

TUGAS AKHIR

**ANALISIS STABILITAS TUBUH BENDUNGAN
MENGUNAKAN METODE BISHOP DAN
PERHITUNGAN REMBESAN DENGAN
PENDEKATAN METODE CASSAGRANDE**

***(ANALYSIS OF THE STABILITY OF THE DAM BODY
USING THE BISHOP METHOD AND SEEPAGE WITH
THE CASSAGRANDE METHOD)***

**(Studi Kasus: Bendungan Pondok, Kabupaten Ngawi,
Jawa Timur)**



الجامعة الإسلامية
الاندونيسية

IMAM KURNIA SANDI

15511242

**PROGRAM SARJANA TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA**

2020

TUGAS AKHIR

ANALISIS STABILITAS TUBUH BENDUNGAN MENGUNAKAN METODE BISHOP DAN PERHITUNGAN REMBESAN DENGAN PENDEKATAN METODE CASSAGRANDE

*(ANALYSIS OF THE STABILITY OF THE DAM BODY
USING THE BISHOP METHOD AND SEEPAGE WITH
THE CASSAGRANDE METHOD)*

**(Studi Kasus: Bendungan Pondok, Kabupaten Ngawi,
Jawa Timur)**

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

Disusun oleh:

Imam kurnia sandi

15511242

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan untuk
memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil
diuji pada tanggal 31 Agustus 2021

Oleh Dewan Penguji


Pembimbing

Hanihdya Kusuma A, S.T., M.T.
NIK: 045110407


Penguji 1

Ir. Akhmad Marzuko, M.T
NIK: 885110107


Penguji 2

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

Mengesahkan
Ketua Program Studi Teknik Sipil




Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T.
NIK: 885110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun merupakan syarat untuk penyelesaian program sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, 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,
Yang membuat pernyataan,



Imam Kurnia Sandi
(15511242)

KATA PENGANTAR

Alhamdulillah, segala puji bagi Allah SWT yang telah memberikan karunia serta pertolongannya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Analisis stabilitas tubuh bendungan menggunakan metode Bishop dan perhitungan rembesan dengan pendekatan Cassagrande*. Tugas akhir ini merupakan salah satu syarat akademik yang harus ditempuh dalam menyelesaikan studi tingkat sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

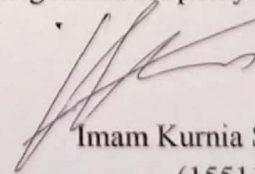
Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak sekali hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik serta bantuan dari berbagai pihak, alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Ibu Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T, selaku Dosen Pembimbing
2. Bapak Ir. Akhmad Marzuko, M.T selaku Dosen Penguji 1
3. Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng selaku Dosen Penguji 2
4. Ibu Dr. Sri Amini Yuni Astutui, MT, selaku ketua prodi sarjana Teknik Sipil UII.
5. Papa, mama, dan abang-abang penulis tercinta yang telah berkorban begitu banyak baik material maupun sprititual
6. Keluarga, Sahabat serta teman-teman semuanya yang selalu menemani dan memberikan dorongan.

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

Yogyakarta,

Yang membuat pernyataan,



Imam Kurnia Sandi
(15511242)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	Erro
r! Bookmark not defined.	
DAFTAR ISI	v
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR TABEL	xv
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xvi
DAFTAR LAMPIRAN	xvii
ABSTRAK	xviii
ABSTRACT	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Tujuan Penelitian	3
1.4. Manfaat Penelitian	3
1.5. Batasan Masalah	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1. Tinjauan Umum	4
2.2. Penelitian Sebelumnya	4
2.2.1. Stabilitas Bendungan	4
2.3. Perbedaan Penelitian yang dilakukan	8
2.4. Keaslian Penelitian	12
BAB III LANDASAN TEORI	13
3.1. Tanah	13
3.1.1. Umum	13
3.1.2. Klasifikasi Tanah	14

3.1.3. Sistem Klasifikasi Tanah Berdasarkan AASHTO	14
3.1.4. Sistem Klasifikasi Tanah Berdasarkan USCS	17
3.2. Bendungan	19
3.2.1. Umum	19
3.2.2. Bendungan Urugan	19
3.2.3. Bendungan zonal	20
3.2.4. Fungsi Bendungan	21
3.3. Rembesan	22
3.3.1. Umum	22
3.3.2. Persamaan Darcy	23
3.3.3. Metode Cassagrande	23
3.3.4. Resiko akibat rembesan	25
3.4. Stabilitas	26
3.4.1. Pengertian stabilitas	26
3.4.2. Syarat-syarat stabilitas bendungan	26
3.4.3. Metode Bishop	27
3.5. Parameter tanah	30
3.5.1. Umum	30
3.5.2. Kohesi	30
3.5.3. Sudut geser dalam	31
3.5.4. Permeabilitas	31
3.6. Gempa	32
3.6.1. Umum	32
3.6.2. Tingkat Risiko Bangunan	35
3.6.3. Peta zona gempa	38
3.7. Software GeoStudio	41
3.7.1. Umum	41
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN	47
4.1. Lokasi penelitian	47
4.2. Bahan dan Alat	47
4.3. Data penelitian	48

4.3.1 Data tanah	48
4.4. Metode Penelitian	52
4.5. Bagan aliran	53
BAB V PEMBAHASAN	56
5.1. Analisis tingkat resiko bendungan	56
5.2. Koefisien Gempa	57
5.3. Perhitungan Rembesan Manual	58
5.3.1. Garis Freatik Kondisi Muka Air Banjir	58
5.3.2. Garis Freatik Kondisi Muka Air Normal	59
5.3.3. Garis Freatik Kondisi Muka Air Minimum	60
5.4. Perhitungan Stabilitas dengan Garis Freatik Manual	61
5.4.1. Stabilitas Lereng Kondisi Muka Air Banjir dengan Garis Freatik Manual	62
5.4.2. Stabilitas Lereng Kondisi Muka Air Normal dengan Garis Freatik Manual	65
5.4.3. Stabilitas Lereng Kondisi Muka Air Minimum dengan Garis Freatik Manual	68
5.4.4. Stabilitas Lereng Kondisi Surut Cepat (<i>Rapid Drawdown</i>) dengan Garis Freatik Manual	71
5.5. Perhitungan Rembesan dengan SEEP/W	75
5.5.1. Debit Rembesan	75
5.6. Perhitungan Stabilitas dengan Garis Freatik SEEP/W	77
5.6.1. Stabilitas Lereng Kondisi Muka air banjir dengan Garis Freatik Hasil SEEP/W	77
5.6.2. Stabilitas Lereng Kondisi Muka Air Normal dengan Garis Freatik Hasil SEEP/W	80
5.6.3. Stabilitas Lereng Kondisi Muka Air Minimum dengan Garis Freatik Hasil SEEP/W	84
5.6.4. Stabilitas Lereng Kondisi Surut Cepat (<i>Rapid Draw Down</i>) dengan Garis Freatik Hasil SEEP/W	87
5.7. Perhitungan stabilitas dengan metode Bishop secara manual	91

5.8. Pembahasan	97
5.7.1. Pembahasan Rembesan	97
5.7.2. Pembahasan stabilitas	100
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	103
6.1. Kesimpulan	103
6.2. Saran	105
DAFTAR PUSTAKA	106



DAFTAR GAMBAR

Gambar 3. 1 Hitungan rembesan cassagrande	24
Gambar 3. 2 Gaya-gaya yang bekerja pada suatu potongan Metode Bishop	29
Gambar 3. 3Tiga fase elemen tanah	30
Gambar 3. 4 Peta Percepatan puncak batuan dasar (<i>SB</i>) untuk probabilitas terlampaui 20% dalam 10 tahun	38
Gambar 3. 5 Peta Percepatan puncak batuan dasar (<i>SB</i>) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 10 tahun	38
Gambar 3. 6 Peta Percepatan puncak batuan dasar (<i>SB</i>) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun	39
Gambar 3. 7 Peta Percepatan puncak batuan dasar (<i>SB</i>) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	39
Gambar 3. 8 Peta Percepatan puncak batuan dasar (<i>SB</i>) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun	40
Gambar 3. 9 Peta Percepatan puncak batuan dasar (<i>SB</i>) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 100 tahun	40
Gambar 3. 10 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007	42
Gambar 3. 11 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007	42
Gambar 3. 12 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007	43
Gambar 3. 13 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007	43
Gambar 3. 14 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007	44
Gambar 3. 15 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007	44
Gambar 3. 16Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007	45
Gambar 3. 17Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007	45
Gambar 3. 18 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007	46
Gambar 3. 19 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007	46
Gambar 4. 1 Lokasi Waduk Pondok	47
Gambar 4. 2 Bagan aliran penelitian	54

