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng. selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir,
2. Ibu Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T. Selaku Dosen Penguji I,
3. Ibu Melinda Dwi Rahmawati, S.T., M. Eng. Selaku Dosen Penguji II,
4. Papa dan Mama tercinta, Papa Hendro Purwandani dan Mama Desi Natalia, yang selalu menjadi tempat pulang, sumber doa, kekuatan, dan dukungan bagi penulis. Terima kasih atas kasih sayang, kesabaran, pengorbanan, serta kepercayaan yang diberikan dalam setiap proses yang penulis jalani. Segala pencapaian yang berhasil diraih hingga saat ini tidak terlepas dari doa dan dukungan Papa dan Mama yang senantiasa menyertai setiap langkah penulis.
5. Bapak dan Ibu Maryono, yang telah memberikan dukungan yang sangat berarti kepada penulis, terutama dalam membantu membiayai pendidikan penulis selama kurang lebih empat tahun masa perkuliahan. Terima kasih atas segala perhatian, kebaikan, dan bantuan yang telah diberikan.
6. Adik penulis, Naura Nafhisa Adelia Putri Purwandanie, yang selalu memberikan semangat, perhatian, dan dukungan kepada penulis selama menjalani masa perkuliahan hingga proses penyusunan Tugas Akhir.

7. Kepada Muhammad Ridho Pratama, yang telah menjadi bagian penting dalam perjalanan penulis sejak hari pertama perkuliahan hingga sampai pada titik ini. Terima kasih karena selalu hadir dalam berbagai keadaan, menemani hari-hari yang mudah maupun yang terasa berat, mendengarkan setiap cerita dan keluh kesah, serta memberikan dukungan ketika penulis mulai kehilangan semangat. Terima kasih atas waktu, perhatian, kesabaran, dan segala bentuk dukungan yang diberikan selama proses perkuliahan dan penyusunan Tugas Akhir ini. Kehadiranmu telah menjadi salah satu alasan penulis mampu melewati begitu banyak proses dengan lebih kuat. Terima kasih karena tetap memilih untuk berjalan bersama, bahkan ketika perjalanan ini tidak selalu mudah. Semoga setiap cerita yang telah dilalui bersama tidak berhenti pada halaman ini, tetapi terus menjadi bagian dari perjalanan-perjalanan baik berikutnya.
8. Terakhir, kepada diri saya sendiri, Neva Cecilia Intan Putri Purwandanie. Terima kasih karena telah bertahan sampai sejauh ini. Terima kasih karena tetap memilih untuk melangkah meskipun beberapa kali merasa lelah, ragu, kecewa, dan ingin menyerah. Ada banyak hal yang mungkin tidak terlihat oleh orang lain selama perjalanan ini, tetapi diri ini tahu betapa panjang dan tidak mudahnya proses yang telah dilewati. Hari ini menjadi bukti bahwa setiap air mata, rasa lelah, kegagalan, dan usaha yang pernah dijalani tidak sia-sia. Selamat karena telah berhasil melewati satu tahap penting dalam hidupSemoga diri ini tetap memiliki keberanian untuk terus tumbuh, melampaui batas yang pernah dianggap tidak mungkin, dan menjadi versi terbaik dari diri sendiri.

Yogyakarta, 28 Agustus 2026

yang membuat penyataan,



Neva Cecilia Intan Putri Purwandanie

(22511123)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL i
HALAMAN PENGESAHAN ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI iii
KATA PENGANTAR iv
DAFTAR ISI vi
DAFTAR GAMBAR viii
DAFTAR TABEL x
ABSTRAK xi
ABSTRACT xii
BAB 1 PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang Masalah 1
1.2 Rumusan Masalah 2
1.3 Tujuan Perancangan 3
1.4 Manfaat Perancangan 3
1.5 Batasan Perancangan 4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA 5
2.1 Peran Faktor Keamanan dalam Stabilitas Dinding Penahan Tanah 5
2.2 Faktor-Faktor yang Memengaruhi Stabilitas Sistem Perkuatan Lereng 7
2.3 Evaluasi Stabilitas DPT dengan PLAXIS 2D 8
2.4 Optimasi dan Alternatif Sistem Perkuatan Lereng 9
2.4.1 Optimasi Dimensi Dinding Penahan Tanah 9
2.4.2 Bronjong sebagai Alternatif Sistem Perkuatan 10
2.4.3 Turap sebagai Alternatif Sistem Perkuatan 10
2.5 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Perancangan yang Akan 11
BAB 3 LANDASAN TEORI 16
3.1 Tanah 16
3.1.1 Parameter Sifat Fisik Tanah 16
3.2 Pengujian Lapangan 24
3.2.1 *Standard Penetration Test (SPT)* 24
3.3 Metode Elemen Hingga 24
3.4 Metode Rankine 25

3.5 Perkuatan Tanah 26
3.5.1 Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever 26
3.5.2 Bronjong 30
3.5.3 Turap (*Sheet Pile*) 32
3.6 Program PLAXIS 35
BAB 4 METODE PENELITIAN 37
4.1 Tinjauan Umum 37
4.2 Lokasi Penelitian 38
4.3 Alur Perancangan 40
4.4 Metode Pengumpulan Data 41
4.5 Perancangan dan Analisis Perkuatan 42
4.6 Data Beban Lalu Lintas 44
4.7 Data Beban Gempa 45
4.8 Parameter Tanah 45
4.9 Dinding Penahan Tanah Eksisting 46
4.9.1 Analisis Dinding Penahan Tanah Kondisi Eksisting Manual 46
4.9.2 Analisis Dinding Penahan Tanah Kondisi Eksisting PLAXIS 55
4.10 Optimasi Dinding Penahan Tanah 59
4.10.1 Analisis Optimasi Dinding Penahan Tanah Manual 59
4.10.2 Analisis Optimasi Dinding Penahan Tanah PLAXIS 2D 68
4.11 Perencanaan Alternatif Perkuatan 1 Menggunakan Bronjong 72
4.11.1 Analisis Bronjong dengan Perhitungan Manual 73
4.11.2 Analisis Bronjong dengan PLAXIS 2D 81
4.12 Perencanaan Alternatif Perkuatan 2 Menggunakan *Concrete Sheet Pile* 86
4.12.1 Analisis *Concrete Sheet Pile* dengan Perhitungan Manual 86
4.12.2 Analisis *Concrete Sheet Pile* dengan PLAXIS 2D 92
4.13 Pembahasan Hasil Analisis 97
4.13.1 Perbandingan Faktor Keamanan Kondisi Statik 97
4.13.2 Perbandingan Faktor Keamanan Kondisi Gempa 97
4.13.3 Perbandingan Faktor Keamanan Kondisi Galian 98
4.13.4 Pembahasan Keseluruhan Hasil Perbandingan 99
BAB 5 ANALISIS DAN PEMBAHASAN 101
5.1 Kesimpulan 101
5.2 Saran 103

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Diagram Fase Tanah 17
Gambar 3.2 Tipikal Dimensi Cantilever Wall 27
Gambar 3.3 Detail Ukuran Bronjong Kawat 31
Gambar 3.4 Diagram Distribusi Tekanan Tanah pada Turap 33
Gambar 3.5 katalog spesifikasi concrete sheet pile 35
Gambar 4.1 Gambar Lokasi Proyek Penelitian 38
Gambar 4.2 Segmen DPT yang Ditinjau 39
Gambar 4.3 Detail Dimensi DPT V 39
Gambar 4.4 Bagan Alir Penelitian 41
Gambar 4.5 Data Hasil Pengujian SPT pada Proyek X 42
Gambar 5.1 Penentuan Beban Gempa Berdasarkan Lokasi Penelitian 45
Gambar 5.3 Dinding Penahan Tanah Eksisting 46
Gambar 5.4 Identifikasi Diagram Tekanan Aktif dan Pasif 47
Gambar 5.5 Pemodelan Dinding Penahan Tanah Eksisting pada AutoCAD 55
Gambar 5.6 Pemodelan Dinding Penahan Tanah Eksisting pada PLAXIS 2D 55
Gambar 5.7 Deformasi Lateral Galian DPT Eksisting 56
Gambar 5.8 Deformasi Vertikal Galian DPT Eksisting 56
Gambar 5.9 Bidang Gelincir Galian DPT Eksisting 56
Gambar 5.10 Deformasi Lateral DPT Eksisting diberi Beban Jalan 57
Gambar 5.11 Deformasi Vertikal DPT Eksisting diberi Beban Jalan 57
Gambar 5.12 Bidang Gelincir DPT Eksisting diberi beban Jalan Statik 58
Gambar 5.13 Bidang Gelincir DPT Eksisting dengan Pengaruh Gempa 58
Gambar 5.14 Dimensi Dinding Penahan Tanah Hasil Optimasi 59
Gambar 5.15 Identifikasi Diagram Tekanan Aktif dan Pasif Hasil Optimasi 60
Gambar 5.16 Pemodelan Optimasi Dinding Penahan Tanah pada AutoCAD 68
Gambar 5.17 Pemodelan Optimasi Dinding Penahan Tanah pada PLAXIS 2D 68
Gambar 5.18 Deformasi Lateral Galian Optimasi DPT 69
Gambar 5.19 Deformasi Vertikal Galian Optimasi DPT 69

Gambar 5.20 Bidang Gelincir Optimasi DPT 70
Gambar 5.21 Deformasi Lateral Optimasi DPT diberi Beban Jalan 70
Gambar 5.22 Deformasi Vertikal Optimasi DPT diberi Beban Jalan 71
Gambar 5.23 Bidang Gelincir Optimasi DPT Kondisi Statik 71
Gambar 5.24 Bidang Gelincir Optimasi DPT dengan Pengaruh Gempa 72
Gambar 5.25 Bronjong 73
Gambar 5.26 Identifikasi Diagram Tekanan Aktif dan Pasif 73
Gambar 5.27 Pemoelan Bronjong pada AutoCAD 81
Gambar 5.28 Pemodelan Bronjong pada PLAXIS 2D 82
Gambar 5.29 Deformasi Lateral Galian Bronjong 82
Gambar 5.30 Deformasi Vertikal Galian Bronjong 83
Gambar 5.31 Bidang Gelincir Galian Bronjong 83
Gambar 5.32 Deformasi Lateral Bronjong diberi Beban Jalan 84
Gambar 5.33 Deformasi Vertikal Bronjong diberi Beban Jalan 84
Gambar 5.34 Bidang Gelincir Bronjong Kondisi Statik 85
Gambar 5.35 Bidang Gelincir Bronjong dengan Pengaruh Gempa 85
Gambar 5.36 Geometri Concrete Sheet Pile 86
Gambar 5.37 Pemodelan Concrete Sheet Pile pada AutoCAD 92
Gambar 5.38 Pemodelan Concrete Sheet Pile pada PLAXIS 2D 92
Gambar 5.39 Deformasi Lateral Turap 93
Gambar 5.40 Deformasi Vertikal Turap 93
Gambar 5.41 Deformasi Lateral Turap diberi Beban Jalan 94
Gambar 5.42 Deformasi Vertikal Turap diberi Beban Jalan 94
Gambar 5.43 Bidang Gelincir Turap diberi Beban Jalan Statik 95
Gambar 5.44 Bidang Gelincir Turap diberi Beban Jalan dengan Gempa 95
Gambar 5.45 Hasil Analisis Momen Lentur 96
Gambar 5.46 Perbandingan Faktor Keamanan Global 97
Gambar 5.47 Perbandingan Nilai Faktor Keamanan Global Kondisi Gempa 98

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Perancangan Sekarang 12
Tabel 3.1 Nilai Koefisien Permeabilitas 20
Tabel 3.2 Nilai Modulus Elastisitas Tanah 21
Tabel 3.3 Nilai Rasio Poisson Tanah 22
Tabel 3.4 Nilai Sudut Geser Dalam Efektif 23
Tabel 3.5 Kohesi Efektif Pada Tanah Berkohesi 23
Tabel 3.6 Faktor – Faktor Kapasitas Dukung (Meyerhof) 28
Tabel 3.7 Ukuran Bronjong Kawat 30
Tabel 5.1 Data Beban Lalu Lintas 44
Tabel 5.2 Rekapitulasi Parameter Tanah 45
Tabel 5.3 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Aktif 50
Tabel 5.4 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Pasif Akibat Kohesi 50
Tabel 5.5 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Pasif Akibat DPT 51
Tabel 5.6 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Aktif 63
Tabel 5.7 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Pasif Akibat Kohesi 63
Tabel 5.8 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Pasif Akibat DPT 64
Tabel 5.9 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Aktif 76
Tabel 5.10 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Pasif Akibat Kohesi 77
Tabel 5.11 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Pasif Akibat Bronjong 77
Tabel 5.12 Rekapitulasi Input PLAXIS 2D Concrete Sheet Pile 91
Tabel 5.13 Perbandingan Nilai Faktor Keamanan pada Kondisi Galian 99

ABSTRAK

Pembangunan jalan pada wilayah dengan perbedaan elevasi memerlukan sistem perkuatan lereng untuk menjaga kestabilan tanah dan keamanan konstruksi. Penelitian ini mengevaluasi DPT eksisting, mengoptimasi dimensinya, serta membandingkannya dengan bronjong dan *Concrete Sheet Pile* pada proyek pembangunan jalan di Yogyakarta.

Penelitian menggunakan data sekunder berupa data tanah hasil *Standard Penetration Test* (SPT), geometri lereng dan struktur, serta data pembebanan. Analisis dilakukan melalui perhitungan manual menggunakan metode Rankine dan pemodelan numerik dengan metode elemen hingga menggunakan PLAXIS 2D.

Hasil perhitungan manual menunjukkan bahwa DPT eksisting, DPT hasil optimasi, dan bronjong memenuhi persyaratan stabilitas terhadap geser, guling, dan daya dukung pada kondisi akhir. Hasil PLAXIS 2D pada kondisi statik menghasilkan faktor keamanan masing-masing sebesar 5,267; 4,575; 5,145; dan 2,832 untuk DPT eksisting, DPT optimasi, bronjong, dan *Concrete Sheet Pile*. Pada kondisi gempa, faktor keamanan menurun menjadi 4,395; 3,877; 4,117; dan 2,523, tetapi masih memenuhi batas minimum. Pada tahap galian, faktor keamanan DPT eksisting, DPT optimasi, dan bronjong masing-masing sebesar 1,209; 1,227; dan 1,164, sehingga belum memenuhi batas minimum 1,5. *Concrete Sheet Pile* sepanjang 8 m menghasilkan momen kritis sebesar 5,017 kNm/m, lebih kecil daripada *crack moment* sebesar 112,245 kNm/m, sehingga memenuhi kapasitas lentur dan dapat dipasang tanpa tahapan galian.

Kata kunci: perkuatan lereng, dinding penahan tanah, kantilever, bronjong, *Concrete Sheet Pile*, faktor keamanan, PLAXIS 2D.

ABSTRACT

Road construction in areas with elevation differences and irregular topographic conditions requires a slope reinforcement system capable of maintaining soil stability and ensuring the safety of road infrastructure. The existing retaining wall at a road construction project in Yogyakarta needs to be evaluated to determine its stability and assess the possibility of dimensional optimization.

The study utilizes secondary project data, including soil data obtained from the Standard Penetration Test (SPT), slope and structural geometry, and loading data. The analysis was conducted using two approaches: manual calculations and numerical modeling. Manual calculations based on Rankine's theory were used to determine lateral earth pressure and evaluate sliding, overturning, and bearing-capacity stability of the retaining walls and gabions and PLAXIS 2D.

The manual calculations showed that the existing retaining wall achieved safety factors against sliding, overturning, and bearing-capacity failure of 14.279, 19.600, and 131.981, respectively. The optimized retaining wall achieved values of 12.753, 19.551, and 111.578, whereas the gabion achieved 15.707, 37.399, and 209.955, PLAXIS 2D analysis under static conditions produced safety factors of 5.267, 4.575, 5.145, and 2.832 for the existing retaining wall, optimized retaining wall, gabion, and Concrete Sheet Pile, respectively. Under earthquake loading, these values decreased to 4.395, 3.877, 4.117, and 2.523. Gabion produced safety factors of 1.209, 1.227, and 1.164, respectively, which were below the minimum requirement of 1.5. The 8 m long Concrete Sheet Pile developed a critical bending moment of 5.017 kNm/m, which was lower than its crack moment of 112.245 kNm/m, confirming adequate bending capacity while also providing an advantage in construction because its driven installation does not require an excavation stage.

Keywords: *slope reinforcement, retaining wall, cantilever retaining wall, gabion, Concrete Sheet Pile, safety factor, PLAXIS 2D.*

BAB I
LATAR BELAKANG

1.1 Latar Belakang Masalah

Pembangunan jalan raya memiliki peran penting dalam mendukung pertumbuhan ekonomi dan pemerataan pembangunan di Indonesia. Agar jalan dapat berfungsi dengan aman dan nyaman, diperlukan perencanaan yang mempertimbangkan kondisi lingkungan, terutama pada wilayah berkontur terjal. Pada lokasi seperti ini, dinding penahan tanah menjadi salah satu struktur utama yang berfungsi menjaga kestabilan lereng dan mencegah kelongsoran yang dapat mengganggu fungsi jalan.

Salah satu jenis perkuatan yang umum digunakan adalah dinding penahan tanah (DPT). Dinding penahan tanah berfungsi menahan massa tanah pada kondisi terdapat perbedaan elevasi serta mengurangi potensi pergerakan tanah akibat tekanan lateral. Kinerja DPT dipengaruhi oleh berbagai faktor, antara lain karakteristik tanah, tinggi tanah yang ditahan, beban tambahan di atas permukaan tanah, kondisi muka air tanah, geometri struktur, serta kondisi tanah di sekitar konstruksi. Oleh karena itu, evaluasi stabilitas DPT diperlukan untuk memastikan struktur mampu memenuhi persyaratan keamanan terhadap berbagai mekanisme kegagalan.

Evaluasi terhadap struktur eksisting tidak hanya diperlukan untuk mengetahui apakah struktur memenuhi persyaratan keamanan, tetapi juga dapat menjadi dasar untuk menilai kemungkinan optimasi desain. Apabila suatu konfigurasi struktur telah memenuhi persyaratan stabilitas dengan tingkat keamanan yang relatif tinggi, perubahan dimensi dapat dievaluasi secara bertahap dengan tetap mempertahankan seluruh persyaratan kestabilan. Menurut Lyu dkk., (2023) melakukan optimasi pada *gravity retaining wall* dengan tujuan memperoleh luas penampang yang lebih kecil namun tetap memenuhi persyaratan desain. Penelitian tersebut menunjukkan bahwa geometri dinding penahan tanah dapat diperlakukan sebagai variabel desain

sehingga konfigurasi yang memenuhi persyaratan tidak harus identik dengan dimensi awal yang digunakan.

Selain optimasi terhadap tipe dinding penahan tanah yang digunakan, alternatif sistem perkuatan lain dapat dipertimbangkan untuk memperoleh gambaran mengenai perbedaan karakteristik dan kinerja masing-masing struktur. Salah satu alternatif tersebut adalah bronjong, yaitu sistem penahan yang tersusun dari keranjang kawat berisi batu dan dapat digunakan untuk membantu meningkatkan kestabilan lereng. Menurut Lee dkk., (2024) membahas perilaku struktur bronjong dan menyebutkan penggunaan *gabion retaining wall* sebagai salah satu sistem yang digunakan untuk meningkatkan kestabilan lereng. Studi lain juga menunjukkan bahwa kestabilan bronjong dapat dievaluasi berdasarkan faktor keamanan terhadap sistem lereng dan struktur penahannya.

Metode perhitungan manual sering kali tidak mampu menggambarkan kondisi geometri dan sifat tanah yang kompleks (Fellenius, 2024). Karena itu, digunakan perangkat lunak PLAXIS 2D yang bekerja dengan metode elemen hingga (Finite Element Method/FEM) untuk menganalisis interaksi tanah dan struktur secara lebih akurat. Dengan bantuan PLAXIS 2D, faktor keamanan dapat dihitung berdasarkan kondisi geoteknik, tekanan air pori, dan beban luar.

1.2 Rumusan Masalah

Perancangan ini memiliki rumusan masalah sebagai berikut.

1. Bagaimana kondisi dan karakteristik tanah pada lokasi penelitian berdasarkan data SPT sebagai dasar analisis perkuatan lereng?
2. Bagaimana kondisi stabilitas tanah eksternal dinding penahan tanah eksisting pada proyek pembangunan jalan di Yogyakarta dengan perhitungan manual dan software PLAXIS 2D?
3. Bagaimana optimasi dimensi dinding penahan tanah eksisting agar tetap memenuhi persyaratan faktor keamanan yang ditetapkan dengan perhitungan manual dan software PLAXIS 2D?

4. Bagaimana stabilitas alternatif perkuatan lereng menggunakan bronjong dan turap pada kondisi tanah dan pembebanan yang sama dengan perhitungan manual dan software PLAXIS 2D?
5. Bagaimana perbandingan nilai faktor keamanan antara dinding penahan tanah eksisting, optimasi dinding penahan tanah, bronjong dan turap?

1.3 Tujuan Perancangan

Adapun tujuan dari perancangan ini adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui dan menganalisis kondisi serta karakteristik tanah pada lokasi penelitian berdasarkan data SPT sebagai dasar dalam analisis perkuatan lereng.
2. Mengetahui kondisi stabilitas eksternal dinding penahan tanah eksisting pada proyek pembangunan jalan di Yogyakarta
3. Melakukan optimasi dimensi dinding penahan tanah eksisting agar tetap memenuhi persyaratan faktor keamanan yang ditetapkan dengan perhitungan manual dan software PLAXIS 2D
4. Merencanakan dan menganalisis stabilitas alternatif perkuatan lereng menggunakan bronjong dan turap pada kondisi tanah dan pembebanan yang sama dengan perhitungan manual dan software PLAXIS 2D
5. Membandingkan kinerja DPT eksisting, DPT hasil optimasi, bronjong, dan turap berdasarkan hasil analisis stabilitas.

1.4 Manfaat Perancangan

Hasil perancangan diharapkan dapat memberikan gambaran mengenai tingkat keamanan DPT eksisting serta kemungkinan optimasi dimensi struktur tanpa mengurangi persyaratan kestabilannya. Selain itu, perancangan alternatif menggunakan bronjong dan turap diharapkan dapat memberikan pilihan sistem perkuatan lereng yang dapat diterapkan pada kondisi tanah dan geometri lokasi penelitian. Hasil perbandingan masing-masing alternatif dapat digunakan sebagai pertimbangan teknis dalam menentukan sistem perkuatan yang sesuai berdasarkan faktor keamanan dan respons deformasi.

1.5 Batasan Perancangan

Penetapan batasan perancangan diperlukan untuk memastikan bahwa ruang lingkup penelitian tersusun secara sistematis. Oleh karena itu, batasan berikut ditetapkan sebagai acuan dalam pelaksanaan analisis stabilitas dan perencanaan ulang dinding penahan tanah pada lokasi penelitian.

1. Data tanah yang digunakan merupakan data sekunder dari proyek pembangunan jalan di Yogyakarta.
2. Pengaruh beban gempa tidak disertakan dalam analisis manual eksisting maupun dalam rancangan perencanaan ulang.
3. Pertimbangan anggaran tidak dimasukkan sebagai dasar dalam menentukan perancangan ulang.
4. Dimensi dinding penahan tanah eksisting disesuaikan dengan kondisi aktual di lapangan.
5. Parameter tanah yang digunakan dalam analisis mengacu pada data teknis yang tersedia pada proyek pembangunan jalan di Yogyakarta.
6. Beberapa informasi atau asumsi yang digunakan dan dipilih berdasarkan pengamatan dalam lapangan.
7. Muka air tanah tidak diketahui maka penulis asumsikan dibawah dari hasil bore hole.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Peran Faktor Keamanan dalam Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Faktor keamanan (*Safety Factor* / SF) adalah rasio antara kekuatan struktural yang dimiliki oleh suatu elemen (dalam hal ini dinding penahan tanah) terhadap beban yang bekerja padanya. SF digunakan sebagai ukuran untuk mengevaluasi seberapa besar faktor ketahanan suatu struktur terhadap potensi kerusakan atau kegagalan. Dalam perancangan geoteknik, faktor keamanan harus memenuhi standar tertentu yang telah ditetapkan, seperti yang tercantum dalam SNI 8460-2017. Berdasarkan standar ini, nilai SF yang aman untuk stabilitas suatu struktur tanah dan dinding penahan tanah (DPT) umumnya diharapkan lebih besar dari 1,5 untuk kondisi statis.

Sebaliknya, jika nilai SF berada di bawah angka yang disyaratkan, maka struktur dianggap berisiko mengalami kegagalan, baik akibat geseran, guling, ataupun penurunan yang berlebihan. Oleh karena itu, analisis faktor keamanan dalam perancangan dinding penahan tanah sangat penting untuk memastikan bahwa struktur tersebut mampu menahan beban tanpa mengalami kegagalan yang berbahaya. Struktur dinding penahan tanah yang memiliki SF yang cukup tinggi akan memiliki ketahanan terhadap pergerakan tanah yang dapat merusak dinding, serta terhadap gaya geser dan gaya guling yang bekerja pada elemen-elemen struktur.

Faktor keamanan tidak hanya mempertimbangkan beban tanah aktif yang bekerja pada dinding, tetapi juga faktor-faktor lain yang mempengaruhi stabilitas dinding, seperti kondisi tanah dasar, tekanan air pori, dan beban tambahan yang berasal dari lalu lintas atau timbunan di atas tanah. Misalnya, pada dinding penahan tanah tipe gravitasi, faktor keamanan yang diperlukan untuk menghindari kegagalan akibat guling (*overturning*) dan geser (*sliding*) harus dipertimbangkan secara cermat dengan memperhitungkan sudut geser tanah, kohesi tanah, dan

tekanan air pori yang mungkin terjadi di dalam tanah. Tekanan air pori yang tinggi dapat menurunkan kekuatan geser tanah, sehingga mengurangi stabilitas dinding penahan tanah. Oleh karena itu, perhitungan SF harus mempertimbangkan pengaruh kondisi air tanah dan sifat tanah yang ada di lokasi.

Perhitungan faktor keamanan menggunakan metode numerik dengan bantuan perangkat lunak seperti PLAXIS 2D sering kali lebih akurat dibandingkan dengan perhitungan manual. Perangkat lunak ini memungkinkan analisis lebih mendalam dengan memperhitungkan distribusi tegangan tanah yang lebih kompleks dan faktor-faktor seperti variasi kedalaman air tanah, ketebalan lapisan tanah, dan perubahan beban yang bekerja pada dinding penahan tanah. Ini sangat penting karena perhitungan manual cenderung menggunakan asumsi yang lebih sederhana, seperti model tanah homogen dan distribusi tegangan yang tidak selalu menggambarkan kondisi lapangan yang sesungguhnya.

Menurut Bari dkk., (2021) dalam penelitiannya juga menyebutkan bahwa tinggi dinding penahan tanah (DPT) memiliki pengaruh yang signifikan terhadap nilai SF yang dihitung. Dalam penelitian tersebut, tinggi dinding yang lebih tinggi cenderung meningkatkan nilai SF terhadap guling, namun pada titik tertentu, dinding dengan ketinggian lebih dari 8 meter dapat mengalami penurunan stabilitas eksternal. Oleh karena itu, penting untuk memperhatikan hubungan antara dimensi dinding dan kondisi tanah untuk mencapai nilai SF yang optimal. Tinggi dinding yang lebih besar dapat meningkatkan beban pada dasar dinding, yang jika tidak dihitung dengan benar dapat menyebabkan kerusakan struktural pada bagian dasar dinding penahan tanah.

Dalam beberapa kasus, kerusakan pada dinding penahan tanah dapat terjadi ketika nilai SF berada di bawah batas aman, yang disebabkan oleh kesalahan dalam perencanaan atau pemilihan tipe dinding yang tidak sesuai dengan kondisi geoteknik di lapangan. Salah satu contoh nyata adalah kerusakan pada dinding penahan tanah (Muda, 2022). Penyebab kerusakan pada proyek tersebut adalah karena kondisi tanah yang jenuh dan ketidakstabilan dinding akibat kurangnya drainase yang dapat mengalirkan air tanah dengan baik, yang akhirnya menyebabkan penurunan kekuatan struktur.

2.2 Faktor-Faktor yang Memengaruhi Stabilitas Sistem Perkuatan Lereng

Stabilitas sistem perkuatan lereng dipengaruhi oleh interaksi antara karakteristik tanah, geometri lereng, jenis struktur penahan, serta pembebanan yang bekerja. Parameter tanah seperti berat volume, kohesi, sudut geser dalam, modulus elastisitas, dan kondisi muka air tanah memiliki pengaruh terhadap besarnya tekanan lateral serta kemampuan tanah dalam memberikan tahanan terhadap pergerakan. Selain itu, tinggi tanah yang ditahan dan konfigurasi struktur penahan juga menentukan distribusi gaya yang bekerja pada sistem perkuatan.

Beban eksternal yang bekerja di sekitar struktur juga perlu diperhitungkan dalam evaluasi kestabilan. Beban tersebut dapat berupa beban lalu lintas, timbunan material, maupun aktivitas konstruksi yang bekerja sebagai *surcharge* pada permukaan tanah. Penambahan beban pada bagian belakang struktur dapat meningkatkan tegangan vertikal tanah yang selanjutnya memengaruhi tekanan lateral yang bekerja pada sistem penahan. Oleh karena itu, kondisi pembebanan perlu disesuaikan dengan fungsi dan kondisi aktual lokasi yang ditinjau.

Selain karakteristik tanah dan pembebanan, kondisi geometri di sekitar struktur turut memengaruhi kestabilan. Pekerjaan galian dapat mengubah distribusi tegangan tanah serta mengurangi massa tanah yang sebelumnya memberikan tahanan pasif pada sisi depan struktur. Galian yang terlalu dalam atau dilakukan dengan konfigurasi yang tidak sesuai dapat menyebabkan perubahan keseimbangan gaya dan meningkatkan deformasi tanah maupun struktur. Draft penelitian ini sebelumnya juga telah menempatkan kondisi galian sebagai salah satu faktor yang dapat mengurangi tahanan pasif dan meningkatkan risiko pergerakan pada sistem DPT.

Dengan demikian, evaluasi kestabilan sistem perkuatan tidak hanya ditentukan oleh besarnya faktor keamanan, tetapi juga perlu mempertimbangkan kondisi tanah, geometri, pembebanan, serta respons deformasi (Hakim dkk., 2024). Penilaian terhadap seluruh faktor tersebut diperlukan agar sistem perkuatan yang digunakan sesuai dengan kondisi geoteknik dan kebutuhan konstruksi pada lokasi penelitian.

