

TUGAS AKHIR

ANALISIS STABILITAS DINDING PENAHAN TANAH KANTILEVER DAN PONDASI *BORED PILE* MENGUNAKAN PROGRAM PLAXIS 8.6 PADA JEMBATAN KIRINGAN SUNGAI OPAK (*ANALYSIS STRENGTHENING OF SOIL USING CANTILEVER RETAINING WALL AND BORED PILE FOUNDATION USING PLAXIS 8.6 PROGRAM ON KIRINGAN BRIDGE OPAK RIVER*)

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



**MAHMUD TRY YUDHA PAMUNGKAS
16511118**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2021**

TUGAS AKHIR

ANALISIS STABILITAS DINDING PENAHAN TANAH KANTILEVER DENGAN PONDASI *BORED PILE* MENGUNAKAN PROGRAM PLAXIS 8.6 PADA JEMBATAN KIRINGAN SUNGAI OPAK (*ANALYSIS STRENGTHENING OF SOIL USING CANTILEVER RETAINING WALL AND BORED PILE FOUNDATION USING PLAXIS 8.6 PROGRAM ON KIRINGAN BRIDGE OPAK RIVER*)

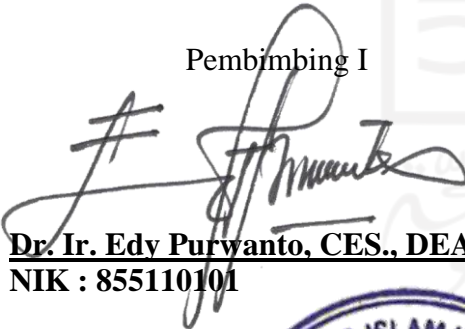
Disusun oleh

MAHMUD TRY YUDHA PAMUNGKAS
16511118

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

Diuji pada tanggal 1 September 2021
Oleh Dewan Penguji:

Pembimbing I


Dr. Ir. Edy Purwanto, CES., DEA.
NIK : 855110101

Penguji I


Hanindya Kusuma Artati, S.T.,M.T.
NIK : 045110407

Penguji II


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



Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil


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

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk memenuhi salah satu persyaratan pada Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan 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, 1 September 2021

Yang membuat pernyataan,



Mahmud-Try Yudha Pamungkas

(16511118)

DEDIKASI



*Segala puji hanya milik Allah Ta'ala sholawat serta salam kepada baginda
Rasulullah Muhammad Sallahualihiwassalam.*

*Dengan ini saya dedikasikan tugas akhir ini kepada kedua orang tua, kakak-
kakak saya, serta sahabat-sahabat yang selalu memberikan dukungan dan doa
sehingga saya bersemangat dalam menyusun Tugas Akhir ini hingga selesai.*

*Semoga Allah Ta'ala senantiasa melimpahkan rahmat, hidayah, dan kasih
sayang-Nya kepada kita semua baik di dunia ataupun di akhirat.*

Hakarya Gora Anggatra Nagara.

Kan kujaga dan kukembangkan Indonesiaku.

KATA PENGANTAR

Alhamdulillah puji syukur penyusun panjatkan kehadirat Allah SWT atas segala rahmat dan hidayah-Nya, sehingga penyusun dapat menyelesaikan Laporan Tugas akhir ini dengan baik dan lancar. Shalawat serta salam tidak lupa kami curahkan kepada junjungan nabi besar kita, Nabi Muhammad SAW beserta keluarga, para sahabat dan umatnya hingga akhir zaman.

Selama proses menyusun dan menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini, penyusun mendapat banyak bantuan dari pihak lain dari segi bimbingan, arahan, serta saran dan kritik demi terselesaikannya tugas besar ini dengan hasil yang baik. Untuk itu, pada kesempatan kali ini penyusun ingin menyampaikan ucapan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Bapak Dr. Ir. Edy Purwanto, CES., DEA. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
2. Ibu Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T. dan Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng. selaku dosen penguji Tugas Akhir ini, yang telah memberikan banyak masukan, kritik maupun saran, dan memberikan evaluasi agar lebih baik pada kemudian hari.
3. Ibu Dr.Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
4. Ibu Sugiyati dan Bapak Suprpto, S.H. yang selalu mendoakan, memberikan kasih sayang, dan memberikan semangat serta bantuan baik secara moril dan materiil dalam penyusunan naskah tugas akhir ini.
5. Saudari Krefsiana Mulati Suprpto, A.Md dan Saudara Zulfikar Achmad Nurhandika, S.Psi yang selalu memberikan bantuan baik secara moril maupun materiil.
6. Mona Ardina Astriliani, S.E. yang selalu memberikan dukungan, bantuan dan waktu dalam berbagai kesulitan.

7. Bapak Bendy Kurnia, S.T., M.T. selaku *project manager* di Proyek Pembangunan Jembatan Kiringan Sungai Opak.
8. Sahabat-sahabat Kos Ahsan dan Lawang Sewu yang telah menemani perjalanan penulis selama menempuh studi di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia
9. Teman-teman Angkatan 2016 Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia yang memberikan bantuan dan semangat kepada penulis hingga dapat terselesaikannya naskah tugas akhir ini.
10. Semua pihak yang telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini.

Akhirnya dengan selesainya Laporan Tugas Akhir ini penyusun menyadari adanya kekurangan pada tugas besar ini, untuk itu penyusun sangat mengharapkan kritik dan saran yang membangun agar dapat menjadi lebih baik pada waktu yang akan datang.

Yogyakarta, 1 September 2021



Mahmud Try Yudha Pamungkas

16511118

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
DEDIKASI	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR LAMPIRAN	xix
DAFTAR NOTASI	xx
ABSTRAK	xxii
ABSTRACT	xxiv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	4
1.5 Batasan Penelitian	4
1.6 Studi Kasus	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1 Umum	6
2.2 Perkuatan Tanah dengan Dinding Penahan Tanah	7
2.3 Perkuatan Tanah dengan <i>Bored Pile</i>	10
2.4 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang	11
BAB III LANDASAN TEORI	16
3.1 Tanah	16
3.1.1 Definisi Tanah	16

3.1.2	Propertis Tanah	16
3.1.3	Klasifikasi Tanah	22
3.1.4	Kuat Geser Tanah	24
3.2	Stabilitas Lereng	25
3.2.1	Umum	25
3.2.2	Analisis Stabilitas Lereng Menggunakan Metode Fellenius	26
3.3	Dinding Penahan Tanah	28
3.3.1	Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever	28
3.3.2	Tekanan Tanah Lateral	29
3.3.3	Pengaruh Beban di atas Tanah Urug	33
3.3.4	Stabilitas Dinding Penahan Tanah	34
3.4	<i>Bored Pile</i>	39
3.4.1	Perhitungan Beban-beban yang Bekerja Pada <i>Bored Pile</i>	39
3.5	Plaxis	41
BAB IV METODE PENELITIAN		43
4.1	Gambaran Umum	43
4.2	Lokasi Studi Kasus	44
4.3	Tahapan Penelitian	44
4.4	Parameter Analisis	46
4.4.1	Parameter Tanah	46
4.4.2	Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored pile</i>	46
4.4.3	Muka Air Tanah	47
4.4.4	Penampang Melintang Lereng	48
4.5	Bagan Alir	49
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN		51
5.1	Gambaran Umum	51
5.2	Data Parameter Tanah dan Beban	52
5.2.1	Data Tanah	52
5.2.2	Data Beban	54
5.3	Analisis Lereng Asli	56
5.3.1	Analisis Lereng Asli Menggunakan Program Plaxis	57

5.3.2 Pembuatan Jaring elemen	58
5.3.3 Tahap Perhitungan	59
5.3.4 Hasil Output dengan Program Plaxis	60
5.3.5 Analisis Lereng Asli Menggunakan Perhitungan Manual Metode Fellenius	62
5.4 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i>	67
5.4.1 Data Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i>	67
5.4.2 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> menggunakan Program Plaxis 8.6	68
5.4.3 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> menggunakan Perhitungan Manual	84
5.4.4 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> menggunakan Perhitungan Manual dengan Beban Gempa	153
5.5 Pembahasan	196
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	202
6.1 Kesimpulan	202
6.2 Saran	203
DAFTAR PUSTAKA	204
LAMPIRAN	206

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang	12
Tabel 3.1	Derajat Kejenuhan	19
Tabel 3.2	Berat Jenis Tanah	19
Tabel 3.3	Kisaran Nilai Permeabilitas Tanah	20
Tabel 3.4	Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah	21
Tabel 3.5	Hubungan Jenis Tanah dan <i>Poisson Ratio</i>	21
Tabel 3.6	Faktor-Faktor Kapasitas Dukung Vesic (1973)	37
Tabel 3.7	Hubungan Nilai Faktor	39
Tabel 4.1	Data Parameter Tanah	46
Tabel 5.1	Data Parameter Tanah	54
Tabel 5.2	Data Beban Lalu Lintas	55
Tabel 5.3	Rekapitulasi Perhitungan Menggunakan Metode Fellenius	65
Tabel 5.4	Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli	86
Tabel 5.5	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli	88
Tabel 5.6	Rekapitulasi Tahanan Gesek Ultimit <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli	92
Tabel 5.7	Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Asli	94
Tabel 5.8	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Asli	95
Tabel 5.9	Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Asli	97
Tabel 5.10	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Asli	98
Tabel 5.11	Rekapitulasi Tulangan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan	

	<i>Bored Pile</i> Kondisi Asli	116
Tabel 5.12	Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan	119
Tabel 5.13	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan	122
Tabel 5.14	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan	123
Tabel 5.15	Rekapitulasi Tahanan Gesek Ultimit <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan	126
Tabel 5.16	Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Perubahan	128
Tabel 5.17	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Perubahan	129
Tabel 5.18	Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Asli	131
Tabel 5.19	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Perubahan	132
Tabel 5.20	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Perubahan	133
Tabel 5.21	Rekapitulasi Tulangan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan	151
Tabel 5.22	Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli dengan Beban Gempa	155
Tabel 5.23	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli dengan Beban Gempa	159
Tabel 5.24	Rekapitulasi Tahanan Gesek Ultimit <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli dengan Beban Gempa	164
Tabel 5.25	Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Asli dengan Beban Gempa	167

Tabel 5.26	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Asli	168
Tabel 5.27	Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Asli	170
Tabel 5.28	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Asli dengan Beban Gempa	171
Tabel 5.29	Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa	173
Tabel 5.30	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa	180
Tabel 5.31	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa	181
Tabel 5.32	Rekapitulasi Tahanan Gesek Ultimit <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa	186
Tabel 5.33	Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Perubahan	189
Tabel 5.34	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa	190
Tabel 5.35	Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Asli dengan Beban Gempa	192
Tabel 5.36	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa	194
Tabel 5.37	Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa	195

Tabel 5.38 Perbandingan Angka Keamanan pada Lereng Asli, Lereng yang Diperkuat Menggunakan Dinding Penahan Tanah, dan Lereng yang Diperkuat Menggunakan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile*

200



DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Letak Jembatan Kiringan Berdasarkan Eksisting Jalan	2
Gambar 1.2	Potongan Melintang Sungai	3
Gambar 3.1	Diagram Fase Tanah	17
Gambar 3.2	Klasifikasi Tanah Sistem USCS	23
Gambar 3.3	Sistem Klasifikasi Tanah AASHTO	24
Gambar 3.4	Pola Keruntuhan Lereng	26
Gambar 3.5	Gaya yang Bekerja pada Irisan	27
Gambar 3.6	Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever	29
Gambar 3.7	Tanah Lateral saat Diam	30
Gambar 3.8	Tanah Lateral Aktif	32
Gambar 3.9	Tekanan Lateral Pasif	33
Gambar 3.10	Tekanan Tanah Akibat Beban Terbagi Rata	34
Gambar 4.1	Letak Jembatan Kiringan Berdasarkan Eksisting Jalan	44
Gambar 4.2	Potongan Melintang Sungai	44
Gambar 4.3	Data Bor Log BM 2	47
Gambar 4.4	Penampang Melintang Lereng	48
Gambar 4.5	Bagan Alir Tugas Akhir	49
Gambar 4.6	Bagan Alir Pemodelan Lereng Pada Program Plaxis	50
Gambar 5.1	Denah Lokasi Bor Log	52
Gambar 5.2	Data Bor Log	53
Gambar 5.3	Peta Wilayah dengan Prosedur Spesifik Situs	56
Gambar 5.4	Peta Gempa Wilayah Sungai Opak Imogiri	56
Gambar 5.5	Potongan Melintang Lereng Asli	57
Gambar 5.6	Pemodelan Potongan Melintang Lereng Asli pada	58
Gambar 5.7	Jaring-Jaring Elemen	58
Gambar 5.8	Perhitungan Tegangan Awal	59
Gambar 5.9	Proses Perhitungan Lereng Asli	60

Gambar 5.10	<i>Deformed Mesh</i> Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	61
Gambar 5.11	<i>Effective Stress</i> Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	61
Gambar 5.12	Arah Pergerakan Tanah Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	62
Gambar 5.13	Daerah Potensial Keruntuhan Lereng Asli Tanpa Beban Gempa	62
Gambar 5.14	Penampang Irisan pada Lereng Asli	63
Gambar 5.15	Dimensi Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i>	67
Gambar 5.16	Pemodelan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli Pada Program Plaxis 8.6	69
Gambar 5.17Jaring-Jaring Elemen Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli	69
Gambar 5.18	Perhitungan Tegangan Awal Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli	70
Gambar 5.19	Proses Perhitungan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli Pada Program Plaxis 8.6	71
Gambar 5.20	<i>Deformed Mesh</i> Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa	72
Gambar 5.21	<i>Deformed Mesh</i> Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli Dengan Beban Gempa	72
Gambar 5.22	<i>Effective Stress</i> Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa	73
Gambar 5.23	<i>Effective Stress</i> Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli Dengan Beban Gempa	73
Gambar 5.24	Arah Pergerakan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa	74
Gambar 5.25	Daerah Potensial Keruntuhan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa	74
Gambar 5.26	Arah Pergerakan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli Dengan Beban Gempa	75
Gambar 5.27	Daerah Potensial Keruntuhan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli Dengan Beban Gempa	75

Gambar 5.28	Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa	76
Gambar 5.29	Pemodelan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan Pada Program Plaxis 8.6	77
Gambar 5.30	Jaring-Jaring Elemen Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan	77
Gambar 5.31	Perhitungan Tegangan Awal Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan	78
Gambar 5.32	Proses Perhitungan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan Pada Program Plaxis 8.6	79
Gambar 5.33	<i>Deformed Mesh</i> Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan Tanpa Beban Gempa	80
Gambar 5.34	<i>Deformed Mesh</i> Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan Dengan Beban Gempa	80
Gambar 5.35	<i>Effective Stress</i> Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan Tanpa Beban Gempa	81
Gambar 5.36	<i>Effective Stress</i> Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa	81
Gambar 5.37	Arah Pergerakan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan Tanpa Beban Gempa	82
Gambar 5.38	Daerah Potensial Keruntuhan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan Tanpa Beban Gempa	82
Gambar 5.39	Arah Pergerakan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan Dengan Beban Gempa	83
Gambar 5.40	Daerah Potensial Keruntuhan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan Dengan Beban Gempa	83
Gambar 5.41	Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan <i>Bored pile</i> Kondisi Perubahan Tanpa Beban Gempa	84
Gambar 5.42	Pembagian Pias-Pias pada Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli	85

Gambar 5.43	Diagram Tekanan Tanah Lateral Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli	87
Gambar 5.44	Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal Kondisi Asli	93
Gambar 5.45	Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan I-I Kondisi Asli	94
Gambar 5.46	Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan II-II Kondisi Asli	96
Gambar 5.47	Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan III-III dan Tinjauan IV-IV Kondisi Asli	99
Gambar 5.48	Momen yang Terjadi Pada Pelat Kaki Pondasi Kondisi Asli	100
Gambar 5.49	Pembagian Perhitungan Tulangan Kondisi Asli	102
Gambar 5.50	Penulangan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli	117
Gambar 5.51	Penulangan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli	117
Gambar 5.52	Pembagian Pias-Pias pada Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan	118
Gambar 5.53	Diagram Tekanan Tanah Lateral Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan	120
Gambar 5.54	Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal Kondisi Perubahan.	127
Gambar 5.55	Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan I-I Kondisi Perubahan	128
Gambar 5.56	Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan II-II Kondisi Perubahan	130
Gambar 5.57	Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan III-III dan Tinjauan IV-IV Kondisi Perubahan	134
Gambar 5.58	Momen yang Terjadi Pada Pelat Kaki Pondasi Kondisi Perubahan	135
Gambar 5.59	Pembagian Perhitungan Tulangan Kondisi Perubahan	137
Gambar 5.60	Penulangan Dinding Penahan Tanah Kondisi Perubahan	152
Gambar 5.61	Penulangan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan	152
Gambar 5.62	Pembagian Pias-Pias pada Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli dengan	

Beban Gempa	154
Gambar 5.63 Diagram Tekanan Tanah Lateral Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa	156
Gambar 5.64 Diagram Tekanan Tanah Dinamis Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Asli	158
Gambar 5.65 Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal Kondisi Asli dengan Beban Gempa	165
Gambar 5.66 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan I-I Kondisi Asli dengan Beban Gempa	166
Gambar 5.67 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan II-II Kondisi Asli dengan Beban Gempa	169
Gambar 5.68 Pembagian Pias-Pias pada Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa	172
Gambar 5.69 Diagram Tekanan Tanah Lateral Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan Tanpa Beban Gempa	174
Gambar 5.70 Diagram Tekanan Tanah Dinamis Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan <i>Bored Pile</i> Kondisi Perubahan	178
Gambar 5.71 Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa	187
Gambar 5.72 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan I-I Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa	188
Gambar 5.73 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan II-II Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa	191

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Surat Permohonan Data

Lampiran 2 Denah Bor log

Lampiran 3 Data Bor log



DAFTAR NOTASI

SF	= angka keamanan
τ	= tegangan geser
σ	= tegangan normal
c	= kohesi tanah
φ	= sudut geser dalam tanah
θ	= sudut keruntuhan
Pa	= tekanan tanah aktif total
Pp	= tekanan tanah pasif total
Pae	= tekanan tanah dinamis total
γ	= berat volume basah tanah
γ_d	= berat volume kering tanah
H	= tinggi dinding penahan tanah
Ka	= koefisien tekanan aktif
Kp	= koefisien tekanan pasif
β	= sudut kemiringan permukaan tanah urug terhadap horizontal
δ	= sudut gesek antara dinding dan tanah
Fgs	= faktor aman terhadap penggeseran
ΣR_h	= tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran
W	= berat total dinding penahan tanah dan tanah diatas pelat pondasi
δ_h	= sudut gesek antara tanah dan dasar pondasi
ca	= ad.c = adhesi antara tanah dan dasar pondasi
ad	= factor adhesi
ΣPh	= jumlah gaya-gaya horizontal
f	= koefisien gesek antara tanah dengan dasar pondasi.
Fgl	= faktor aman terhadap penggulingan
ΣM_w	= momen yang melawan penggulingan
ΣM_{gl}	= momen yang mengakibatkan penggulingan

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

ABSTRAK

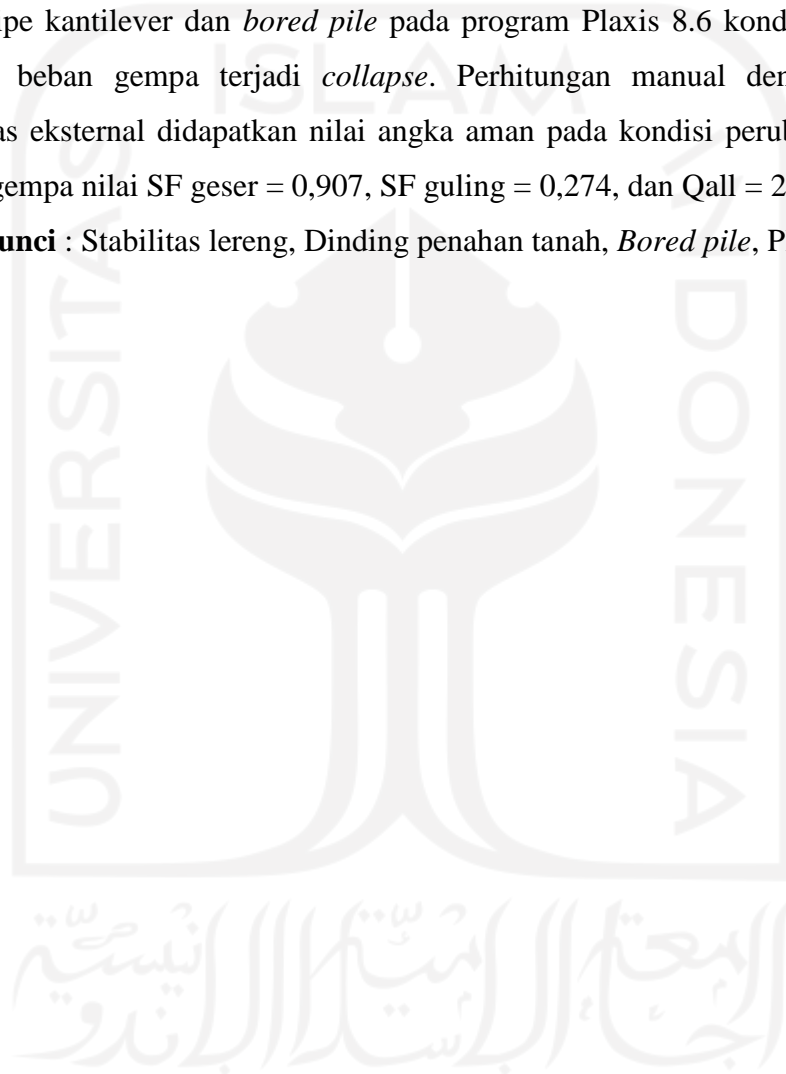
Pada awal tahun 2020, pemerintah melalui dana hibah Badan Penanggulangan Bencana Daerah (BPBD) Kabupaten Bantul melakukan pembangunan jembatan yang diterjang dan ambrol akibat banjir di Sungai Opak tahun 2017. Salah satu jembatan tersebut adalah Jembatan Kiringan. Pada perencanaan awal Jembatan Kiringan, proyek ini hanya terfokus pada jembatan saja. Namun setelah proses pembangunan berlangsung, dilakukan penambahan jumlah pekerjaan yaitu dinding penahan tanah pada sisi kanan dan kiri penampang sungai sebagai perkuatan jembatan dan juga mitigasi bencana tanah longsor.

Penelitian ini dilakukan dengan menganalisis stabilitas lereng asli menggunakan program Plaxis 8.6 dan perhitungan manual Metode Fellenius, serta lereng yang diperkuat menggunakan dinding penahan tanah tipe kantilever dan *bored pile* dengan mencari angka keamanan lereng menggunakan plaxis 8.6 dan perhitungan manual tanpa beban gempa dan menggunakan beban gempa pada Sta 0 + 275 di Jembatan Kiringan Sungai Opak.

Hasil perhitungan nilai angka aman pada lereng asli menggunakan program Plaxis 8.6 tidak didapatkan nilai angka aman, maka digunakan perhitungan manual yang didapat nilai angka aman sebesar 0,741. Hasil perhitungan nilai angka aman pada lereng menggunakan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dan *bored pile* pada program Plaxis 8.6 kondisi asli tanpa beban gempa didapatkan nilai angka aman sebesar 1,148. Perhitungan manual dengan tinjauan stabilitas eksternal didapatkan nilai angka aman pada kondisi asli tanpa beban gempa nilai SF geser = 7,031, SF guling = 1,5, dan $Q_{all} = 252,062$ kN. Sedangkan hasil perhitungan nilai angka aman pada lereng menggunakan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dan *bored pile* pada program Plaxis 8.6 kondisi perubahan tanpa beban gempa didapatkan nilai angka aman sebesar 1,175. Kemudian perhitungan manual dengan tinjauan stabilitas eksternal didapatkan nilai angka aman pada kondisi asli tanpa beban gempa nilai SF geser = 6,579, SF guling = 1,582, dan $Q_{all} = 252,062$ kN. Hasil perhitungan nilai angka aman pada lereng menggunakan perkuatan

dinding penahan tanah tipe kantilever dan *bored pile* pada program Plaxis 8.6 kondisi asli dengan beban gempa terjadi *collapse*. Perhitungan manual dengan tinjauan stabilitas eksternal didapatkan nilai angka aman pada kondisi asli dengan beban gempa nilai SF geser = 0,744, SF guling = 0,111, dan $Q_{all} = 252,062$ kN. Sedangkan angka aman pada lereng menggunakan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dan *bored pile* pada program Plaxis 8.6 kondisi perubahan dengan beban gempa terjadi *collapse*. Perhitungan manual dengan tinjauan stabilitas eksternal didapatkan nilai angka aman pada kondisi perubahan dengan beban gempa nilai SF geser = 0,907, SF guling = 0,274, dan $Q_{all} = 252,062$ kN.

Kata kunci : Stabilitas lereng, Dinding penahan tanah, *Bored pile*, Plaxis 8.6



ABSTRACT

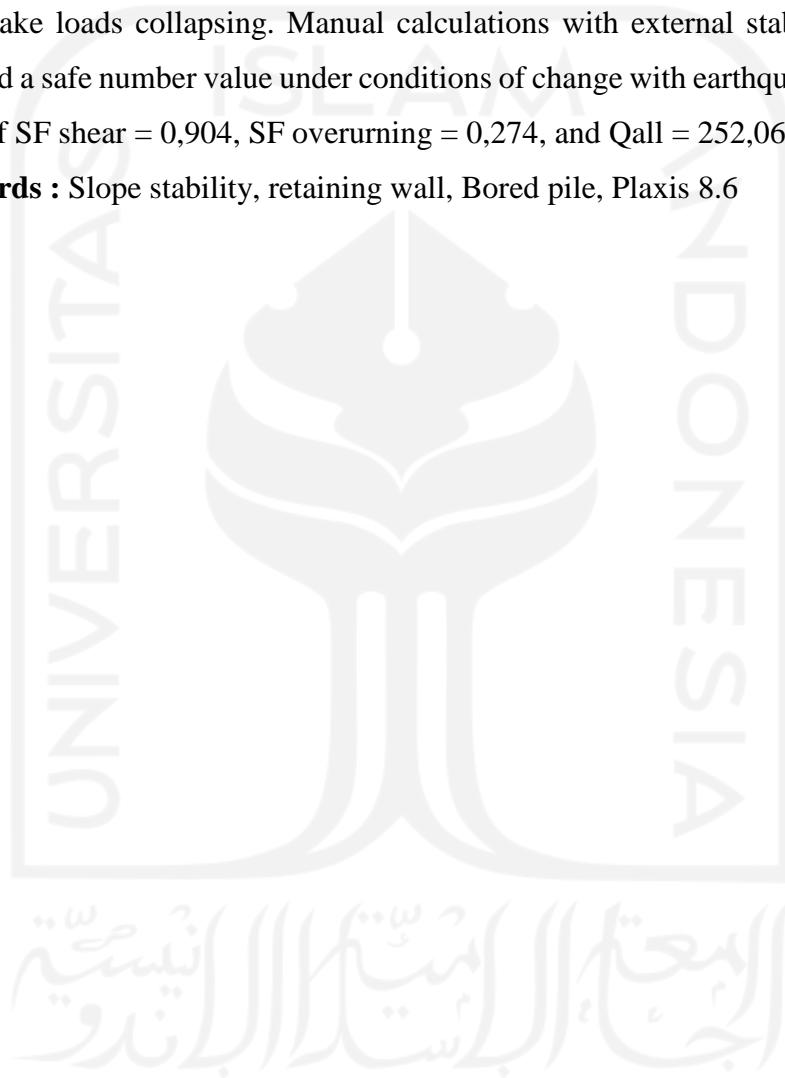
In early 2020, the government through a grant from the Regional Disaster Management Agency (BPBD) of Bantul Regency carried out the construction of a bridge that was hit and collapsed due to the 2017 flood on the Opak River. One of these bridges is the Kiringan Bridge. In the initial planning of the Kiringan Bridge, this project only focused on the bridge. However, after the construction process took place, additional work was carried out, namely retaining walls on the right and left sides of the river cross section as bridge reinforcement and also landslide disaster mitigation.

This research was conducted by analyzing the stability of the original slope using the Plaxis 8.6 program and the manual calculation of the Fellenius method, as well as the reinforced slope using cantilever and bored pile retaining walls by finding the slope safety number using Plaxis 8.6 and manual calculations without earthquake loads and using earthquake loads at Sta 0 + 275 at the Opak River Kiringan Bridge.

The results of calculating the safe value on the original slope using the Plaxis 8.6 program did not get a safe number value, so manual calculations were used which obtained a safe value 0,741. The results of the calculation of the safe value on the slopes using cantilever and bored pile retaining wall reinforcement in the Plaxis 8.6 program in the original condition without earthquake loads, the safe number value was 1,148. Manual calculations with external stability reviews obtained a safe value in the original condition without earthquake loads, the value of SF shear = 7,031, SF overturning = 1,5, and Qall = 252,062 kN. The results of the calculation of the safe value on the slopes using cantilever and bored pile retaining wall reinforcement in the Plaxis 8.6 program in conditions of change without earthquake loads obtained a safe value value of 1.175. Manual calculation with external stability review obtained a safe value in the original condition without earthquake loads, the value of SF shear = 6.579, SF overturning = 1,582, and Qall = 252.062 kN. While the safe number with earthquake loads in the Plaxis 8.6

program, the original condition collapsed. Manual calculations with an external stability review obtained a safe value value in the original condition with earthquake loads, the value of SF shear = 0,744, SF overturning = 0,111, and Qall = 252,062 kN. The safe number on the slope using cantilever and bored pile type retaining wall reinforcement in the Plaxis 8.6 program in conditions of change with earthquake loads collapsing. Manual calculations with external stability reviews obtained a safe number value under conditions of change with earthquake loads, the value of SF shear = 0,904, SF overturning = 0,274, and Qall = 252,062 kN.

Keywords : Slope stability, retaining wall, Bored pile, Plaxis 8.6



BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pembangunan di Indonesia saat ini sedang gencar-gencarnya dilakukan. Pembangunan tersebut diantaranya berupa infrastruktur yang berguna untuk memperkuat perekonomian negara. Infrastruktur yang tersedia pada sebuah negara akan sangat berpengaruh terhadap keadaan perekonomian negara tersebut. Pembangunan tersebut diantaranya adalah pembangunan jalan tol, jembatan, bangunan gedung, bandar udara, pelabuhan, dan lain sebagainya. Dalam perancangan suatu bangunan tersebut, tentunya dibutuhkan tanah sebagai tempat berdirinya bangunan tersebut.

Tanah merupakan bagian yang penting dari berdirinya suatu bangunan yaitu sebagai materi dalam dunia konstruksi yang berperan sebagai fondasi suatu konstruksi bangunan. Tanah juga harus memiliki dan memenuhi persyaratan tertentu baik dari aspek teknis maupun non-teknis yaitu kualitas, kekuatan dan segi ekonomis. Tanah harus memiliki daya dukung yang baik untuk menjaga dan menentukan kestabilan, kelayakan dan umur konstruksi.

Dalam menjaga stabilitas suatu tanah dari kelongsoran pada daerah dengan daya dukung tanah yang kurang baik, maka harus dilakukan suatu sistem perkuatan tanah. Kelongsoran suatu tanah dapat diartikan sebagai akibat dari peningkatan tegangan geser tanah atau menurunnya kekuatan geser suatu massa tanah. Kekuatan geser dari massa suatu tanah tidak mampu untuk memikul beban kerja yang terjadi di atasnya (Hardiyatmo, 2010).

Penyebab dari kelongsoran atau gangguan stabilitas lereng lainnya dapat terjadi akibat dari kegiatan manusia maupun kondisi alam sekitar. Kedua penyebab tersebut sangat berbahaya bagi masyarakat dan lingkungan sekitar. Pada tahun 2017 silam, banjir menghantam dan menghanyutkan Jembatan Kiringan yang berada di Dusun Kiringan, Desa Canden yang menghubungkan dengan Dusun Pelemadu.

Jembatan ini digunakan warga sebagai sarana penghubung antar dusun di atas aliran Sungai Opak.

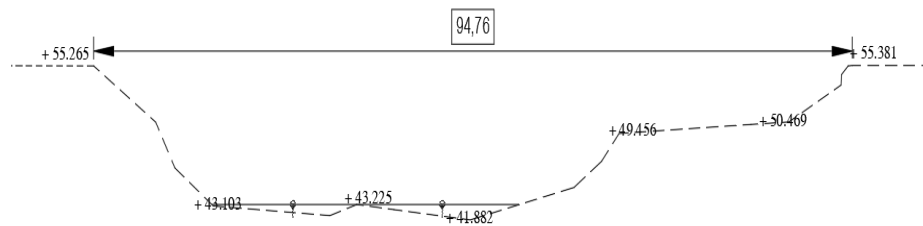
Pada awal tahun 2020, pemerintah melalui dana hibah Badan Penanggulangan Bencana Daerah (BPBD) Kabupaten Bantul melakukan pembangunan jembatan yang diterjang dan ambrol akibat banjir di Sungai Opak pada tahun 2017. Salah satu jembatan tersebut adalah Jembatan Kiringan. Pada perencanaan awal Jembatan Kiringan, proyek ini hanya terfokus pada jembatan saja. Namun setelah proses pembangunan berlangsung, dilakukan penambahan jumlah pekerjaan yaitu dinding penahan tanah pada sisi kanan dan kiri penampang sungai sebagai perkuatan jembatan dan juga mitigasi bencana banjir dan tanah longsor.

Dinding penahan tanah dan *bored pile* adalah bangunan yang berfungsi untuk menstabilkan tanah pada kondisi tanah di area lereng alam, lereng buatan maupun lereng akibat urugan tanah. Dalam mengoptimalkan fungsinya, maka struktur dinding penahan tanah dan *bored pile* harus mampu menahan beban dari tanah dan beban dari luar. Dalam mengetahui faktor keamanan sisi sungai tersebut maka peneliti akan menggunakan program komputer Plaxis 8.6 dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* kemudian dibandingkan dengan perhitungan manual. Permodelannya struktur akan disesuaikan dengan kondisi asli di lapangan sehingga akan didapatkan hasil analisis yang ideal.



Gambar 1. 1 Letak Jembatan Kiringan Berdasarkan Eksisting Jalan

(Sumber: Google Earth, 2021)



Gambar 1. 2 Potongan Melintang Sungai

(Sumber: PT. Telaga Pasir Kuta, 2021)

1.2 Rumusan Masalah

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

1. Bagaimana stabilitas lereng asli di sekitar Jembatan Kiringan Sungai Opak, Imogiri, Bantul sebelum dilakukan perkuatan tanah?
2. Bagaimana stabilitas lereng bila diperkuat menggunakan dinding penahan tanah kantilever dan *bored pile* tanpa adanya beban gempa?
3. Bagaimana stabilitas lereng bila diperkuat menggunakan dinding penahan tanah kantilever dan *bored pile* dengan adanya beban gempa?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan penelitian ini adalah sebagai berikut ini.

1. Untuk mengetahui angka aman lereng asli di di sekitar Jembatan Kiringan Sungai Opak, Imogiri, Bantul.
2. Untuk mengetahui angka aman bila lereng diperkuat dengan menggunakan dinding penahan tanah kantilever dan *bored pile* tanpa adanya beban gempa.
3. Untuk mengetahui angka aman bila lereng diperkuat dengan menggunakan dinding penahan tanah kantilever dan *bored pile* dengan adanya beban gempa.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat yang didapat dari penelitian ini adalah sebagai berikut ini.

1. Dapat memberikan informasi mengenai angka keamanan desain dinding penahan tanah dan *bored pile* yang sudah ada.
2. Dapat memberikan gambaran cara menganalisis perkuatan tanah dengan program Plaxis 2D.
3. Dapat memberikan gambaran perbedaan nilai angka keamanan antara lereng asli tanpa perkuatan dengan perkuatan tanah menggunakan dinding penahan tanah kantilever dan *bored pile*.

1.5 Batasan Penelitian

Beberapa batasan masalah dalam penelitian ini adalah sebagai berikut ini.

1. Data tanah dan desain konstruksi berupa gambar kerja yang digunakan didapatkan dari Badan Penanggulangan Bencana Daerah (BPBD) Bantul 2020.
2. Dimensi stabilitas lereng yang ditinjau hanya bagian Sta 0 + 275 sisi barat pada Sungai Opak dan disesuaikan di lapangan.
3. Analisis dan permodelan perkuatan tanah dengan Program Plaxis 2D menggunakan Plaxis 8.6.
4. Hanya meneliti angka keamanan dari lereng asli dan lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tanah kantilever dan *bored pile* dengan membandingkan hasil perhitungan pada program Plaxis dan perhitungan manual.
5. Tidak menghitung penurunan yang terjadi pada pondasi.
6. Muka air tanah yang digunakan berdasarkan hasil pengujian bor log yaitu pada kedalaman 12 m di bawah permukaan tanah.
7. Faktor gempa yang diperhitungkan adalah faktor gempa yang berada di lokasi proyek yaitu di Sungai Opak di Imogiri, Bantul dan permodelan beban gempa pada program Plaxis menggunakan beban gempa statis dengan mengabaikan sesar.

8. Dinding penahan tanah menggunakan beton bertulang dengan tipe kantilever dengan tinggi 7,6 m dan lebar 2,1 m dengan panjang total 50 m dan mutu beton yang digunakan yaitu $f_c' = 25$ Mpa.
9. Jenis tulangan untuk dinding penahan tanah menggunakan tulangan pokok D16 dan tulangan sengkang P10 sedangkan *bored pile* menggunakan tulangan pokok D16 dan tulangan sengkang P10.
10. Bored pile yang digunakan memiliki diameter 40 cm dan tinggi 10 m dengan jarak setiap *pile* 1 m dan mutu beton yang digunakan yaitu $f_c' = 25$ Mpa
11. Beban lalu lintas didapatkan dari Panduan Geoteknik 4 No. Pt. T-10-2002-B (2002).
12. Penelitian yang dilakukan tidak termasuk detail gambar, proses, dan rencana anggaran biaya.

1.6 Studi Kasus

Peneliti mengambil kasus pada Proyek Pembangunan Jembatan Kiringan Sungai Opak, Imogiri, Bantul. Pada proyek ini akan dilakukan analisis kestabilan lereng asli dan kestabilan lereng setelah diperkuat menggunakan dinding penahan tanah kantilever dan *bored pile*. Analisis akan menggunakan program Plaxis versi 8.6. Proyek ini merupakan proyek rehabilitasi dan rekonstruksi pada Jembatan Kiringan Sungai Opak di Imogiri, Bantul.

Rehabilitasi dan rekonstruksi dari proyek ini yaitu perbaikan infrastruktur jembatan beserta penambahan pekerjaan yaitu dinding penahan tanah pada Sungai Opak akibat banjir yang disebabkan Siklon Cempaka pada tahun 2017. Rehabilitasi dan rekonstruksi lainnya juga dilakukan pada perbaikan fasilitas umum khususnya 4 jembatan lainnya yang juga terkena imbas dan ambrol akibat banjir pada tahun 2017.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Perkuatan tanah adalah sebuah usaha yang dilakukan untuk tujuan yaitu meningkatkan kualitas karakteristik tanah yang fokus utamanya adalah meningkatkan parameter kuat geser tanah. Parameter geser tanah ini berfungsi untuk mendukung sebuah bangunan struktur sehingga mampu menahan beban yang bekerja dan beban sendiri dari suatu struktur dengan deformasi yang diijinkan. Secara umum menurut Hardiyatmo (2012) tujuan dari perkuatan tanah adalah sebagai berikut.

1. Menaikkan daya dukung dan kuat geser.
2. Menaikkan modulus.
3. Mengurangi *kompresibilitas*.
4. Mengontrol stabilitas volume dalam mengembang dan menyusut.
5. Mengurangi kerentanan terhadap *likuifaksi*.
6. Memperbaiki material untuk bahan konstruksi.
7. Memperkecil pengaruh lingkungan.

Dalam usaha melakukan perbaikan tanah dengan menggunakan perkuatan tanah terdapat banyak metode, sebagai contohnya adalah menggunakan dinding penahan tanah dan *bored pile*. Dengan menggunakan salah satu dari metode tersebut diharapkan dapat memperbaiki kualitas karakteristik tanah dalam menopang beban struktur dan beban luar. Salah satu bentuk dari perkuatan tanah tersebut yaitu perbaikan lereng.

Perbaikan lereng adalah sebuah metode yang digunakan untuk menangani lereng-lereng yang tak stabil. Lereng yang tidak stabil ini terutama disebabkan oleh sifat tanah yang dijumpai atau sifat tanah di lapangan. Jenis tanah dan jenis formasi tanah yang berbahaya umumnya tersusun dari lapisan-lapisan schist yang lapuk atau lempung lunak yang berupa serpihan, lempung kaku yang retak, lempung yang

mengandung pasir atau lanau, dan massa tanah kohesif yang mengandung lapisan-lapisan atau kantung-kantung lanau atau pasir yang berair.

Menurut Hardiyatmo (2012), metode perbaikan stabilitas lereng dibagi tiga kelompok sebagai berikut.

1. Metode geometri yaitu perbaikan lereng dengan cara mengubah geometri lereng.
2. Metode hidrologi yaitu dengan cara menurunkan muka air tanah atau menurunkan kadar air tanah pada lereng.
3. Metode-metode kimia dan mekanis yaitu dengan cara *grouting* semen untuk menambah kuat geser tanah atau memasang bahan tertentu (tiang) di dalam tanah.

2.2 Perkuatan Tanah dengan Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah adalah suatu konstruksi yang digunakan untuk menahan beban tanah secara vertikal ataupun terhadap kemiringan tertentu dan mencegah keruntuhan tanah yang miring atau lereng yang kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri. Tanah yang tertahan memberikan dorongan secara aktif pada struktur dinding sehingga struktur cenderung akan terguling atau akan tergeser. Fungsi dinding-dinding tersebut yaitu memberikan stabilitas tanah atau bahan lain yang kondisi massa bahannya tidak memiliki kemiringan alami, dan juga digunakan untuk menahan atau menopang timbunan tanah.

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

1. Perkuatan Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah dan Geotekstil
Annisa (2018) melakukan penelitian yang memiliki tujuan untuk mengetahui nilai angka aman (SF) dinding pasangan batu, dinding penahan tanah serta merencanakan perkuatan lereng menggunakan geotekstil. Penelitian dilakukan dengan menggunakan metode elemen hingga yaitu dengan program Plaxis.

Pada analisis stabilitas dinding penahan tanah, digunakan analisis dengan perhitungan manual menurut teori Rankine dan dilakukan analisis dengan program Plaxis. Nilai angka aman dinding pasangan batu pada kondisi muka air normal dengan beban pejalan dan beban gempa sebesar 1,232 dan 1,016, pada kondisi muka air banjir sebesar 1,235 dan 1,015. Angka aman tersebut menunjukkan bahwa lereng sungai dengan dinding pasangan batu tersebut kritis dan tidak stabil sehingga terjadi keruntuhan. Hasil analisis stabilitas dinding penahan tanah pada kondisi muka air normal memiliki angka aman stabilitas terhadap penggeseran, penggulingan, dan kapasitas dukung tanah berturut-turut sebesar 4,346; 7,520; dan 4,288. Pada kondisi muka air banjir sebesar 3,885; 6,923; dan 3,590; sedangkan dengan program Plaxis diperoleh angka aman dengan beban pejalan dan beban gempa pada kondisi muka air normal sebesar 2,949 dan 1,563, pada kondisi muka air banjir sebesar 3,027 dan 1,564. Hasil tersebut menunjukkan bahwa dinding penahan tanah aman dan stabil. Dalam perencanaan perkuatan lereng dengan geotekstil untuk lereng variasi 1 didapatkan nilai angka aman pada kondisi muka air normal 2,433 dan 1,579 dan pada muka air banjir 2,494 dan 1,574. Angka aman untuk lereng variasi 2 pada kondisi muka air normal sebesar 2,665 dan 1,569 dan pada kondisi muka air banjir 2,733 dan 1,567. Hasil tersebut menunjukkan bahwa perencanaan perkuatan lereng dengan geotekstil aman dan stabil serta dapat digunakan sebagai alternatif perkuatan pada lereng bantaran sungai Gajah Putih.

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

Nurtanti (2019) dalam penelitiannya menganalisis stabilitas struktur dengan mencari angka keamanan lereng menggunakan plaxis 8.6 dan perhitungan manual pada Sta +100 di Sungai Pabelan. Hasil analisis stabilitas lereng asli akan diperkuat dengan menggunakan dinding penahan tanah beton bertulang dan turap baja. Hasil analisis didapatkan bahwa stabilitas lereng tanah asli tidak aman. Analisis dengan menggunakan plaxis didapatkan (SF tanpa gempa = 1.1049, SF dengan gempa = 1.0932) sedangkan analisis dengan manual fellenius didapatkan (SF = 0.8613). Hasil angka aman untuk lereng yang

diperkuat dengan dinding penahan tanah beton bertulang tipe kantilever dengan plaxis didapatkan (SF tanpa gempa = 1.8716, SF dengan gempa = 1.2730) sedangkan analisis manual didapatkan (SF Geser= 3.1527, SF guling = 3.7738, SF daya dukung = 3.2651, $q_{maks} = 299.281250 \text{ kN/m}^2$, $q_{min} = 132.498531 \text{ kN/m}^2$). Hasil angka aman lereng yang diperkuat dengan turap baja menggunakan plaxis didapatkan (SF tanpa gempa =1.5734, SF dengan gempa=1.3067) sedangkan analisis dengan manual fellenius didapatkan (SF =1.6953).

3. Perkuatan Tanah Menggunakan Dinding Penahan Tanah dan Sheet Pile Baja
Kurniawan (2019) dalam penelitiannya melakukan analisis stabilitas lereng menggunakan program Plaxis 8.6 untuk mengetahui nilai angka aman lereng pada kondisi sebelum dan sesudah menggunakan dinding penahan tanah tipe kantilever dan *sheet pile* baja pada Jalan Tol Seksi V Balikpapan - Samarinda Sta. 2+850 - 3+050 yang merupakan bagian dari ruas Jalan Tol Trans Kalimantan Timur. Hasil perhitungan nilai angka aman pada lereng dengan timbunan asli menggunakan program Plaxis 8.6 tidak didapatkan nilai angka aman, maka digunakan perhitungan manual yang didapat sebesar 0,351. Dengan nilai Angka aman < 1,25 maka lereng labil atau tidak aman terhadap keruntuhan. Pada lereng dengan dinding penahan tanah dengan menggunakan program Plaxis 8.6 pada kondisi masa konstruksi tanpa beban gempa sebesar 1,9354 dan dengan beban gempa sebesar 1,9257. Sedangkan nilai angka aman pada kondisi paska konstruksi tanpa beban gempa sebesar 1,5250 dan dengan beban gempa sebesar 1,5172. Dengan nilai Angka aman > 1,25, maka lereng aman terhadap keruntuhan. Sedangkan pada *sheet pile* baja dengan menggunakan program Plaxis 8.6 pada kondisi masa konstruksi tanpa beban gempa sebesar 2,4031 dan dengan beban gempa sebesar 2,3535. Sedangkan nilai angka aman pada kondisi paska konstruksi tanpa beban gempa sebesar 1,7522 dan dengan beban gempa sebesar 1,7359. Dengan nilai Angka aman > 1,25, maka lereng aman terhadap keruntuhan.

2.3 Perkuatan Tanah dengan *Bored Pile*

Dinding penahan tanah adalah salah satu bentuk perkuatan tanah yang sering digunakan dalam rekayasa sipil. Dinding penahan adalah dinding yang digunakan untuk menahan beban tanah secara vertikal ataupun terhadap kemiringan tertentu yang berfungsi untuk memberikan stabilitas tanah atau bahan lain yang kondisi massa bahannya tidak memiliki kemiringan alami, dan juga digunakan untuk menahan atau menopang timbunan tanah.

Terdapat beberapa penelitian terdahulu yang digunakan sebagai referensi dan bukti keaslian dari penelitian ini dikarenakan topik penelitian yang sejenis. Penelitian mengenai perkuatan tanah dengan *bored pile* yang digunakan adalah sebagai berikut.

1. Perkuatan Tanah Menggunakan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile*

Harison dkk (2013) dalam penelitiannya menggunakan metode fellenius untuk menganalisis titik kelongsoran pada kondisi awal dengan angka keamanan sebesar 0,98. Sedangkan menggunakan program *plaxis v 8.2* dengan dinding penahan tanah diperoleh angka keamanan sebesar 1,302 dan perkuatan dinding penahan tanah serta *bored pile* diperoleh angka keamanan sebesar 1,363. Kelongsoran tersebut terjadi karena dasar sungai yang dangkal sehingga pada saat banjir muka air banjir hampir sejajar dengan tanggul, hal ini menyebabkan daya dukung di tanggul melemah akibat terendam air.

2. Perkuatan Tanah Menggunakan Dinding Penahan *Soldier Pile* dengan *Software Plaxis*

Mina dkk (2017) dalam penelitiannya melakukan analisis stabilitas dinding penahan tanah jenis *Soldier Pile* pada Proyek Pembangunan Apartemen Paragon Square menggunakan konsep tekanan tanah aktif *Rankine*. Stabilitas dinding diuji terhadap momen guling, gaya geser dan daya dukung tanah di bawahnya. Sedangkan, untuk bahan komparasi hasil analisa manual dibandingkan dengan hasil luaran program *Plaxis*. Berdasarkan hasil analisis kestabilan diperoleh nilai faktor keamanan stabilitas dinding terhadap guling, geser dan daya dukung berturut-turut adalah 1,714, 2,147 dan 3,742. Sedangkan, hasil analisa menggunakan *software Plaxis* didapat nilai faktor

keamanan sebesar 1,858. Dinding penahan menggunakan *soldier pile* dengan diameter 0,8 m dan tinggi 15 m pada pembangunan basement Proyek Apartemen Paragon ditinjau dari nilai faktor keamanan yang dihasilkan ternyata melebihi nilai faktor keamanan yang disyaratkan ($=1.5$) hal tersebut menunjukkan bahwa *soldier pile* memiliki daya tahan yang cukup aman.

3. Analisis Stabilitas Lereng Menggunakan Software Geostudio Slop/w 2007

Iswan dkk (2019) melakukan penelitian mengenai analisa kegagalan struktur lereng tanah pada jalur ganda Kereta Api Martapura-Baturaja. Pengaruh hujan deras yang mengguyur sebagian besar wilayah Martapura-Baturaja mengakibatkan kelongsoran dan kemiringan sebagian jalur *double track* kereta api sepanjang 50 m yang memiliki kondisi geografis terdiri dari tanah timbunan yang cukup tinggi dan curam, sehingga rawan mengalami kelongsoran. Hasil analisis stabilitas lereng eksisting dengan analisis komputasi yaitu Geostudio Slop/w 2007 dengan menggunakan Metode Fellenius menunjukkan kondisi tidak stabil karena dari hasil analisa diperoleh variasi beban dan tiang pile dengan adanya jenis tanah dan kohesi serta sudut geser tanah yang kurang baik sehingga diperlukan adanya perkuatan pada lereng tersebut.

Berdasarkan hasil uji laboratorium yang telah dilakukan dari sampel yang diambil dari lokasi, maka analisis stabilitas lereng eksisting dengan analisis komputasi menunjukkan kondisi tidak stabil karena dari hasil analisa nilai angka keamanan 1,731 untuk kondisi 1 dan 1,732 untuk kondisi 2, sehingga diperlukan adanya perkuatan pada lereng tersebut. Dari hasil analisis stabilitas lereng yang telah diperkuat dengan kombinasi dinding penahan tanah dan bor pile menggunakan analisis komputasi diperoleh nilai angka keamanan yang lebih besar dibandingkan dengan hanya diperkuat dengan dinding penahan tanah sebesar 3,978 untuk kondisi 1 dan 3,983 untuk kondisi 2, sehingga desain perkuatan tersebut aman dan mampu menahan kelongsoran.