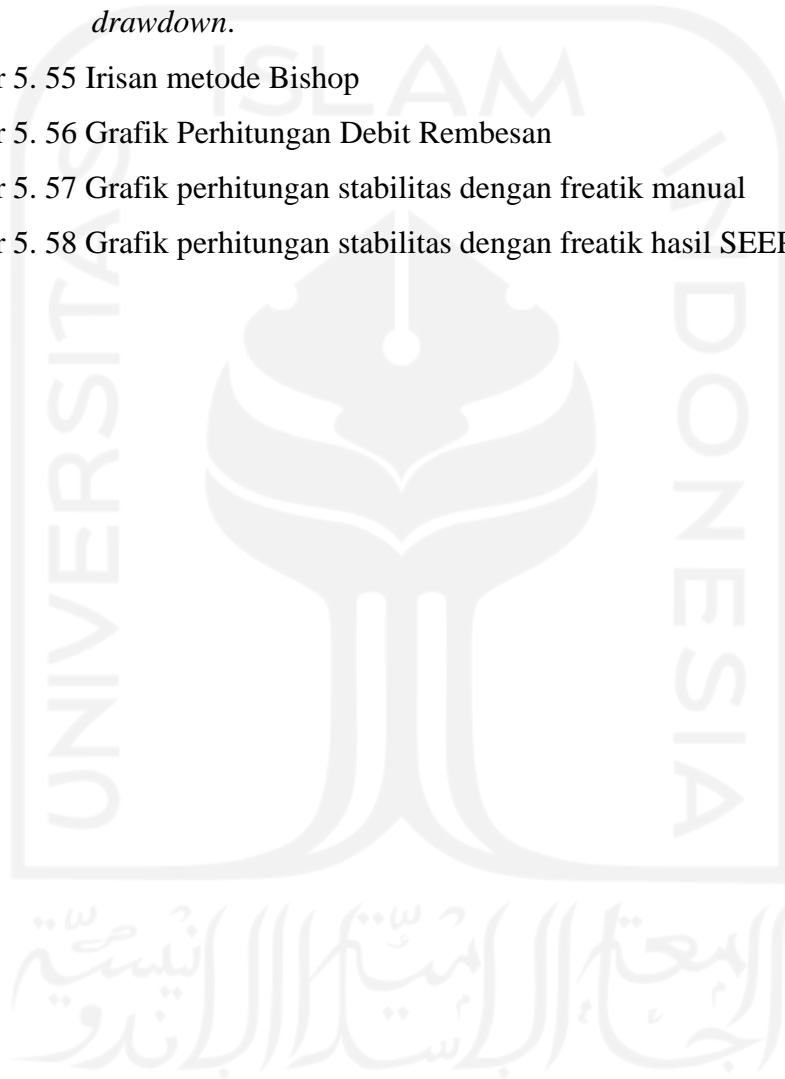
Gambar 4. 3 Bagan Aliran Pemodelan Software	55
Gambar 5. 1 Hasil Perhitungan Rembesan Dengan Dengan Metode Cassagrande Kondisi Muka Air Banjir	58
Gambar 5. 2 Hasil Perhitungan Rembesan Dengan Dengan Metode Cassagrande Kondisi Muka Air Normal	59
Gambar 5. 3 Hasil Perhitungan Rembesan Dengan Dengan Metode Cassagrande Kondisi Muka Air Minimum	60
Gambar 5. 4 Hasil perhitungan stabilitas upstream tanpa gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir	62
Gambar 5. 5 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir	62
Gambar 5. 6 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir	63
Gambar 5. 7 Hasil perhitungan stabilitas downstream tanpa gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir	63
Gambar 5. 8 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir	64
Gambar 5. 9 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir	64
Gambar 5. 10 Hasil perhitungan stabilitas upstream tanpa gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal	65
Gambar 5. 11 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal	66
Gambar 5. 12 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal	66
Gambar 5. 13 Hasil perhitungan stabilitas downstream tanpa gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal	67

Gambar 5. 14 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal	67
Gambar 5. 15 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal	68
Gambar 5. 16 Hasil perhitungan stabilitas upstream tanpa gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum	68
Gambar 5. 17 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum	69
Gambar 5. 18 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum	69
Gambar 5. 19 Hasil perhitungan stabilitas downstream tanpa gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum	70
Gambar 5. 20 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum	70
Gambar 5. 21 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum	71
Gambar 5. 22 Hasil perhitungan stabilitas upstream tanpa beban gempa dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air <i>rapid draw down</i>	72
Gambar 5. 23 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air <i>rapid draw down</i>	72
Gambar 5. 24 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air <i>rapid draw down</i>	73

Gambar 5. 25 Hasil perhitungan stabilitas downstream tanpa beban gempa dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air <i>rapid draw down</i>	73
Gambar 5. 26 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air <i>rapid draw down</i>	74
Gambar 5. 27 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air <i>rapid draw down</i>	74
Gambar 5. 28 Hasil Perhitungan Rembesan Dengan Seep/W Dengan Kondisi Muka Air Banjir	75
Gambar 5. 29 Hasil Perhitungan Rembesan Dengan Seep/W Dengan Kondisi Muka Air Normal	76
Gambar 5. 30 Hasil Perhitungan Rembesan Dengan Seep/W Dengan Kondisi Muka Air Minimum	76
Gambar 5. 31 Hasil perhitungan stabilitas upstream tanpa beban gempa dengan slope/w pada kondisi muka air banjir	77
Gambar 5. 32 Hasil perhitungan stabilitas downstream tanpa beban gempa dengan slope/w pada kondisi muka air banjir	78
Gambar 5. 33 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa OBE pada kondisi muka air banjir	78
Gambar 5. 34 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa OBE pada kondisi muka air banjir	79
Gambar 5. 35 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa MDE pada kondisi muka air banjir	79
Gambar 5. 36 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa MDE pada kondisi muka air banjir	80
Gambar 5. 37 Hasil perhitungan stabilitas upstream tanpa beban gempa dengan slope/w pada kondisi muka air normal.	81
Gambar 5. 38 Hasil perhitungan stabilitas downstream tanpa beban gempa dengan slope/w pada kondisi muka air normal.	81

Gambar 5. 39 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa OBE pada kondisi muka air normal.	82
Gambar 5. 40 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa OBE pada kondisi muka air normal.	82
Gambar 5. 41 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa MDE pada kondisi muka air normal	83
Gambar 5. 42 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa MDE pada kondisi muka air normal.	83
Gambar 5. 43 Hasil perhitungan stabilitas upstream tanpa beban gempa dengan slope/w pada kondisi muka air minimum.	84
Gambar 5. 44 Hasil perhitungan stabilitas downstream tanpa beban gempa dengan slope/w pada kondisi muka air minimum.	85
Gambar 5. 45 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa OBE pada kondisi muka air minimum.	85
Gambar 5. 46 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa OBE pada kondisi muka air minimum.	86
Gambar 5. 47 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa MDE pada kondisi muka air minimum.	86
Gambar 5. 48 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa MDE pada kondisi muka air minimum.	87
Gambar 5. 49 Hasil perhitungan stabilitas upstream tanpa beban gempa dengan slope/w pada kondisi muka air <i>rapid drawdown</i> .	87
Gambar 5. 50 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w pada kondisi muka air <i>rapid drawdown</i> .	88
Gambar 5. 51 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa OBE pada kondisi muka air <i>rapid drawdown</i> .	88
Gambar 5. 52 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa OBE pada kondisi muka air <i>rapid drawdown</i> .	89

Gambar 5. 53 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa MDE pada kondisi muka air <i>rapid drawdown</i> .	89
Gambar 5. 54 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa MDE pada kondisi muka air <i>rapid drawdown</i> .	90
Gambar 5. 55 Irisan metode Bishop	91
Gambar 5. 56 Grafik Perhitungan Debit Rembesan	98
Gambar 5. 57 Grafik perhitungan stabilitas dengan freatik manual	100
Gambar 5. 58 Grafik perhitungan stabilitas dengan freatik hasil SEEP/W	101



DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Terdahulu	8
Tabel 3. 1 Klasifikasi tanah berdasarkan AASHTO	16
Tabel 3. 2 Sitem klasifikasi tanah USCS	18
Tabel 3. 3 Tipe bendungan urugan zonal	20
Tabel 3. 4 Hubungan Antara Sudut Geser Dalam dengan Jenis Tanah	31
Tabel 3. 5 Klasifikasi Permeabilitas	32
Tabel 3. 6 Faktor Amplikasi (FPGA)	34
Tabel 3. 7 Kriteria Beban Gempa Untuk Desain Bendungan	35
Tabel 3. 8 Kriteria Faktor Resiko Untuk Evaluasi Keamanan Bendungan	36
Tabel 3. 9 Kelas Risiko Bendungan dan Bangunan Air	36
Tabel 3. 10 Kriteria Beban Gempa Untuk Desain Bendungan	37
Tabel 4. 1 Hasil Penyelidikan Sondir	51
Tabel 5. 1 Tingkat Risiko Bendungan Pondok	56
Tabel 5. 2 Rekapitulasi perhitungan Bishop kondisi muka air normal	94
Tabel 5. 3 Lanjutan rekapitulasi perhitungan Bishop kondisi muka air normal	94
Tabel 5. 4 Lanjutan Rekapitulasi perhitungan Bishop kondisi muka air normal	95
Tabel 5. 5 Lanjutan rekapitulasi perhitungan Bishop kondisi muka air normal	95
Tabel 5. 6 Lanjutan Rekapitulasi perhitungan Bishop kondisi muka air normal	96
Tabel 5. 7 Rekapitulasi Hasil Debit Rembesan	97
Tabel 5. 8 Hasil Evaluasi Keamanan Bendungan Pondok Berdasarkan Debit Rembesan	97
Tabel 5. 9 Rekapitulasi Hasil Debit Rembesan	99
Tabel 5. 10 Hasil Evaluasi Keamanan Bendungan Pondok Berdasarkan Gradien Hidrolik Rembesan	99
Tabel 5. 11 Rekapitulasi Stabilitas Lereng dengan Garis Freatik Manual	100
Tabel 5. 12 Rekapitulasi Stabilitas Lereng dengan Garis Freatik Hasil seep/w	101

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Notasi :

C	=	Kohesi
Clay	=	Lempung
K	=	Koefisien permeabilitas (cm/dtk)
PP	=	Peraturan Pemerintah
Silt	=	Lanau
Yair	=	Berat jenis air (kg/cm ³)
i	=	Gradien Hidrolik
Q	=	Debit aliran (m ³ /detik)
W	=	Gaya Berat (kN)

Singkatan :

AASHTO	=	American Association of State Highway and Transportation Official
Fs	=	Factor of Safety
SNI	=	Standar Nasional Indonesia
USCS	=	Unified Soil Classification System

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Tanah Uji Penetrasi Standar	109
Lampiran 2 Parameter Tanah Yang Digunakan	110
Lampiran 3 Data Teknis Bendungan	116
Lampiran 4 Data Geometri Bendungan	117
Lampiran 5 Data Geometri Bendungan (Potongan Melintang)	118



ABSTRAK

Bendungan sebagai bangunan penyimpan air haruslah didesain dan direncanakan dari awal dengan tingkat keamanan yang tinggi, ditambah lagi dengan kondisi negara Indonesia berada di *ring of fire* yang memiliki aktivitas seismic yang cukup tinggi. Bendungan Pondok dibangun pada tahun 1992 dan sudah berusia 30 tahun, bendungan ini berada di Kabupaten Ngawi, Provinsi Jawa Timur merupakan sebuah Bendungan dengan tipe urugan zonal.