2.3 Evaluasi Stabilitas DPT dengan PLAXIS 2D

Analisis stabilitas DPT menggunakan metode numerik seperti *Finite Element Method* (FEM) dengan perangkat lunak seperti PLAXIS 2D membantu dalam hal akurasi perhitungan dan kemampuan untuk memodelkan kondisi tanah yang lebih kompleks. Metode ini memungkinkan simulasi interaksi antara tanah dan struktur dengan mempertimbangkan variabel yang lebih rinci seperti peningkatan tekanan air pori, tekanan lateral tanah, serta geometri tanah yang tidak seragam. Keunggulan analisis numerik dibandingkan dengan perhitungan manual adalah kemampuannya untuk memperhitungkan distribusi tegangan yang lebih tepat, terutama di lokasi yang memiliki lapisan tanah heterogen atau kondisi tanah jenuh yang dinamis.

Selain itu, penggunaan perangkat lunak seperti PLAXIS sangat membantu dalam menganalisis stabilitas dinding penahan tanah (DPT) secara lebih detail. Program ini dapat menghitung faktor keamanan *(Safety Factor)* dengan mempertimbangkan kondisi tanah yang sebenarnya, termasuk sifat tanah yang tidak selalu linier dan perubahan bentuk tanah akibat beban dari luar. Penelitian Hakim dkk.,(2024) menunjukkan bahwa semakin besar berat dinding penahan tanah, maka pergerakan atau penurunan tanah dasar juga dapat meningkat. Hal ini perlu diperhatikan dalam proses desain ulang agar struktur tetap aman. Oleh karena itu, penggunaan perangkat lunak menjadi penting karena mampu memberikan hasil analisis yang lebih akurat dibandingkan perhitungan manual yang biasanya menggunakan asumsi yang lebih sederhana.

Metode numerik juga memungkinkan perhitungan ulang faktor keamanan setelah desain dinding dimodifikasi. Misalnya, dalam desain ulang dinding penahan tanah pada lokasi yang menunjukkan nilai SF rendah, analisis berulang menggunakan perangkat lunak seperti PLAXIS 2D sangat penting untuk memastikan bahwa nilai SF yang baru memenuhi standar yang disyaratkan. Proses ini mencakup peningkatan dimensi dinding, penyesuaian beban, atau perbaikan drainase, dengan tujuan utama mencapai desain yang lebih aman dan stabil. Oleh karena itu, metode numerik menjadi alat yang tak ternilai dalam meningkatkan ketepatan desain DPT yang lebih realistis dan dapat diandalkan .

2.4 Optimasi dan Alternatif Sistem Perkuatan Lereng

Pemilihan sistem perkuatan lereng tidak hanya didasarkan pada kemampuan struktur dalam memenuhi nilai faktor keamanan minimum, tetapi juga perlu mempertimbangkan kesesuaian konfigurasi struktur terhadap kondisi geoteknik dan pembebanan yang bekerja. Struktur yang telah memenuhi persyaratan kestabilan masih dapat dievaluasi lebih lanjut untuk mengetahui apakah dimensi yang digunakan dapat dioptimalkan tanpa mengurangi tingkat keamanan yang dipersyaratkan.

Berbeda dengan isi draft sebelumnya yang menyatakan redesain terutama dilakukan ketika nilai faktor keamanan berada di bawah batas minimum, pada penelitian ini proses perancangan ulang diarahkan pada optimasi dimensi struktur yang telah memenuhi persyaratan stabilitas serta pengembangan alternatif jenis perkuatan. Optimasi tersebut bertujuan memperoleh konfigurasi struktur yang lebih proporsional terhadap kondisi tanah dan pembebanan dengan tetap mempertahankan stabilitas terhadap mekanisme kegagalan yang ditinjau.

2.4.1 Optimasi Dimensi Dinding Penahan Tanah

Optimasi dimensi dinding penahan tanah dilakukan dengan menyesuaikan geometri struktur secara bertahap dan melakukan analisis ulang pada setiap perubahan yang diberikan. Parameter yang dapat disesuaikan antara lain tinggi dan ketebalan badan dinding, lebar pelat dasar, panjang *toe* dan *heel*, serta kedalaman fondasi sesuai dengan tipe DPT yang digunakan.

Perubahan dimensi struktur akan memengaruhi berat sendiri, posisi resultan gaya, momen penahan, tahanan geser, serta tekanan yang diteruskan ke tanah dasar. Oleh karena itu, setiap konfigurasi hasil optimasi harus dievaluasi kembali terhadap stabilitas geser, guling, daya dukung tanah, eksentrisitas, serta faktor keamanan secara keseluruhan.

Menurut Akis (2023) juga menunjukkan bahwa desain dinding penahan tanah beton bertulang tipe kantilever dapat dioptimalkan dengan mempertimbangkan tinggi dinding, kondisi gempa, sifat material timbunan, dan kemiringan timbunan. Berbeda dengan penelitian berbasis algoritma optimasi tersebut, optimasi pada penelitian ini dilakukan melalui pengurangan dimensi DPT eksisting secara

bertahap. Setiap perubahan dimensi kemudian diperiksa kembali terhadap stabilitas geser, guling, daya dukung tanah, serta faktor keamanan global menggunakan perhitungan manual dan PLAXIS 2D sehingga konfigurasi akhir tetap memenuhi persyaratan kestabilan.

2.4.2 Bronjong sebagai Alternatif Sistem Perkuatan

Bronjong merupakan salah satu sistem penahan tanah tipe gravitasi yang tersusun dari keranjang kawat yang diisi dengan material batu. Sistem ini memanfaatkan berat sendiri bronjong untuk memberikan tahanan terhadap tekanan lateral tanah. Penyusunan bronjong secara bertingkat dapat membentuk struktur penahan dengan geometri tertentu sesuai dengan tinggi tanah yang akan ditahan.

Sebagai struktur gravitasi, kestabilan bronjong dipengaruhi olehs berat sendiri struktur, konfigurasi susunan bronjong, tekanan aktif dan pasif tanah, sifat tanah dasar, serta beban tambahan yang bekerja di belakang struktur. Pemeriksaan stabilitas dapat meliputi stabilitas terhadap guling, geser, daya dukung tanah, dan stabilitas keseluruhan lereng.

Menurut Hamdan dkk., (2023) menggunakan perhitungan manual dan PLAXIS untuk membandingkan kondisi eksisting, geotekstil, dan bronjong pada ruas Jalan Samarinda-Balikpapan KM 24. Nilai faktor keamanan kondisi eksisting sebesar 0,97 meningkat menjadi 1,424 setelah menggunakan perkuatan bronjong.

Berdasarkan penelitian terdahulu tersebut, bronjong dapat memberikan peningkatan kestabilan apabila dimensi, susunan, dan kondisi tanah pendukungnya sesuai. Pada penelitian ini bronjong digunakan sebagai alternatif perkuatan terhadap DPT kantilever dan turap dengan kondisi geometri, tanah, serta pembebanan yang dibuat sebanding. Pemeriksaan dilakukan secara manual terhadap stabilitas eksternal dan dilanjutkan dengan pemodelan PLAXIS 2D untuk memperoleh faktor keamanan global serta respons deformasi.

2.4.3 Turap sebagai Alternatif Sistem Perkuatan

Turap (*sheet pile*) merupakan elemen penahan tanah yang bekerja dengan cara ditanam hingga kedalaman tertentu sehingga tahanan tanah pada bagian yang tertanam dapat membantu menahan tekanan lateral pada bagian yang terbuka. Berbeda dengan DPT gravitasi dan bronjong yang sebagian besar mengandalkan

berat sendiri struktur, kestabilan turap dipengaruhi secara signifikan oleh kekakuan elemen, kedalaman penetrasi, kondisi tanah, serta mobilisasi tekanan tanah aktif dan pasif.

Dalam perencanaannya, kedalaman penetrasi menjadi salah satu parameter penting karena menentukan kemampuan tanah di bagian bawah permukaan galian dalam memberikan tahanan terhadap pergerakan struktur. Selain itu, distribusi momen lentur dan deformasi horizontal pada turap perlu diperiksa untuk memastikan bahwa respons struktur masih berada dalam kondisi yang dapat diterima.

Menurut Mina dkk., (2022) menganalisis alternatif perkuatan sheet pile menggunakan PLAXIS 2D, Slope/W, dan perhitungan manual metode Bishop. Pada kondisi perkuatan sheet pile, faktor keamanan PLAXIS 2D sebesar 1,392 untuk kondisi short term dan 1,404 untuk kondisi long term, sedangkan metode Bishop menghasilkan SF 1,406. Hasil tersebut memperlihatkan bahwa sheet pile dapat meningkatkan kestabilan lereng dan bahwa evaluasi numerik serta analitis dapat digunakan secara bersamaan untuk menilai keamanan sistem.

2.5 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Perancangan yang Akan Dilakukan

Perbandingan peneliti terdahulu dengan perancangan yang akan dilakukan disajikan pada Tabel 2.1 berikut.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Perancangan Sekarang

Penelitian Terdahulu				
Peneliti	Muda. (2022)	F Bari, dkk. (2021)	Hakim, dkk. (2024)	Akis (2023)
Judul Penelitian	Penanganan Longsoran Jalan Nasional dengan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever	*Safety Factor Analysis on the Stability of the Retaining Wall Structure in Cimahi City*	Analisis Stabilitas Lereng dengan Menggunakan Perkuatan Lereng dan Dinding Penahan Tanah	*Optimum Cost Prediction of Reinforced Concrete Cantilever Retaining Walls*
Tujuan Penelitian	Mengevaluasi keamanan DPT kantilever untuk penanganan longsor terhadap guling, geser, dan daya dukung tanah.	Menentukan tinggi optimum dinding penahan tanah tipe gravity wall. Mengevaluasi stabilitas eksternal dan internal struktur.	Mengevaluasi kestabilan DPT dan merancang ulang agar lebih aman.	Mengembangkan proses desain optimum dinding penahan tanah beton bertulang tipe kantilever agar diperoleh desain yang ekonomis, serta menyusun persamaan untuk memprediksi biaya optimum berdasarkan tinggi dinding,

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Perancangan Sekarang

Penelitian Terdahulu				
Peneliti	Muda, dkk. (2022)	F Bari, dkk. (2021)	Hakim, dkk. (2024)	Akis (2023)
Metode Penelitian	Perhitungan manual faktor keamanan DPT kantilever terhadap guling, geser, dan daya dukung tanah.	Menggunakan analisis stabilitas berdasarkan teori Rankine dengan variasi tinggi dinding dan evaluasi stabilitas struktur.	Menggunakan perhitungan manual (Rankine-Coulomb) dan analisis numerik dengan software PLAXIS berdasarkan data tanah di lapangan.	Dilakukan analisis terhadap 1080 kasus dengan variasi tinggi dinding, material timbunan, kemiringan timbunan, dan parameter gempa.
Hasil Penelitian	1. FS guling = 7,46 ≥ 2,00. 2. FS geser = 1,60 ≥ 1,50. 3. FS daya dukung = 8,46 ≥ 3,00. 4. Seluruh kontrol stabilitas dinyatakan aman.	Hasil penelitian menunjukkan bahwa stabilitas eksternal dinding penahan tanah masih memenuhi syarat pada semua variasi tinggi, namun stabilitas internal tidak terpenuhi pada tinggi dinding ≥ 8 meter.	Analisis stabilitas menghasilkan nilai faktor keamanan yang memenuhi syarat setelah desain ulang, penggunaan metode numerik (PLAXIS) memberikan hasil yang lebih realistis dibandingkan manual.	Persamaan terbaik menghasilkan R^2 = 0,9336 dan RMSE 58,3, sedangkan hasil validasi menghasilkan R^2 sekitar 0,91, menunjukkan hubungan yang baik antara biaya aktual dan biaya prediksi.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Perancangan Sekarang

	Penelitian Terdahulu		Perancangan yang akan dilakukan
Peneliti	Mina, dkk. (2022)	Hamdan, dkk. (2023)	Purwandanie (2026)
Judul Penelitian	Analisis Stabilitas Lereng dengan Alternatif Perkuatan Menggunakan Software Plaxis 2D dan Slope/W	Pemodelan 3D pada Stabilitas Lereng Menggunakan Perkuatan Bronjong dengan Plaxis 3D Berbasis Elemen Hingga	Analisis Perkuatan Lereng dengan Dinding Penahan Tanah Kantilever, Bronjong dan Turap pada Proyek Pembangunan Jalan di Yogyakarta
Tujuan Penelitian	Mengetahui nilai faktor keamanan lereng asli serta membandingkannya dengan kondisi setelah diberikan alternatif perkuatan bored pile dan sheet pile.	Menganalisis pengaruh kuat tarik, tinggi, dan pola susunan bronjong terhadap faktor keamanan lereng.	Menganalisis karakteristik tanah dari data SPT, mengevaluasi stabilitas dinding penahan tanah eksisting, optimasi DPT, Bronjong dan Turap serta membandingkan faktor keamanannya.
Metode Penelitian	Analisis dilakukan dengan perhitungan manual Metode Bishop, Slope/W, dan PLAXIS 2D. Lereng tanpa perkuatan dianalisis menggunakan ketiga metode.	Pemodelan elemen hingga dengan PLAXIS 3D pada lereng loamy sand homogen 10 m (1:1) dengan variasi tinggi, kuat tarik, dan pola bronjong.	Perhitungan dilakukan secara manual menggunakan metode Rankine-Coulomb dan analisis numerik dengan bantuan software PLAXIS berdasarkan data tanah dan kondisi lapangan.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Perancangan Sekarang

	Penelitian Terdahulu		Perancangan yang akan dilakukan
Peneliti	Mina, dkk. (2022)	Hamdan, dkk. (2023)	Purwandanie (2026)
Hasil Penelitian	Lereng eksisting menghasilkan SF sebesar 1,117 dengan Slope/W, 1,111 pada PLAXIS 2D short term, 1,101 pada long term, dan 1,107 dengan Bishop. Perkuatan bored pile meningkatkan SF menjadi 1,310–1,319, sedangkan sheet pile memberikan SF lebih tinggi, yaitu 1,392 short term, 1,404 long term, dan 1,406 dengan Bishop.	Pemodelan kuat tarik bronjong meningkatkan SF 9,5%. Tinggi optimum 6 m; variasi kuat tarik tidak berpengaruh signifikan, sedangkan pola zigzag/berbaris dan lereng lebih landai meningkatkan SF.	Hasil penelitian menunjukkan bahwa pada stabilitas dinding penahan tanah eksisting memenuhi semua faktor keamanan dengan angka yang relatif tinggi. Maka diperlukan evaluasi dinding penahan tanah eksisting dengan melakukan optimasi DPT, dan alternatif lain seperti bronjong dan turap. Analisis manual dan penggunaan metode numerik (PLAXIS) menghasilkan faktor keamanan yang memenuhi syarat minimal.

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Tanah merupakan material alami yang terbentuk dari hasil pelapukan batuan dalam jangka waktu yang lama, baik melalui proses fisik, kimia, maupun biologis. Material ini tersusun atas butiran mineral dengan ukuran yang bervariasi dan umumnya berada di atas lapisan batuan dasar.

Dalam kondisi alaminya, tanah terdiri dari tiga komponen utama, yaitu partikel padat, air, dan udara yang mengisi ruang pori di antara butiran tanah. Komposisi dan interaksi antar komponen tersebut sangat mempengaruhi sifat mekanik tanah, seperti kekuatan, deformasi, dan kemampuan dalam menahan beban.

Sifat tanah yang beragam dipengaruhi oleh faktor pembentuknya, seperti jenis batuan asal, kondisi lingkungan, serta proses pelapukan yang terjadi. Oleh karena itu, karakteristik tanah perlu dianalisis secara menyeluruh, terutama dalam perencanaan konstruksi geoteknik, termasuk perancangan dinding penahan tanah.

Pemahaman terhadap sifat-sifat tanah sangat penting karena akan menentukan respon tanah terhadap beban yang bekerja, baik berupa beban struktur maupun tekanan tanah lateral. Dalam analisis geoteknik, parameter tanah seperti berat volume, kohesi, sudut geser dalam, dan modulus elastisitas menjadi faktor utama dalam menentukan stabilitas suatu struktur.

3.1.1 Parameter Sifat Fisik Tanah

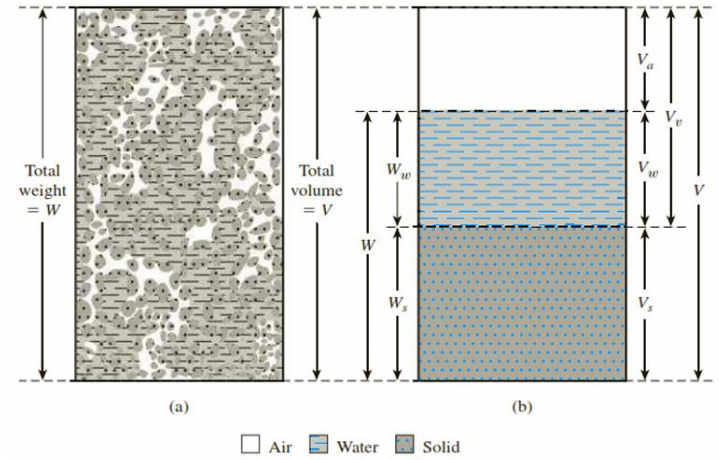
Parameter sifat fisik tanah merupakan karakteristik dasar yang digunakan untuk menggambarkan kondisi dan perilaku tanah dalam keadaan alami. Parameter ini berperan penting dalam analisis geoteknik karena mempengaruhi kekuatan, deformasi, serta respon tanah terhadap beban yang bekerja.

Beberapa parameter sifat fisik tanah yang umum digunakan dalam perencanaan teknik sipil antara lain berat volume, permeabilitas, modulus

elastisitas, dan rasio Poisson. Parameter-parameter tersebut digunakan sebagai dasar dalam analisis stabilitas dan pemodelan numerik.

1. Berat Volume Tanah (γ)

   Tanah dalam kondisi alami terdiri dari tiga komponen utama, yaitu partikel padat (solid), air (water), dan udara (air) yang mengisi ruang pori. Hubungan antara ketiga komponen tersebut dapat digambarkan dalam diagram fase tanah seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Diagram Fase Tanah

(Sumber: Das dan Sobhan, 2018)

Berdasarkan diagram tersebut, hubungan antara berat dan volume tanah dapat dianalisis melalui parameter berat volume tanah. Berat volume tanah merupakan perbandingan antara berat tanah terhadap volume totalnya. Nilai berat volume sangat dipengaruhi oleh kandungan air dan tingkat kepadatan tanah. Dalam analisis geoteknik, berat volume tanah dibedakan menjadi beberapa jenis, yaitu berat volume basah, berat volume jenuh, dan berat volume kering.

Parameter ini digunakan untuk menghitung beban tanah serta tekanan tanah lateral yang bekerja pada struktur dinding penahan tanah. Berat volume tanah menjadi salah satu parameter penting yang digunakan dalam analisis geoteknik, khususnya dalam perhitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah.

Berat volume tanah dapat dibedakan menjadi beberapa jenis berdasarkan kondisi tanahnya, yaitu berat volume basah, berat volume jenuh, berat volume kering, dan berat volume padat. Masing-masing jenis berat volume tersebut memiliki definisi sebagai berikut:

a. Berat Volume Basah (γ_b)

Berat volume basah adalah perbandingan antara berat keseluruhan tanah dengan volume totalnya dalam kondisi alami. Berat yang dimaksud mencakup seluruh komponen tanah, yaitu partikel padat, air, dan udara yang terdapat di dalam pori-pori tanah. Bentuk persamaan untuk berat volume basah (γ_b) disajikan pada Persamaan 3.1 berikut.

$$\Gamma_b = \frac{W}{V} \tag{3.1}$$

b. Berat Volume Jenuh (γ_{sat})

Berat volume jenuh merupakan perbandingan antara berat tanah dalam keadaan jenuh air dengan volume total tanah. Kondisi jenuh terjadi ketika seluruh rongga pori tanah terisi penuh oleh air tanpa adanya udara di dalamnya. Bentuk persamaan untuk berat volume basah (γ_{sat}) disajikan pada Persamaan 3.2 berikut.

$$\Gamma_{sat} = \frac{W\ (tanah+air)}{V} \tag{3.2}$$

c. Berat Volume Kering (γ_d)

Berat volume kering adalah perbandingan antara berat tanah setelah seluruh kandungan airnya hilang dengan volume total tanah. Pada kondisi ini, yang diperhitungkan hanya berat partikel padat tanah. Bentuk persamaan untuk berat volume basah (γ_d) disajikan pada Persamaan 3.3 berikut.

$$\Gamma_d = \frac{\mathrm{Ws}}{V} \tag{3.3}$$

d. Berat Volume Padat (γ_s)

Berat volume padat merupakan perbandingan antara berat partikel padat tanah dengan volume partikel padat itu sendiri, tanpa memperhitungkan volume pori yang ada di dalam tanah. Bentuk persamaan untuk berat volume basah (γ_s) disajikan pada Persamaan 3.4 berikut.

$$\Gamma_s = \frac{Ws}{Vs} \tag{3.4}$$

dengan,

γ_b = Berat volume basah (kN/m^3)

γ_{sat} = Berat volume jenuh (kN/m^3)

γ_d = Berat volume kering (kN/m^3)

γ_s = Berat volume padat (kN/m^3)

W = Berat total tanah meliputi komponen padat, air, dan udara (kN)

W_s = Berat tanah padat (kN)

V = Volume total tanah (m^3)

V_s = Volume tanah padat (m^3)

2. Permeabilitas (k)

Permeabilitas merupakan sifat tanah yang menunjukkan kemampuan tanah dalam mengalirkan air melalui rongga atau pori-porinya. Aliran air dalam tanah terjadi akibat adanya perbedaan tekanan atau energi dari satu titik ke titik lainnya.

Besarnya nilai permeabilitas sangat dipengaruhi oleh ukuran butiran tanah, struktur tanah, serta 19ingkat kepadatan. Tanah berbutir kasar seperti kerikil dan pasir umumnya memiliki nilai permeabilitas yang tinggi karena memiliki pori-pori yang besar. Sebaliknya, tanah berbutir halus seperti lanau dan lempung cenderung memiliki permeabilitas yang rendah akibat ukuran porinya yang kecil.

Dalam analisis geoteknik, permeabilitas berperan penting dalam menentukan kondisi aliran air tanah yang dapat mempengaruhi tekanan air pori serta stabilitas tanah, khususnya pada lereng dan dinding penahan tanah. Nilai koefisien permeabilitas tanah dapat diperkirakan berdasarkan jenis tanah sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 3.1 berikut.

Tabel 3.1 Nilai Koefisien Permeabilitas

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

(Sumber: Hardiyatmo, 2017)

3. Modulus Elastisitas (Es)

Modulus elastisitas merupakan parameter yang menunjukkan 20ingkat kekakuan tanah, yaitu hubungan antara tegangan yang bekerja dengan regangan yang terjadi. Nilai modulus elastisitas menggambarkan kemampuan tanah dalam mengalami deformasi akibat beban.

Semakin besar nilai modulus elastisitas, maka tanah akan semakin kaku dan mengalami deformasi yang lebih kecil. Sebaliknya, nilai modulus elastisitas yang rendah menunjukkan bahwa tanah bersifat lebih lunak dan mudah mengalami perubahan bentuk.

Dalam analisis geoteknik, khususnya menggunakan metode elemen hingga seperti PLAXIS, modulus elastisitas merupakan parameter penting yang digunakan untuk memodelkan perilaku deformasi tanah. Nilai modulus elastisitas tanah dapat diperkirakan berdasarkan jenis tanah sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2 Nilai Modulus Elastisitas Tanah

No.	Jenis Tanah	E (kN/m^2)
1	Lempung - Sangat Lunak - Lunak - Sedang - Keras - Berpasir	 300 – 3000 2000 – 4000 4500 – 9000 7000 – 20000 30000 – 42500
2	Pasir - Berlanau - Tidak Padat - Padat	 5000 – 20000 10000 – 25000 50000 – 100000
3	Pasir dan Kerikil - Tidak Padat - Padat	 80000 – 200000 50000 – 140000
4	Lanau	2000 – 20000
5	Loess	15000 – 60000
6	Serpih	140000 – 1400000

(Sumber: Bowles, 1977)

Berdasarkan tabel tersebut, dapat diketahui bahwa nilai modulus elastisitas meningkat seiring dengan bertambahnya kepadatan tanah, yang menunjukkan bahwa tanah menjadi lebih kaku dan lebih tahan terhadap deformasi.

4. Angka Poisson (υ)

Angka Poisson merupakan parameter yang menunjukkan perbandingan antara regangan lateral terhadap regangan aksial yang terjadi pada tanah akibat adanya pembebanan. Parameter ini menggambarkan bagaimana tanah mengalami perubahan bentuk ketika dikenai gaya, khususnya dalam arah samping terhadap arah beban.

Nilai rasio Poisson dipengaruhi oleh jenis dan kondisi tanah. Tanah berbutir kasar seperti pasir umumnya memiliki nilai rasio Poisson yang lebih kecil dibandingkan tanah berbutir halus seperti lempung. Parameter ini penting dalam analisis geoteknik, terutama pada pemodelan numerik menggunakan metode elemen hingga, karena berpengaruh terhadap distribusi tegangan dan deformasi tanah. Nilai rasio Poisson tanah dapat diperkirakan berdasarkan jenis tanah sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3 Nilai Rasio Poisson Tanah

Jenis Tanah	υ
Pasir Lepas	0,2 – 0,4
Pasir Sedang	0,25 – 0,4
Pasir Padat	0,3 – 0,45
Pasir Kelanauan	0,2 – 0,4
Lempung Lunak	0,15 – 0,25
Lempung Sedang	0,2 – 0,5

(Sumber: Das dan Sobhan, 2018)

5. Sudut Geser Dalam

Sudut geser dalam merupakan parameter yang menunjukkan kemampuan tanah dalam menahan gaya geser sebelum terjadi keruntuhan. Nilai sudut ini dipengaruhi oleh jenis tanah, ukuran butiran, dan 22ingkat kepadatan.

Tanah berbutir kasar umumnya memiliki sudut geser dalam yang lebih besar dibandingkan tanah berbutir halus. Parameter ini digunakan dalam analisis geoteknik, seperti perhitungan tekanan tanah lateral, stabilitas lereng, dan perancangan dinding penahan tanah, serta sebagai input dalam pemodelan numerik menggunakan PLAXIS. Nilai sudut geser dalam tanah dapat diperkirakan berdasarkan jenis tanah seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.4 berikut.

Tabel 3.4 Nilai Sudut Geser Dalam Efektif

Jenis Tanah	φ' (°)
Pasir: Butiran Bulat	
- Lepas	27 – 30
- Sedang	30 – 35
- Padat	35 – 38
Pasir: Butiran bersudut	
- Lepas	30 – 35
- Sedang	35 – 40
- Padat	40 – 45
Kerikil sedikit berpasir	34 – 48
Lanau	26 – 35

(Sumber: Das, 2016)

6. Kohesi

Kohesi merupakan parameter yang menunjukkan gaya 23ingk antar partikel tanah yang menyebabkan tanah memiliki kekuatan meskipun tanpa adanya tekanan normal. Nilai kohesi dipengaruhi oleh jenis tanah dan kondisi kelembapan, di mana tanah berbutir halus seperti lempung umumnya memiliki nilai kohesi lebih besar dibandingkan tanah berbutir kasar.

Dalam analisis geoteknik, kohesi digunakan dalam perhitungan kuat geser tanah, tekanan tanah lateral, serta analisis stabilitas lereng dan dinding penahan tanah. Besarnya nilai kohesi tanah bervariasi tergantung pada jenis dan kondisi tanah, yang dapat dilihat pada Tabel 3.5 berikut.

Tabel 3.5 Kohesi Efektif Pada Tanah Berkohesi

Konsistensi Tanah	c' (kPa)
Lunak – organik	5 – 10
Lunak – non organik	10 – 20
Kaku	20 – 50
Padat	50 – 100

(Sumber: Look, 2007)

3.2 Pengujian Lapangan

Pengujian lapangan dilakukan untuk memperoleh data kondisi tanah secara langsung di lokasi penelitian. Data tersebut digunakan untuk mengetahui karakteristik dan parameter tanah yang diperlukan dalam analisis geoteknik (Das dan Sobhan, 2018). Pengujian yang umum digunakan antara lain *Standard Penetration Test* (SPT).

3.2.1 *Standard Penetration Test (SPT)*

Standard Penetration Test (SPT) atau yang sering disebut sebagai boring merupakan salah satu metode pengujian lapangan yang digunakan untuk memperoleh sampel tanah serta mengetahui karakteristik tanah di lokasi penelitian (Tini, Adrin Tohari, 2017). Sampel tanah yang diperoleh kemudian dapat diuji di laboratorium untuk menentukan sifat fisik dan mekanik tanah, seperti gradasi butiran dan parameter kekuatan tanah.

Prinsip pengujian SPT dilakukan dengan memukul tabung sampel ke dalam tanah pada lubang bor dengan interval kedalaman tertentu. Jumlah pukulan yang diperlukan untuk menembus tanah pada setiap kedalaman dicatat sebagai nilai N-SPT. Nilai ini digunakan sebagai 24ingkat24r 24ingkat kepadatan dan kekuatan tanah.

3.3 Metode Elemen Hingga

Metode Elemen Hingga (Finite Element Method/FEM) merupakan metode numerik yang digunakan dalam analisis geoteknik untuk memodelkan perilaku tanah dan interaksi tanah–struktur secara lebih detail. Metode ini bekerja dengan membagi domain menjadi elemen-elemen kecil sehingga hubungan tegangan, regangan, dan deformasi dapat dianalisis secara menyeluruh. FEM dinilai lebih akurat dibanding metode konvensional karena mampu merepresentasikan kondisi tanah yang heterogen serta distribusi tegangan yang kompleks (Naeij et al., n.d.)

Dalam analisis stabilitas lereng, FEM umumnya dikombinasikan dengan metode reduksi kekuatan untuk memperoleh nilai faktor keamanan. Pendekatan ini dilakukan dengan mengurangi parameter kuat geser tanah hingga terjadi kondisi runtuh, sehingga mekanisme keruntuhan dapat tergambarkan secara lebih realistis.

Penelitian menunjukkan bahwa metode FEM mampu memberikan hasil yang lebih representatif dibanding metode lainnya karena mempertimbangkan deformasi dan redistribusi tegangan secara bertahap (Al-hameed, 2025).

Selain itu, FEM memungkinkan analisis dengan mempertimbangkan geometri kompleks, kondisi batas, serta pengaruh faktor eksternal seperti muka air tanah dan beban dinamis. Oleh karena itu, metode ini digunakan dalam software geoteknik seperti PLAXIS untuk menganalisis stabilitas lereng maupun dinding penahan tanah. Studi lain juga menunjukkan bahwa FEM mampu memberikan prediksi yang lebih mendekati kondisi aktual lapangan dibanding metode konvensional (Yadav, 2025).