2.4 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

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

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Peneliti	Harison dkk	Mina dkk	Annisa	Nurtanti	Kurniawan	Iswan dkk	Pamungkas
Tahun	2013	2017	2018	2019	2019	2019	2021
Judul Penelitian	Analisa Geoteknik dan Penanggulangan Kelongsoran Tanggul Sungai Banjir Kanal Barat Semarang	Analisis Kelongsoran Galian <i>Basement</i> Menggunakan Dinding Penahan <i>Soldier Pile</i> dengan <i>Software</i> Plaxis	Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah dan Perencanaan perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil pada Bantaran Sungai Gajah Putih	Analisis Perkuatan Tanah dengan Menggunakan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang dan Dinding Turap Baja dengan Program Plaxis 8.6 pada Sungai Pabelan	Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah dan Sheet Pile Baja pada Lereng Jalan Tol Samarinda – Balikpapan STA 2+850 – 3+050	Analisa Kegagalan Struktur Lereng Tanah Pada Jalur Ganda dengan Menggunakan Analisis Komputasi (Studi Kasus : Sta 208+00 Doeble Track Kereta Api Martapura-Baturaja)	Analisis Perkuatan Tanah dengan Menggunakan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang dan <i>Bored Pile</i> dengan Program Plaxis 8.6 pada Sungai Pabelan
Tujuan Penelitian	Untuk memperoleh perbedaan nilai aman dengan menggunakan DPT dan tidak menggunakan DPT	Untuk menguji kestabilan dinding penahan tanah pola kelongsoran yang terjadi pada pembangunan basement yang menggunakan soldier pile.	Mengetahui nilai angka aman (SF) dinding pasangan batu, dinding penahan tanah serta merencanakan perkuatan lereng menggunakan geotekstil.	Untuk mengetahui angka aman lereng asli di Sungai Pabelan, Mungkid, Magelang, lereng diperkuat dengan menggunakan dinding penahan tanah beton tertulang, dan lereng diperkuat dengan menggunakan <i>Steel Sheet Pile</i> .	Untuk mengetahui angka aman pada lereng timbunan tanah asli, lereng timbunan menggunakan dinding penahan tanah jenis kantilever, dan lereng timbunan menggunakan <i>sheet pile</i> baja.	Untuk menganalisa kegagalan struktur lereng tanah pada jalur ganda Kereta Api Martapura-Baturaja.	Untuk mengetahui angka aman lereng asli di Sungai Opak, Kiringan, Bantul, lereng diperkuat dengan menggunakan dinding penahan tanah beton tertulang dan diperkuat dengan menggunakan <i>Bored Pile</i>

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Peneliti Tahun	Harison dkk 2013	Mina dkk 2017	Annisa 2018	Nurtanti 2019	Kurniawan 2019	Iswan dkk 2019	Pamungkas 2021
Metode Penelitian	Menggunakan <i>Plaxis</i> v 8.2 dan perhitungan manual metode Fellinius	Analisa stabilitas dihitung manual dan perhitungan dari program <i>Plaxis</i> v.8.2	Analisis perhitungan manual dan analisis dengan metode elemen hingga menggunakan program <i>Plaxis</i> .	Analisis dilakukan dengan program <i>Plaxis</i> 2D Versi 8.6 dan perhitungan secara manual menggunakan metode Fellinius.	Analisis dilakukan dengan program <i>Plaxis</i> 2D Versi 8.6 dan perhitungan secara manual menggunakan metode Fellinius.	Analisa Kegagalan Struktur Lereng Tanah Pada Jalur Ganda dengan program <i>Geostudio</i> Slop/w 2007 dengan menggunakan metode Fellinius	Analisis dilakukan dengan program <i>Plaxis</i> 2D Versi 8.6 dan perhitungan secara manual menggunakan metode Fellinius.
Hasil Penelitian	Menggunakan metode fellenius untuk menganalisis titik kelongsoran pada kondisi awal dengan angka keamanan sebesar 0,98. Sedangkan menggunakan program <i>plaxis</i> v 8.2 dengan dinding.	Berdasarkan hasil analisis kestabilan diperoleh nilai faktor keamanan stabilitas dinding terhadap guling, geser dan daya dukung berturut-turut adalah 1,714, 2,147 dan 3,742. Sedangkan, <i>pile</i>	Nilai angka aman dinding pasangan batu pada kondisi muka air normal dengan beban pejalan dan beban gempa sebesar 1,232 dan 1,016, pada kondisi muka air banjir sebesar 1,235 dan 1,015 (tidak aman). Angka aman stabilitas dinding penahan tanah	Angka aman untuk lereng yang diperkuat dengan DPT beton bertulang tipe kantilever dengan <i>plaxis</i> (SF tanpa gempa = 1.8716, SF dengan gempa = 1.2730) Analisis manual didapatkan (SFGeser= 3.1527, SFGuling= 3.7738, SF daya dukung = 3.2651, qmaks =	Hasil perhitungan nilai angka aman pada lereng dengan timbunan asli Jalan Tol Balikpapan – Samarinda Sta. 2+850 – 3+050 menggunakan perhitungan manual metode Fellinius sebesar 0,351. Nilai angka	Analisis komputasi menunjukkan kondisi tidak stabil karena dari hasil analisa nilai angka keamanan 1,731 untuk kondisi 1 dan 1,732 untuk kondisi 2, sehingga diperlukan adanya perkuatan pada lereng tersebut. Dari hasil analisis stabilitas lereng yang telah diperkuat dengan kombinasi.	

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Peneliti Tahun	Harison dkk 2013	Mina dkk 2017	Annisa 2018	Nurtanti 2019	Kurniawan 2019	Iswan dkk 2019	Pamungkas 2021
	<p>penahan tanah diperoleh angka keamanan sebesar 1,302 dan kekuatan dinding penahan tanah serta <i>bored pile</i> diperoleh angka keamanan sebesar 1,363. Kelongsoran tersebut terjadi karena dasar sungai yang dangkal sehingga pada saat banjir muka air banjir hampir sejajar dengan tanggul, hal ini menyebabkan daya dukung di tanggul melemah akibat terendam air.</p>	<p>hasil analisa menggunakan <i>software</i> Plaxis didapat nilai faktor keamanan sebesar 1,858. Dinding penahan menggunakan <i>soldier pile</i> dengan diameter 0,8 m dan tinggi 15 m pada pembangunan basement Proyek Apartemen Paragon ditinjau dari nilai faktor keamanan yang dihasilkan ternyata melebihi nilai faktor keamanan yang disyaratkan (=1.5) hal tersebut menunjukkan bahwa <i>soldier</i> memiliki daya</p>	<p>dengan program <i>Plaxis</i> dengan beban pejalan dan beban gempa pada kondisi muka air normal sebesar 2,949 dan 1,563, pada kondisi muka air banjir sebesar 3,027 dan 1,564 (aman), kekuatan lereng dengan geotekstil untuk lereng variasi 1 didapatkan nilai angka aman pada muka air normal 2,433 dan 1,579 dan pada muka air banjir 2,494 dan 1,574 (aman).</p>	<p>299.281250 kN/m², $q_{min} = 132.498531$ kN/m²). Angka aman lereng yang diperkuat dengan turap baja menggunakan <i>plaxis</i> didapatkan (SF tanpa gempa = 1.5734, SF dengan gempa = 1.3067) sedangkan analisis dengan manual <i>fellenius</i> didapatkan (SF = 1.6953).7</p>	<p>aman pada lereng dengan kekuatan dinding penahan tanah tipe kantilever kondisi masa konstruksi tanpa beban gempa sebesar 1,9255 dan dengan beban gempa sebesar 1,9022. Sedangkan nilai angka aman pada kondisi paska konstruksi tanpa beban gempa sebesar 1,5927 dan dengan beban gempa sebesar 1,5862. nilai angka aman pada lereng dengan</p>	<p>dinding penahan tanah dan bor pile menggunakan analisis komputasi diperoleh nilai angka keamanan yang lebih besar dibandingkan dengan hanya diperkuat dengan dinding penahan tanah sebesar 3,978 untuk kondisi 1 dan 3,983 untuk kondisi 2, sehingga desain kekuatan tersebut aman dan mampu menahan kelongsoran.</p>	

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dan Sekarang

Peneliti	Harison dkk	Mina dkk	Annisa	Nurtanti	Kurniawan	Iswan dkk	Pamungkas
Tahun	2013	2017	2018	2019	2019	2019	2021
		tahan yang cukup aman.			perkuatan <i>sheet pile</i> baja pada kondisi masa konstruksi tanpa beban gempa sebesar 2,469 dan dengan beban gempa sebesar 2,363 Sedangkan nilai angka aman pada kondisi paska konstruksi tanpa beban gempa sebesar 1,8022 dan dengan beban gempa sebesar 1,7964.		

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

3.1.1 Definisi Tanah

Tanah adalah himpunan mineral, bahan organik, dan endapan-endapan yang relatif lepas (*loose*) yang terletak di atas batuan dasar (*bedrock*). Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap diantara partikel-partikel. Ruang diantara partikel-partikel tersebut dapat berisi air, udara ataupun keduanya.

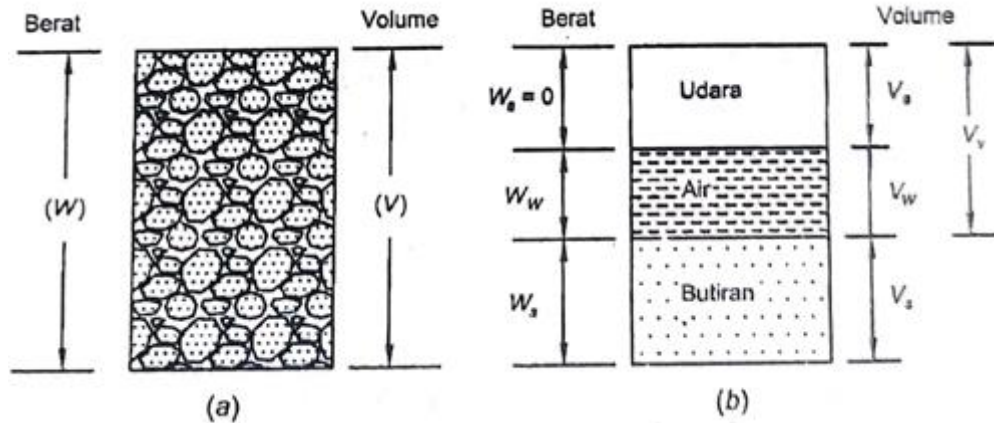
Proses pembentukan tanah berasal dari batuan induk yang mengalami proses fisik maupun kimia. Proses pembentukan tanah secara fisik terjadi akibat beberapa hal seperti, pengikisan akibat erosi, angin, air, manusia ataupun akibat perubahan suhu atau cuaca, membuat batuan berubah menjadi partikel-partikel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

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

3.1.2 Propertis Tanah

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

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



Gambar 3. 1 Diagram Fase Tanah

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

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

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

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

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

Dengan :

W = berat total

W_s = berat butiran padat

W_w = berat air

V = volume total

V_s = volume butiran padat

V_w = volume air

V_a = volume udara

V_v = volume rongga

1. Berat Volume Basah (γ_b)

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

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

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

2. Berat Volume Kering (γ_d)

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

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

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

3. Berat Volume Butiran Padat (γ_s)

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

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

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

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

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

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

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1) \gamma_w}{1+e}$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (3.8)$$

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

6. Derajat Kejenuhan (S)

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

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

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

Tabel 3.1 Derajat Kejenuhan

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

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

7. Berat Jenis (Gs)

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

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

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

Tabel 3.2 Berat Jenis Tanah

No	Jenis Tanah	Berat Jenis (Gs)
1	Kerikil	2,65 – 2,68
2	Pasir	2,65 – 2,68
3	Lanau tak organik	2,62 – 2,68
4	Lempung organik	2,58 – 2,65

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

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

8. Permeabilitas

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

Tabel 3.3 Kisaran Nilai Permeabilitas Tanah

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

9. Modulus Elastisitas

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

Tabel 3.4 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

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

(Sumber : Bowles, 1977)

10. Poisson Ratio

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

Tabel 3.5 Hubungan Jenis Tanah dan *Poisson Ratio*

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

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

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

3.1.3 Klasifikasi Tanah

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

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

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

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

G = Kerikil (*Gravel*)

- S = Pasir (*Sand*)
- C = Lempung (*Clay*)
- M = Lanau (*Silt*)
- O = Lanau atau lempung organik (*Organic silt or clay*)
- Pt = Tanah gambut dan tanah organik tinggi (*Peat and highly organic soil*)
- W = Gradasi baik (*Well-graded*)
- P = Gradasi buruk (*Poorly-graded*)
- H = Plastisitas tinggi (*High-plasticity*)
- L = Plastisitas rendah (*Low-plasticity*)

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

Divisi Utama	Simbol Kelompok	Nama Jenis		Nama Jenis	
Tanah berbutir kasar 50% butiran terahan seirangan no. 200 (0,075 mm)	Kerikil bersih (sedikit atau tak ada butiran halus)	GW	Kerikil gradasi baik dan campuran pasir-kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4, \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \text{ antara 1 dan 3}$ <p>Tidak memenuhi kedua kriteria untuk GW</p> <p>Batas-batas Atterberg di bawah garis A atau $PI < 4$</p> <p>Batas-batas Atterberg di atas garis A atau $PI > 7$</p>	
		GP	Kerikil gradasi buruk dan campuran pasir-kerikil atau tidak mengandung butiran halus		
	Kerikil banyak kandungan butiran halus	GM	Kerikil berlanau, campuran kerikil-pasir-lempung		
		GC	Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung		
	Pasir lebih dari 50% butiran terahan seirangan no. 4 (4,75 mm)	Kerikil bersih (sedikit atau tak ada butiran halus)	SW		Pasir gradasi baik, pasir berkerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus.
			SP		Pasir gradasi buruk, pasir kerikil, sedikit atau tidak mengandung butiran halus.
Pasir lebih dari 50% butiran terahan seirangan no. 4 (4,75 mm)	Kerikil banyak kandungan butiran halus	SM	Pasir berlanau, campuran pasir-lanau		
		SC	Pasir berlempung, campuran pasir-lempung		
Tanah berbutir halus 50% atau lebih lolos seirangan no. 200 (0,075 mm)	Lanau dan lempung batas cair 50% atau kurang	ML	Lanau tak organik dan pasir sangat halus, serbuk batuan atau pasir halus berlanau atau berlempung	<p>Menggunakan presentasi butiran halus seirangan no. 200 (0,075 mm) dan seirangan no. 4 (4,75 mm) untuk SW, SP, SM, SC. 5%, 12%, lolos seirangan no. 200. Batasan klasifikasi yang mempunyai simbol dobel.</p> <p>Diagram plastisitas. Untuk mengidentifikasi kadar butiran halus yang terkandung dalam tanah berbutir halus dan tanah berbutir kasar. Batas Atterberg yang termasuk dalam daerah yang dicirikan sebagai batasan klasifikasinya menggunakan dua simbol.</p> <p>Batas Cair LL (%) Garis A: $PI = 0.73(LL - 20)$</p>	
		CL	Lempung tak organik dengan plastisitas rendah sampai sedang, lempung berkerikil, lempung berpasir, lempung berlanau, lempung kurus ('lean clays')		
		CL	Lanau organik dan lempung berlanau organik dengan plastisitas rendah.		
	Lanau dan lempung batas cair > 50%	MH	Lanau tak organik atau pasir halus diatomae, lanau elastis		
		CH	Lempung tak organik dengan plastisitas tinggi, lempung gemuk ('fat clays')		
		OH	Lempung organik dengan plastisitas sedang sampai tinggi		
Tanah dengan kadar organik tinggi	Pt	Gambut ('peat') dan tanah lain dengan kandungan organik tinggi.	Manual untuk identifikasi secara visual dapat dilihat di ASTM Designation D-2488		

Gambar 3. 2 Klasifikasi Tanah Sistem USCS

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

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

Sistem klasifikasi AASHTO membagi tanah ke dalam 7 kelompok, dari A-1 sampai A-7 termasuk sub-sub kelompok. Tanah-tanah dalam setiap

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

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

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

Gambar 3.3 Sistem Klasifikasi Tanah AASHTO

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

3.1.4 Kuat Geser Tanah

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

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

Dengan :

τ = tegangan geser (kN/m²)

σ = tegangan normal (kN/m²)

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

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

Untuk mengetahui kuat geser tanah dapat dilakukan dengan uji geser langsung, uji triaksial, uji tekan bebas, dan uji kipas geser. Sedangkan persamaan yang digunakan adalah persamaan *coulomb* pada Persamaan 3.12 sebagai berikut.

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

Dengan :

τ = kuat geser tanah

c = kohesi

σ = tegangan total

u = tekanan air pori

φ = sudut gesek dalam

3.2 Stabilitas Lereng

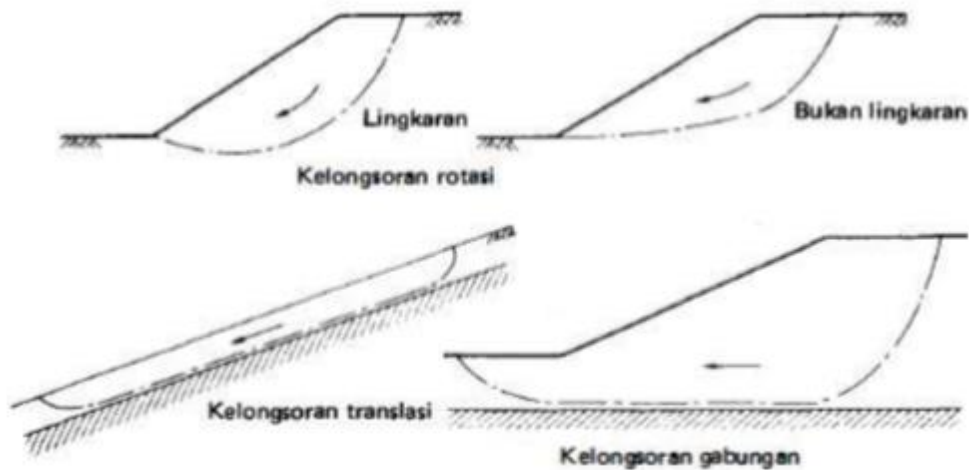
3.2.1 Umum

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

1. Penambahan beban pada lereng.
2. Penggalian atau pemotongan tanah pada kaki lereng.
3. Penggalian yang mempertajam kemiringan lereng.

4. Perubahan posisi muka air secara cepat.
5. Kenaikan tekanan lateral oleh air (air yang mengisi retakan akan mendorong tanah).
6. Gempa bumi atau getaran berlebihan.
7. Penurunan tahanan geser tanah pembentuk lereng akibat kenaikan kadar air.

Untuk lereng tanah homogen, umumnya suatu kelongsoran tanah terjadi dengan bidang longsor berupa lengkungan. Pengamatan terhadap kelongsoran lereng yang dilakukan oleh Collin (1846) menunjukkan bahwa kebanyakan kelongsoran lereng terjadi dengan bentuk bidang longsor berupa lengkungan atau rotasi. Keruntuhan pada tanah kohesif sering terjadi karena bertambahnya kadar air tanah. Namun dalam beberapa peristiwa juga ditemukan bahwa kelongsoran terjadi dalam bentuk atau pola keruntuhan translasi. Keruntuhan pada jenis ini biasanya terjadi pada tanah dasar keras. Jenis pola keruntuhan dapat dilihat pada gambar sebagai berikut.



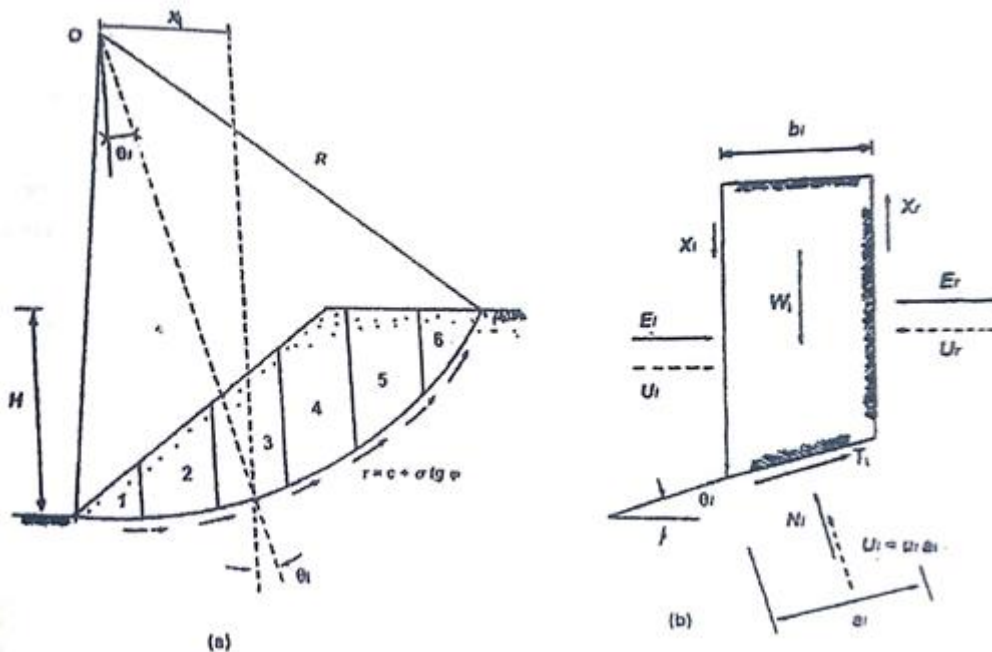
Gambar 3.4 Pola Keruntuhan Lereng

(Sumber : Craig, 1989)

3.2.2 Analisis Stabilitas Lereng Menggunakan Metode Fellenius

Menurut Hardiyatmo (2012), metode Fellenius menghasilkan faktor aman yang lebih rendah dari cara hitungan yang lebih teliti. Besarnya nilai kesalahan dapat tergantung dari faktor aman, sudut pusat lingkaran yang dipilih, dan besarnya tekanan air pori. Walaupun analisis ditinjau dalam tinjauan tegangan total,

kesalahan masih merupakan fungsi dari faktor aman dan sudut pusat dari lingkaran. Dalam perhitungannya, massa tanah yang longsor dipecah-pecah menjadi beberapa irisan vertikal. Gaya yang bekerja pada irisan dapat dilihat pada gambar sebagai berikut.



Gambar 3.5 Gaya yang Bekerja pada Irisan

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

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

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

Dengan :

F = Faktor aman

C = kohesi tanah (kN/m²)

ϕ = sudut gesek dalam tanah ($^{\circ}$)

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

W_i = berat irisan tanah ke- i (kN)

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

Θ_i = sudut pada irisan ke- i (°)

3.3 Dinding Penahan Tanah

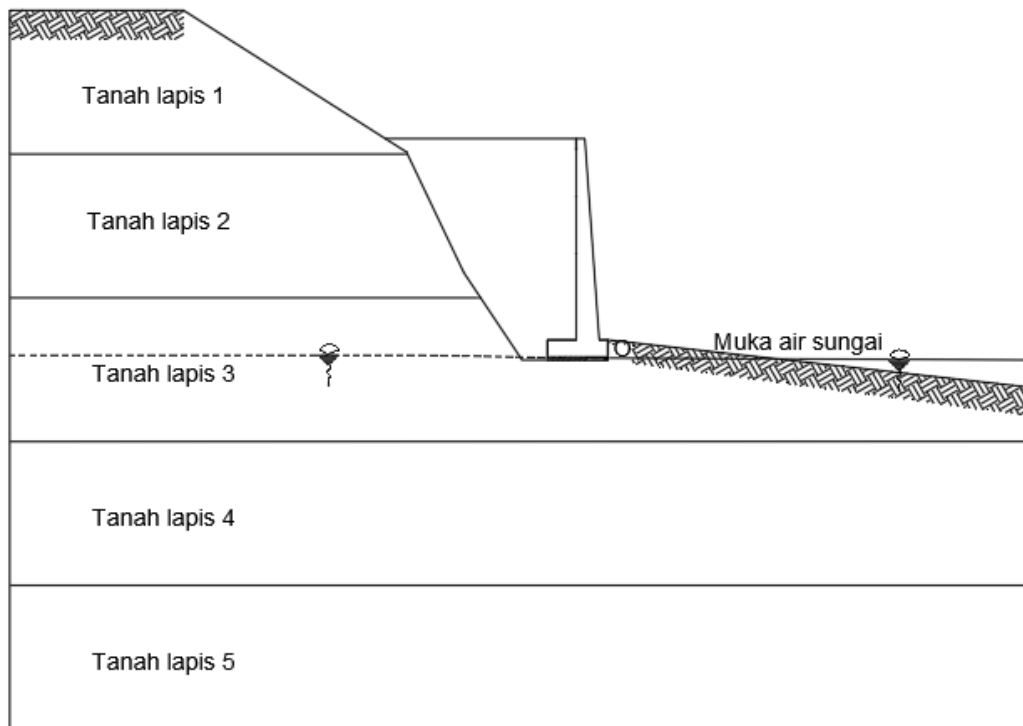
Dinding penahan tanah adalah suatu bangunan konstruksi yang digunakan untuk menahan tanah lepas atau alami dan mencegah keruntuhan tanah yang miring atau lereng yang kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri. Tanah yang tertahan memberikan dorongan secara aktif pada struktur dinding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

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

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

3.3.1 Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever

Dinding penahan tanah tipe kantilever adalah dinding yang terbuat dari kombinasi dinding dan beton bertulang yang berbentuk huruf T. Dimensi pelat dasar dibuat eksentrisitas ($e < B/6$) dengan tebal puncak minimum adalah 0,20 meter. Stabilitas konstruksi tipe kantilever ini diperoleh dari berat sendiri dinding penahan dan berat tanah di atas tumit tapak (heel). Terdapat 3 bagian struktur yang berfungsi sebagai kantiliver, yaitu bagian dinding vertikal (stem), tumit tapak dan ujung kaki tapak (toe). Biasanya ketinggian dinding ini tidak lebih dari 6 – 7 meter (Tanjung, 2016). Dinding penahan tanah tipe kantilever dapat dilihat pada gambar sebagai berikut.



Gambar 3. 6 Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever

(Sumber : PT. Telaga Pasir Kuta, 2020)

3.3.2 Tekanan Tanah Lateral

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

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

1. Tekanan Tanah Lateral Saat Diam

Tekanan tanah lateral saat diam adalah tekanan tanah ke arah lateral dengan tidak ada regangan yang terjadi dalam tanah. Tekanan tanah ini terjadi karena tekanan vertikal mengalami perubahan bentuk ke arah lateral karena pengaruh rasio poisson sehingga tanah disekitarnya menahan perubahan ke arah lateral. Hal ini menyebabkan tegangan arah vertikal maupun horisontal menjadi stabil

dan tidak ada tegangan geser sehingga tegangan geser didefinisikan sebagai K_0 . Tekanan tanah saat diam dapat dilihat pada Persamaan 3.14 sebagai berikut.

$$P_o = K_0 \times \gamma \times H \quad (3.14)$$

Dengan :

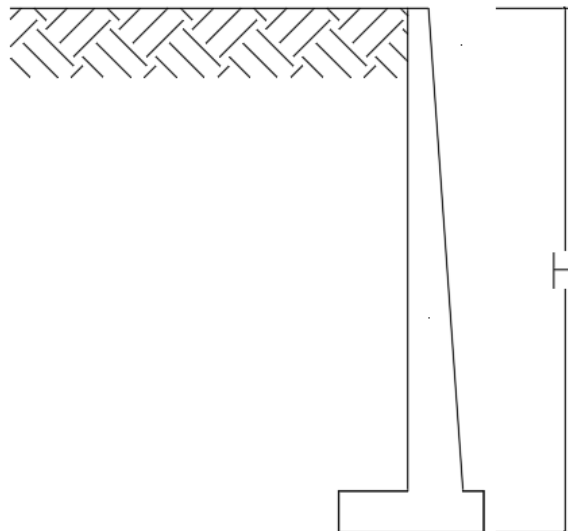
P_o = Tekanan tanah saat diam (kN/m)

K_0 = Koefisien tekanan tanah saat diam

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

H = Kedalaman tanah (m)

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



Gambar 3. 7 Tanah Lateral saat Diam

(Sumber : Hardiyatmo, 2014)

2. Tekanan Tanah Lateral Aktif

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

Nilai tekanan tanah aktif untuk tanah lateral dihitung dengan menggunakan teori Rankine yang dibagi menjadi nilai tekanan tanah aktif untuk tanah datar dan nilai tekanan tanah aktif untuk tanah miring. Untuk menghitung nilai koefisien tanah aktif pada tanah datar dapat dilihat pada Persamaan 3.15 sebagai berikut.

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

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

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

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

- a) Menghitung tekanan tanah aktif untuk tanah non kohesif

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

- b) Menghitung tekanan tanah aktif untuk tanah kohesif

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

Dengan :

P_a = Tekanan tanah aktif (kN/m)

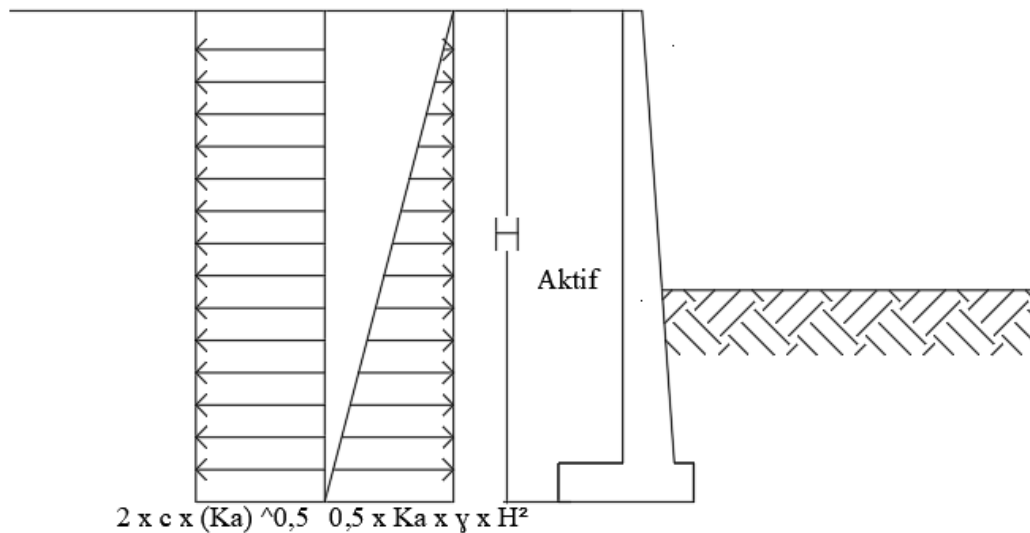
K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

H = Kedalaman tanah (m)

c = Kohesi (KN/m²)

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



Gambar 3. 8 Tanah Lateral Aktif

3. Tanah Lateral Pasif

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

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

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

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

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

- a) Menghitung tekanan tanah pasif untuk tanah non kohesif

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

- b) Menghitung tekanan tanah pasif untuk tanah kohesif

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

Dengan :

P_p = Tekanan tanah pasif (kN/m)

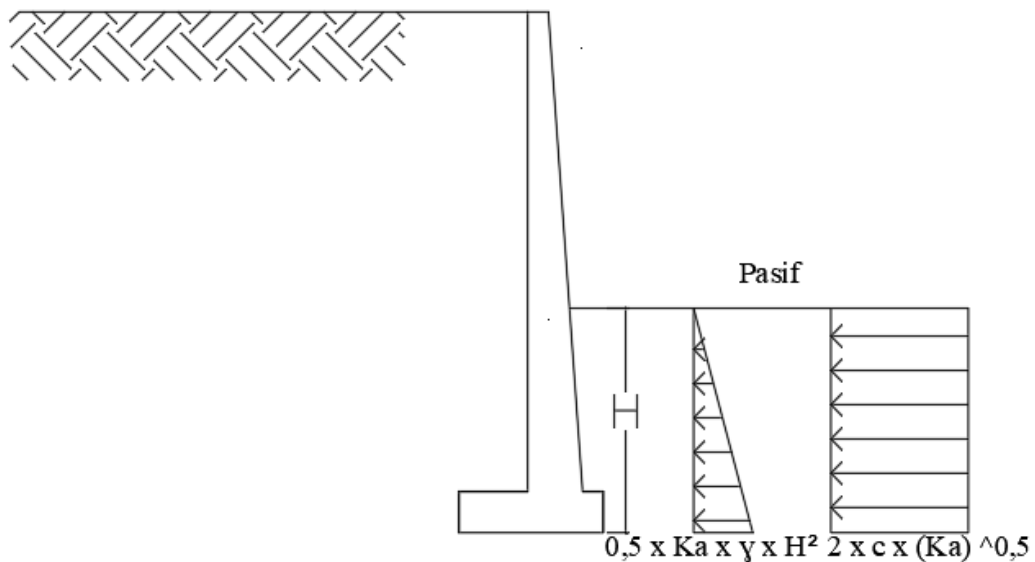
K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

H = Kedalaman tanah (m)

c = Kohesi (KN/m²)

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



Gambar 3. 9 Tekanan Lateral Pasif

3.3.3 Pengaruh Beban di atas Tanah Urug

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

1. Beban Terbagi Rata

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

$$P_a = h_s \gamma K_a$$

$$= q K_a H \quad (3.23)$$

Dengan :

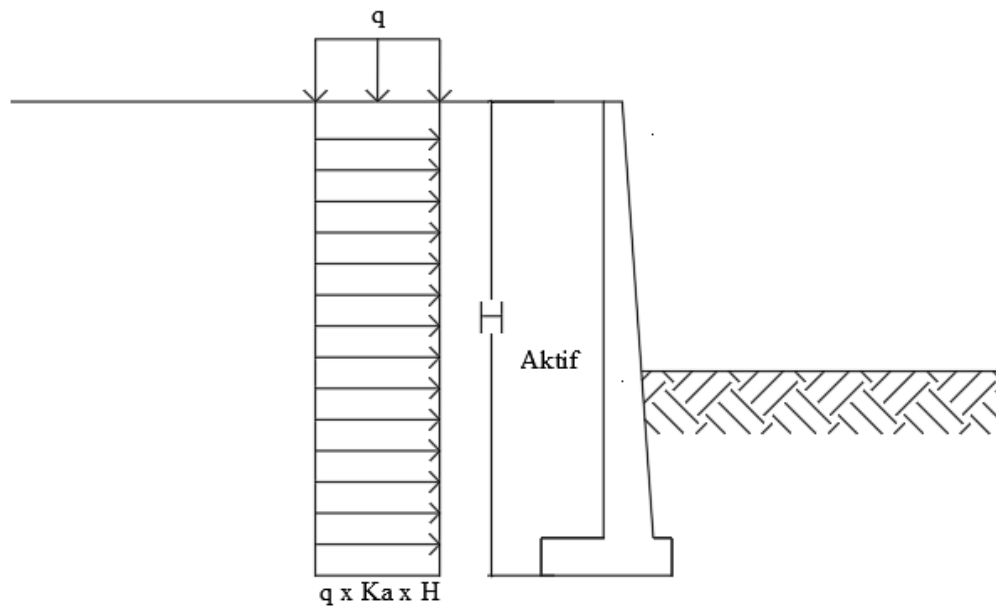
P_a = tambahan tekanan tanah aktif total akibat beban terbagi rata

q = beban terbagi rata

H = tinggi dinding penahan tanah

K_a = koefisien tekanan tanah aktif

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



Gambar 3. 10 Tekanan Tanah Akibat Beban Terbagi Rata

3.3.4 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

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

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

Gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah yaitu berat sendiri (W), gaya tekanan tanah aktif total tanah urug (Pa), gaya tekanan tanah pasif total di depan dinding (Pp), tekanan air pori di dalam tanah (Pw) dan reaksi tanah dasar (R). Gaya-gaya tersebut harus diimbangi dengan stabilitas dinding penahan tanah untuk menahan pengaruh tekanan rembesan agar volume tanah dibelakang dinding penahan tanah tidak mengalami penambahan akibat kadar air tanah. Perhitungan stabilitas dinding penahan tersebut adalah sebagai berikut.

1. Stabilitas terhadap penggeseran

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

$$Fgs = \frac{\Sigma Rh}{\Sigma Ph} \geq 1.5 \quad (3.25)$$

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

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

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

$$\Sigma Rh = Ca \times B \quad (3.27)$$

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

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

Dengan :

ΣRh = Tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran

W = Berat total dinding penahan tanah (kN)

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

Ca = $ad \times c$ = Adhesi antara tanah dan dasar fondasi

C = Kohesi tanah dasar (kN/m²)

ad = Faktor adhesi

B = Lebar fondasi (m)

ΣPh = Jumlah gaya - gaya horizontal (kN)

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

2. Stabilitas terhadap penggulingan

Dinding penahan tanah dapat mengalami guling akibat dari tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urug dibelakang dinding penahan dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pelat fondasi. Perhitungan faktor aman penggulingan berdasarkan Persamaan 3.29, 3.30, dan 3.31 sebagai berikut.

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

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

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

Dengan :

ΣM_w = Momen yang melawan penggulingan (kNm)

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

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

B = Lebar kaki dinding penahan (m)

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

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

3. Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

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

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

Φ (°)	Nc	Nq	N γ
5	6,49	1,57	0,45
6	6,81	1,72	0,57
7	7,16	1,88	0,71
8	7,53	2,06	0,86
9	7,92	2,25	1,03
10	8,34	2,47	1,22
11	8,80	2,71	1,44
12	9,28	2,97	1,69
13	9,81	3,26	1,97
14	10,37	3,59	2,29
15	10,98	3,94	2,65
16	11,63	4,34	3,06
17	12,34	4,77	3,53
18	13,10	5,26	4,07
19	13,93	5,80	4,68
20	14,83	6,40	5,39
21	15,81	7,07	6,20
22	16,88	7,82	7,13
23	18,05	8,66	8,20

Sumber : Hardiyatmo (2014)

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

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

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

$$I_q = \left(1 - \frac{0,5 \times H}{V + A' \times C_a \times \text{ctg } \varphi}\right)^5 \geq 0 \quad (3.33)$$

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

$$I_\gamma = \left(1 + \frac{0,5 \times H}{V + A' \times C_a \times \text{ctg } \varphi}\right)^5 \quad (3.35)$$

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

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

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

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

Dengan :

d_c, d_q, d_γ = Faktor kedalaman

i_c, i_q, i_γ = Faktor kemiringan

D = Kedalaman fondasi (m)

B = Lebar dasar fondasi (m)

γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

N_c, N_q, N_γ = Faktor kapasitas dukung

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

$$F = \frac{q_u}{q} \geq 3 \quad (3.39)$$

Dengan :

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

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

4. Stabilitas Lereng Terhadap Kelongsoran Global

Dinding penahan tanah yang digunakan sebagai perkuatan pada lereng juga harus stabil dan aman terhadap keruntuhan lereng secara menyeluruh. Analisis stabilitas lereng terhadap kelongsoran dapat dilakukan dengan program *Plaxis*. Bowless (1989) dalam Hardiyatmo (2010) mengklasifikasikan intensitas

longsor suatu lereng berdasarkan nilai angka aman (SF) lereng yang dapat dilihat pada tabel sebagai berikut.

Tabel 3. 7 Hubungan Nilai Faktor

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

Sumber: Hardiyatmo (2012)

3.4 Bored Pile

3.4.1 Perhitungan Beban-beban yang Bekerja Pada Bored Pile

Beban beban yang bekerja pada bored pile meliputi sebagai berikut.

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

3.4.2 Kontrol Bored Pile Terhadap Daya Dukung Tanah

1. Kapasitas dukung *bored pile* tunggal

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

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

Dengan :

Q_u = Kapasitas dukung ultimit tiang (kN)

Q_b = Tahanan ujung ultimit tiang (kN)

Q_s = Tahanan selimut ultimit tiang (kN)

W_p = Berat tiang (kN)

- a. Tahanan Ujung Ultimit

Perhitungan tahanan ujung ultimit berdasarkan nilai SPT dapat dihitung dengan menggunakan metode O'Neil & Reese (1989) dalam buku Analisis

dan Perancangan Fondasi-II, (Hardiyatmo, 2010) yang dinyatakan dalam Persamaan 3.41 dan 3.42 sebagai berikut.

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

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

Dengan :

Q_b = Tahanan ujung ultimit tiang (kN)

A_b = Luas penampang ujung tiang (m^2)

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

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

db = Diameter ujung bawah tiang bor

σ_r = Tegangan referensi = 100 kN/m^2

b. Tahanan Gesek Ultimit

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

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

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

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

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

Dengan :

Q_s = Tahanan selimut ultimit tiang (kN)

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

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

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

2. Efisiensi kelompok tiang

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

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

Dengan :

Q = Kapasitas dukung tiang maksimum dalam kelompok (kN)

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

n = Banyak tiang dalam kelompok

E = Efisiensi kelompok tiang

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

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

m = Jumlah tiang dalam deretan baris

n = Jumlah tiang dalam deretan kolom

θ = $\text{arc tg} \frac{d}{s}$ (dalam derajat)

d = Diameter tiang (m)

s = Jarak antar tiang (m)

3. Pengecekan beban terhadap jumlah tiang yang dipasang per meter
P yang menahan > P yang bekerja

3.5 Plaxis

Plaxis merupakan salah satu program pemodelan berdasarkan metode elemen hingga yang mampu melakukan analisis permasalahan geoteknik dalam perancangan sipil. Program ini memudahkan penggunaannya untuk dapat dengan cepat membuat pemodelan geometri dan jaring-jaring elemen berdasarkan penampang melintang dari kondisi yang ingin dilakukan analisis. Program plaxis bertujuan untuk mengimplementasikan tahapan pelaksanaan di lapangan ke dalam tahapan pengerjaan pada program. Dengan demikian diharapkan pemrograman ini dapat mendekati atau sedekat mungkin dengan pelaksanaan di lapangan, sehingga respon yang dihasilkan dari program dapat diasumsikan sebagai cerminan dari kondisi yang sebenarnya terjadi di lapangan.

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

1. Berat Volume tanah kering (γ dry)

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

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

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

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

BAB IV METODE PENELITIAN

4.1 Gambaran Umum

Dari hasil observasi yang telah dilakukan langsung di lapangan dan dari data yang diperoleh dari Badan Penganggulangan Bencana Daerah (BNPB) Bantul bahwa rehabilitasi dan rekonstruksi dilakukan karena adanya banjir yang menerjang pada tanggal 28 November 2017 yang mengakibatkan Jembatan Kiringan yang menghubungkan antara Kiringan dan Pelemadu ini runtuh. Jembatan Kiringan ini sangat penting bagi warga masyarakat sekitar. Dengan runtuhnya jembatan ini, tentu sangat mengganggu kehidupan warga yang mengakibatkan warga harus memutar cukup jauh untuk sampai ke tempat tujuan.

Pada perencanaan awal Jembatan Kiringan, proyek ini hanya terfokus pada jembatan saja. Namun setelah proses pembangunan berlangsung, dilakukan penambahan jumlah pekerjaan yaitu dinding penahan tanah pada sisi kanan dan kiri penampang sungai sebagai perkuatan jembatan dan juga mitigasi bencana banjir dan tanah longsor.

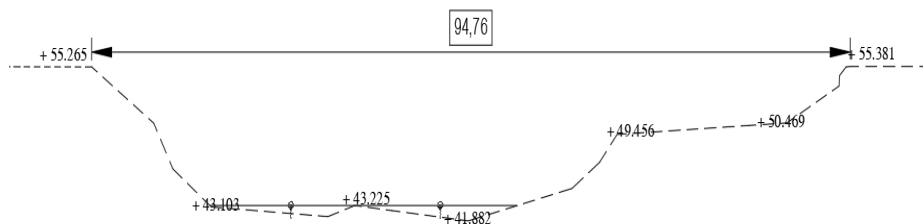
Lokasi penelitian dinding penahan tanah dan lereng yang ditinjau adalah pada bantaran Sungai Opak Sta. 0 + 275. Penelitian dilakukan dengan menganalisis stabilitas lereng asli dengan menggunakan program Plaxis terlebih dahulu dan dibandingkan dengan menggunakan perhitungan manual. Setelah hasil perhitungan angka keamanan didapatkan, maka akan dilakukan analisis terhadap lereng yang diperkuat menggunakan dinding penahan tanah tipe kantilever dan *bored pile*. Analisis lereng dengan perkuatan ini dilakukan pada dua kondisi yaitu kondisi eksisting atau asli dan perubahan. Perubahan yang dilakukan hanya terbatas pada perpindahan lokasi perkuatan tanpa mengubah dimensi dari perkuatan tersebut. Analisis lereng dengan perkuatan ini juga akan dihitung angka keamanannya berdasarkan perhitungan Plaxis dan juga perhitungan manual.

4.2 Lokasi Studi Kasus

Lokasi penelitian berada pada Sta.0 + 275 pada penampang Sungai Opak. Lokasi penelitian dan penampang melintang sungai dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan Gambar 4.2 sebagai berikut.



Gambar 4. 1 Letak Jembatan Kiringan Berdasarkan Eksiting Jalan
(Sumber: Google Earth, 2021)



Gambar 4. 2 Potongan Melintang Sungai
(Sumber: PT. Telaga Pasir Kuta, 2021)

4.3 Tahapan Penelitian

Tahapan penelitian adalah metode atau cara yang digunakan dalam mengolah data hingga mencapai hasil penelitian yang diinginkan. Data yang didapatkan kemudian dianalisis berdasarkan proses pengerjaannya. Dalam menyelesaikan penelitian ini terdapat beberapa tahapan dalam proses pengerjaannya. Proses pengerjaan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Tahap Persiapan

Pada tahap ini, dilakukan pencarian dan mempelajari literatur yang berhubungan dengan topik penelitian serta melakukan observasi secara langsung di lapangan untuk menentukan konstruksi yang akan dianalisis.

2. Tahap Pengumpulan Data

Pada tahap ini dilakukan permohonan data kepada Badan Penanggulangan Bencana Daerah (BPBD) Kabupaten Bantul selaku pemilik proyek untuk selanjutnya dilakukan pengambilan data kepada pihak kontraktor yaitu PT. Telaga Pasir Kuta dengan data yang dapatkan yaitu gambar rencana, data tanah, dan data laboratorium serta dilakukan peninjauan langsung ke lapangan untuk mengetahui kesesuaian data dengan gambar perencanaan.

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

4. Analisis stabilitas lereng menggunakan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dan *bored pile* dengan program Plaxis kemudian dibuktikan dengan perhitungan manual. Analisis dilakukan pada dua kondisi yaitu kondisi asli dan kondisi perubahan. Adapun langkah-langkah pada analisis perhitungan secara manual ini adalah sebagai berikut:

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

5. Pembahasan hasil analisis stabilitas lereng asli dan lereng menggunakan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dan *bored pile*.

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

4.4 Parameter Analisis

4.4.1 Parameter Tanah

Parameter tanah yang digunakan untuk masukan data tanah dalam progam Plaxis 8.6 maupun dalam perhitungan analisis stabilitas lereng didasarkan pada data tanah yang didapatkan dari PT. Telaga Pasir Kuta selaku kontraktor Proyek Rekonstruksi Jembatan Kiringan berdasarkan uji bor log dan dilakukan pendekatan parameter tanah. Parameter tanah yang digunakan dalam penelitian ini dapat dilihat pada Tabel 4.1 berikut.

Tabel 4. 1 Data Parameter Tanah

Parameter	Satuan	Jenis Tanah					
		Tanah Timbunan	Tanah Lapis 1	Tanah Lapis 2	Tanah Lapis 3	Tanah Lapis 4	Tanah Lapis 5
Jenis Tanah		Pasir batu	Pasir halus berlanau	Pasir berlempung berlanau	Pasir berlanau	Pasir berlanau	Pasir berlanau
γ unsat	kN/m ³	17,5	14,205	14,548	14,126	14,372	14,107
γ sat	kN/m ³	27,31	18,835	19,051	19,218	19,051	18,776
E ref	kN/m ²	13000	13000	13000	13000	13000	13000
Kohesi (C)	kN/m ²	5	6,671	9,614	5,592	7,848	8,927
Sudut geser (ϕ)	°	30	20,55	19,72	21,48	22,86	20,78
Poisson ratio (ν)		0,25	0,25	0,25	0,3	0,3	0,3
Kx	m/hari	0,537	0,579	0,537	0,569	0,542	0,633
Ky	m/hari	0,537	0,579	0,537	0,569	0,542	0,633

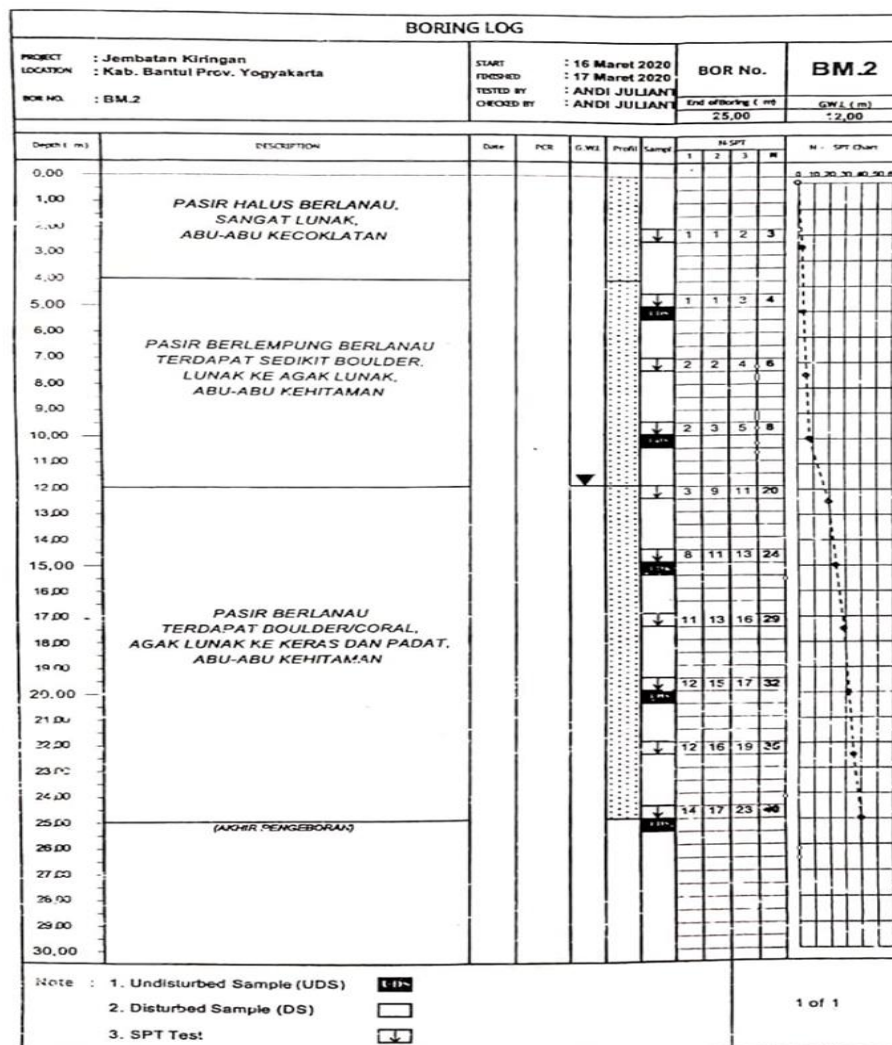
4.4.2 Dinding Penahan Tanah dan *Bored pile*

Dinding penahan tanah yang digunakan sebagai perkuatan lereng pada Jembatan Kiringan Sungai Opak sisi barat merupakan dinding penahan tanah beton bertulang tipe kantilever dengan tinggi struktur dinding penahan tanah 7,6 m dan lebar 2,1 m. Sedangkan untuk *bored pile* yang akan digunakan memiliki diameter

40 cm dan panjang struktur 10 m. Mutu beton yang digunakan untuk dinding penahan tanah dan *bored pile* adalah $F_c' = 25$ Mpa.

4.4.3 Muka Air Tanah

Dalam analisis stabilitas lereng ini, kedalaman muka air tanah yang digunakan adalah berdasarkan data bor log. Muka air tanah berada pada kedalaman 12 m dibawah permukaan tanah. Data bor log yang digunakan dalam penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.3 sebagai berikut.

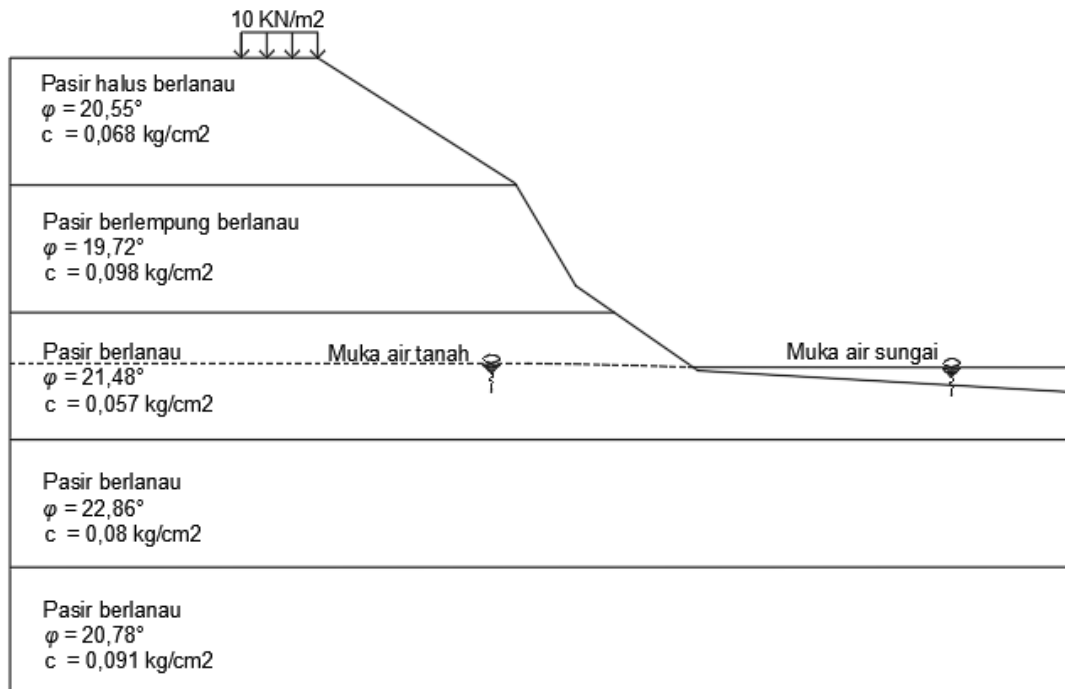


Gambar 4. 3 Data Bor Log BM 2

(Sumber: PT. Telaga Pasir Kuta, 2020)

4.4.4 Penampang Melintang Lereng

Adapun data penampang melintang lereng pada Jembatan Kiringan di aliran Sungai Opak di Dusun Kiringan, Desa Canden Sta. 0 + 275 yang digunakan pada penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.4 sebagai berikut.