Pada penelitian ini melakukan analisis stabilitas tubuh bendungan dengan menggunakan metode Bishop dan juga rembesan yang mungkin terjadi dengan menggunakan pendekatan metode Cassagrande. Dan juga dilakukan pengaruh beban gempa OBE dan MDE dalam analisis ini. Penelitian ini dilakukan dengan membandingkan nilai dari software Geostudio dengan nilai dari perhitungan manual yang dilakukan oleh peneliti.

Hasil dari permodelan dengan menggunakan Geostudio 2007 pada penelitian ini didapatkan angka aman lereng pada kondisi muka air banjir tanpa gempa $2,735 > 1,5$ (Aman), dengan beban gempa OBE $1,756 > 1,2$ (Aman), dengan beban gempa MDE sebesar $1,212 > 1$ (Aman), selanjutnya pada kondisi muka air normal stabilitas angka kewanaman tanpa gempa $2,726 > 1,5$ (Aman), dengan beban gempa OBE $1,735 > 1,2$ (Aman), dengan beban gempa MDE sebesar $1,19 > 1$ (Aman), kondisi muka air minimum bendungan angka kewanaman tanpa gempa $2,134 > 1,5$ (Aman), dengan beban gempa OBE $1,577 > 1,2$ (Aman), dengan beban gempa MDE sebesar $1,174 > 1$ (Aman). Dari semua kondisi muka air didapatkan bahwa bendungan dalam keadaan aman. Sedangkan untuk rembesan bendungan disetiap kondisinya didapatkan Bendungan aman terhadap gradien hidrolik rembesan dengan syarat SF 3 pada kondisi Muka Air Banjir dengan nilai SF sebesar 3.01 dan pada kondisi muka air normal dengan SF 3.40. Dan kondisi Air minimum dalam kondisi aman dengan nilai SF 14.2, maka bendungan aman dari permasalahan *piping*.

Kata kunci: Bendungan, stabilitas, rembesan.

ABSTRACT

Dams as air storage structures must be designed and planned from the start with a high level of security, coupled with the condition of the Indonesian state being in the ring of fire which has quite high seismic activity. Pondok Dam was built in 1992 and is 30 years old. This dam is located in Ngawi Regency, East Java Province. It is a dam with a zonal fill type.

In this study, we analyzed the stability of the dam body using the Bishop method and also seepage that might occur using the Cassagrande method approach. And also carried out the influence of earthquake loads OBE and MDE in this analysis. This research was conducted by comparing the value of the Geostudio software with the value of manual calculations carried out by researchers.

The results of modeling using Geostudio 2007 in this study obtained a safe number of slopes in floodwater conditions without an earthquake $2.735 > 1.5$ (Safe), with an OBE earthquake load of $1.756 > 1.2$ (Safe), with an MDE earthquake load of $1.212 > 1$ (Safe), then at normal water level the stability of the safety figure without an earthquake is $2.726 > 1.5$ (Safe), with an OBE earthquake load of $1.735 > 1.2$ (Safe), with an MDE earthquake load of $1.19 > 1$ (Safe), the minimum water level condition of the dam without an earthquake is $2.134 > 1.5$ (Safe), with an OBE earthquake load of $1.577 > 1.2$ (Safe), with an MDE earthquake load of $1.174 > 1$ (Safe). From all water level conditions, it was found that the dam is in a safe condition. As for the seepage of the dam in each condition, the dam is safe against the hydraulic gradient of seepage with the condition that SF 3 is on the flood water level with an SF value of 3.01 and at normal water level conditions with an SF of 3.40. And the minimum water conditions are in safe conditions with an SF value of 14.2, then the dam is safe from piping problems.

Keywords: *Stability, dam, seepage*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Pembangunan infrastruktur menjadi salah satu pekerjaan yang masif dilakukan oleh pemerintah pada saat ini. Terbukti dengan anggaran yang dikucurkan oleh pemerintah pada APBN 2019 sebesar 415 Trilyun, menandakan keseriusan pemerintah pada pembangunan infrastruktur. Salah satu infrastruktur yang gencar dibangun adalah bendungan. Setidaknya selama 5 tahun terakhir pemerintah telah menyelesaikan 65 bendungan diseluruh penjuru tanah air, mulai dari Sabang sampai Merauke.

Berdasarkan Peraturan Pemerintah tentang bendungan, definisi dari bendungan adalah bangunan air yang tersusun dari urugan tanah, urugan batu, beton dan juga pasangan batu yang dipasang untuk menahan laju air atau lumpur, dan juga berfungsi untuk menangkap dan menyimpannya menjadi waduk, dll. Bagian terpenting dari bendungan adalah tubuh bendungan (*main dam*) karena secara umum tubuh bendungan adalah penahan rembesan air ke hilir dan penyangga tandonan air tersebut. Bendungan memiliki banyak sekali manfaat untuk memenuhi kebutuhan dari pada manusia, maka dalam pelaksanaan konstruksinya keamanan dari bendungan haruslah diperhatikan dengan sebaik-baiknya baik ketika sedang dibangun maupun ketika sedang beroperasi.

Pada kesempatan kali ini penulis mengambil topik tentang analisis bangunan tubuh bendungan untuk mengetahui stabilitas dan keamanan dari tubuh bendungan Pondok. Bendungan Pondok ini terletak di Desa Dero, Kecamatan Beringin, Kabupaten Ngawi, Jawa Timur. Bendungan ini dibangun pada tahun 1992 dan sudah berusia 30 tahun, pada perencanaanya bendungan ini menggunakan bendungan dengan urugan, sehingga perlu dianalisis lebih lanjut mengenai zona penyusun tubuh bendungan seperti kemiringan hulu dan hilir bendungan yang

efektif dan efisien dan juga ketebalan masing-masing bagian hulu dan hilirnya. Dimana pada hakekatnya setiap bendungan perlu dilakukan evaluasi terhadap bangunannya, maka dari pada itu perlu dilakukan analisis stabilitas terhadap tubuh bendungan Pondok untuk mengetahui stabilitasnya dan juga keamanan pada tubuh bendungan Pondok. Pada penelitian kali ini penulis menggunakan data tanah pada tahun 1994 dan sepengetahuan penulis belum adanya perkembangan terkait penyelidikan data tanah pada Bendungan Pondok ini.

Di kesempatan kali ini penulis juga berencana menggunakan aplikasi software Geoslope dalam menganalisis stabilitas tubuh bendungan Pondok agar mendapat hasil yang lebih akurat, aplikasi Geoslope merupakan produk perangkat lunak untuk menghitung faktor keamanan tanah dan kemiringan batuan. Dengan aplikasi ini kita dapat menganalisis masalah baik secara sederhana maupun kompleks dengan menggunakan salah satu dari delapan metode kesetimbangan batas untuk berbagai permukaan yang miring, kondisi tekanan pori-air, sifat tanah dan beban terkonsentras

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang diatas maka dapat dirumuskan masalah sebagai berikut.

1. Bagaimana nilai tingkat klasifikasi resiko bendungan?
2. Bagaimana angka keamanan tubuh bendungan dengan kondisi muka air banjir?
3. Bagaimana angka keamanan tubuh bendungan dengan kondisi muka air normal?
4. Bagaimana angka keamanan tubuh bendungan dengan kondisi muka air minimum?
5. Bagaimana angka keamanan tubuh bendungan dengan kondisi muka air *rapid drawdown*?
6. Bagaimana angka keamanan tubuh bendungan dengan menggunakan metode irisan *Bishop*?

7. Bagaimana pengaruh rembesan dan gradien hidrolik pada bendungan terhadap stabilitasnya?

1.3. Tujuan Penelitian

Adapun tujuan penelitian dapat dilihat sebagai berikut.

1. Mengetahui nilai tingkat klasifikasi resiko bendungan.
2. Mengetahui angka keamanan tubuh bendungan dengan kondisi muka air banjir.
3. Mengetahui angka keamanan tubuh bendungan dengan kondisi muka air normal.
4. Mengetahui angka keamanan tubuh bendungan dengan kondisi muka air minimum.
5. Mengetahui angka keamanan tubuh bendungan dengan kondisi muka air *rapid drawdown*.
6. Mengetahui angka keamanan tubuh bendungan dengan menggunakan metode *Bishop*.
7. Mengetatahui nilai rembesan bendungan dan pengaruhnya terhadap stabilitas bendungan.

1.4. Manfaat Penelitian

Manfaat yang dapat diperoleh dari penelitian ini adalah diantaranya sebagai berikut.