3.4 Metode Rankine

Metode Rankine merupakan salah satu pendekatan yang digunakan dalam perencanaan dinding penahan tanah dengan mempertimbangkan distribusi tekanan tanah lateral yang bekerja pada struktur tersebut (Saniya Rosyadah, 2025). Dalam konsep ini, tekanan tanah lateral dibedakan menjadi dua sebagai berikut.

1. Tekanan tanah aktif (P_a)

   Tekanan tanah aktif merupakan tekanan lateral yang bekerja pada dinding penahan tanah dengan kecenderungan mendorong struktur tersebut, sehingga berpotensi menyebabkan ketidakstabilan atau keruntuhan. Menurut Hardiyatmo (2010), besarnya tekanan tanah aktif (P_a) pada tanah lempung berdasarkan teori Rankine dapat dinyatakan melalui Persamaan 3.14 dan Persamaan 3.15.

$$P_a = \gamma\, z\, K_a - 2\, c'\, \sqrt{K_a} \tag{3.14}$$

$$K_a = tg^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right) \tag{3.15}$$

dengan,

γ = Berat volume (kN/m^3)

z = kedalaman (m)

c’ = kohesi tanah (kN/m^2)

K_a = koefisien tanah aktif

$\emptyset$ = sudut geser dalam (°)

2. Tekanan tanah pasif

Tekanan tanah pasif merupakan tekanan lateral yang bekerja pada dinding penahan tanah dengan arah gaya yang berfungsi menahan dorongan dari tekanan tanah aktif. Berdasarkan Hardiyatmo (2010), nilai tekanan tanah pasif (P_p) untuk tanah lempung menurut teori Rankine dapat dirumuskan dalam Persamaan 3.16 dan Persamaan 3.17.

$$P_p = \gamma\, z\, K_p + 2\, c' \sqrt{K_p} \tag{3.16}$$

$$K_p = tg^2 \left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right) \tag{3.17}$$

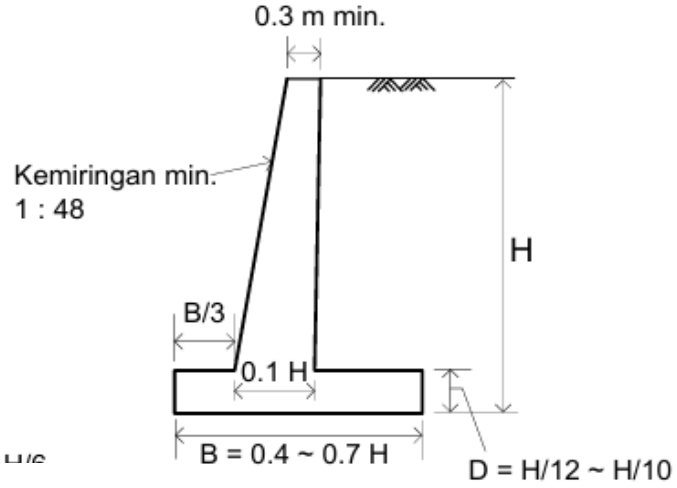
Dengan,

K_p = koefisien tanah pasif

3.5 Perkuatan Tanah

3.5.1 Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever

Dinding penahan tanah tipe kantilever merupakan salah satu jenis dinding penahan tanah yang dirancang untuk menahan tekanan tanah lateral dengan memanfaatkan berat sendiri struktur serta berat tanah di atas pelat dasar sebagai penahan. Dinding ini umumnya terbuat dari beton bertulang yang terdiri dari bagian dinding dan pelat dasar. Dalam perancangannya, faktor-faktor yang perlu diperhatikan meliputi stabilitas terhadap guling, stabilitas terhadap geser, serta daya dukung tanah. Selain itu, penentuan dimensi awal dinding penahan tanah tipe kantilever biasanya mengacu pada perbandingan tertentu yang disesuaikan dengan kondisi tanah dan tinggi dinding. Dimensi awal dinding penahan tanah tipe kantilever dalam perencanaan ini dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut.



Gambar 3.2 Tipikal Dimensi *Cantilever Wall*

(Sumber: BSN, 2017)

Terdapat beberapa aspek analisis stabilitas yang perlu ditinjau agar dinding penahan tanah tipe kantilever dapat dinyatakan aman dan stabil. Analisis ini mengacu pada ketentuan yang berlaku, seperti SNI 8460:2017 (BSN, 2017).

1. Stabilitas geser lateral

   Stabilitas geser merupakan kemampuan struktur dalam menahan gaya horizontal yang dapat menyebabkan pergeseran antara dasar pondasi dan tanah pendukungnya. Pada dinding penahan tanah tipe kantilever, gaya geser dipengaruhi oleh tekanan tanah aktif yang bekerja pada dinding serta gaya penahan yang berasal dari berat struktur dan tahanan tanah. Berdasarkan SNI 8460:2017, nilai faktor keamanan minimum terhadap geser adalah sebesar 1,5. Faktor keamanan terhadap geser ($FS_{sliding}$) dapat dinyatakan Persamaan 3.18.

$$\text{FS}_{\text{sliding}} = \frac{\Sigma(wi)\tan\delta + B\,ca' + Pp}{Pa} \geq \qquad (3.18)$$

dengan,

FS $_{\text{sliding}}$ = Faktor aman terhadap pergeseran

Pp = Tekanan tanah pasif total (kN/m^2)

w_i = Berat dinding penahan dan tanah diatas pelat pondasi

δ = Sudut geser antara tanah dan beton (°)

B = Lebar pondasi dinding penahan (m)

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

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

2. Stabilitas guling

Tekanan tanah lateral yang berasal dari tanah urug di belakang dinding penahan memiliki kecenderungan untuk menyebabkan dinding berputar atau terguling dengan titik rotasi berada pada ujung depan pelat fondasi. Momen yang menimbulkan kecenderungan guling tersebut akan dilawan oleh momen penahan yang dihasilkan dari berat sendiri dinding penahan serta berat tanah yang berada di atas pelat fondasi. Faktor keamanan terhadap guling (FS_{guling}) dapat dinyatakan Persamaan 3.19.

$$\text{FS}_{\text{guling}} = \frac{\Sigma Mr + \Sigma Mp}{\Sigma Mo} \tag{3.19}$$

dengan,

Σ Mr = Momen yang melawan pergulingan atau penahan (kNm)

Σ Mo = Momen yang mengakibatkan pergulingan atau penggerak (kNm)

3. Daya dukung tanah

Dalam analisis stabilitas terhadap daya dukung tanah dasar, digunakan faktor kapasitas dukung (meyerhof) yang ditampilkan pada Tabel 3.7 berikut.

Tabel 3.6 Faktor – Faktor Kapasitas Dukung (Meyerhof)

Φ (°)	**Nc**	**Nq**	**Nγ**
5	6.49	1.57	0.45
8	7.53	2.06	0.86
10	8.34	2.47	1.22
13	9.81	3.26	1.97
15	10.98	3.94	2.65
18	13.1	5.26	2.009
20	14.83	6.4	2.871
23	18.05	8.66	4.824

Lanjutan Tabel 3.6 Faktor – Faktor Kapasitas Dukung (Meyerhof)

Φ (°)	Nc	Nq	Nγ
25	20.72	10.66	6.765
28	25.80	14.72	11.190
30	30.14	18.40	15.668
33	38.64	26.09	26.166
35	46.12	33.30	37.152
38	61.35	48.93	64.073
40	75.31	64.20	93.690
43	105.11	99.02	171.141
45	133.88	134.88	262.739
47	173.64	187.21	414.322

(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

Kapasitas dukung ultimit pada dinding penahan tanah dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan menurut Meyerhof, yang mempertimbangkan pengaruh beban miring dan kedalaman sebagaimana dinyatakan pada Persamaan 3.20.

$$qu = cN_cF_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma_2 B'N_\gamma F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad (3.20)$$

dengan,

c = kohesi tanah

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

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

B = Lebar dasar fondasi (m)

γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

N_c, N_q, N_γ = Faktor kapasitas dukung

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah dasar dihitung dengan Persamaan 3.24 berikut.

$$SF = \frac{qu}{q} \geq 3 \quad (3.24)$$

dengan,

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

q = Tekanan akibat beban struktur (kN/m^2)

4. Stabilitas global

Analisis stabilitas global pada dinding penahan tanah dapat dilakukan dengan bantuan perangkat lunak yang menggunakan metode numerik tertentu, salah satunya adalah PLAXIS 2D yang berbasis metode elemen hingga *Finite Element Method* (FEM). Mengacu pada SNI 8460:2017, nilai faktor keamanan minimum yang disyaratkan untuk stabilitas global dinding penahan tanah adalah sebesar 1,5 (BSN, 2017).

3.5.2 Bronjong

Bronjong merupakan salah satu jenis struktur penahan tanah tipe gravitasi yang tersusun dari keranjang kawat yang diisi dengan material batu. Struktur bronjong bekerja terutama dengan memanfaatkan berat sendiri untuk memberikan tahanan terhadap tekanan lateral tanah. Susunan bronjong dapat dibuat secara bertingkat sehingga membentuk konfigurasi struktur yang disesuaikan dengan tinggi tanah yang ditahan dan kondisi geometri lereng.

Dalam perencanaan ini, bronjong digunakan sebagai salah satu alternatif sistem perkuatan lereng yang dibandingkan dengan dinding penahan tanah eksisting dan hasil optimasi. Penggunaan bronjong sebagai alternatif didasarkan pada karakteristiknya sebagai struktur gravitasi yang dapat memberikan tahanan melalui berat sendiri struktur serta memiliki sifat yang relatif fleksibel terhadap deformasi. Selain itu, adanya rongga di antara material pengisi memungkinkan air mengalir melalui struktur sehingga dapat mengurangi akumulasi tekanan air di belakang dinding. Konsep penggunaan bronjong sebagai alternatif perkuatan juga telah digunakan dalam rancangan penelitian ini sebagai pembanding terhadap sistem DPT. Dimensi awal bronjong kawat dalam perencanaan ini mengacu pada pada Tabel berikut.

Tabel 3.7 Ukuran Bronjong Kawat

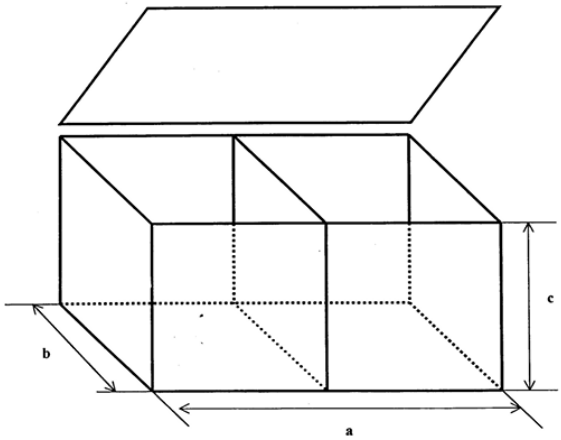
Kode	Ukuran dalam Meter			Jumlah Sekat	Kapasitas m^3
	a	B	c		
A	2	1	1	1	2
B	3	1	1	2	3
C	4	1	1	3	4
D	2	1	0,5	1	1

Lanjutan Tabel 3.7 Ukuran Bronjong Kawat

Kode	Ukuran dalam Meter			Jumlah Sekat	Kapasitas m^3
	a	B	c		
E	3	1	0,5	2	1,5
F	4	1	0,5	3	2

(Sumber : SNI 03-0090-1999)

dengan :



Gambar 3.3 Detail Ukuran Bronjong Kawat

Berat bronjong diperoleh dari berat material pengisi dalam setiap unit bronjong. Dalam analisis per satuan panjang, berat struktur dapat dinyatakan sebagai:

$$W = A \gamma b \tag{3.25}$$

dengan:

W = berat bronjong per satuan panjang (kN/m)

A = luas penampang bronjong (m^2)

γ b = berat volume material pengisi bronjong (kN/m^3)

Untuk bronjong yang tersusun atas beberapa tingkat, berat masing-masing bagian dihitung berdasarkan luas penampang dan berat volume material pengisi. Selanjutnya, berat tersebut digunakan dalam perhitungan gaya vertikal dan momen penahan terhadap potensi keruntuhan.

3.5.3 Turap (*Sheet Pile*)

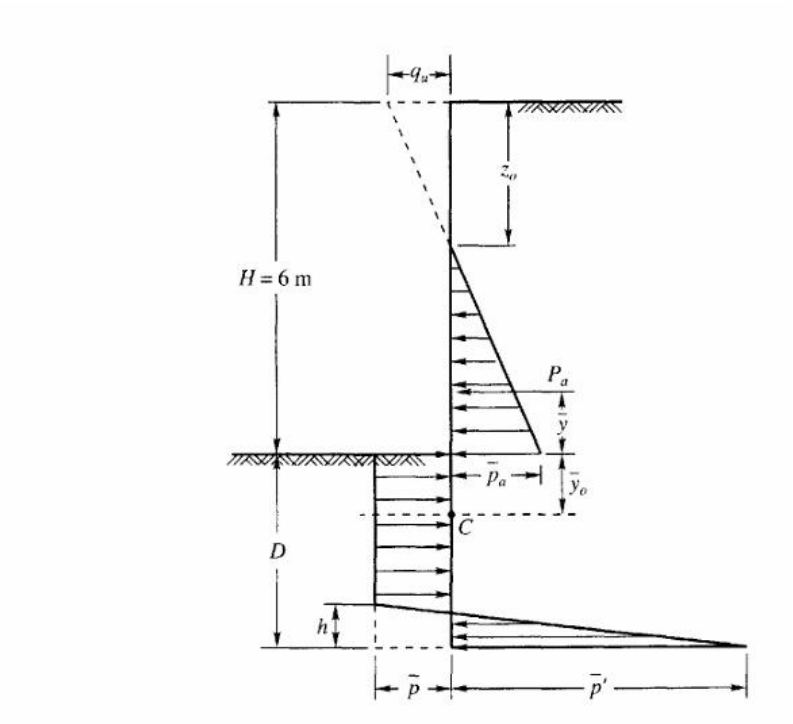
Turap atau *sheet pile* merupakan struktur penahan tanah yang bekerja dengan cara ditanam ke dalam tanah hingga kedalaman tertentu. Berbeda dengan dinding penahan tanah tipe gravitasi dan bronjong yang sebagian besar mengandalkan berat sendiri struktur, turap memperoleh kestabilannya dari kekakuan elemen serta tahanan tanah pasif pada bagian yang tertanam.

Bagian turap yang berada di atas dasar galian menerima tekanan tanah aktif dari tanah yang ditahan, sedangkan bagian turap yang tertanam memperoleh tahanan dari tanah di sekitarnya. Oleh karena itu, kedalaman penetrasi merupakan salah satu parameter penting dalam perencanaan turap. Semakin besar kedalaman penetrasi, semakin besar bagian tanah yang berpotensi memberikan tahanan pasif terhadap pergerakan turap.

Dalam perancangan ini, turap digunakan sebagai salah satu alternatif perkuatan lereng. Analisis dilakukan dengan mempertimbangkan tekanan tanah lateral, kedalaman penetrasi, kapasitas penampang turap, deformasi horizontal, serta faktor keamanan global hasil pemodelan menggunakan PLAXIS 2D. Draft penelitianmu juga telah menetapkan bahwa respons turap dipengaruhi oleh kekakuan elemen, kedalaman penetrasi, kondisi tanah, serta tekanan aktif dan pasif yang termobilisasi.

1. Penentuan kedalaman penetrasi turap

   Penentuan kedalaman penetrasi turap dilakukan berdasarkan distribusi tekanan tanah aktif dan pasif yang bekerja sepanjang turap. Tekanan aktif bekerja sebagai gaya penggerak pada sisi tanah yang ditahan, sedangkan tekanan pasif pada bagian turap yang tertanam memberikan tahanan terhadap pergerakan struktur. Distribusi tekanan tanah yang digunakan dalam analisis turap ditunjukkan pada Gambar 3.4 berikut.



Gambar 3.4 Diagram Distribusi Tekanan Tanah pada Turap

(Sumber : Buku *Geotechnical Engineering*)

Kedalaman teoritis turap diperoleh dengan menerapkan keseimbangan gaya dan momen terhadap distribusi tekanan tanah yang bekerja. Secara umum, kondisi keseimbangan dapat dituliskan sebagai:

$$\Sigma M = 0 \tag{3.26}$$

atau

$$M_{aktif} = M_{pasif} \tag{3.27}$$

Dari persamaan keseimbangan tersebut diperoleh kedalaman penetrasi teoritis. Untuk memberikan tambahan kedalaman terhadap nilai teoritis, kedalaman desain dapat ditentukan dengan memberikan persentase tambahan terhadap , yaitu:

$$D_{desain} = D(1+i) \tag{3.28}$$

dengan:

D_{desain} = kedalaman penetrasi yang digunakan dalam desain (m)

D = kedalaman penetrasi teoritis (m)

i = tambahan kedalaman yang digunakan dalam desain

2. Kapasitas lentur dan pemilihan profil turap

Pada turap beton pracetak, kapasitas lentur dapat ditinjau berdasarkan nilai momen retak (*crack moment*) yang tersedia pada spesifikasi teknis produk. Momen retak merupakan nilai momen yang berkaitan dengan mulai terbentuknya retak pada penampang beton akibat tegangan tarik yang bekerja. Dalam pemilihan profil, momen lentur yang terjadi akibat pembebanan harus lebih kecil daripada kapasitas momen retak yang tersedia pada elemen turap. Hubungan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$M_{max} \leq M_{cr} \tag{3.29}$$

dengan:

M_{max} = momen lentur maksimum yang bekerja pada turap

M_{cr} = kapasitas momen retak (*crack moment*) turap.

3. Parameter turap pada PLAXIS 2D

Dalam pemodelan menggunakan PLAXIS 2D, turap dapat direpresentasikan menggunakan elemen *plate*. Elemen tersebut digunakan untuk menggambarkan perilaku struktur yang memiliki kekakuan aksial dan kekakuan lentur serta berinteraksi dengan tanah di sekitarnya.

Parameter utama yang diperlukan dalam pemodelan elemen *plate* meliputi kekakuan aksial EA, kekakuan lentur EI, dan berat elemen. Kekakuan aksial dapat ditentukan berdasarkan modulus elastisitas material dan luas penampang melalui persamaan:

$$EA = E \times A \tag{3.30}$$

sedangkan kekakuan lentur ditentukan dengan persamaan:

$$EI = E \times I \tag{3.31}$$

dengan:

E = modulus elastisitas material,

A = luas penampang elemen per satuan lebar,

I = momen inersia penampang per satuan lebar,

EA = kekakuan aksial elemen,

EI = kekakuan lentur elemen.

4. Katalog spesifikasi *concrete sheet pile*

Katalog teknis Concrete Sheet Pile WIKA Beton digunakan sebagai acuan dalam menentukan karakteristik penampang turap yang digunakan dalam perancangan. Data yang diperoleh meliputi dimensi penampang, luas penampang, momen inersia, berat satuan, *crack moment*, serta panjang elemen yang tersedia. Data tersebut selanjutnya digunakan dalam pemilihan tipe Concrete Sheet Pile dan penentuan parameter struktur pada pemodelan PLAXIS 2D. Gambar merupakan katalog spesifikasi *concrete sheet pile* yang digunakan.

Type	Height H (mm)	Thickness t (mm)	Width W (mm)	Cross Section (cm2)	Moment of Inertia (cm4)	Unit Weight (kg/m)	Crack Moment (Ton.m)	Panjang L (m)
W-325 A 1000	325	110	996	1.315	134.261	329	11,4	8 -13
W-325 B 1000							13,3	8 - 14
W-350 A 1000	350	120	996	1.468	139.432	368	15,6	9 - 15
W-350 B 1000							17,0	10 - 15
W-400 A 1000	400	120	996	1.598	248.685	400	20,1	10 - 16
W-400 B 1000							23,4	11 - 16
W-450 A 1000	450	120	996	1.835	353.354	459	26,9	11 - 17
W-450 B 1000							30,7	11 - 17
W-500 A 1000	500	120	996	1.818	462.362	455	35,2	12 - 17
W-500 B 1000							40,4	13 - 18
W-600 A 1000	600	120	996	2.078	765.907	525	50,6	12 - 17
W-600 B 1000							59,6	13 – 21 > 21 Up to 27 *)
W-900 A 1000 *)	900	130	996	3.221	2.827.998	814	125,0	Up to 35 m

*) = Special Order

Gambar 3.5 Katalog Spesifikasi *Concrete Sheet Pile*

(sumber : WIKA Beton)

3.6 Program PLAXIS

PLAXIS adalah perangkat lunak yang banyak dimanfaatkan dalam analisis geoteknik untuk mengevaluasi perilaku tanah terhadap berbagai kondisi, seperti pembebanan, deformasi, serta aliran air di dalam tanah. Program ini menggunakan

pendekatan metode elemen hingga *Finite Element Method* (FEM), sehingga mampu mensimulasikan kondisi tanah secara numerik yang mendekati keadaan sebenarnya di lapangan.

Dalam pemodelannya, PLAXIS menyediakan elemen dengan berbagai tipe, seperti elemen segitiga 6 nodal maupun 15 nodal. Penggunaan elemen dengan jumlah nodal yang lebih banyak memungkinkan tingkat ketelitian yang lebih tinggi melalui proses interpolasi dengan fungsi orde yang lebih besar. Secara umum, tahapan dalam penggunaan PLAXIS terdiri atas beberapa bagian utama, yaitu:

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

Pada tahap awal, seluruh data geometri dan kondisi umum model harus dimasukkan ke dalam bagian input. Selanjutnya, proses perhitungan dilakukan dengan mempertimbangkan parameter tanah serta material yang digunakan. Setelah analisis selesai, hasilnya dapat ditinjau pada tahap output. Selain itu, fitur *Curve* Program memungkinkan pengguna untuk mengevaluasi hasil analisis secara lebih detail melalui grafik, misalnya untuk melihat pola stabilitas lereng, deformasi, dan parameter lainnya.

BAB IV
METODE PERANCANGAN

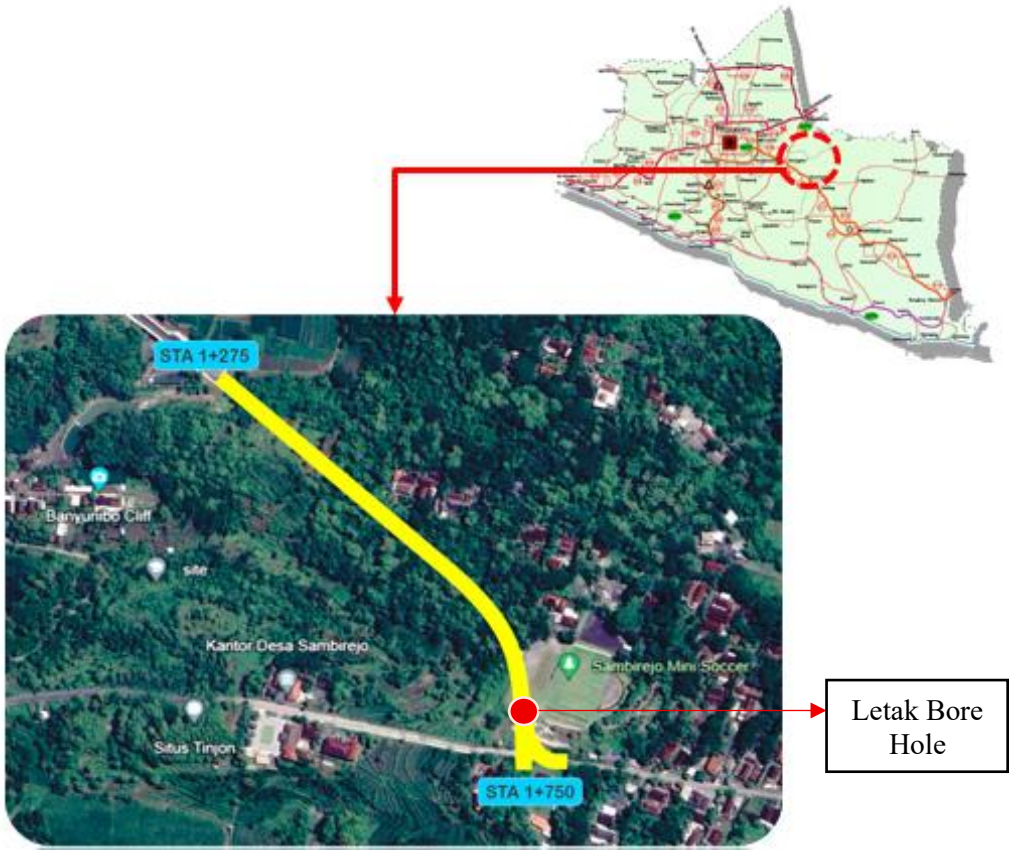
4.1 Tinjauan Umum

Perancangan perkuatan lereng dilakukan sebagai upaya untuk meningkatkan stabilitas lereng yang mengalami potensi kegagalan atau ketidakstabilan. Dalam penelitian ini, alternatif perkuatan yang digunakan hanya terdiri dari satu jenis, yaitu dinding penahan tanah tipe kantilever *(cantilever retaining wall)* yang dirancang ulang sesuai dengan kondisi lapangan. Analisis stabilitas dilakukan melalui dua pendekatan, yaitu metode analitis dan metode numerik. Perhitungan secara analitis dilakukan menggunakan metode Rankine untuk menentukan tekanan tanah lateral yang bekerja serta mengevaluasi stabilitas internal struktur dinding penahan tanah, meliputi pemeriksaan terhadap kemungkinan geser, guling, dan daya dukung tanah dasar. Selain itu, dilakukan pula analisis numerik menggunakan metode elemen hingga *Finite Element Method* (FEM) dengan bantuan perangkat lunak PLAXIS 2D untuk meninjau stabilitas global lereng serta perilaku deformasi tanah dan struktur secara lebih komprehensif.

Perancangan yang dilakukan mengacu pada ketentuan yang tercantum dalam SNI 8640-2017 tentang Persyaratan Perancangan Geoteknik, sehingga seluruh tahapan analisis dan evaluasi disesuaikan dengan standar yang berlaku. Hasil analisis yang diperoleh berupa nilai angka aman *(Safety Factor)* dari kedua metode tersebut, yaitu hasil perhitungan manual dengan metode Rankine dan hasil simulasi numerik menggunakan PLAXIS 2D. Selanjutnya, nilai angka aman tersebut dibandingkan untuk mengetahui tingkat kesesuaian masing-masing metode dalam merepresentasikan kondisi stabilitas lereng. Evaluasi dilakukan dengan mengacu pada nilai minimum angka aman yang disyaratkan, sehingga dapat dipastikan bahwa desain yang dihasilkan memenuhi kriteria keamanan yang ditetapkan. Analisis dalam perencanaan ini difokuskan pada kondisi yang paling kritis pada kondisi muka air tanah pada elevasi -1m.

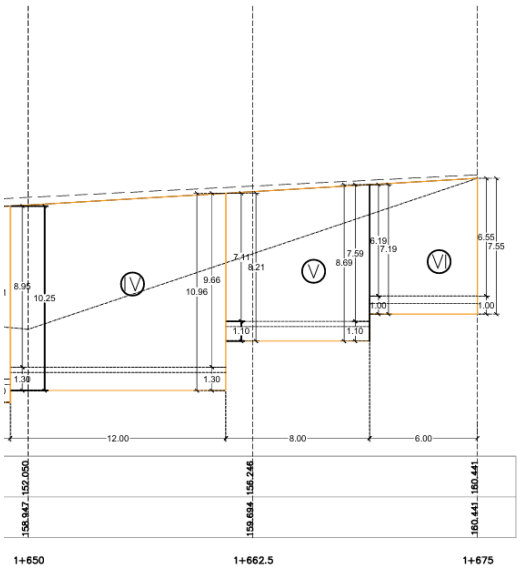
4.2 Lokasi Penelitian

Objek penelitian ini berupa segmen dinding penahan tanah (DPT) kantilever yang menjadi fokus peninjauan pada lokasi penelitian. Gambar 4.2 menunjukkan *Detail Engineering Design* (DED) DPT sisi kanan beserta bagian struktur yang dianalisis. Segmen DPT yang ditinjau dipilih berdasarkan lokasi dan kondisi geometrinya yang dianggap mewakili kondisi lapangan. Gambar 4.3 adalah gambar yang menunjukkan gambar detail dimensi dinding penahan tanah.