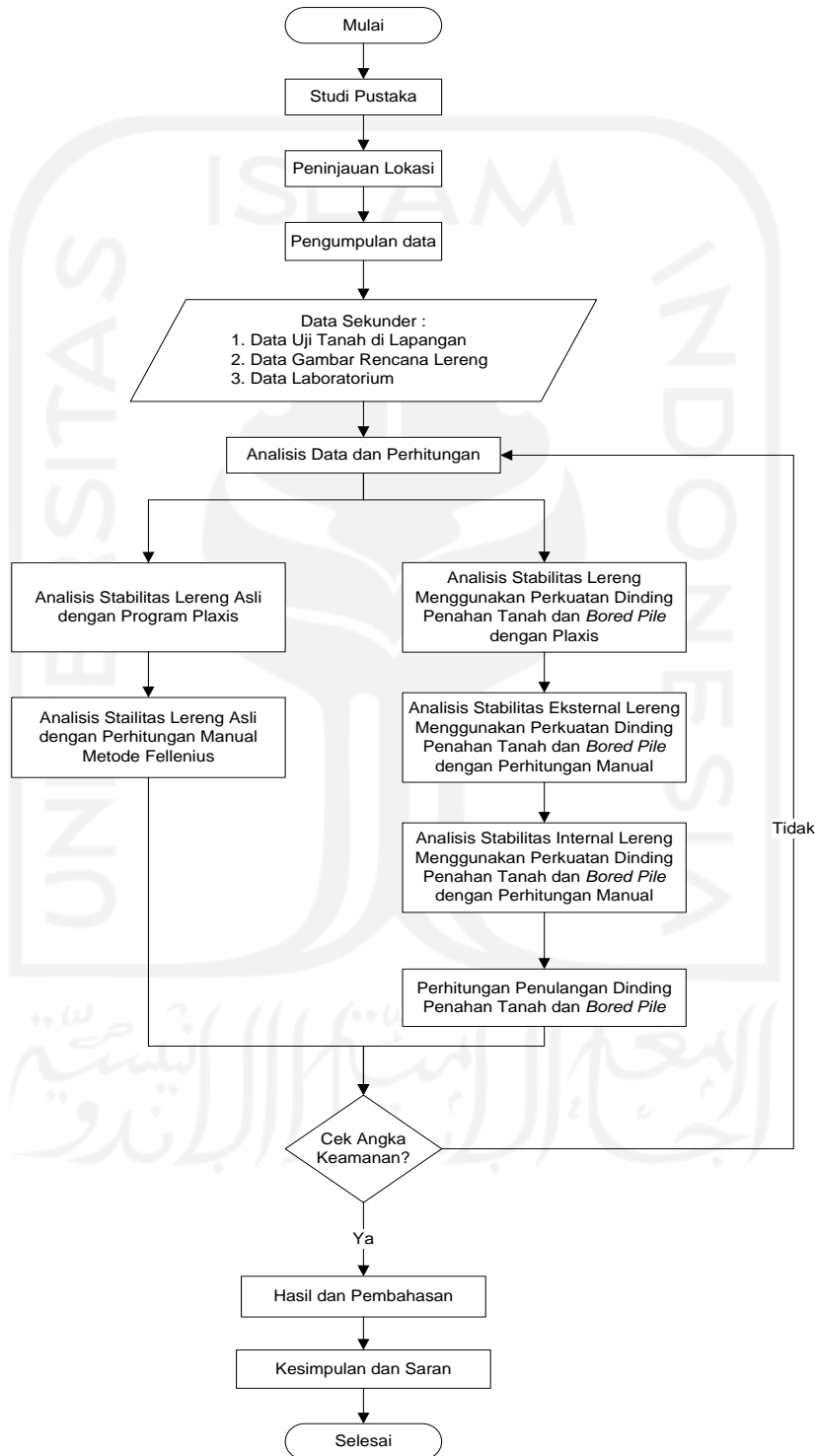


Gambar 4. 4 Penampang Melintang Lereng

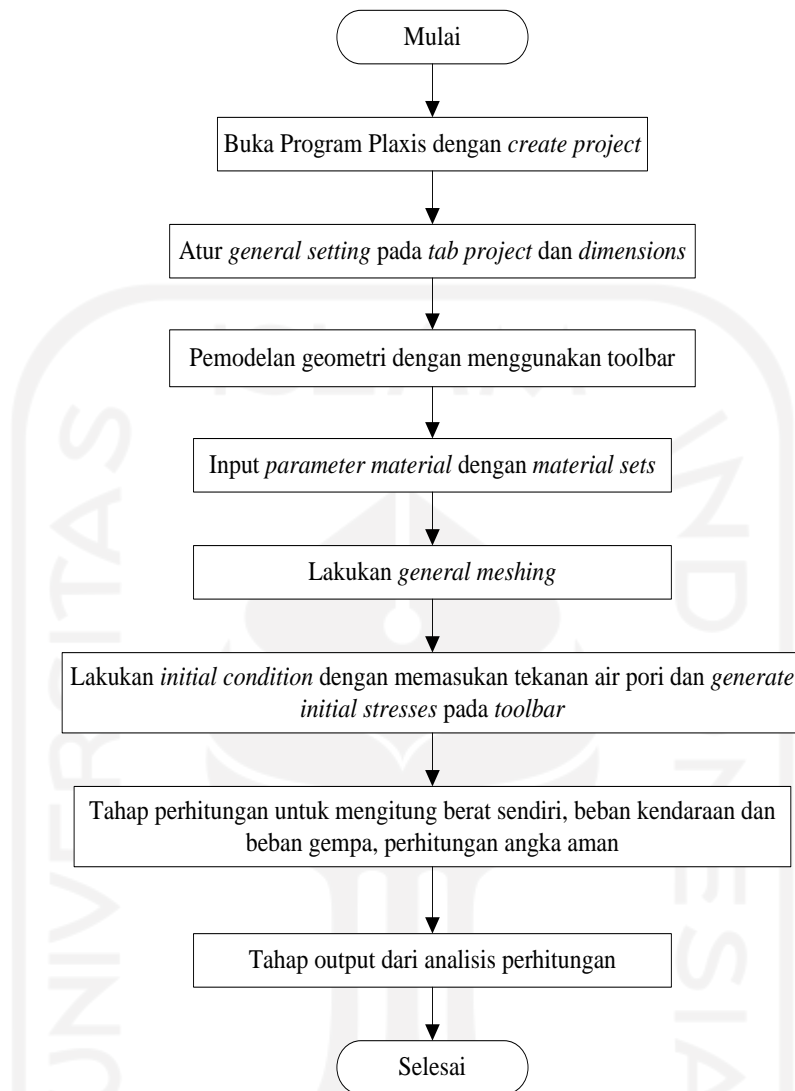
(Sumber: PT. Telaga Pasir Kuta, 2020)

4.5 Bagan Alir

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



Gambar 4. 5 Bagan Alir Tugas Akhir



Gambar 4. 6 Bagan Alir Pemodelan Lereng Pada Program Plaxis

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Gambaran Umum

Dinding penahan tanah yang akan ditinjau tersebut berada pada Jembatan Kiringan di aliran Sungai Opak di Dusun Kiringan, Desa Canden yang menghubungkan dengan Dusun Pelemadu. Tinjauan terhadap dinding penahan tanah dilakukan pada Sta. 0 + 275. Tinggi lereng pada Sta. 0 + 275 yaitu 12,30 m dari elevasi dasar. Pada sisi atas lereng terdapat jalan lingkungan dengan lebar jalan 2,5 m. Dinding penahan tanah yang akan dianalisis menggunakan dinding penahan tanah yang terbuat dari beton bertulang dengan perkuatan *bored pile* dengan mutu beton $F_c' 25$ Mpa.

Pada perencanaan awal Proyek Jembatan Kiringan ini hanya terfokus pada struktur jembatan saja. Namun setelah proses pembangunan berlangsung, dilakukan penambahan jumlah pekerjaan yaitu dinding penahan tanah pada sisi kanan dan kiri penampang sungai sebagai perkuatan jembatan dan juga mitigasi bencana banjir dan tanah longsor. Pada desain dinding penahan tanah tersebut beban gempa tidak diperhitungkan. Oleh karena itu perlu dilakukan analisis stabilitas pada dinding penahan tanah tersebut dengan memasukkan beban gempa, mengingat wilayah tersebut dekat dengan pusat gempa Yogyakarta tahun 2006 sehingga dapat diketahui apakah dinding penahan tanah mampu menahan gaya-gaya yang terjadi.

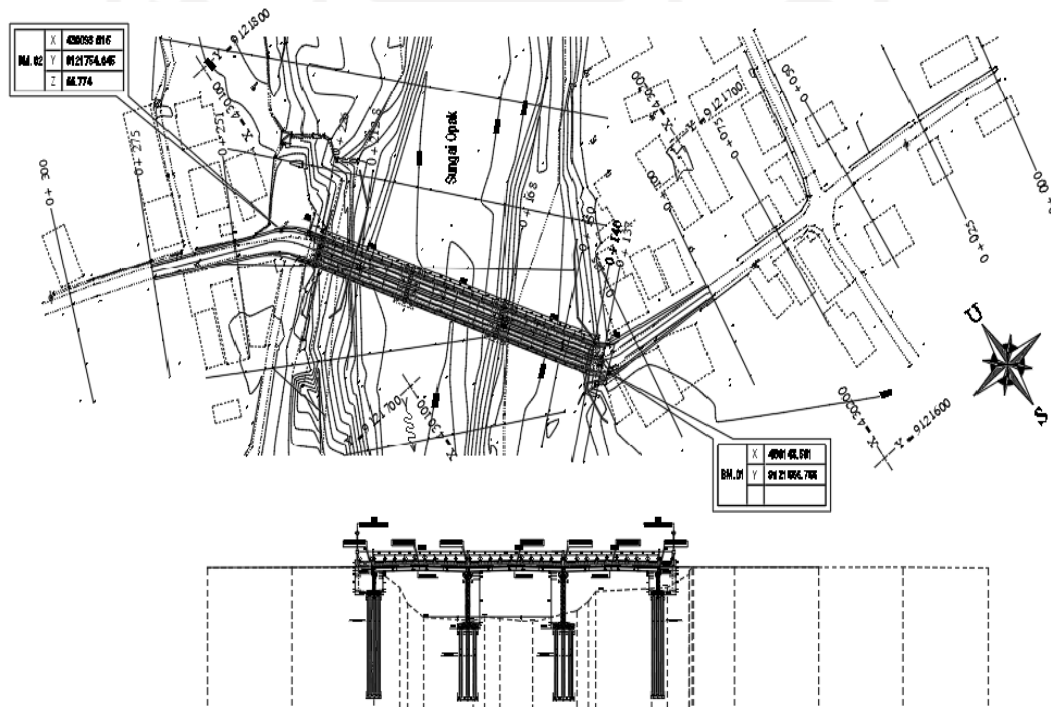
Analisis stabilitas dinding penahan tanah yang dilakukan menggunakan dua metode analisis yaitu analisis dengan perhitungan manual dan analisis dengan menggunakan program *Plaxis 8.6*. Variasi perhitungan yang digunakan dalam penelitian ini adalah variasi perletakan dinding penahan tanah tanpa mengubah dimensinya dan juga beban gempa. Kondisi perletakan dinding penahan tanah yang dianalisis adalah kondisi dinding penahan tanah eksisting dengan timbunan dan kondisi perubahan tanpa adanya timbunan. Sedangkan perhitungan beban gempa menggunakan beban statis dengan mengabaikan sesar.

5.2 Data Parameter Tanah dan Beban

Dalam melakukan analisis stabilitas lereng, diperlukan data tanah dari lapangan. Dalam penelitian ini, data tanah didapatkan dari Badan Penanggulangan Bencana Daerah Kabupaten Bantul selaku pemilik proyek serta PT. Telaga Pasir Kuta selaku pelaksana proyek. Data parameter tanah, beban-beban yang bekerja, serta geometri lereng adalah sebagai berikut.

5.2.1 Data Tanah

Data tanah yang digunakan dalam penelitian ini mengacu pada penyelidikan tanah yang dilakukan PT. Telaga Pasir Kuta. Adapun data tanah yang didapatkan adalah denah lokasi Bor Log, data Bor Log, grafik SPT, dan data SPT. Denah lokasi bor log dan data parameter tanah dalam proyek ini dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan Gambar 5.2 sebagai berikut.



Gambar 5. 1 Denah Lokasi Bor Log

(Sumber: PT. Telaga Pasir Kuta, 2020)

BORING LOG												
PROJECT : Jembatan Kiringan LOCATION : Kab. Bantul Prov. Yogyakarta				START : 16 Maret 2020 FINISHED : 17 Maret 2020		BOR No. BM.2						
BOR NO. : BM.2				TESTED BY : ANDI JULIANT		End of boring (m)		G.W.L (m)				
				CHECKED BY : ANDI JULIANT		25,00		12,00				
Depth (m)	DESCRIPTION	Date	PCR	G.W.L	Profil	Sampel	N-SPT				N - SPT Chart	
							1	2	3	M		
0,00												
1,00	PASIR HALUS BERLANAU, SANGAT LUNAK, ABU-ABU KECOKLATAN											
2,00						1	1	2	3			
3,00												
4,00												
5,00	PASIR BERLEMPUNG BERLANAU TERDAPAT SEDIKIT BOULDER, LUNAK KE AGAK LUNAK, ABU-ABU KEHITAMAN											
6,00						1	1	3	4			
7,00												
8,00												
9,00												
10,00												
11,00												
12,00	PASIR BERLANAU TERDAPAT BOULDER/CORAL, AGAK LUNAK KE KERAS DAN PADAT, ABU-ABU KEHITAMAN											
13,00						3	9	11	20			
14,00												
15,00												
16,00												
17,00												
18,00												
19,00												
20,00												
21,00												
22,00												
23,00												
24,00												
25,00	(AKHIR PENGEBORAN)											
26,00												
27,00												
28,00												
29,00												
30,00												

Note :	1. Undisturbed Sample (UDS)	<input checked="" type="checkbox"/>
	2. Disturbed Sample (DS)	<input type="checkbox"/>
	3. SPT Test	<input checked="" type="checkbox"/>

Gambar 5. 2 Data Bor Log
(Sumber: PT. Telaga Pasir Kuta, 2020)

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

Tabel 5. 1 Data Parameter Tanah

Parameter	Satuan	Jenis Tanah					
		Tanah Timbunan	Tanah Lapis 1	Tanah Lapis 2	Tanah Lapis 3	Tanah Lapis 4	Tanah Lapis 5
Jenis Tanah		Pasir batu	Pasir halus berlanau	Pasir berlempung berlanau	Pasir berlanau	Pasir berlanau	Pasir berlanau
γ unsat	kN/m ³	17,5	14,205	14,548	14,126	14,372	14,107
γ sat	kN/m ³	27,31	18,835	19,051	19,218	19,051	18,776
E ref	kN/m ²	13000	13000	13000	13000	13000	13000
Kohesi (C)	kN/m ²	5	6,671	9,614	5,592	7,848	8,927
Sudut geser (ϕ)	°	30	20,55	19,72	21,48	22,86	20,78
<i>Poisson ratio</i> (ν)		0,25	0,25	0,25	0,3	0,3	0,3
Kx	m/hari	0,537	0,579	0,537	0,569	0,542	0,633
Ky	m/hari	0,537	0,579	0,537	0,569	0,542	0,633

5.2.2 Data Beban

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

1. Data Beban Lalu Lintas

Data beban lalu lintas yang digunakan mengacu pada panduan Geoteknik 4 No.pt T-10-2002-B (2002) dengan klasifikasi sistem jaringan yang digolongkan ke dalam fungsi jalan dan lalu lintas harian rata-rata (LHR). Berdasarkan pengamatan di lapangan, lalu lintas pada sisi atas lereng bagian barat termasuk pada jalan lingkungan atau lokal. Maka berdasarkan sistem jaringan, lalu lintas tersebut termasuk dalam jaringan sekunder dengan fungsi jalan lokal dengan

lalu lintas harian rata-rata (LHR) > 500 kendaraan. Maka beban lalu lintas yang digunakan sebagai beban perhitungan yaitu 10 kN/m². Besaran beban lalu lintas yang bekerja dapat dilihat pada Tabel 5.2.

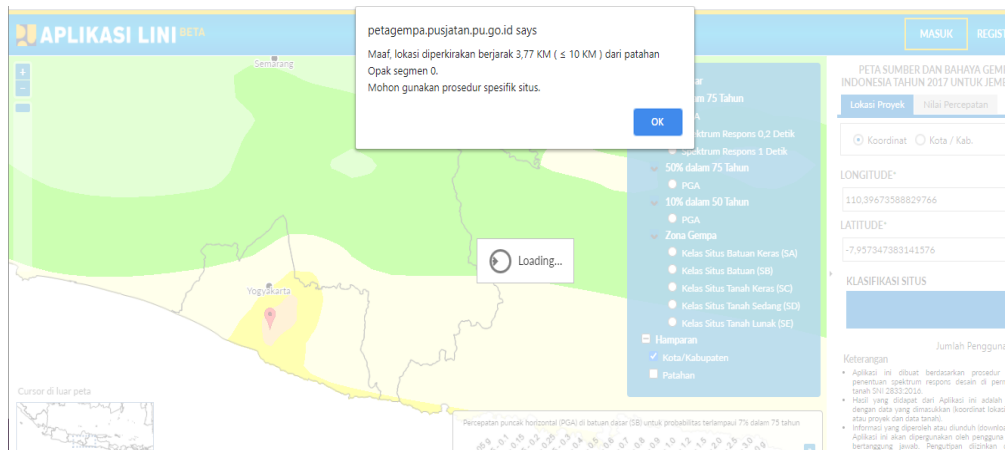
Tabel 5. 2 Data Beban Lalu Lintas

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

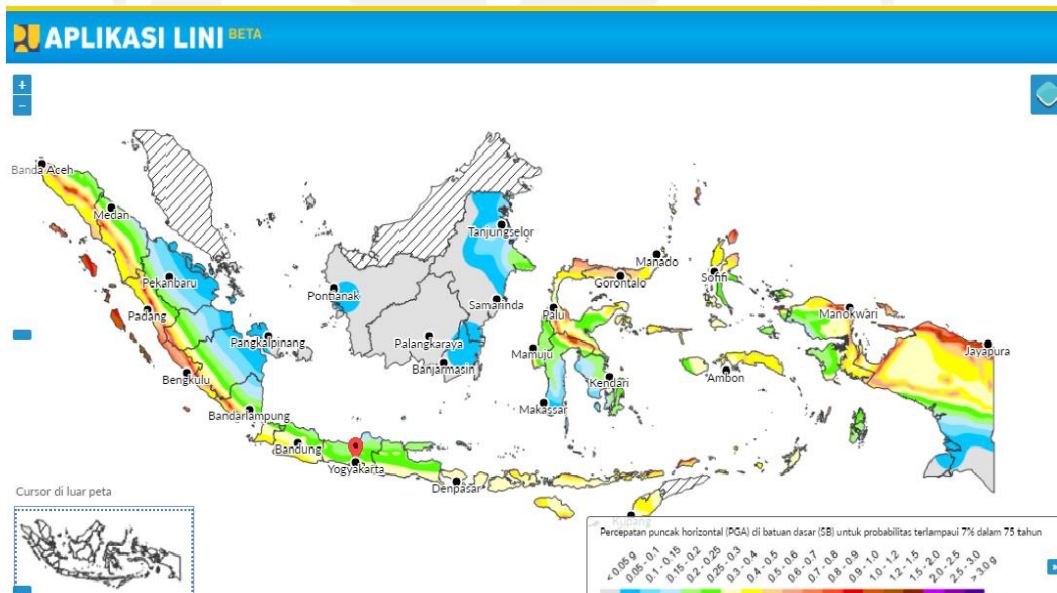
(Sumber: Panduan Geoteknik 4 No.pt T-10-2002-B, 2021)

2. Data Beban Gempa

Dalam analisis yang akan dilakukan, data beban gempa yang digunakan adalah beban gempa statis. Beban gempa statis yang digunakan berdasarkan peta zonasi gempa pada website Pusdiklat Jalan dan Jembatan (Pusjatan). Wilayah Bantul khususnya di Imogiri termasuk wilayah dengan kelas spesifik situs dengan perhitungan lanjut karena lokasi yang dekat dengan Sesar Opak. Namun dalam penelitian ini, hal tersebut tidak diperhitungkan, sehingga beban gempa yang digunakan adalah percepatan puncak gempa (PGA) sebesar 0,5-0,6 g. Berdasarkan hasil perhitungan beban gempa yang digunakan sebesar 0,6 g. Peta dengan prosedur spesifik situs dan nilai spektra percepatan gempa puncak untuk wilayah Sungai Opak Imogiri dapat dilihat Pada Gambar 5.4 dan 5.5 dibawah ini



Gambar 5. 3 Peta Wilayah dengan Prosedur Spesifik Situs
(Sumber: Pusjatan, 2021)

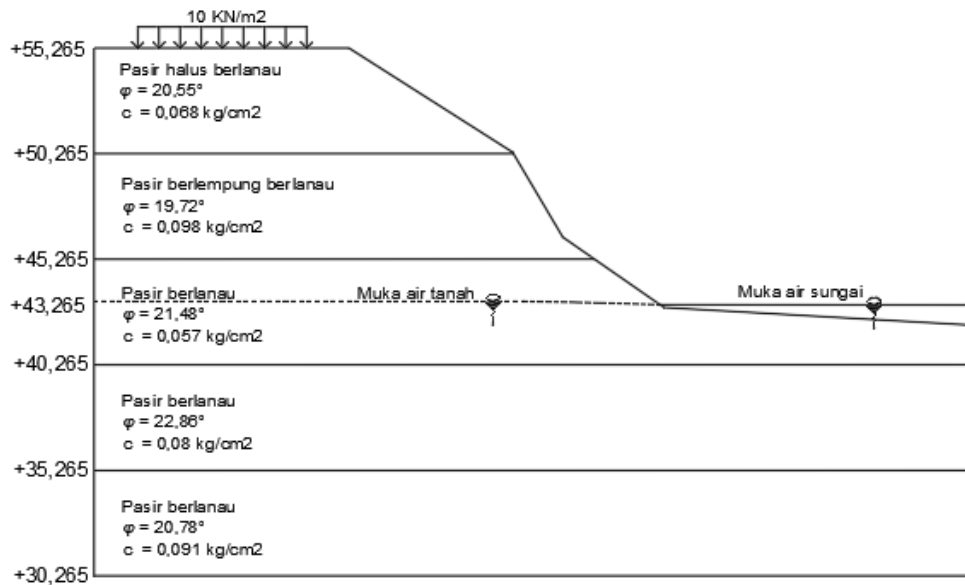


Gambar 5. 4 Peta Gempa Wilayah Sungai Opak Imogiri
(Sumber: Pusjatan, 2021)

5.3 Analisis Lereng Asli

Analisis yang dilakukan pada lereng asli bertujuan untuk mengetahui angka keamanan lereng terhadap beban tanah itu sendiri, beban kendaraan yang melintas, serta pengaruh terhadap perilaku gempa yang terjadi. Perhitungan analisis menggunakan program Plaxis 8.6 dan perhitungan manual menggunakan metode

Fellenius. Berikut ini adalah gambaran eksisting lereng asli dengan muka air normal dapat dilihat pada Gambar 5.5 sebagai berikut.



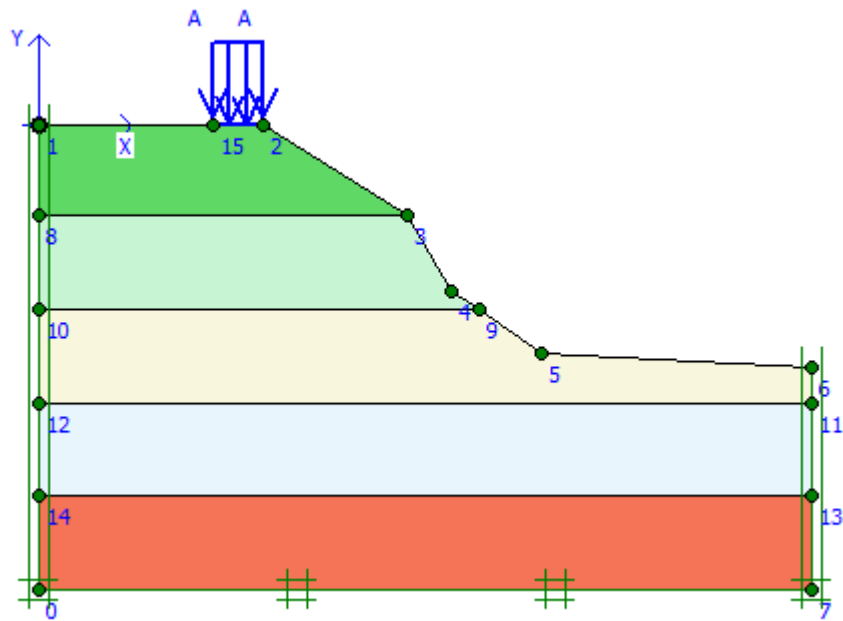
Gambar 5.5 Potongan Melintang Lereng Asli

(Sumber: PT. Telaga Pasir Kuta, 2020)

5.3.1 Analisis Lereng Asli Menggunakan Program Plaxis

Dalam permodelan analisis lereng asli, beban-beban yang bekerja meliputi beban lalu lintas dan beban gempa. Permodelan potongan melintang lereng asli dalam program Plaxis 8.6 dilakukan secara dua dimensi yang dapat dilihat pada Gambar 5.6 sebagai berikut.

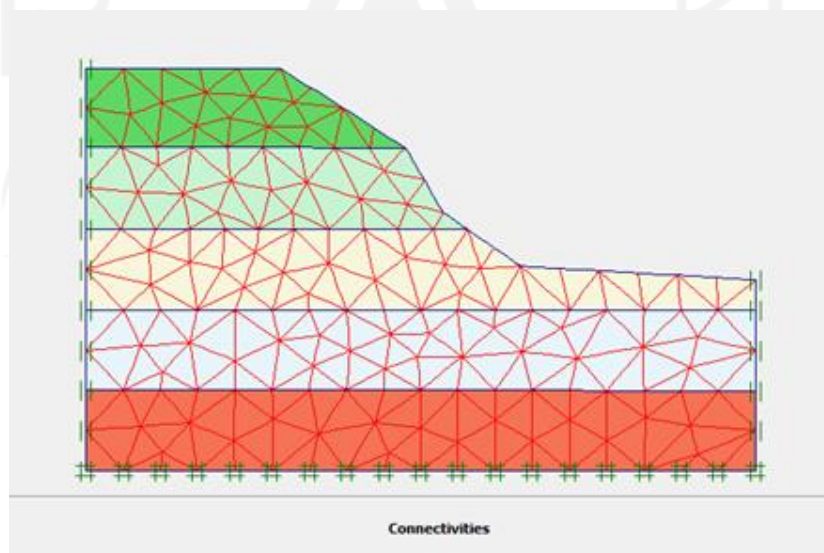




Gambar 5. 6 Pemodelan Potongan Melintang Lereng Asli pada

5.3.2 Pembuatan Jaring elemen

Setelah kondisi sebenarnya di lapangan diterapkan pada model, langkah selanjutnya adalah model geometri dibagi menjadi elemen-elemen imajiner atau sering disebut *meshing*. Penyusunan jaring-jaring elemen atau *meshing* pada program Plaxis ini digunakan jenis *fine*. Jaring-jaring elemen yang telah dibuat dapat dilihat pada Gambar 5.7 sebagai berikut.

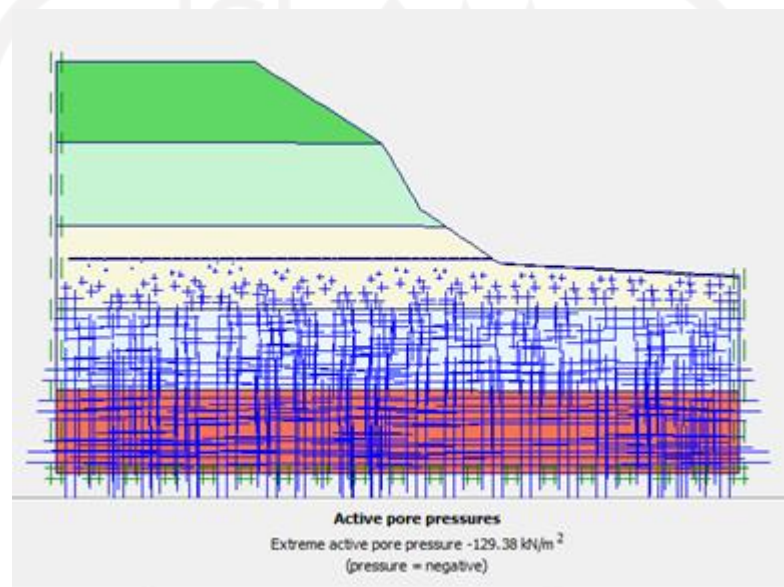


Gambar 5. 7 Jaring-Jaring Elemen

5.3.3 Tahap Perhitungan

1. Perhitungan Tegangan Awal

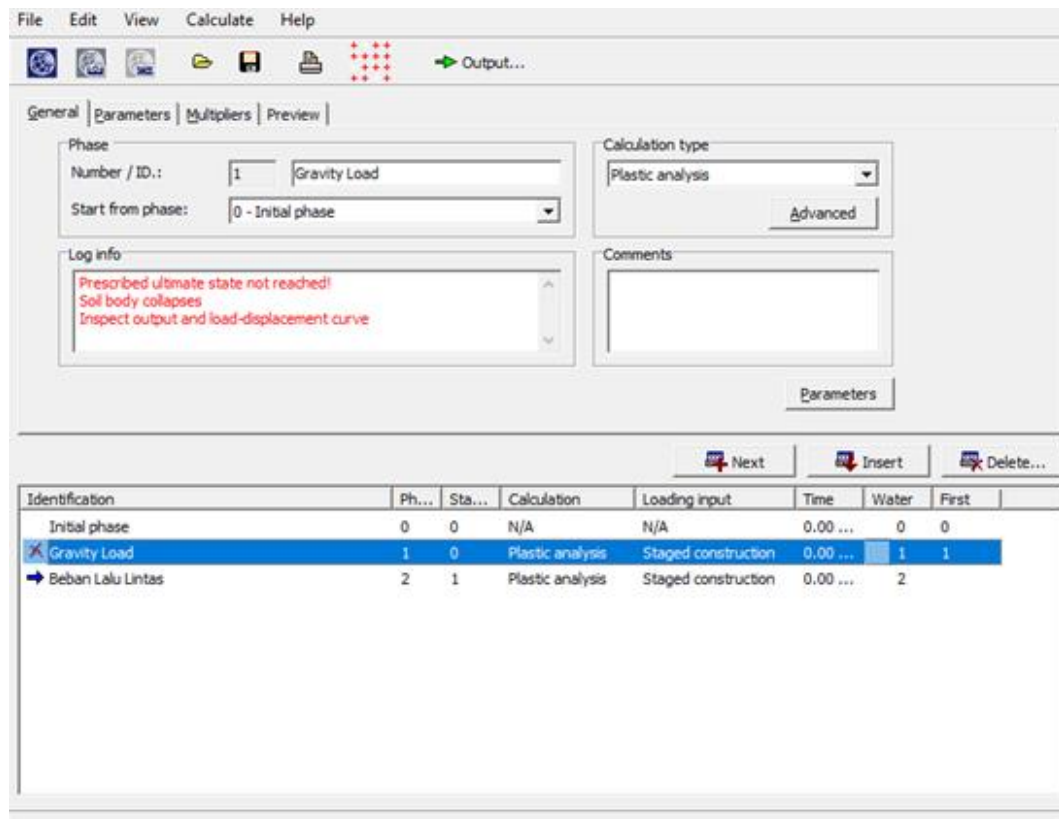
Perhitungan ini disebut juga sebagai beban gravitasi (*gravity load*) dan dalam fase perhitungan hanya melibatkan struktur tanah dan batuan pembentuk lereng. Tegangan awal dapat dilihat pada Gambar 5.8 sebagai berikut.



Gambar 5. 8 Perhitungan Tegangan Awal

2. Tahap Calculation

Setelah semua data dan parameter diinput, maka selanjutnya dilakukan perhitungan yaitu dengan memasukkan tab parameter dengan *plastic analysis* untuk mengetahui *displacement* yang terjadi, *phi/reduction* untuk mengetahui angka keamanan dan *staged construction* digunakan sebagai loading input. Dalam *Plaxis calculation* ada beberapa tahap yang akan dianalisis yaitu *gravity load*, berat sendiri dan kendaraan, SF total tanpa beban gempa, SF total dengan beban gempa. Tab *Plaxis calculation* pada kondisi lereng asli dapat dilihat pada Gambar 5.9 sebagai berikut.



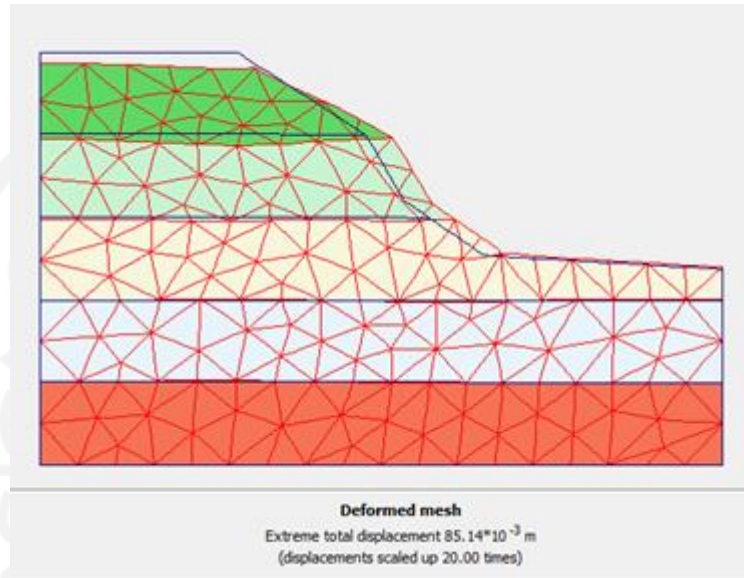
Gambar 5. 9 Proses Perhitungan Lereng Asli

5.3.4 Hasil Output dengan Program Plaxis

Setelah selesai dilakukan perhitungan menggunakan program Plaxis, maka tahap selanjutnya dapat diketahui besarnya *displacement* keruntuhan lereng asli. Berdasarkan Gambar 5.9 di atas, pada kondisi lereng asli dengan beban sendiri telah terjadi *soil body collapse* atau kondisi batas tidak tercapai. Hal tersebut terjadi akibat kondisi tanah pada lereng tersebut tidak mampu mendukung beban sendiri yang bekerja. Dengan terjadinya *collapse* pada tahap perhitungan tersebut, maka tahapan selanjutnya yaitu mencari nilai angka aman atau *safety factor* tidak dapat dilakukan. Hal ini terjadi karena pada program Plaxis, tahapan perhitungan selanjutnya berhubungan dengan tahapan perhitungan sebelumnya. Oleh karena itu, maka perlu dilakukan perhitungan manual untuk mengetahui angka aman pada lereng asli tersebut. Metode perhitungan manual yang digunakan pada penelitian ini adalah Metode Fellenius. Hasil perhitungan analisis menggunakan program Plaxis dapat dilihat pada gambar-gambar berikut ini.

1. *Deformed Mesh*

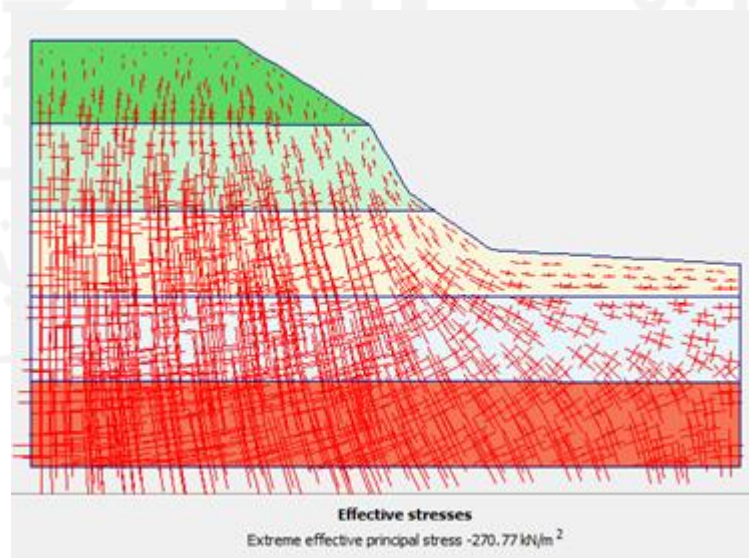
Untuk hasil *deformed mesh* dengan beban kendaraan didapatkan *total displacement* sebesar $85,14 \times 10^{-3}$ m seperti pada Gambar 5.10 sebagai berikut.



Gambar 5. 10 Deformed Mesh Lereng Asli Tanpa Beban Gempa

2. *Effective Stresses*

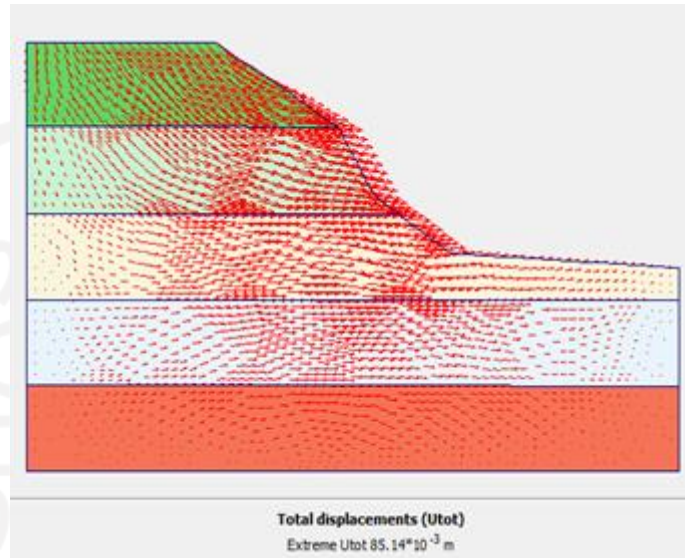
Besarnya nilai *effective stresses* dengan beban merata kendaraan adalah sebesar $-270,77$ kN/m² seperti pada Gambar 5.11 sebagai berikut.



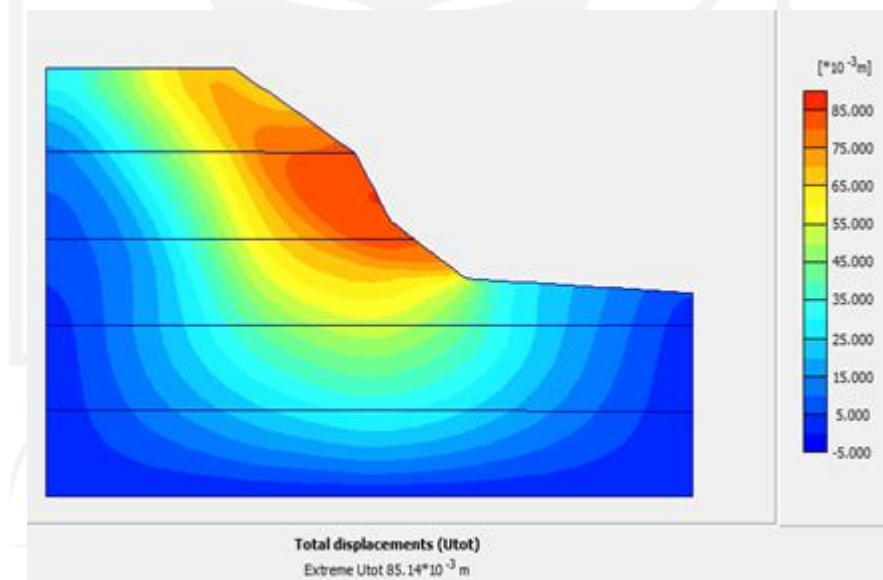
Gambar 5. 11 Effective Stress Lereng Asli Tanpa Beban Gempa

3. Arah Pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

Arah pergerakan dan daerah potensial longsor lereng asli dapat dilihat seperti pada Gambar 5.12 dan Gambar 5.13 sebagai berikut.



Gambar 5. 12 Arah Pergerakan Tanah Lereng Asli Tanpa Beban Gempa

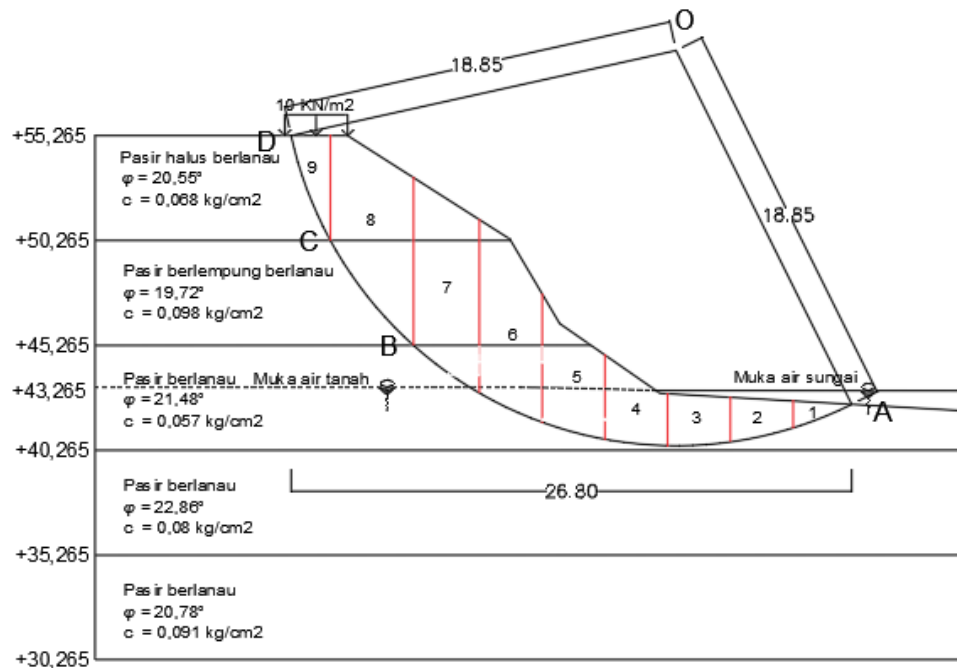


Gambar 5. 13 Daerah Potensial Keruntuhan Lereng Asli Tanpa Beban Gempa

5.3.5 Analisis Lereng Asli Menggunakan Perhitungan Manual Metode Fellenius

Analisis perhitungan manual untuk stabilitas lereng asli yang digunakan dalam penelitian ini adalah Metode Fellenius. Perhitungan manual dengan menggunakan metode ini berguna untuk mendapatkan nilai *safety factor* atau angka

aman pada lereng. Perhitungan pada metode tersebut berdasarkan pada daerah potensial keruntuhan. Detail gambar irisan daerah keruntuhan lereng asli dapat dilihat pada Gambar 5.14 sebagai berikut.



Gambar 5. 14 Penampang Irisan pada Lereng Asli

Berdasarkan gambar di atas, bidang longsor dibagi menjadi 9 irisan. Panjang total dari bidang longsor ke arah horisontal adalah sebesar 26,8 meter. Tiap irisan akan mempunyai lebar $26,8/9 = 2,97$ meter. Namun untuk memudahkan perhitungan karena tanah berlapis-lapis, maka pada irisan 8 dan 9 memiliki lebar yang berbeda dengan irisan yang lain. Contoh perhitungan manual Metode Fellenius pada irisan 9 adalah sebagai berikut.

1. Perhitungan Radians

$$\begin{aligned} \text{Rad} &= \alpha \times \frac{\pi}{180} \\ &= 68^\circ \times \frac{\pi}{180} \\ &= 1,1868 \end{aligned}$$

2. Perhitungan Berat Irisan

$$W_9 = \gamma \times A_9$$

$$= 14,548 \times 5,3744$$

$$= 78,188 \text{ kN}$$

3. Perhitungan $\sin \alpha$

$$\sin_{\alpha} = \sin (\text{Rad}_{\alpha})$$

$$= \sin 1,1868$$

$$= 0,9272$$

4. Perhitungan $\cos \alpha$

$$\cos_{\alpha} = \cos (\text{Rad}_{\alpha})$$

$$= \cos 1,1868$$

$$= 0,3746$$

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

$$W_{t_9} = W_t \times \sin \alpha$$

$$= 78,188 \text{ kN} \times 0,9272$$

$$= 72,4947$$

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

$$W_{t_9} = W_t \times \cos \alpha$$

$$= 78,188 \text{ kN} \times 0,3746$$

$$= 29,2897$$

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

Tabel 5. 3 Rekepitulasi Perhitungan Menggunakan Metode Fellenius

No	Lapisan Tanah	Luas Irisan (m ²)	Berat (kN)	Sudut tiap irisan (°)	Radian	Wt cos θ (kN)	Wt sin θ (kN)	U _i =u _i .a _i (kN)	Wt cos θ- U _i =u _i .a _i (kN)	
1	3	1.9177	27.0902	-22	-0.384	25.1176	-10.1482	18.8126	6.305	
2	3	5.2443	74.0831	-13	-0.2269	72.1843	-16.665	51.4466	20.7378	
3	3	7.0217	99.1913	-3	-0.0524	99.0554	-5.1913	68.8829	30.1725	
4	3	1.9702	27.8318	6	0.1047	134.1512	14.0999	74.3461	59.8052	
	3	7.5786	107.0583							
5	2	2.2517	32.7582	15	0.2618	192.5527	51.5943	60.9514	131.6012	
	3	5.5794	78.8168							
	3	6.2132	87.7701							
6	1	0.778	11.3185	25	0.4363	298.9373	139.3968	29.9558	268.9815	
	2	13.0912	190.4538							
	3	6.0123	84.9322							
	3	3.0536	43.1364							
7	1	6.2806	91.3716	36	0.6283	302.8073	220.0023	0.6102	302.1971	
	2	15.7248	228.7680							
	3	3.7711	53.2721							
	3	0.0622	0.8787							
8	1	16.7729	244.0160	50	0.8727	260.6410	310.6198	0.0000	260.6410	
	2	11.0989	161.4693							
9	1	5.3744	78.1880	68	1.1868	29.2897	72.4947	0.0000	29.2897	
						Total	1414.7366	776.2033		

Berdasarkan hasil pengukuran didapatkan panjang garis lengkung pada tanah lapis 3 (A-B) = 22,43 m, panjang garis lengkung pada tanah lapis 2 (B-C) = 6,42 m dan panjang garis lengkung pada tanah lapis 1 (C-D) = 5,36 m. Jika panjang garis lengkung tersebut sudah diketahui, maka selanjutnya dapat dihitung nilai tahanan kelongsoran yang dikerahkan oleh komponen kohesi adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\Sigma c_{iai} &= (6,6708 \times 5,36) + (9,6138 \times 6,42) + (5,5917 \times 22,43) \\ &= 222,9 \text{ kN}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}(Wt \cos \theta - U_i) \times \tan \varphi &= 29,29 \times \tan 20,55^\circ + 260,64 \times \tan 19,72^\circ + 819,8 \times \tan \\ & \quad 21,48^\circ \\ &= 427 \text{ kN}\end{aligned}$$

Pada tanah lapis 1 terdapat beban merata yang dihasilkan dari beban lalu lintas sebesar 10 kN/m². Maka dari itu, momen yang dihasilkan dari beban merata tersebut diperhitungkan sebagai momen yang menggerakkan tanah. Perhitungan momen tersebut adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}M_q &= (q \times A) \\ &= (10 \times 10,085) \\ &= 100,85 \text{ kN}\end{aligned}$$

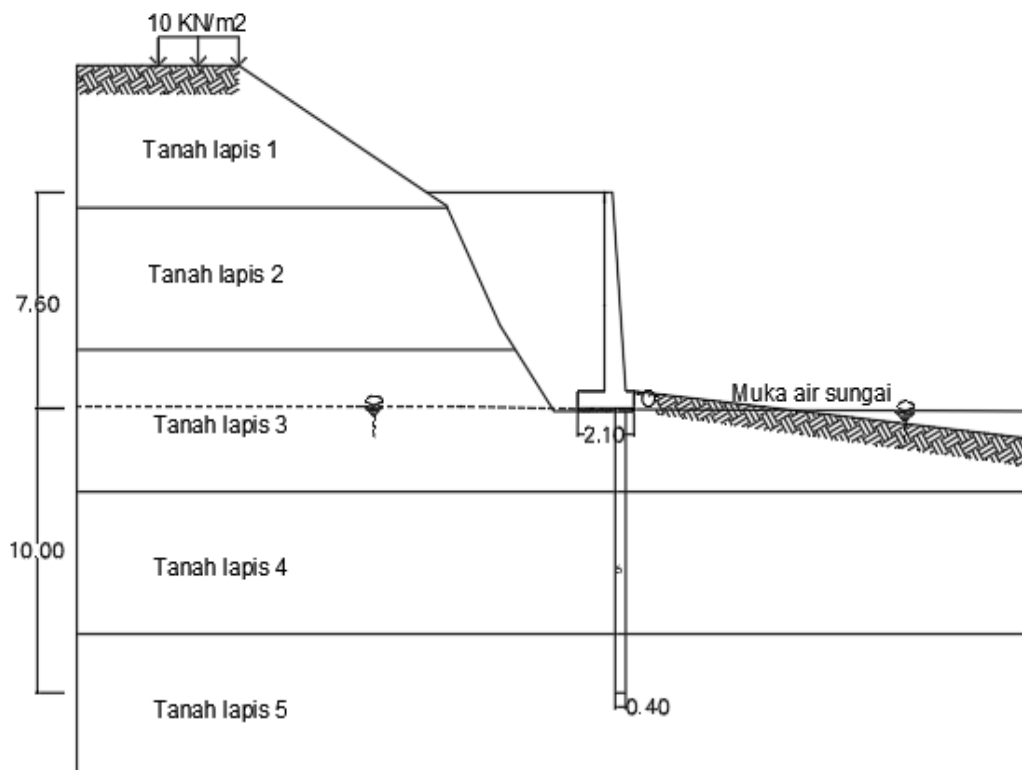
Nilai *safety factor* atau angka keamanan pada lereng asli dengan perhitungan manual menggunakan Metode Fellenius adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}SF &= \frac{(\Sigma c_{iai}) + ((W_i \cos \theta - U_i) \times \tan \varphi)}{(Wt \times \sin \alpha) + (Beban \times Luas)} \\ &= \frac{222,9 + 427}{776,2032 + 100,85} \\ &= 0,741\end{aligned}$$

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

5.4 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile*

Analisis stabilitas lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* diperlukan untuk mengetahui kekuatan dinding penahan tanah yang diperkuat dengan *bored pile* dalam menahan beban-beban yang bekerja dan membandingkannya dengan dinding penahan tanah saja sehingga dapat digunakan untuk mengevaluasi kinerja dari perkuatan tersebut. Analisis dinding penahan tanah dengan perkuatan *bored pile* tersebut menggunakan dua metode yaitu dengan hitungan manual dan program plaxis. Dimensi dinding penahan tanah dengan perkuatan *bored pile* yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.36 sebagai berikut.



Gambar 5. 15 Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile*

5.4.1 Data Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile*

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

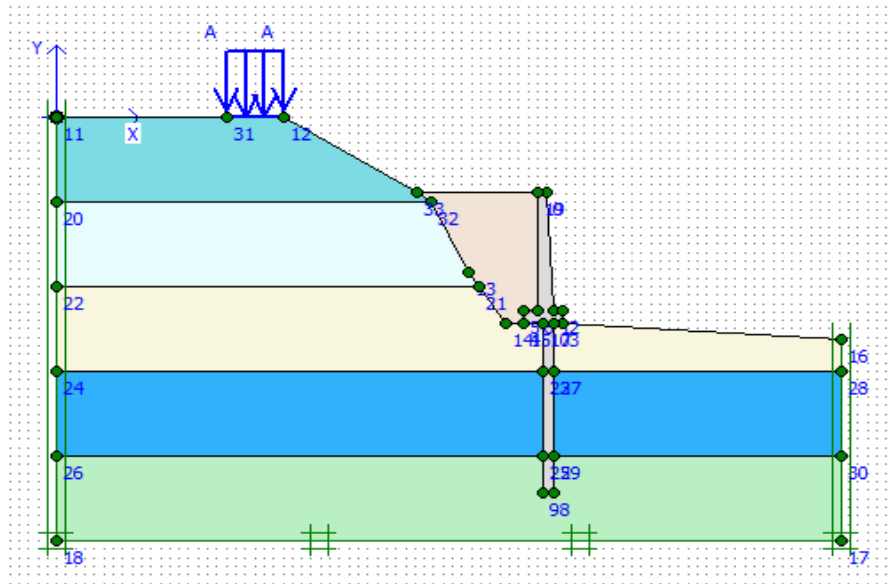
1. Dinding penahan tanah menggunakan tipe kantilever.
2. Dinding penahan tanah dan *bored pile* terbuat dari beton bertulang.
3. Berat volume beton bertulang yang digunakan adalah 24 kN/m^3 .
4. Mutu beton yang digunakan adalah 25 MPa.
5. Tulangan Pokok D16 dan Tulangan Sengkang P10.