1. Menambah wawasan penulis dan pembaca mengenai evaluasi keamanan tubuh bendungan urugan.
2. Menjadi refrensi bagi mereka yang membutuhkan untuk penelitian,dsb.
3. Menjadi data acuan atau perbandingan bagi evaluasi selanjutnya.

1.5. Batasan Masalah

Adapun Batasan masalah pada penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Pada penelitian kali ini digunakan aplikasi software Geostudio.

2. Data yang digunakan pada penelitian kali ini menggunakan data sekunder, sehingga tidak ada turun ke lapangan.
3. Metode yang digunakan pada penelitian kali ini adalah metode Bishop dengan dibantu juga dengan aplikasi software Geostudio sebagai perbandingan.
4. Memperhitungkan jenis mekanisme gempa yang terjadi.
5. Penelitian kali ini hanya sebatas masalah stabilitas lereng dan bidang longsornya, tidak termasuk kedalam metode pelaksanaan bangunan dan Rencana Anggaran Biaya (RAB).



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Tinjauan Umum

Pada BAB sebelumnya telah dibahas mengenai latar belakang, tujuan penelitian, manfaat penelitian serta batasan masalah dari tugas akhir yang akan dilakukan kali ini. Pada BAB ini akan dilanjutkan dengan pemaparan berupa hasil penelitian yang serupa dengan penelitian ini dengan tujuan sebagai referensi penelitian dan juga agar terhindar dari plagiasi penelitian.

Idealnya tinjauan pustaka penelitian adalah yang mencakup evaluasi dan kutipan bidang yang diteliti, hubungan hasil karya yang ditinjau dengan penelitian itu sendiri, baik secara langsung maupun tidak langsung. Tinjauan pustaka juga memuat perbedaan dari pustaka yang ditinjau.

2.2. Penelitian Sebelumnya

Sebagai bahan pertimbangan maka pada BAB ini akan dijelaskan kesimpulan dari penelitian sebelumnya yang serupa guna sebagai acuan dan juga menjadikan penelitian ini menjadi penelitian yang berkembang dari pada penelitian sebelumnya, maka penulis pada kesempatan kali ini mengambil referensi jurnal dari 5 tahun terakhir agar penelitian ini tetap jadi penelitian yang terbaru. Referensi jurnal juga diambil baik dari dalam maupun luar negeri.

2.2.1. Stabilitas Bendungan

Pada dasarnya suatu bendungan haruslah didesain dengan sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan dan keruntuhan tanah dari bendungan tersebut, maka stabilitas tubuh bendungan haruslah diperhitungkan dengan sebaik mungkin.

Dari penelitian Zhang, dkk (2020) yang berjudul “Probabilistic Slope Stability Analysis for Embankment Dams” melakukan analisis stabilitas lereng tanggul bendungan, dimana ketidak stabilan lereng merupakan bentuk umum dari kegagalan suatu bendungan. Mereka mengatakan pada umumnya metode-metode

untuk menganalisis stabilitas lereng mengabaikan ketidakpastian material bendungan, yang mungkin saja melebihi nilai stabilitas dari bendungan itu sendiri. Maka diperlukan perhitungan analisis stabilitas lereng, dan kemudian dilakukan pengecekan terhadap lereng dengan menggunakan konsep probabilitas sederhana dan teknik stabilitas lereng klasik, serta kuat geser diperlukan sebagai variable acak tunggal. Setelah perhitungan dilakukan maka akan mendapatkan kemungkinan nilai kegagalan yang lebih besar pada tanggul bendungannya.

Kemudian dari penelitian Nasmiarta, dkk (2016) dengan judul “ANALISA STABILITAS TUBUH BENDUNGAN PADA PERENCANAAN BENDUNGAN LADONGI KABUPATEN KOLAKA TIMUR SULAWESI TENGGARA” dari Teknik Pengairan Universitas Brawijaya melakukan penelitian terhadap stabilitas tubuh bendungan. Bagian paling penting dari bendungan adalah tubuh bendungan itu sendiri karena menahan rembesan air dari hulu ke hilir, maka dalam perancangannya analisa desain zona-zona penyusun tubuh bendungan harus diperhatikan, karena ketebelan elemen-elemen dari tiap zona berpengaruh terhadap besarnya rembesan dan nilai keamanan tubuh bendungan itu sendiri. Pada penelitian tersebut digunakan 3 dimensi tubuh bendungan yang akan dianalisa ketersediaan material tubuh bendungannya. Kemudian tahap selanjutnya adalah Analisa rembesan dengan menggunakan teori Darcy yaitu persamaan yang menggambarkan aliran suatu fluida melalui media berpori. Hukum tersebut dirumuskan oleh Henry Darcy berdasarkan hasil eksperimen pada aliran air melalui lapisan pasir, yang membentuk dasar hidrogeologi, cabang ilmu kebumihan. Kemudian didapatlah kapasitas rembesan tiap dimensi tubuh bendungan. Pada penelitian ini untuk menganalisa stabilitas lereng digunakan metode *Bishop*, selain itu juga digunakan software aplikasi yang bernama Geoslope sebagai perbandingan antara hasil manual dan aplikasi software.

Sedangkan dari penelitian Riska (2019) dengan judul “Analisis Kestabilan Lereng Bendungan Urug Menggunakan Crosscorrelation Ground Penetrating Radar Terhadap Piezocone Penetration Test di daerah Sangatta PT Kaltim Prima Coal” didapatkan bahwa bendungan tipe urug membutuhkan nilai keamanan stabilitas lereng pada tubuh bendungan agar tidak terjadi kelongsoran. Analisis kestabilan

lereng memerlukan data yang diperoleh dari hasil uji laboratorium sampel tanah berupa data nilai berat dan sudut geser dalam. Salah satunya adalah nilai kohesi. Pada pengujiannya harus dilakukan yang namanya metode *Ground Penetrating Radar* agar mendapatkan nilai kohesi yang natural dan alami. Analisis tersebut akan memperoleh nilai kohesi material dari konstanta dielektrik menggunakan persamaan Ribert dan Campanella (1985). Dari hasil uji laboratorium diperoleh sudut geser dalam dan bobot isi material. Pada penelitian ini didapatkan suatu persamaan empiris $q_c = -0,74 \times \epsilon_r + 3,25$ sehingga memperoleh material properti Tubuh bendungan urug memiliki litologi campuran tanah lempung, lanau dan pasir dengan kohesi 14 kN/m², bobot isi 19 kN/m² dan tipe keruntuhan Mohr Coloumb dengan sudut geser dalam 20⁰. Sedangkan untuk litologi Tanah dasarlempung lunak memiliki bobot isi 20 kN/m² dan kohesi 12 kN/m² dengan tipe keruntuhan undrained. Dan untuk nilai angka keamanan yang diperoleh dari aplikasi Software slide 6.0 ialah sebesar 1,84 tergolong aman tanpa dengan beban maksimum 18 kN/m².

Dari penelitian yang dilakukan Sholeh (2019) dengan judul “Analisis Stabilitas Tubuh Bendungan Pada Bendungan Utama Proyek Waduk Bendo Ponorogo.” disimpulkan bahwa pada bendungan induk terdiri dari 5 tiang yaitu inti saringan, acak, batuan dan rip-rap. Dari penelitian ini bertujuan untuk perbaikan bendungan pondasi, mengetahui debit rembesan, menganalisis kemungkinan pemipaan, menentukan factor stabilitas lereng bendungan. Dari tujuan tersebut setidaknya dibutuhkan data geologi pondasi bendungan, material tanggul, gambar penampang badan bendungan, serta data teknis bendungan. Pada penghitungan rembesan digunakan metode Cassagrande, menghitung angka keselamatan menggunakan metode Fellenius dan software Gepslope. Analisis didapatkan 3 metode perbaikan bendungan: grouting tirai dengan kedalaman 39,83m, grouting konsolidasi dengan kedalaman 5m, dan grouting selimut dengan kedalaman 15m, debit rembesan kapasitas < 1% rata-rata air lewat yang berarti aman, kecepatan rembesan ($7,3816 \times 10^{-7}$ m / detik) < kecepatan kritis (0,004017m / detik) dan 11,97 > 4 berarti aman untuk perpipaan > 1,5 stabilitas lereng dalam berbagai kondisi

tanpa beban gempa yang berarti aman 1.2 stabilitas lereng dalam berbagai kondisi dengan beban gempa yang berarti aman.

Dari penelitian yang dilakukan Renaningsih, dkk (2019) dari jurusan Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Surakarta yang diberi judul “Analisis Stabilitas Tubuh Bendungan Pada Bendungan Gondang Kabupaten Karanganyar.” melakukan penelitian analisis terhadap tubuh bendungan tipe urugan, penelitian ini melakukan studi terhadap karakteristik bahan timbunan dari tubuh bendungan dan juga melakukan analisis terhadap lereng tubuh bendungan. Dari penelitian tersebut didapatkan bahwa tidak memenuhi kriteria gradasi, oleh karena itu diperlukan perbaikan gradasi pada fraksi yang dianggap kurang baik dengan cara menambahkan tanah. Pada penelitian ini juga menggunakan aplikasi Software Geoslope untuk menghitung angka keamanan dari tubuh bendungan, penghitungan dilakukan dengan kondisi setelah selesai konstruksi, muka air normal, banjir, dan surut tiba-tiba. Dari analisis yang dilakukan diperoleh bahwa bendungan aman terhadap kondisi tersebut.

2.3. Perbedaan Penelitian yang dilakukan

Dari tinjauan pustaka diatas, maka didapatkan beberapa perbedaan seperti yang terlihat pada Tabel 2.1 dibawah ini.