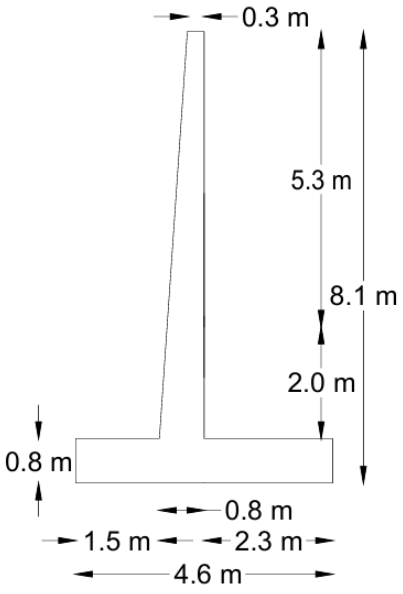
Gambar 4.1 Gambar Lokasi Proyek Penelitian

(Sumber: RKKPL Proyek Pembangunan Jalan di Yogyakarta)



Gambar 4.2 Segmen DPT yang Ditinjau

(Sumber: Kementrian PUPR, 2024)



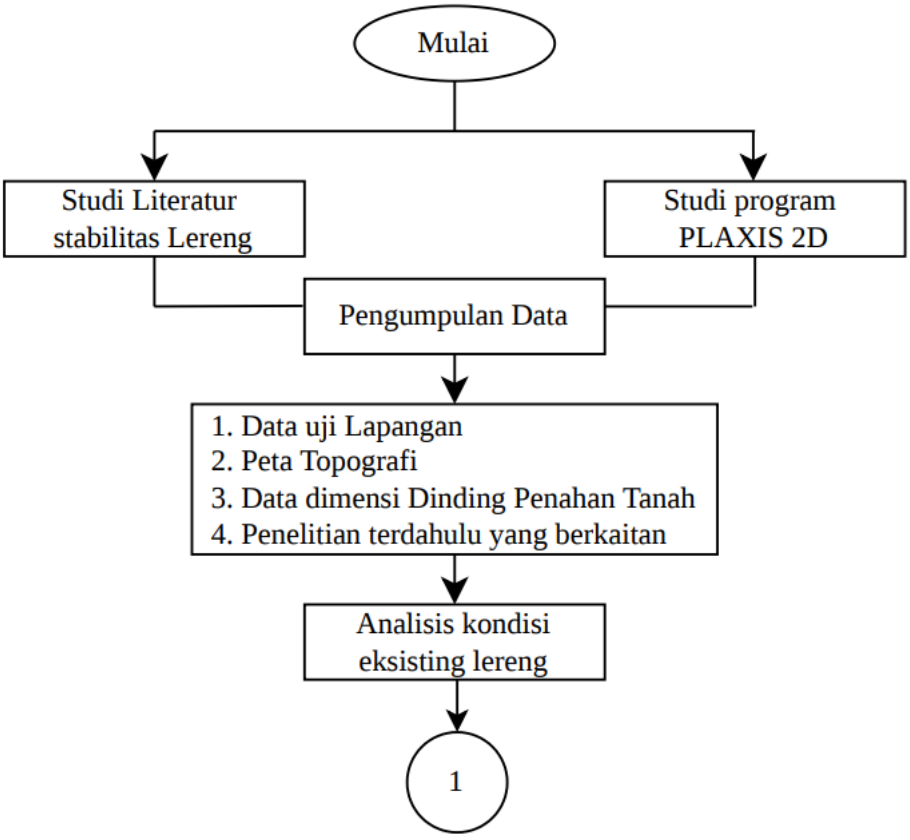
Gambar 4.3 Detail Dimensi DPT Eksisting

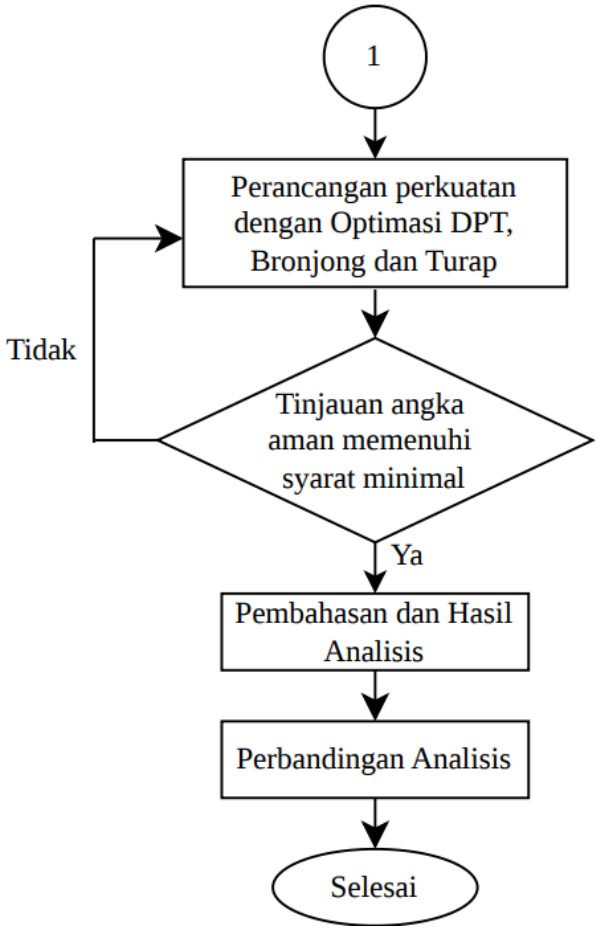
(Sumber: Kementrian PUPR, 2024)

4.3 Alur Perancangan

Penelitian ini diawali dengan kajian pustaka terkait stabilitas lereng serta pemanfaatan program PLAXIS 2D dalam analisis geoteknik. Selanjutnya dilakukan pengumpulan data yang meliputi data uji lapangan, data dimensi dinding penahan tanah, serta referensi dari penelitian terdahulu yang relevan. Data tersebut kemudian digunakan untuk menganalisis kondisi eksisting lereng guna mengetahui tingkat kestabilan awal sebagai dasar dalam perencanaan perkuatan.

Berdasarkan analisis tersebut, dilakukan perancangan perkuatan menggunakan dinding penahan tanah tipe kantilever melalui perhitungan manual metode Rankine dan analisis numerik PLAXIS 2D. Nilai angka aman yang diperoleh dibandingkan dengan syarat minimum yang ditetapkan, dan jika belum memenuhi, dilakukan perancangan ulang hingga memenuhi kriteria. Selanjutnya dilakukan pembahasan serta perbandingan hasil analisis yang disajikan dalam bagan alir pada Gambar 4.2.





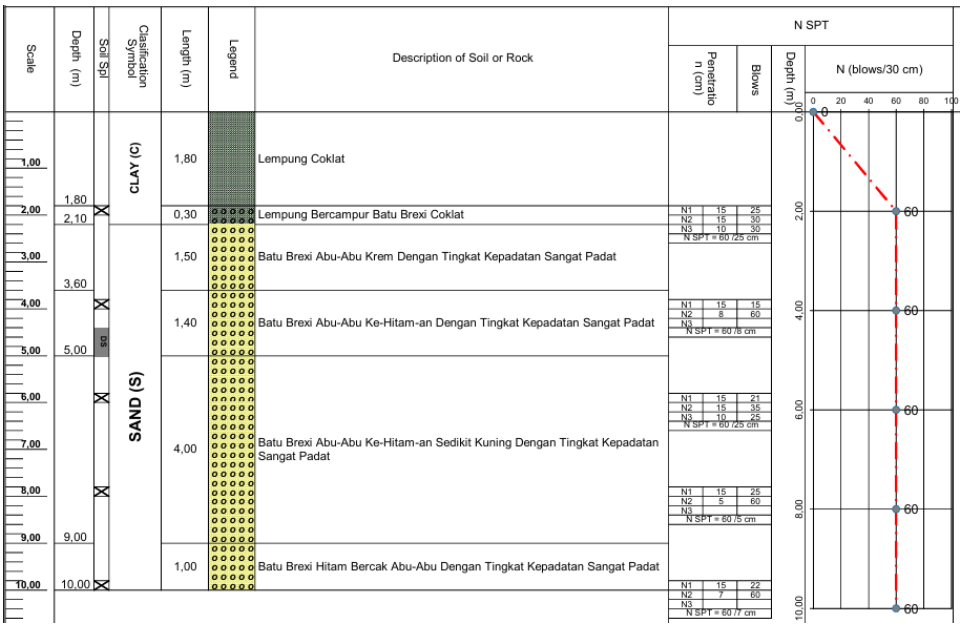
Gambar 4.4 Bagan Alir Penelitian

4.4 Metode Pengumpulan Data

Data yang digunakan dalam penelitian ini merupakan data sekunder yang diperoleh dari berbagai sumber. Data tersebut meliputi data parameter tanah serta peta topografi yang bersumber dari Laporan Hasil Data Ukur pada Proyek Pembangunan Jalan di Yogyakarta. Selain itu, penelitian ini juga didukung oleh berbagai literatur. Adapun data tanah eksisting yang digunakan sebagai acuan dalam pelaksanaan analisis dapat disajikan sebagai berikut.

1. Hasil pengujian SPT *(Standart Penetration Test).*

   Data hasil pengujian SPT yang telah diperoleh dapat dilihat pada Gambar 4.5 berikut.



Gambar 4.5 Data Hasil Pengujian SPT pada Proyek di Yogyakarta

(Sumber: Berkah Bumi Engineering, 2025)

2. Peta Topografi yang diperoleh dari hasil data ukur.
3. *Shop drawing* dinding penahan tanah Proyek Pembangunan Jalan di Yogyakarta.

Selain itu, data literatur lain yang berkaitan dengan perencanaan alternatif perkuatan. Adapun peraturan serta standar yang digunakan sebagai acuan dalam proses perancangan diuraikan sebagai berikut.

1. SNI 8460:2017 tentang Persyaratan Perancangan Geoteknik (BSN, 2017).
2. Pedoman Konstruksi dan Bangunan No.003/BM/2009 tentang Perencanaan dan Pelaksanaan Perkuatan Tanah dengan Geosintetik (BM, 2009).
3. SNI 03-0090-1999 tentang Spesifikasi Bronjong Kawat**.**
4. Katalog spesifikasi *Concrete Sheet Pile* dari WIKA Beton**.**

4.5 Perancangan dan Analisis Perkuatan

Perancangan pada penelitian ini difokuskan pada evaluasi dan pengembangan beberapa sistem perkuatan lereng, yaitu dinding penahan tanah (DPT) eksisting, optimasi dimensi DPT, alternatif perkuatan menggunakan bronjong, serta *Concrete*

Sheet Pile. Perancangan dilakukan dengan menyesuaikan geometri struktur, karakteristik tanah, kondisi lapangan, dan pembebanan yang digunakan dalam analisis.

Analisis dilakukan menggunakan dua pendekatan, yaitu perhitungan manual dan analisis numerik. Perhitungan manual digunakan untuk mengevaluasi stabilitas eksternal DPT dan bronjong terhadap geser, guling, serta daya dukung tanah. Pada *Concrete Sheet Pile*, perhitungan manual digunakan untuk menentukan tekanan tanah lateral, kedalaman penetrasi, momen lentur maksimum, serta pemeriksaan kapasitas penampang terhadap momen yang bekerja.

Selanjutnya, analisis numerik dilakukan menggunakan program PLAXIS 2D untuk mengevaluasi deformasi dan faktor keamanan global pada setiap sistem perkuatan. Pemodelan dilakukan pada kondisi statik dan kondisi dengan pengaruh gempa, sedangkan kondisi galian dianalisis pada DPT eksisting, DPT hasil optimasi, dan bronjong. Hasil analisis kemudian dibandingkan untuk mengetahui karakteristik kestabilan masing-masing sistem perkuatan serta menentukan alternatif yang paling sesuai berdasarkan parameter teknis yang ditinjau dalam penelitian ini.

BAB V
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Beban Lalu Lintas

Pada Proyek Pembangunan Jalan di Yogyakarta ini termasuk dalam sistem jaringan jalan kolektor primer, sehingga penentuan beban lalu lintas mengacu pada kategori sistem jaringan primer dengan fungsi jalan kolektor. Karena data LHR pada ruas yang ditinjau belum tersedia, dalam analisis digunakan beban lalu lintas sebesar 15 kN/m² sebagai asumsi konservatif untuk merepresentasikan beban tambahan (*surcharge*) akibat lalu lintas dan beban di luar jalan sebesar 10 kPa maka totalnya adalah 25 kPa.

Tabel 5.1 Data Beban Lalu Lintas

Sistem Jaringan	Fungsi Jalan	LHR	Beban Lalu Lintas kN/m²
Primer	Arteri	Semua	15
	Kolektor	< 10.000	12
		> 10.000	15
Sekunder	Arteri	< 20.000	12
		> 20.000	15
	Kolektor	< 6.000	12
		> 6.000	12
	Lokal	< 500	10
		> 500	10

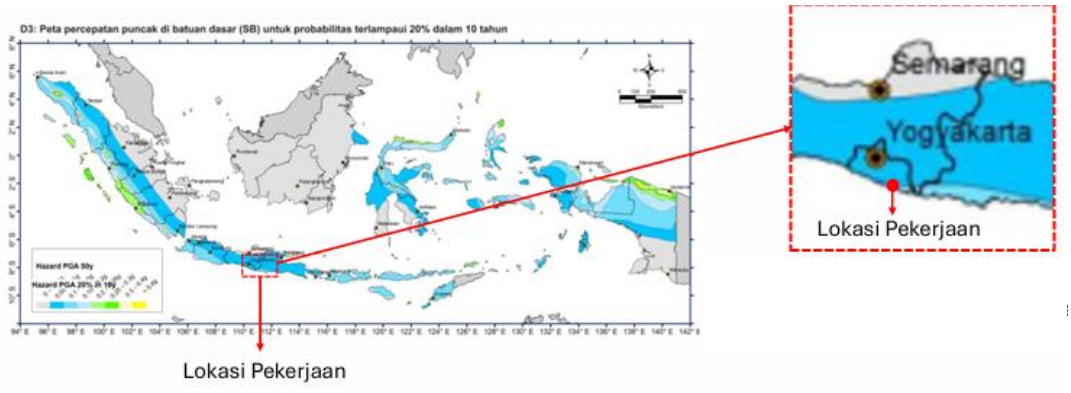
(Sumber : Departemen Pekerjaan Umum, 2009)

Kelas Jalan	Beban lalu lintas (kPa)	Beban di luar jalan (kPa)
I	15	10
II	12	10
III	12	10

(Sumber: SNI 8640:2017)

5.2 Data Beban Gempa

Berdasarkan Gambar 5.1, lokasi penelitian berada pada zona dengan nilai percepatan puncak batuan dasar sekitar 0,15g. Setelah diterapkan faktor sebesar 0,50 sesuai ketentuan analisis lereng, diperoleh percepatan gempa rencana sebesar 0,075g yang digunakan sebagai input dalam analisis numerik.



Gambar 5.1 Penentuan Beban Gempa Berdasarkan Lokasi Penelitian

(Sumber: SNI 1726:2012)

5.3 Parameter Tanah

Parameter tanah yang digunakan menjadi dasar dalam penentuan pada tahap pemodelan. Parameter seperti berat isi tanah, kohesi, sudut geser dalam, modulus elastisitas, dan parameter lainnya ditentukan sesuai hasil data proyek dan interpretasi kondisi aktual. Tabel 5.1 merupakan rekapitulasi parameter tanah yang disesuaikan dengan data teknis pada proyek pembangunan jalan x.

Tabel 5.2 Rekapitulasi Parameter Tanah

Kedalaman (m)	**Jenis Tanah**	**N-SPT**	**γ_{unsat} (kN/m^3)**	**γ_{sat} (kN/m^3)**	**E (kPa)**	***Direct shear test***		***ν***	**Permeabilitas (m/day)**
						c (kN/m^2)	***φ*** **(°)**	**(kN/m^2)**	
0-2	Clay	60	14,3	15	80000	18	10	0,28	0.00084
2-10	Sands (Very dense)	60	17	18	70000	3	47	0,34	0.0864

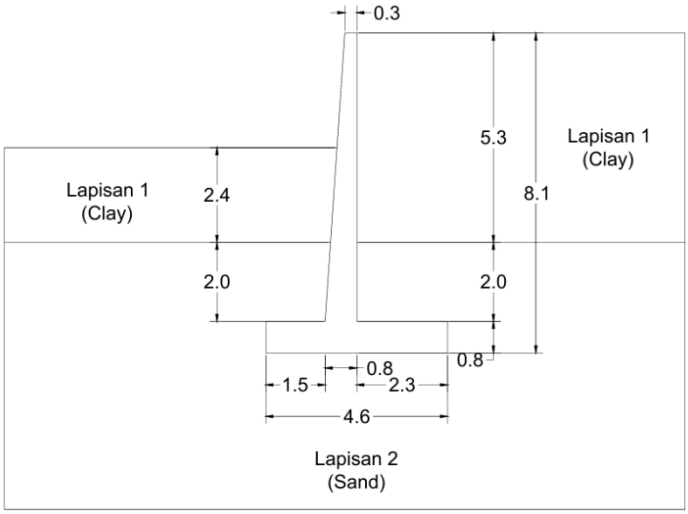
(Sumber: Data Proyek)

Dalam pemodelan menggunakan PLAXIS 2D, analisis dengan menggunakan model *Mohr-Coulomb*. Kondisi drainase ditentukan berdasarkan karakteristik

masing-masing jenis tanah, yaitu tipe *Drained* untuk lapisan tanah pasir dan tipe *Undrained* A untuk lapisan tanah lempung.

5.4 Dinding Penahan Tanah Eksisting

Dinding penahan tanah pada kondisi eksisting termasuk jenis dinding penahan tanah kantilever yang berfungsi menahan tekanan tanah pada bagian belakang struktur. Gambar 5.2 merupakan dimensi dinding penahan tanah eksisting yang disesuaikan dengan kondisi aktual di lapangan dan menjadi acuan untuk menganalisis kondisi eksisting.

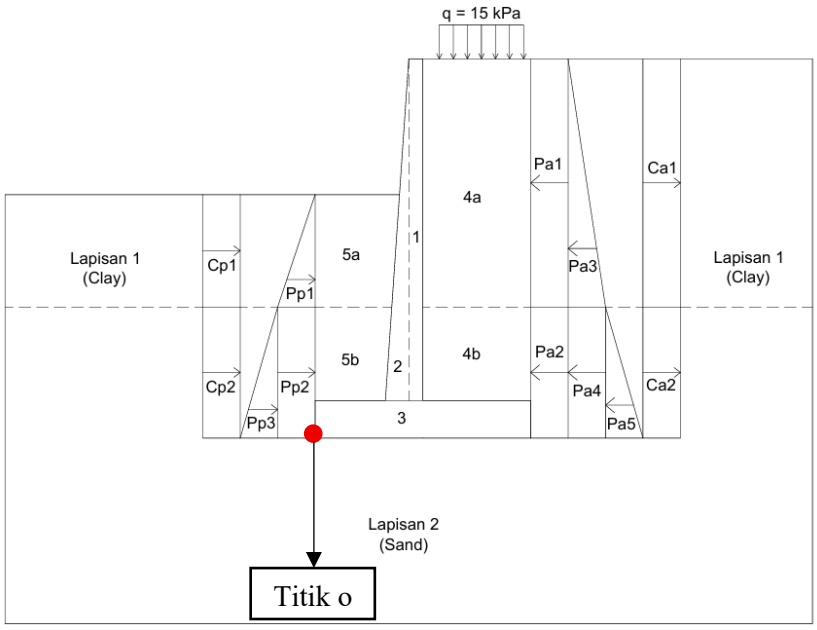


Gambar 5.2 Dinding Penahan Tanah Eksisting

5.4.1 Analisis Dinding Penahan Tanah Kondisi Eksisting dengan Perhitungan Manual

1. Identifikasi Kasus

   Pada potongan dinding penahan tanah dilakukan identifikasi terhadap lapisan tanah serta distribusi tekanan tanah aktif dan pasif yang bekerja pada struktur. Gambar 5.3 menunjukkan diagram tekanan tanah aktif dan pasif yang digunakan sebagai dasar dalam analisis kestabilan dinding penahan tanah.



Gambar 5.3 Identifikasi Diagram Tekanan Aktif dan Pasif

a. Lapisan Tanah 1 (Clay)

φ = 10°

c = 18 kN/m^2

1) Menghitung koefisien tekanan tanah aktif dan pasif

Perhitungan koefisien tanah aktif dan pasif menggunakan Persamaan 3.15 dan 3.17 secara berurutan sehingga memperoleh hasil sebagai berikut.

K_{a1} = 0,704

K_{p1} = 1,420

2) Menghitung Tekanan Aktif dan Pasif

Pada lapisan 1, terdapat tekanan aktif akibat *surchage* (P_{a1}), tanah sendiri (P_{a3}), kohesi tanah (C_{a1}), tekanan pasif akibat tanah sendiri (P_{p1}) dan kohesi tanah (C_{p1}).

a) P_{a1}

Tegangan vertikal (σ_{h1}) = q . K_{a1}

= 25 . 0,704

= 17,6 kPa

P_{a1} = σ_{h1} . h

= 17,6 . 5,3

= 93,292 kN/m

b) P_{a3}

Tegangan vertikal (σ_{h1}) = K_{a1} . $\gamma 1$. h1

= 0,704 . 14,3 . 5,3

= 53,363 kPa

P_{a3} = $\frac{1}{2}$. σ_{h1} . h1

= $\frac{1}{2}$. 53,363 . 5,3

= 141,412 kN/m

c) C_{a1}

Tegangan Aktif (2 c' $\sqrt{Ka1}$) = 2 (18) $\sqrt{0,704}$

= 30, 208 kPa

C_{a1} = (2 c' $\sqrt{Ka1}$) . h1

= 33,56 . 5,3

= 160,100 kN/m

d) P_{p1}

Tegangan vertikal (σ_{h1}) = K_{p1} . $\gamma 1$. h

= 1,420 . 14,3 . 2,4

= 48,744 kPa

P_{p1} = $\frac{1}{2}$. σ_{h1} . h

= $\frac{1}{2}$. 48,744 . 2,4

= 58,493 kN/m

e) C_{p1}

Tegangan Pasif (2 c' $\sqrt{Kp1}$) = 2 (18) $\sqrt{1,420}$

= 42,903 kPa

C_{p1} = (2 c' $\sqrt{Kp1}$) . h1

= 42,903 . 2,4

= 102,968 kN/m

b. Lapisan Tanah 2 (Sand)

φ = 47°

c = 3 kN/m^2

1) Menghitung koefisien tekanan tanah aktif dan pasif

Perhitungan koefisien tanah aktif dan pasif menggunakan Persamaan 3.15 dan 3.17 secara berurutan sehingga memperoleh hasil sebagai berikut.

K_{a2} = 0,155

K_{p2} = 6,445

2) Menghitung Tekanan Aktif dan Pasif

Pada lapisan 1, terdapat tekanan aktif akibat *surchage* (P_{a2}), *overburden* tanah *clay* di atas *sand* (P_{a4}), tanah sendiri (P_{a5}), kohesi tanah *sand* (C_{a2}), tekanan pasif akibat *overburden* tanah *clay* di atas *sand* (P_{p2}), tanah sendiri (P_{p3}) dan kohesi tanah *sand* (C_{p2}). Perhitungan dilakukan seperti pada lapisan tanah 1 sesuai dengan diagram pada Gambar 5.3. berikut adalah data yang diperoleh.

P_{a2} = 10,862 kN/m

P_{a4} = 32,928 kN/m

P_{a5} = 10,340 kN/m

C_{a2} = 6,618 kN/m

P_{p2} = 306,769 kN/m

P_{p3} = 219,121 kN/m

C_{p2} = 42,649 kN/m

2. Resultan Tekanan Aktif (Pa)

Tabel 5.2 adalah rekapitulasi tekanan aktif dan momen aktif yang terjadi sesuai Gambar 5.3.

Tabel 5.3 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Aktif

	Tekanan Total (ΣP)	Jarak tinjau (y)	Momen (P.y)
	kN/m	m	kNm
P_{a1}	93,292	5,450	508,440
P_{a2}	10,862	1,400	15,206
P_{a3}	141,412	4,566	645,779
P_{a4}	32,928	1,400	46,099
P_{a5}	10,340	0,933	9,651
C_{a1}	-160,100	5,450	-872,546
C_{a2}	-6,618	1,400	-9,265
ΣP =	122,115	ΣP.y =	343,364

3. Resultan Tekanan Pasif (Pp)

Tekanan pasif yang terjadi meliputi tekanan pasif pada tanah dan berat dinding penahan. Tabel 5.3 merupakan rekapitulasi tekanan pasif akibat kohesi tanah.

Tabel 5.4 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Pasif Akibat Kohesi

	Tekanan Total (ΣP)	Jarak tinjau (y)	Momen (P.y)
	kN/m	m	kNm
P_{p1}	58,493	1,467	85,789
P_{p2}	306,769	1	306,769
P_{p3}	219,121	0,667	146,080
C_{p1}	102,968	2,200	226,529
C_{p2}	42,649	1	42,649
ΣP =	730	ΣP.y =	807,817

Tabel 5.4 merupakan tekanan pasif akibat berat dinding penahan tanah dengan penomoran bagian mengacu pada Gambar 5.3.

Tabel 5.5 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Pasif Akibat Dinding Penahan Tanah

Bagian	Luas	Berat Volume (wi)	Lengan	Momen
	m^2	kN/m	m	kNm
1	11,200	268,800	2,150	577,920
2	1,825	43,800	1,833	80,300
3	3,680	88,320	2,300	203,136
4a	12,190	174,317	3,450	601,394
4b	4,600	78,200	3,450	269,790
5a	3,6	61,2	0,75	45,900
5b	3	51	0,750	38,250
ΣV=		765,637	ΣM=	1816,690

Berdasarkan Tabel 5.4, dapat diperoleh total momen pasif (MR) yang terjadi adalah sebesar 1816,690 kNm.

4. Stabilitas geser

Perhitungan stabilitas geser diperoleh dengan Persamaan 3.18 sebagai berikut.

$$FS_{sliding} = \frac{\Sigma(wi)\tan\delta + B\,ca' + Pp}{Pa}$$

$$= \frac{765{,}637\tan 47^\circ .\ 0{,}6 + 4{,}6\ .(3\ .\ 0{,}6) + 807{,}817}{343{,}364}$$

$$= 9{,}408 \quad > 1{,}5$$

Nilai faktor keamanan dinding penahan tanah eksisting terhadap stabilitas geser telah memenuhi persyaratan minimum sesuai dengan SNI 8460:2017 sebesar 1,5. Oleh karena itu, dinding penahan tanah eksisting dinyatakan aman terhadap kegagalan akibat geser.

5. Stabilitas guling

Perhitungan stabilitas guling diperoleh dengan Persamaan 3.19 sebagai berikut.

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma\, Mr + \Sigma\, Mp}{\Sigma\, Mo}$$

$$= \frac{2624,507}{343,364}$$

$$= 9,048 \quad > 2$$

Nilai faktor keamanan dinding penahan tanah eksisting terhadap stabilitas guling telah memenuhi persyaratan minimum sesuai dengan SNI 8460:2017 sebesar 2. Maka, dinding penahan tanah eksisting dinyatakan aman terhadap kegagalan akibat guling.

6. Stabilitas daya dukung tanah

Stabilitas terhadap daya dukung tanah dianalisis untuk memastikan bahwa tekanan yang diteruskan oleh dinding penahan tanah ke tanah dasar tidak melebihi kapasitas dukung tanah yang tersedia. Pemeriksaan diawali dengan menentukan posisi resultan gaya pada dasar fondasi dan nilai eksentrisitas. Kedua parameter tersebut digunakan untuk mengetahui distribusi tekanan yang bekerja pada dasar fondasi, yaitu tekanan maksimum dan tekanan minimum . Selanjutnya, kapasitas dukung ultimit tanah dihitung berdasarkan parameter tanah dan faktor-faktor kapasitas dukung yang digunakan. Nilai kapasitas dukung ultimit kemudian dibandingkan dengan tekanan maksimum pada dasar fondasi untuk memperoleh faktor keamanan terhadap keruntuhan daya dukung tanah.

a. Menentukan Letak Resultan Gaya (X_e)

$$X_e = \frac{\Sigma MR - \Sigma Mo}{\Sigma W}$$

$$= \frac{1816,690 - 343,364}{765,637}$$

$$= 1,924 \text{ m}$$

b. Menghitung Eksentrisitas (e)

$$e = \frac{B}{2} - Xe < \frac{B}{6}$$

$$= \frac{4,6}{2} - 1,924 < \frac{4,6}{6}$$

$$= 0,376 < 0,767$$

$$= [0,376] < 0,767$$

Dengan demikian, nilai eksentrisitas masih memenuhi batas yang diizinkan, sehingga posisi resultan gaya pada dasar fondasi masih dalam kondisi aman.

c. Menghitung tekanan minimum pada dasar DPT (q_{min})

$q_{min} = \frac{\Sigma W}{B}\left(1 - \frac{6\,|e|}{B}\right)$

$= \frac{765{,}637}{4{,}6}\left(1 - \frac{6\,|0{,}376|}{4{,}6}\right)$

$= 84{,}881\ kN/m^2$

Karena tekanan minimum pada dasar DPT lebih dari 0 maka seluruh bagian dasar fondasi masih mengalami tekanan dan tidak terjadi tegangan tarik pada dasar DPT.

d. Menghitung lebar efektif fondasi *B'*

$B' = B - 2\,|e|$

$= 4{,}6 - 2\,(0{,}376)$

$= 3{,}849\ m$

e. Menghitung tekanan maksimum pada dasar DPT (q_{maks})

$q_{maks} = \frac{\Sigma W}{B}\left(1 + \frac{6\,|e|}{B}\right)$

$= \frac{765{,}637}{4{,}6}\left(1 + \frac{6\,|0{,}376|}{4{,}6}\right)$

$= 248{,}004\ kN/m^2$

f. Menentukan faktor kapasitas dukung

Penentuan faktor kapasitas dukung tanah dilakukan berdasarkan nilai sudut geser dalam pada lapisan tanah 2. Dengan nilai $\phi = 3^o$, nilai N_c, N_q, dan N_γ ditentukan dengan mengacu pada tabel 3.6.

$N_c = 173{,}64$

$N_q = 187{,}21$

$N_\gamma = 414{,}322$

g. Menghitung faktor kedalaman (F_{cd})

$F_{cd} = 1+0{,}2\sqrt{Kp}\left(\frac{Df}{B}\right)$

$= 1+0{,}2\sqrt{6{,}445}\left(\frac{2}{4{,}6}\right)$

$= 1{,}221$

h. Menghitung faktor inklinasi (F_{ci})

$F_{ci} = (1 - \frac{\alpha}{90°})^2$

$= (1 - \frac{0}{90°})^2$

$= 1$

i. Menghitung faktor kedalaman (F_{qd})

$F_{qd} = 1+0,1\sqrt{Kp}\ \left(\frac{Df}{B}\right)$

$= 1+0,1\sqrt{6,445}\ \left(\frac{2}{4,6}\right)$

$= 1,110$

$F_{qi} = 1$

j. Menghitung faktor kedalaman komponen tanah ($F_{\gamma d}$)

$F_{\gamma d} = 1+0,1\sqrt{Kp}\ \left(\frac{Df}{B}\right)$

$= 1+0,1\sqrt{6,445}\ \left(\frac{2}{4,6}\right)$

$= 1,110$

$F_{\gamma i} = 1$

k. Menghitung kapasitas dukung ultimit (q_u)

Perhitungan stabilitas guling diperoleh dengan Persamaan 3.20 sebagai berikut.