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

Analisis stabilitas lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* menggunakan program plaxis dilakukan pada dua kondisi perletakan dinding penahan tanah dan *bored pile* yaitu kondisi dinding penahan tanah asli atau eksisting dengan timbunan dan kondisi dinding penahan tanah dan *bored pile* dengan perubahan tanpa adanya timbunan. Beban-beban yang bekerja meliputi beban lalu lintas dan beban gempa dengan nilai percepatan gempa sebesar 0,60 g. Pada analisis stabilitas dinding penahan tanah dan *bored pile* menggunakan program plaxis, analisis dimodelkan secara dua dimensi pada potongan melintang sungai.

1. Kondisi Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Asli dengan Timbunan
 - a. Pemodelan Dinding Penahan Tanah pada Program Plaxis

Dalam tahap pemodelan, seluruh parameter data geoteknik dimasukkan ke dalam program plaxis. Beban-beban yang bekerja meliputi beban lalu lintas dan beban gempa. Permodelan potongan melintang lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* dalam program Plaxis 8.6 dilakukan secara dua dimensi yang dapat dilihat pada Gambar 5.16 sebagai berikut.

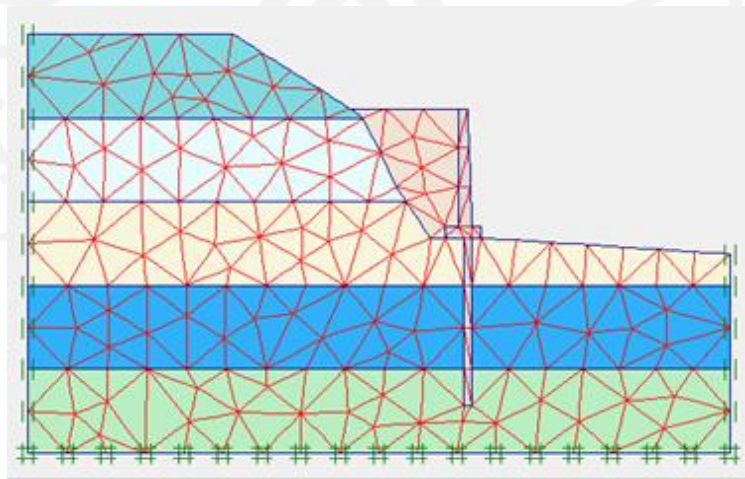


Gambar 5. 16 Pemodelan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Asli Pada Program Plaxis

8.6

b. Pembuatan Jaring Elemen

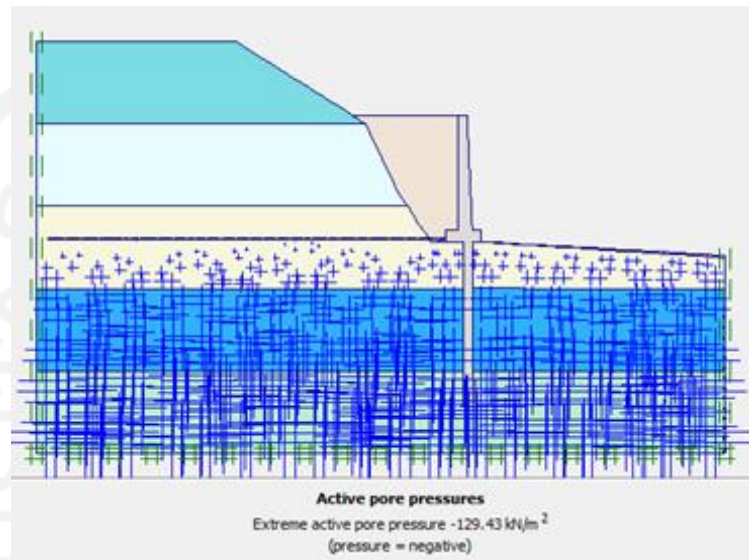
Setelah kondisi sebenarnya di lapangan diterapkan pada model, langkah selanjutnya adalah model geometri dibagi menjadi elemen-elemen imajiner atau sering disebut meshing. Penyusunan jaring-jaring elemen atau meshing pada program Plaxis ini digunakan jenis fine. Jaring-jaring elemen yang telah dibuat dapat dilihat pada Gambar 5.17 sebagai berikut.



Gambar 5. 17 Jaring-Jaring Elemen Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Asli

c. Perhitungan Tegangan Awal

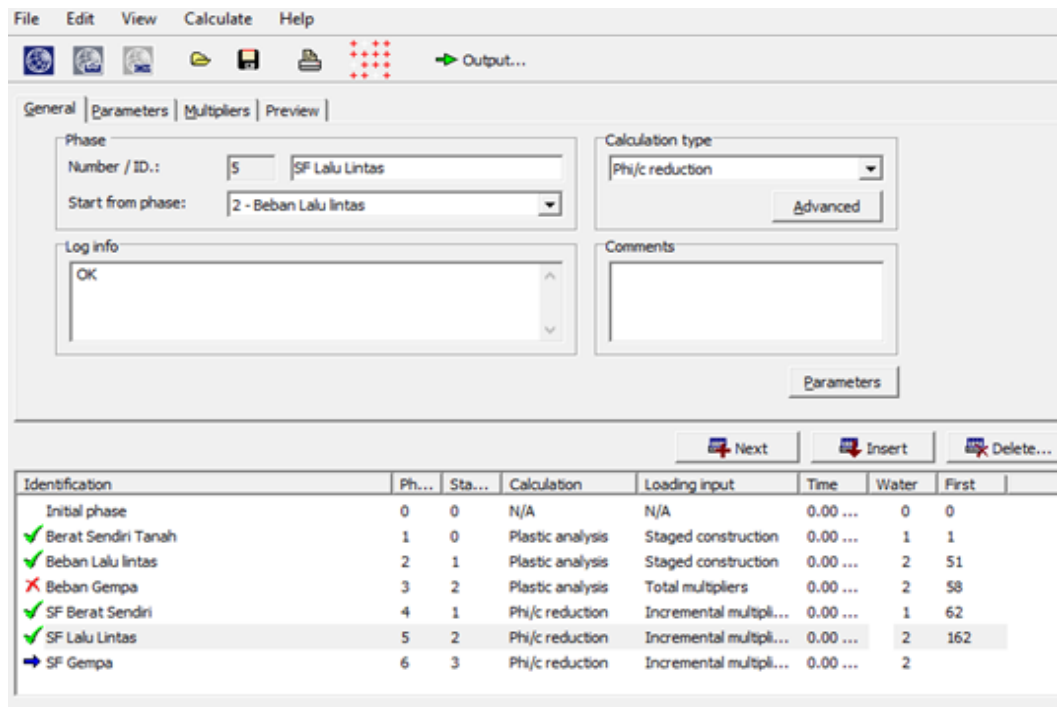
Perhitungan ini disebut juga sebagai beban gravitasi (*gravity load*) dan dalam fase perhitungan hanya melibatkan struktur tanah dan batuan pembentuk lereng. Tegangan awal dapat dilihat pada Gambar 5.18 sebagai berikut.



Gambar 5. 18 Perhitungan Tegangan Awal Dinding Penahan Tanah dan Bored Pile Kondisi Asli

d. Tahap *Calculation*

Setelah semua data dan parameter diinput, maka selanjutnya dilakukan perhitungan yaitu dengan memasukan tab parameter dengan *plastic analysis* untuk mengetahui *displacement* yang terjadi, *phi/reduction* untuk mengetahui angka keamanan dan *staged construction* digunakan sebagai *loading input*. Dalam *Plaxis calculation* ada beberapa tahap yang akan dianalisis yaitu *gravity load*, berat sendiri dan kendaraan, SF total tanpa beban gempa, SF total dengan beban gempa. Tab *Plaxis calculation* pada kondisi dinding penahan tanah dan *bored pile* asli dengan timbunan dapat dilihat pada Gambar 5.19 sebagai berikut.



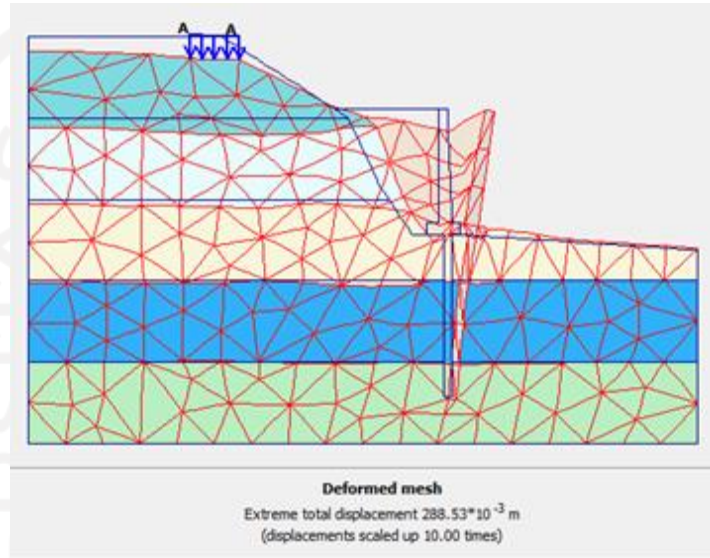
Gambar 5. 19 Proses Perhitungan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Asli Pada Program Plaxis 8.6

e. Hasil Output dengan Program Plaxis

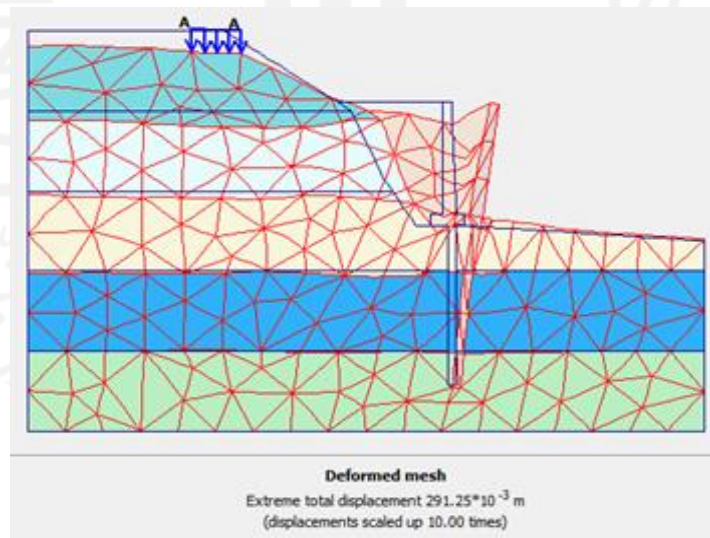
Setelah selesai dilakukan perhitungan menggunakan program Plaxis, maka tahap selanjutnya dapat diketahui besarnya *displacement* keruntuhan dinding penahan tanah dengan perubahan tanpa timbunan. Berdasarkan Gambar 5.9 di atas, pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* kondisi asli dengan timbunan pada perhitungan beban gempa telah terjadi *soil body collapse* atau kondisi batas tidak tercapai. Hal tersebut terjadi akibat kondisi tanah pada lereng tersebut tidak mampu mendukung beban gempa yang bekerja. Dengan terjadinya *collapse* pada tahap perhitungan tersebut, maka tahapan selanjutnya yaitu mencari nilai angka aman atau *safety factor* tidak dapat dilakukan. Hal ini terjadi karena pada program Plaxis, tahapan perhitungan selanjutnya berhubungan dengan tahapan perhitungan sebelumnya. Oleh karena itu, maka perlu dilakukan perhitungan manual untuk mengetahui angka aman pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* pada kondisi asli tersebut. Hasil perhitungan analisis menggunakan program Plaxis dapat dilihat pada gambar-gambar berikut ini.

1) *Deformed Mesh*

Untuk hasil *deformed mesh* dengan beban kendaraan didapatkan nilai *total displacement* tanpa beban gempa adalah sebesar $288,53 \times 10^{-2}$ m dan nilai *total displacement* dengan beban gempa adalah sebesar $291,25 \times 10^{-2}$ m seperti pada Gambar 5.20 dan Gambar 5.21 sebagai berikut.



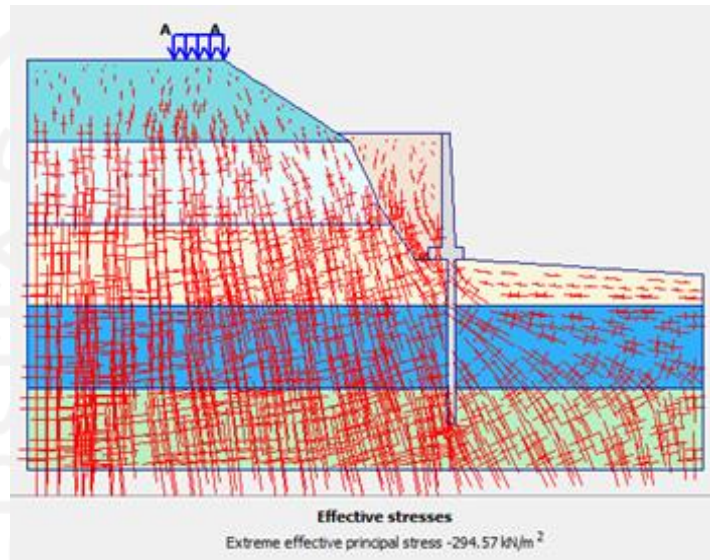
Gambar 5. 20 *Deformed Mesh* Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa



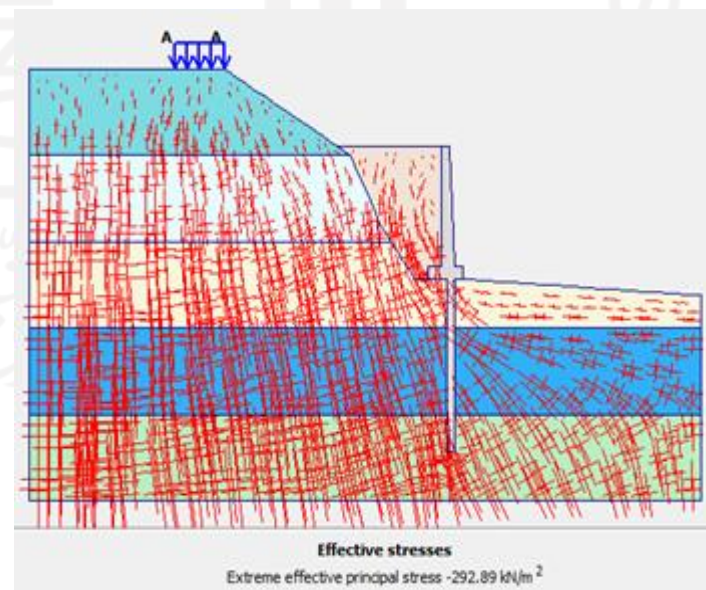
Gambar 5. 21 *Deformed Mesh* Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Asli Dengan Beban Gempa

2) *Effective Stresses*

Besarnya nilai *effective stresses* dengan beban merata kendaraan tanpa beban gempa adalah sebesar $-294,57 \text{ kN/m}^2$ nilai *effective stresses* dengan beban merata kendaraan dan beban gempa adalah sebesar $-292,89 \text{ kN/m}^2$ seperti pada Gambar 5.22 dan Gambar 5.23 sebagai berikut.



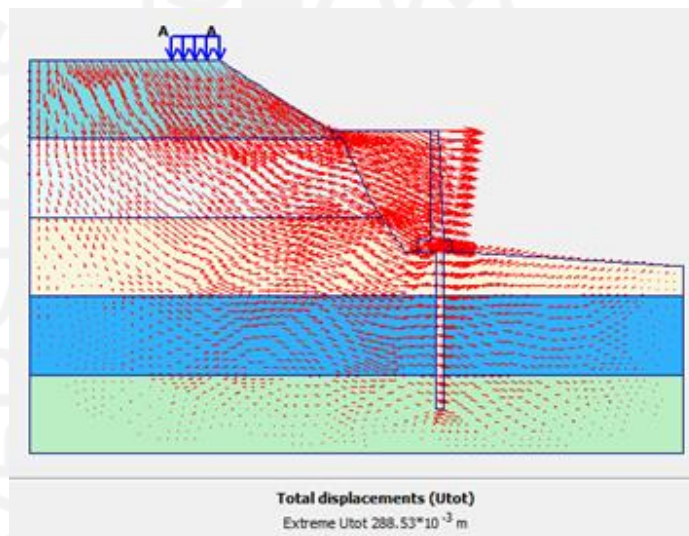
Gambar 5. 22 *Effective Stress* Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa



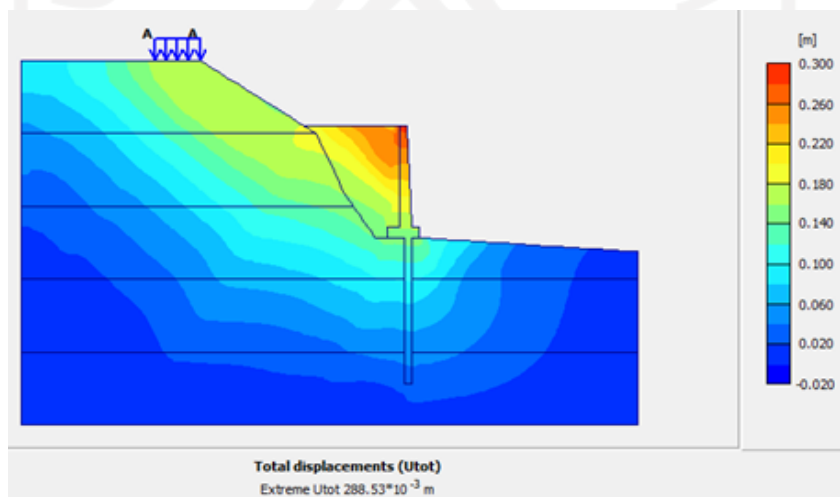
Gambar 5. 23 *Effective Stress* Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Asli Dengan Beban Gempa

3) Arah Pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

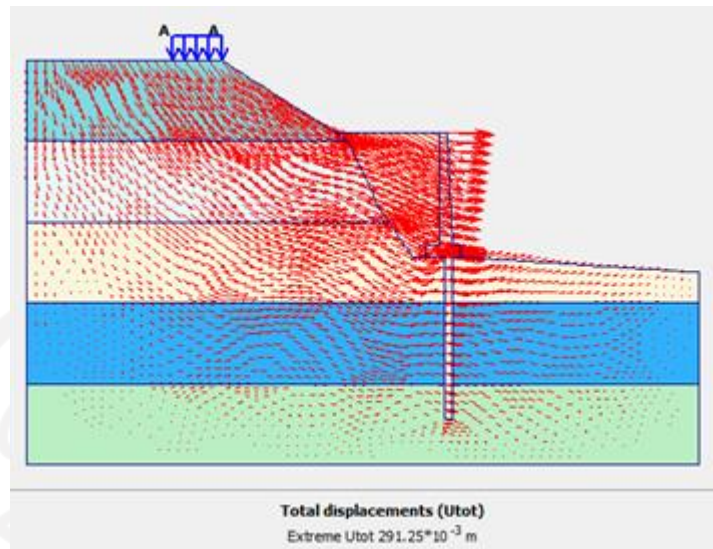
Arah pergerakan dan daerah potensial longsor lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tanah dan *bored pile* tanpa beban gempa dapat dilihat seperti pada Gambar 5.24 dan Gambar 5.25 serta arah pergerakan dan daerah potensial longsor lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tanah dan *bored pile* dengan beban gempa dapat dilihat seperti pada Gambar 5.26 dan Gambar 5.27 sebagai berikut.



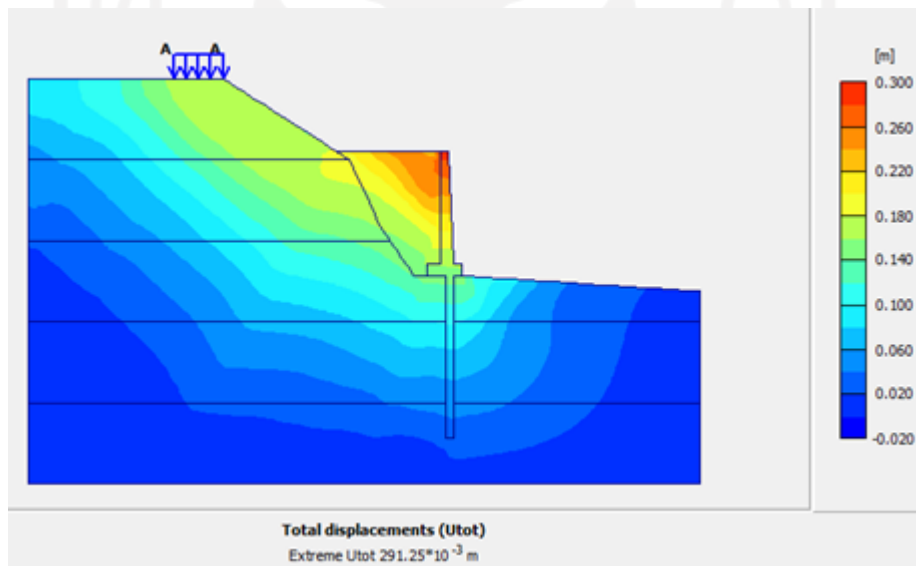
Gambar 5. 24 Arah Pergerakan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa



Gambar 5. 25 Daerah Potensial Keruntuhan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa



Gambar 5. 26 Arah Pergerakan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Asli Dengan Beban Gempa



Gambar 5. 27 Daerah Potensial Keruntuhan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Asli Dengan Beban Gempa

4) Angka Aman

Nilai angka aman pada lereng yang diperkuat dinding penahan tanah dan *bored pile* tanpa beban gempa sebesar 1,148. Sedangkan nilai aman dengan beban gempa tidak dapat diketahui karena telah terjadi *soil body collapse*. Hal tersebut terjadi akibat kondisi tanah ataupun struktur perkuatan pada lereng tersebut tidak mampu mendukung beban gempa yang bekerja.

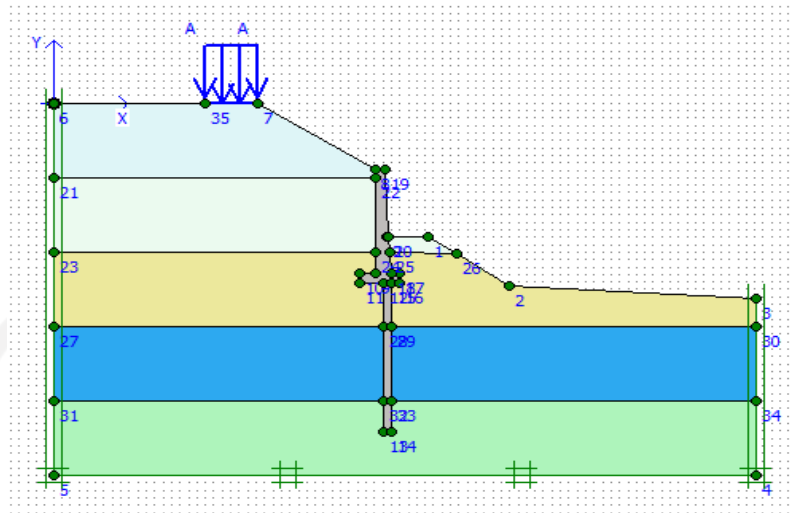
Dengan terjadinya *collapse* pada tahap perhitungan tersebut, maka tahapan selanjutnya yaitu mencari nilai angka aman atau *safety factor* tidak dapat dilakukan. Oleh karena itu, maka perlu dilakukan perhitungan manual untuk mengetahui angka aman pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* pada dengan beban gempa pada kondisi asli tersebut. Gambar angka aman tanpa beban gempa dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* pada kondisi asli dengan timbunan dapat dilihat pada Gambar 5.28 sebagai berikut.

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	1.000
MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	1.000
MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	1.000
Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Msf:	-0.001	Σ-Msf:	1.148
Increment:	0.000	End time:	0.000
Increment:	0.000	End time:	0.000

Gambar 5. 28 Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa

2. Kondisi Dinding Penahan Tanah dengan Perubahan tanpa Timbunan
 - a. Pemodelan Dinding Penahan Tanah pada Program Plaxis

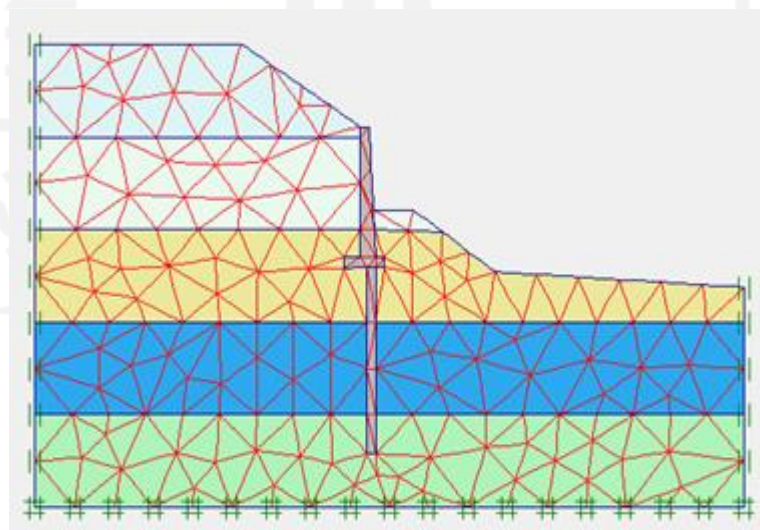
Dalam tahap pemodelan, seluruh parameter data geoteknik dimasukkan ke dalam program plaxis. Beban-beban yang bekerja meliputi beban lalu lintas dan beban gempa. Permodelan potongan melintang lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* dalam program Plaxis 8.6 dilakukan secara dua dimensi yang dapat dilihat pada Gambar 5.29 sebagai berikut.



Gambar 5. 29 Pemodelan Potongan Melintang Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Perubahan Pada Program Plaxis 8.6

b. Pembuatan Jaring Elemen

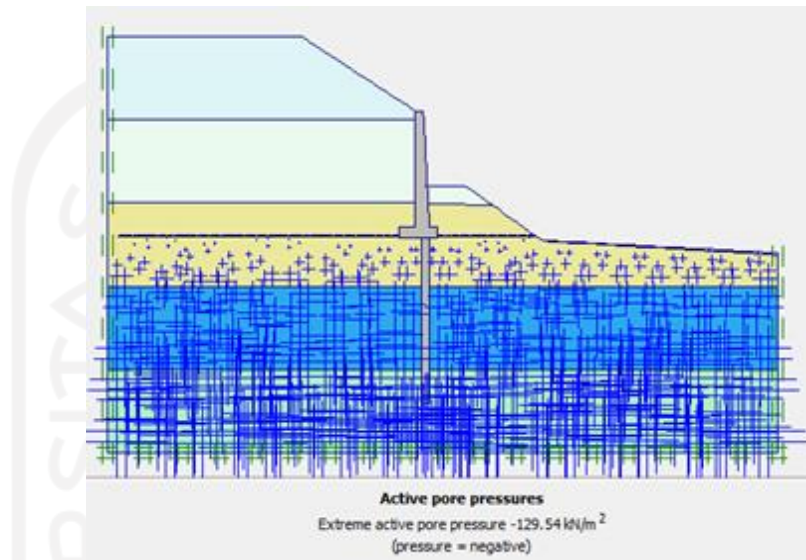
Setelah kondisi sebenarnya di lapangan diterapkan pada model, langkah selanjutnya adalah model geometri dibagi menjadi elemen-elemen imajiner atau sering disebut meshing. Penyusunan jaring-jaring elemen atau meshing pada program Plaxis ini digunakan jenis fine. Jaring-jaring elemen yang telah dibuat dapat dilihat pada Gambar 5.30 sebagai berikut.



Gambar 5. 30 Jaring-Jaring Elemen Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Perubahan

c. Perhitungan Tegangan Awal

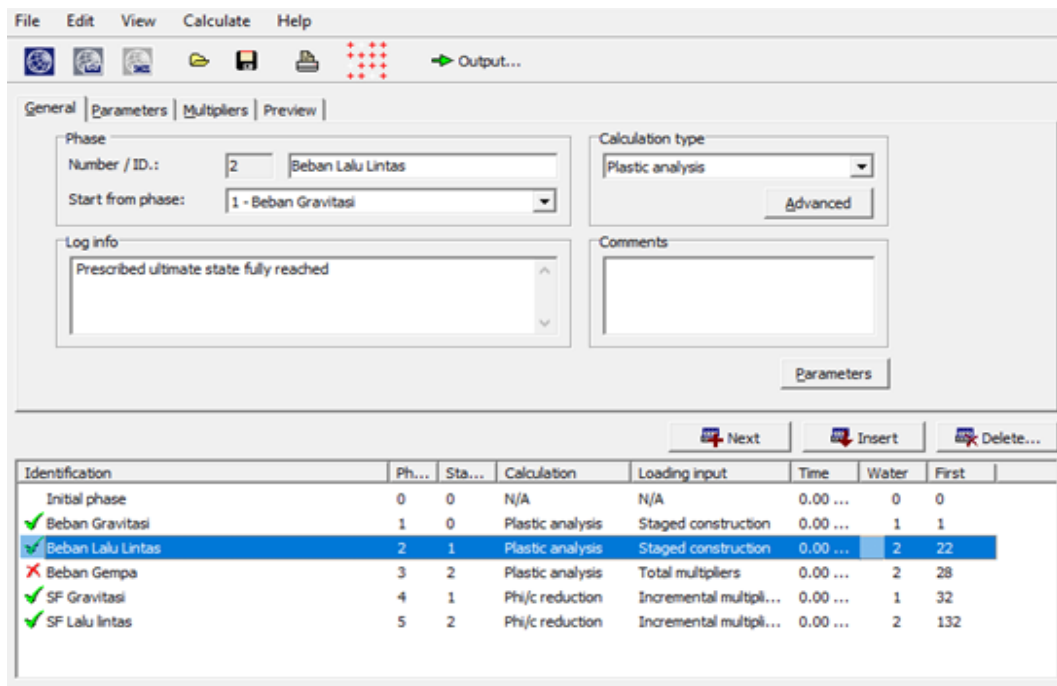
Perhitungan ini disebut juga sebagai beban gravitasi (*gravity load*) dan dalam fase perhitungan hanya melibatkan struktur tanah dan batuan pembentuk lereng. Tegangan awal dapat dilihat pada Gambar 5.31 sebagai berikut.



Gambar 5. 31 Perhitungan Tegangan Awal Dinding Penahan Tanah dan Bored Pile Kondisi Perubahan

d. Tahap *Calculation*

Setelah semua data dan parameter diinput, maka selanjutnya dilakukan perhitungan yaitu dengan memasukan tab parameter dengan *plastic analysis* untuk mengetahui *displacement* yang terjadi, *phi/reduction* untuk mengetahui angka keamanan dan *staged construction* digunakan sebagai *loading input*. Dalam *Plaxis calculation* ada beberapa tahap yang akan dianalisis yaitu *gravity load*, berat sendiri dan kendaraan, SF total tanpa beban gempa, SF total dengan beban gempa. Tab *Plaxis calculation* pada kondisi dinding penahan tanah dan *bored pile* asli dengan timbunan dapat dilihat pada Gambar 5.32 sebagai berikut.



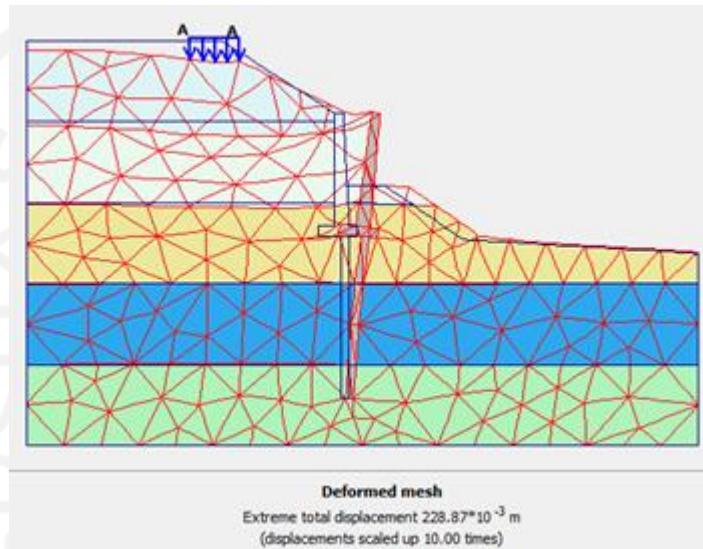
Gambar 5. 32 Proses Perhitungan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Perubahan Pada Program Plaxis 8.6

e. Hasil Output dengan Program Plaxis

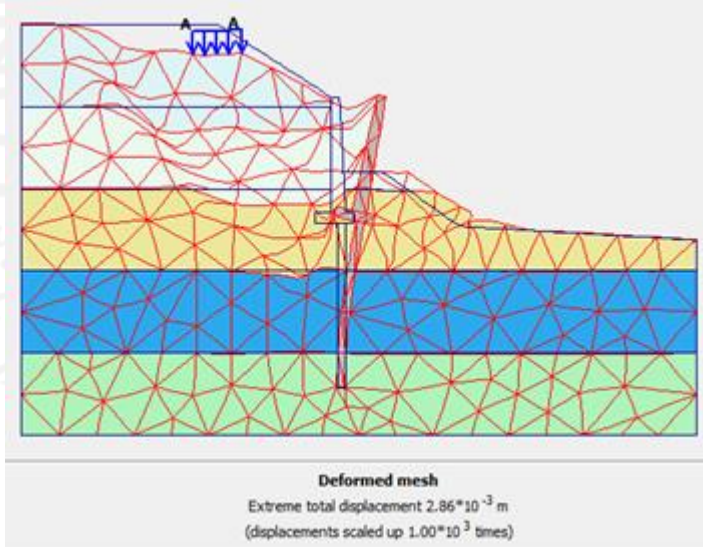
Setelah selesai dilakukan perhitungan menggunakan program Plaxis, maka tahap selanjutnya dapat diketahui besarnya *displacement* keruntuhan dinding penahan tanah dengan perubahan tanpa timbunan. Berdasarkan Gambar 5.9 di atas, pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* kondisi asli dengan timbunan pada perhitungan beban gempa telah terjadi *soil body collapse* atau kondisi batas tidak tercapai. Hal tersebut terjadi akibat kondisi tanah pada lereng tersebut tidak mampu mendukung beban gempa yang bekerja. Dengan terjadinya *collapse* pada tahap perhitungan tersebut, maka tahapan selanjutnya yaitu mencari nilai angka aman atau *safety factor* tidak dapat dilakukan. Hal ini terjadi karena pada program Plaxis, tahapan perhitungan selanjutnya berhubungan dengan tahapan perhitungan sebelumnya. Oleh karena itu, maka perlu dilakukan perhitungan manual untuk mengetahui angka aman pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* pada kondisi asli tersebut. Hasil perhitungan analisis menggunakan program Plaxis dapat dilihat pada gambar-gambar berikut ini.

1) *Deformed Mesh*

Untuk hasil *deformed mesh* dengan beban kendaraan didapatkan nilai *total displacement* tanpa beban gempa adalah sebesar $228,87 \times 10^{-2}$ m dan nilai *total displacement* dengan beban gempa adalah sebesar 2,86 m seperti pada Gambar 5.33 dan Gambar 5.34 sebagai berikut.



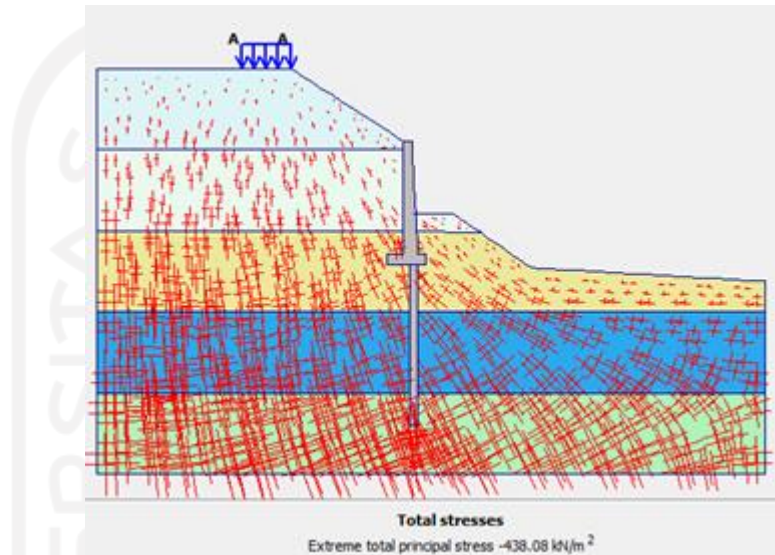
Gambar 5. 33 *Deformed Mesh* Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Perubahan Tanpa Beban Gempa



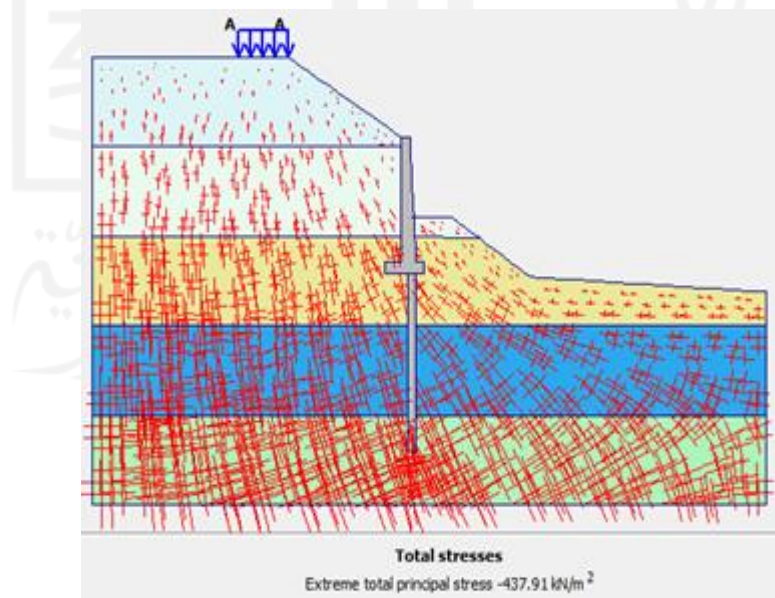
Gambar 5. 34 *Deformed Mesh* Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Perubahan Dengan Beban Gempa

2) *Effective Stresses*

Besarnya nilai *effective stresses* dengan beban merata kendaraan tanpa beban gempa adalah sebesar $-438,08 \text{ kN/m}^2$ dan nilai *effective stresses* dengan beban merata kendaraan dan beban gempa adalah sebesar $-437,91 \text{ kN/m}^2$ seperti pada Gambar 5.35 dan Gambar 5.36 sebagai berikut.



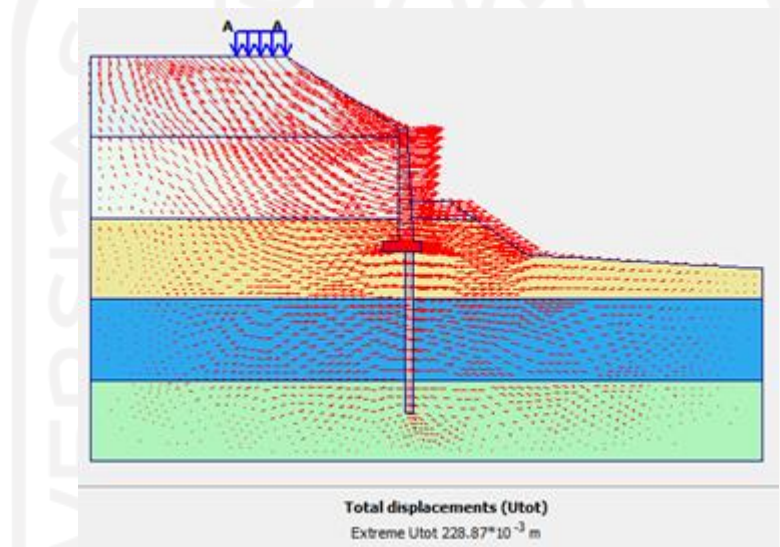
Gambar 5. 35 *Effective Stress* Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Perubahan Tanpa Beban Gempa



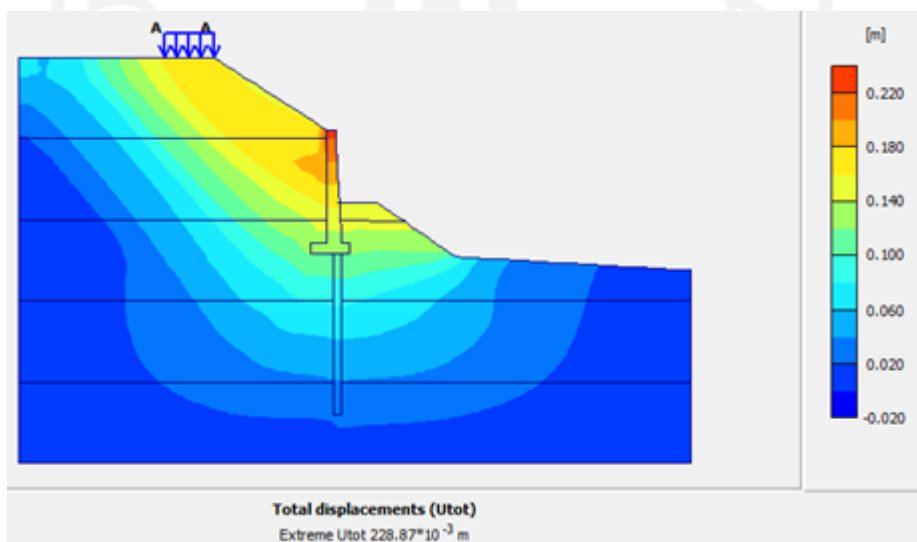
Gambar 5. 36 *Effective Stress* Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa

3) Arah Pergerakan dan Daerah Potensial Longsor

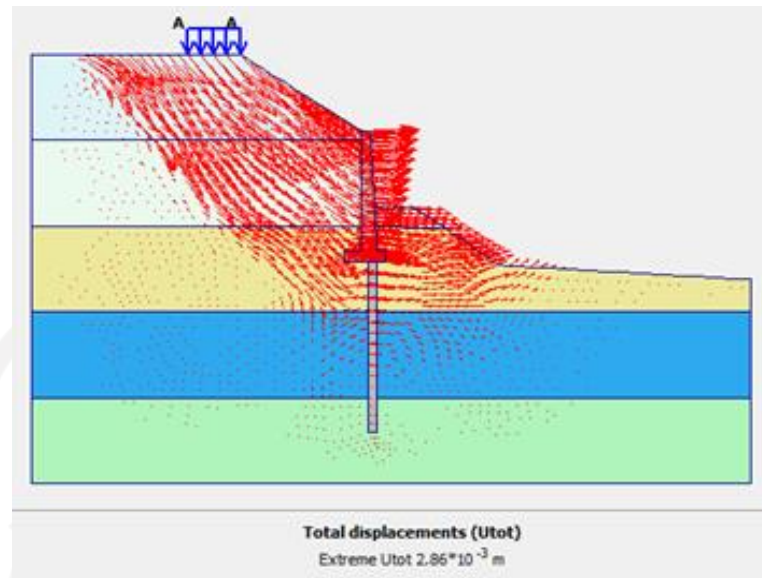
Arah pergerakan dan daerah potensial longsor lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tanah dan *bored pile* tanpa beban gempa dapat dilihat seperti pada Gambar 5.37 dan Gambar 5.38 serta arah pergerakan dan daerah potensial longsor lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tanah dan *bored pile* dengan beban gempa dapat dilihat seperti pada Gambar 5.39 dan Gambar 5.40 sebagai berikut.



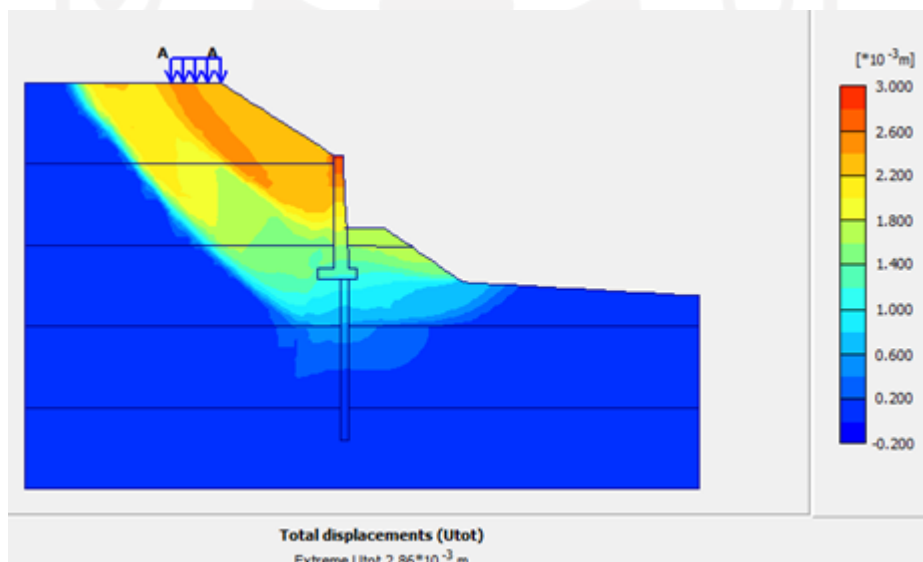
Gambar 5. 37 Arah Pergerakan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Perubahan Tanpa Beban Gempa



Gambar 5. 38 Daerah Potensial Keruntuhan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Perubahan Tanpa Beban Gempa



Gambar 5. 39 Arah Pergerakan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Perubahan Dengan Beban Gempa



Gambar 5. 40 Daerah Potensial Keruntuhan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* Kondisi Perubahan Dengan Beban Gempa

4) Angka Aman

Nilai angka aman pada lereng yang diperkuat dinding penahan tanah dan *bored pile* tanpa beban gempa sebesar 1,175. Sedangkan nilai aman dengan beban gempa tidak dapat diketahui karena telah terjadi *soil body collapse*. Hal tersebut terjadi akibat kondisi tanah ataupun struktur perkuatan pada lereng tersebut tidak mampu mendukung beban gempa yang bekerja.

Dengan terjadinya *collapse* pada tahap perhitungan tersebut, maka tahapan selanjutnya yaitu mencari nilai angka aman atau *safety factor* tidak dapat dilakukan. Oleh karena itu, maka perlu dilakukan perhitungan manual untuk mengetahui angka aman pada lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* pada dengan beban gempa pada kondisi asli tersebut. Gambar angka aman tanpa beban gempa dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* pada kondisi asli dengan timbunan dapat dilihat pada Gambar 5.41 sebagai berikut.

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0.000	Σ-Mdisp:	1.000
MloadA:	0.000	Σ-MloadA:	1.000
MloadB:	0.000	Σ-MloadB:	1.000
Mweight:	0.000	Σ-Mweight:	1.000
Maccel:	0.000	Σ-Maccel:	0.000
Msf:	0.000	Σ-Msf:	1.175
Increment:	0.000	End time:	0.000
Increment:	0.000	End time:	0.000

Gambar 5. 41 Angka Aman Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan *Bored pile* Kondisi Perubahan Tanpa Beban Gempa

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

Dalam perhitungan analisis stabilitas lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* menggunakan perhitungan manual akan didapatkan nilai angka aman terhadap penggeseran, penggulingan dan keruntuhan kapasitas dukung tanah. Beban-beban yang digunakan dalam perhitungan manual ini adalah beban sendiri tanah dan beban merata sebesar 10 kN/m^2 dari beban lalu lintas. Analisis stabilitas lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* dengan perhitungan manual ini dilakukan pada dua kondisi yaitu kondisi asli atau eksisting dengan timbunan dan kondisi perubahan tanpa timbunan dengan tinjauan internal dan eksternal.

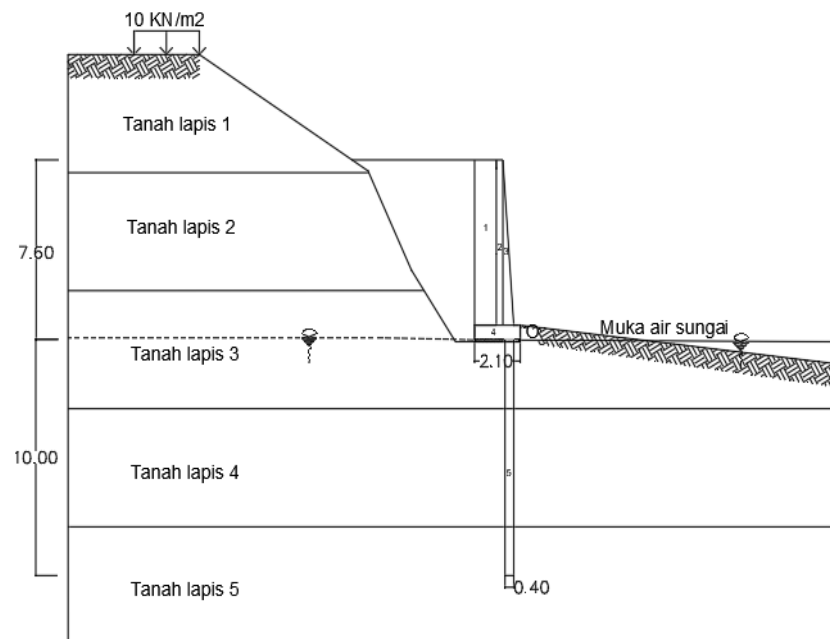
1. Kondisi Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Asli dengan Timbunan

a. Tinjauan Stabilitas Eksternal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile*

Dalam perhitungan analisis stabilitas dinding penahan tanah dan *bored pile* dengan tinjauan eksternal ini akan didapatkan nilai angka aman terhadap penggeseran, penggulingan maupun angka aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah. Perhitungan stabilitas dinding penahan tanah dan *bored pile* dengan tinjauan eksternal pada Jembatan Kiringan Sungai Opak adalah sebagai berikut.

1) Gaya Vertikal

Dalam perhitungan gaya vertikal ini, gaya-gaya yang bekerja meliputi gaya akibat berat struktur dinding penahan tanah dan *bored pile*, serta akibat berat tanah yang berada di belakang dinding penahan tanah tersebut. Adapun gaya-gaya tersebut dibagi dalam pias-pias pada dinding penahan tanah yang dapat dilihat pada Gambar 5.42 sebagai berikut.



Gambar 5. 42 Pembagian Pias-Pias pada Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Asli

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

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= A \times 1 \\ &= 6,99 \times 1 \\ &= 6,99 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat W} &= \text{volume} \times \text{berat volume tanah timbunan} \\ &= 6,99 \times 17,5 \\ &= 122,4825 \text{ kN.} \end{aligned}$$

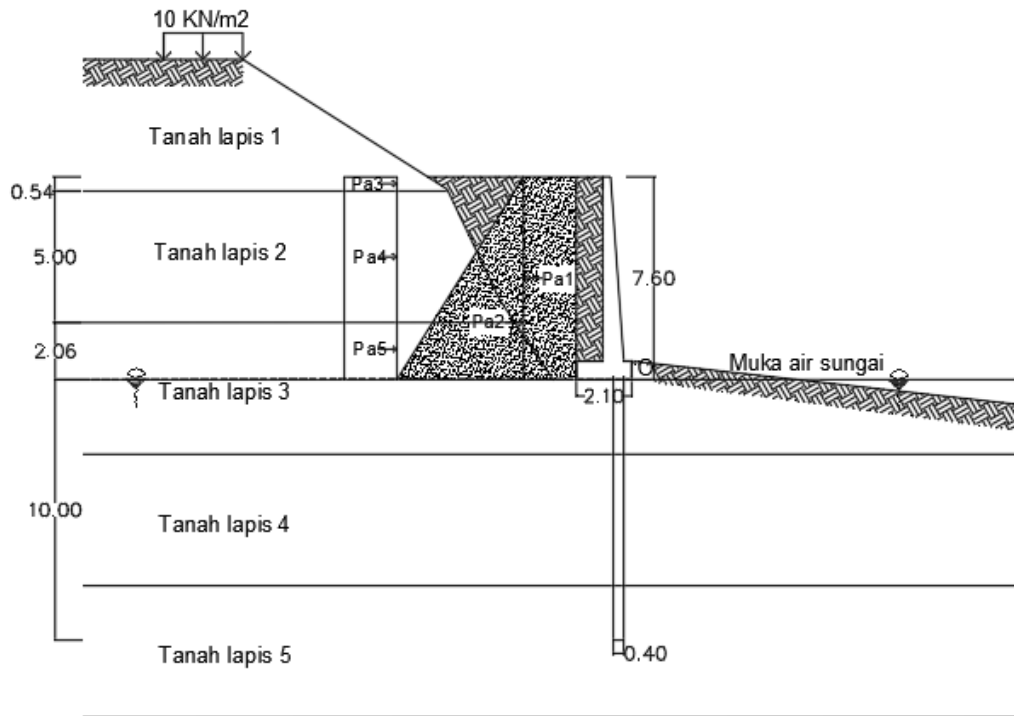
Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.4 sebagai berikut.