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Peneliti	Nasmiarta,dkk. (2016)	Riska. (2019)	Sholeh. (2019)	Rinaningsih. (2019)	Zhank,dkk. (2020)	Imam. (2020)
Judul	Analisa Stabilitas Tubuh Bendungan Pada Perencanaan Bendungan Ladongi Kabupaten Kolaka Kimur Sulawesi Tenggara	Analisis Kestabilan Lereng Bendungan Urug Menggunakan Crosscorelation Ground Penetrating Radar Terhadap Piezocone Penetration Test Di Daerah Sangatta PT.Kaltim Prima Coal	Analisis Stabilitas Tubuh Bendungan Pada Bendungan Utama Proyek Waduk Bendo Ponorogo	Analisis Stabilitas Tubuh Bendungan Pada Bendungan Gondang Kabupaten Karanganyar	Probabilistic Slope Stability Analysis for Embankment Dams	Analisis Stabilitas Tubuh Bendungan Menggunakan Metode Bishop Dan Perhitungan Rembesan Dengan Pendekatan Metode Cassagrande

Peneliti	Nasmiarta,dkk. (2016)	Riska. (2019)	Sholeh. (2019)	Rinaningsih. (2019)	Zhank,dkk. (2020)	Imam. (2020)
Tujuan Penelitian	Mengetahui angka kemanan stabilitas tubuh bendungan dan menganalisa ketersediaan material.	Mengetahui nilai faktor keamanan lereng dengan menggunakan metode <i>crosscorrelation ground penetrating radar</i> terhadap <i>piezocone penetration test</i>	Menentukan angka kemanan stabilitas bendungan dan debit rembesan tubuh bendungan serta menganalisa kondisi pondasi dan kemungkinan piping pada bendungan.	Mengetahui angka kemanan stabilitas bendungan pada kondisi muka air kosong,normal,banjir,dan rapid down serta stabilitas dengan adanya beban gempa.	Menganalisa kestabilan bendungan dengan menggunakan beragam metode probabilitas.	Diharapkan pada penelitian ini dapat mendapatkan nilai <i>safety factor</i> dari tubuh bendungan yang dianalisis dengan beberapa keadaan menggunakan metode Bishop dan juga menggunakan aplikasi software Geostudio
Objek Penelitian	Tubuh bendungan Ladongi,Sulawesi Utara	Lereng bendungan urug daerah Sangata,Kalimantan Timur	Tubuh bendungan pada proyek waduk Bendo Ponorogo	Tubuh bendungan Gondang Kabupaten Karanganyar	<i>Embankments dam</i> atau lereng bendungan.	Tubuh bendungan Pondok,Kabupaten Ngawi,Jawa Timur
Metode Penelitian	Metode yang digunakan dalam	Untuk menganalisis	Dalam menentukan nilai	Metode yang digunakan dalam menganalisis	Dalam penelitian nilai satbilitas	Dalam menganalisis nilai

Peneliti	Nasmiarta,dkk. (2016)	Riska. (2019)	Sholeh. (2019)	Rinaningsih. (2019)	Zhank,dkk. (2020)	Imam. (2020)
	perhitungan stabilitas adalah metode Bishop dan Penggunaan <i>Software Geoslope 2007</i>	factor kemanan lereng digunakan metode <i>Ground Penetrating Radar</i> .	stabilitas digunakan metode <i>Fellenius</i> dan juga aplikasi software <i>Geoslope</i> . Sedangkan untuk perbaikan pondasi digunakan metode <i>grouting</i> .	stabilitas adalah dengan menggunakan aplikasi <i>Geoslope</i> .	bendungan digunakan metode <i>Bishop</i> dan aplikasi <i>Slope 64</i> .	stabilitas bendungan digunakan metode <i>Bishop</i> dan juga aplikasi <i>Geostudio</i> .
Hasil Penelitian	Angka kemanan yang didapat memenuhi kriteria angka minimum yang telah ditentukan sebelumnya.	Dari penelitian diperoleh material property bendungan urug dan juga nilai factor keamanan bendungan. Serta rekomendasi terhadap	Diperlukan adanya perbaikan pondasi dengan cara <i>grouting</i> dan tidak diperlukannya <i>piping</i> pada bendungan.	Dengan menggunakan aplikasi <i>Geoslope</i> dilakukan analisis terhadap bendungan dan menunjukkan bahwa bendungan aman terhadap kondisi-kondisi muka air yang ada. Sedangkan dengan adanya beban gempa, dengan analisis koefisien	Analisis probablistik yang disederhanakan di mana variabilitas spasial menyebabkan perkiraan probabilitas kegagalan yang tidak konservatif, sedangkan	Diharapkan pada penelitian ini diharapkan mendapatkan nilai <i>safety factor</i> dari tubuh bendungan baik dari perhitungan manual dengan metode Bishop ataupun dari aplikasi <i>Geostudio</i> .

Peneliti	Nasmiarta,dkk. (2016)	Riska. (2019)	Sholeh. (2019)	Rinaningsih. (2019)	Zhank,dkk. (2020)	Imam. (2020)
		material timbunan bendungan.		<i>OBE</i> kala ulang 100 tahun, bendungan tetap aman terhadap beban gempa	pendekatan RFEM akan menjadi metode praktis dalam penilaian risiko stabilitas lereng.	

2.4. Keaslian Penelitian

Tugas akhir ini bertujuan untuk menganalisis stabilitas keamanan bendungan dengan menggunakan metode *Bishop* dan juga bantuan aplikasi *Geoslope* sebagai software yang digunakan. Penelitian bertujuan untuk menentukan nilai angka keamanan stabilitas bendungan dengan kondisi muka air kosong, normal, banjir dan rapid down, serta juga bertujuan menentukan angka kermanan bendungan jika diberi beban gempa dengan kondisi muka air sama seperti konidisi yang sebelumnya. Pengecekan pubilkasi menggunakan *google scholar* untuk menunjukkan tidak ada publikasi yang sama.

Oleh karena itu, keaslian penelitian ini dapat dipertanggung jawabkan sesuai dengan asas-asas keilmuan yang ada antara lain kejujuran, objektif, rasional, dan terbuka. Hal ini bertujuan agar penelitian dapat dipertanggung jawabkan sesuai asas yang ada, bisa dipertanggung jawabkan kebenarannya secara ilmiah, keilmuan, dan terbuka terhadap kritikan yang konstruktif.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1. Tanah

3.1.1. Umum

Secara umum tanah merupakan material bangunan yang berasal dari alam yang tersusun dari campuran butiran-butiran dengan ataupun tanpa bahan organik. Definisi umum tanah adalah kumpulan dari bagian-bagian yang padat dan tidak terikat antara satu dengan yang lain (diantaranya mungkin material organik) rongga-rongga diantara material tersebut berisi udara dan air (Verhoef C. , 1994). Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap-ngendap diantara partikel partikel. Ruang diantara partikel-partikel dapat berisi air, udara, ataupun yang lainnya (Hardiyatmo H. C., 1992).

Dalam prosesnya pembentukan tanah bisa terjadi akibat proses kimiawi ataupun proses fisis, proses fisis ini terjadi berupa erosi oleh tiupan angin, pnegikisan oleh air atau glytser sedangkan proses kimiawi menyebabkan terjadinya perubahan pada susunan mineral batuan yang asli. Hal ini disebabkan oleh adanya air yang mengandung asam alkali, oksigen dan karbondioksida (Wesley, 1977).

Pada dasarnya semua jenis tanah tersusun dari butiran tanah, air, dan udara yang terdapat dalam ruangan antara butir-butir tersebut, biasanya ruangan ini disebut dengan pori (*void*). Tanah bisa dikatakan kering apabila dalam pori tidak terdapat air sama sekali, tetapi kejadian ini sangat jarang ditemukan di kondisi lapangan, kemungkinan air tidak ada didalam pori hanya mungkin terjadi jika dilakukan dengan tindakan khusus untuk menghiangkan kandungan air pada tanah dengan cara misalnya memanaskan tanah didalam oven.

Pengertian tanah menurut Bowles (1984) tanah adalah campuran partikel-partikel yang terdiri dari salah satu atau seluruh jenis berikut.

1. Berangkal (*boulders*) merupakan potongan batuan yang besar, biasanya lebih besar dari 250 sampai 300 mm dan untuk ukuran 150 mm sampai 250 mm, fragmen batuan ini disebut kerakal (*cobbles/pebbles*).
2. Kerikil merupakan partikel batuan yang berukuran 5 mm sampai 150 mm.
3. Pasir (*sand*) merupakan partikel batuan yang berukuran 0,074 mm sampai 5 mm, yang berkisar dari kasar dengan ukuran 3 mm sampai 5 mm sampai bahan halus yang berukuran < 1 mm.
4. Lanau (*silt*) merupakan partikel batuan yang berukuran dari 0,002 mm sampai 0,0074 mm.
5. Lempung (*clay*) merupakan suatu partikel mineral yang berukuran lebih kecil dari 0,002 mm yang merupakan sumber utama dari kohesi pada tanah yang kohesif.
6. Koloid (*colloids*) merupakan partikel mineral yang diam dan berukuran lebih kecil dari 0,001 mm

3.1.2. Klasifikasi Tanah

Pada dasarnya pengklasifikasian dibedakan berdasarkan sifat-sifat indeks tanah seperti distribusi ukuran dan plastisitas. Terdapat beberapa system klasifikasi tanah yang dipakai dari hasil pengembangan sitem yang telah ada sebelumnya. Sistem-sistem tersebut memperhitungkan distribusi ukuran butiran dan batas-batas Atterberg, sistem-sistem tersebut adalah sistem klasifikasi AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Official) dan sistem klasifikasi tanah unified (USCS).