$qu = cN_cF_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma_2 B'N_\gamma F_{\gamma d}F_{\gamma i}$

$= (3)\ (173,64)\ (1,221)\ (1) + (17)\ (2)\ (187,21)\ (1,110)\ (1) + \frac{1}{2}\ (17)(3,849)(414,322)(1,110)\ (1)$

$= 22753,481\ kN/m^2$

l. Menghitung faktor keamanan daya dukung

$FS_{bearing} = \frac{qu}{qmax}$

$= \frac{22753,481}{284,004}$

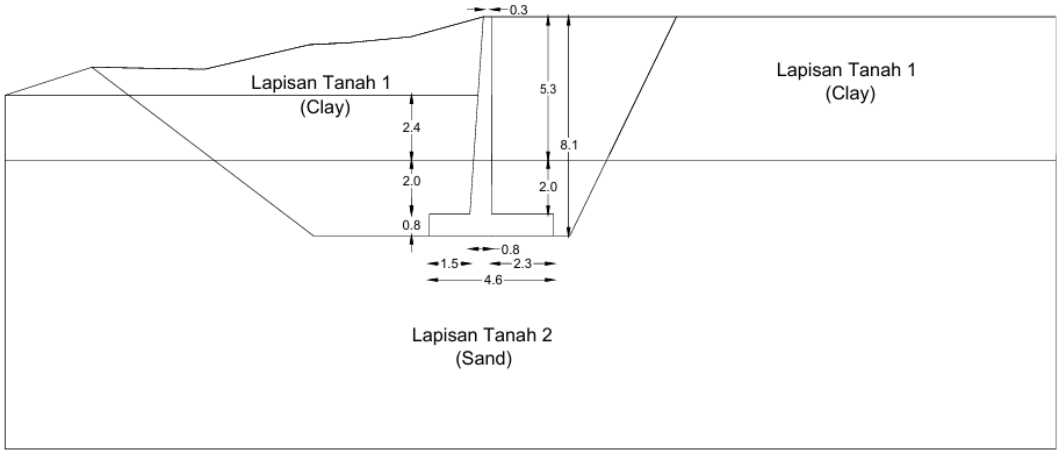
$= 91,746 \quad > 3$

Berdasarkan hasil analisis, diperoleh nilai tekanan maksimum pada dasar dinding penahan tanah sebesar 284,004 kN/m^2, sedangkan kapasitas dukung ultimit tanah sebesar 22753,481 kN/m^2. Perbandingan antara kapasitas dukung ultimit dan tekanan maksimum menghasilkan faktor keamanan terhadap daya dukung sebesar 91,746. Nilai tersebut lebih besar daripada faktor keamanan minimum yang

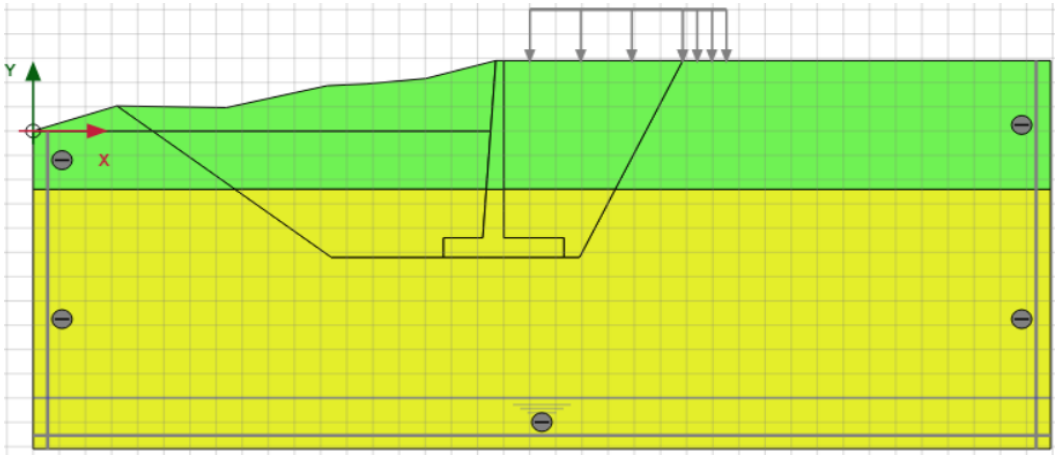
digunakan dalam perhitungan sesuai dengan SNI 8460:2017, yaitu 3. Dengan demikian, dinding penahan tanah eksisting dinyatakan aman terhadap keruntuhan daya dukung tanah.

5.4.2 Analisis Dinding Penahan Tanah Kondisi Eksisting dengan PLAXIS 2D

Analisis numerik menggunakan PLAXIS 2D dilakukan berdasarkan model geometri dinding penahan tanah eksisting yang sama. Model tersebut digunakan untuk mengevaluasi kondisi galian dan kondisi jalan pada pembebanan statis, serta kondisi jalan dengan pengaruh gempa. Perbedaan pada setiap analisis terletak pada tahapan pembebanan dan kondisi yang ditinjau, sedangkan geometri dan parameter dasar model tetap sama. Gambar 5.4 menunjukan model DPT pada AutoCAD dan Gambar 5.5 menunjukan model DPT pada PLAXIS 2D.



Gambar 5.4 Pemodelan Dinding Penahan Tanah Eksisting pada AutoCAD



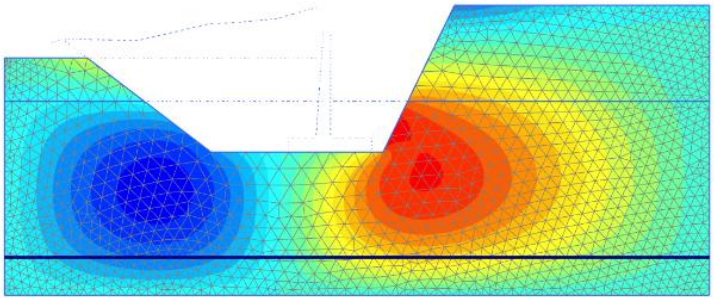
Gambar 5.5 Pemodelan Dinding Penahan Tanah Eksisting pada PLAXIS 2D

1. Hasil Analisis Kondisi Galian

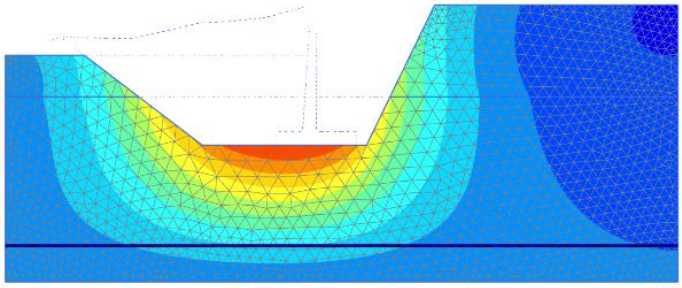
Analisis kondisi galian dilakukan untuk mengetahui respons sistem dinding penahan tanah setelah tahapan galian diterapkan pada model.

a. Deformasi Kondisi Galian

Gambar 5.6 dan 5.7 merupakan hasil analisis deformasi pada kondisi galian yang digunakan untuk mengetahui pola perpindahan tanah tersebut.



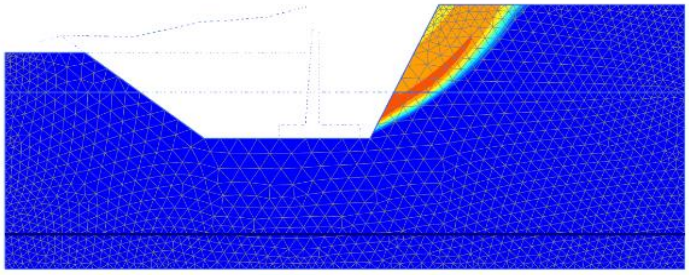
Gambar 5.6 Deformasi Lateral Galian DPT Eksisting



Gambar 5.7 Deformasi Vertikal Galian DPT Eksisting

b. Bidang Gelincir Kondisi Galian

Gambar 5.8 menunjukkan pola bidang gelincir pada kondisi galian sebagai dasar untuk mengevaluasi kestabilan dinding penahan tanah.



Gambar 5.8 Bidang Gelincir Galian DPT Eksisting

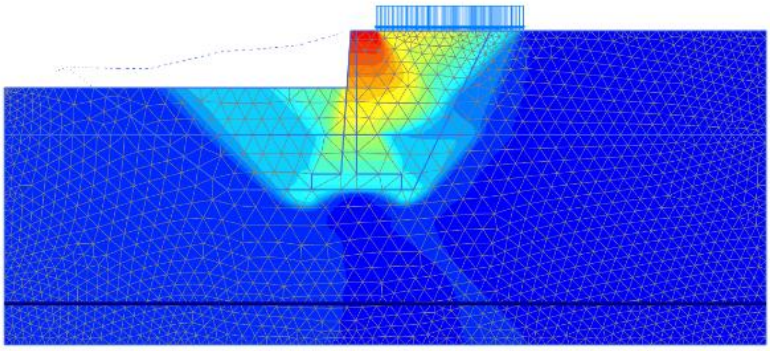
Berdasarkan hasil analisis *safety* menggunakan PLAXIS 2D, diperoleh nilai faktor keamanan pada kondisi galian sebesar SF = 1,209. Pola deformasi menunjukkan terbentuknya bidang gelincir pada area lereng di sekitar dinding penahan tanah. Nilai faktor keamanan tersebut lebih kecil dari nilai minimum sebesar 1,5, sehingga kondisi galian eksisting dinyatakan belum memenuhi persyaratan stabilitas.

2. Hasil Analisis Kondisi DPT Setelah diberi Beban

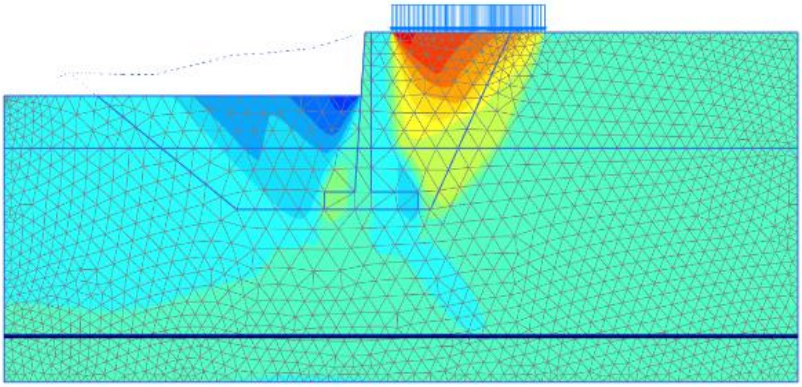
Analisis kondisi jalan dilakukan setelah tahapan konstruksi dan pembebanan jalan dan gempa diterapkan pada model untuk mengetahui deformasi dan tingkat kestabilan dinding penahan tanah.

a. Deformasi Beban Jalan

Gambar 5.9 dan Gambar 5.10 merupakan hasil analisis deformasi pada DPT yang digunakan untuk mengetahui pola perpindahan tanah dan dinding penahan tanah setelah pembebanan jalan diterapkan.



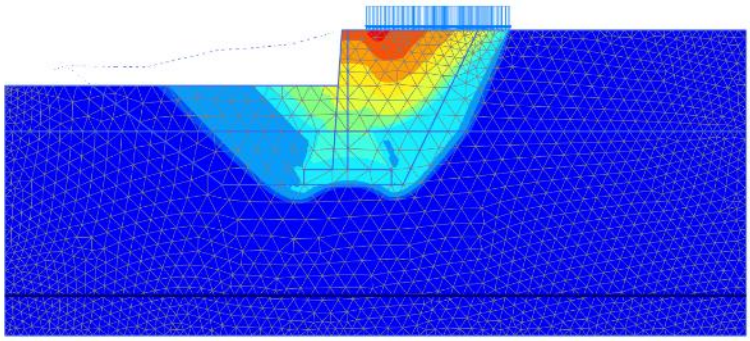
Gambar 5.9 Deformasi Lateral DPT Eksisting Beban Jalan



Gambar 5.10 Deformasi Vertikal DPT Eksisting Beban Jalan

b. Bidang Gelincir Beban Jalan Statik

Gambar 5.11 merupakan hasil analisis bidang gelincir (*slip surface*) pada DPT setelah diberi beban jalan yang digunakan untuk mengetahui pola keruntuhan tanah serta mengevaluasi nilai faktor keamanan dinding penahan tanah.

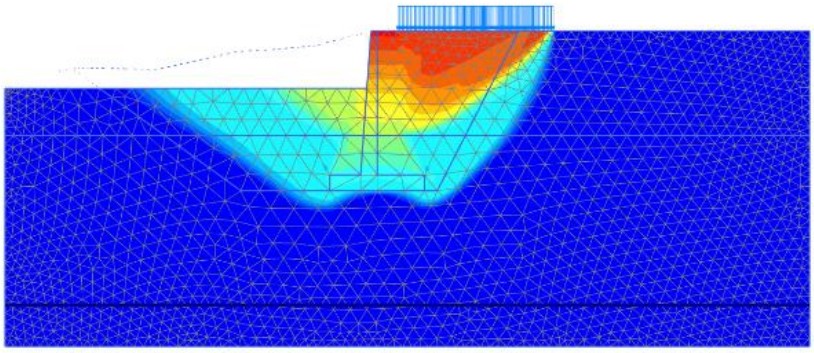


Gambar 5.11 Bidang Gelincir DPT Eksisting diberi beban Jalan Statik

Berdasarkan hasil analisis *safety* menggunakan PLAXIS 2D pada kondisi jalan statik, diperoleh nilai faktor keamanan sebesar SF = 5,267. Nilai tersebut lebih besar dari faktor keamanan minimum sebesar 1,5, sehingga kondisi dinding penahan tanah eksisting dinyatakan memenuhi persyaratan stabilitas dan berada dalam kondisi aman.

a. Bidang Gelincir Beban Jalan dengan Pengaruh Gempa (Pseudostatik)

Gambar 5.12 merupakan hasil analisis bidang gelincir pada kondisi jalan akibat gempa yang digunakan untuk mengetahui pola keruntuhan dan nilai faktor keamanan sistem.

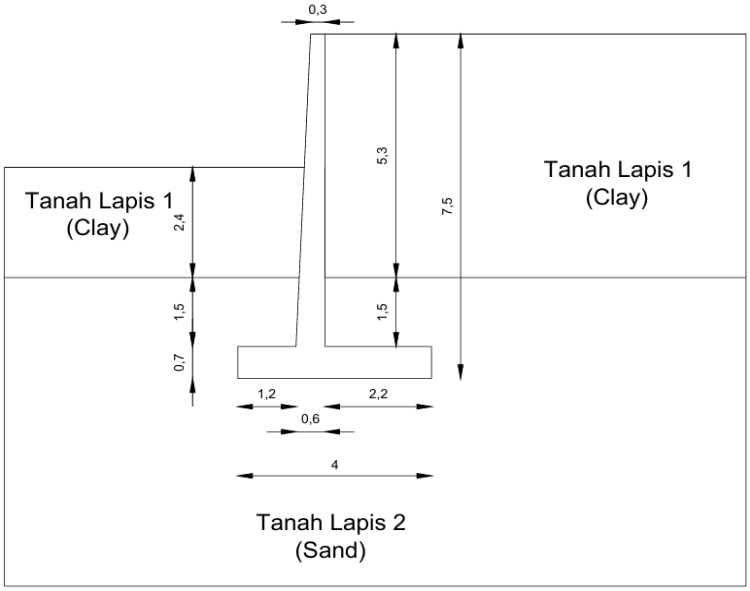


Gambar 5.12 Bidang Gelincir DPT Eksisting Gempa (Pseudostatik)

Berdasarkan hasil analisis *safety* menggunakan PLAXIS 2D pada kondisi jalan dengan pengaruh gempa, diperoleh nilai faktor keamanan sebesar SF = 4,395. Nilai tersebut masih lebih besar dari nilai faktor keamanan minimum yang digunakan, sehingga dinding penahan tanah eksisting dinyatakan tetap memenuhi persyaratan stabilitas pada kondisi gempa.

5.5 Optimasi Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah eksisting menunjukkan nilai faktor keamanan yang relatif tinggi, sehingga dilakukan optimasi dengan mengurangi beberapa dimensi struktur secara bertahap. Optimasi ini bertujuan memperoleh dimensi yang lebih proporsional dan efisien, namun tetap memenuhi persyaratan stabilitas terhadap geser, guling, dan daya dukung tanah. Gambar 5.13 menunjukkan dimensi dinding penahan tanah hasil optimasi yang digunakan dalam analisis selanjutnya.



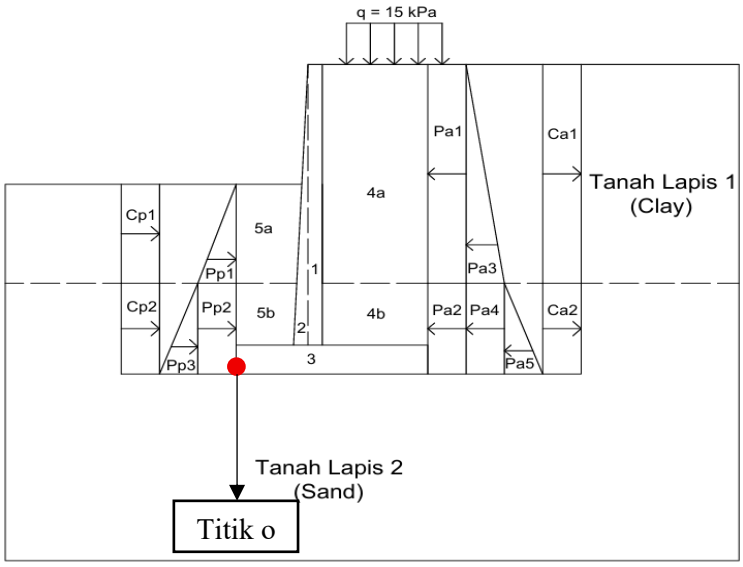
Gambar 5.13 Dimensi Dinding Penahan Tanah Hasil Optimasi

5.5.1 Analisis Optimasi Dinding Penahan Tanah dengan Perhitungan Manual

1. Identifikasi kasus

   Pada dinding penahan tanah hasil optimasi dilakukan identifikasi terhadap lapisan tanah serta distribusi tekanan tanah aktif dan pasif yang bekerja pada

struktur setelah perubahan dimensi. Gambar 5.14 menunjukkan diagram tekanan tanah aktif dan pasif yang digunakan sebagai dasar dalam analisis kestabilan dinding penahan tanah hasil optimasi.



Gambar 5.14 Identifikasi Diagram Tekanan Aktif dan Pasif Hasil Optimasi

a. Lapisan Tanah 1 (Clay)

φ = 10°

c = 18 kN/m^2

1) Menghitung koefisien tekanan tanah aktif dan pasif

Perhitungan koefisien tanah aktif dan pasif menggunakan Persamaan 3.15 dan 3.17 secara berurutan sehingga memperoleh hasil sebagai berikut.

K_{a1} = 0,704

K_{p1} = 1,420

2) Menghitung Tekanan Aktif dan Pasif

Pada lapisan 1, terdapat tekanan aktif akibat *surchage* (P_{a1}), tanah sendiri (P_{a3}), kohesi tanah (C_{a1}), tekanan pasif akibat tanah sendiri (P_{p1}) dan kohesi tanah (C_{p1}).

a) P_{a1}

Tegangan vertikal (σ_{h1}) = q . K_{a1}

= 25. 0,704

= 17,6 kPa

P_{a1} = σ_{h1} . h

= 17,6 . 5,3

= 93,29 kN/m

b) P_{a3}

Tegangan vertikal (σ_{h1}) = K_{a1} . $\gamma 1$. h1

= 0,704 . 14,3 . 5,3

= 53,363 kPa

P_{a3} = $\frac{1}{2}$. σ_{h1} . h1

= $\frac{1}{2}$. 53,363 . 5,3

= 141,412 kN/m

c) C_{a1}

Tegangan Aktif (2 c' $\sqrt{Ka1}$) = 2 (18) $\sqrt{0,704}$

= 30,208 kPa

C_{a1} = (2 c' $\sqrt{Ka1}$) . h1

= 30,208 . 5,3

= 160,100 kN/m

d) $P_{p1,}$

Tegangan vertikal (σ_{h1}) = K_{p1} . $\gamma 1$. h

= 1,420 . 14,3 . 2,4

= 48,744 kPa

P_{p1} = $\frac{1}{2}$. σ_{h1} . h

= $\frac{1}{2}$. 48,744 . 2,4

= 58,493 kN/m

e) C_{p1}

Tegangan Pasif (2 c' $\sqrt{Kp1}$) = 2 (18) $\sqrt{1,420}$

= 42,903 kPa

C_{p1} = (2 c' $\sqrt{Kp1}$) . h1

= 42,903 . 2,4

= 102,968 kN/m

b. Lapisan Tanah 2 (Sand)

φ = 47°

c = 3 kN/m^2

1) Menghitung koefisien tekanan tanah aktif dan pasif

Perhitungan koefisien tanah aktif dan pasif menggunakan Persamaan 3.15 dan 3.17 secara berurutan sehingga memperoleh hasil sebagai berikut.

K_{a2} = 0,155

K_{p2} = 6,445

2) Menghitung Tekanan Aktif dan Pasif

Pada lapisan 1, terdapat tekanan aktif akibat *surchage* (P_{a2}), *overburden* tanah *clay* di atas *sand* (P_{a4}), tanah sendiri (P_{a5}), kohesi tanah *sand* (C_{a2}), tekanan pasif akibat *overburden* tanah *clay* di atas *sand* (P_{p2}), tanah sendiri (P_{p3}) dan kohesi tanah *sand* (C_{p2}). Perhitungan dilakukan seperti pada lapisan tanah 1 sesuai dengan diagram pada Gambar 5.3. berikut adalah data yang diperoleh.

P_{a2} = 8,534 kN/m

P_{a4} = 25,872 kN/m

P_{a5} = 6,384 kN/m

C_{a2} = 5,200 kN/m

P_{p2} = 241,033 kN/m

P_{p3} = 123,256 kN/m

C_{p2} = 33,510 kN/m

2. Resultan Tekanan Aktif (Pa)

Tabel 5.6 adalah rekapitulasi tekanan aktif dan momen aktif yang terjadi sesuai Gambar 5.14.

Tabel 5.6 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Aktif

	Tekanan Total (ΣP)	Jarak tinjau (y)	Momen (P.y)
	kN/m	m	kNm
P_{a1}	93,292	4,85	452,465
P_{a2}	8,534	1,100	9,338
P_{a3}	141,412	3,967	560,932
P_{a4}	25,872	1,1	28,459
P_{a5}	6,384	0,733	4,681
C_{a1}	-160,100	4,85	-776,486
C_{a2}	-5,200	1,100	-5,720
ΣP =	110,193	ΣP.y =	273,719

3. Resultan Tekanan Pasif (Pp)

Tekanan pasif yang terjadi meliputi tekanan pasif pada tanah dan berat dinding penahan. Tabel 5.7 merupakan rekapitulasi tekanan pasif akibat kohesi tanah.

Tabel 5.7 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Pasif Akibat Kohesi

	Tekanan Total (ΣP)	Jarak tinjau (y)	Momen (P.y)
	kN/m	m	kNm
P_{p1}	58,493	1,3	76,040
P_{p2}	241,033	0,75	180,775
P_{p3}	123,256	0,5	61,628
C_{p1}	102,968	1,95	200,787
C_{p2}	33,510	0,75	25,133
ΣP =	559,259	ΣP.y =	544,362

Tabel 5.8 merupakan tekanan pasif akibat berat dinding penahan tanah dengan penomoran bagian mengacu pada Gambar 5.14.

Tabel 5.8 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Pasif Akibat Dinding Penahan Tanah

Bagian	Luas	Berat Volume (wi)	Lengan	Momen
	m^2	kN/m	m	kNm
1	8,4	201,6	1,6500	332,64
2	1,02	24,48	1,4000	34,272
3	2,8	67,2	2,0000	134,4
4a	11,66	166,738	2,9000	483,5402
4b	3,3	56,1	2,9000	162,69
5a	2,88	48,96	0,6	29,376
5b	1,8	30,6	0,6	18,36
ΣV=		595,678	ΣM=	1195,278

Berdasarkan Tabel 5.8, dapat diperoleh total momen pasif (MR) yang terjadi adalah sebesar 1195,278 kNm.

4. Stabilitas geser

Perhitungan stabilitas geser diperoleh dengan Persamaan 3.18 sebagai berikut.

$$FS_{sliding} = \frac{\Sigma(wi)\tan\delta + B\,ca' + Pp}{Pa}$$

$$= \frac{595{,}678\tan 47^\circ .\ 0{,}6 + 4\ .(3\ .\ 0{,}6) + 544{,}532}{273{,}719}$$

$$= 8{,}039 \quad > 1{,}5$$

Nilai faktor keamanan optimasi dinding penahan tanah terhadap stabilitas geser telah memenuhi persyaratan minimum sesuai dengan SNI 8460:2017 sebesar 1,5. Oleh karena itu, optimasi dinding penahan tanah dinyatakan aman terhadap kegagalan akibat geser.

5. Stabilitas guling

Perhitungan stabilitas guling diperoleh dengan Persamaan 3.19 sebagai berikut.

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma\, MR + \Sigma\, Mp}{\Sigma\, Mo}$$

$$= \frac{1739,640}{273,719}$$

$$= 6,335 \quad > 2$$

Nilai faktor keamanan optimasi dinding penahan tanah terhadap stabilitas guling telah memenuhi persyaratan minimum sesuai dengan SNI 8460:2017 sebesar 2. Maka, optimasi dinding penahan tanah dinyatakan aman terhadap kegagalan akibat guling.

6. Stabilitas daya dukung tanah

Stabilitas terhadap daya dukung tanah dianalisis untuk memastikan bahwa tekanan yang diteruskan oleh dinding penahan tanah ke tanah dasar tidak melebihi kapasitas dukung tanah yang tersedia. Pemeriksaan diawali dengan menentukan posisi resultan gaya pada dasar fondasi dan nilai eksentrisitas. Kedua parameter tersebut digunakan untuk mengetahui distribusi tekanan yang bekerja pada dasar fondasi, yaitu tekanan maksimum dan tekanan minimum . Selanjutnya, kapasitas dukung ultimit tanah dihitung berdasarkan parameter tanah dan faktor-faktor kapasitas dukung yang digunakan. Nilai kapasitas dukung ultimit kemudian dibandingkan dengan tekanan maksimum pada dasar fondasi untuk memperoleh faktor keamanan terhadap keruntuhan daya dukung tanah.

a. Menentukan Letak Resultan Gaya (X_e)

$$X_e = \frac{\Sigma MR - \Sigma Mo}{\Sigma W}$$

$$= \frac{1195,278 - 273,719}{595,678}$$

$$= 1,547 \text{ m}$$

b. Menghitung Eksentrisitas (e)

$$e = \frac{B}{2} - Xe \quad < \frac{B}{6}$$

$$= \frac{4}{2} - 1,547 \quad < \frac{4}{6}$$

$$= 0,453 \quad < 0,667$$

$$= [0,453] \quad < 0,667$$

Dengan demikian, nilai eksentrisitas masih memenuhi batas yang diizinkan, sehingga posisi resultan gaya pada dasar fondasi masih dalam kondisi aman.

c. Menghitung tekanan minimum pada dasar DPT (q_{min})

$$q_{min} = \frac{\Sigma W}{B}\left(1 - \frac{6\,|e|}{B}\right)$$
$$= \frac{595{,}678}{4}\left(1 - \frac{6\,|0{,}453|}{4}\right)$$
$$= 47{,}745 \text{ kN/m}^2$$

Karena tekanan minimum pada dasar DPT lebih dari 0 maka seluruh bagian dasar fondasi masih mengalami tekanan dan tidak terjadi tegangan tarik pada dasar DPT.

d. Menghitung lebar efektif fondasi *B'*

$$B' = B - 2\,|e|$$
$$= 4 - 2\,(0{,}453)$$
$$= 3{,}094 \text{ m}$$

e. Menghitung tekanan maksimum pada dasar DPT (q_{maks})

$$q_{maks} = \frac{\Sigma W}{B}\left(1 + \frac{6\,|e|}{B}\right)$$
$$= \frac{595{,}678}{4}\left(1 + \frac{6\,|0{,}453|}{4}\right)$$
$$= 250{,}093 \text{ kN/m}^2$$

f. Menentukan faktor kapasitas dukung

Penentuan faktor kapasitas dukung tanah dilakukan berdasarkan nilai sudut geser dalam pada lapisan tanah 2. Dengan nilai $\phi = 3^o$, nilai N_c, N_q, dan N_γ ditentukan dengan mengacu pada tabel 3.6.

$N_c = 173{,}64$

$N_q = 187{,}21$

$N_\gamma = 414{,}322$

g. Menghitung faktor kedalaman (F_{cd})

$$F_{cd} = 1+0{,}2\sqrt{Kp}\left(\frac{Df}{B}\right)$$
$$= 1+0{,}2\sqrt{6{,}445}\left(\frac{1{,}5}{4}\right)$$
$$= 1{,}190$$

h. Menghitung faktor inklinasi (F_{ci})

$F_{ci} = (1 - \frac{\alpha}{90°})^2$

$= (1 - \frac{0}{90°})^2$

$= 1$

i. Menghitung faktor kedalaman (F_{qd})

$F_{qd} = 1+0,1\sqrt{Kp}\ \left(\frac{Df}{B}\right)$

$= 1+0,1\sqrt{6,445}\ \left(\frac{1,5}{4}\right)$

$= 1,095$

$F_{qi} = 1$

j. Menghitung faktor kedalaman komponen tanah ($F_{\gamma d}$)

$F_{\gamma d} = 1+0,1\sqrt{Kp}\ \left(\frac{Df}{B}\right)$

$= 1+0,1\sqrt{6,445}\ \left(\frac{1,5}{4}\right)$

$= 1,095$

$F_{\gamma i} = 1$

k. Menghitung kapasitas dukung ultimit (q_u)

Perhitungan stabilitas guling diperoleh dengan Persamaan 3.20 sebagai berikut.

$qu = cN_cF_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma_2 B'N_\gamma F_{\gamma d}F_{\gamma i}$

$= (3)\ (173,64)\ (1,190)\ (1) + (17)\ (1,5)\ (187,21)\ (1,095)\ (1)$

$+ \frac{1}{2}\ (17)(3,094)(414,322)(1,095)\ (1)$

$= 17782,577\ kN/m^2$

l. Menghitung faktor keamanan daya dukung

$FS_{bearing} = \frac{qu}{qmax} > 3$

$= \frac{17782,577}{250,093}$

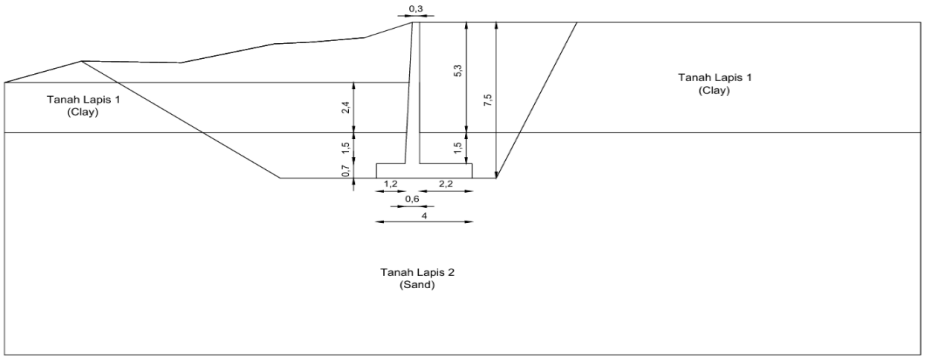
$= 71,103 > 3$

Berdasarkan hasil analisis stabilitas dinding penahan tanah hasil optimasi, diperoleh faktor keamanan terhadap guling sebesar 6,355, faktor keamanan terhadap geser sebesar 8,039, serta faktor keamanan terhadap daya dukung tanah sebesar 71,103. Seluruh nilai faktor keamanan tersebut berada di atas batas minimum yang digunakan sesuai

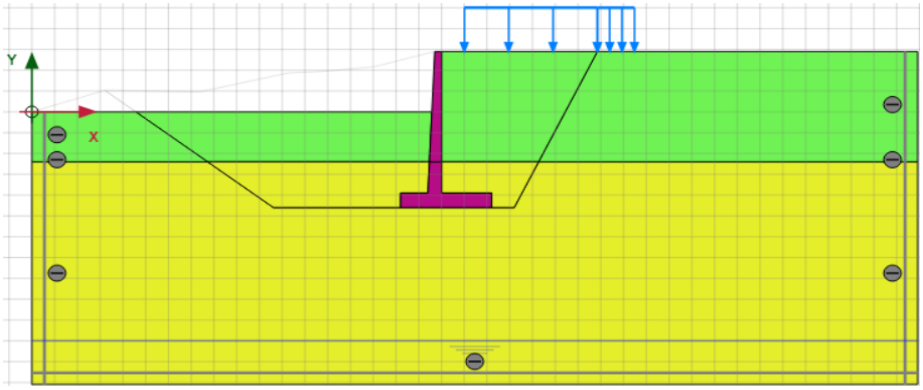
dengan SNI 8460:2017, sehingga dimensi dinding penahan tanah hasil optimasi masih memenuhi persyaratan stabilitas berdasarkan perhitungan manual.