Tabel 5. 4 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Asli

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	6.9990	122.483	1.6	195.972
2	2.0970	50.328	0.633	31.858
3	1.7500	42	0.95	39.9
4	1.2600	30.24	1.05	31.752
5	1.257	30.159	0.5	15.08
	Σ	275.21		314.561

2) Tekanan Tanah Lateral

Pada perhitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah, tekanan tanah yang terjadi adalah tekanan tanah aktif dan pasif pada kondisi normal. Tekanan tanah aktif adalah tekanan yang mendorong tanah yang terletak di belakang dinding penahan tanah. Sedangkan tekanan tanah pasif adalah tekanan yang menahan tanah yang terletak di depan dinding penahan tanah. Secara detail, diagram tekanan tanah lateral dapat dilihat pada Gambar 5.43 sebagai berikut.



Gambar 5. 43 Diagram Tekanan Tanah Lateral Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Asli

a) Koefisien tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}
 Ka1 &= \cos\beta \left(\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right) \\
 &= \cos 32 \left(\frac{\cos 32 - \sqrt{\cos^2 32 - \cos^2 20.55}}{\cos 32 + \sqrt{\cos^2 32 - \cos^2 20.55}} \right) \\
 &= 0,308
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ka2 &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 (45 - 9,86) \\
 &= 0,495
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ka3 &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 (45 - 10,74) \\
 &= 0,464
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ka_{tim} &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 (45 - 15) \\
 &= 0,333
 \end{aligned}$$

b) Perhitungan tekanan tanah aktif

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

$$\begin{aligned} Pa_1 &= -2 \times c_{tim} \times \sqrt{K_{a\ tim}} \times h_{tim} \\ &= -2 \times 5 \times \sqrt{0,333} \times 7,6 \\ &= -43,879 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa_2 &= 0,5 \times \gamma_{b\ tim} \times h_{tim} \times K_{a\ tim} \times h_{tim} \\ &= 0,5 \times 17,5 \times 7,6 \times 0,333 \times 7,6 \\ &= 168,467 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa_3 &= q \times K_{a1} \times h_1 \\ &= 10 \times 0,333 \times 0,54 \\ &= 1,664 \text{ kN} \end{aligned}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 5.5 sebagai berikut.

Tabel 5. 5 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Asli

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$-2 \cdot c_{tim} \cdot \sqrt{K_{a\ tim}} \cdot h_{tim}$	-43.879	3.8	-166.739
Pa 2	$0,5 \cdot \gamma_{b\ tim} \cdot h_{tim} \cdot K_{a\ tim} \cdot h_{tim}$	168.467	2.53	426.221
Pa 3	$q \cdot K_{a1} \cdot h_1$	1.663	7.33	12.191
Pa 4	$q \cdot K_{a2} \cdot h_2$	24.771	4.56	112.954
Pa 5	$q \cdot K_{a3} \cdot h_3$	10.021	1.03	10.322
	Σ	161.043		394.949

3) Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile*

a) Stabilitas terhadap penggeseran

Perhitungan stabilitas terhadap penggeseran dinding penahan tanah, dilakukan dengan menganggap bahwa tahanan geser yang diberikan oleh dinding penahan tanah ditahan oleh berat sendiri tanah dan struktur dinding penahan tanah itu sendiri, serta kekuatan pondasi *bored pile* dalam menahan gaya lateral yang bekerja.

Gaya aksial sepenuhnya ditahan oleh *bored pile* tunggal = 245,051 kN. Maka gaya lateral yang masih harus ditahan oleh *bored pile* adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} H &= Pa - \Sigma W \\ &= 161,043 - 245,051 \\ &= -84,008 < 0 \end{aligned}$$

Karena nilai gaya lateral lebih kecil daripada gaya aksial yang ditahan oleh *bored pile*, maka untuk mengetahui nilai angka keamanan terhadap pergeseran dilakukan dengan menganggap tahanan geser diberikan oleh dinding penahan tanah sepanjang 2,1 m pada tanah dasar dinding penahan tanah. Sehingga, $\delta_b = \phi$ tanah dasar dan $c_d = c$ tanah dasar.

$$\begin{aligned} R_h &= c_d \times B + (\Sigma W) \times \tan \delta_b \\ &= 5,592 \times 2,1 + 245,051 \times \tan 21,48^\circ \\ &= 1095,645 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{gs} &= \frac{\Sigma R_h + P_p}{\Sigma P_a} \\ &= \frac{1132,326 + 0}{161,043} \\ &= 7,031 \end{aligned}$$

$F_{gs} > 1,5$, maka stabilitas dinding penahan tanah terhadap stabilitas penggeseran terpenuhi.

b) Stabilitas terhadap penggulingan

Stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah dihitung dengan membandingkan momen yang menggulingkan atau akibat dari

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

$$\begin{aligned}\Sigma M_{\text{penahan}} &= (\Sigma M_w + \Sigma M_{\text{pasif}}) \\ &= (314,561 + 0) \\ &= 314,561 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_{\text{pendorong}} &= \Sigma M_{\text{aktif}} \\ &= 394,949\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Fgl} &= \frac{\Sigma M_{\text{penahan}}}{\Sigma M_{\text{pendorong}}} \\ &= \frac{314,561}{394,949} \\ &= 0,797\end{aligned}$$

Karena nilai $\text{Fgl} < 1,5$, maka stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah tidak terpenuhi. Sehingga stabilitas terhadap penggulingan ditentukan oleh kekuatan tiang dalam menahan beban momen (M_y). Momen yang masih harus ditahan *bored pile* adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\text{Maktif} &= 394,949 - 314,561 \\ &= 80,388\end{aligned}$$

$$M_y \text{ bored pile} = 120 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}\text{Fgl} &= \frac{\Sigma M_{\text{penahan}}}{\Sigma M_{\text{pendorong}}} \\ &= \frac{120}{80,388} \\ &= 1,5\end{aligned}$$

Karena nilai $\text{Fgl} \geq 1,5$, maka stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah terpenuhi.

c) Stabilitas terhadap kapasitas dukung *bored pile*

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

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p$$

$$Q_b = A_b \times f_b$$

$$\begin{aligned} A_b &= 0,25 \times \pi \times d^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 0,4^2 \\ &= 0,126 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_b &= 0,6 \times \sigma_r \times N_{60} \leq 4500 \text{ kPa} \\ &= 0,6 \times 100 \times 35 \\ &= 2100 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_b &= 0,126 \times 2100 \\ &= 263,894 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat tiang bor adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} W_p &= (0,25 \times \pi \times d^2 \times L) \times \gamma \text{ beton} \\ &= 0,25 \times \pi \times 0,4^2 \times 10 \times 24 \\ &= 30,159 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} U &= (0,25 \times \pi \times d^2 \times L) \times \gamma_w \\ &= (0,25 \times \pi \times 0,4^2 \times 10) \times 9,81 \\ &= 12,328 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_p' &= W_p - U \\ &= 30,159 - 12,328 \\ &= 17,832 \text{ kN} \end{aligned}$$

Contoh perhitungan tahanan gesek ultimit *bored pile* pada lapisan tanah 3 dengan kedalaman 2,94 m adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \pi \times d \times t \\ &= \pi \times 0,4 \times 2,94 \\ &= 3,695 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{o1}' &= (\gamma_3 - \gamma_w) \times h_1 \\ &= (19,219 - 9,81) \times 2,94 \\ &= 27,659 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$P_{o1}' \text{ rata-rata} = 0,5 \times (0 + P_{o1}')$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times (0 + 27,659) \\
 &= 13,83 \text{ kN/m}^2 \\
 Z &= h \text{ atas} + (h_1/2) \\
 &= 0 \times (2,94/2) \\
 &= 1,47 \text{ m}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \beta &= 1,5 - 0,245 \sqrt{z} \\
 &= 1,5 - 0,245 \sqrt{1,47} \\
 &= 1,203 \\
 Q_s &= A_{s1} \times P_{o1}' \text{ rata-rata} \times \beta \\
 &= 3,695 \times 13,83 \times 1,203 \\
 &= 61,643 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi perhitungan tahanan gesek ultimit *bored pile* dapat dilihat pada Tabel 5.6 sebagai berikut.

Tabel 5. 6 Rekapitulasi Tahanan Gesek Ultimit *Bored Pile* Kondisi Asli

Tahanan Gesek	Kedalaman (m)	As (m ²)	Po' (kN/m ³)	Po' rata-rata (kN/m ³)	Z (m)	β	Qs (kN)
Qs1	2.94	3.695	27.659	13.829	1.470	1.203	61.463
Qs2	5	6.283	73.864	50.761	5.440	0.929	296.160
Qs3	2.06	2.589	92.335	83.099	8.970	0.766	164.828
						ΔQ_s	522.451

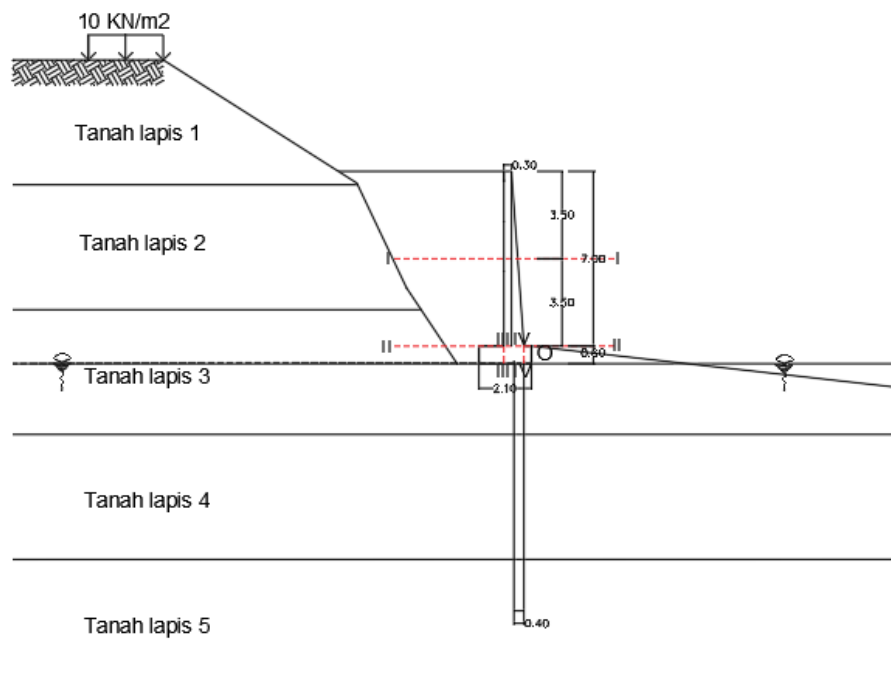
$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s - W_{p'} \\
 &= 263,894 + 522,451 - 17,832 \\
 &= 756,186 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{756,186}{3}
 \end{aligned}$$

$$= 252,062 \text{ kN} > 245,051 \text{ kN (Aman)}$$

b. Tinjauan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile*

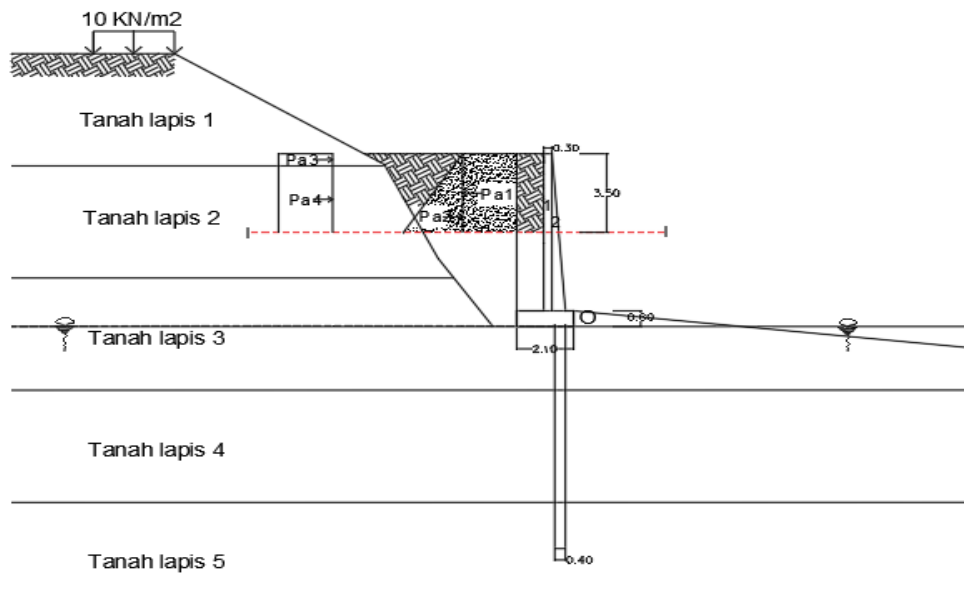
Tinjauan Internal dinding penahan tanah dibagi kedalam 4 tinjauan bidang. Setiap tinjauan dihitung terhadap kekuatan tegangan desak dan geser yang akan dibandingkan dengan kuat tekan dan kuat geser beton $f_c' = 25 \text{ Mpa}$. Untuk gambar pembagian pias untuk tinjauan stabilitas internal dinding penahan kondisi asli dapat dilihat pada Gambar 5.44 sebagai berikut.



Gambar 5. 44 Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal Kondisi Asli

1) Tinjauan I-I

Pada tinjauan I-I ini, stabilitas internal yang ditinjau berada 3,5 m dari puncak dinding penahan tanah. Stabilitas internal dan tekanan tanah lateral pada tinjauan I-I dapat dilihat pada Gambar 5.45 sebagai berikut.



Gambar 5. 45 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan I-I Kondisi Asli

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

$$\begin{aligned}
 \text{Volume} &= A \times 1 \\
 &= 1,05 \times 1 \\
 &= 1,05 \text{ m}^3 \\
 \text{Berat } W &= \text{volume} \times \text{berat volume beton} \\
 &= 1,05 \times 24 \\
 &= 25,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

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

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	1.05	25.2	0.4	10.08
2	0.4375	10.5	0.167	1.75
	Σ	35.7		11.83

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

$$\begin{aligned} Pa1 &= -2 \times ct \times \sqrt{Ka_{tim}} \times h_{tim} \\ &= -2 \times 5 \times \sqrt{0,333} \times 3,5 \\ &= -20,207 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa2 &= 0,5 \times \gamma b_{tim} \times h_{tim} \times Ka_{tim} \times h_{tim} \\ &= 0,5 \times 17,5 \times 3,5 \times 0,333 \times 3,5 \\ &= 35,729 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa3 &= q \times Ka1 \times h1 \\ &= 10 \times 0,333 \times 0,54 \\ &= 1,664 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa4 &= q \times Ka2 \times h2 \\ &= 10 \times 0,333 \times 2,94 \\ &= 14,664 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

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

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$-2.c_{tim} \cdot \sqrt{Ka_{tim}} \cdot h_{tim}$	-20.207	1.750	-35.363
Pa 2	$0,5 \cdot \gamma b_{tim} \cdot h_{tim} \cdot Ka_{tim} \cdot h_{tim}$	35.729	1.167	41.684
Pa 3	$q \cdot Ka1 \cdot h1$	1.664	3.230	5.372
Pa 4	$q \cdot Ka2 \cdot h2$	14.664	1.480	21.703
	Σ	31.849		33.396

a) Tinjauan Terhadap Desak

$$\begin{aligned} \sigma_{desak} &= \frac{V}{B \times 1} + \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{W} \\ &= \frac{35,7}{0,55 \times 1} + \frac{33,396 - 11,83}{\frac{1}{6} \times 0,55^2 \times 1} \end{aligned}$$

$$= 492,674 < \sigma_{desak} \text{ beton } 25 \text{ Mpa}$$

$$= 492,674 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)}$$

b) Tinjauan Terhadap Geser

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

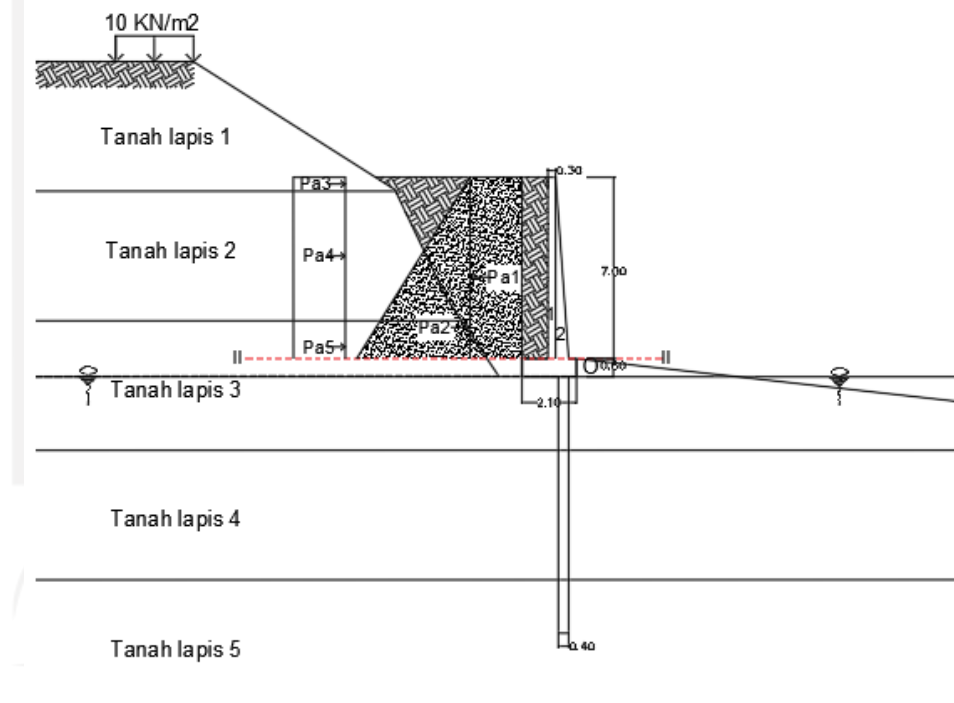
$$= \frac{2}{3} \times \frac{31,849}{0,55 \times 1}$$

$$= 38,605 < \sqrt{f'c} = \sqrt{25} \text{ Mpa}$$

$$= 38,605 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)}$$

2) Tinjauan II-II

Pada tinjauan II-II ini, stabilitas internal yang ditinjau adalah badan dinding penahan tanah setinggi 7 m. Stabilitas internal dan tekanan tanah lateral pada tinjauan II-II dapat dilihat pada Gambar 5.67 sebagai berikut.



Gambar 5. 46 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan II-II Kondisi Asli

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

$$\text{Volume} = A \times l$$

$$= 2,1 \times 1$$

$$= 2,1 \text{ m}^3$$

Berat W = volume x berat volume beton

$$= 2,1 \times 24$$

$$= 50,4 \text{ kN}$$

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

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

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	2.1	50.4	0.65	32.76
2	1.75	42	0.333	14
	Σ	92.4		46.76

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

$$\text{Pa1} = -2 \times ct \times \sqrt{Ka_{tim}} \times h_{tim}$$

$$= -2 \times 5 \times \sqrt{0,333} \times 7$$

$$= -40,415 \text{ kN}$$

$$\text{Pa2} = 0,5 \times \gamma b_{tim} \times h_{tim} \times Ka_{tim} \times h_{tim}$$

$$= 0,5 \times 17,5 \times 7 \times 0,333 \times 7$$

$$= 142,917 \text{ kN}$$

$$\text{Pa3} = q \times Ka1 \times h1$$

$$= 10 \times 0,333 \times 0,54$$

$$= 1,664 \text{ kN}$$

$$\text{Pa4} = q \times Ka2 \times h2$$

$$= 10 \times 0,333 \times 5$$

$$= 24,771 \text{ kN}$$

$$\text{Pa5} = q \times Ka3 \times h3$$

$$= 10 \times 0,333 \times 1,46$$

$$= 6,774 \text{ kN}$$

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

Tabel 5. 10 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Asli

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$-2.c \text{ tim} \cdot \sqrt{Ka \text{ tim}} \cdot h \text{ tim}$	-40.415	3.500	-141.451
Pa 2	$0,5 \cdot \gamma b \text{ tim} \cdot h \text{ tim} \cdot Ka \text{ tim} \cdot h \text{ tim}$	142.917	2.333	333.472
Pa 3	$q \cdot Ka1 \cdot h1$	1.663	6.730	11.193
Pa 4	$q \cdot Ka2 \cdot h2$	24.771	3.960	98.092
Pa 5	$q \cdot Ka3 \cdot h3$	6.774	0.730	4.945
	Σ	135.709		306.251

a) Tinjauan Terhadap Desak

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{desak}} &= \frac{V}{B \times 1} + \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{W} \\ &= \frac{92,4}{0,8 \times 1} + \frac{306,251 - 46,76}{\frac{1}{6} \times 0,8^2 \times 1} \\ &= 2548,228 < \alpha_{\text{desak}} \text{ beton } 25 \text{ Mpa} \\ &= 2548,228 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

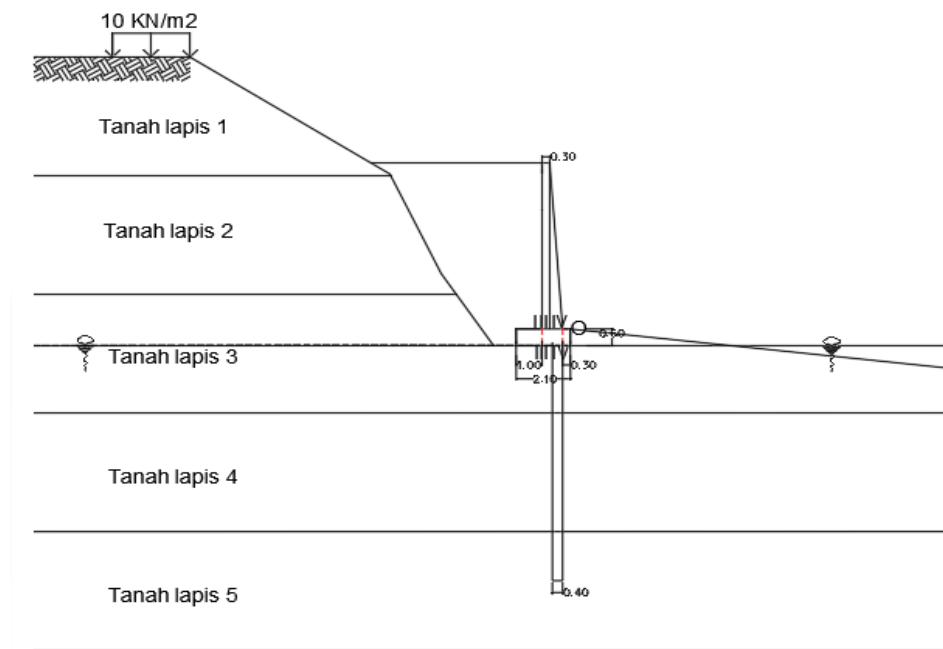
b) Tinjauan Terhadap Geser

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{geser}} &= \frac{2}{3} \times \frac{D}{b \times h} \\ &= \frac{2}{3} \times \frac{135,709}{0,8 \times 1} \\ &= 38,605 < \sqrt{f'c} = \sqrt{25} \text{ Mpa} \\ &= 38,605 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

3) Tinjauan III-III dan IV-IV

Dalam mencari gaya momen dan gaya lintang pada pelat kaki dibagi 2 bagian yaitu pelat kaki bagian belakang dengan tinjauan III-III dan bagian

depan dengan tinjauan IV-IV untuk mempermudah perhitungan. Gambar tinjauan III-III dan IV-IV dapat dilihat pada Gambar 5.47 sebagai berikut.



Gambar 5. 47 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan III-III dan Tinjauan IV-IV Kondisi Asli

Dari perhitungan sebelumnya telah diketahui nilai $Q_{min} = -103,494 \text{ kN/m}^2$ dan $Q_{max} = 336,875 \text{ kN/m}^2$

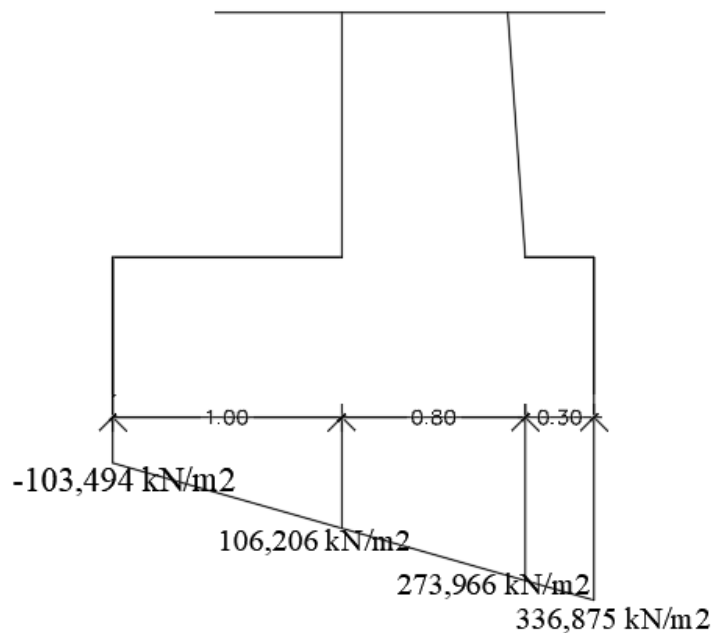
Untuk $x = 1 \text{ m}$, maka nilai q (Q_2) yang bekerja adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_2 &= Q_{min} + \frac{x}{B} \times (Q_{max} - Q_{min}) \\ &= -103,494 + \frac{1}{2,1} \times (336,875 - (-103,494)) \\ &= 106,206 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Untuk $x = 1,8 \text{ m}$, maka nilai q (Q_3) yang bekerja adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_3 &= Q_{min} + \frac{x}{B} \times (Q_{max} - Q_{min}) \\ &= -103,494 + \frac{1,8}{2,1} \times (336,875 - (-103,494)) \\ &= 273,966 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Momen yang terjadi pada pelat kaki (pondasi) dapat dilihat pada Gambar 5.48 sebagai berikut.



Gambar 5. 48 Momen yang Terjadi Pada Pelat Kaki Pondasi Kondisi Asli

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

$$\begin{aligned}
 V_u &= - ((Q_2 - Q_{min}) \times 0,5 \times B \text{ kaki belakang}) - (Q_{min} \times B \text{ kaki belakang}) + (H \text{ pelat kaki} \times \gamma \text{ beton} \times B \text{ kaki belakang}) + (H \text{ timbunan} \times \gamma \text{ tanah timbunan} \times B \text{ kaki belakang}) + (Q \text{ merata} \times B \text{ kaki belakang}) \\
 &= - ((106,206 - (-103,494)) \times 0,5 \times 1) - (-103,494 \times 1) + (0,6 \times 24 \times 1) + (7 \times 17,5 \times 1) + (10 \times 1) \\
 &= 145,544 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= - (Q_{min} \times 0,5 \times B \text{ kaki belakang}^2) - ((Q_2 - Q_{min}) \times 0,5 \times \frac{1}{3} \times B \text{ kaki belakang}^2) + (H \text{ pelat kaki} \times \gamma \text{ beton} \times B \text{ kaki belakang} \times \frac{B \text{ kaki belakang}}{2}) + (H \text{ timbunan} \times \gamma \text{ tanah timbunan} \times B \text{ kaki belakang} \times \frac{B \text{ kaki belakang}}{2}) + (Q \text{ merata} \times B \text{ kaki belakang} \times \frac{B \text{ kaki belakang}}{2}) \\
 &= - (-103,494 \times 0,5 \times 1^2) - ((106,206 - (-103,494)) \times 0,5 \times \frac{1}{3} \times 1^2) + (0,6 \times 24 \times 1 \times \frac{1}{2}) + (7 \times 17,5 \times 1 \times \frac{1}{2}) + (10 \times 1 \times \frac{1}{2})
 \end{aligned}$$

$$= 90,247 \text{ kNm}$$

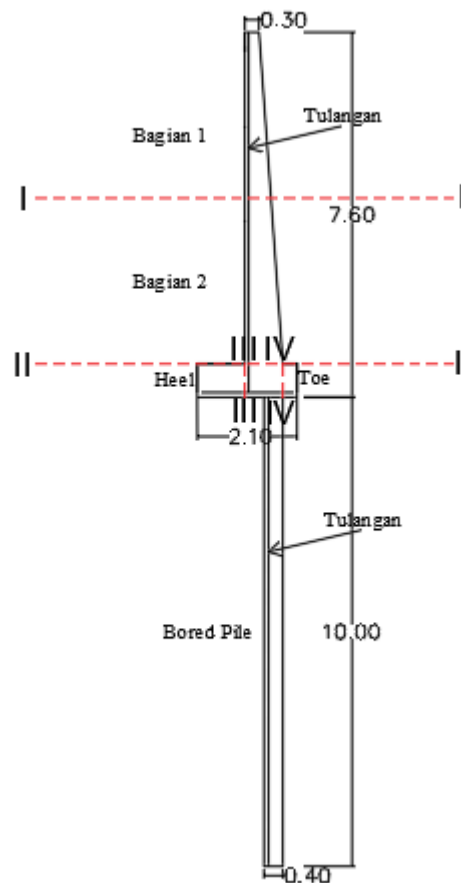
Perhitungan untuk mencari nilai Vu dan Mu pada pelat kaki belakang (Tinjauan IV-IV) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_u &= ((Q_{\max} - Q_3) \times 0,5 \times B \text{ kaki depan}) + (Q_3 \times B \text{ kaki depan}) + (H \\ &\text{pelat kaki} \times \gamma \text{ beton} \times B \text{ kaki depan}) \\ &= ((336,875 - 273,966) \times 0,5 \times 0,3) + (273,966 \times 0,3) - (0,6 \times 24 \times \\ &0,3) \\ &= 87,306 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= (Q_3 \times 0,5 \times B \text{ kaki depan}) + ((Q_{\max} - Q_3) \times 0,5 \times \frac{2}{3} \times B \text{ kaki} \\ &\text{depan}) - (H \text{ pelat kaki} \times \gamma \text{ beton} \times B \text{ kaki depan} \times 0,5) \\ &= 273,966 \times 0,5 \times 0,3) + ((336,875 - 273,966) \times 0,5 \times \frac{2}{3} \times 0,3) - (0,6 \\ &\times 24 \times 0,3 \times 0,5) \\ &= 45,226 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4) Perhitungan Tulangan

Dalam perhitungan tulangan ini dibagi menjadi empat bagian berdasarkan tinjauan yang sudah dilakukan pada perhitungan sebelumnya ditambah dengan perhitungan tulangan *bored pile*. Untuk lebih jelasnya, pembagian perhitungan tulangan dapat dilihat pada Gambar 5.49 sebagai berikut.



Gambar 5. 49 Pembagian Perhitungan Tulangan Kondisi Asli

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

a) Tinjauan I-I

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

$$M_u = 33,396 \text{ kNm}$$

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

$$\text{Tebal dinding} = 550 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\begin{aligned}
 d &= Td - Sb - Dtul \\
 &= 550 - 50 - 16 \\
 &= 484 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan per meter panjang dinding adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 & \left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times f_c' \times b\right) a^2 + (0,85 \times f_c' \times b \times d) a - \left(\frac{Mu}{\phi}\right) = 0 \\
 & \left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times 25 \times 1000\right) a^2 + (0,85 \times 25 \times 1000 \times 484) a - \left(\frac{33,396}{0,8}\right) = 0 \\
 & (-10625) a^2 + (10285000) a - (41745597,78) = 0 \\
 a_1 &= 963,923 \text{ mm} \\
 a_2 &= 4,076 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan nilai a yang paling terkecil yaitu $a_2 = 4,076 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{0,85} \\
 &= \frac{4,076}{0,85} \\
 &= 4,795 \text{ mm} \\
 \epsilon_s &= \frac{d-c}{c} \times \epsilon_{cu} \\
 &= \frac{484 - 4,795}{4,795} \times 0,003 \\
 &= 0,299 \\
 f_s &= \epsilon_s \times E_s \\
 &= 0,299 \times (2 \times 10^5) \\
 &= 59959,372 \text{ Mpa} > 320 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{0,85 \times f_c' \times a \times b}{f_s} \\
 &= \frac{0,85 \times 25 \times 4,795 \times 1000}{320} \\
 &= 270,672 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Rasio penulangan (ρ) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\
 &= \frac{270,672}{1000 \times 484} \\
 &= 0,00055
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 484 \\ &= 968 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan nilai $A_s = 968 \text{ mm}^2$, maka jumlah tulangan per meter dinding untuk diameter tulangan 16 mm adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times d^2} \\ &= \frac{968}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 4,814 \text{ buah} \approx 5 \text{ buah} \\ s &= \frac{1000}{n} \\ &= \frac{1000}{5} \\ &= 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga tulangan lentur atau momen yang digunakan pada dinding vertikal tinjauan I-I adalah D16-200.

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

$$V_u = 31,849 \text{ kN}$$

Kuat geser beton adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 484 \\ &= 403333,333 \text{ N} \\ &= 403,333 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

$$\varphi \times V_n = 0,75 \times 403,333$$

$$\varphi \times V_n = 302,5 \text{ kN}$$

Karena nilai $\varphi \times Vn = \varphi \times Vc > Vu$ maka dinding vertikal tidak memerlukan tulangan geser, hanya dipasang tulangan minimum saja.

b) Tinjauan II-II

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

$$\begin{aligned} \mu &= 306,251 \text{ kNm} \\ f_c' &= 25 \text{ Mpa} \\ \text{Tebal dinding} &= 800 \text{ mm} \\ D \text{ tulangan} &= 16 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} \\ \text{Selimut beton} &= 50 \text{ mm} \\ d &= Td - Sb - Dtul \\ &= 800 - 50 - 16 \\ &= 734 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan per meter panjang dinding adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times f_c' \times b\right) a^2 + (0,85 \times f_c' \times b \times d) a - \left(\frac{\mu}{\phi}\right) &= 0 \\ \left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times 25 \times 1000\right) a^2 + (0,85 \times 25 \times 1000 \times 734) a - \left(\frac{306,251}{0,8}\right) &= 0 \\ (-10625) a^2 + (15597500) a - (382813789,2) &= 0 \\ a_1 &= 1443,032 \text{ mm} \\ a_2 &= 24,968 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan nilai a yang paling terkecil yaitu $a_2 = 24,968 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{0,85} \\ &= \frac{24,968}{0,85} \\ &= 29,374 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{d-c}{c} \times \epsilon_{cu} \\ &= \frac{734 - 29,374}{29,374} \times 0,003 \\ &= 0,072 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= \epsilon_s \times E_s \\ &= 0,072 \times (2 \times 10^5) \end{aligned}$$

$$= 14392,791 \text{ Mpa} > 320 \text{ Mpa}$$

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

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{0,85 \times f_c' \times a \times b}{f_s} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 24,968 \times 1000}{320} \\ &= 1658,031 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio penulangan (ρ) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{1658,031}{1000 \times 734} \\ &= 0,0022 \end{aligned}$$

Batasan nilai ρ min menurut pasal 14.3.3 SNI 2847-2013 adalah sebesar 0,002. Nilai ρ hitung $> \rho$ min, sehingga rasio penulangan masih memenuhi. Dengan nilai luas tulangan $A_s = 1658,031 \text{ mm}^2$, maka jumlah tulangan per meter dinding untuk diameter tulangan 16 mm adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times d^2} \\ &= \frac{1658,031}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 8,246 \text{ buah} \approx 9 \text{ buah} \\ s &= \frac{1000}{n} \\ &= \frac{1000}{9} \end{aligned}$$

$$= 111,111 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

Sehingga tulangan lentur atau momen yang digunakan pada dinding vertikal tinjauan II-II adalah D16-100. Untuk mempermudah pelaksanaan maka untuk kebutuhan tulangan dinding vertikal tidak dibagi per bagian tinjauan sesuai dengan perhitungan yang tersaji diatas, sehingga tulangan untuk dinding vertikal menggunakan tulangan pada tinjauan II-II yaitu D16-100 mm.

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

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

Tulangan Susut :

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,002 \times b \times d \\
 &= 0,002 \times 1000 \times 600 \\
 &= 1200 \text{ mm}^2 \\
 n &= \frac{A_s \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times d^2} \\
 &= \frac{1200}{0,25 \times \pi \times 10^2} \\
 &= 15,279 \text{ buah} \approx 16 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Tulangan susut untuk dinding vertikal digunakan adalah 16-P10.

Tulangan Geser :

$$V_u = 135,709 \text{ kN}$$

Kuat geser beton adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 734 \\
 &= 611666,667 \text{ N} \\
 &= 611,667 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$\varphi \times V_n = 0,75 \times 611,667$$

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

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

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

$$\begin{aligned}
 \text{Spasi sengkang maksimum} &= \frac{d}{2} < 600 \text{ mm} \\
 &= \frac{734}{2} < 600 \text{ mm} \\
 &= 367 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

c) Tinjauan III-III

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

$$Mu = 90,247 \text{ kNm}$$

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

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

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

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

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

$$d = Td - Sb - Dtul$$

$$= 600 - 50 - 16$$

$$= 534 \text{ mm}$$

Perhitungan tulangan per meter panjang dinding adalah sebagai berikut.

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

$$\left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times 25 \times 1000\right) a^2 + (0,85 \times 25 \times 1000 \times 534) a - \left(\frac{90,247}{0,8}\right) = 0$$

$$(-10625) a^2 + (11347500) a - (181930171,4) = 0$$

$$a_1 = 1064,76 \text{ mm}$$

$$a_2 = 3,24 \text{ mm}$$

Maka digunakan nilai a yang paling terkecil yaitu $a_2 = 3,24 \text{ mm}$.

$$c = \frac{a}{0,85}$$

$$= \frac{3,24}{0,85}$$

$$= 3,881 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \times \epsilon_{cu}$$

$$= \frac{534 - 3,881}{3,881} \times 0,003$$

$$= 0,423$$

$$f_s = \epsilon_s \times E_s$$

$$= 0,423 \times (2 \times 10^5)$$

$$= 84586,112 \text{ Mpa} > 320 \text{ Mpa}$$

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

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{0,85 \times f_c' \times a \times b}{f_s} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 3,24 \times 1000}{320} \\ &= 283,068 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio penulangan (ρ) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{283,068}{1000 \times 534} \\ &= 0,00053 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 534 \\ &= 1068 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times d^2} \\ &= \frac{1068}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 5,312 \text{ buah} \approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{1000}{n} \\ &= \frac{1000}{6} \\ &= 166,667 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga tulangan lentur atau momen yang digunakan pada dinding vertikal tinjauan III-III adalah D16-150.

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

$$V_u = 145,544 \text{ kN}$$

Kuat geser beton adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 534 \\ &= 445000 \text{ N} \\ &= 445 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

$$\phi \times V_n = 0,75 \times 445$$

$$\phi \times V_n = 333,75 \text{ kN}$$

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

d) Tinjauan IV-IV

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

$$M_u = 45,226 \text{ kNm}$$

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

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

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

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

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

$$d = T_d - S_b - D_{tul}$$

$$= 600 - 50 - 16$$

$$= 534 \text{ mm}$$

Perhitungan tulangan per meter panjang dinding adalah sebagai berikut.

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

$$\left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times 25 \times 1000\right) a^2 + (0,85 \times 25 \times 1000 \times 534) a - \left(\frac{45,226}{0,8}\right) = 0$$

$$(-10625) a^2 + (11347500) a - (56532273,31) = 0$$

$$a_1 = 1064,803 \text{ mm}$$

$$a_2 = 3,197 \text{ mm}$$

Maka digunakan nilai a yang paling terkecil yaitu $a_2 = 3,197$ mm.

$$\begin{aligned}c &= \frac{a}{0,85} \\ &= \frac{3,197}{0,85} \\ &= 3,761 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \frac{d-c}{c} \times \epsilon_{cu} \\ &= \frac{534 - 3,761}{3,761} \times 0,003 \\ &= 0,423\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_s &= \epsilon_s \times E_s \\ &= 0,423 \times (2 \times 10^5) \\ &= 84586,112 \text{ Mpa} > 320 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Karena $f_s > f_y$, maka diambil nilai $f_s = 320$ Mpa.

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{0,85 \times f_c' \times a \times b}{f_s} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 3,197 \times 1000}{320} \\ &= 283,068 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Rasio penulangan (ρ) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{283,068}{1000 \times 534} \\ &= 0,00053\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}A_s \text{ pakai} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 534 \\ &= 1068 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

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

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

$$\begin{aligned}
&= \frac{1068}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\
&= 5,312 \text{ buah} \approx 6 \text{ buah} \\
s &= \frac{1000}{n} \\
&= \frac{1000}{6} \\
&= 166,667 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Sehingga tulangan lentur atau momen yang digunakan pada dinding vertikal tinjauan I-I adalah D16-150. Untuk mempermudah pelaksanaan maka untuk kebutuhan tulangan dinding vertikal tidak dibagi per bagian tinjauan sesuai dengan perhitungan yang tersaji diatas, sehingga tulangan untuk dinding vertikal yaitu D16-150 mm.

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

Tulangan Susut :

$$\begin{aligned}
As &= 0,002 \times b \times d \\
&= 0,002 \times 1000 \times 600 \\
&= 1200 \text{ mm}^2 \\
n &= \frac{As \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times d^2} \\
&= \frac{1200}{0,25 \times \pi \times 10^2} \\
&= 15,279 \text{ buah} \approx 16 \text{ buah}
\end{aligned}$$

Tulangan susut untuk dinding vertikal digunakan adalah 16-P10.

Tulangan Geser :

$$Vu = 87,306 \text{ kN}$$

Kuat geser beton adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
Vc &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\
&= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 534 \\
&= 445000 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$= 445 \text{ kN}$$

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

$$\varphi \times Vn = 0,75 \times 445$$

$$\varphi \times Vn = 333,75 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Spasi sengkang maksimum} &= \frac{d}{2} < 600 \text{ mm} \\ &= \frac{534}{2} < 600 \text{ mm} \\ &= 267 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga tulangan geser yang di gunakan pada dinding vertikal adalah P10-250.

e) Tinjauan *Bored Pile*

Perhitungan kebutuhan tulangan untuk tinjauan *Bored Pile* adalah sebagai berikut.

Tulangan Lentur

$$M \text{ max} = 394,949 \text{ kNm}$$

$$P \text{ max} = 275,210 \text{ kN}$$

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

$$F_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$D \text{ bored pile} = 400 \text{ mm}$$

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

$$d \text{ sengkang} = 10 \text{ mm}$$

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

$$K \text{ momen} = 1,5$$

$$K \text{ gaya aksial} = 3$$

$$\text{Gaya aksial ultimit } (\Phi P_n) = K \times P_{\text{max}}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3 \times 275,210 \\
 &= 825,629 \text{ kN} \\
 \text{Momen ultimit } (\Phi M_n) &= K \times M_{\max} \\
 &= 1,5 \times 394,949 \\
 &= 592,423 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_g &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times \pi \times 400^2 \\
 &= 125663,706 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h &= \sqrt{A_g} \\
 &= \sqrt{125663,706} \\
 &= 354,491 \text{ mm} = b
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= 1,3 \% \\
 A_s &= \rho \times A_g \\
 &= 1,3 \% \times 125663,706 \\
 &= 1633,628 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s}{0,25 \times \pi \times d^2} \\
 &= \frac{1633,628}{283,52} \\
 &= 5,671 \text{ buah} \approx 6 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Sehingga tulangan lentur yang di gunakan pada *bored pile* adalah 6 D19.

Tulangan Geser

$$L \text{ bored pile} = 10000 \text{ mm}$$

$$D \text{ bored pile} = 400 \text{ mm}$$

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

$$F_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 h &= \sqrt{A_g} \\
 &= \sqrt{125663,706}
 \end{aligned}$$

$$= 354,491 \text{ mm}$$

$$b = 354,491 \text{ mm}$$

$$M_{max} = 394,949 \text{ kNm}$$

$$P_{max} = 275,210 \text{ kN}$$

$$H_{ijin} = 38,475 \text{ kN}$$

$$A_g = 282600 \text{ mm}^2$$

$$K_{momen} = 1,5$$

$$K_{\text{ gaya aksial}} = 3$$

$$\Phi = 0,7$$

$$V_{u1} = \frac{M_{max}}{L} = \frac{394,949 \times 10^6}{10000} = 39494,89 \text{ mm}^2$$

$$V_{u2} = K \times h_{ijin} = 1,5 \times 38,475 \times 1000 = 57712,43 \text{ N}$$

Diambil gaya geser ultimit rencana maksimal yaitu $V_u = 57712,43 \text{ N}$.

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 354,491 - 50 = 304,491 \text{ mm}$$

Kekuatan beton menahan geser adalah sebagai berikut.

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 \times A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f_{c'}}}{6}\right) b_w \cdot d$$

$$= \left(1 + \frac{275,210 \times 10^3}{14 \times 125663,706}\right) \left(\frac{\sqrt{20}}{6}\right) 354,491 \times 304,491$$

$$= 104020,269 \text{ N}$$

$$\Phi V_c = 0,75 \times V_c = 0,75 \times 104020,269 = 78015,201 \text{ N}$$

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

Untuk perhitungannya bisa dilihat pada persamaan sebagai berikut.

$$\text{Spasi sengkang maksimum} = \frac{h}{2} < 600 \text{ mm}$$

$$= \frac{354,491}{2} < 600 \text{ mm}$$

$$= 177,245 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

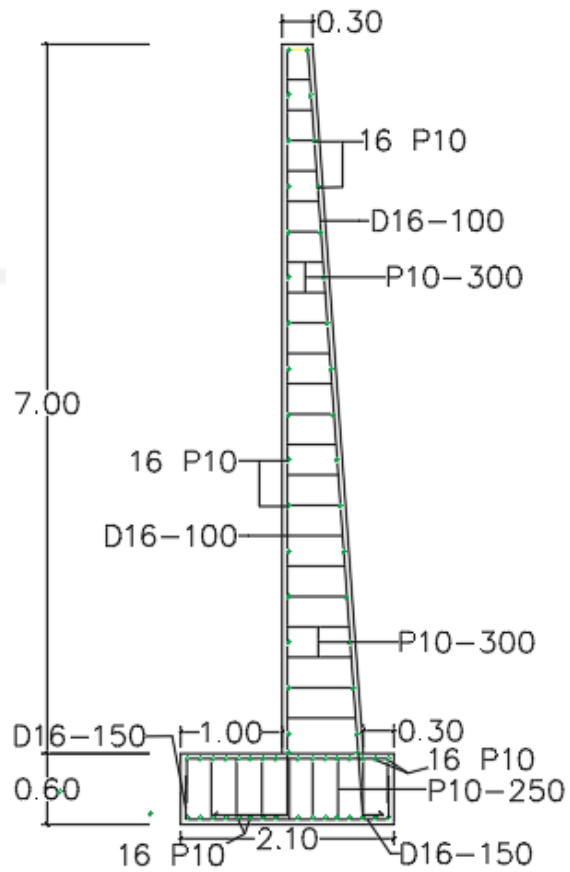
Sehingga tulangan geser yang di gunakan pada *bored pile* adalah P10-200.

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

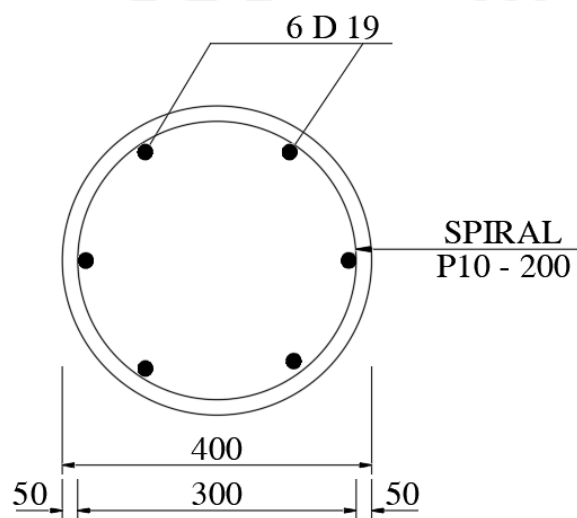
Tabel 5. 11 Rekapitulasi Tulangan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan *Bored Pile* Kondisi Asli

Bagian	Tinjauan	Tulangan Pokok yang Digunakan	Tulangan Susut yang Digunakan	Tulangan Sengkang yang Digunakan
Dinding Vertikal	I-I	D16 - 100	16 P10	P10 - 300
	II-II			
Pelat Kaki Pondasi	III-III	D16 - 150	16 P10	P10 - 250
	IV-IV			
<i>Bored Pile</i>		6 D19		P10 - 200

Untuk lebih jelas mengenai tulangan yang digunakan pada dinding penahan tanah serta *bored pile* kondisi asli secara berturut-turut dapat dilihat pada pada Gambar 5.50 dan Gambar 5.51 sebagai berikut.



Gambar 5. 50 Penulangan Dinding Penahan Tanah Kondisi Asli



Gambar 5. 51 Penulangan *Bored Pile* Kondisi Asli

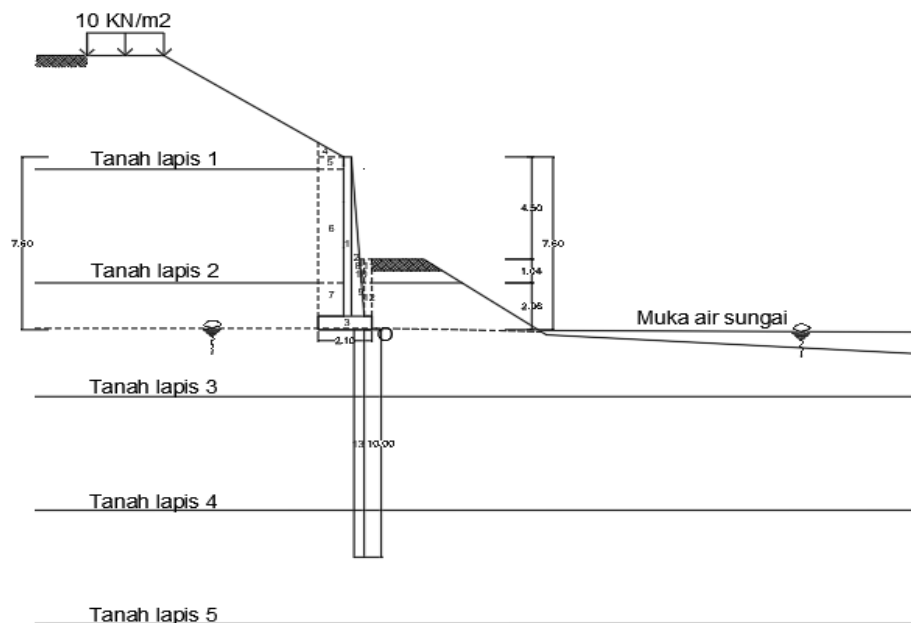
2. Kondisi Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Perubahan tanpa Timbunan

a. Tinjauan Stabilitas Eksternal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile*

Dalam perhitungan analisis stabilitas dinding penahan tanah dan *bored pile* dengan tinjauan eksternal ini akan didapatkan nilai angka aman terhadap penggeseran, penggulingan maupun angka aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah. Perhitungan stabilitas dinding penahan tanah dan *bored pile* dengan tinjauan eksternal pada Jembatan Kiringan Sungai Opak adalah sebagai berikut.

1) Gaya Vertikal

Dalam perhitungan gaya vertikal ini, gaya-gaya yang bekerja meliputi gaya akibat berat struktur dinding penahan tanah dan *bored pile*, serta akibat berat tanah yang berada di belakang dinding penahan tanah tersebut. Adapun gaya-gaya tersebut dibagi dalam pias-pias pada dinding penahan tanah yang dapat dilihat pada Gambar 5.52 sebagai berikut.



Gambar 5. 52 Pembagian Pias-Pias pada Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Perubahan

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

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

$$\begin{aligned} \text{Berat W} &= \text{volume} \times \text{berat volume tanah timbunan} \\ &= 2,1 \times 24 \\ &= 50,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

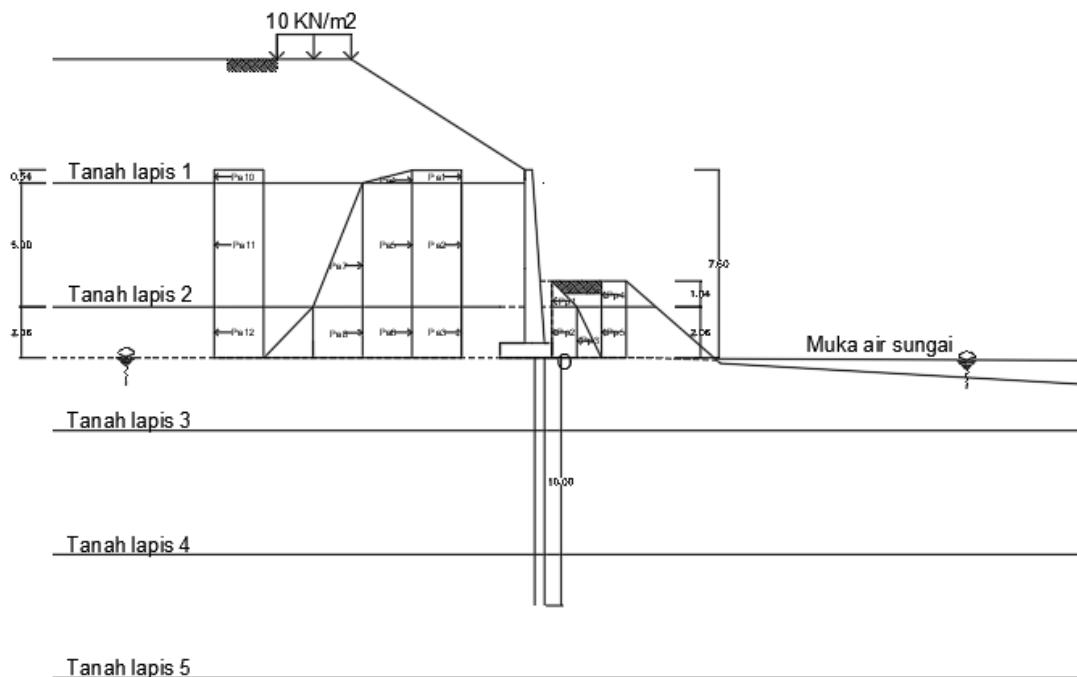
Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.12.