3.1.3. Sistem Klasifikasi Tanah Berdasarkan AASHTO

Sistem klasifikasi AASHTO bermanfaat untuk menentukan kualitas suatu tanah guna pekerjaan jalan yaitu lapis dasar (subbase) dan tanah dasar (subgrade). Karena sistem ini ditujukan untuk pekerjaan jalan tersebut, maka penggunaan sistem ini dalam praktek harus dipertimbangkan terhadap maksud dan tujuan aslinya. Sistem klasifikasi AASHTO membagi tanah kedalam 8 kelompok, yaitu A-1 sampai A-8 termasuk

subkelompok. Sistem yang direvisi (Proc. 25 th Annual Meeting of Highway Research Board, 1945) menetapkan delapan kelompok dasar tanah tetapi menambahkan dua sub kelompok dalam A-1, empat kelompok dalam A-2, dua sub kelompok dalam A-7. Sedangkan kelompok A-8 tidak diperlihatkan tetapi yaitu gambut atau rawang yang ditentukan berdasarkan klasifikasi visual. Tanah dalam setiap kelompoknya ditinjau kembali terhadap indeks kelompok, yang dihitung dengan rumus- rumus empiris. Pengujian yang dilakukan hanya analisis saringan dan batas-batas Atterberg (Bouwles, 1984). Adapun system klasifikasi ini didasarkan pada kriteria dibawah ini.

1. Ukuran Butir

Kerikil: bagian tanah yang lolos dari ayakan diameter 75 mm (3in) dan yang tertahan pada ayakan no. 10 (2 mm).

Pasir: bagian tanah yang lolos ayakan no.10 (2mm) dan yang tertahan pada ayakann no. 200 (0.075 mm).

Lanau dan lempung: bagian tanah yang lolos ayakan no. 200.

2. Plastisitas

Plastisitas ialah kemampuan tanah menyesuaikan perubahan bentuk pada volume konstan tanpa retak-retak atau remuk. Tergantung dari kadar air, tanah dapat berbentuk cair, plastis, semi padat, atau padat.

3. Jika batuan (ukuran lebih besar dari 75 mm) ditemukan dalam sampel tanah yang akan ditentukan klasifikasi tanahnya, maka batuan-batuan tersebut harus dikeluarkan dahulu, tetapi persentase dari tanah yang dikeluarkan harus dicatat.

Apabila dalam sistem klasifikasi ini dipakai untuk mengklasifikasi tanah, maka data dari uji di cocokan dengan data yang ada didalam Tabel 3.1.

Tabel 3. 1 Klasifikasi tanah berdasarkan AASHTO

Klasifikasi Umum	Tanah berbutir (35 atau kurang dari seluruh contoh tanah lolos ayakan No. 200)							Tanah lanau-lempung (lebih dari 35 % dari seluruh contoh tanah lolos ayakan No. 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Klasifikasi Kelompok	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5* A-7-6*
Analisis ayakan (% lolos)											
No. 10	≤ 50	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
No. 40	≤ 30	≤ 50	≤ 51	---	---	---	---	---	---	---	---
No. 200	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36
Sifat fraksi yang lolos ayakan No. 40											
batas cair (LL)	---	---	---	≤ 41	≥ 41	≤ 40	≥ 40	≤ 40	≤ 41	≤ 40	≥ 41
Indeks elastisitas (PI)	≤ 6	---	NP	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11
Tipe material yang paling dominan	Batu pecah, kerikil dan pasir		Pasir halus	Kerikil dan pasir yang berlanau atau berlempung				Tanah berlanau		Tanah berlempung	
Penilaian sebagai bahan dasar tanah	Baik sekali sampai baik							sedang sampai jelek			

Keterangan: * Untuk A-7-5, $PI \leq LL - 30$

** Untuk A-7-6, $PI > LL - 30$

sumber: Das B. , 1995

3.1.4. Sistem Klasifikasi Tanah Berdasarkan USCS

Pada penerapannya sistem klasifikasi tanah USCS ini merupakan system yang paling banyak digunakan untuk pekerjaan teknik fondasi seperti bendungan, bangunan atau konstruksi yang sejenis. Awalnya system ini diperkenalkan oleh Casagrande pada tahun 1942. Pada sistem ini garis besarnya adalah membedakan tanah atas tiga kelompok, yaitu :

1. Tanah berbutir kasar < 50% lolos saringan no. 200.
2. Tanah berbutir halus > 50% lolos saringan no. 200.
3. Tanah organik yang dapat diketahui dari warna, bau dan sisa-sisa tumbuhan yang terkandung didalamnya.

Sistem klasifikasi ini memperhatikan pada beberapa faktor sebagai berikut sebagai acuannya.

1. Persentase yang lolos ayakan no. 200 dan lolos ayakan no. 4.
2. Koefisien keseragaman (Cu) dan koefisien gradasi (Cc).
3. Batas cair (LL) dan indeks plastisitas (PI).

Adapun simbol-simbol yang digunakan dalam klasifikasi ini adalah sebagai berikut.

- a. G = *gravel* (kerikil),
- b. S = *sand* (pasir),
- c. C = *clay* (lempung),
- d. M = *silt* (lanau),
- e. O = *organic silt or clay* (lanau atau lempung organik),
- f. Pt = *peat and highly organic soil* (tanah gambut dan tanah organik tinggi)
- g. W = *well graded* (tanah dengan gradasi baik),
- h. P = *poorly graded* (tanah dengan gradasi buruk),
- i. L = *low plasticity* (plastisitas rendah, nilai LL < 50), dan
- j. H = *high plasticity* (plastisitas tinggi, nilai LL > 50).

Pengelompokan klasifikasi tanah dapat dilihat pada table 3.2 dibawah ini:

3.2. Bendungan

3.2.1. Umum

Secara umum bendungan adalah bangunan air yang dibangun secara melintang sungai, sedemikian rupa agar permukaan air sungai di sekitarnya naik sampai ketinggian tertentu, sehingga air dari sungai dapat dialirkan melalui pintu sadap ke saluran-saluran pembagi kemudian hingga ke lahan-lahan pertanian. (Kartasapoetra, 1991).

Berdasarkan konstruksinya terdapat beberapa jenis bendungan yang ada diantaranya.

1. Bendungan serba sama (*Homogeneous Dams*), merupakan bendungan yang lebih dari setengah volumenya terdiri dari bahan-bahan bangunan yang seragam.
2. Bendungan urugan berlapis (*Zoned Dams*), merupakan bendungan yang terdiri dari beberapa lapisan yaitu lapisan kedap air (*WaterTight Layer*), lapisan batu (*Rock Zones*), lapisan batu teratur (*Rip-rap*) dan lapisan pengering (*Filter zones*).
3. Bendungan urugan batu dengan lapisan kedap air di muka (*Impermeable Face Rock Fill Dams*), merupakan bendungan urugan batu berlapis-lapis yang lapisan kedap airnya diletakan disebelah hulu bendungan. Lapisan yang biasanya digunakan yaitu aspal dan beton bertulang.
4. Bendungan beton (*Concrete Dams*), merupakan bendungan yang dibuat dari konstruksi beton baik dengan tulangan atau tanpa tulangan.

3.2.2. Bendungan Urugan

Pada penelitian kali ini yang menjadi objek titik berat dari penulis adalah bendungan urugan. Secara garis besar bendungan urugan adalah bendungan yang dibangun dari hasil penggalian bahan tanpa tambahan lain yang bersifat campuran secara kimia, jadi benar-benar bahan pembentuk bendungan asli.

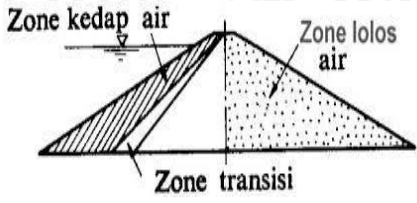
3.2.3. Bendungan zonal

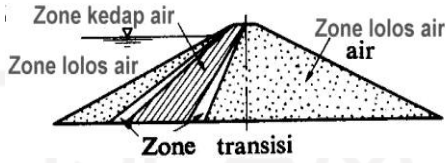
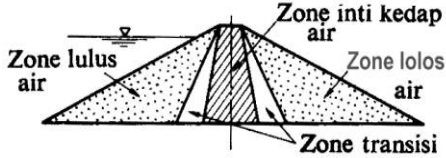
Suatu bendungan bisa dikatakan bendungan zonal apabila timbunan yang menyusun tubuh bendungan terdiri dari batuan dengan gradasi (susuna ukuran butiran) yang berbeda dalam urutan-urutan per lapisan tertentu. Pada bendungan ini penyangga utama dibebankan pada timbunan yang lulus air (zone lulus air). Sedangkan sebagai penahan rembesan air dibebankan kepada timbunan yang kedap air (zone kedap air).

Berdasarkan letak kedudukan dari zone kedapnya tipe zonal ini dibedakan menjadi 3 (Tabel 3.3).

1. Bendungan zonal dengan tirai kedap air, yaitu bendungan zonal dengan zoan kedap airnya yang membentuk lereng udik bendungan tersebut
2. Bendungan zonal dengan inti kedap air miring, yaitu bendungan zonal yang zone kedap airnya terletak pada posisi didalam tubuh bendungan dan berkedudukan miring ke arah hilir bendungan.
3. Bendungan zonal dengan inti bertikal, yaitu bendungan zonal yang zone kedap airnya berada pada posisi didalam tubuh bendungan dengan kedudukan vertikal, inti tersebut terletak dibidang tengah dari tubuh bendungan.