5.5.2 Analisis Optimasi Dinding Penahan Tanah dengan PLAXIS 2D

Analisis optimasi dinding penahan tanah selanjutnya dilakukan menggunakan PLAXIS 2D untuk mengevaluasi respons tanah dan struktur setelah dilakukan pengurangan dimensi pada DPT eksisting. Pemodelan numerik ini digunakan untuk mengetahui apakah desain hasil optimasi tetap mampu mempertahankan kestabilan pada kondisi tanah, geometri, dan pembebanan yang sama dengan kondisi eksisting. Dalam pemodelan, parameter tanah yang digunakan tetap mengacu pada data geoteknik lokasi penelitian, sedangkan geometri struktur disesuaikan dengan dimensi hasil optimasi yang telah diperoleh dari perhitungan analisis. Gambar 5.xx menunjukkan geometri DPT hasil optimasi yang dibuat menggunakan AutoCAD, sedangkan Gambar 5.xx menunjukkan model yang telah diinput ke dalam PLAXIS 2D.



Gambar 5.15 Pemodelan Optimasi Dinding Penahan Tanah pada AutoCAD



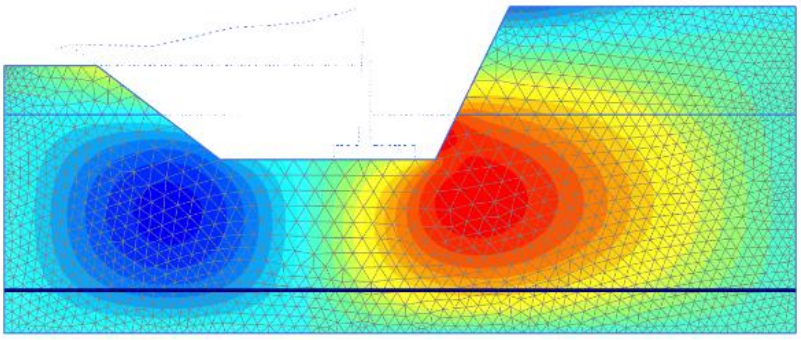
Gambar 5.16 Pemodelan Optimasi Dinding Penahan Tanah PLAXIS 2D

1. Hasil Analisis Kondisi Galian

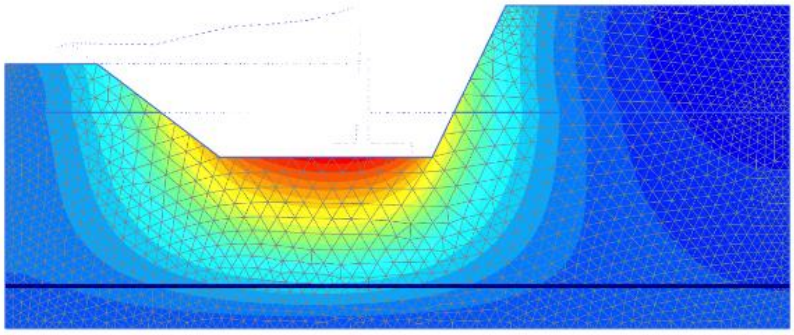
Analisis kondisi galian dilakukan untuk mengetahui respons sistem dinding penahan tanah setelah tahapan galian diterapkan pada model.

a. Deformasi Kondisi Galian

Gambar 5.17 dan 5.18 merupakan hasil analisis deformasi pada kondisi galian yang digunakan untuk mengetahui pola perpindahan tanah tersebut.



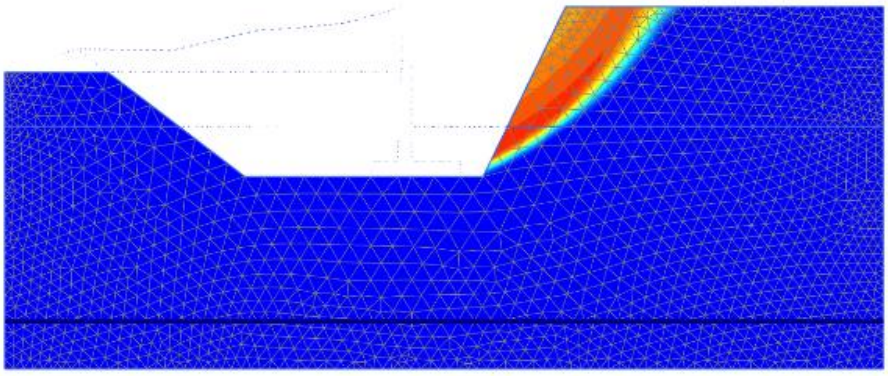
Gambar 5.17 Deformasi Lateral Galian Optimasi DPT



Gambar 5.18 Deformasi Vertikal Galian Optimasi DPT

b. Bidang Gelincir Kondisi Galian

Gambar 5.19 menunjukkan pola bidang gelincir pada kondisi galian sebagai dasar untuk mengevaluasi kestabilan dinding penahan tanah.



Gambar 5.19 Bidang Gelincir Optimasi DPT

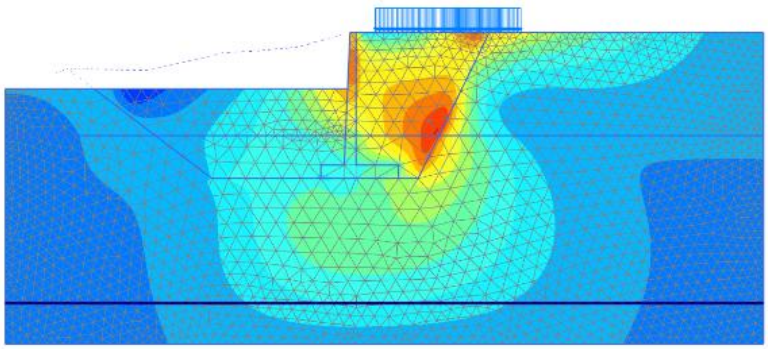
Berdasarkan hasil analisis safety menggunakan PLAXIS 2D, diperoleh nilai faktor keamanan pada kondisi galian sebesar SF = 1,227. Pola deformasi menunjukkan terbentuknya bidang gelincir pada area lereng di sekitar dinding penahan tanah. Nilai faktor keamanan tersebut lebih kecil dari nilai minimum sebesar 1,5, sehingga kondisi galian eksisting dinyatakan belum memenuhi persyaratan stabilitas.

2. Hasil Analisis Kondisi DPT Setelah diberi Beban

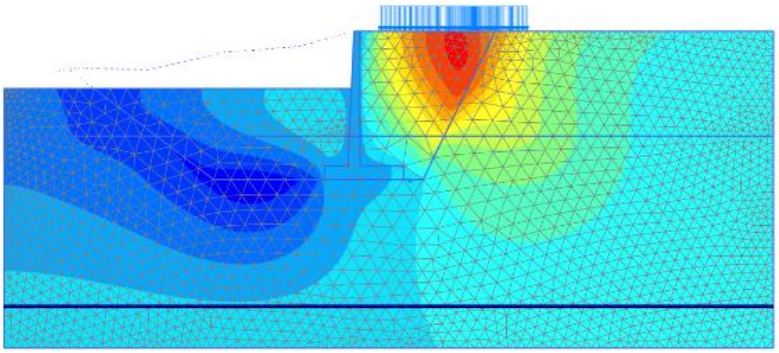
Analisis kondisi jalan dilakukan setelah tahapan konstruksi dan pembebanan jalan dan gempa diterapkan pada model untuk mengetahui deformasi dan tingkat kestabilan dinding penahan tanah.

a. Deformasi Beban Jalan

Gambar 5.20 dan Gambar 5.21 merupakan hasil analisis deformasi pada DPT yang digunakan untuk mengetahui pola perpindahan tanah dan dinding penahan tanah setelah pembebanan jalan diterapkan.



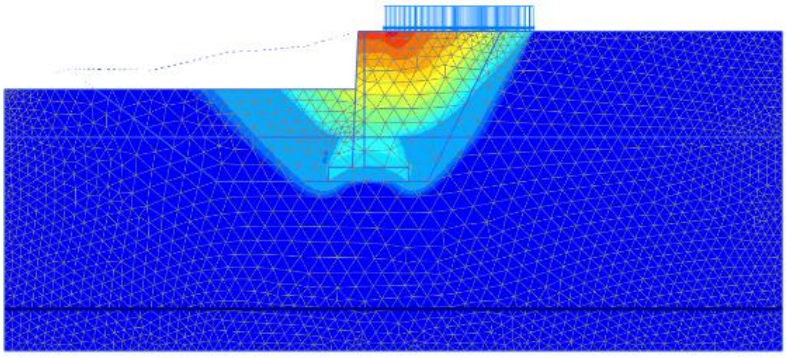
Gambar 5.20 Deformasi Lateral Optimasi DPT diberi Beban Jalan



Gambar 5.21 Deformasi Vertikal Optimasi DPT diberi Beban Jalan

b. Bidang Gelincir Beban Jalan Statik

Gambar 5.22 merupakan hasil analisis bidang gelincir (*slip surface*) pada DPT setelah diberi beban jalan yang digunakan untuk mengetahui pola keruntuhan tanah serta mengevaluasi nilai faktor keamanan dinding penahan tanah.

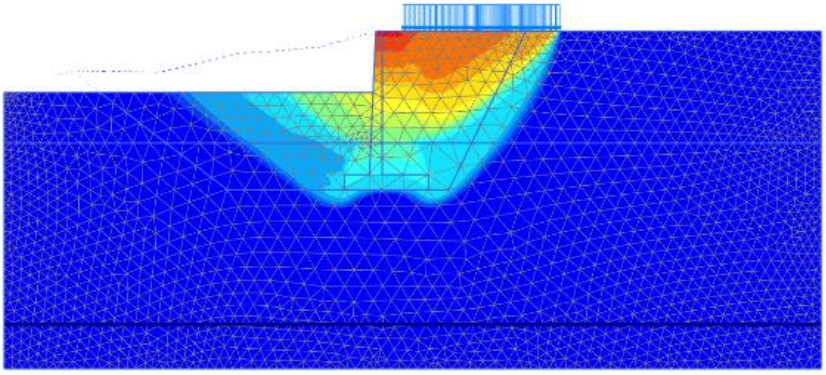


Gambar 5.22 Bidang Gelincir Optimasi DPT Kondisi Statik

Berdasarkan hasil analisis *safety* menggunakan PLAXIS 2D pada kondisi jalan statik, diperoleh nilai faktor keamanan sebesar SF = 4,575. Nilai tersebut lebih besar dari faktor keamanan minimum sebesar 1,5, sehingga kondisi optimasi dinding penahan tanah statik dinyatakan memenuhi persyaratan stabilitas dan berada dalam kondisi aman.

b. Bidang Gelincir Beban Jalan dengan Pengaruh Gempa (Pseudostatik)

Gambar 5.23 merupakan hasil analisis bidang gelincir pada kondisi jalan akibat gempa yang digunakan untuk mengetahui pola keruntuhan dan nilai faktor keamanan sistem.

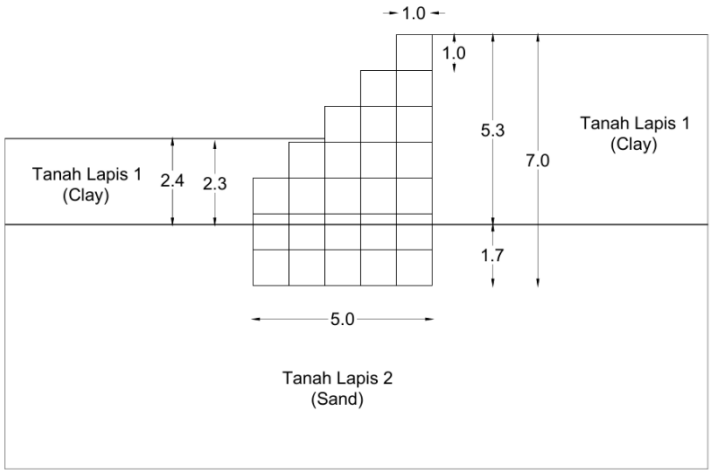


Gambar 5.23 Bidang Gelincir Optimasi DPT dengan Pengaruh Gempa (Pseudostatik)

Berdasarkan hasil analisis *safety* menggunakan PLAXIS 2D pada kondisi jalan dengan pengaruh gempa, diperoleh nilai faktor keamanan sebesar SF = 3,877. Nilai tersebut masih lebih besar dari nilai faktor keamanan minimum yang digunakan, sehingga optimasi dinding penahan tanah dinyatakan tetap memenuhi persyaratan stabilitas pada kondisi gempa.

5.6 Perencanaan Alternatif Perkuatan 1 Menggunakan Bronjong

Setelah dilakukan evaluasi terhadap DPT eksisting dan optimasi dimensi dinding penahan tanah, selanjutnya direncanakan alternatif sistem perkuatan menggunakan bronjong sebagai pembanding. Perencanaan bronjong dilakukan dengan menyesuaikan kondisi geometri lereng, karakteristik tanah, tinggi tanah yang ditahan, serta pembebanan yang sama dengan analisis sebelumnya. Stabilitas bronjong kemudian dievaluasi melalui perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif, stabilitas terhadap guling dan geser, eksentrisitas, tekanan dasar, serta kapasitas dukung tanah, kemudian dilanjutkan dengan pemodelan menggunakan PLAXIS 2D untuk mengetahui respons deformasi dan faktor keamanan secara numerik. Gambar 5.24 menunjukkan dimensi dinding penahan tanah hasil optimasi yang digunakan dalam analisis selanjutnya.

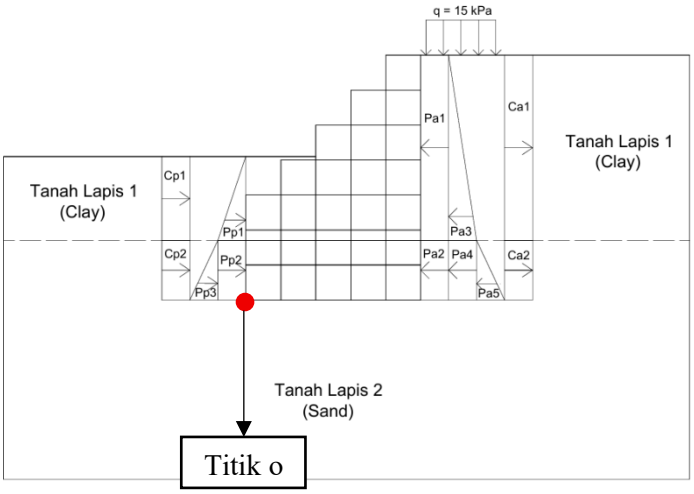


Gambar 5.24 Bronjong

5.6.1 Analisis Bronjong dengan Perhitungan Manual

1. Identifikasi kasus

Pada alternatif perkuatan menggunakan bronjong dilakukan identifikasi terhadap lapisan tanah serta distribusi tekanan tanah aktif dan pasif yang bekerja pada struktur bronjong. Identifikasi ini dilakukan sebagai dasar dalam menentukan gaya-gaya yang memengaruhi kestabilan bronjong terhadap mekanisme geser, guling, dan daya dukung tanah. Gambar 5.25 menunjukkan diagram tekanan tanah aktif dan pasif yang digunakan sebagai dasar dalam analisis kestabilan alternatif perkuatan bronjong.



Gambar 5.25 Identifikasi Diagram Tekanan Aktif dan Pasif

a. Lapisan Tanah 1 (Clay)

φ = 10°

c = 18 kN/m^2

1) Menghitung koefisien tekanan tanah aktif dan pasif

   Perhitungan koefisien tanah aktif dan pasif menggunakan Persamaan 3.15 dan 3.17 secara berurutan sehingga memperoleh hasil sebagai berikut.

   K_{a1} = 0,704

   K_{p1} = 1,420

2) Menghitung Tekanan Aktif dan Pasif

   Pada lapisan 1, terdapat tekanan aktif akibat *surchage* (P_{a1}), tanah sendiri (P_{a3}), kohesi tanah (C_{a1}), tekanan pasif akibat tanah sendiri (P_{p1}) dan kohesi tanah (C_{p1}).

   a) P_{a1}

      Tegangan vertikal (σ_{h1}) = q . K_{a1}
      = 25 . 0,704
      = 17,6 kPa

      P_{a1} = σ_{h1} . h
      = 17,6 . 5,3
      = 93,291kN/m

   b) P_{a3}

      Tegangan vertikal (σ_{h1}) = K_{a1} . $\gamma 1$. h1
      = 0,704 . 14,3 . 5,3
      = 53,363 kPa

      P_{a3} = $\frac{1}{2}$. σ_{h1} . h1
      = $\frac{1}{2}$. 53,363 . 5,3
      = 141,412 kN/m

   c) C_{a1}

      Tegangan Aktif (2 c' $\sqrt{Ka1}$) = 2 (18) $\sqrt{0,704}$
      = 30,208 kPa

      C_{a1} = (2 c' $\sqrt{Ka1}$) . h1
      = 30,208 . 5,3

= 160,100 kN/m

d) $P_{p1,}$

Tegangan vertikal (σ_{h1}) = K_{p1} . $\gamma 1$. h

= 1,420 . 14,3 . 2,4

= 48,744 kPa

P_{p1} = $\frac{1}{2}$. σ_{h1} . h

= $\frac{1}{2}$. 48,744 . 2,4

= 58,493 kN/m

e) C_{p1}

Tegangan Pasif (2 c' $\sqrt{Kp1}$) = 2 (18) $\sqrt{1,420}$

= 42,903 kPa

C_{p1} = (2 c' $\sqrt{Kp1}$) . h1

= 42,903 . 2,4

= 102,968 kN/m

b. Lapisan Tanah 2 (Sand)

φ = 47°

c = 3 kN/m^2

1) Menghitung koefisien tekanan tanah aktif dan pasif

Perhitungan koefisien tanah aktif dan pasif menggunakan Persamaan 3.15 dan 3.17 secara berurutan sehingga memperoleh hasil sebagai berikut.

K_{a2} = 0,155

K_{p2} = 6,445

2) Menghitung Tekanan Aktif dan Pasif

Pada lapisan 1, terdapat tekanan aktif akibat *surchage* (P_{a2}), *overburden* tanah *clay* di atas *sand* (P_{a4}), tanah sendiri (P_{a5}), kohesi tanah *sand* (C_{a2}), tekanan pasif akibat *overburden* tanah *clay* di atas *sand* (P_{p2}), tanah sendiri (P_{p3}) dan kohesi tanah *sand* (C_{p2}). Perhitungan dilakukan seperti pada lapisan tanah 1 sesuai dengan diagram pada Gambar 5.3. berikut adalah data yang diperoleh.

P_{a2} = 6,595 kN/m

P_{a4} = 19,992 kN/m

P_{a5} = 3,812 kN/m

C_{a2} = 4,018 kN/m

P_{p2} = 376,012 kN/m

P_{p3} = 158,315 kN/m

C_{p2} = 25,894 kN/m

2. Resultan Tekanan Aktif (Pa)

Tabel 5.9 adalah rekapitulasi tekanan aktif dan momen aktif yang terjadi sesuai Gambar 5.25.

Tabel 5.9 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Aktif

	Tekanan Total (ΣP)	Jarak tinjau (y)	Momen (P.y)
	kN/m	m	kNm
P_{a1}	93,292	4,35	405,819
P_{a2}	6,595	0,850	5,605
P_{a3}	141,412	3,467	490,227
P_{a4}	19,992	0,85	16,993
P_{a5}	3,812	0,567	2,160
C_{a1}	-160,100	4,35	-696,436
C_{a2}	-4,018	0,850	-3,415
ΣP =	100,983	ΣP.y =	220,953

3. Resultan Tekanan Pasif (Pp)

Tekanan pasif yang terjadi meliputi tekanan pasif pada tanah dan berat dinding penahan. Tabel 5.10 merupakan rekapitulasi tekanan pasif akibat kohesi tanah.

Tabel 5.10 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Pasif Akibat Kohesi

	Tekanan Total (ΣP)	Jarak tinjau (y)	Momen (P.y)
	kN/m	m	kNm
P_{p1}	58,493	2,5	146,232
P_{p2}	376,012	0,85	298,606
P_{p3}	158,315	0,567	319,610
C_{p1}	102,968	2,9	89,712
C_{p2}	25,894	0,85	22,010
ΣP =	721,681	ΣP.y =	876,169

Tabel 5.11 merupakan tekanan pasif akibat berat bronjong dengan penomoran bagian mengacu pada Gambar 5.25.

Tabel 5.11 Rekapitulasi Tekanan dan Momen Pasif Akibat Bronjong

Bagian	Luas	Berat Volume (wi)	Lengan	Momen
	m^2	kN/m	m	kNm
1	7	119	4,5	535,5
2	6	102	3,5	357
3	5	85	2,5	212,5
4	4	68	1,5	102
5	3	51	0,5	25,5
ΣV=		425	ΣM=	1232,5

Berdasarkan Tabel 5.11, dapat diperoleh total momen pasif (MR) yang terjadi adalah sebesar 1232,5 kNm.

4. Stabilitas geser

Perhitungan stabilitas geser diperoleh dengan Persamaan 3.18 sebagai berikut.

$$FS_{sliding} = \frac{\Sigma(wi)\tan\delta + B\,ca' + Pp}{Pa}$$

$$= \frac{425\tan 47^\circ .\ 0{,}6 + 5 .(3 .\ 0{,}6) + 721{,}681}{100{,}983}$$

$= 9{,}492 \qquad > 1{,}5$

Nilai faktor keamanan bronjong terhadap stabilitas geser telah memenuhi persyaratan minimum sesuai dengan SNI 8460:2017 sebesar 1,5. Oleh karena itu, bronjong dinyatakan aman terhadap kegagalan akibat geser.

5. Stabilitas guling

Perhitungan stabilitas guling diperoleh dengan Persamaan 3.19 sebagai berikut.

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma MR + \Sigma Mp}{\Sigma Mo}$$

$$= \frac{2108{,}669}{220{,}953}$$

$$= 3{,}543 \qquad > 2$$

Nilai faktor keamanan bronjong terhadap stabilitas guling telah memenuhi persyaratan minimum sesuai dengan SNI 8460:2017 sebesar 2. Maka, bronjong dinyatakan aman terhadap kegagalan akibat guling.

6. Stabilitas daya dukung tanah

Stabilitas terhadap daya dukung tanah dianalisis untuk memastikan bahwa tekanan yang diteruskan oleh bronjong ke tanah dasar tidak melebihi kapasitas dukung tanah yang tersedia. Pemeriksaan diawali dengan menentukan posisi resultan gaya pada dasar fondasi dan nilai eksentrisitas. Kedua parameter tersebut digunakan untuk mengetahui distribusi tekanan yang bekerja pada dasar fondasi, yaitu tekanan maksimum dan tekanan minimum . Selanjutnya, kapasitas dukung ultimit tanah dihitung berdasarkan parameter tanah dan faktor-faktor kapasitas dukung yang digunakan. Nilai kapasitas dukung ultimit kemudian dibandingkan dengan tekanan maksimum pada dasar fondasi untuk memperoleh faktor keamanan terhadap keruntuhan daya dukung tanah.

a. Menentukan Letak Resultan Gaya (X_e)

$$X_e = \frac{\Sigma MR - \Sigma Mo}{\Sigma W}$$

$$= \frac{1232{,}5 - 100{,}983}{425}$$

$$= 2{,}380 \text{ m}$$

b. Menghitung Eksentrisitas (e)

$$e = \frac{B}{2} - Xe < \frac{B}{6}$$

$$= \frac{5}{2} - 2{,}380 < \frac{5}{6}$$

$$= 0{,}119 < 0{,}833$$

$$= [0{,}119] < 0{,}833$$

Dengan demikian, nilai eksentrisitas masih memenuhi batas yang diizinkan, sehingga posisi resultan gaya pada dasar fondasi masih dalam kondisi aman.

c. Menghitung tekanan minimum pada dasar bronjong (q_{min})

$$q_{min} = \frac{\Sigma W}{B}\left(1 - \frac{6\,|e|}{B}\right)$$

$$= \frac{425}{5}\left(1 - \frac{6\,|0{,}119|}{5}\right)$$

$$= 72{,}771 \text{ kN/m}^2$$

Karena tekanan minimum pada dasar bronjong lebih dari 0 maka seluruh bagian dasar fondasi masih mengalami tekanan dan tidak terjadi tegangan tarik pada dasar bronjong.

d. Menghitung lebar efektif fondasi *B'*

$$B' = B - 2\,|e|$$

$$= 5 - 2\,(0{,}119)$$

$$= 4{,}760 \text{ m}$$

e. Menghitung tekanan maksimum pada dasar bronjong (q_{maks})

$$q_{maks} = \frac{\Sigma W}{B}\left(1 + \frac{6\,|e|}{B}\right)$$

$$= \frac{425}{5}\left(1 + \frac{6\,|0{,}119|}{5}\right)$$

$$= 97{,}228 \text{ kN/m}^2$$

f. Menentukan faktor kapasitas dukung

Penentuan faktor kapasitas dukung tanah dilakukan berdasarkan nilai sudut geser dalam pada lapisan tanah 2. Dengan nilai $\phi = 3^o$, nilai N_c, N_q, dan N_γ ditentukan dengan mengacu pada tabel 3.6.

$N_c = 173{,}64$

$N_q = 187{,}21$

$N_\gamma = 414{,}322$

g. Menghitung faktor kedalaman (F_{cd})

F_{cd} $= 1+0,2\sqrt{Kp}\ \left(\frac{Df}{B}\right)$

$= 1+0,2\sqrt{6,445}\ \left(\frac{1,7}{5}\right)$

$= 1,173$

h. Menghitung faktor inklinasi (F_{ci})

F_{ci} $= (1\ -\ \frac{\alpha}{90°})^2$

$= (1\ -\ \frac{0}{90°})^2$

$= 1$

i. Menghitung faktor kedalaman (F_{qd})

F_{qd} $= 1+0,1\sqrt{Kp}\ \left(\frac{Df}{B}\right)$

$= 1+0,1\sqrt{6,445}\ \left(\frac{1,7}{5}\right)$

$= 1,086$

F_{qi} $= 1$

j. Menghitung faktor kedalaman komponen tanah ($F_{\gamma d}$)

$F_{\gamma d}$ $= 1+0,1\sqrt{Kp}\ \left(\frac{Df}{B}\right)$

$= 1+0,1\sqrt{6,445}\ \left(\frac{1,7}{5}\right)$

$= 1,086$

$F_{\gamma i}$ $= 1$

k. Menghitung kapasitas dukung ultimit (q_u)

Perhitungan stabilitas guling diperoleh dengan Persamaan 3.20 sebagai berikut.

qu $= cN_cF_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma_2 B'N_\gamma F_{\gamma d}F_{\gamma i}$

$= (3)\ (173,64)\ (1,173)\ (1) + (17)\ (1,7)\ (187,21)\ (1,086)\ (1)$

$+\frac{1}{2}\ (17)(4,706)(414,322)(1,086)\ (1)$

$= 24699,444\ kN/m^2$

l. Menghitung faktor keamanan daya dukung

$FS_{bearing}$ $= \frac{qu}{qmax}$

$= \frac{24699,444}{97,228}$

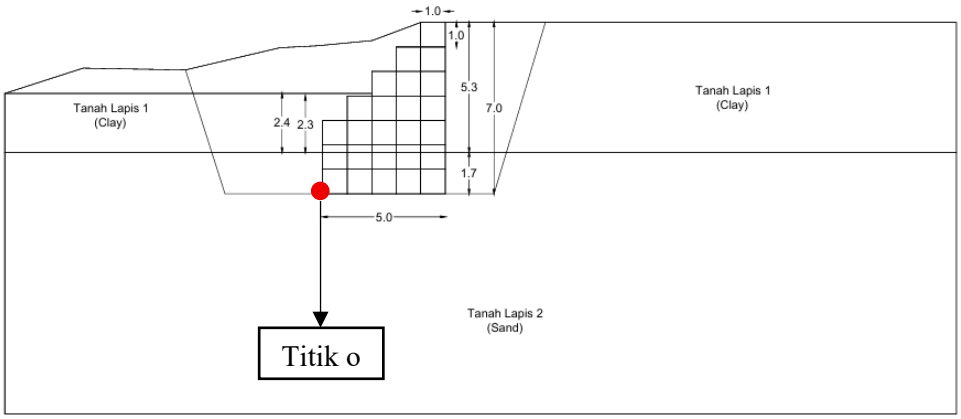
$= 254,034 \quad > 3$

Berdasarkan hasil analisis stabilitas dinding penahan tanah hasil optimasi, diperoleh faktor keamanan terhadap guling sebesar 9,543,

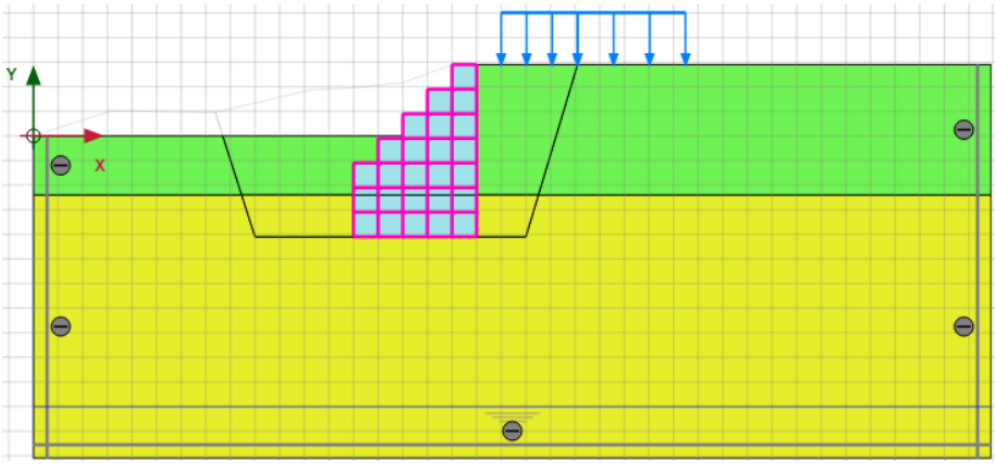
faktor keamanan terhadap geser sebesar 9,492, serta faktor keamanan terhadap daya dukung tanah sebesar 254,034. Seluruh nilai faktor keamanan tersebut berada di atas batas minimum yang digunakan sesuai dengan SNI 8460:2017, sehingga dimensi dinding penahan tanah hasil optimasi masih memenuhi persyaratan stabilitas berdasarkan perhitungan manual.