Tabel 5. 12 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Perubahan

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	2.1000	50.4000	0.950	47.880
2	1.7500	42.0000	0.550	23.1000
3	1.1360	27.2640	1.050	28.6
4	0.3180	4.5172	1.767	7.982
5	0.5379	7.6408	1.600	12.225
6	4.9985	72.7193	1.600	116.351
7	1.4635	20.6740	1.600	33.078
8	0.0387	0.5630	0.423	0.238
9	0.0765	1.0807	0.333	0.360
10	0.1089	1.0469	0.350	0.366
11	0.3124	3.0034	0.150	0.451
12	0.4391	6.2029	0.150	0.930
13	1.2566	30.1593	0.500	15.080
	Σ	267.2714		290.155

2) Tekanan Tanah Lateral

Pada perhitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah, tekanan tanah yang terjadi adalah tekanan tanah aktif dan pasif pada kondisi normal. Tekanan tanah aktif adalah tekanan yang mendorong tanah yang terletak di belakang dinding penahan tanah. Sedangkan tekanan tanah pasif adalah tekanan yang menahan tanah yang terletak di depan dinding penahan tanah. Secara detail, diagram tekanan tanah lateral dapat dilihat pada Gambar 5.53 sebagai berikut.



Gambar 5. 53 Diagram Tekanan Tanah Lateral Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Perubahan

a) Koefisien tekanan tanah aktif dan pasif

$$\begin{aligned}
 Ka1 &= \cos\beta \left(\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right) \\
 &= \cos 32 \left(\frac{\cos 32 - \sqrt{\cos^2 32 - \cos^2 20.55}}{\cos 32 + \sqrt{\cos^2 32 - \cos^2 20.55}} \right) \\
 &= 0,308 \\
 Ka2 &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 (45 - 9,86)
 \end{aligned}$$

$$= 0,495$$

$$\begin{aligned} K_{a3} &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 - 10,74) \\ &= 0,464 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{p2} &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 + 9,86) \\ &= 2,019 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{p3} &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 + 10,74) \\ &= 2,155 \end{aligned}$$

b) Perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif

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

$$\begin{aligned} Pa1 &= q \times K_{a1} \times h1 \\ &= 10 \times 0,30808 \times 0,54 \\ &= 1,664 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa4 &= 0,5 \times \gamma b1 \times h1 \times K_{a1} \times h1 \\ &= 0,5 \times 14,205 \times 0,54 \times 0,308 \times 0,54 \\ &= 0,638 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa5 &= (\gamma b1 \times h1) \times K_{a2} \times h2 \\ &= (14,205 \times 0,54) \times 0,495 \times 5 \\ &= 19,46 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa10 &= -2 \times c1 \times \sqrt{K_{a1}} \times h1 \\ &= -2 \times 6,671 \times \sqrt{0,308} \times 0,54 \\ &= -3,999 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pp1 &= 0,5 \times \gamma b2 \times h4 \times K_{p2} \times h4 \\ &= 0,5 \times 14,548 \times 1,04 \times 2,019 \times 1,04 \\ &= 15,881 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pp4 &= 2 \times c2 \times \sqrt{K_{p2}} \times h4 \\ &= 2 \times 9,614 \times \sqrt{2,019} \times 1,04 \end{aligned}$$

$$= 28,41 \text{ kN}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif dapat dilihat pada Tabel 5.13 dan Tabel 5.14 sebagai berikut.

Tabel 5. 13 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Perubahan

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$q.Ka1.h1$	1.663	7.330	12.191
Pa 2	$q.Ka2.h2$	24.771	4.560	112.954
Pa 3	$q.Ka3.h3$	9.557	1.030	9.844
Pa 4	$0,5.\gamma b1.h1.Ka1.h1$	0.653	7.240	4.730
Pa 5	$(\gamma b1.h1).Ka2.h2$	19.460	4.560	88.737
Pa 6	$(\gamma b1xh1+\gamma b2xh2).Ka3.h3$	77.376	1.030	79.697
Pa 7	$0,5.\gamma b2.h2.Ka2.h2$	90.092	3.727	335.746
Pa 8	$(\gamma b2xh2). Ka3. h3$	69.520	1.030	71.605
Pa 9	$0,5.\gamma b3.h3.Ka3.h3$	13.906	0.687	9.549
Pa 10	$-2.c1.\sqrt{Ka1}.h1$	-3.998	7.330	-29.308
Pa 11	$-2.c2.\sqrt{Ka2}.h2$	-67.667	4.560	-308.563
Pa 12	$-2.c3.\sqrt{Ka3}.h3$	-15.692	1.030	-16.163
	Σ	219.641		371.022

Tabel 5. 14 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Perubahan

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pp 1	$0,5 \cdot \gamma b^2 \cdot h^2 \cdot Kp^2 \cdot h^4$	15.881	2.407	38.221
Pp 2	$(\gamma b^2 \cdot h^2) \cdot Kp^3 \cdot h^5$	67.181	1.030	69.197
Pp 3	$0,5 \cdot \gamma b^3 \cdot h^3 \cdot Kp^3 \cdot h^5$	64.606	0.687	44.365
Pp 4	$2 \times c^2 \times \sqrt{Kp^2} \times h^4$	28.410	2.580	73.298
Pp 5	$2 \times c^3 \times \sqrt{Kp^3} \times h^5$	33.823	1.030	34.838
	Σ	209.902		259.919

3) Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Tanah

a) Stabilitas terhadap penggeseran

Perhitungan stabilitas terhadap penggeseran dinding penahan tanah, dilakukan dengan menganggap bahwa tahanan geser yang diberikan oleh dinding penahan tanah ditahan oleh berat sendiri tanah dan struktur dinding penahan tanah itu sendiri, serta kekuatan pondasi *bored pile* dalam menahan gaya lateral yang bekerja.

Gaya aksial sepenuhnya ditahan oleh *bored pile* tunggal = 237,112 kN. Maka gaya lateral yang masih harus ditahan oleh bored pile adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 H &= \Sigma Pa - \Sigma W - \Sigma Pp \\
 &= 219,641 - 237,112 - 209,902 \\
 &= -227,373 < 0
 \end{aligned}$$

Karena nilai gaya lateral lebih kecil daripada gaya aksial yang ditahan oleh *bored pile*, maka untuk mengetahui nilai angka keamanan terhadap pergeseran dilakukan dengan menganggap tahanan geser diberikan oleh dinding penahan tanah sepanjang 2,1 m pada tanah dasar dinding penahan tanah. Sehingga, $\delta b = \phi$ tanah dasar dan $cd = c$ tanah dasar.

$$Rh = cd \times B + (\Sigma W) \times \tan \delta b$$

$$\begin{aligned}
&= 5,592 \times 2,1 + 237,112 \times \tan 21,48^\circ \\
&= 1235,004 \text{ kN} \\
F_{gs} &= \frac{\Sigma Rh + Pp}{\Sigma Pa} \\
&= \frac{1235,004 + 209,902}{219,641} \\
&= 6,579
\end{aligned}$$

$F_{gs} \geq 1,5$, maka stabilitas dinding penahan tanah terhadap stabilitas penggeseran terpenuhi.

b) Stabilitas terhadap penggulingan

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

$$\begin{aligned}
\Sigma M_{\text{penahan}} &= (\Sigma M_w + \Sigma M_{\text{pasif}}) \\
&= (290.155 + 259.919) \\
&= 550,074 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\Sigma M_{\text{pendorong}} &= \Sigma M_{\text{aktif}} \\
&= 371,022
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
F_{gl} &= \frac{\Sigma M_{\text{penahan}}}{\Sigma M_{\text{pendorong}}} \\
&= \frac{550,074}{371,022} \\
&= 1,582
\end{aligned}$$

Karena nilai $F_{gl} \geq 1,5$, maka stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah terpenuhi.

c) Stabilitas terhadap kapasitas dukung *bored pile*

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

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p$$

$$Q_b = A_b \times f_b$$

$$A_b = 0,25 \times \pi \times d^2$$

$$= 0,25 \times \pi \times 0,4^2$$

$$= 0,126 \text{ m}^2$$

$$f_b = 0,6 \times \sigma_r \times N_{60} \leq 4500 \text{ kPa}$$

$$= 0,6 \times 100 \times 35$$

$$= 2100 \text{ kPa}$$

$$Q_b = 0,126 \times 2100$$

$$= 263,894 \text{ kN}$$

Berat tiang bor adalah sebagai berikut.

$$W_p = (0,25 \times \pi \times d^2 \times L) \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= 0,25 \times \pi \times 0,4^2 \times 10 \times 24$$

$$= 30,159 \text{ kN}$$

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

$$U = (0,25 \times \pi \times d^2 \times L) \times \gamma_w$$

$$= (0,25 \times \pi \times 0,4^2 \times 10) \times 9,81$$

$$= 12,328 \text{ kN}$$

$$W_p' = W_p - U$$

$$= 30,159 - 12,328$$

$$= 17,832 \text{ kN}$$

Contoh perhitungan tahanan gesek ultimit *bored pile* pada lapisan tanah 3 dengan kedalaman 2,94 m adalah sebagai berikut.

$$A_{s1} = \pi \times d \times t$$

$$= \pi \times 0,4 \times 2,94$$

$$= 3,695 \text{ m}^2$$

$$P_{o1}' = (\gamma_3 - \gamma_w) \times h_1$$

$$= (19,219 - 9,81) \times 2,94$$

$$= 27,659 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{o1}' \text{ rata-rata} = 0,5 \times (0 + P_{o1}')$$

$$= 0,5 \times (0 + 27,659)$$

$$\begin{aligned}
 &= 13,83 \text{ kN/m}^2 \\
 Z &= h \text{ atas} + (h_1/2) \\
 &= 0 \times (2,94/2) \\
 &= 1,47 \text{ m}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \beta &= 1,5 - 0,245 \sqrt{z} \\
 &= 1,5 - 0,245 \sqrt{1,47} \\
 &= 1,203
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= A_{s1} \times P_{o1}' \text{ rata-rata} \times \beta \\
 &= 3,695 \times 13,83 \times 1,203 \\
 &= 61,643 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi perhitungan tahanan gesek ultimit *bored pile* dapat dilihat pada Tabel 5.15 sebagai berikut.

Tabel 5. 15 Rekapitulasi Tahanan Gesek Ultimit *Bored Pile* Kondisi Perubahan

Tahanan Gesek	Kedalaman (m)	As (m ²)	Po' (kN/m ³)	Po' rata-rata (kN/m ³)	Z (m)	β	Qs (kN)	
Qs1	2.94	3.695	27.659	13.829	1.470	1.203	61.463	
Qs2	5	6.283	73.864	50.761	5.440	0.929	296.160	
Qs3	2.06	2.589	92.335	83.099	8.970	0.766	164.828	
							ΔQ_s	522.451

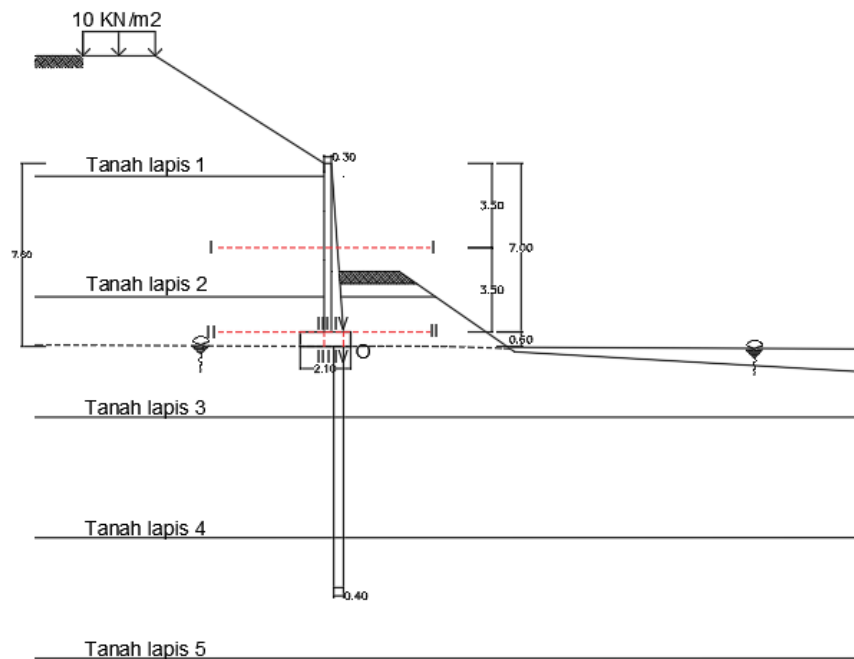
$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s - W_p' \\
 &= 263,894 + 522,451 - 17,832 \\
 &= 756,186 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{756,186}{3}
 \end{aligned}$$

$$= 252,062 > 237,112 \text{ (Aman)}$$

b. Tinjauan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile*

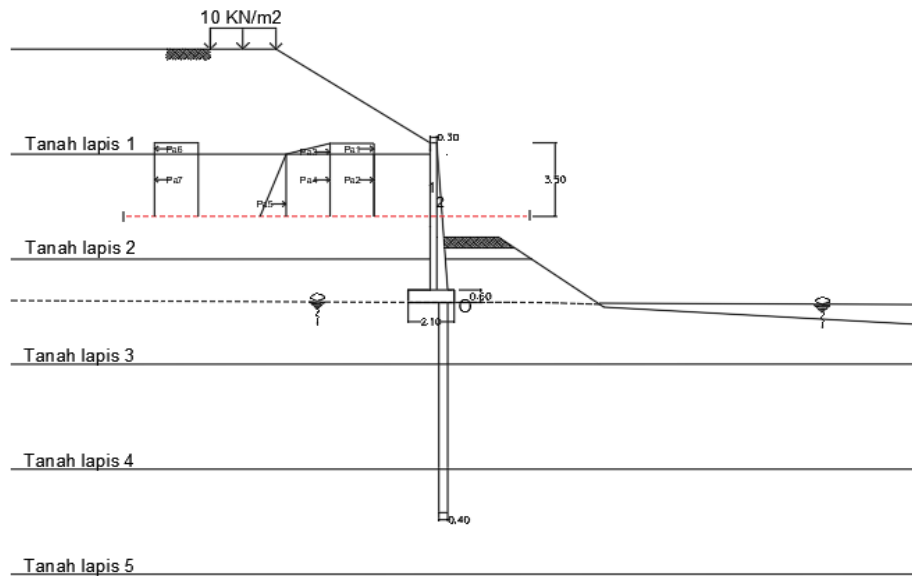
Tinjauan Internal dinding penahan tanah dibagi kedalam 4 tinjauan bidang. Setiap tinjauan dihitung terhadap kekuatan tegangan desak dan geser yang akan dibandingkan dengan kuat tekan dan kuat geser beton $f_c' = 25 \text{ Mpa}$. Untuk gambar pembagian pias untuk tinjauan stabilitas internal dinding penahan kondisi asli dapat dilihat pada Gambar 5.54 sebagai berikut.



Gambar 5. 54 Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal Kondisi Perubahan

1) Tinjauan I-I

Pada tinjauan I-I ini, stabilitas internal yang ditinjau berada 3,5 m dari puncak dinding penahan tanah. Stabilitas internal dan tekanan tanah lateral pada tinjauan I-I dapat dilihat pada Gambar 5.55 sebagai berikut.



Gambar 5. 55 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan I-I Kondisi Perubahan

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

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= A \times 1 \\ &= 1,05 \times 1 \\ &= 1,05 \text{ m}^3 \\ \text{Berat } W &= \text{volume} \times \text{berat volume beton} \\ &= 1,05 \times 24 \\ &= 25,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

Tabel 5. 16 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Perubahan

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	1.05	25.2	0.4	10.08
2	0.4375	10.5	0.167	1.75
	Σ	35.7		11.83

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

$$\begin{aligned} Pa1 &= q \times Ka1 \times h1 \\ &= 10 \times 0,30808 \times 0,54 \\ &= 1,663 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa3 &= 0,5 \times \gamma b1 \times h1 \times Ka1 \times h1 \\ &= 0,5 \times 14,205 \times 0,54 \times 0,308 \times 0,54 \\ &= 0,653 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa4 &= (\gamma b1 \times h1) \times Ka2 \times h2 \\ &= (14,205 \times 0,54) \times 0,495 \times 2,96 \\ &= 11,52 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa6 &= -2 \times c1 \times \sqrt{Ka1} \times h1 \\ &= -2 \times 6,671 \times \sqrt{0,308} \times 0,54 \\ &= -3,998 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

Tabel 5. 17 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Perubahan

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$q.Ka1.h1$	1.663	3.230	5.372
Pa 2	$q.Ka2.h2$	14.664	1.480	21.703
Pa 3	$0,5.\gamma b1.h1.Ka1.h1$	0.653	3.140	2.051
Pa 4	$(\gamma b1 \times h1) \times Ka2 \times h2$	11.520	1.480	17.050
Pa 5	$0,5.\gamma b2.h2.Ka2.h2$	31.574	0.987	31.153
Pa 6	$-2.c1.\sqrt{Ka1}.h1$	-3.998	3.230	-29.308
Pa 7	$-2.c2.\sqrt{Ka2}.h2$	-40.059	1.480	-59.287
	Σ	16.018		-11.265

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

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

$$\begin{aligned} \text{Berat W} &= \text{volume} \times \text{berat volume beton} \\ &= 2,1 \times 24 \\ &= 50,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.18 sebagai berikut.

Tabel 5. 18 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Asli

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	2.1	50.4	0.65	32.76
2	1.75	42	0.333	14
	Σ	92.4		46.76

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

$$\begin{aligned} \text{Pa1} &= q \times K_{a1} \times h_1 \\ &= 10 \times 0,308 \times 0,54 \\ &= 1,663 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pa2} &= q \times K_{a2} \times h_2 \\ &= 10 \times 0,495 \times 5 \\ &= 1,663 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pa4} &= 0,5 \times \gamma b_1 \times h_1 \times K_{a1} \times h_1 \\ &= 0,5 \times 14,205 \times 0,54 \times 0,308 \times 0,54 \\ &= 0,653 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pa5} &= (\gamma b_1 \times h_1) \times K_{a2} \times h_2 \\ &= (14,205 \times 0,54) \times 0,495 \times 5 \end{aligned}$$

$$= 24,771 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Pa7 &= -2 \times c1 \times \sqrt{Ka1} \times h1 \\ &= -2 \times 6,671 \times \sqrt{0,308} \times 0,54 \\ &= -3,998 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pp1 &= 0,5 \times \gamma b2 \times h4 \times Kp2 \times h4 \\ &= 0,5 \times 14,548 \times 1,04 \times 2,019 \times 1,04 \\ &= 15,881 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pp4 &= 2 \times c2 \times \sqrt{Kp2} \times h4 \\ &= 2 \times 9,614 \times \sqrt{2,019} \times 1,04 \\ &= 28,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif dapat dilihat pada Tabel 5.19 dan Tabel 5.20 sebagai berikut.

Tabel 5. 19 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Perubahan

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$q.Ka1.h1$	1.663	6.730	11.193
Pa 2	$q.Ka2.h2$	24.771	3.960	98.092
Pa 3	$q.Ka3.h3$	6.774	0.730	4.945
Pa 4	$0,5.\gamma b1.h1.Ka1.h1$	0.653	6.640	4.338
Pa 5	$(\gamma b1.h1).Ka2.h2$	19.460	3.960	77.061
Pa 6	$(\gamma b1xh1+\gamma b2xh2).Ka3.h3$	57.127	0.730	41.703
Pa 7	$0,5.\gamma b2.h2.Ka2.h2$	90.092	3.127	281.688
Pa 8	$(\gamma b2xh2). Ka3. h3$	49.271	0.730	35.968
Pa 9	$0,5.\gamma b3.h3.Ka3.h3$	6.985	0.487	3.399
Pa 10	$-2.c1.\sqrt{Ka1}.h1$	-3.998	6.730	-26.909
Pa 11	$-2.c2.\sqrt{Ka2}.h2$	-67.667	3.960	-267.962
Pa 12	$-2.c3.\sqrt{Ka3}.h3$	-11.121	0.730	-8.119
	Σ	174.010		255.398

Tabel 5. 20 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Perubahan

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pp 1	$0,5 \cdot \gamma b^2 \cdot h^2 \cdot Kp2 \cdot h^4$	15.881	1.806	28.681
Pp 2	$(\gamma b^2 \cdot h^2) \cdot Kp3 \cdot h^5$	47.614	0.730	34.758
Pp 3	$0,5 \cdot \gamma b^3 \cdot h^3 \cdot Kp3 \cdot h^5$	32.452	0.486	15.772
Pp 4	$2 \times c2 \times \sqrt{Kp2} \times h^4$	28.410	1.980	56.252
Pp 5	$2 \times c3 \times \sqrt{Kp3} \times h^5$	23.972	0.486	11.650
	Σ	148.329		147.114

a) Tinjauan Terhadap Desak

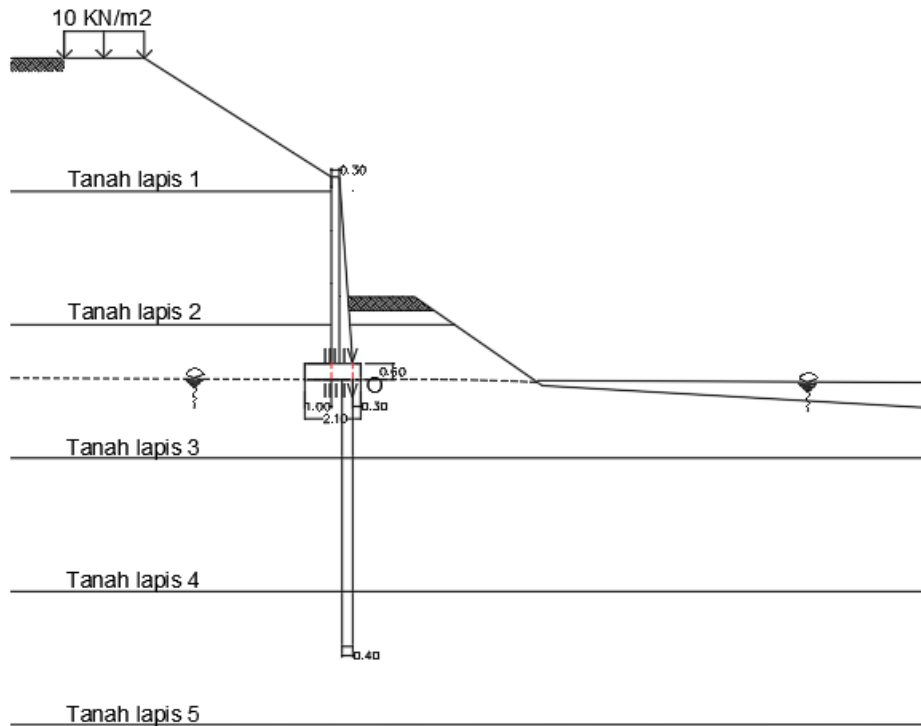
$$\begin{aligned} \sigma_{\text{desak}} &= \frac{V}{B \times 1} + \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{W} \\ &= \frac{92,4}{0,8 \times 1} + \frac{255,398 - 46,76 - 147,114}{\frac{1}{6} \times 0,8^2 \times 1} \\ &= 692,228 < \sigma_{\text{desak}} \text{ beton } 25 \text{ Mpa} \\ &= 692,228 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

b) Tinjauan Terhadap Geser

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{geser}} &= \frac{2}{3} \times \frac{D}{b \times h} \\ &= \frac{2}{3} \times \frac{174,010 - 148,329}{0,8 \times 1} \\ &= 21,4 < \sqrt{f'c} = \sqrt{25} \text{ Mpa} \\ &= 21,4 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

3) Tinjauan III-III dan IV-IV

Dalam mencari gaya momen dan gaya lintang pada pelat kaki dibagi 2 bagian yaitu pelat kaki bagian belakang dengan tinjauan III-III dan bagian depan dengan tinjauan IV-IV untuk mempermudah perhitungan. Gambar tinjauan III-III dan IV-IV dapat dilihat pada Gambar 5.57 sebagai berikut.



**Gambar 5. 57 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral
Tinjauan III-III dan Tinjauan IV-IV Kondisi Perubahan**

Dari perhitungan sebelumnya telah diketahui nilai $Q_{min} = -3,736 \text{ kN/m}^2$ dan $Q_{max} = 229,557 \text{ kN/m}^2$

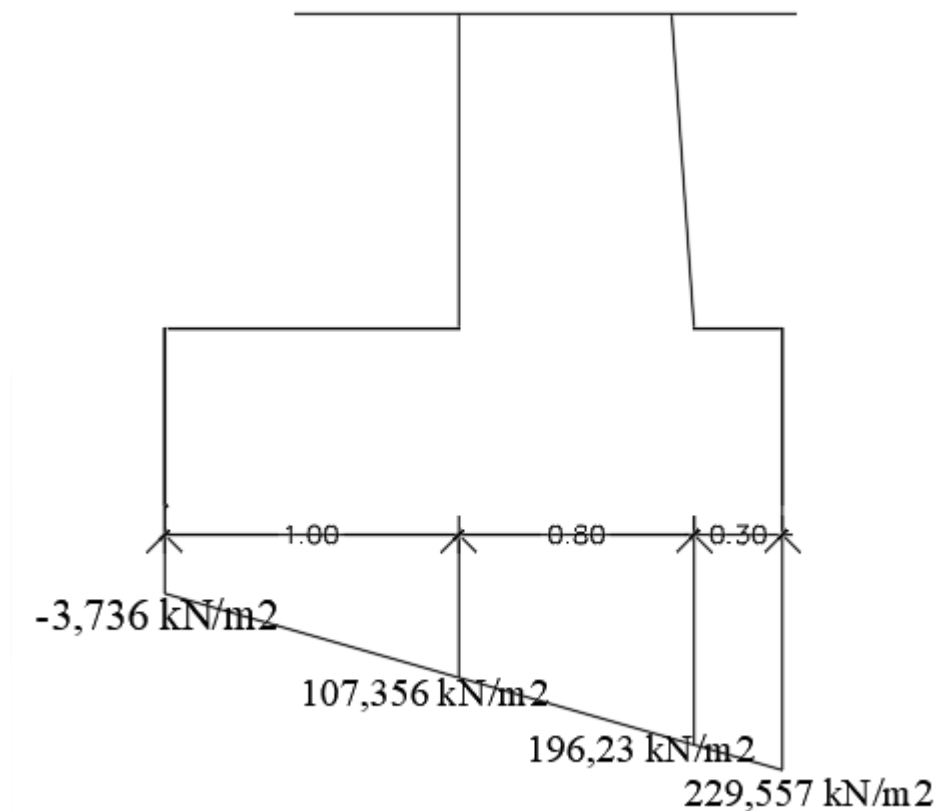
Untuk $x = 1 \text{ m}$, maka nilai q (Q_2) yang bekerja adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_2 &= Q_{min} + \frac{x}{B} \times (Q_{max} - Q_{min}) \\ &= -3,736 + \frac{1}{2,1} \times (229,557 - (-3,736)) \\ &= 107,356 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Untuk $x = 1,8 \text{ m}$, maka nilai q (Q_3) yang bekerja adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_3 &= Q_{min} + \frac{x}{B} \times (Q_{max} - Q_{min}) \\ &= -3,736 + \frac{1,8}{2,1} \times (229,557 - (-3,736)) \\ &= 296,229 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Momen yang terjadi pada pelat kaki (pondasi) dapat dilihat pada Gambar 5.58 sebagai berikut.



Gambar 5. 58 Momen yang Terjadi Pada Pelat Kaki Pondasi Kondisi Perubahan

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

$$\begin{aligned}
 V_u &= - ((Q_2 - Q_{min}) \times 0,5 \times B \text{ kaki belakang}) - (Q_{min} \times B \text{ kaki belakang}) + (H \text{ pelat kaki} \times \gamma \text{ beton} \times B \text{ kaki belakang}) + (H \text{ tanah} \times \gamma \text{ tanah} \times B \text{ kaki belakang}) + (Q \text{ merata} \times B \text{ kaki belakang}) \\
 &= - ((107,356 - (-3,736)) \times 0,5 \times 1) - (-3,736 \times 1) + (0,6 \times 24 \times 1) + ((0,54 \times 14,205 \times 1) + (5 \times 14,548 \times 1) + (1,76 \times 14,126 \times 1)) + (10 \times 1) \\
 &= 77,863 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= - (Q_{min} \times 0,5 \times B \text{ kaki belakang}^2) - ((Q_2 - Q_{min}) \times 0,5 \times \frac{1}{3} \times B \text{ kaki belakang}^2) + (H \text{ pelat kaki} \times \gamma \text{ beton} \times B \text{ kaki belakang} \times
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \frac{B \text{ kaki belakang}}{2}) + (H \text{ tanah} \times \gamma \text{ tanah} \times B \text{ kaki belakang} \times \\
& \frac{B \text{ kaki belakang}}{2}) + (Q \text{ merata} \times B \text{ kaki belakang} \times \frac{B \text{ kaki belakang}}{2}) \\
& = -(-3,736 \times 0,5 \times 1^2) - ((107,356 - (-3,736)) \times 0,5 \times \frac{1}{3} \times 1^2) + (0,6 \times \\
& 24 \times 1 \times \frac{1}{2}) + ((0,54 \times 14,205 \times 1 \times \frac{1}{2}) + (5 \times 14,548 \times 1 \times \frac{1}{2}) + (1,76 \\
& \times 14,126 \times 1 \times \frac{1}{2})) + (10 \times 1 \times \frac{1}{2}) \\
& = 48,189 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

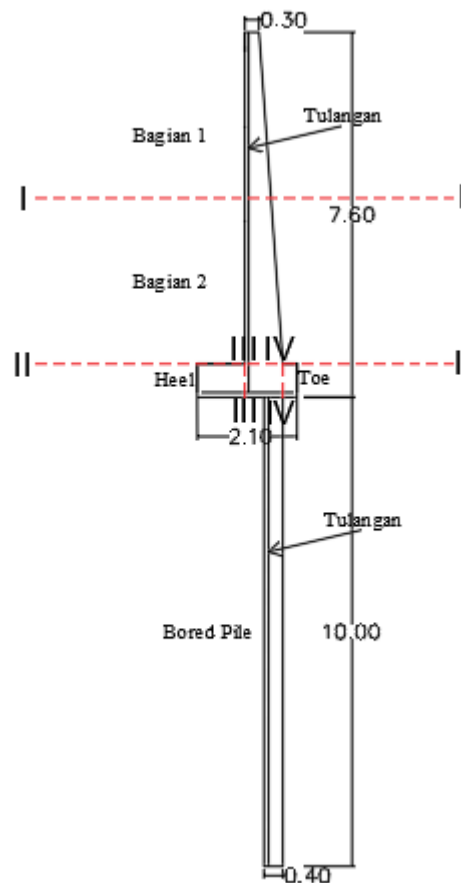
Perhitungan untuk mencari nilai Vu dan Mu pada pelat kaki belakang (Tinjauan IV-IV) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
V_u &= ((Q_{\max} - Q_3) \times 0,5 \times B \text{ kaki depan}) + (Q_3 \times B \text{ kaki depan}) - (H \\
& \text{ pelat kaki} \times \gamma \text{ beton} \times B \text{ kaki depan}) - (H \text{ tanah} \times \gamma \text{ tanah} \times B \text{ kaki} \\
& \text{ depan}) \\
& = ((229,557 - 196,23) \times 0,5 \times 0,3) + (229,557 \times 0,3) - (0,6 \times 24 \times \\
& 0,3) + ((1,04 \times 14,205 \times 0,3) + (1,46 \times 14,548 \times 0,3)) \\
& = 48,821 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_u &= (Q_3 \times 0,5 \times B \text{ kaki depan}) + ((Q_{\max} - Q_3) \times 0,5 \times \frac{2}{3} \times B \text{ kaki} \\
& \text{ depan}) - (H \text{ pelat kaki} \times \gamma \text{ beton} \times B \text{ kaki depan} \times 0,5) - (H \text{ tanah} \times \gamma \\
& \text{ tanah} \times B \text{ kaki depan} \times \frac{B \text{ kaki depan}}{2}) \\
& = (273,966 \times 0,5 \times 0,3) + ((336,875 - 273,966) \times 0,5 \times \frac{2}{3} \times 0,3) - (0,6 \\
& \times 24 \times 0,3 \times 0,5) - ((1,04 \times 14,205 \times 0,3 \times \frac{0,3}{2}) + (1,46 \times 14,548 \times 0,3 \\
& \times \frac{0,3}{2})) \\
& = 28,998 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

4) Perhitungan Tulangan

Dalam perhitungan tulangan ini dibagi menjadi empat bagian berdasarkan tinjauan yang sudah dilakukan pada perhitungan sebelumnya ditambah dengan perhitungan tulangan *bored pile*. Untuk lebih jelasnya, pembagian perhitungan tulangan dapat dilihat pada Gambar 5.59 sebagai berikut.



Gambar 5. 59 Pembagian Perhitungan Tulangan Kondisi Perubahan

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

a) Tinjauan I-I

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

$$M_u = -11,265 \text{ kNm}$$

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

$$\text{Tebal dinding} = 550 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\begin{aligned}
 d &= Td - Sb - Dtul \\
 &= 550 - 50 - 16 \\
 &= 484 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan per meter panjang dinding adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 & \left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times f_c' \times b\right) a^2 + (0,85 \times f_c' \times b \times d) a - \left(\frac{Mu}{\phi}\right) = 0 \\
 & \left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times 25 \times 1000\right) a^2 + (0,85 \times 25 \times 1000 \times 484) a - \left(\frac{-11,265}{0,8}\right) = 0 \\
 & (-10625) a^2 + (10285000) a - (-14081728,51) = 0 \\
 a_1 &= 969,367 \text{ mm} \\
 a_2 &= 1,367 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan nilai a yang paling terkecil yaitu $a_2 = 1,367 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{0,85} \\
 &= \frac{1,367}{0,85} \\
 &= 1,608 \text{ mm} \\
 \epsilon_s &= \frac{d-c}{c} \times \epsilon_{cu} \\
 &= \frac{484 - 1,367}{1,367} \times 0,003 \\
 &= 0,899 \\
 f_s &= \epsilon_s \times E_s \\
 &= 0,899 \times (2 \times 10^5) \\
 &= 179970,593 \text{ Mpa} > 320 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{0,85 \times f_c' \times a \times b}{f_s} \\
 &= \frac{0,85 \times 25 \times 1,367 \times 1000}{320} \\
 &= 90,777 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Rasio penulangan (ρ) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\
 &= \frac{90,777}{1000 \times 484} \\
 &= 0,000188
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 484 \\ &= 968 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan nilai $A_s = 968 \text{ mm}^2$, maka jumlah tulangan per meter dinding untuk diameter tulangan 16 mm adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times d^2} \\ &= \frac{968}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 4,814 \text{ buah} \approx 5 \text{ buah} \\ s &= \frac{1000}{n} \\ &= \frac{1000}{5} \\ &= 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga tulangan lentur atau momen yang digunakan pada dinding vertikal tinjauan I-I adalah D16-200.

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

$$V_u = 16,0178 \text{ kN}$$

Kuat geser beton adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 484 \\ &= 403333,333 \text{ N} \\ &= 403,333 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

$$\phi \times V_n = 0,75 \times 403,333$$

$$\phi \times V_n = 302,5 \text{ kN}$$

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

b) Tinjauan II-II

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

$$\begin{aligned} \mu &= 255,398 \text{ kNm} \\ f_c' &= 25 \text{ Mpa} \\ \text{Tebal dinding} &= 800 \text{ mm} \\ D \text{ tulangan} &= 16 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} \\ \text{Selimut beton} &= 50 \text{ mm} \\ d &= T_d - S_b - D_{tul} \\ &= 800 - 50 - 16 \\ &= 734 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan per meter panjang dinding adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times f_c' \times b\right) a^2 + (0,85 \times f_c' \times b \times d) a - \left(\frac{\mu}{\phi}\right) &= 0 \\ \left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times 25 \times 1000\right) a^2 + (0,85 \times 25 \times 1000 \times 734) a - \left(\frac{255,398}{0,8}\right) &= 0 \\ (-10625) a^2 + (15597500) a - (319247342,8) &= 0 \\ a_1 &= 1447,239 \text{ mm} \\ a_2 &= 20,761 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan nilai a yang paling terkecil yaitu $a_2 = 20,761 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{0,85} \\ &= \frac{20,761}{0,85} \\ &= 24,425 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{d-c}{c} \times \epsilon_{cu} \\ &= \frac{734 - 24,425}{24,425} \times 0,003 \\ &= 0,087 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= \epsilon_s \times E_s \\ &= 0,087 \times (2 \times 10^5) \end{aligned}$$

$$= 17430,923 \text{ Mpa} > 320 \text{ Mpa}$$

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

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{0,85 \times f_c' \times a \times b}{f_s} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 20,761 \times 1000}{320} \\ &= 1378,66 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio penulangan (ρ) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{1378,66}{1000 \times 734} \\ &= 0,0018 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= \rho_{\text{min}} \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 734 \\ &= 1468 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan nilai $A_s = 1468 \text{ mm}^2$, maka jumlah tulangan per meter dinding untuk diameter tulangan 16 mm adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times d^2} \\ &= \frac{1468}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 7,301 \text{ buah} \approx 8 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{1000}{n} \\ &= \frac{1000}{8} \end{aligned}$$

$$= 125 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

Sehingga tulangan lentur atau momen yang digunakan pada dinding vertikal tinjauan II-II adalah D16-100. Untuk mempermudah pelaksanaan maka untuk kebutuhan tulangan dinding vertikal tidak dibagi per bagian tinjauan sesuai dengan perhitungan yang tersaji diatas,

sehingga tulangan untuk dinding vertikal menggunakan tulangan pada tinjauan II-II yaitu D16-100 mm.

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

Tulangan Susut :

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,002 \times b \times d \\
 &= 0,002 \times 1000 \times 600 \\
 &= 1200 \text{ mm}^2 \\
 n &= \frac{A_s \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times d^2} \\
 &= \frac{1200}{0,25 \times \pi \times 10^2} \\
 &= 15,279 \text{ buah} \approx 16 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Tulangan susut untuk dinding vertikal digunakan adalah 16-P10.

Tulangan Geser :

$$V_u = 174,010 \text{ kN}$$

Kuat geser beton adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 734 \\
 &= 611666,667 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$= 611,667 \text{ kN}$$

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

$$\varphi \times V_n = 0,75 \times 611,667$$

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

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

Dalam mencari tulangan minimum untuk dinding vertikal digunakan nilai defektif yang paling terbesar pada tinjauan II-II untuk

mendapatkan spasi tulangan geser yang maksimum. Untuk perhitungannya bisa dilihat pada persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Spasi sengkang maksimum} &= \frac{d}{2} < 600 \text{ mm} \\ &= \frac{734}{2} < 600 \text{ mm} \\ &= 367 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

c) Tinjauan III-III

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

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 48,189 \text{ kNm} \\ \text{Fc}' &= 25 \text{ Mpa} \\ \text{Tebal dinding} &= 600 \text{ mm} \\ \text{D tulangan} &= 16 \text{ mm} \\ \text{b} &= 1000 \text{ mm} \\ \text{Selimut beton} &= 50 \text{ mm} \\ \text{d} &= \text{Td} - \text{Sb} - \text{Dtul} \\ &= 600 - 50 - 16 \\ &= 534 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan per meter panjang dinding adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times \text{fc}' \times \text{b}\right) a^2 + (0,85 \times \text{fc}' \times \text{b} \times \text{d}) a - \left(\frac{\text{Mu}}{\phi}\right) &= 0 \\ \left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times 25 \times 1000\right) a^2 + (0,85 \times 25 \times 1000 \times 534) a - \left(\frac{48,189}{0,8}\right) &= 0 \\ (-10625) a^2 + (11347500) a - (97328165,09) &= 0 \end{aligned}$$

$$a_1 = 1059,353 \text{ mm}$$

$$a_2 = 8,647 \text{ mm}$$

Maka digunakan nilai a yang paling terkecil yaitu $a_2 = 8,647 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{0,85} \\ &= \frac{8,647}{0,85} \\ &= 10,173 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \frac{d-c}{c} \times \epsilon_{cu} \\ &= \frac{534 - 10,173}{10,173} \times 0,003 \\ &= 0,154\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_s &= \epsilon_s \times E_s \\ &= 0,154 \times (2 \times 10^5) \\ &= 84586,112 \text{ Mpa} > 320 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{0,85 \times f_c' \times a \times b}{f_s} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 8,647 \times 1000}{320} \\ &= 574,215 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Rasio penulangan (ρ) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{574,215}{1000 \times 534} \\ &= 0,00108\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}A_s \text{ pakai} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 534 \\ &= 1068 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_s \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times d^2} \\ &= \frac{1068}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 5,312 \text{ buah} \approx 6 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}s &= \frac{1000}{n} \\ &= \frac{1000}{6}\end{aligned}$$

$$= 166,667 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Sehingga tulangan lentur atau momen yang digunakan pada dinding vertikal tinjauan III-III adalah D16-150.

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

$$V_u = 77,863 \text{ kN}$$

Kuat geser beton adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 534 \\ &= 445000 \text{ N} \\ &= 445 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

$$\phi \times V_n = 0,75 \times 445$$

$$\phi \times V_n = 333,75 \text{ kN}$$

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

d) Tinjauan IV-IV

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

$$M_u = 28,998 \text{ kNm}$$

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

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

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

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

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

$$\begin{aligned} d &= T_d - S_b - D_{tul} \\ &= 600 - 50 - 16 \\ &= 534 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan per meter panjang dinding adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} & \left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times f_c' \times b\right) a^2 + (0,85 \times f_c' \times b \times d) a - \left(\frac{Mu}{\phi}\right) = 0 \\ & \left(-\frac{1}{2} \times 0,85 \times 25 \times 1000\right) a^2 + (0,85 \times 25 \times 1000 \times 534) a - \left(\frac{28,998}{0,8}\right) = 0 \\ & (-10625) a^2 + (11347500) a - (36247841,57) = 0 \\ a_1 & = 1064,796 \text{ mm} \\ a_2 & = 3,204 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan nilai a yang paling terkecil yaitu $a_2 = 3,204 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned} c & = \frac{a}{0,85} \\ & = \frac{3,204}{0,85} \\ & = 3,769 \text{ mm} \\ \epsilon_s & = \frac{d-c}{c} \times \epsilon_{cu} \\ & = \frac{534 - 3,769}{3,769} \times 0,003 \\ & = 0,422 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s & = \epsilon_s \times E_s \\ & = 0,422 \times (2 \times 10^5) \\ & = 84400 \text{ Mpa} > 320 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} A_s & = \frac{0,85 \times f_c' \times a \times b}{f_s} \\ & = \frac{0,85 \times 25 \times 3,204 \times 1000}{320} \\ & = 283,688 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio penulangan (ρ) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \rho & = \frac{A_s}{b \times d} \\ & = \frac{283,688}{1000 \times 534} \\ & = 0,000531 \end{aligned}$$

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

$$A_s \text{ pakai} = \rho_{\text{min}} \times b \times d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 534$$

$$= 1068 \text{ mm}^2$$

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

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

$$= \frac{1068}{0,25 \times \pi \times 16^2}$$

$$= 5,312 \text{ buah} \approx 6 \text{ buah}$$

$$s = \frac{1000}{n}$$

$$= \frac{1000}{6}$$

$$= 166,667 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Sehingga tulangan lentur atau momen yang digunakan pada dinding vertikal tinjauan I-I adalah D16-150. Untuk mempermudah pelaksanaan maka untuk kebutuhan tulangan dinding vertikal tidak dibagi per bagian tinjauan sesuai dengan perhitungan yang tersaji diatas, sehingga tulangan untuk dinding vertikal yaitu D16-150 mm.

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

Tulangan Susut :

$$A_s = 0,002 \times b \times d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 600$$

$$= 1200 \text{ mm}^2$$

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

$$= \frac{1200}{0,25 \times \pi \times 10^2}$$

$$= 15,279 \text{ buah} \approx 16 \text{ buah}$$

Tulangan susut untuk dinding vertikal digunakan adalah 16-P10.

Tulangan Geser :

$$V_u = 48,822 \text{ kN}$$

Kuat geser beton adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 534 \\ &= 445000 \text{ N} \\ &= 445 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi \times V_n &= \phi \times V_c \\ \phi \times V_n &= 0,75 \times 445 \\ \phi \times V_n &= 333,75 \text{ kN}\end{aligned}$$

Karena nilai $\phi \times V_n = \phi \times V_c > V_u$ maka dinding vertikal tidak memerlukan tulangan geser, hanya dipasang tulangan minimum saja. Dalam mencari tulangan minimum untuk dinding vertikal digunakan nilai defektif yang paling terbesar pada tinjauan IV-IV untuk mendapatkan spasi tulangan geser yang maksimum. Untuk perhitungannya bisa dilihat pada persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\text{Spasi sengkang maksimum} &= \frac{d}{2} < 600 \text{ mm} \\ &= \frac{534}{2} < 600 \text{ mm} \\ &= 267 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}\end{aligned}$$

Sehingga tulangan geser yang di gunakan pada dinding vertikal adalah P10-250.

e) Tinjauan *Bored Pile*

Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}M \text{ max} &= 371,022 \text{ kNm} \\ P \text{ max} &= 267,271 \text{ kN} \\ F_c' &= 25 \text{ Mpa} \\ F_y &= 320 \text{ Mpa} \\ D \text{ bored pile} &= 400 \text{ mm} \\ d \text{ tulangan} &= 19 \text{ mm} \\ d \text{ sengkang} &= 10 \text{ mm} \\ \text{Selimut beton} &= 50 \text{ mm} \\ K \text{ momen} &= 1,5\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K \text{ gaya aksial} &= 3 \\
 \text{Gaya aksial ultimit } (\Phi P_n) &= K \times P_{\max} \\
 &= 3 \times 267,271 \\
 &= 801.814 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen ultimit } (\Phi M_n) &= K \times M_{\max} \\
 &= 1,5 \times 371,022 \\
 &= 556,532 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_g &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times \pi \times 400^2 \\
 &= 125663,706 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h &= \sqrt{A_g} \\
 &= \sqrt{125663,706} \\
 &= 354,491 \text{ mm} = b
 \end{aligned}$$

$$\rho = 1,3 \%$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times A_g \\
 &= 1,3 \% \times 125663,706 \\
 &= 1633,628 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s}{0,25 \times \pi \times d^2} \\
 &= \frac{1633,628}{283,52} \\
 &= 5,771 \text{ buah} \approx 6 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Sehingga tulangan lentur yang di gunakan pada *bored pile* adalah 6

D19.

Tulangan Geser

$$L \text{ bored pile} = 10000 \text{ mm}$$

$$D \text{ bored pile} = 400 \text{ mm}$$

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

$$F_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 h &= \sqrt{A_g} \\
 &= \sqrt{125663,706}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 354,491 \text{ mm} \\
b &= 354,491 \text{ mm} \\
M \text{ max} &= 371,022 \text{ kNm} \\
P \text{ max} &= 267,271 \text{ kN} \\
H \text{ ijin} &= 9,739 \text{ kN} \\
A_g &= 282600 \text{ mm}^2 \\
K \text{ momen} &= 1,5 \\
K \text{ gaya aksial} &= 3 \\
\Phi &= 0,7 \\
V_{u1} &= \frac{M \text{ max}}{L} \\
&= \frac{371,022 \times 10^6}{10000} \\
&= 37102,16 \text{ mm}^2 \\
V_{u2} &= K \times h_{\text{ijin}} \\
&= 1,5 \times 9,739 \times 1000 \\
&= 14608,23 \text{ N}
\end{aligned}$$

Diambil gaya geser ultimit rencana maksimal yaitu $V_u = 37102,16 \text{ N}$.

$$\begin{aligned}
d' &= 50 \text{ mm} \\
d &= h - d' \\
&= 354,491 - 50 \\
&= 304,491 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Kekuatan beton menahan geser adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14 \times A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f_{c'}}}{6}\right) b_w \cdot d \\
&= \left(1 + \frac{267,271 \times 10^3}{14 \times 125663,706}\right) \left(\frac{\sqrt{20}}{6}\right) 354,491 \times 304,491 \\
&= 103614,396 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\Phi V_c &= 0,75 \times V_c \\
&= 0,75 \times 103614,396 \\
&= 77710,797 \text{ N}
\end{aligned}$$

Karena nilai $\phi \times V_n = \phi \times V_c > V_u$ maka dinding vertikal tidak memerlukan tulangan geser, hanya dipasang tulangan minimum saja. Untuk perhitungannya bisa dilihat pada persamaan sebagai berikut.

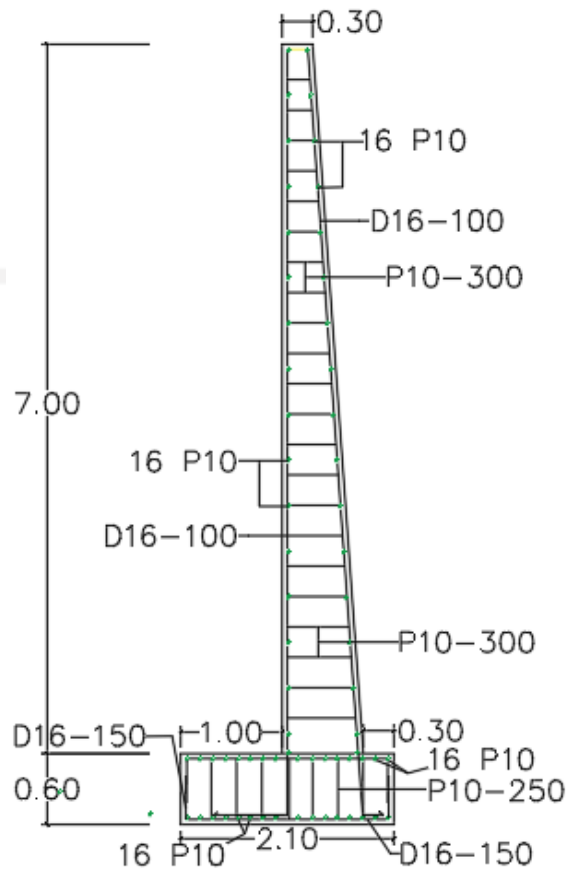
$$\begin{aligned}
\text{Spasi sengkang maksimum} &= \frac{h}{2} < 600 \text{ mm} \\
&= \frac{354,491}{2} < 600 \text{ mm} \\
&= 177,245 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Sehingga tulangan geser yang di gunakan pada *bored pile* adalah P10-200. Dari perhitungan diatas maka dapat dibuat rekapitulasi hasil tulangan pokok, tulangan sengkang dan tulangan susut dinding penahan tanah kantilever serta tulangan lentur dan tulangan geser *bored pile* yang digunakan. Hasil rekapitulasi kebutuhan tulangan dapat dilihat pada Tabel 5.21 sebagai berikut.

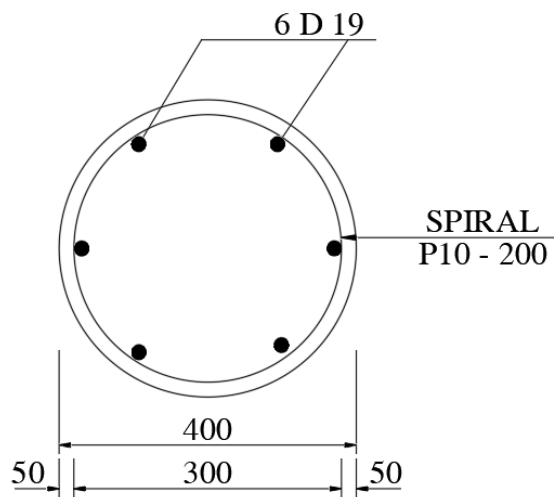
Tabel 5. 21 Rekapitulasi Tulangan Dinding Penahan Tanah Kantilever dan *Bored Pile* Kondisi Perubahan

Bagian	Tinjauan	Tulangan Pokok yang Digunakan	Tulangan Susut yang Digunakan	Tulangan Sengkang yang Digunakan
Dinding Vertikal	I-I	D16 - 100	16 P10	P10 - 300
	II-II			
Pelat Kaki Pondasi	III-III	D16 - 150	16 P10	P10 - 250
	IV-IV			
<i>Bored Pile</i>		6 D19		P10 - 200

Untuk lebih jelas mengenai tulangan yang digunakan pada dinding penahan tanah serta *bored pile* kondisi perubahan secara berturut-turut dapat dilihat pada pada Gambar 5.60 dan Gambar 5.61 sebagai berikut.