Tabel 3. 3 Tipe bendungan urugan zonal

Type	Skema umum	Keterangan
Bendungan Tirai		Apabila bahan pembentuk tubuh bendungan terdiri dari bahan yang lulus air, tetapi diberi tirai kedap air di udiknya.

Type	Skema umum	Keterangan
Bendungan inti miring		Apabila bahan pembentuk tubuh bendungan terdiri dari bahan yang lulus air, tetapi diberi inti kedap air dibagian hilir.
Bendungan inti vertikal		Apabila bahan pembentuk tubuh bendungan terdiri dari bahan yang lulus air, tetapi diberi inti kedap air yang berkedudukan vertikal di hilirnya.

3.2.4. Fungsi Bendungan

Menurut Widhi (2007) bendungan mempunyai beberapa fungsi diantaranya.

1. Irigasi

Pada saat musim hujan, air hujan yang turun di daerah tangkapan air sebagian besar akan ditampung sehingga pada musim kemarau air yang tertampung tadi akan dapat dimanfaatkan untuk berbagai keperluan, antara lain sebagai irigasi lahan pertanian.

2. Sebagai PLTA

Waduk dapat dikelola untuk mendapatkan kapasitas listrik yang dibutuhkan. Pembangkit listrik tenaga air (PLTA) merupakan suatu sistem pembangkit listrik yang biasanya terintegrasi dalam sebuah bendungan dengan memanfaatkan energi

melalui aliran mekanis untuk memutar turbin, dan diubah menjadi energi listrik melalui generator.

3. Pengelolaan banjir

Selain menjadi sumber air irigasi dan PLTA, bendungan juga bisa dimanfaatkan sebagai bahan baku air minum dimana daerah perkotaan sangat langka dan sulit dengan air bersih.

4. Pengendali banjir

Sungai dengan debit yang besar jika tidak dikendalikan akan membahayakan masyarakat sekitar yang ada disekitar sungai, maka permasalahan tersenut dapat dijadikan latar belakang dinagunnya sebuah waduk. Pada saat musim hujan, air hujan yang turun didaerah tangkapan hujan sebagian besar akan mengalir ke hilir sungai yang biasanya mengakibatkan banjir dikawasan hilir sungai tersebut. Dengan dibangunnya bendungan pada daerah hulu sungai tersebut akan dapat mengendalikan debit sungai yang ada, sehingga pada saat musim hujan kemungkinan terjadinya banjir tersebut dapat dikurangi dan pada musim kemarau air yang ditampung tadi dapat dimanfaatkan oleh masyarakat.

3.3. Rembesan

3.3.1. Umum

Pada dasarnya air yang disimpan di dalam suatu waduk akan cenderung mencari jalan keluar (mengalir) ke bagian hilirnya. Rembesan ialah air waduk yang mencari jalannya melalui material yang porus atau suatu rekahan baik yang ada didalam tubuh maupun fondasinya. Tekanan air rembesan dapat menimbulkan alur baru atau alur eksisting hingga bendungan rekah. Oleh sebab itu, pengendalian rembesan merupakan factor yang penting dalam pelaksanaan konstruksi bendungan. Ketika tekanan rembesan ke atas, yang terjadi dalam tanah sama dengan ic , maka tanah berada pada kondisi mengapung. Keadaan semacam ini dapat berakibat terangkutnya butir-butir tanah halus, sehingga terjadi pipa-pipa didalam tanah yang disebut *piping* yang membentuk rongga-rongga dapat mengakibatkan fondasi bangunan mengalami penurunan, sehingga stabilitas bendungan tertanggu (Hardiyatmo H, 2010).

3.3.2. Persamaan Darcy

Persamaan ini merupakan prinsip yang mengatur bagaimana cairan bergerak di bawah permukaan. Hukum Darcy merupakan persamaan yang mendefinisikan kemampuan suatu fluida mengalir melalui media berpori. Hukum Darcy juga boleh dikatakan sebagai jumlah volume fluida yang mengalir dalam suatu akuifer adalah hasil perkalian antara kecepatan dan luas penampang yang dialiri fluida tersebut (3.1).

$$\text{Rumus umum: } Q = A \cdot V \quad (3.1)$$

$$\text{Rumus turunan: } dh/dl = i$$

$$Q = -K \cdot A \cdot \frac{hl}{L}$$

$$Q = -K \cdot A \cdot \frac{dh}{dL}$$

$$V = Q/A = -K \cdot \frac{dh}{dL}$$

Dengan :

Q : Debit aliran (m³/s)

V : Kecepatan Darcy atau specific discharge (cm/s),

K : Konduktivitas hidrolik (ketetapan) (cm/s),

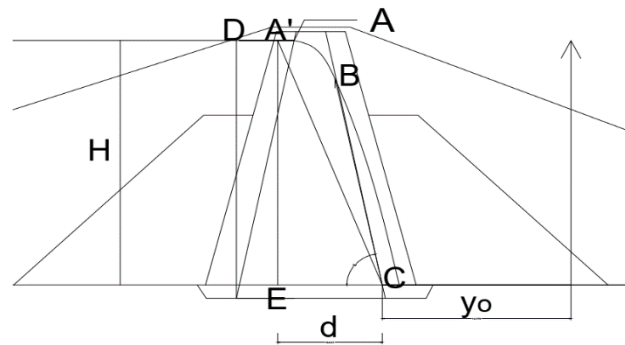
i : Landaian hidrolik,

A : Luas penampang (m²)

L : Panjang lapisan yang dilewati rembesan (m)

3.3.3. Metode Cassagrande

Pada dasarnya metode cassagrande (1937) ini menggunakan pengujian model dalam perhitungannya rembesannya, dalam hal ini dimisalkan parabola AB berawal dari titik A' seperti yang ada dalam gambar, dengan nilai A'A = 0,3 x AD. Pada modifikasi ini, nilai d digunakan dalam 4 persamaan merupakan jarak horizontal antara titik E dan C (Hardiyatmo, 2006). Dapat dilihat pada Gambar 3.1 berikut ini.



Gambar 3. 1 Hitungan rembesan cassagrande

(Hardiyatmo H. , Mekanika Tanah I, 2006)

Pada Gambar 3.1 diatas bagian ujung tumit hilir bendungan dianggap sebagai titik awal koordinat dengan sumbu - sumbu x dan y, maka garis depresi (pola aliran) didapatkan dengan persamaan parabola bentuk dasar sebagai berikut (Persamaan 3.2, Persamaan 3.3, Persamaan 3.4).

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \quad (3.2)$$

$$y = \sqrt{2y_0x + y_0^2} \quad (3.3)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 - d^2} - d \quad (3.4)$$

Dengan :

H = Jarak vertikal antara titik A' dan E

d = Jarak horizontal antara titik E dan C

α = Sudut hilir bendungan

a = Muka air basar hilir rembesan

C = Ujung tumit hilir bendungan

A = Titik perpotongan antara permukaan air waduk dan lereng udik bendungan

B = Titik perpotongan antara permukaan rembesan dan lereng hilir bendungan.

A' = titik yang terletak sejauh 0.311, horizontal ke arah hulu dari titik A

Dengan kesalahan sebesar kira - kira 4 – 5 %, s dapat dianggap merupakan garis lurus $A'C$, maka,

$$s = \sqrt{(d^2 + H^2)}$$

Kombinasi persamaan memberikan,

$$a = \sqrt{(d^2 + H^2)} - \sqrt{(d^2 - H^2 \tan^2 \alpha)}$$

Besarnya debit rembesan dapat ditentukan dengan persamaan,

$$q = k \cdot y \cdot o$$

3.3.4. Resiko akibat rembesan

Mengacu pada pedoman Grouting Untuk Bendungan Departemen Pekerjaan Umum-SDA yang mengacu pada batasan yang berlaku di Jepang (Japanese Institute of Irrigation and Drainage 1988) nilai angka rembesan yang diperkenankan pada bendungan yaitu sebanyak total rembesan dari waduk yang melewati pondasi dan badan bendungan tidak boleh lebih dari 1% rata-rata debit sungai yang masuk ke dalam waduk. Bila air rembesan mengalir dari suatu lapisan berbutir lebih halus menuju lapisan yang lebih kasar, memungkinkan terangkutnya butiran lebih halus lolos melewati bahan yang lebih kasar tersebut dapat terjadi. Erosi butiran ini akan mengakibatkan turunnya tahanan aliran air dan naiknya gradien hidrolik. Bila kecepatan aliran membesar akibat dari pengurangan tahanan aliran yang berangsur-angsur turun, maka akan terjadi erosi butiran yang lebih besar lagi, sehingga membentuk suatu pipa-pipa di dalam tanah yang dapat mengakibatkan keruntuhan pada bendungan. Lebih dari sepertiga kejadian keruntuhan bendungan, diakibatkan adanya rembesan air melalalui pondasi dan atau tubuh bendungan. Rembesan merupakan hal yang biasa pada bendungan tanah dan pada umumnya tidak menimbulkan masalah. Namun rembesan yang tidak dapat terkontrol menyebabkan erosi pada timbunan atau pada pondasi yang dapat mengakibatkan aliran buluh. Erosi buluh yaitu erosi yang berkembang pada bendungan. Diawali dari titik pusat rembesan yang mempunyai beda tinggi tekanan yang cukup besar sehingga dapat menimbulkan kecepatan yang menimbulkan erosi. Apabila gaya yang menahan

rembesan seperti kohesi, pengaruh saling mengunci (*interlocking*), berat pertikel tanah, pengaruh filter di hilir lebih kecil dari pada gaya erosinya, maka pertikel tanah dapat hilang dan menimbulkan aliran buluh.