5.6.2 Analisis Bronjong dengan PLAXIS 2D

Analisis alternatif perkuatan menggunakan bronjong selanjutnya dilakukan dengan PLAXIS 2D untuk mengevaluasi respons tanah dan struktur pada model bronjong yang direncanakan. Pemodelan numerik ini digunakan untuk mengetahui apakah alternatif bronjong mampu memberikan kestabilan yang memadai pada kondisi tanah, geometri, dan pembebanan yang sama dengan kondisi eksisting. Dalam pemodelan, parameter tanah yang digunakan tetap mengacu pada data geoteknik lokasi penelitian, sedangkan geometri struktur disesuaikan dengan dimensi bronjong hasil perencanaan. Gambar 5.26 menunjukkan geometri bronjong yang dibuat menggunakan AutoCAD, sedangkan Gambar 5.27 menunjukkan model yang telah diinput ke dalam PLAXIS 2D.



Gambar 5.26 Pemodelan Bronjong pada AutoCAD



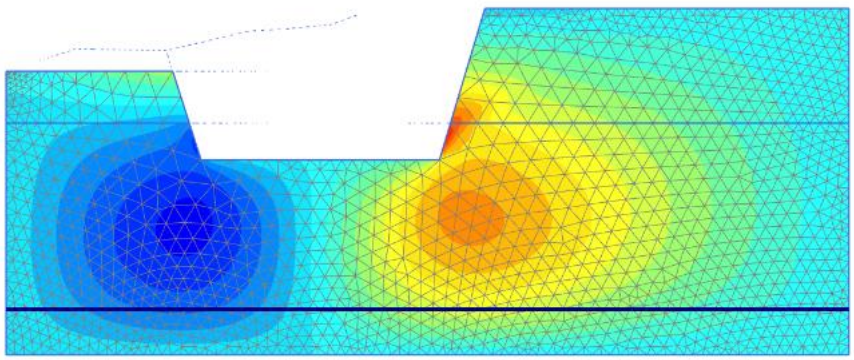
Gambar 5.27 Pemodelan Bronjong pada PLAXIS 2D

1. Hasil Analisis Kondisi Galian

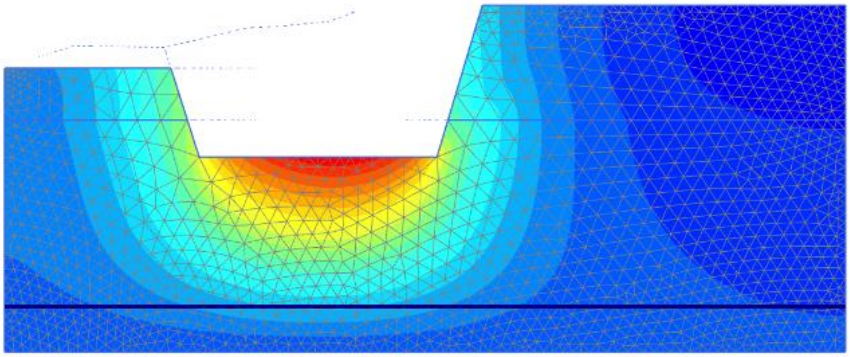
   Analisis kondisi galian dilakukan untuk mengetahui respons sistem bronjong setelah tahapan galian diterapkan pada model.

   a. Deformasi Kondisi Galian

      Gambar 5.28 dan 5.29 merupakan hasil analisis deformasi pada kondisi galian yang digunakan untuk mengetahui pola perpindahan tanah tersebut.



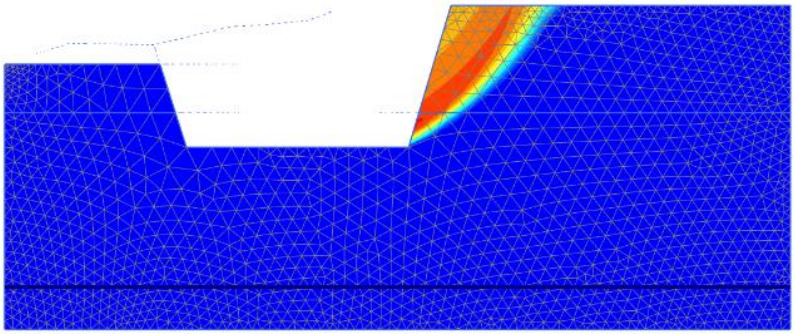
Gambar 5.28 Deformasi Lateral Galian Bronjong



Gambar 5.29 Deformasi Vertikal Galian Bronjong

b. Bidang Gelincir Kondisi Galian

Gambar 5.30 menunjukkan pola bidang gelincir pada kondisi galian sebagai dasar untuk mengevaluasi kestabilan bronjong.



Gambar 5.30 Bidang Gelincir Galian Bronjong

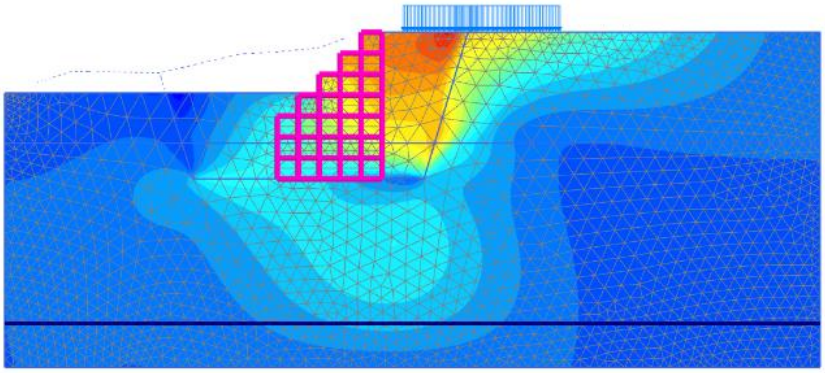
Berdasarkan hasil analisis *safety* menggunakan PLAXIS 2D, diperoleh nilai faktor keamanan pada kondisi galian sebesar SF = 1,164. Pola deformasi menunjukkan terbentuknya bidang gelincir pada area lereng di sekitar dinding penahan tanah. Nilai faktor keamanan tersebut lebih kecil dari nilai minimum sebesar 1,5, sehingga kondisi galian eksisting dinyatakan belum memenuhi persyaratan stabilitas.

2. Hasil Analisis Bronjong Setelah diberi Beban

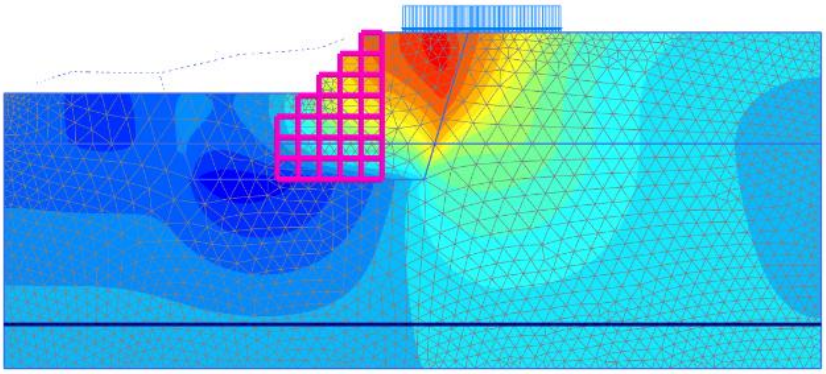
Analisis kondisi jalan dilakukan setelah tahapan konstruksi dan pembebanan jalan dan gempa diterapkan pada model untuk mengetahui deformasi dan tingkat kestabilan bronjong.

a. Deformasi Beban Jalan

Gambar 5.31 dan Gambar 5.32 merupakan hasil analisis deformasi pada bronjong yang digunakan untuk mengetahui pola perpindahan tanah dan bronjong setelah pembebanan jalan diterapkan.



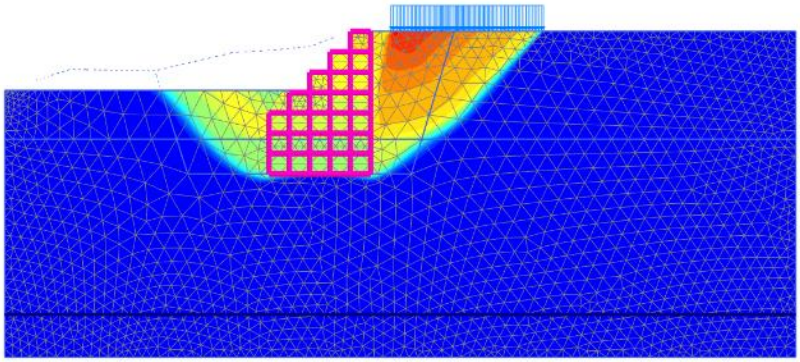
Gambar 5.31 Deformasi Lateral Bronjong diberi Beban Jalan



Gambar 5.32 Deformasi Vertikal Bronjong diberi Beban Jalan

b. Bidang Gelincir Beban Jalan Statik

Gambar 5.33 merupakan hasil analisis bidang gelincir (*slip surface*) pada bronjong setelah diberi beban jalan yang digunakan untuk mengetahui pola keruntuhan tanah serta mengevaluasi nilai faktor keamanan bronjong.

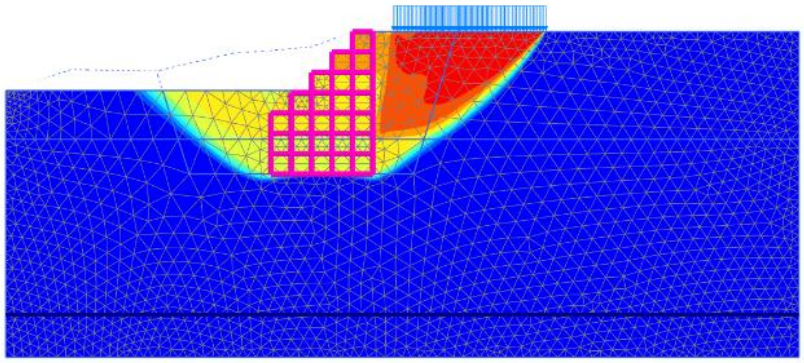


Gambar 5.33 Bidang Gelincir Bronjong Kondisi Statik

Berdasarkan hasil analisis *safety* menggunakan PLAXIS 2D pada kondisi jalan statik, diperoleh nilai faktor keamanan sebesar SF = 5,145. Nilai tersebut lebih besar dari faktor keamanan minimum sebesar 1,5, sehingga faktor keamanan global bronjong dinyatakan memenuhi persyaratan stabilitas dan berada dalam kondisi aman.

c. Bidang Gelincir Beban Jalan dengan Pengaruh Gempa (Pseudostatik)

Gambar 5.34 merupakan hasil analisis bidang gelincir pada kondisi jalan akibat gempa yang digunakan untuk mengetahui pola keruntuhan dan nilai faktor keamanan sistem.

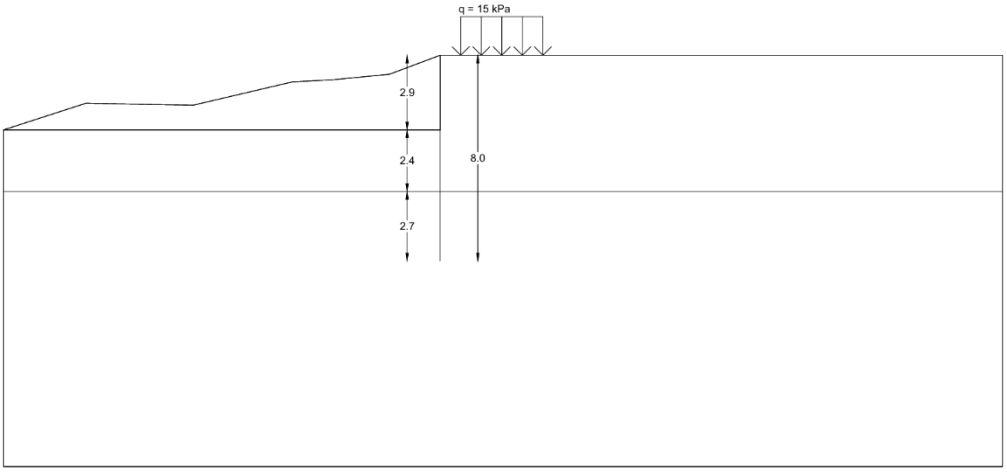


Gambar 5.34 Bidang Gelincir Bronjong dengan Pengaruh Gempa (Pseudostatik)

Berdasarkan hasil analisis *safety* menggunakan PLAXIS 2D pada kondisi jalan dengan pengaruh gempa, diperoleh nilai faktor keamanan sebesar SF = 4,117. Nilai tersebut masih lebih besar dari nilai faktor keamanan minimum yang digunakan, sehingga alternatif perkuatan bronjong tetap memenuhi persyaratan stabilitas pada kondisi gempa.

5.7 Perencanaan Alternatif Perkuatan 2 Menggunakan *Concrete Sheet Pile*

Setelah dilakukan evaluasi terhadap DPT eksisting, optimasi dimensi dinding penahan tanah, dan perencanaan alternatif perkuatan menggunakan bronjong, selanjutnya direncanakan alternatif sistem perkuatan menggunakan *Concrete Sheet Pile* sebagai pembanding. Perencanaan *Concrete Sheet Pile* dilakukan dengan menyesuaikan kondisi geometri lereng, karakteristik tanah, tinggi tanah yang ditahan, serta pembebanan yang sama dengan analisis sebelumnya. Analisis dilakukan melalui perhitungan tekanan tanah lateral, penentuan kedalaman penetrasi, momen lentur maksimum, serta pemeriksaan kapasitas penampang terhadap momen yang bekerja. Selanjutnya, parameter penampang *Concrete Sheet Pile* digunakan dalam pemodelan PLAXIS 2D untuk mengetahui respons deformasi, gaya dalam, dan faktor keamanan global secara numerik. Gambar 5.36 menunjukkan geometri *Concrete Sheet Pile* yang digunakan dalam analisis selanjutnya.



Gambar 5.35 Geometri *Concrete Sheet Pile*

5.7.1 Analisis *Concrete Sheet Pile* dengan Perhitungan Manual

Analisis *Concrete Sheet Pile* dilakukan dengan mengacu pada Gambar 3.4 sebagai dasar perhitungan manual untuk menentukan distribusi tekanan tanah, resultan gaya lateral, kedalaman penetrasi, dan momen lentur maksimum yang bekerja pada turap. Selanjutnya, Gambar 3.5 digunakan sebagai acuan dalam pemilihan tipe dan karakteristik penampang *Concrete Sheet Pile*, meliputi dimensi, luas penampang, momen inersia, berat elemen, *crack moment*, serta panjang yang

tersedia. Data tersebut kemudian digunakan untuk melakukan pemeriksaan kapasitas lentur dan menentukan parameter struktur berupa EA, EI, dan berat elemen yang digunakan sebagai input dalam pemodelan PLAXIS 2D.

1. Parameter Dasar

   Parameter yang digunakan dalam perhitungan turap terdiri atas berat volume tanah, tinggi tanah yang ditahan, kuat tekan bebas tanah, dan beban tambahan (*surcharge*), yaitu:

   γ = 14,3 kN/m^3

   H = 2,9 m

   qu = 36 kN/m^2

   q = 15 kN/m^2

2. Menentukan Kedalaman Tekanan Aktif Nol (Z_0)

   Berdasarkan gambar 3.4 untuk tanah kohesif dengan kondisi $\varphi_u = 0$, tekanan tanah aktif pada bagian tertentu dapat bernilai nol akibat kontribusi kuat geser tanah.

   $Z_0 = \frac{qu-q}{\gamma}$

   $= \frac{36-25}{14,3}$

   = 0,769 m

3. Tekanan Tanah Aktif pada Elevasi Galian

   Besarnya tekanan aktif maksimum pada bagian tanah yang ditahan dihitung:

   $p_a = \gamma H + q - qu$

   = (14,3 . 2,9) + 25 – 36

   = 30,47 kN/m^2

4. Resultan Tekanan Tanah Aktif ($P_{a)}$

   Pada Gambar 3.4, distribusi tekanan aktif berbentuk segitiga, resultan gaya tekanan aktif dihitung berdasarkan luas diagram tekanan:

   $P_a = \frac{1}{2} pa\ (H - Z0)$

   $= \frac{1}{2}\ (30,47)(2,9 - 0,769)$

   = 32,462 kN/m

5. Titik Kerja Resultan Tekanan Aktif

Berdasarkan Gambar 3.4, diagram tekanan berbentuk segitiga, titik berat terletak pada $\frac{1}{3}$ tinggi segitiga dari bagian yang memiliki tekanan terbesar.

y $= \frac{H-Z0}{3}$

$= \frac{2,9-0,769}{3}$

$= 0,710$ m

6. Tekanan Netto di Bawah Dasar Galian

Pada bagian turap yang tertanam, tanah di depan turap menghasilkan tahanan pasif yang melawan tekanan aktif.

$\bar{p}$ $= 2qu - \gamma H - q$

$= 2\ (36) - (14,3)\ (2,9) - 25$

$= 5,53$ kN/m^2

Sedangkan tekanan pada sisi berlawanan pada bagian bawah diperoleh:

$\bar{p}'$ $= 2qu + \gamma H + q$

$= 2\ (36) + (14,3)\ (2,9) + 25$

$= 138,47$ kN/m^2

7. Menentukan Hubungan h dan D

Keseimbangan gaya horizontal pada turap dapat dinyatakan sebagai:

$Pa - \bar{p}D + \frac{1}{2}(\bar{p} + \bar{p}')\ h = 0$

$32,462 - 15,53D + \frac{1}{2}(15,53 + 128,47)h = 0$

$32,462 - 15,53D + 72h = 0$

$\frac{15,53D-32,462}{72} = h$

8. Menentukan Kedalaman Penetrasi Teoritis (D)

$P_a(D+y) - \frac{\bar{p}D^2}{2} + \frac{(\overline{p+\bar{p}')\ h^2}}{6} = 0$

$32,462\ (D + 0,710) - 15,53\ \frac{D^2}{2} + 144\ \frac{h^2}{6} = 0$

$-6,648D^2 + 12,544D + 7,982 = 0$

$D^2 - 1,887D - 1,201 = 0$

$D = \frac{-b \pm \sqrt{b^2-4ac}}{2a}$

dengan,

a = 1

b = -1,887

c = -1,201

maka,

$D = \frac{-b \pm \sqrt{b^2-4ac}}{2a}$

$= \frac{1{,}887 \pm \sqrt{1{,}887^2-4 .1.-1{,}201}}{2.1}$

= 2,4 m

9. Kedalaman Penetrasi Desain

Digunakan penambahan kedalaman sebesar 40% dari kedalaman teoritis:

D_{desain} = 1,4 D

= 1,4 (2,4)

= 3,3 m

10. Panjang Total Turap Hasil Perhitungan

L = H + D_{desain}

= 2,9 + 3,3

= 6,2 m

L pakai = 8 m

11. Menentukan Lokasi Momen Maksimum (y_0)

$y_0 = \frac{Pa}{\bar{p}}$

$= \frac{32{,}462}{5{,}53}$

= 5,870 m

12. Momen Lentur Maksimum Turap

M_{max} = Pa (y+y_0) - $\frac{\bar{p}\, y0^2}{2}$

= 32,462 (0,710+5,870) - $\frac{5{,}53 .5{,}870^2}{2}$

= 18,337 kNm/m

13. Pemilihan Turap Beton

Berdasarkan Gambar 3.5, profil yang digunakan dari katalog adalah W-325 A 1000

14. Konversi Crack Moment Menjadi Per Meter Dinding

M_{cr} = 11,4 ton.m

= 11,4 . 9,81

= 11,98

$M_{cr,\ wall} = \frac{Mcr}{W}$ ≥ M_{max}

$= \frac{11,98}{0,996}$ ≥ 18,337

= 112,25 kNm/m ≥ 18,337 (OK)

15. Luas Penampang per Meter Dinding

$A_{wall} = \frac{A\ x\ 10^{-4}}{W}$

$= \frac{1315\ x\ 10^{-4}}{0,996}$

= 0,13 m^2/m

16. Momen Inersia per Meter Dinding

$I_{wall} = \frac{I\ x\ 10^{-8}}{W}$

$= \frac{134261\ x\ 10^{-8}}{0,996}$

= 0,001348 m^4/m

17. Modulus Elastisitas Beton

Concrete Sheet Pile yang digunakan memiliki mutu beton K-700. Nilai kuat tekan beton silinder diperoleh sebesar:

f'c = 56,979 Mpa

Modulus elastisitas beton dihitung menggunakan persamaan:

$E_c = 4700 \sqrt{f'c}$

$= 4700 \sqrt{56,979}$

= 35477,582 Mpa

= 35477582,940 kN/m^2

18. Kekakuan Aksial (EA)

EA = E_c x A_{wall}

= 35477582,940 x 0,13

= 4684038,178 kN/m

19. Kekakuan Lentur (EI)

EI = E_c x I_{wall}

= 35477582,940 x 0,001348

= 47823,852 kNm^2/m

20. Berat Concrete Sheet Pile pada PLAXIS

Mengacu pada Gambar 3.5 berat *Concrete Sheet Pile* pada katalog W-325 A 1000 adalah sebesar:

w = 329 kg/m

$= \frac{329}{0,996} \; x \; \frac{9,81}{1000}$

= 3,239 kN/m/m

21. Parameter Input PLAXIS 2D

Berdasarkan hasil perhitungan tersebut, parameter *Concrete Sheet Pile* tipe W-325 A 1000 yang digunakan dalam pemodelan PLAXIS 2D pada Tabel 5.12 berikut.

Tabel 5.12 Rekapitulasi Input PLAXIS 2D Concrete Sheet Pile

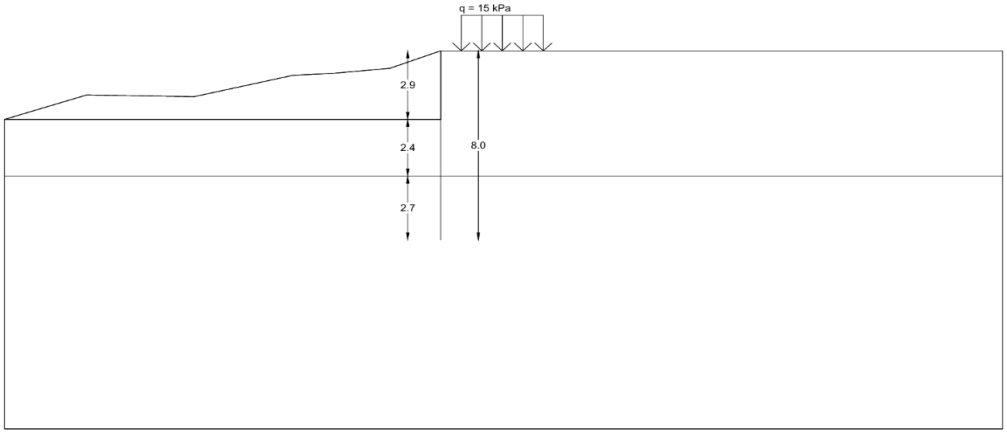
Parameter	Nilai	Satuan
Tipe *Concrete Sheet Pile*	W-325 A 1000	-
Lebar elemen	0,996	m
A_{wall}	0,132	m^2/m

Lanjutan Tabel 5.12 Rekapitulasi Input PLAXIS 2D *Concrete Sheet Pile*

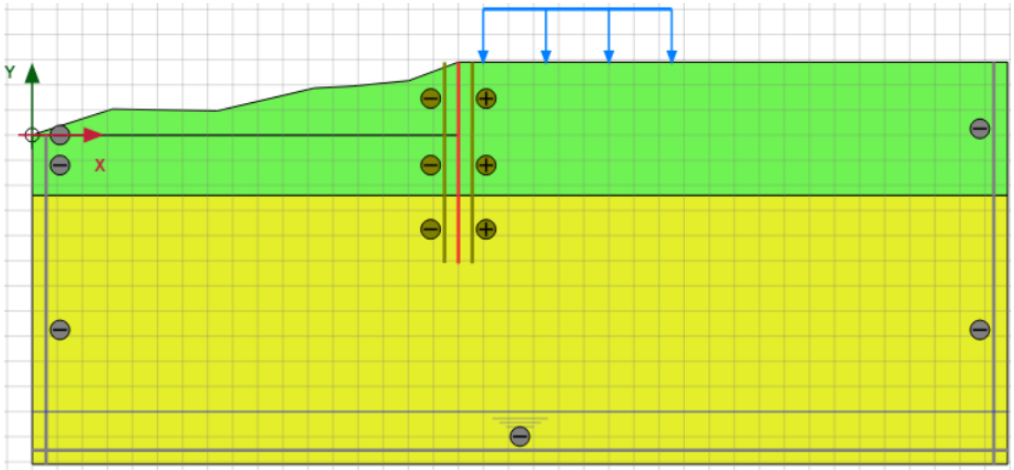
Parameter	Nilai	Satuan
I_{wall}	0,001348	m
E_c	35477582,940	kN/m^2
EA	4684038,178	kN/m
EI	47823,852	kNm^2/m
w	3,24	kN/m/m
L pakai	8	m

Analisis *Concrete Sheet Pile* dengan PLAXIS 2D

Analisis numerik menggunakan PLAXIS 2D dilakukan berdasarkan model geometri *Concrete Sheet Pile* yang telah direncanakan. Model tersebut digunakan untuk mengevaluasi kondisi jalan pada pembebanan statis serta kondisi jalan dengan pengaruh gempa. Perbedaan pada setiap analisis terletak pada tahapan pembebanan dan kondisi yang ditinjau, sedangkan geometri tanah dan parameter dasar model tetap sama. Parameter struktur Concrete Sheet Pile dimodelkan menggunakan elemen *plate* berdasarkan nilai kekakuan aksial EA, kekakuan lentur EI, dan berat elemen yang telah dihitung sebelumnya. Gambar 5.xx menunjukkan model Concrete Sheet Pile pada AutoCAD dan Gambar 5.xx menunjukkan model Concrete Sheet Pile pada PLAXIS 2D.



Gambar 5.36 Pemodelan *Concrete Sheet Pile* pada AutoCAD



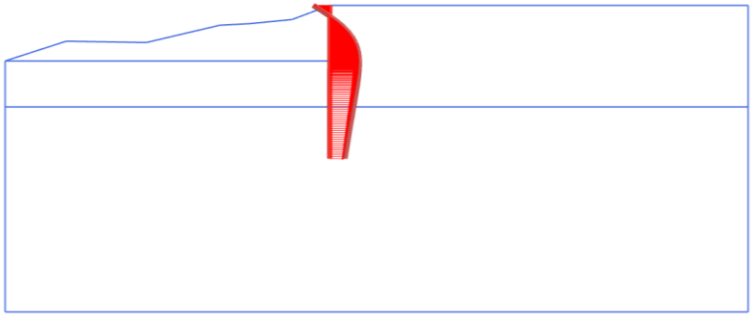
Gambar 5.37 Pemodelan *Concrete Sheet Pile* pada PLAXIS 2D

1. Hasil Analisis Kondisi Turap

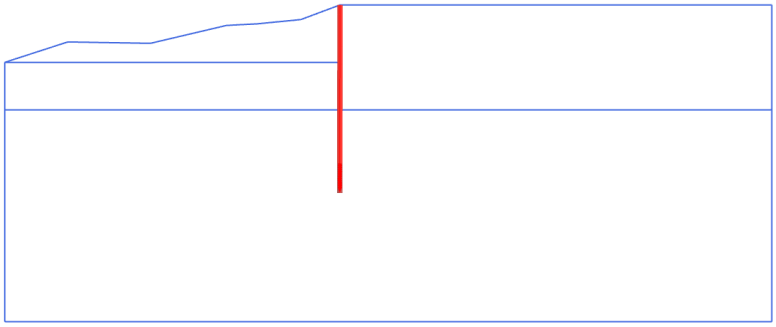
Analisis pada tahap pemasangan *Concrete Sheet Pile* dilakukan untuk mengetahui respons awal struktur turap setelah elemen turap diaktifkan pada model, sebelum penerapan beban jalan dan pengaruh gempa. Pada tahap ini, respons yang ditinjau meliputi deformasi dan gaya dalam awal yang terjadi pada elemen Concrete Sheet Pile akibat interaksi dengan tanah di sekitarnya.

a. Deformasi Lateral dan Vertikal

Analisis deformasi lateral dan vertikal dilakukan untuk mengetahui respons awal *Concrete Sheet Pile* setelah elemen turap diaktifkan pada model. Gambar 5.39 dan Gambar 5.40 merupakan hasil analisis deformasi pada *Concrete Sheet Pile* .



Gambar 5.38 Deformasi Lateral Turap



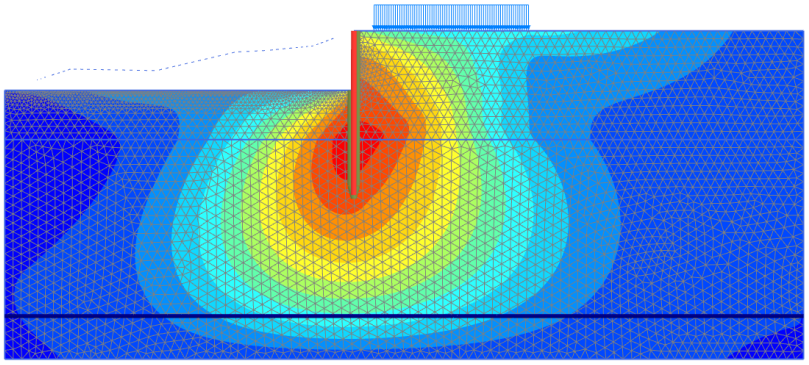
Gambar 5.39 Deformasi Vertikal Turap

2. Hasil Analisis Kondisi Turap Setelah diberi Beban

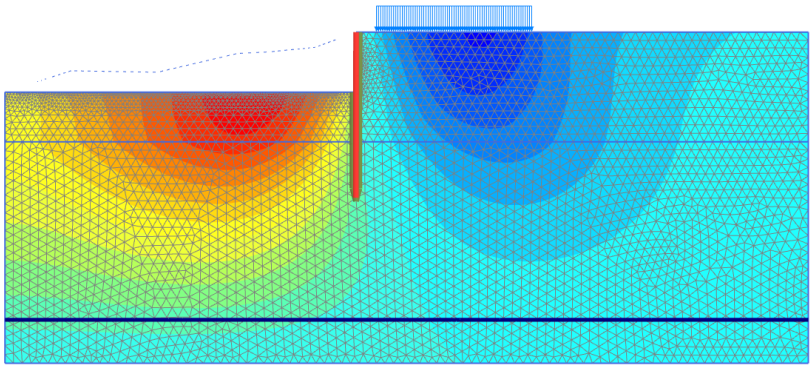
Analisis kondisi jalan dilakukan setelah tahapan konstruksi dan pembebanan jalan dan gempa diterapkan pada model untuk mengetahui deformasi dan tingkat kestabilan turap.

a. Deformasi Beban Jalan

Gambar 5.41dan Gambar 5.42 merupakan hasil analisis deformasi pada *Concrete Sheet Pile* yang digunakan untuk mengetahui pola perpindahan tanah dan respons deformasi turap setelah pembebanan jalan diterapkan.