Gambar 5. 60 Penulangan Dinding Penahan Tanah Kondisi Perubahan



Gambar 5. 61 Penulangan *Bored Pile* Kondisi Perubahan

5.4.4 Analisis Stabilitas Lereng dengan Perkuatan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile* menggunakan Perhitungan Manual dengan Beban Gempa

Dalam perhitungan analisis stabilitas lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* menggunakan perhitungan manual dengan beban gempa ini akan didapatkan nilai angka aman terhadap penggeseran, penggulingan dan keruntuhan kapasitas dukung tanah. Beban-beban yang digunakan dalam perhitungan manual ini adalah beban sendiri tanah, beban merata sebesar 10 kN/m^2 dari beban lalu lintas, serta beban gempa. Analisis stabilitas lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* dengan perhitungan manual ini dilakukan pada dua kondisi yaitu kondisi asli atau eksisting dengan timbunan dan kondisi perubahan tanpa timbunan dengan tinjauan internal dan eksternal.

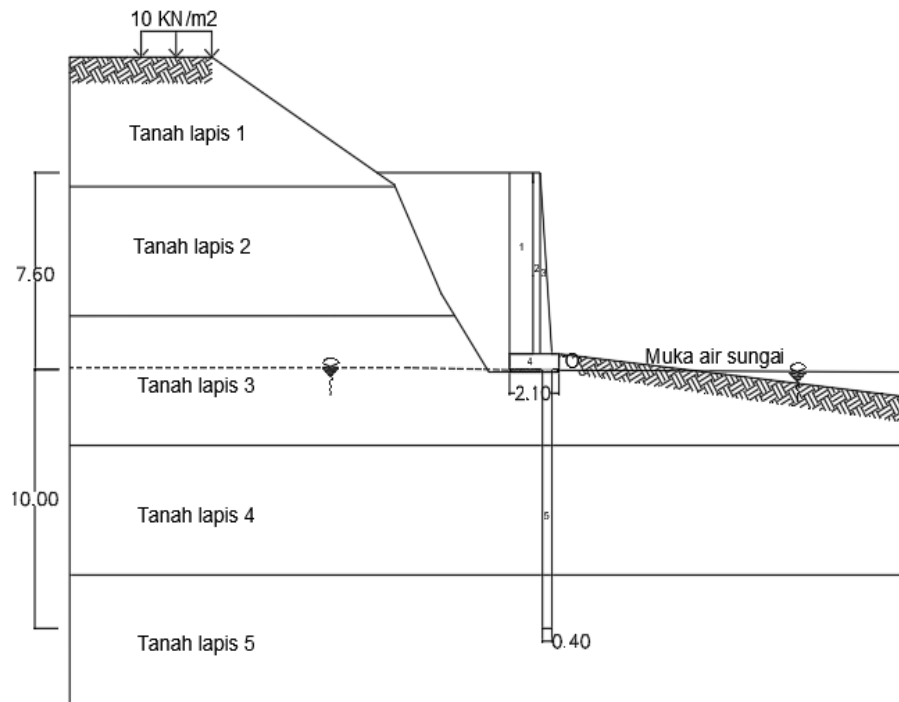
1. Kondisi Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Asli dengan Timbunan

a. Tinjauan Stabilitas Eksternal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile*

Dalam perhitungan analisis stabilitas dinding penahan tanah dan *bored pile* dengan tinjauan eksternal ini akan didapatkan nilai angka aman terhadap penggeseran, penggulingan maupun angka aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah. Perhitungan stabilitas dinding penahan tanah dan *bored pile* dengan tinjauan eksternal pada Jembatan Kiringan Sungai Opak adalah sebagai berikut.

1) Gaya Vertikal

Dalam perhitungan gaya vertikal ini, gaya-gaya yang bekerja meliputi gaya akibat berat struktur dinding penahan tanah dan *bored pile*, serta akibat berat tanah yang berada di belakang dinding penahan tanah tersebut. Adapun gaya-gaya tersebut dibagi dalam pias-pias pada dinding penahan tanah yang dapat dilihat pada Gambar 5.62 sebagai berikut.



Gambar 5. 62 Pembagian Pias-Pias pada Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Asli dengan Beban Gempa

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

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= A \times 1 \\ &= 6,99 \times 1 \\ &= 6,99 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat } W &= \text{volume} \times \text{berat volume tanah timbunan} \\ &= 6,99 \times 17,5 \\ &= 122,4825 \text{ kN.} \end{aligned}$$

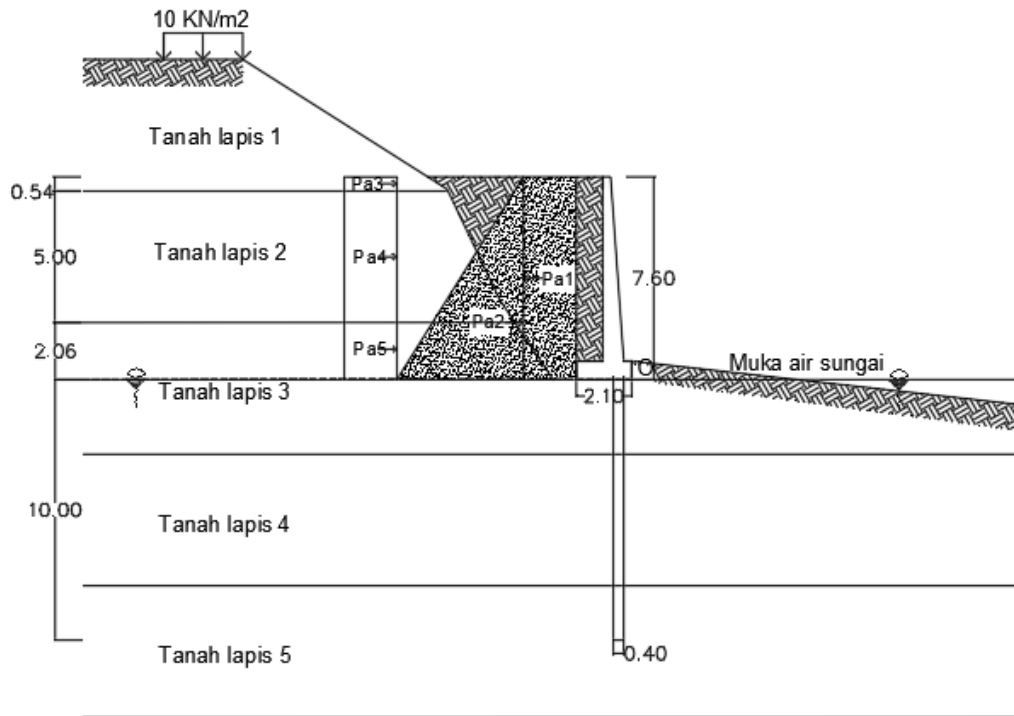
Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.22.

Tabel 5. 22 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Asli dengan Beban Gempa

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	6.9990	122.483	1.6	195.972
2	2.0970	50.328	0.633	31.858
3	1.7500	42	0.95	39.9
4	1.2600	30.24	1.05	31.752
5	1.257	30.159	0.5	15.08
	Σ	275.21		314.561

2) Tekanan Tanah Lateral

Pada perhitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah, tekanan tanah yang terjadi adalah tekanan tanah aktif dan pasif pada kondisi normal dan tekanan tanah aktif akibat gempa atau tekanan tanah dinamis. Tekanan tanah aktif adalah tekanan yang mendorong tanah yang terletak di belakang dinding penahan tanah. Sedangkan tekanan tanah pasif adalah tekanan yang menahan tanah yang terletak di depan dinding penahan tanah. Secara detail, diagram tekanan tanah lateral dapat dilihat pada Gambar 5.63 sebagai berikut.



Gambar 5. 63 Diagram Tekanan Tanah Lateral Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Asli Tanpa Beban Gempa

a) Koefisien tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}
 Ka1 &= \cos\beta \left(\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right) \\
 &= \cos 32 \left(\frac{\cos 32 - \sqrt{\cos^2 32 - \cos^2 20.55}}{\cos 32 + \sqrt{\cos^2 32 - \cos^2 20.55}} \right) \\
 &= 0,308
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ka2 &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 (45 - 9,86) \\
 &= 0,495
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ka3 &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 (45 - 10,74) \\
 &= 0,464
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ka_{\text{tim}} &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 (45 - 15) \\
 &= 0,333
 \end{aligned}$$

b) Perhitungan tekanan tanah aktif

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

$$\begin{aligned} Pa1 &= -2 \times ct \times \sqrt{Ka_{tim}} \times h_{tim} \\ &= -2 \times 5 \times \sqrt{0,333} \times 7,6 \\ &= -43,879 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa2 &= 0,5 \times \gamma b_{tim} \times h_{tim} \times Ka_{tim} \times h_{tim} \\ &= 0,5 \times 17,5 \times 7,6 \times 0,333 \times 7,6 \\ &= 168,467 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa3 &= q \times Ka1 \times h1 \\ &= 10 \times 0,333 \times 0,54 \\ &= 1,664 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Tekanan tanah dinamis

Tekanan tanah dinamis dihitung berdasarkan SNI 2833-2016 pasal 9.6. Berikut ini merupakan contoh perhitungan tekanan tanah dinamis pada dinding penahan tanah.

$$Ht = 7,6 \text{ m}$$

$$B = 1 \text{ m}$$

$$\gamma_t = 17,5 \text{ kN/m}^3$$

$$k_v = 0^\circ$$

$$\beta_a = 0^\circ$$

$$\begin{aligned} Kh &= \frac{As}{2} \\ &= \frac{0,54}{2} \\ &= 0,27g \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta &= \arctan \frac{kh}{1-kv} \\ &= 0,263 \text{ rad} \\ &= 15,10^\circ \end{aligned}$$

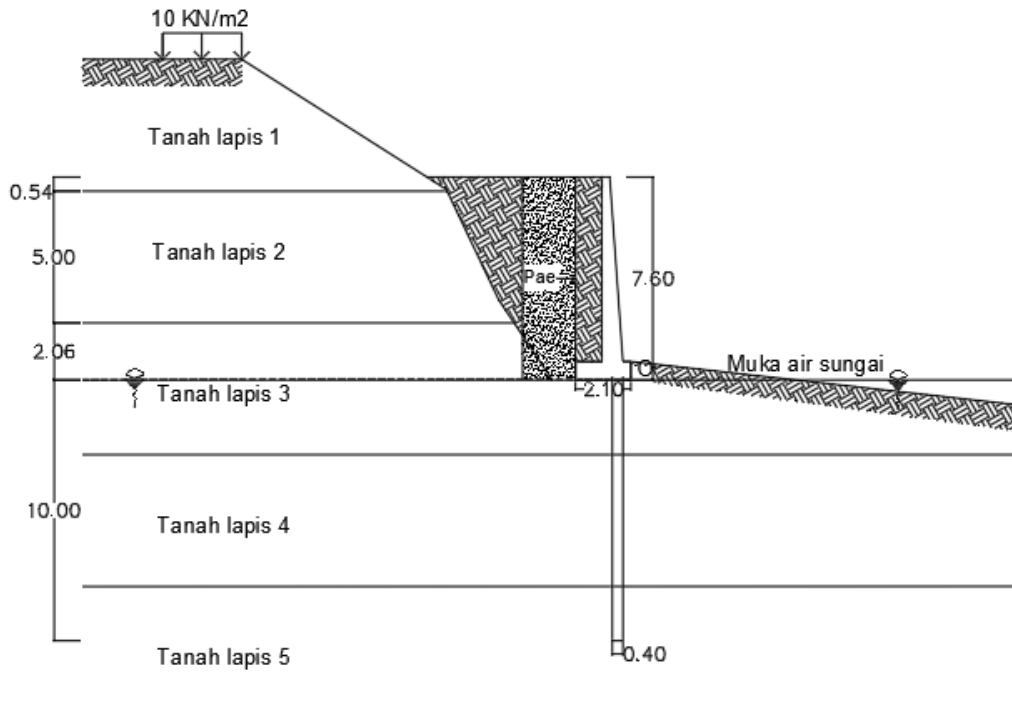
$$\delta = 0^\circ$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$I = 0^\circ$$

$$\begin{aligned}
K_{ae} &= \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta a)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta a \cdot \cos(\delta + \theta + \beta a)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \varphi + \beta a) \cos(i - \beta a)}} \right]^{-2} \\
&= \frac{\cos^2(30 - 15,10 - 0)}{\cos 15,1 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(30 + 15,1 + 0)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 30) \sin(30 - 15,1 - 0)}{\cos(30 + 30 + 0) \cos(0 - 0)}} \right]^{-2} \\
&= 0,522
\end{aligned}$$

Secara detail, diagram tekanan tanah dinamis dapat dilihat pada Gambar 5.64 sebagai berikut.



Gambar 5. 64 Diagram Tekanan Tanah Dinamis Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Asli

Gaya tekanan tanah dinamis adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
P_{ae} &= \frac{1}{2} \times \gamma \times Ht^2 \times (1 - K_v) \times K_{ae} \times B \\
&= \frac{1}{2} \times 17,5 \times 7,6^2 \times (1 - 0) \times 0,522 \times 1 \\
&= 263,945 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$L_{ae} = \frac{1}{2} \times H$$

$$= \frac{1}{2} \times 7,6$$

$$= 3,8 \text{ m}$$

$$M_{ae} = P_{ea} \times L_{ea}$$

$$= 263,945 \times 3,8$$

$$= 1002,99 \text{ kNm}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 5.23 berikut.

Tabel 5. 23 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Asli dengan Beban Gempa

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$-2.c \cdot \text{tim} \cdot \sqrt{Ka \cdot \text{tim}} \cdot h \cdot \text{tim}$	-43.879	3.8	-166.739
Pa 2	$0,5 \cdot \gamma_b \cdot \text{tim} \cdot h \cdot \text{tim} \cdot Ka \cdot \text{tim} \cdot h \cdot \text{tim}$	168.467	2.53	426.221
Pa 3	$q \cdot Ka1 \cdot h1$	1.663	7.33	12.191
Pa 4	$q \cdot Ka2 \cdot h2$	24.771	4.56	112.954
Pa 5	$q \cdot Ka3 \cdot h3$	10.021	1.03	10.322
Pae	$0,5 \cdot \gamma \cdot Ht^2 \cdot (1-Kv) \cdot Kae \cdot B$	263.945	3.8	1002.99
	Σ	424.988		1397.941

3) Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile*

a) Stabilitas terhadap penggeseran

Perhitungan stabilitas terhadap penggeseran dinding penahan tanah, dilakukan dengan menganggap bahwa tahanan geser yang diberikan oleh dinding penahan tanah ditahan oleh berat sendiri tanah dan struktur dinding penahan tanah itu sendiri, serta kekuatan pondasi *bored pile* dalam menahan gaya lateral yang bekerja.

Gaya aksial sepenuhnya ditahan oleh *bored pile* tunggal = 245,051 kN.

Maka gaya lateral yang masih harus ditahan oleh *bored pile* adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} H &= \Sigma Pa - \Sigma W \\ &= 424,988 - 245,051 \\ &= 179,937 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Kp3 &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 - 10,74) \\ &= 2,155 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Kp4 &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 - 11,43) \\ &= 2,271 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Kp5 &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 (45 - 10,39) \\ &= 2,099 \end{aligned}$$

$M_y \text{ bored pile} = 120 \text{ kNm}$

Momen maksimum yang harus ditahan oleh tiang bila tanah didesak ke arah horizontal oleh tiang sampai tanahnya runtuh adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} M_{mak} &= \gamma \times d \times L^3 \times K_p \\ &= 14,126 \times 0,4 \times 2,94^3 \times 2,155 + 14,372 \times 0,4 \times 5^3 \times 2,271 \\ &\quad + 14,107 \times 0,4 \times 2,06^3 \times 2,099 \\ &= 2044,915 \text{ kNm} > M_y = 120 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena momen yang bekerja pada tiang $M_{mak} > M_y$, maka saat gaya horizontal belum mencapai H_u , tiang sudah patah terlebih dahulu. Maka dari itu, gaya horizontal ultimit ditentukan oleh kekuatan bahan tiang dalam menahan beban momen (M_y).

$$\begin{aligned} f &= 0,82 \times \sqrt{\frac{H_u}{\gamma \times d \times K_p}} \\ &= 0,82 \times \sqrt{\frac{H_u}{14,372 \times 0,4 \times 2,271}} \\ &= 0,233 \sqrt{H_u} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Hu &= \frac{2 \times My}{e+2f/3} \\
 &= \frac{2 \times 120}{0+2(0,233 \sqrt{Hu} /3)} \\
 &= \frac{1548,387}{\sqrt{Hu}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Hu^{\frac{3}{2}} &= 1548,387 \\
 &= 1548,387^{\frac{2}{3}} \\
 &= 133,84 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Faktor aman terhadap gaya horizontal adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{Hu}{H} \\
 &= \frac{133,84}{179,937} \\
 &= 0,744
 \end{aligned}$$

$F_{gs} \leq 1,5$, maka stabilitas dinding penahan tanah terhadap stabilitas penggeseran akibat beban gempa tidak terpenuhi.

b) Stabilitas terhadap penggulingan

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

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{\text{penahan}} &= \Sigma M_w + \Sigma M_{\text{pasif}} \\
 &= 314,561 + 0 \\
 &= 314,561 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{\text{pendorong}} &= \Sigma M_{\text{aktif}} \\
 &= 1397,941 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{gl} &= \frac{\Sigma M_{\text{penahan}}}{\Sigma M_{\text{pendorong}}} \\
 &= \frac{314,561}{1397,941} \\
 &= 0,225
 \end{aligned}$$

$F_{gl} \leq 1,5$, maka stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah tidak terpenuhi.

Karena nilai $F_{gl} \leq 1,5$, maka stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah tidak terpenuhi. Sehingga stabilitas terhadap penggulingan ditentukan oleh kekuatan tiang dalam menahan beban momen (M_y). Momen yang masih harus ditahan *bored pile* adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Maktif} &= 1397,941 - 314,561 \\ &= 1083,38 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_y \text{ bored pile} = 120 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} F_{gl} &= \frac{\Sigma M_{\text{penahan}}}{\Sigma M_{\text{pendorong}}} \\ &= \frac{120}{1083,38} \\ &= 0,111 \end{aligned}$$

Karena nilai $F_{gl} \geq 1,5$, maka stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah terpenuhi.

c) Stabilitas terhadap kapasitas dukung *bored pile*

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

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p$$

$$Q_b = A_b \times f_b$$

$$\begin{aligned} A_b &= 0,25 \times \pi \times d^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 0,4^2 \\ &= 0,126 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_b &= 0,6 \times \sigma_r \times N_{60} \leq 4500 \text{ kPa} \\ &= 0,6 \times 100 \times 35 \\ &= 2100 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_b &= 0,126 \times 2100 \\ &= 263,894 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat tiang bor adalah sebagai berikut.

$$W_p = (0,25 \times \pi \times d^2 \times L) \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= 0,25 \times \pi \times 0,4^2 \times 10 \times 24$$

$$= 30,159 \text{ kN}$$

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

$$U = (0,25 \times \pi \times d^2 \times L) \times \gamma_w$$

$$= (0,25 \times \pi \times 0,4^2 \times 10) \times 9,81$$

$$= 12,328 \text{ kN}$$

$$W_p' = W_p - U$$

$$= 30,159 - 12,328$$

$$= 17,832 \text{ kN}$$

Contoh perhitungan tahanan gesek ultimit *bored pile* pada lapisan tanah 3 dengan kedalaman 2,94 m adalah sebagai berikut.

$$A_{s1} = \pi \times d \times t$$

$$= \pi \times 0,4 \times 2,94$$

$$= 3,695 \text{ m}^2$$

$$P_{o1}' = (\gamma_3 - \gamma_w) \times h_1$$

$$= (19,219 - 9,81) \times 2,94$$

$$= 27,659 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{o1}' \text{ rata-rata} = 0,5 \times (0 + P_{o1}')$$

$$= 0,5 \times (0 + 27,659)$$

$$= 13,83 \text{ kN/m}^2$$

$$Z = h \text{ atas} + (h_1/2)$$

$$= 0 \times (2,94/2)$$

$$= 1,47 \text{ m}$$

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

$$\beta = 1,5 - 0,245 \sqrt{z}$$

$$= 1,5 - 0,245 \sqrt{1,47}$$

$$= 1,203$$

$$Q_s = A_{s1} \times P_{o1}' \text{ rata-rata} \times \beta$$

$$= 3,695 \times 13,83 \times 1,203$$

$$= 61,643 \text{ kN}$$

Rekapitulasi perhitungan tahanan gesek ultimit *bored pile* dapat dilihat pada Tabel 5.24 sebagai berikut.

Tabel 5. 24 Rekapitulasi Tahanan Gesek Ultimit *Bored Pile* Kondisi Asli dengan Beban Gempa

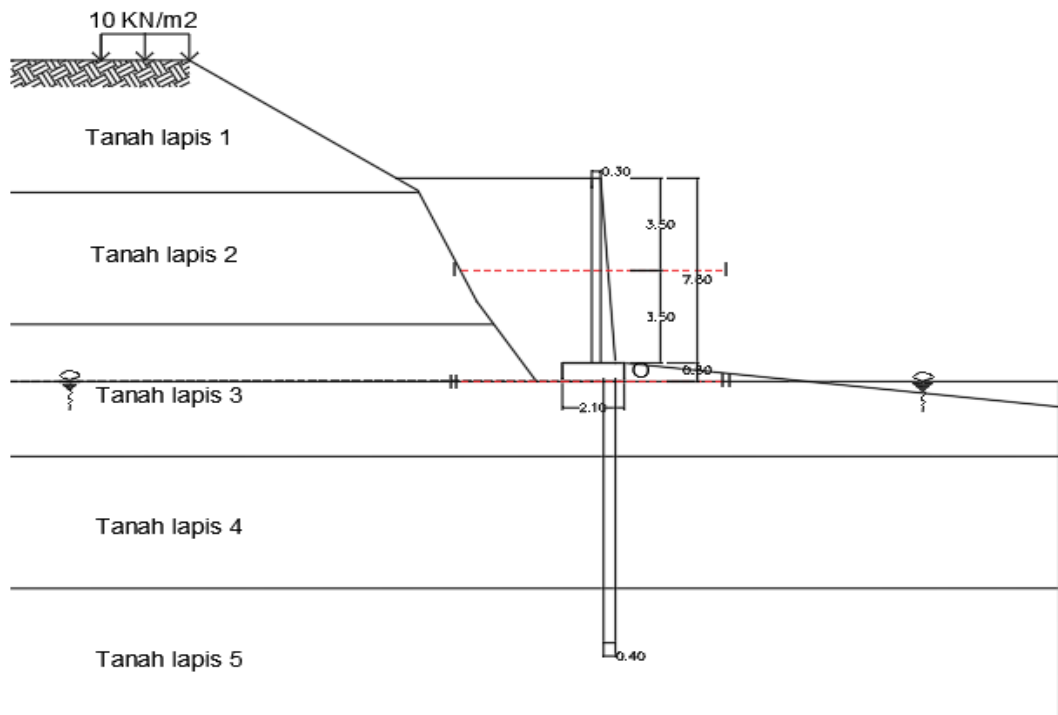
Tahanan Gesek	Kedalaman (m)	As (m ²)	Po' (kN/m ³)	Po' rata-rata (kN/m ³)	Z (m)	β	Qs (kN)
Qs1	2.94	3.695	27.659	13.829	1.470	1.203	61.463
Qs2	5	6.283	73.864	50.761	5.440	0.929	296.160
Qs3	2.06	2.589	92.335	83.099	8.970	0.766	164.828
						ΔQs	522.451

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s - W_{p'} \\ &= 263,894 + 522,451 - 17,832 \\ &= 756,186 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{756,186}{3} \\ &= 252,062 > 245,051 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

b. Tinjauan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile*

Tinjauan Internal dinding penahan tanah dibagi kedalam 2 tinjauan bidang. Setiap tinjauan dihitung terhadap kekuatan tegangan desak dan geser yang akan dibandingkan dengan kuat tekan dan kuat geser beton $f_c' = 25 \text{ Mpa}$. Untuk gambar pembagian pias untuk tinjauan stabilitas internal dinding penahan kondisi asli dapat dilihat pada Gambar 5.65 sebagai berikut.

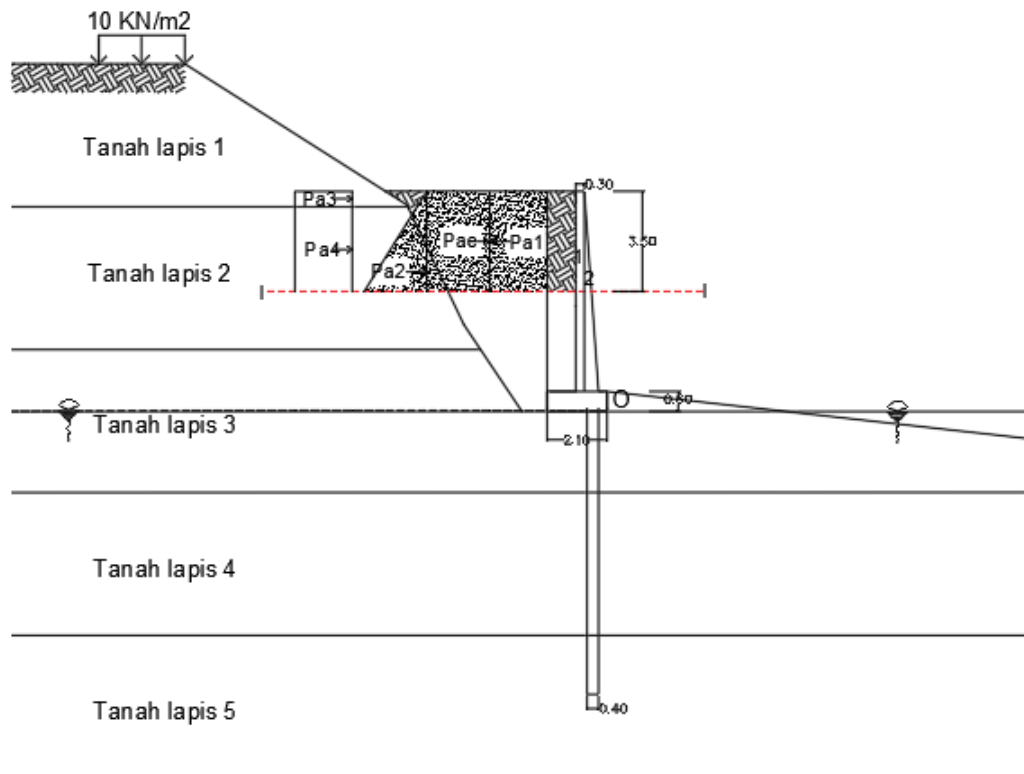


Gambar 5. 65 Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal Kondisi Asli dengan Beban Gempa

1) Tinjauan I-I

Pada tinjauan I-I ini, stabilitas internal yang ditinjau berada 3,5 m dari puncak dinding penahan tanah. Stabilitas internal dan tekanan tanah lateral pada tinjauan I-I dapat dilihat pada Gambar 5.66 sebagai berikut.





**Gambar 5. 66 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral
Tinjauan I-I Kondisi Asli dengan Beban Gempa**

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

$$\begin{aligned}
 \text{Volume} &= A \times 1 \\
 &= 1,05 \times 1 \\
 &= 1,05 \text{ m}^3 \\
 \text{Berat } W &= \text{volume} \times \text{berat volume beton} \\
 &= 1,05 \times 24 \\
 &= 25,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.25 sebagai berikut.

Tabel 5. 25 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Asli dengan Beban Gempa

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	1.05	25.2	0.4	10.08
2	0.4375	10.5	0.167	1.75
	Σ	35.7		11.83

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

$$\begin{aligned}
 Pa1 &= -2 \times ct \times \sqrt{Ka \ tim} \times h \ tim \\
 &= -2 \times 5 \times \sqrt{0,333} \times 3,5 \\
 &= -20,207 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa2 &= 0,5 \times \gamma b \ tim \times h \ tim \times Ka \ tim \times h \ tim \\
 &= 0,5 \times 17,5 \times 3,5 \times 0,333 \times 3,5 \\
 &= 35,729 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa3 &= q \times Ka1 \times h1 \\
 &= 10 \times 0,333 \times 0,54 \\
 &= 1,664 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa4 &= q \times Ka2 \times h2 \\
 &= 10 \times 0,333 \times 2,94 \\
 &= 14,664 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pae &= \frac{1}{2} \times \gamma \times Ht^2 \times (1-Kv) \times Kae \times B \\
 &= \frac{1}{2} \times 17,5 \times 3,8^2 \times (1-0) \times 0,522 \times 1 \\
 &= 55,979 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 5.26 berikut.

Tabel 5. 26 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Asli

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$-2.c \text{ tim} \cdot \sqrt{Ka \text{ tim}} \cdot h \text{ tim}$	-20.207	1.750	-35.363
Pa 2	$0,5 \cdot \gamma b \text{ tim} \cdot h \text{ tim} \cdot Ka \text{ tim} \cdot h \text{ tim}$	35.729	1.167	41.684
Pa 3	$q \cdot Ka1 \cdot h1$	1.664	3.230	5.372
Pa 4	$q \cdot Ka2 \cdot h2$	14.664	1.480	21.703
Pae	$0,5 \cdot \gamma \cdot Ht^2 \cdot (1-Kv) \cdot Kae \cdot B$	55.979	1.75	97.963
	Σ	87.828		97.963

a) Tinjauan Terhadap Desak

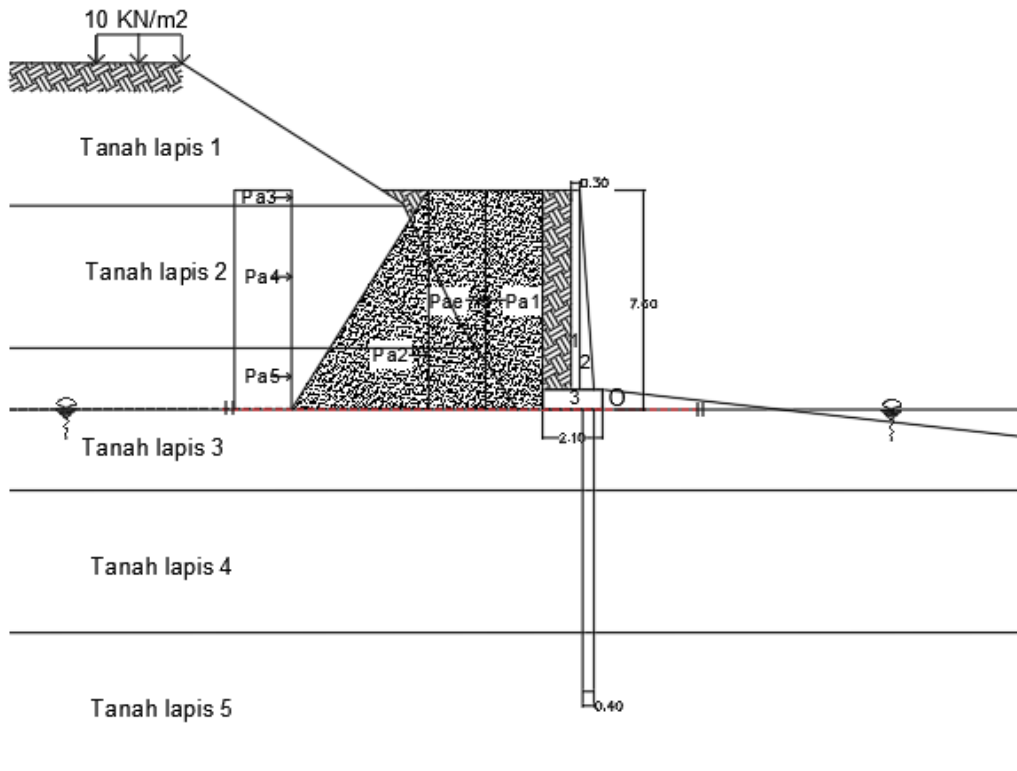
$$\begin{aligned} \sigma \text{ desak} &= \frac{V}{B \times 1} + \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{W} \\ &= \frac{35,7}{0,55 \times 1} + \frac{97,963 - 11,83}{\frac{1}{6} \times 0,55^2 \times 1} \\ &= 492,674 < \sigma_{desak} \text{ beton } 25 \text{ Mpa} \\ &= 2435,737 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

b) Tinjauan Terhadap Geser

$$\begin{aligned} \sigma \text{ geser} &= \frac{2}{3} \times \frac{D}{b \times h} \\ &= \frac{2}{3} \times \frac{87,828}{0,55 \times 1} \\ &= 106,458 < \sqrt{f'c} = \sqrt{25} \text{ Mpa} \\ &= 106,458 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

2) Tinjauan II-II

Pada tinjauan II-II ini, stabilitas internal yang ditinjau adalah badan dinding penahan tanah setinggi 7,6 m. Stabilitas internal dan tekanan tanah lateral pada tinjauan II-II dapat dilihat pada Gambar 5.67 sebagai berikut.



Gambar 5. 67 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral Tinjauan II-II Kondisi Asli dengan Beban Gempa

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

$$\begin{aligned}
 \text{Volume} &= A \times 1 \\
 &= 2,1 \times 1 \\
 &= 2,1 \text{ m}^3 \\
 \text{Berat } W &= \text{volume} \times \text{berat volume beton} \\
 &= 2,1 \times 24 \\
 &= 50,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.27 sebagai berikut.

**Tabel 5. 27 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding
Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Asli**

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	2.1	50.4	0.65	32.76
2	1.75	42	0.333	14
3	1.26	30.24	1.05	31.752
	Σ	122.64		78.512

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

$$\begin{aligned}
 Pa1 &= -2 \times ct \times \sqrt{Ka_{tim}} \times h_{tim} \\
 &= -2 \times 5 \times \sqrt{0,333} \times 7 \\
 &= -40,415 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa2 &= 0,5 \times \gamma b_{tim} \times h_{tim} \times Ka_{tim} \times h_{tim} \\
 &= 0,5 \times 17,5 \times 7 \times 0,333 \times 7 \\
 &= 142,917 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa3 &= q \times Ka1 \times h1 \\
 &= 10 \times 0,333 \times 0,54 \\
 &= 1,664 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa4 &= q \times Ka2 \times h2 \\
 &= 10 \times 0,333 \times 5 \\
 &= 24,771 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa5 &= q \times Ka3 \times h3 \\
 &= 10 \times 0,333 \times 1,46 \\
 &= 6,774 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pae &= \frac{1}{2} \times \gamma \times Ht^2 \times (1-Kv) \times Kae \times B \\
 &= \frac{1}{2} \times 17,5 \times 7,6^2 \times (1-0) \times 0,522 \times 1 \\
 &= 263,965 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 5.28 berikut.

Tabel 5. 28 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Asli dengan Beban Gempa

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$-2.c \text{ tim.} \sqrt{Ka \text{ tim.}} .h \text{ tim}$	-40.415	3.500	-141.451
Pa 2	$0,5.\gamma b \text{ tim.} .h \text{ tim.} .Ka \text{ tim.} .h \text{ tim}$	142.917	2.333	333.472
Pa 3	$q.Ka1.h1$	1.663	6.730	11.193
Pa 4	$q.Ka2.h2$	24.771	3.960	98.092
Pa 5	$q.Ka3.h3$	6.774	0.730	4.945
Pae	$0,5.\gamma.Ht^2.(1-Kv).Kae.B$	263.965	3.800	1002.992
	Σ	339.655		1343.118

a) Tinjauan Terhadap Desak

$$\begin{aligned} \sigma \text{ desak} &= \frac{V}{B \times 1} + \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{W} \\ &= \frac{122,64}{0,4 \times 1} + \frac{1343,118 - 78,512}{\frac{1}{6} \times 0,4^2 \times 1} \\ &= 49785,192 < \sigma_{desak} \text{ beton } 25 \text{ Mpa} \\ &= 49785,192 \text{ kN/m}^2 > 25000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tidak Aman)} \end{aligned}$$

b) Tinjauan Terhadap Geser

$$\begin{aligned} \sigma \text{ geser} &= \frac{2}{3} \times \frac{D}{b \times h} \\ &= \frac{2}{3} \times \frac{339,655}{0,4 \times 1} \\ &= 333,046 < \sqrt{f'c} = \sqrt{25} \text{ Mpa} \\ &= 333,046 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

2. Kondisi Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Perubahan tanpa Timbunan

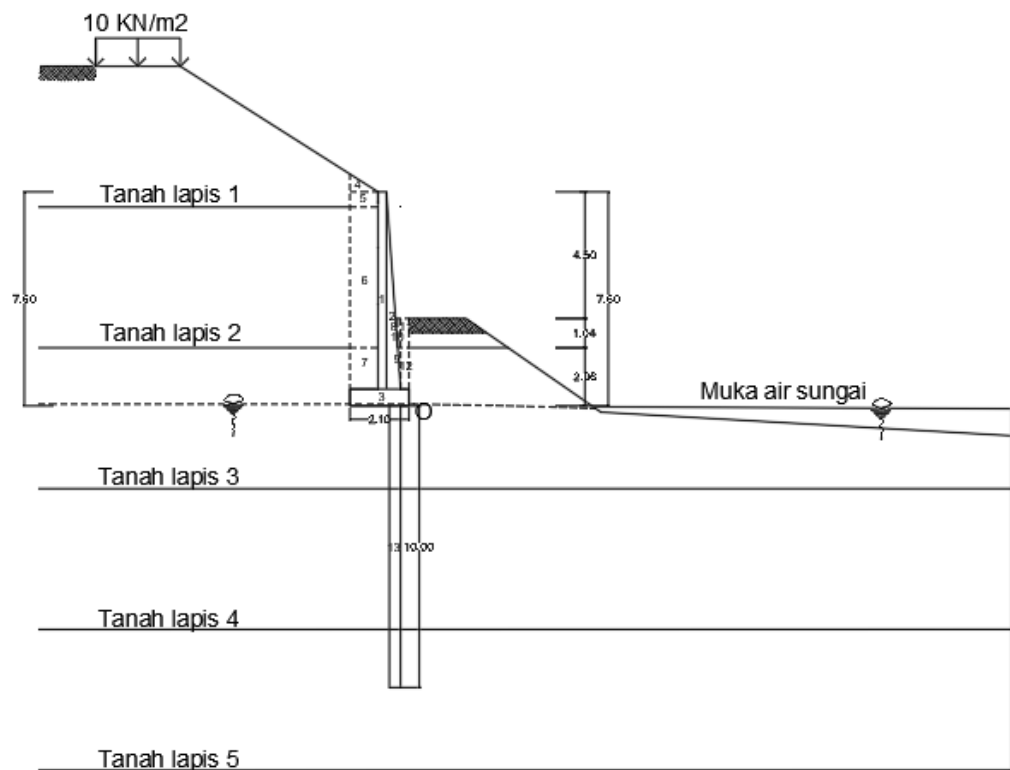
a. Tinjauan Stabilitas Eksternal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile*

Dalam perhitungan analisis stabilitas dinding penahan tanah dan *bored pile* dengan tinjauan eksternal ini akan didapatkan nilai angka aman terhadap

penggeseran, penggulingan maupun angka aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah. Perhitungan stabilitas dinding penahan tanah dan *bored pile* dengan tinjauan eksternal pada Jembatan Kiringan Sungai Opak adalah sebagai berikut.

1) Gaya Vertikal

Dalam perhitungan gaya vertikal ini, gaya-gaya yang bekerja meliputi gaya akibat berat struktur dinding penahan tanah dan *bored pile*, serta akibat berat tanah yang berada di belakang dinding penahan tanah tersebut. Adapun gaya-gaya tersebut dibagi dalam pias-pias pada dinding penahan tanah yang dapat dilihat pada Gambar 5.68 sebagai berikut.



Gambar 5. 68 Pembagian Pias-Pias pada Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa

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

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

$$\begin{aligned} \text{Berat W} &= \text{volume} \times \text{berat volume tanah timbunan} \\ &= 2,1 \times 24 \\ &= 50,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

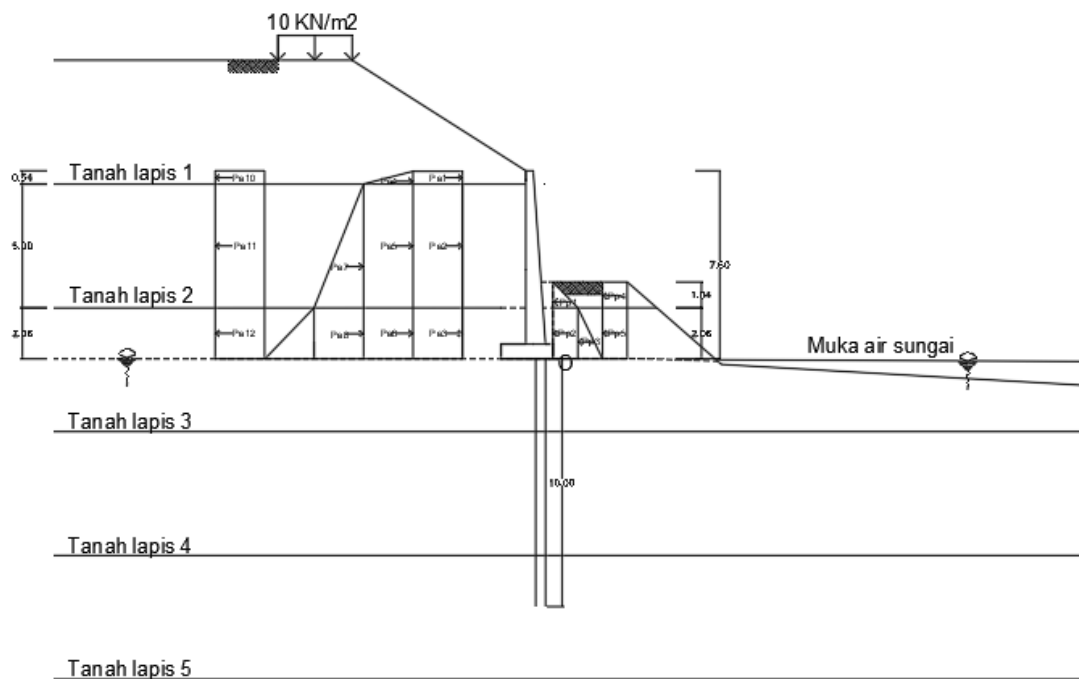
Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.29.

Tabel 5. 29 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	2.1000	50.4000	0.950	47.880
2	1.7500	42.0000	0.550	23.1000
3	1.1360	27.2640	1.050	28.6
4	0.3180	4.5172	1.767	7.982
5	0.5379	7.6408	1.600	12.225
6	4.9985	72.7193	1.600	116.351
7	1.4635	20.6740	1.600	33.078
8	0.0387	0.5630	0.423	0.238
9	0.0765	1.0807	0.333	0.360
10	0.1089	1.0469	0.350	0.366
11	0.3124	3.0034	0.150	0.451
12	0.4391	6.2029	0.150	0.930
13	1.2566	30.1593	0.500	15.080
	Σ	267.2714		290.155

2) Tekanan Tanah Lateral

Pada perhitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah, tekanan tanah yang terjadi adalah tekanan tanah aktif dan pasif pada kondisi normal dan tekanan tanah aktif akibat gempa. Tekanan tanah aktif adalah tekanan yang mendorong tanah yang terletak di belakang dinding penahan tanah. Sedangkan tekanan tanah pasif adalah tekanan yang menahan tanah yang terletak di depan dinding penahan tanah. Secara detail, diagram tekanan tanah lateral dapat dilihat pada Gambar 5.69 sebagai berikut.



Gambar 5. 69 Diagram Tekanan Tanah Lateral Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Perubahan Tanpa Beban Gempa

a) Koefisien tekanan tanah aktif dan pasif

$$\begin{aligned}
 Ka1 &= \cos\beta \left(\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \right) \\
 &= \cos 32 \left(\frac{\cos 32 - \sqrt{\cos^2 32 - \cos^2 20.55}}{\cos 32 + \sqrt{\cos^2 32 - \cos^2 20.55}} \right) \\
 &= 0,308 \\
 Ka2 &= \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)
 \end{aligned}$$

$$= \tan^2 (45 - 9,86)$$

$$= 0,495$$

$$K_{a3} = \tan^2 (45 - \frac{\varphi}{2})$$

$$= \tan^2 (45 - 10,74)$$

$$= 0,464$$

$$K_{p2} = \tan^2 (45 + \frac{\varphi}{2})$$

$$= \tan^2 (45 + 9,86)$$

$$= 2,019$$

$$K_{p3} = \tan^2 (45 + \frac{\varphi}{2})$$

$$= \tan^2 (45 + 10,74)$$

$$= 2,155$$

b) Perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif

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

$$P_{a1} = q \times K_{a1} \times h_1$$

$$= 10 \times 0,30808 \times 0,54$$

$$= 1,664 \text{ kN}$$

$$P_{a4} = 0,5 \times \gamma b_1 \times h_1 \times K_{a1} \times h_1$$

$$= 0,5 \times 14,205 \times 0,54 \times 0,308 \times 0,54$$

$$= 0,638 \text{ kN}$$

$$P_{a5} = (\gamma b_1 \times h_1) \times K_{a2} \times h_2$$

$$= (14,205 \times 0,54) \times 0,495 \times 5$$

$$= 19,46 \text{ kN}$$

$$P_{a10} = -2 \times c_1 \times \sqrt{K_{a1}} \times h_1$$

$$= -2 \times 6,671 \times \sqrt{0,308} \times 0,54$$

$$= -3,999 \text{ kN}$$

$$P_{p1} = 0,5 \times \gamma b_2 \times h_4 \times K_{p2} \times h_4$$

$$= 0,5 \times 14,548 \times 1,04 \times 2,019 \times 1,04$$

$$= 15,881 \text{ kN}$$

$$P_{p4} = 2 \times c_2 \times \sqrt{K_{p2}} \times h_4$$

$$= 2 \times 9,614 \times \sqrt{2,019} \times 1,04$$

$$= 28,41 \text{ kN}$$

c) Tekanan tanah dinamis

Tekanan tanah dinamis dihitung berdasarkan SNI 2833-2016 pasal 9.6. Berikut ini merupakan contoh perhitungan tekanan tanah dinamis pada dinding penahan tanah.

$$H1 = 0,54 \text{ m}$$

$$H2 = 5 \text{ m}$$

$$H3 = 2,06 \text{ m}$$

$$H4 = 1,04 \text{ m}$$

$$H5 = 2,06 \text{ m}$$

$$B = 1 \text{ m}$$

$$\gamma_1 = 14,205 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_2 = 14,548 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_3 = 14,126 \text{ kN/m}^3$$

$$k_v = 0^\circ$$

$$\beta_a = 0^\circ$$

$$K_h = \frac{A_s}{2}$$

$$= \frac{0,54}{2}$$

$$= 0,27 \text{ g}$$

$$\theta = \arctan \frac{kh}{1-kv}$$

$$= 0,263 \text{ rad}$$

$$= 15,10^\circ$$

$$\delta = 0^\circ$$

$$\varphi_1 = 20,55^\circ$$

$$\varphi_2 = 19,72^\circ$$

$$\varphi_3 = 21,48^\circ$$

$$I_1 = 0^\circ$$

$$K_{ae1} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta_a)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta_a \cdot \cos(\delta + \theta + \beta_a)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \varphi + \beta_a) \cos(i - \beta_a)}} \right]^{-2}$$

$$= \frac{\cos^2(20,55-15,10-0)}{\cos 15,1 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(20,5+15,1+0)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(0+20,55) \sin(20,55-15,1-0)}{\cos(0+20,55+0) \cos(0-0)}} \right]^{-2}$$

$$= 0,75$$

$$K_{ae2} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta a)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta a \cdot \cos(\delta + \theta + \beta a)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \varphi + \beta a) \cos(i - \beta a)}} \right]^{-2}$$

$$= \frac{\cos^2(19,72-15,10-0)}{\cos 15,1 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0+15,1+0)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(0+19,72) \sin(19,72-15,1-0)}{\cos(0+19,72+0) \cos(0-0)}} \right]^{-2}$$

$$= 0,779$$

$$K_{ae3} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta a)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta a \cdot \cos(\delta + \theta + \beta a)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \varphi + \beta a) \cos(i - \beta a)}} \right]^{-2}$$

$$= \frac{\cos^2(21,48-15,10-0)}{\cos 15,1 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0+15,1+0)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(0+21,48) \sin(21,48-15,1-0)}{\cos(30+21,48+0) \cos(0-0)}} \right]^{-2}$$

$$= 0,725$$

$$K_{pe1} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta a)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta a \cdot \cos(\delta + \theta - \beta a)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta + \varphi - \beta a) \cos(i - \beta a)}} \right]^{-2}$$

$$= \frac{\cos^2(19,72-15,10+0)}{\cos 15,1 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0+15,1-0)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(0+19,72) \sin(19,72-15,1+0)}{\cos(0+19,72-0) \cos(0-0)}} \right]^{-2}$$

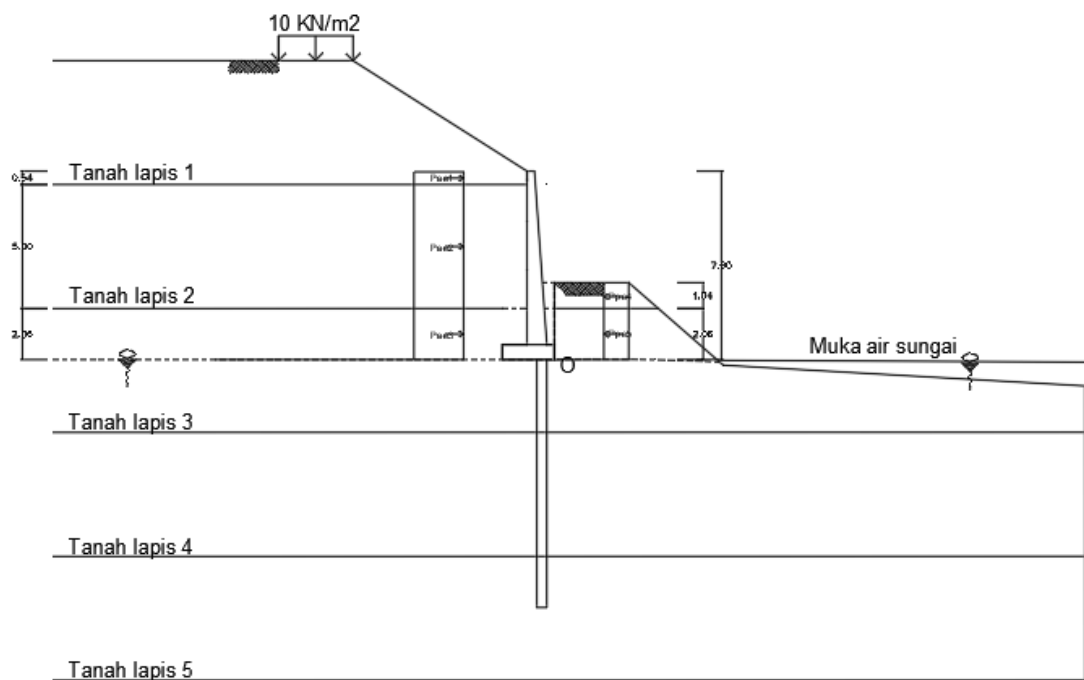
$$= 0,779$$

$$K_{pe2} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta a)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta a \cdot \cos(\delta + \theta - \beta a)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta + \varphi - \beta a) \cos(i - \beta a)}} \right]^{-2}$$

$$= \frac{\cos^2(21,48-15,10+0)}{\cos 15,1 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0+15,1-0)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(0+21,48) \sin(21,48-15,1+0)}{\cos(30+21,48-0) \cos(0-0)}} \right]^{-2}$$

$$= 0,725$$

Secara detail, diagram tekanan tanah dinamis dapat dilihat pada Gambar 5.70 sebagai berikut.



Gambar 5. 70 Diagram Tekanan Tanah Dinamis Pada Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Perubahan

Gaya tekanan tanah dinamis adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} P_{ae1} &= \frac{1}{2} \times \gamma \times H_1^2 \times (1-K_v) \times K_{ae1} \times B \\ &= \frac{1}{2} \times 14,205 \times 0,54^2 \times (1-0) \times 0,75 \times 1 \\ &= 1,559 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{ae2} &= \frac{1}{2} \times \gamma \times H_2^2 \times (1-K_v) \times K_{ae2} \times B \\ &= \frac{1}{2} \times 14,548 \times 5^2 \times (1-0) \times 0,799 \times 1 \\ &= 141,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{pe1} &= \frac{1}{2} \times \gamma \times H_4^2 \times (1-K_v) \times K_{pe1} \times B \\ &= \frac{1}{2} \times 14,548 \times 1,04^2 \times (1-0) \times 0,799 \times 1 \\ &= 6,129 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{ae1} &= \frac{1}{2} \times H_1 + H_2 + H_3 \\ &= \frac{1}{2} \times 0,54 + 5 + 2,06 \\ &= 7,195 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lae2} &= \frac{1}{2} \times H2 + H3 \\ &= \frac{1}{2} \times 5 + 2,06 \\ &= 4,56 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lpe1} &= \frac{1}{2} \times H4 + H5 \\ &= \frac{1}{2} \times 1,04 + 2,06 \\ &= 2,58 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mae1} &= \text{Pae1} \times \text{Lae1} \\ &= 1,559 \times 7,195 \\ &= 11,216 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mae2} &= \text{Pae2} \times \text{Lae2} \\ &= 141,72 \times 4,56 \\ &= 646,026 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mpe1} &= \text{Ppe1} \times \text{Lpe1} \\ &= 6,129 \times 2,58 \\ &= 15,813 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif dapat dilihat pada Tabel 5.30 dan Tabel 5.31 sebagai berikut.

Tabel 5. 30 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan Bored Pile Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$q.Ka1.h1$	1.663	7.330	12.191
Pa 2	$q.Ka2.h2$	24.771	4.560	112.954
Pa 3	$q.Ka3.h3$	9.557	1.030	9.844
Pa 4	$0,5.\gamma b1.h1.Ka1.h1$	0.653	7.240	4.730
Pa 5	$(\gamma b1.h1).Ka2.h2$	19.460	4.560	88.737
Pa 6	$(\gamma b1xh1+\gamma b2xh2).Ka3.h3$	77.376	1.030	79.697
Pa 7	$0,5.\gamma b2.h2.Ka2.h2$	90.092	3.727	335.746
Pa 8	$(\gamma b2xh2). Ka3. h3$	69.520	1.030	71.605
Pa 9	$0,5.\gamma b3.h3.Ka3.h3$	13.906	0.687	9.549
Pa 10	$-2.c1.\sqrt{Ka1}.h1$	-3.998	7.330	-29.308
Pa 11	$-2.c2.\sqrt{Ka2}.h2$	-67.667	4.560	-308.563
Pa 12	$-2.c3.\sqrt{Ka3}.h3$	-15.692	1.030	-16.163
Pae 1	$0,5.\gamma1.H1^2.(1-Kv).Kae1.B$	1.559	7.195	11.216
Pae 2	$0,5.\gamma2.H2^2.(1-Kv).Kae2.B$	141.672	4.56	646.026
Pae 3	$0,5.\gamma3.H3^2.(1-Kv).Kae3.B$	21.732	1.03	22.384
	Σ	384.604		1050.647

Tabel 5. 31 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile* Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pp 1	$0,5 \cdot \gamma b^2 \cdot h^2 \cdot Kp2 \cdot h^4$	15.881	2.407	38.221
Pp 2	$(\gamma b^2 \cdot h^2) \cdot Kp3 \cdot h^5$	67.181	1.030	69.197
Pp 3	$0,5 \cdot \gamma b^3 \cdot h^3 \cdot Kp3 \cdot h^5$	64.606	0.687	44.365
Pp 4	$2 \times c2 \times \sqrt{Kp2} \times h^4$	28.410	2.580	73.298
Pp 5	$2 \times c3 \times \sqrt{Kp3} \times h^5$	33.823	1.030	34.838
Ppe 1	$0,5 \cdot \gamma 2 \cdot H^4 \cdot (1 - Kv) \cdot Kpe1 \cdot B$	6.129	2.580	15.814
Ppe 2	$0,5 \cdot \gamma 3 \cdot H^5 \cdot (1 - Kv) \cdot Kpe2 \cdot B$	21.732	1.03	22.384
	Σ	237.763		298.116

3) Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Tanah

a) Stabilitas terhadap penggeseran

Perhitungan stabilitas terhadap penggeseran dinding penahan tanah, dilakukan dengan menganggap bahwa tahanan geser yang diberikan oleh dinding penahan tanah ditahan oleh berat sendiri tanah dan struktur dinding penahan tanah itu sendiri, serta kekuatan pondasi *bored pile* dalam menahan gaya lateral yang bekerja. Dalam perhitungan stabilitas terhadap penggeseran dengan beban gempa ini, tekanan tanah lateral pasif diabaikan nilainya.

Gaya aksial sepenuhnya ditahan oleh *bored pile* tunggal = 237,1124 kN. Maka gaya lateral yang masih harus ditahan oleh *bored pile* adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 H &= \Sigma Pa - \Sigma W \\
 &= 384,604 - 237,1124 \\
 &= 147,491 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$Kp3 = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= \tan^2 (45 - 10,74)$$

$$= 2,155$$

$$Kp4 = \tan^2 (45 + \frac{\phi}{2})$$

$$= \tan^2 (45 - 11,43)$$

$$= 2,271$$

$$Kp5 = \tan^2 (45 + \frac{\phi}{2})$$

$$= \tan^2 (45 - 10,39)$$

$$= 2,099$$

My bored pile = 120 kNm

Momen maksimum yang harus ditahan oleh tiang bila tanah didesak ke arah horizontal oleh tiang sampai tanahnya runtuh adalah sebagai berikut.

$$Mmak = \gamma \times d \times L^3 \times Kp$$

$$= 14,126 \times 0,4 \times 2,94^3 \times 2,155 + 14,372 \times 0,4 \times 5^3 \times 2,271$$

$$+ 14,107 \times 0,4 \times 2,06^3 \times 2,099$$

$$= 2044,915 \text{ kNm} > My = 120 \text{ kNm}$$

Karena momen yang bekerja pada tiang $Mmak > My$, maka saat gaya horizontal belum mencapai Hu , tiang sudah patah terlebih dahulu. Maka dari itu, gaya horizontal ultimit ditentukan oleh kekuatan bahan tiang dalam menahan beban momen (My).

$$f = 0,82 \times \sqrt{\frac{Hu}{\gamma \times d \times Kp}}$$

$$= 0,82 \times \sqrt{\frac{Hu}{14,372 \times 0,4 \times 2,271}}$$

$$= 0,233 \sqrt{Hu}$$

$$\begin{aligned}
 Hu &= \frac{2 \times My}{e+2f/3} \\
 &= \frac{2 \times 120}{0+2(0,233 \sqrt{Hu} /3)} \\
 &= \frac{1548,387}{\sqrt{Hu}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Hu^{\frac{3}{2}} &= 1548,387 \\
 &= 1548,387^{\frac{2}{3}} \\
 &= 133,84 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Faktor aman terhadap gaya horizontal adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{Hu}{H} \\
 &= \frac{133,84}{147,4916} \\
 &= 0,907
 \end{aligned}$$

$F_{gs} \leq 1,5$, maka stabilitas dinding penahan tanah terhadap stabilitas penggeseran akibat beban gempa tidak terpenuhi.

b) Stabilitas terhadap penggulingan

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

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{\text{penahan}} &= \Sigma M_w + \Sigma M_{\text{pasif}} \\
 &= 267,271 + 298,116 \\
 &= 565,387 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{\text{pendorong}} &= \Sigma M_{\text{aktif}} \\
 &= 1050,647
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{gl} &= \frac{\Sigma M_{\text{penahan}}}{\Sigma M_{\text{pendorong}}} \\
 &= \frac{565,387}{1050,647} \\
 &= 0,538
 \end{aligned}$$

$F_{gl} \leq 1,5$, maka stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah tidak terpenuhi.

Karena nilai $F_{gl} \leq 1,5$, maka stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah tidak terpenuhi. Sehingga stabilitas terhadap penggulingan ditentukan oleh kekuatan tiang dalam menahan beban momen (M_y). Momen yang masih harus ditahan *bored pile* adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Maktif} &= 1050,647 - 565,387 \\ &= 485,26 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_y \text{ bored pile} = 120 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} F_{gl} &= \frac{\Sigma M_{penahan}}{\Sigma M_{pendorong}} \\ &= \frac{120}{485,26} \\ &= 0,247 \end{aligned}$$

Karena nilai $F_{gl} \leq 1,5$, maka stabilitas terhadap penggulingan pada dinding penahan tanah terpenuhi.

c) Stabilitas terhadap kapasitas dukung *bored pile*

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

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p$$

$$Q_b = A_b \times f_b$$

$$\begin{aligned} A_b &= 0,25 \times \pi \times d^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 0,4^2 \\ &= 0,126 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_b &= 0,6 \times \sigma_r \times N_{60} \leq 4500 \text{ kPa} \\ &= 0,6 \times 100 \times 35 \\ &= 2100 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_b &= 0,126 \times 2100 \\ &= 263,894 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat tiang bor adalah sebagai berikut.

$$W_p = (0,25 \times \pi \times d^2 \times L) \times \gamma \text{ beton}$$

$$= 0,25 \times \pi \times 0,4^2 \times 10 \times 24$$

$$= 30,159 \text{ kN}$$

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

$$U = (0,25 \times \pi \times d^2 \times L) \times \gamma_w$$

$$= (0,25 \times \pi \times 0,4^2 \times 10) \times 9,81$$

$$= 12,328 \text{ kN}$$

$$W_p' = W_p - U$$

$$= 30,159 - 12,328$$

$$= 17,832 \text{ kN}$$

Contoh perhitungan tahanan gesek ultimit *bored pile* pada lapisan tanah 3 dengan kedalaman 2,94 m adalah sebagai berikut.

$$A_{s1} = \pi \times d \times t$$

$$= \pi \times 0,4 \times 2,94$$

$$= 3,695 \text{ m}^2$$

$$P_{o1}' = (\gamma_3 - \gamma_w) \times h_1$$

$$= (19,219 - 9,81) \times 2,94$$

$$= 27,659 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{o1}' \text{ rata-rata} = 0,5 \times (0 + P_{o1}')$$

$$= 0,5 \times (0 + 27,659)$$

$$= 13,83 \text{ kN/m}^2$$

$$Z = h \text{ atas} + (h_1/2)$$

$$= 0 \times (2,94/2)$$

$$= 1,47 \text{ m}$$

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

$$\beta = 1,5 - 0,245 \sqrt{z}$$

$$= 1,5 - 0,245 \sqrt{1,47}$$

$$= 1,203$$

$$Q_s = A_{s1} \times P_{o1}' \text{ rata-rata} \times \beta$$

$$= 3,695 \times 13,83 \times 1,203$$

$$= 61,643 \text{ kN}$$

Rekapitulasi perhitungan tahanan gesek ultimit *bored pile* dapat dilihat pada Tabel 5.32 sebagai berikut.

Tabel 5. 32 Rekapitulasi Tahanan Gesek Ultimit *Bored Pile* Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa

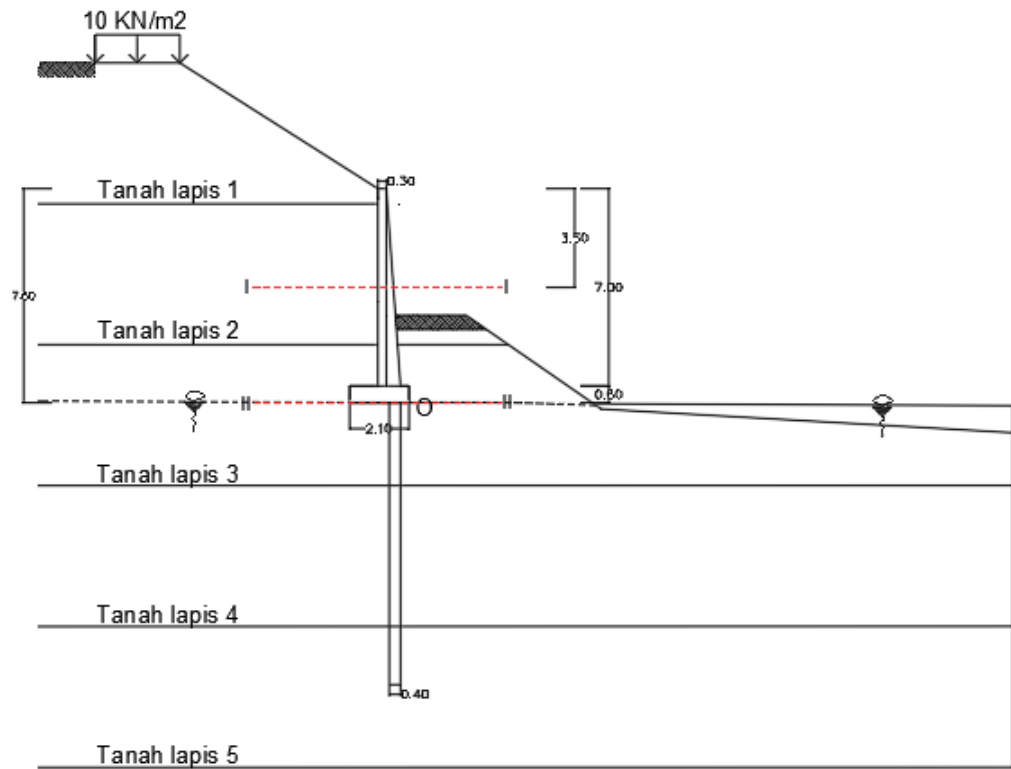
Tahanan Gesek	Kedalaman (m)	As (m ²)	Po' (kN/m ³)	Po' rata-rata (kN/m ³)	Z (m)	β	Qs (kN)
Qs1	2.94	3.695	27.659	13.829	1.470	1.203	61.463
Qs2	5	6.283	73.864	50.761	5.440	0.929	296.160
Qs3	2.06	2.589	92.335	83.099	8.970	0.766	164.828
						ΔQs	522.451

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s - W_{p'} \\ &= 263,894 + 522,451 - 17,832 \\ &= 756,186 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{756,186}{3} \\ &= 252,062 > 237,112 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

b. Tinjauan Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah dengan Perkuatan *Bored Pile*

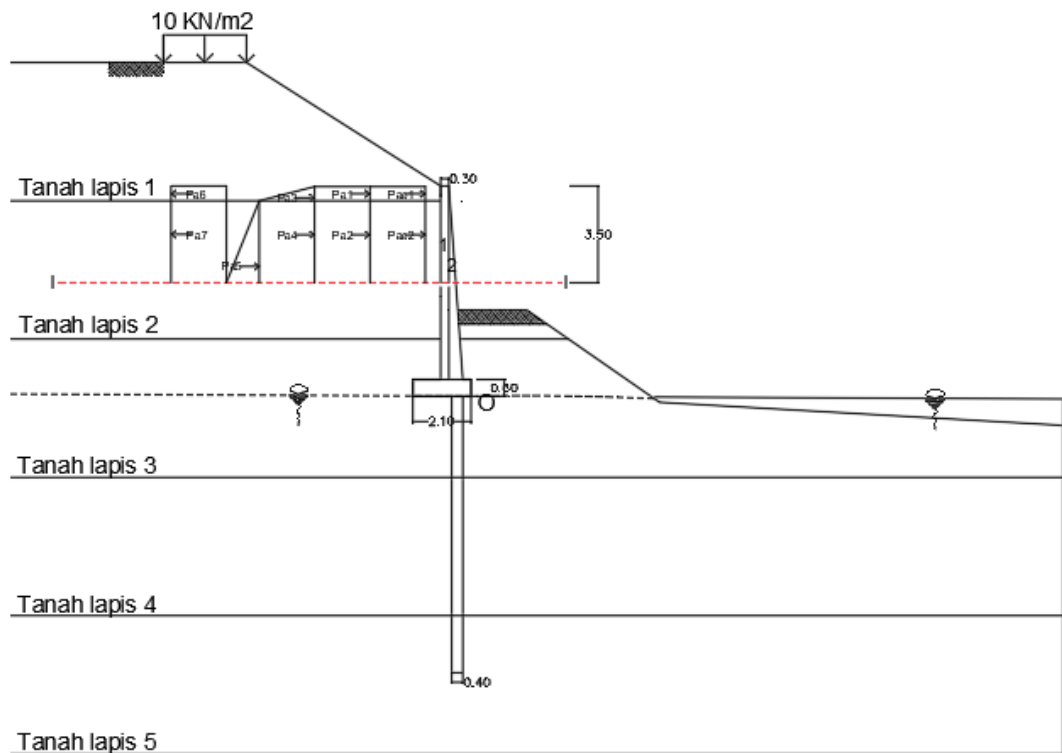
Tinjauan Internal dinding penahan tanah dibagi kedalam 4 tinjauan bidang. Setiap tinjauan dihitung terhadap kekuatan tegangan desak dan geser yang akan dibandingkan dengan kuat tekan dan kuat geser beton $f_c' = 25 \text{ Mpa}$. Untuk gambar pembagian pias untuk tinjauan stabilitas internal dinding penahan kondisi asli dapat dilihat pada Gambar 5.71 sebagai berikut.



Gambar 5. 71 Pembagian Pias Potongan Stabilitas Internal Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa

1) Tinjauan I-I

Pada tinjauan I-I ini, stabilitas internal yang ditinjau berada 3,5 m dari puncak dinding penahan tanah. Stabilitas internal dan tekanan tanah lateral pada tinjauan I-I dapat dilihat pada Gambar 5.72 sebagai berikut.



Gambar 5. 72 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral

Tinjauan I-I Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa

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

$$\begin{aligned} \text{Volume} &= A \times 1 \\ &= 1,05 \times 1 \\ &= 1,05 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat } W &= \text{volume} \times \text{berat volume beton} \\ &= 1,05 \times 24 \\ &= 25,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.33 sebagai berikut.

**Tabel 5. 33 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding
Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Perubahan**

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	1.05	25.2	0.4	10.08
2	0.4375	10.5	0.167	1.75
	Σ	35.7		11.83

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

$$\begin{aligned} Pa1 &= q \times Ka1 \times h1 \\ &= 10 \times 0,30808 \times 0,54 \\ &= 1,663 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa3 &= 0,5 \times \gamma b1 \times h1 \times Ka1 \times h1 \\ &= 0,5 \times 14,205 \times 0,54 \times 0,308 \times 0,54 \\ &= 0,653 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa4 &= (\gamma b1 \times h1) \times Ka2 \times h2 \\ &= (14,205 \times 0,54) \times 0,495 \times 2,96 \\ &= 11,52 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa6 &= -2 \times c1 \times \sqrt{Ka1} \times h1 \\ &= -2 \times 6,671 \times \sqrt{0,308} \times 0,54 \\ &= -3,998 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pae1 &= \frac{1}{2} \times \gamma \times H1^2 \times (1-Kv) \times Kae1 \times B \\ &= \frac{1}{2} \times 14,205 \times 0,54^2 \times (1-0) \times 0,75 \times 1 \\ &= 1,559 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pae2 &= \frac{1}{2} \times \gamma \times H2^2 \times (1-Kv) \times Kae2 \times B \\ &= \frac{1}{2} \times 14,548 \times 2,96^2 \times (1-0) \times 0,799 \times 1 \\ &= 141,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 5.34 berikut.

Tabel 5. 34 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan I-I Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$q.Ka1.h1$	1.663	3.230	5.372
Pa 2	$q.Ka2.h2$	14.664	1.480	21.703
Pa 3	$0,5.\gamma b1.h1.Ka1.h1$	0.653	3.140	2.051
Pa 4	$(\gamma b1 \times h1) \times Ka2 \times h2$	11.520	1.480	17.050
Pa 5	$0,5.\gamma b2.h2.Ka2.h2$	31.574	0.987	31.153
Pa 6	$-2.c1.\sqrt{Ka1}.h1$	-3.998	3.230	-29.308
Pa 7	$-2.c2.\sqrt{Ka2}.h2$	-40.059	1.480	-59.287
Pae 1	$0,5.\gamma1.H1^2.(1-Kv).Kae1.B$	1.559	3.23	5.035
Pae 2	$0,5.\gamma2.H2^2.(1-Kv).Kae2.B$	49.651	1.48	73.484
	Σ	67.228		67.253

a) Tinjauan Terhadap Desak

$$\begin{aligned} \sigma \text{ desak} &= \frac{V}{B \times 1} + \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{W} \\ &= \frac{35,7}{0,55 \times 1} + \frac{67,253 - 11,83}{\frac{1}{6} \times 0,55^2 \times 1} \\ &= 1164,216 < \alpha_{desak} \text{ beton } 25 \text{ Mpa} \\ &= 1164,216 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

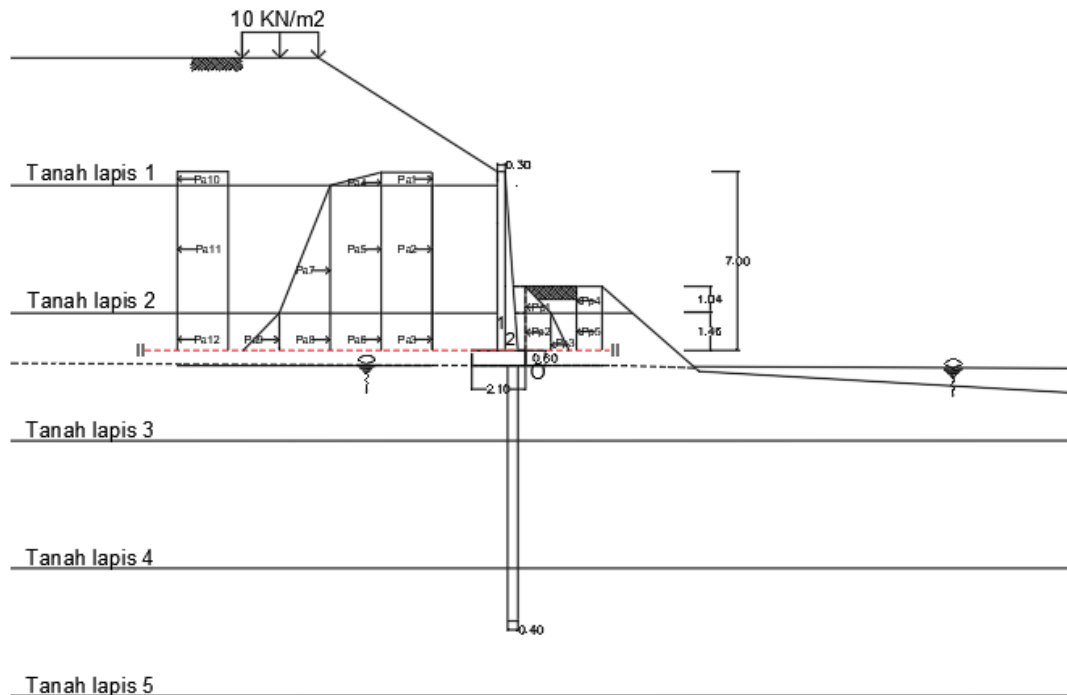
b) Tinjauan Terhadap Geser

$$\begin{aligned} \sigma \text{ geser} &= \frac{2}{3} \times \frac{D}{b \times h} \\ &= \frac{2}{3} \times \frac{67,228}{0,55 \times 1} \\ &= 81,488 < \sqrt{f'c} = \sqrt{25} \text{ Mpa} \\ &= 81,488 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

2) Tinjauan II-II

Pada tinjauan II-II ini, stabilitas internal yang ditinjau adalah badan dinding penahan tanah setinggi 7,6 m. Stabilitas internal dan tekanan

tanah lateral pada tinjauan II-II dapat dilihat pada Gambar 5.73 sebagai berikut.



**Gambar 5. 73 Potongan Stabilitas Internal dan Tekanan Tanah Lateral
Tinjauan II-II Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa**

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

$$\begin{aligned}
 \text{Volume} &= A \times 1 \\
 &= 2,1 \times 1 \\
 &= 2,1 \text{ m}^3 \\
 \text{Berat } W &= \text{volume} \times \text{berat volume beton} \\
 &= 2,1 \times 24 \\
 &= 50,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan gaya vertikal dan momen dapat dilihat pada Tabel 5.35 sebagai berikut.

Tabel 5. 35 Hitungan Momen Vertikal Terhadap Titik O Pada Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Asli dengan Beban Gempa

No Pias	Luas (m ²)	Berat (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	2.1	50.4	0.65	32.76
2	1.75	42	0.333	14
3	1.26	30.24	1.05	31.752
	Σ	122.64		78.512

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

$$\begin{aligned} Pa1 &= q \times Ka1 \times h1 \\ &= 10 \times 0,308 \times 0,54 \\ &= 1,663 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa2 &= q \times Ka2 \times h2 \\ &= 10 \times 0,495 \times 5 \\ &= 1,663 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa4 &= 0,5 \times \gamma b1 \times h1 \times Ka1 \times h1 \\ &= 0,5 \times 14,205 \times 0,54 \times 0,308 \times 0,54 \\ &= 0,653 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa5 &= (\gamma b1 \times h1) \times Ka2 \times h2 \\ &= (14,205 \times 0,54) \times 0,495 \times 5 \\ &= 24,771 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pa7 &= -2 \times c1 \times \sqrt{Ka1} \times h1 \\ &= -2 \times 6,671 \times \sqrt{0,308} \times 0,54 \\ &= -3,998 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pp1 &= 0,5 \times \gamma b2 \times h4 \times Kp2 \times h4 \\ &= 0,5 \times 14,548 \times 1,04 \times 2,019 \times 1,04 \\ &= 15,881 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pp4 &= 2 \times c2 \times \sqrt{Kp2} \times h4 \\ &= 2 \times 9,614 \times \sqrt{2,019} \times 1,04 \\ &= 28,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{ae1} &= \frac{1}{2} \times \gamma \times H1^2 \times (1-K_v) \times K_{ae1} \times B \\
 &= \frac{1}{2} \times 14,205 \times 0,54^2 \times (1-0) \times 0,75 \times 1 \\
 &= 1,559 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{ae2} &= \frac{1}{2} \times \gamma \times H2^2 \times (1-K_v) \times K_{ae2} \times B \\
 &= \frac{1}{2} \times 14,548 \times 5^2 \times (1-0) \times 0,799 \times 1 \\
 &= 141,72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{pe1} &= \frac{1}{2} \times \gamma \times H4^2 \times (1-K_v) \times K_{pe1} \times B \\
 &= \frac{1}{2} \times 14,548 \times 1,04^2 \times (1-0) \times 0,799 \times 1 \\
 &= 6,129 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Adapun rekapitulasi perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif dapat dilihat pada Tabel 5.36 dan Tabel 5.37 sebagai berikut.

Tabel 5. 36 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Aktif Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pa 1	$q.Ka1.h1$	1.663	7.330	12.191
Pa 2	$q.Ka2.h2$	24.771	4.560	112.954
Pa 3	$q.Ka3.h3$	9.557	1.030	9.844
Pa 4	$0,5.\gamma b1.h1.Ka1.h1$	0.653	7.240	4.730
Pa 5	$(\gamma b1.h1).Ka2.h2$	19.460	4.560	88.737
Pa 6	$(\gamma b1xh1+\gamma b2xh2).Ka3.h3$	77.376	1.030	79.697
Pa 7	$0,5.\gamma b2.h2.Ka2.h2$	90.092	3.727	335.746
Pa 8	$(\gamma b2xh2). Ka3. h3$	69.520	1.030	71.605
Pa 9	$0,5.\gamma b3.h3.Ka3.h3$	13.906	0.687	9.549
Pa 10	$-2.c1.\sqrt{Ka1}.h1$	-3.998	7.330	-29.308
Pa 11	$-2.c2.\sqrt{Ka2}.h2$	-67.667	4.560	-308.563
Pa 12	$-2.c3.\sqrt{Ka3}.h3$	-15.692	1.030	-16.163
Pae 1	$0,5.\gamma1.H1^2.(1-Kv).Kae1.B$	1.559	7.195	11.216
Pae 2	$0,5.\gamma2.H2^2.(1-Kv).Kae2.B$	141.672	4.56	646.026
Pae 3	$0,5.\gamma3.H3^2.(1-Kv).Kae3.B$	21.732	1.03	22.384
	Σ	384.604		1050.647

الجامعة الإسلامية
الاستاذ الدكتور

Tabel 5. 37 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Dinding Penahan Tanah Tinjauan II-II Kondisi Perubahan dengan Beban Gempa

Tekanan Tanah	Rumus	Gaya (kN)	Lengan ke O (m)	Momen (kNm)
Pp 1	$0,5 \cdot \gamma b^2 \cdot h^2 \cdot Kp^2 \cdot h^4$	15.881	2.407	38.221
Pp 2	$(\gamma b^2 \cdot h^2) \cdot Kp^3 \cdot h^5$	67.181	1.030	69.197
Pp 3	$0,5 \cdot \gamma b^3 \cdot h^3 \cdot Kp^3 \cdot h^5$	64.606	0.687	44.365
Pp 4	$2 \times c^2 \times \sqrt{Kp^2} \times h^4$	28.410	2.580	73.298
Pp 5	$2 \times c^3 \times \sqrt{Kp^3} \times h^5$	33.823	1.030	34.838
Ppe 1	$0,5 \cdot \gamma^2 \cdot H^4 \cdot (1 - Kv) \cdot Kpe1 \cdot B$	6.129	2.580	15.814
Ppe 2	$0,5 \cdot \gamma^3 \cdot H^5 \cdot (1 - Kv) \cdot Kpe2 \cdot B$	21.732	1.03	22.384
	Σ	237.763		298.116

a) Tinjauan Terhadap Desak

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{desak}} &= \frac{V}{B \times 1} + \frac{\Sigma Ma - \Sigma Mp}{W} \\
 &= \frac{122,64}{0,4 \times 1} + \frac{1050,647 - 298,116 - 78,512}{\frac{1}{6} \times 0,4^2 \times 1} \\
 &= 25582,315 < \alpha_{\text{desak}} \text{ beton } 25 \text{ Mpa} \\
 &= 25582,315 \text{ kN/m}^2 > 25000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tidak Aman)}
 \end{aligned}$$

b) Tinjauan Terhadap Geser

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\text{geser}} &= \frac{2}{3} \times \frac{D}{b \times h} \\
 &= \frac{2}{3} \times \frac{384,604 - 237,763}{0,4 \times 1} \\
 &= 244,735 < \sqrt{f'c} = \sqrt{25} \text{ Mpa} \\
 &= 244,735 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

5.6 Pembahasan

Analisis lereng pada Jembatan Kiringan di aliran Sungai Opak Dusun Kiringan, Desa Canden Sta. 0 + 275 dilakukan untuk mengetahui nilai angka aman pada lereng tersebut. Dalam penelitian ini, dilakukan analisis terhadap lereng asli dan lereng menggunakan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dan *bored pile* pada kondisi asli atau eksisting dengan timbunan dan kondisi perubahan tanpa timbunan. Ketiga keadaan tersebut dianalisis dengan berbagai kondisi yang bertujuan untuk membandingkan hasil ketiganya. Analisis dilakukan dengan perhitungan manual dan program Plaxis 8.6.

Dari hasil analisis lereng asli tanpa beban gempa maupun dengan beban gempa menggunakan program Plaxis 8.6 tidak dapat diketahui nilai aman dari lereng tersebut karena terjadi *soil body collapses*. Untuk itu perlu dilakukan perhitungan manual untuk mengetahui nilai angka aman pada lereng tersebut. Perhitungan manual dilakukan menggunakan metode Fellenius dan didapatkan nilai angka aman sebesar 0,741. Dengan hasil tersebut, maka lereng dalam kondisi labil dan tidak aman karena nilai angka aman tersebut $< 1,25$. Hal tersebut terjadi karena tanah asli pada lokasi tersebut didominasi oleh tanah berpasir yang memiliki nilai sudut gesek dalam dan kohesi yang kecil. Selain itu, berdasarkan hasil pengujian bor log, pada kedalaman 0 – 12 m, kondisi tanah sangat lunak sampai dengan lunak. Hal ini tentu sangat berpengaruh terhadap kekuatan dari tanah tersebut dalam menahan beban yang bekerja.

Kemudian hasil analisis lereng menggunakan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* pada kondisi asli tanpa timbunan menggunakan program Plaxis 8.6 tanpa beban gempa didapatkan nilai angka aman sebesar 1,148 sedangkan dengan beban gempa nilai angka aman tidak dapat diketahui karena terjadi *soil body collapse*. Untuk itu perlu dilakukan perhitungan manual untuk mengetahui nilai angka aman pada lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tanah dan *bored pile* tersebut. Perhitungan manual dilakukan dengan dua tinjauan yaitu eksternal dan internal. Stabilitas eksternal dinding penahan tanah dan *bored pile* kondisi asli tanpa beban gempa didapatkan angka aman terhadap geser sebesar 7,031, angka aman terhadap guling sebesar 1,5, dan angka aman daya dukung tanah

terhadap keruntuhan didapatkan nilai Q_{all} sebesar 252,062 kN. Dengan hasil tersebut, maka stabilitas eksternal lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* tanpa beban gempa aman karena nilai angka aman terhadap geser dan guling $\geq 1,5$ dan nilai angka aman daya dukung tanah terhadap keruntuhan $>$ beban yang bekerja sebesar 245,051 kN. Sedangkan stabilitas internal dinding penahan tanah dan *bored pile* kondisi asli tanpa beban gempa untuk tinjauan I-I terhadap tegangan desak sebesar ($492,674 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2$) dan untuk tegangan geser sebesar ($38.605 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2$). Untuk tinjauan II-II terhadap tegangan desak sebesar ($2548,228 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2$) dan untuk tegangan geser sebesar ($113,091 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2$). Berdasarkan hasil tersebut, maka lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tanah dan *bored pile* kondisi asli tanpa beban gempa aman terhadap stabilitas eksternal maupun stabilitas internal.

Stabilitas eksternal dinding penahan tanah dan *bored pile* kondisi asli dengan beban gempa didapatkan angka aman terhadap geser sebesar 0,744, angka aman terhadap guling sebesar 0,111, dan angka aman daya dukung tanah terhadap keruntuhan didapatkan nilai Q_{all} sebesar 252,062 kN. Dengan hasil tersebut, maka stabilitas eksternal lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* dengan beban gempa tidak aman karena nilai angka aman terhadap geser dan guling $\leq 1,5$ sedangkan nilai angka aman daya dukung tanah terhadap keruntuhan $>$ beban yang bekerja sebesar 245,051 kN. Stabilitas internal dinding penahan tanah dan *bored pile* kondisi asli dengan beban gempa untuk tinjauan I-I terhadap tegangan desak sebesar ($2435,737 \text{ kN/m}^2 < 25000 \text{ kN/m}^2$) dan untuk tegangan geser sebesar ($106,458 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2$). Untuk tinjauan II-II terhadap tegangan desak sebesar ($49785,192 \text{ kN/m}^2 > 25000 \text{ kN/m}^2$) dan untuk tegangan geser sebesar ($333,046 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2$). Berdasarkan hasil tersebut, maka lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tanah dan *bored pile* kondisi asli dengan beban gempa tidak aman terhadap stabilitas eksternal geser dan guling serta stabilitas internal pada tinjauan II-II. Hal ini terjadi karena kekuatan tiang dalam menahan beban momen (M_y) lebih kecil daripada beban yang bekerja serta tegangan desak tanah akibat beban gempa di sekitar dinding penahan tanah dan *bored pile* melebihi

kuat desak beton $f_c' = 25$ Mpa, sehingga struktur mengalami kegagalan berupa patah ataupun pecah.

Selanjutnya untuk hasil analisis lereng menggunakan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* pada kondisi perubahan dengan timbunan menggunakan program Plaxis 8.6 tanpa beban gempa didapatkan nilai angka aman sebesar 1,175 sedangkan dengan beban gempa nilai angka aman tidak dapat diketahui karena terjadi *load soil body collapse*. Untuk itu perlu dilakukan perhitungan manual untuk mengetahui nilai angka aman pada lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tanah dan *bored pile* tersebut. Perhitungan manual dilakukan dengan dua tinjauan yaitu eksternal dan internal. Stabilitas eksternal dinding penahan tanah dan *bored pile* kondisi perubahan tanpa beban gempa didapatkan angka aman terhadap geser sebesar 6,579, angka aman terhadap guling sebesar 1,582, dan angka aman daya dukung tanah terhadap keruntuhan didapatkan nilai Q_{all} sebesar 252,062 kN. Dengan hasil tersebut, maka stabilitas eksternal lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* tanpa beban gempa aman karena nilai angka aman terhadap geser dan guling $\geq 1,5$ dan nilai angka aman daya dukung tanah terhadap keruntuhan $>$ beban yang bekerja sebesar 237,112. Sedangkan stabilitas internal dinding penahan tanah dan *bored pile* kondisi perubahan tanpa beban gempa untuk tinjauan I-I terhadap tegangan desak sebesar ($-393,181 \text{ kN/m}^2 < 11250 \text{ kN/m}^2$) dan untuk tegangan geser sebesar ($19,415 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2$). Untuk tinjauan II-II terhadap tegangan desak sebesar ($692,289 \text{ kN/m}^2 < 11250 \text{ kN/m}^2$) dan untuk tegangan geser sebesar ($21,4 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2$). Berdasarkan hasil tersebut, maka lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tanah dan *bored pile* kondisi perubahan tanpa beban gempa aman terhadap stabilitas eksternal maupun stabilitas internal.

Stabilitas eksternal dinding penahan tanah dan *bored pile* kondisi perubahan dengan beban gempa didapatkan angka aman terhadap geser sebesar 0,907, angka aman terhadap guling sebesar 0,247, dan angka aman daya dukung tanah terhadap keruntuhan didapatkan nilai Q_{all} sebesar 252,062 kN. Dengan hasil tersebut, maka stabilitas eksternal lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah dan *bored pile* dengan beban gempa tidak aman karena nilai angka aman terhadap geser dan guling

$\leq 1,5$ sedangkan nilai angka aman daya dukung tanah terhadap keruntuhan $>$ beban yang bekerja sebesar 237,112. Sedangkan stabilitas internal dinding penahan tanah dan *bored pile* kondisi perubahan dengan beban gempa untuk tinjauan I-I terhadap tegangan desak sebesar ($1164,216 \text{ kN/m}^2 < 11250 \text{ kN/m}^2$) dan untuk tegangan geser sebesar ($81,488 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2$). Untuk tinjauan II-II terhadap tegangan desak sebesar ($25582.314 \text{ kN/m}^2 > 11250 \text{ kN/m}^2$) dan untuk tegangan geser sebesar ($244,735 \text{ kN/m}^2 < 5000 \text{ kN/m}^2$). Berdasarkan hasil tersebut, maka lereng yang diperkuat dengan dinding penahan tanah dan *bored pile* kondisi asli dengan beban gempa tidak aman terhadap stabilitas eksternal geser dan guling serta stabilitas internal pada tinjauan II-II. Hal ini terjadi karena kekuatan tiang dalam menahan beban momen (M_y) lebih kecil daripada beban yang bekerja serta tegangan desak tanah akibat beban gempa di sekitar dinding penahan tanah dan *bored pile* melebihi kuat desak beton $f_c' = 25 \text{ Mpa}$, sehingga struktur mengalami kegagalan berupa patah ataupun pecah.

Secara ringkas perbandingan angka keamanan pada lereng asli, lereng yang diperkuat menggunakan dinding penahan tanah, dan lereng yang diperkuat menggunakan dinding penahan tanah dan *bored pile* dapat dilihat pada Tabel 5.45 sebagai berikut.

Tabel 5. 38 Perbandingan Angka Keamanan pada Lereng Asli, Lereng yang Diperkuat Menggunakan Dinding Penahan Tanah, dan Lereng yang Diperkuat Menggunakan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile*

Parameter	Plaxis		Stabilitas Eksternal		Stabilitas Internal	
	Tanpa Gempa	Dengan Gempa	Tanpa Gempa	Dengan Gempa	Tanpa Gempa	Dengan Gempa
Lereng Asli	<i>Collapse</i>	<i>Collapse</i>	0,741	-	-	-
DPT dan Bored Pile Kondisi Asli	1,148	<i>Collapse</i>	Geser = 7,031 Guling = 1,5 Qall = 252,062 kN	Geser = 0,744 Guling = 0,111 Qall = 252,062 kN	Tinjauan I-I Desak = (492,674 kN/m ² < 11250 kN/m ²) Geser = (38.605 kN/m ² < 5000 kN/m ²)	Tinjauan I-I Desak = (2435,737 kN/m ² < 11250 kN/m ²) Geser = (106,458 kN/m ² < 5000 kN/m ²)
					Tinjauan II-II Desak = (2548,228 kN/m ² < 25000 kN/m ²) Geser = (113,091 kN/m ² < 5000 kN/m ²)	Tinjauan II-II Desak = (49785,192 kN/m ² > 25000 kN/m ²) Geser = (333,046 kN/m ² < 5000 kN/m ²)

Lanjutan Tabel 5. 39 Perbandingan Angka Keamanan pada Lereng Asli, Lereng yang Diperkuat Menggunakan Dinding Penahan Tanah, dan Lereng yang Diperkuat Menggunakan Dinding Penahan Tanah dan *Bored Pile*

Parameter	Plaxis		Stabilitas Eksternal		Stabilitas Internal	
	Tanpa Gempa	Dengan Gempa	Tanpa Gempa	Dengan Gempa	Tanpa Gempa	Dengan Gempa
DPT dan Bored Pile Kondisi Perubahan	1,175	<i>Collapse</i>	Geser = 6,579	Geser = 0,907	Tinjauan I-I	Tinjauan I-I
			Guling = 1,582	Guling = 0,247	Desak = (-393,181 kN/m ² < 11250 kN/m ²)	Desak = (1164,216 kN/m ² < 11250 kN/m ²)
			Qall = 252,062 kN	Qall = 252,062 kN	Geser = (19,415 kN/m ² < 5000 kN/m ²)	Geser = (81,488 kN/m ² < 5000 kN/m ²)
					Tinjauan II-II	Tinjauan II-II
					Desak = (692,289 kN/m ² < 25000 kN/m ²)	Desak = (25582.314 kN/m ² > 25000 kN/m ²)
					Geser = (21,4kN/m ² < 5000 kN/m ²)	Geser = (244,735 kN/m ² < 5000 kN/m ²)

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

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

1. Hasil perhitungan nilai angka aman pada lereng asli menggunakan program Plaxis 8.6 baik pada kondisi tanpa beban gempa maupun dengan beban gempa terjadi *collapse*. Sedangkan perhitungan manual pada lereng tersebut di dapatkan hasil angka aman sebesar 0,741. Dengan nilai Angka aman $< 1,25$, maka lereng labil atau tidak aman terhadap keruntuhan.
2. Hasil perhitungan nilai angka aman pada lereng menggunakan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dan *bored pile* menggunakan program Plaxis 8.6 pada kondisi asli tanpa beban gempa didapatkan nilai angka aman sebesar 1,148. Sedangkan dengan perhitungan manual dengan tinjauan stabilitas eksternal didapatkan nilai angka aman SF geser = 7,031, SF guling = 1,5, dan $Q_{all} = 252,062$ kN. Kemudian hasil perhitungan nilai angka aman pada lereng menggunakan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dan *bored pile* menggunakan program Plaxis 8.6 pada kondisi perubahan tanpa beban gempa didapatkan nilai angka aman sebesar 1,175. Sedangkan dengan perhitungan manual dengan tinjauan stabilitas eksternal didapatkan nilai angka aman SF geser = 6,579, SF guling = 1,582, dan $Q_{all} = 252,062$ kN.
3. Hasil perhitungan nilai angka aman pada lereng menggunakan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dan *bored pile* menggunakan program Plaxis 8.6 pada kondisi asli dengan beban gempa terjadi *collapse*. Sedangkan dengan perhitungan manual dengan tinjauan stabilitas eksternal didapatkan nilai angka aman pada kondisi asli dengan beban gempa nilai SF geser = 0,744, SF guling = 0,111, dan $Q_{all} = 252,062$ kN. Kemudian hasil perhitungan nilai angka aman pada lereng menggunakan perkuatan dinding penahan tanah tipe kantilever dan *bored pile* menggunakan program Plaxis 8.6 pada kondisi

perubahan dengan beban gempa terjadi *collapse*. Sedangkan dengan perhitungan manual dengan tinjauan stabilitas eksternal didapatkan nilai angka aman pada kondisi perubahan dengan beban gempa nilai SF geser = 0,907, SF guling = 0,249, dan $Q_{all} = 252,062$ kN.

6.2 Saran

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

1. Perlu dilakukan analisis beban gempa pada program Plaxis dengan menggunakan metode dinamis.
2. Perlu dilakukan analisis menggunakan program Plaxis dengan versi terbaru.
3. Perlu dilakukan analisis dinding penahan tanah dan *bored pile* dengan dimensi yang berbeda untuk mendapatkan nilai angka aman yang sesuai dengan persyaratan.
4. Perlu dilakukan analisis dengan mempertimbangkan variasi muka air tanah normal maupun saat banjir.
5. Perlu dilakukan perbandingan dengan perkuatan lainnya seperti, perkuatan dengan *mini pile*, *bored pile*, geotekstil, dan lain sebagainya.

DAFTAR PUSTAKA

- Annisa, N. 2018. *Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah dan Perencanaan Perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil pada Bantaran Sungai Gajah Putih. Tugas Akhir.* (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Bowles, J.E. (1977; 1996). *Physical and Geotechnical Properties of Soils.* McGraw-Hill Book Company. USA.
- Hardiyatmo, H. C. 2014. *Analisis dan Perancangan FONDASI I.* Edisi Ketiga. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. 2014. *Analisis dan Perancangan FONDASI II.* Edisi Ketiga. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. 2018. *Mekanika Tanah 1.* Edisi Keenam. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. 2018. *Mekanika Tanah 2.* Edisi Keenam. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Horison, M. A., Saputro, S. A., Wardani, S. P. R., & Hardiyati, S. 2013. *Analisa Geoteknik Dan Penanggulangan Kelongsoran Tanggul Sungai Banjir Kanal Barat Semarang.* <https://ejournal3.undip.ac.id>. Diakses 15 September 2020.
- Kurniawan, D. 2019. *Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah dan Sheet Pile Baja pada Lereng Jalan Tol Balikpapan-Samarinda Sta 2+850 – 3+050. Tugas Akhir.* (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Mina, E., Kusuma, R. I., & Dwimanda, S. 2017. *Analisis Kelongsorang Galian Basement Menggunakan Dinding Penahan Tanah Soldier Pile dengan Software Plaxis.* <https://jurnal.untirta.ac.id>. Diakses 16 September 2020.
- Nurtanti, E. Z. 2019. *Analisis Perkuatan Tanah dengan Menggunakan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang dan Dinding Turap dengan Program Plaxis 8.6 Pada Sungai Pabelan. Tugas Akhir.* (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Septian, R. D., Iswan, I., & Zakaria, A. 2019. *Analisa Kegagalan Struktur Lereng Tanah Pada Jalur Ganda Dengan Menggunakan Analisis Komputasi (Studi Kasus: Sta 208+ 00 Double Track Kereta Api Martapura - Baturaja).* <https://journal.eng.unila.ac.id>. Diakses 16 September 2020.

Standar Nasional Indonesia. 2016. *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa (SNI 2833:20016)*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.

Plaxis. 2018. *Manual Plaxis*.

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



The logo of Universitas Islam Indonesia is a large, light gray watermark in the background. It features a central emblem resembling a stylized flame or a calligraphic symbol, with the word "ISLAM" above it and "UNIVERSITAS" on the left and "INDONESIA" on the right. Below the emblem is the university's name in Arabic script: "الجامعة الإسلامية الأندونيسية".

LAMPIRAN

Lampiran 1. Surat Permohonan Data



FAKULTAS PROGRAM STUDI
TEKNIK SIPIL TEKNIK SIPIL
& PERENCANAAN

Yogyakarta, 22 November 2020

Nomor :
Lampiran :
Hal : Permohonan Izin Penelitian TA & Pengambilan Data untuk TA.

Kepada Yth:

Kepala Pelaksana Badan Penanggulangan Bencana Daerah Kabupaten Bantul
Jalan KH. Wachid Hasyim, Sumuran, Palbapang, Bantul, D.I. Yogyakarta

Assalamu'alaikum Wr.Wb.

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

Berdasarkan alasan-alasan tersebut diatas, maka dengan ini kami memohon bantuannya untuk dapat memberikan Izin Penelitian & Pengambilan Data Detail *Engineering Design*, data topografi, data mutu bahan dan data tanah Jembatan Kiringan untuk keperluan penyusunan Tugas Akhir bagi mahasiswa Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia Yogyakarta dengan rencana judul penelitian "Analisis Perkuatan Tanah Menggunakan Dinding Penahan Tanah Beton Bertulang dan Bored Pile dengan Program Plaxis 8.6 pada Jembatan Kiringan Sungai Opak". Adapun nama mahasiswa tersebut adalah :

Nama : MAHMUD TRY YUDHA PAMUNGKAS
No. Mhs : 16511118
Prodi : Teknik Sipil

Demikian Permohonan ini kami sampaikan, atas bantuannya dan kerjasamanya kami ucapkan banyak terima kasih.

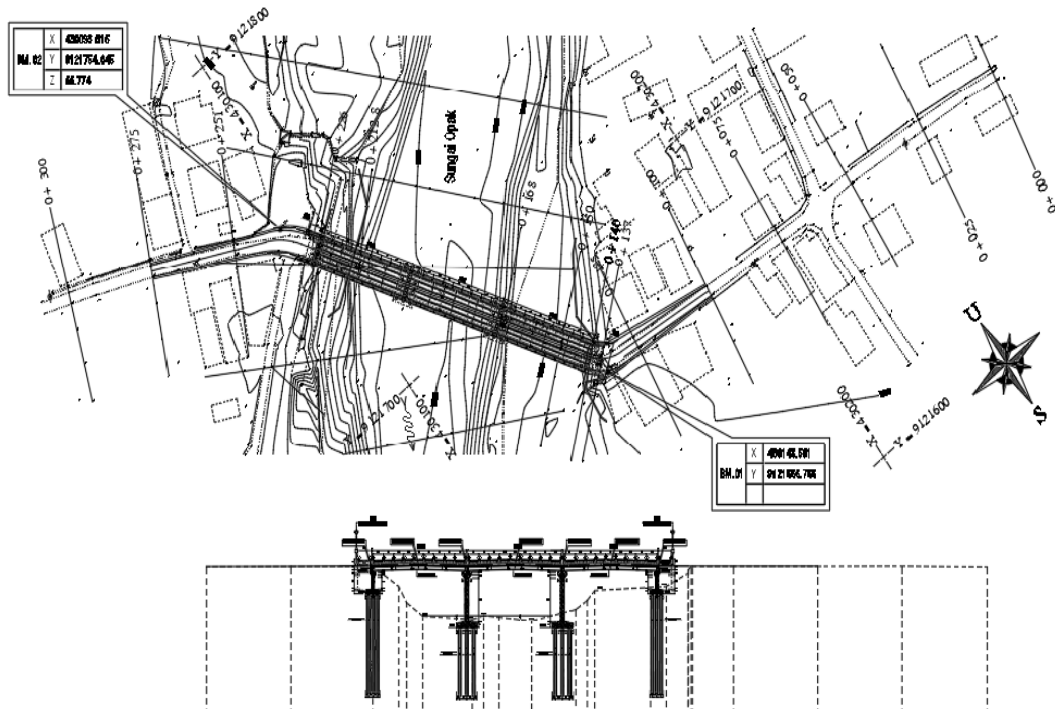
Wasalamu'alaikum Wr.Wb.

Yogyakarta, 22 Desember 2020
Prodi Teknik Sipil

Sri Amiri Yuni Astuti, MT

Gedung UI, Mah. Klaten 111 Sepa Timur
Jl. Kaliurang Km 14,5 Yogyakarta
T. (0274) 896444 ext. 3235
F. (0274) 895300

Lampiran 2. Denah Bor Log



Lampiran 3. Data Bor Log

BORING LOG										
PROJECT : Jembatan Kiringan LOCATION : Kab. Bantul Prov. Yogyakarta				START : 16 Maret 2020 FINISHED : 17 Maret 2020		BOR No. BM.2				
BOR NO. : BM.2				TESTED BY : ANDI JULIANI		End of boring (m)		GWL (m)		
				CHECKED BY : ANDI JULIANI		25,00		12,00		
Depth (m)	DESCRIPTION	Date	PCR	G.W.L	Profil	Sample	N-SPT			N - SPT Chart
							1	2	3	#
0,00	PASIR HALUS BERLANAU, SANGAT LUNAK, ABU-ABU KECOKLATAN									
1,00										
2,00							1	1	2	3
3,00										
4,00										
5,00	PASIR BERLEMPUNG BERLANAU TERDAPAT SEDIKIT BOULDER, LUNAK KE AGAK LUNAK, ABU-ABU KEHITAMAN									
6,00										
7,00							2	2	4	6
8,00										
9,00										
10,00							2	3	5	8
11,00										
12,00							3	9	11	20
13,00										
14,00										
15,00							8	11	13	24
16,00										
17,00	PASIR BERLANAU TERDAPAT DOULDER/CORAL, AGAK LUNAK KE KERAS DAN PADAT, ABU-ABU KEHITAMAN									
18,00										
19,00										
20,00							12	15	17	32
21,00										
22,00							12	16	19	36
23,00										
24,00										
25,00	(AKHIR PENGEBORAN)						14	17	23	40
26,00										
27,00										
28,00										
29,00										
30,00										

Note :	1. Undisturbed Sample (UDS)	<input checked="" type="checkbox"/>
	2. Disturbed Sample (DS)	<input type="checkbox"/>
	3. SPT Test	<input checked="" type="checkbox"/>

1 of 1