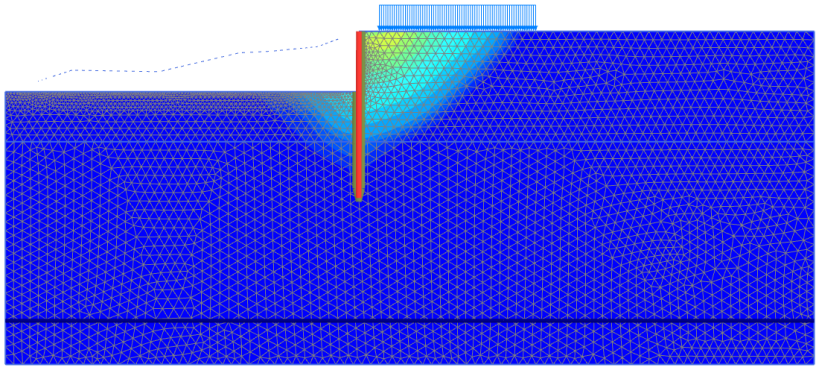
Gambar 5.40 Deformasi Lateral Turap diberi Beban Jalan



Gambar 5.41 Deformasi Vertikal Turap diberi Beban Jalan

b. Bidang Gelincir Beban Jalan Statik

Gambar 5.43 merupakan hasil analisis bidang gelincir (*slip surface*) pada *Concrete Sheet Pile* setelah diberi beban jalan statik yang digunakan untuk mengetahui pola keruntuhan tanah serta mengevaluasi nilai faktor keamanan global sistem tanah–turap.

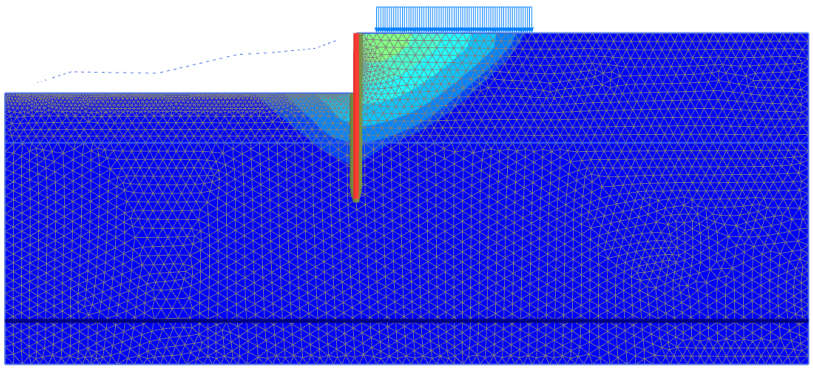


Gambar 5.42 Bidang Gelincir Turap diberi Beban Jalan Statik

Berdasarkan hasil analisis *safety* menggunakan PLAXIS 2D pada kondisi jalan statik, diperoleh nilai faktor keamanan sebesar 2.832. Nilai tersebut kemudian dibandingkan dengan faktor keamanan minimum sebesar 1,5. Apabila nilai faktor keamanan yang diperoleh lebih besar dari 1,5, maka sistem perkuatan Concrete Sheet Pile dinyatakan memenuhi persyaratan stabilitas dan berada dalam kondisi aman.

c. Bidang Gelincir Beban Jalan dengan Pengaruh Gempa (Pseudostatik)

Gambar 5.44 merupakan hasil analisis bidang gelincir (*slip surface*) pada *Concrete Sheet Pile* setelah diberi beban jalan dengan pengaruh gempa. Analisis ini digunakan untuk mengetahui pola keruntuhan tanah serta mengevaluasi nilai faktor keamanan global sistem tanah turap dengan Pengaruh Gempa (Pseudostatik)

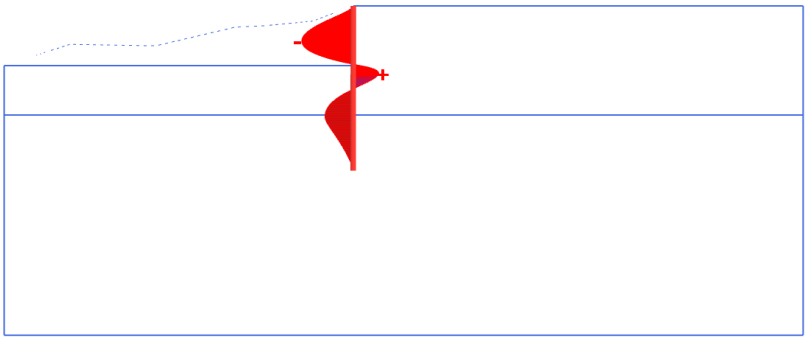


Gambar 5.43 Bidang Gelincir Turap diberi Beban Jalan dengan Pengaruh Gempa (Pseudostatik)

Berdasarkan hasil analisis *safety* menggunakan PLAXIS 2D pada kondisi jalan dengan pengaruh gempa, diperoleh nilai faktor keamanan sebesar 2.532. Nilai tersebut kemudian dibandingkan dengan faktor keamanan minimum yang digunakan dalam analisis. Apabila nilai faktor keamanan yang diperoleh lebih besar dari nilai minimum yang disyaratkan, maka sistem perkuatan *Concrete Sheet Pile* dinyatakan tetap memenuhi persyaratan stabilitas pada kondisi gempa.

d. Momen Pada Turap

Gambar 5.45 menunjukkan hasil analisis momen lentur pada elemen *Concrete Sheet Pile* setelah beban jalan diterapkan. Hasil tersebut digunakan untuk mengetahui besarnya momen yang terjadi pada turap akibat pembebanan jalan.



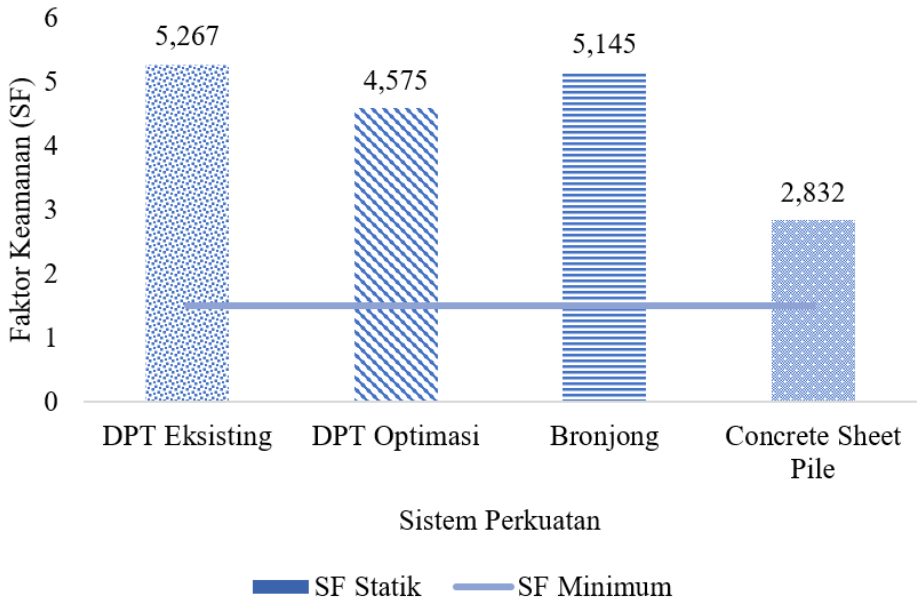
Gambar 5.44 Hasil Analisis Momen Lentur

Berdasarkan Gambar 5.45 hasil PLAXIS 2D, diperoleh momen maksimum sebesar 2,475 kNm/m dan momen minimum sebesar -5,017 kNm/m. Pemeriksaan kapasitas lentur dilakukan menggunakan nilai absolut momen terbesar, sehingga momen kritis yang digunakan sebesar 5,017 kNm/m. Nilai tersebut lebih kecil dibandingkan kapasitas momen retak (*crack moment*) *Concrete Sheet Pile* sebesar 112,245 kNm/m. Dengan demikian, *Concrete Sheet Pile* dinyatakan memenuhi terhadap kapasitas lentur pada kondisi pembebanan jalan.

5.8 Pembahasan Hasil Analisis

5.8.1 Perbandingan Faktor Keamanan Kondisi Statik

Berdasarkan hasil analisis terhadap empat sistem perkuatan pada kondisi statik, dapat diketahui bahwa masing-masing sistem memberikan nilai faktor keamanan yang berbeda. DPT eksisting memperoleh faktor keamanan sebesar 5,267, DPT hasil optimasi sebesar 4,575, bronjong sebesar 5,145, dan *Concrete Sheet Pile* sebesar 2.832. Seluruh nilai faktor keamanan tersebut berada di atas nilai minimum sebesar 1,5, sehingga seluruh sistem perkuatan memenuhi persyaratan stabilitas pada kondisi statik. Gambar 5.46 menunjukkan grafik perbandingan faktor keamanan global pada masing-masing sistem perkuatan.



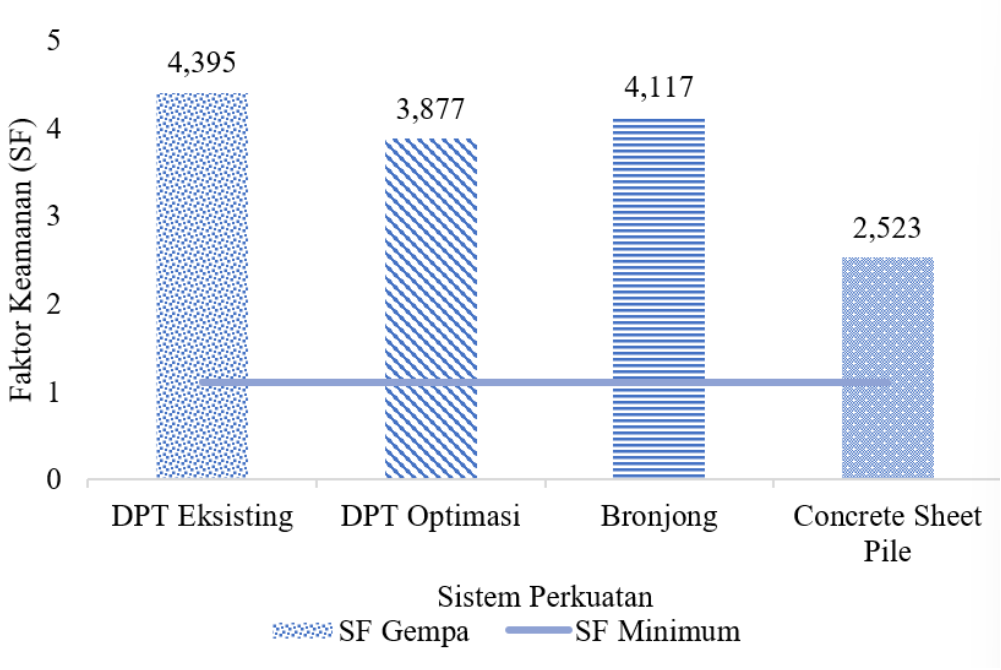
Gambar 5.45 Perbandingan Faktor Keamanan Global

Berdasarkan perbandingan tersebut, seluruh sistem perkuatan memenuhi persyaratan faktor keamanan pada kondisi statik. DPT eksisting menghasilkan nilai faktor keamanan tertinggi, sedangkan *Concrete Sheet Pile* menghasilkan nilai terendah, namun masih berada jauh di atas batas minimum yang disyaratkan.

5.8.2 Perbandingan Faktor Keamanan Kondisi Gempa

Analisis dilakukan pada kondisi pembebanan dengan pengaruh gempa untuk mengetahui perubahan tingkat kestabilan masing-masing sistem perkuatan. Hasil

analisis menunjukkan bahwa penambahan pengaruh gempa menyebabkan penurunan nilai faktor keamanan global pada seluruh sistem perkuatan. DPT eksisting mengalami penurunan faktor keamanan menjadi 4,395, DPT hasil optimasi menjadi 3,877, bronjong menjadi 4,117, sedangkan *Concrete Sheet Pile* menghasilkan faktor keamanan sebesar 2.523. Perbandingan nilai faktor keamanan global pada kondisi dengan pengaruh gempa disajikan pada Gambar 5.47 berikut.



Gambar 5.46 Perbandingan Nilai Faktor Keamanan Global pada Kondisi dengan Pengaruh Gempa (Pseudostatik)

Pada kondisi dengan pengaruh gempa, seluruh sistem perkuatan mengalami penurunan nilai faktor keamanan dibandingkan kondisi statik. Penurunan terbesar terjadi pada *Concrete Sheet Pile* dengan nilai SF sebesar 2.523, namun nilai tersebut masih berada di atas batas minimum kondisi gempa yang digunakan dalam analisis.

5.8.3 Perbandingan Faktor Keamanan Kondisi Galian

Berdasarkan hasil analisis pada kondisi galian, diperoleh nilai faktor keamanan yang berbeda pada masing-masing sistem perkuatan. DPT eksisting memperoleh faktor keamanan sebesar 1,209, DPT hasil optimasi sebesar 1,227, dan bronjong sebesar 1,164. Seluruh nilai tersebut masih berada di bawah faktor

keamanan minimum sebesar 1,5, sehingga pada tahap galian ketiga sistem belum memenuhi persyaratan stabilitas. Kondisi ini menunjukkan bahwa tahap galian merupakan salah satu kondisi kritis sebelum sistem perkuatan bekerja pada kondisi akhir. Perbandingan nilai faktor keamanan pada kondisi galian disajikan pada Tabel 5.13 berikut.

Tabel 5.13 Perbandingan Nilai Faktor Keamanan pada Kondisi Galian

Sistem Perkuatan	SF Galian	SF Minimum	Keterangan
DPT Eksisting	1,209	1,5	Belum memenuhi
DPT Optimasi	1,227	1,5	Belum memenuhi
Bronjong	1,164	1,5	Belum memenuhi
Concrete Sheet Pile	-	-	Tidak ditinjau pada kondisi galian

Pada alternatif perkuatan menggunakan *Concrete Sheet Pile*, kondisi galian tidak dianalisis seperti pada DPT eksisting, DPT hasil optimasi, dan bronjong. Hal ini disebabkan pemasangan *Concrete Sheet Pile* dilakukan dengan cara dipancang ke dalam tanah hingga mencapai kedalaman penetrasi yang direncanakan, sehingga tidak diperlukan tahapan galian untuk menempatkan struktur perkuatan. Oleh karena itu, *Concrete Sheet Pile* tidak dimasukkan dalam perbandingan faktor keamanan pada kondisi galian.

5.8.4 Pembahasan Keseluruhan Hasil Perbandingan

Secara keseluruhan, hasil analisis menunjukkan bahwa masing-masing sistem perkuatan memiliki tingkat kestabilan yang berbeda pada kondisi yang ditinjau. DPT eksisting, DPT hasil optimasi, dan bronjong menghasilkan nilai faktor keamanan yang relatif tinggi, sedangkan *Concrete Sheet Pile* menghasilkan faktor keamanan global sebesar 2,832 pada kondisi statik dan 2,523 pada kondisi dengan pengaruh gempa. Meskipun nilai faktor keamanan *Concrete Sheet Pile* lebih rendah dibandingkan sistem perkuatan lainnya, nilai tersebut masih berada di atas batas minimum yang digunakan sehingga tetap memenuhi persyaratan stabilitas. Hal ini

menunjukkan bahwa *Concrete Sheet Pile* mampu memberikan tingkat keamanan yang memadai dengan cadangan faktor keamanan yang lebih proporsional terhadap kondisi pembebanan yang dianalisis. Selain itu, pemasangan *Concrete Sheet Pile* dilakukan dengan metode pemancangan sehingga tidak memerlukan tahapan galian untuk penempatan struktur. Berdasarkan hasil tersebut, *Concrete Sheet Pile* dapat dipertimbangkan sebagai alternatif perkuatan yang sesuai secara teknis karena tetap memenuhi persyaratan stabilitas, kapasitas lentur, serta memiliki metode pelaksanaan yang lebih sederhana dari sisi kebutuhan pekerjaan galian.

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis dan pembahasan yang telah dilakukan mengenai perkuatan lereng timbunan pada Proyek Pembangunan Jalan X, diperoleh kesimpulan sebagai berikut.

1. Kondisi dan karakteristik tanah pada lokasi penelitian berdasarkan data SPT terdiri atas dua lapisan utama. Lapisan pertama pada kedalaman 0–2 m berupa *clay* dengan nilai N-SPT sebesar 60, berat volume tanah tidak jenuh sebesar 14,3 kN/m³, kohesi sebesar 18 kN/m², dan sudut geser dalam sebesar 10°. Lapisan kedua pada kedalaman 2–10 m berupa *sand* dengan kondisi *very dense*, nilai N-SPT sebesar 60, berat volume tanah tidak jenuh sebesar 17 kN/m³, kohesi sebesar 3 kN/m², dan sudut geser dalam sebesar 47°. Parameter tersebut digunakan sebagai dasar dalam perhitungan manual dan pemodelan PLAXIS 2D.
2. Dinding penahan tanah eksisting memenuhi persyaratan stabilitas pada kondisi akhir pembebanan. Berdasarkan perhitungan manual diperoleh faktor keamanan terhadap geser sebesar 9,408, guling sebesar 7,644, dan daya dukung tanah sebesar 91,746. Hasil analisis PLAXIS 2D menghasilkan faktor keamanan global sebesar 5,267 pada kondisi statik dan 4,395 pada kondisi dengan pengaruh gempa. Namun, pada tahap galian diperoleh faktor keamanan sebesar 1,209 atau lebih kecil dari batas minimum 1,5, sehingga tahap galian merupakan kondisi yang perlu mendapat perhatian dalam pelaksanaan konstruksi.
3. Optimasi DPT eksisting dapat dilakukan melalui pengurangan dimensi secara bertahap karena kondisi eksisting memiliki cadangan faktor keamanan yang relatif tinggi. DPT hasil optimasi masih memenuhi stabilitas manual dengan faktor keamanan terhadap geser sebesar 8,039, guling sebesar 6,355, dan daya dukung sebesar 71,103. Hasil PLAXIS 2D menunjukkan faktor keamanan

sebesar 4,575 pada kondisi statik dan 3,877 pada kondisi dengan pengaruh gempa. Dengan demikian, pengurangan dimensi masih dapat menghasilkan konfigurasi DPT yang lebih proporsional tanpa menghilangkan pemenuhan persyaratan kestabilan pada kondisi akhir pembebanan. Pada tahap galian, diperoleh SF sebesar 1,227 sehingga kondisi tersebut masih belum memenuhi batas minimum 1,5.

4. Alternatif perkuatan menggunakan bronjong dan *Concrete Sheet Pile* menunjukkan karakteristik kestabilan yang berbeda. Bronjong menghasilkan faktor keamanan manual terhadap geser sebesar 9,492, guling sebesar 9,543, dan daya dukung sebesar 254,034, sedangkan hasil PLAXIS 2D menghasilkan SF sebesar 5,145 pada kondisi statik dan 4,117 pada kondisi dengan pengaruh gempa. Pada tahap galian, bronjong menghasilkan SF sebesar 1,164 sehingga belum memenuhi batas minimum 1,5. Sementara itu, *Concrete Sheet Pile* direncanakan menggunakan panjang 8 m. Hasil PLAXIS 2D menghasilkan SF sebesar 2.832 pada kondisi statik dan 2.523 pada kondisi dengan pengaruh gempa. Pemeriksaan lentur menghasilkan momen kritis sebesar 5,017 kNm/m yang masih lebih kecil dibandingkan *crack moment* sebesar 112,245 kNm/m, sehingga penampang memenuhi terhadap kapasitas lentur. *Concrete Sheet Pile* tidak memerlukan tahapan galian untuk pemasangan struktur karena pemasangannya dilakukan dengan metode pemancangan.
5. Perbandingan seluruh sistem perkuatan menunjukkan bahwa masing-masing sistem memiliki respons yang berbeda terhadap kondisi pembebanan. Pada kondisi statik, DPT eksisting, DPT hasil optimasi, bronjong, dan *Concrete Sheet Pile* masing-masing menghasilkan nilai SF sebesar 5,267; 4,575; 5,145; dan 2,832, sehingga seluruhnya memenuhi batas minimum sebesar 1,5. Pada kondisi dengan pengaruh gempa, nilai SF masing-masing menjadi 4,395; 3,877; 4,117; dan 2,523, yang menunjukkan bahwa pengaruh gempa menyebabkan penurunan faktor keamanan pada seluruh sistem perkuatan.. Berdasarkan parameter stabilitas yang ditinjau dalam penelitian ini, *Concrete Sheet Pile* menunjukkan tingkat keamanan yang memadai dengan cadangan

faktor keamanan yang lebih proporsional, serta memiliki keunggulan dalam pelaksanaan karena pemasangannya dilakukan dengan metode pemancangan sehingga tidak memerlukan tahapan galian untuk penempatan struktur. Dengan demikian, *Concrete Sheet Pile* dapat dipertimbangkan sebagai salah satu alternatif perkuatan yang sesuai secara teknis pada kondisi yang dianalisis dalam penelitian ini.

6.2 Saran

Adapun saran yang dapat diberikan dari hasil penulisan Tugas Akhir ini sebagai berikut.

1. Pada pelaksanaan DPT dan bronjong, tahap galian perlu mendapat perhatian khusus karena nilai faktor keamanan pada kondisi tersebut masih berada di bawah batas minimum. Oleh karena itu, perlu dipertimbangkan metode pelaksanaan atau sistem penunjang sementara yang sesuai.
2. Pengambilan dan penyajian data N-SPT sebaiknya dilengkapi dengan informasi titik lokasi dan kedalaman pengujian yang lebih jelas agar parameter tanah yang digunakan lebih representatif terhadap kondisi lapangan.
3. Analisis selanjutnya sebaiknya mempertimbangkan beban alat berat dan beban konstruksi lainnya yang bekerja selama pelaksanaan, sehingga pemodelan dan perhitungan stabilitas dapat menggambarkan kondisi lapangan secara lebih realistis.
4. Penelitian selanjutnya dapat menambahkan analisis biaya, metode pelaksanaan, dan waktu konstruksi agar pemilihan alternatif perkuatan dapat dilakukan secara lebih menyeluruh, yang masih menjadi batasan dalam Tugas Akhir ini.

DAFTAR PUSTAKA

Akis. (2023). *Optimum Cost Prediction of Reinforced Concrete Cantilever Retaining Walls*.

Al-hameed, S. (2025). *Stability analysis of earth slopes using finite element modeling techniques*. *4*(2), 18–22.

Bari, F., Repadi, J. A., Ismail, F. A., Andriani, & Hakam, A. (2021). Optimum height of the retaining gravity wall. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, *708*(1). https://doi.org/10.1088/1755-1315/708/1/012020

Fellenius, M. (2024). *Issn: 2459-9727*.

Hakim, A., Prianto, K., Sains, F., Sunan, U. I. N., & Surabaya, A. (2024). *Evaluasi Desain Stabilitas Dinding Penahan Tanah (DPT) Menggunakan Pasangan Batu Kali di Desa Jeru Kecamatan Tumpang Kabupaten Malang*. *01*.

Lee, D., Han, J., Kim, C., Ryu, J., & Song, H. (2024). *applied sciences Experimental and Seepage Analysis of Gabion Retaining Wall Structure for Preventing Overtopping in Reservoir Dams not significantly*.

Lyu, P., Luo, Q., Wang, T. et al. (2023). *Railway Gravity Retaining Wall Design Using the Flower Pollination Algorithm*.

Mina, E., Fathonah, W., Kusuma, R. I., & Ramadhani, A. F. (2022). *Analisis Stabilitas Lereng dengan Alternatif Perkuatan Menggunakan Software Plaxis 2D dan Slope / w (Studi Kasus : Proyek Pembangunan Kampus Baru UNTIRTA Sindangsari) Jurusan Teknik Sipil Universitas Sultan Ageng Tirtayasa |*. *11*(2).

Naeij, M., Ghasemi, H., Ghafarian, D., & Javanmardi, Y. (n.d.). *Explicit finite element analysis of slope stability by strength reduction*. 1–26.

Saniya Rosyadah. (2025). *ALTERNATIF PERKUATAN LERENG DENGAN GRAVITY WALL DAN GEOSINTETIK PADA KAWASAN PT UNITED*

TRACTORS SATUI KALIMANTAN SELATAN.

Sutanto. (n.d.). *ANALISIS STABILITAS LERENG PADA RUAS JALAN SAMARINDA-*. 19–27.

Tini, Adrin Tohari, M. iryanti. (2017). *Analisis potensi likuifaksi akibat gempa bumi menggunakan metode spt*. *2*, 8–27.

Wayan, I. N. & I. (2019). *Keruntuhan Dinding Penahan Tanah dan Mitigasi Lereng di Dusun Bantas , Desa Songan B , Kecamatan Kintamani Retaining Wall and Slope Failure Mitigation in Bantas Hamlet ,*. *3*(4), 23–32.

Yadav, S. (2025). *Slope Stability Analysis for Highway Embankment using FEM*. *14*(10).

Badan Standardisasi Nasional. 1999. *SNI 03-0090-1999: Bronjong Kawat*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

Badan Standardisasi Nasional. 2017. *SNI 8460:2017 Persyaratan Perancangan Geoteknik*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

Berkah Bumi Engineering. 2025. *Jasa Penyelidikan Tanah (Soil Investigation): Sondir dan Boring Tanah*. Yogyakarta: Berkah Bumi Engineering.

Bowles, J. E. 1977. *Foundation Analysis and Design*. 2nd Edition. New York: McGraw-Hill.

Das, B. M., dan Sobhan, K. 2018. *Principles of Geotechnical Engineering*. 9th Edition. Boston: Cengage Learning.

Departemen Pekerjaan Umum. 2009. *Buku Pintar Pekerjaan Umum*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum Republik Indonesia.

Hardiyatmo, H. C. 2017. *Mekanika Tanah 1*. Edisi Ketujuh. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.

Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat. 2024. *Dokumen Teknis Bidang Geoteknik dan Penyelidikan Tanah*. Jakarta: Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat.

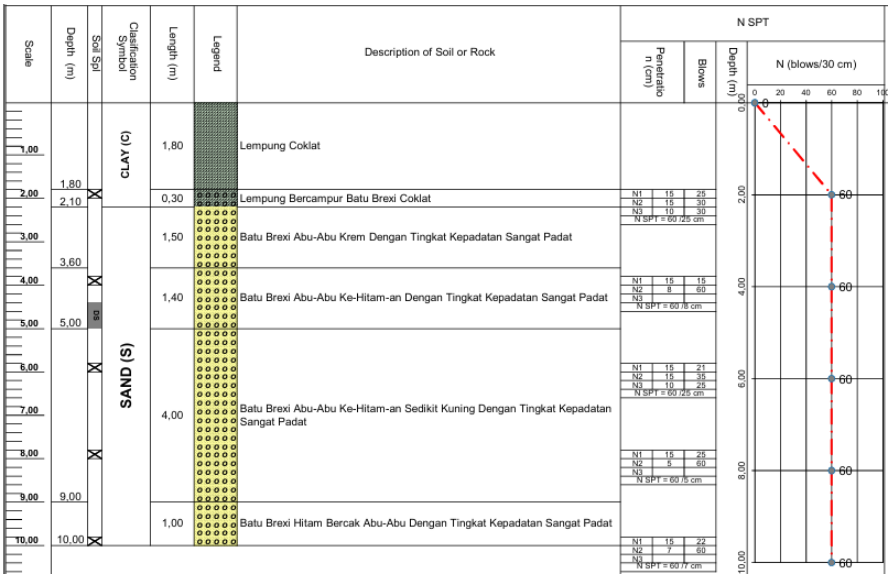
Look, B. G. 2007. *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*. London: Taylor & Francis.

Murthy, V. N. S. 2002. *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. New York: CRC Press.

PT Wijaya Karya Beton Tbk. Tanpa Tahun. *Katalog Produk Beton Penahan Tanah: Corrugated Concrete Sheet Pile (CCSP) dan Flat Sheet Pile (FSP)*. Jakarta: PT Wijaya Karya Beton Tbk.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Data N-SPT



Lampiran 3 Data Proyek

Jenis Tanah	γ (kN/m³)	c (kN/m²)	φ (°)
Tanah Asli 1 (Clay)	14.3	18	10
Tanah Asli 2 (Sand)	17	3	47
DPT	24.00	-	-

Lampiran 2 Katalog Spesifikasi *Concrete Sheet Pile*

Type	Height H (mm)	Thickness t (mm)	Width W (mm)	Cross Section (cm2)	Moment of Inertia (cm4)	Unit Weight (kg/m)	Crack Moment (Ton.m)	Panjang L (m)
W-325 A 1000	325	110	996	1.315	134.261	329	11,4	8 -13
W-325 B 1000							13,3	8 - 14
W-350 A 1000	350	120	996	1.468	139.432	368	15,6	9 - 15
W-350 B 1000							17,0	10 - 15
W-400 A 1000	400	120	996	1.598	248.685	400	20,1	10 - 16
W-400 B 1000							23,4	11 - 16
W-450 A 1000	450	120	996	1.835	353.354	459	26,9	11 - 17
W-450 B 1000							30,7	11 - 17
W-500 A 1000	500	120	996	1.818	462.362	455	35,2	12 - 17
W-500 B 1000							40,4	13 - 18
W-600 A 1000	600	120	996	2.078	765.907	525	50,6	12 - 17
W-600 B 1000							59,6	13 – 21 > 21 Up to 27 *)
W-900 A 1000 *)	900	130	996	3.221	2.827.998	814	125,0	Up to 35 m

*) = Special Order