Keruntuhan akibat rembesan pada umumnya disebabkan oleh.

1. Pondasi lulus air.
2. Rembesan melalui timbunan.
3. Bocoran pada pipa pengeluaran (*conduit*).
4. Longsoran pada tubuh bendungan.

3.4. Stabilitas

3.4.1. Pengertian stabilitas

Stabilitas bendung yaitu perhitungan kontruksi untuk menentukan ukuran bendung agar mampu menahan muatan dan gaya yang bekerja padanya dalam segala kondisi, dalam hal ini termasuk terjadinya angin kencang dan gempa bumi hebat dan banjir besar serta keadaan yang lainnya. Syarat-syarat stabilitas kontruksi seperti lereng disebelah hulu dan hilir bendung tidak mudah longsor, harus aman terhadap geseran, harus aman terhadap rembesan, dan harus aman terhadap penurunan bendung.

Perhitungan konstruksi yang dilakukan untuk menentukan dimensi bendung (*weir*) agar mampu menahan muatan dan gaya yang bekerja pada bendung dalam segala keadaan, termasuk banjir besar dan gempa bumi. Penyelidikan geologi teknik, ditujukan untuk mengetahui apakah pondasi bendung cukup kuat untuk menahan segala kondisi tersebut, apakah rembesan airnya tidak membahayakan konstruksi, dan apakah bendung dapat dioperasikan bagi penggunaan airnya dalam jangka waktu yang lama minimal 30 tahun. (Setiawan, 2017)

3.4.2. Syarat-syarat stabilitas bendungan

Pada dasarnya stabilitas bendungan memiliki beberapa syarat yang harus ada agar bendungan dalam kondisi yang stabil, diantaranya.

1. Pada konstruksi batu kali dengan menggunakan selimut beton, tidak boleh terjadi tegangan tarik.

2. Momen tahan harus lebih besar dari pada momen guling.
3. Konstruksi tidak boleh terjadi geseran.
4. Tegangan tanah tidak boleh melebihi dari tegangan tanah yang diijinkan.
5. Setiap titik yang ada pada seluruh konstruksi tidak boleh terangkat oleh gaya ke atas (*balance*) antara tekanan ke atas dan tekanan ke bawah.

Stabilitas bendungan bisa terganggu dari berbagai kemungkinan bahaya-bahaya yang ada, diantaranya.

1. Gelincir (*sliding*)

Bendung bisa dikatakan stabil terhadap bahaya geser jika hasil perbandingan antara jumlah gaya vertikal dikalikan sudut geser tanah dengan jumlah gaya-gaya horisontal harus lebih besar dari nilai keamanan yang telah ditentukan.

2. Guling (*overtuning*)

Bangunan akan aman terhadap guling, apabila semua gaya-gaya yang bekerja pada bagian bangunan di atas bidang horisontal, termasuk gaya angkat, harus memotong bidang guling dan tidak boleh ada tarikan pada bidang irisan manapun, tiap bagian bangunan diandaikan berdiri sendiri dan tidak mungkin ada distribusi gaya-gaya melalui momen lentur.

3.4.3. Metode Bishop

Metode Bishop adalah Metode yang diperkenalkan oleh A.W. Bishop dengan menggunakan cara potongan dimana gaya-gaya yang bekerja pada tiap potongan dipakai untuk menganalisis permukaan gelincir (*slip surface*) yang berbentuk lingkaran. Dalam metode ini diasumsikan bahwa gaya-gaya normal total berada/bekerja dipusat alas potongan dan bisa ditentukan dengan menguraikan gaya-gaya pada potongan secara vertikal atau normal. Persyaratan keseimbangan harus dipakai pada potongan-potongan yang membentuk lereng tersebut. Metode Bishop menganggap bahwa gaya-gaya yang bekerja pada irisan mempunyai resultan nol pada arah vertikal (Monintja, 2014).

Pada sebagian besar metode analisis, gaya normal diasumsi bekerja dipusat badan bendungan. Ini diterapkan pada sejumlah asumsi. Metode Bishop ini menggunakan asumsi sebanyak $(2n - 1)$. Prinsip dasarnya sebagai berikut.

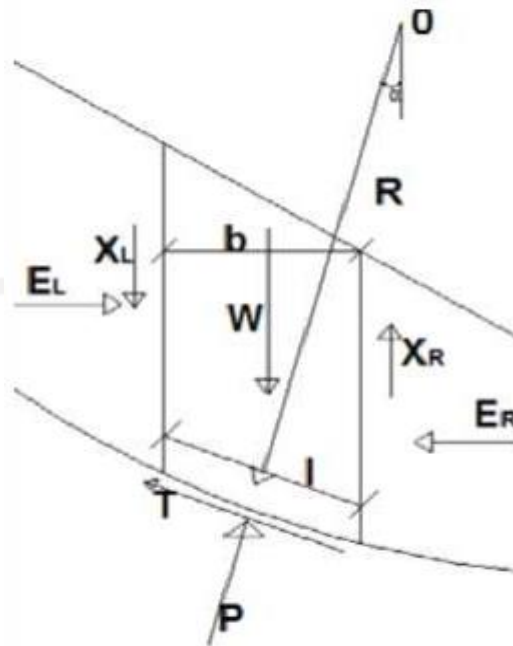
1. Kekuatan geser didefinisikan dengan menggunakan hubungan linier MohrCoulomb.
2. Menggunakan Keseimbangan normal.
3. Menggunakan keseimbangan tangensial.
4. Menggunakan keseimbangan momen.

Dengan memperhitungkan seluruh keseimbangan gaya maka rumus untuk factor keamanan F_k metode Bishop diperoleh sebagai berikut (Anderson dan Richards, 1987) pada persamaan 3.5 dan gaya yang bekerja pada Gambar 3.2.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [c' b_i + (W_i - b_i u_i) \text{tg} \varphi'] \left(\frac{1}{\cos \theta_i \left(\frac{1 + \text{tg} \theta_i \text{tg} \varphi'}{F} \right)} \right)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i} \quad (3.5)$$

Dengan :

- F = Faktor Keamanan
 θ = Sudut irisan
 c' = Kohesi tanah efektif (kN/m^2)
 b_i = Lebar irisan tanah ke-i (kN)
 W_i = Berat irisan tanah ke-i (kN)
 φ = Sudut gesek dalam efektif
 u_i = Gaya uplift tanah ke-i (kN)



Gambar 3. 2 Gaya-gaya yang bekerja pada suatu potongan Metode Bishop

(Sumber: Monintja, 2014)

Keterangan :

W = Berat total pada irisan

EL, ER = Gaya antar irisan yang bekerja secara horisontal pada penampang kiri dan kanan

XL, XR = Gaya antar irisan yang bekerja secara vertikal pada penampang kiri dan kanan

P = Gaya normal total pada irisan

T = Gaya geser pada dasar irisan

b = Lebar dari irisan

l = Panjang dari irisan

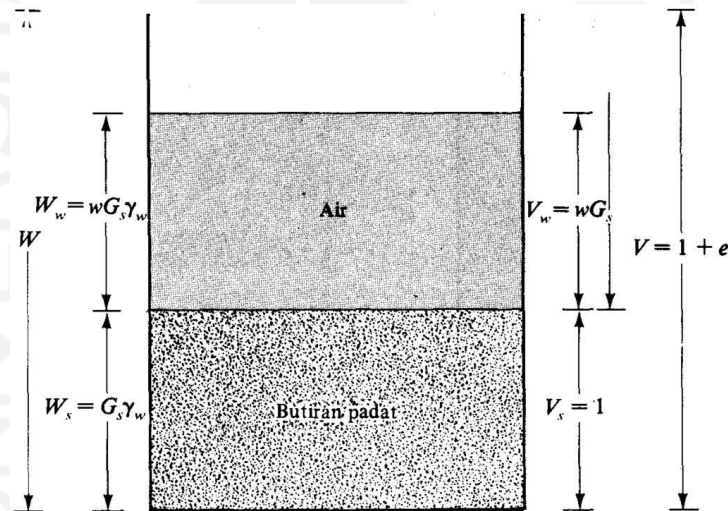
Pada setiap irisan pada potongan metode irisan Bishop terdapat gaya-gaya yang bekerja seperti pada Gambar 3.2 diatas.

3.5. Parameter tanah

3.5.1. Umum

Parameter tanah ialah ukuran atau acuan untuk mengetahui atau menilai hasil suatu proses perubahan yang terjadi dalam tanah baik dari sifat fisik dan jenis tanah. Dengan mengenal dan menegetahui sifat-sifat tersebut, keputusan yang diambil dalam perancangan akan lebih ekonomis. Karena sifat-sifat tersebut maka penting dilakukan penyelidikan tanah (*soil investigation*).

Tanah terdiri dari tiga fase elemen, yaitu butiran padat (*solid*), air dan udara, seperti yang ditunjukkan Gambar 3.3.



Gambar 3. 3Tiga fase elemen tanah

(Sumber: Das B. , 1995)

Untuk data parameter tanah didapatkan dari hasil pengujian laboratorium maupun dari hasil interpolasi data-data tanah yang sudah ada.

3.5.2. Kohesi

Kohesi merupakan gaya tarik menarik antar partikel tanah. Bersama dengan sudut geser dalam, kohesi merupakan kuat geser taah yang menentukan ketahanan tanah terhadap deformasi akibat tegangan yang bekerja pada tanah dalam hal ini berupa gerakan lateral tanah. Deformasi ini terjadi akibat kombinasi keadaan kritis

pada tegangan normal dan tegangan geser yang tidak sesuai dengan faktor aman dari yang direncanakan. Nilai ini didapat dari pengujian *Triaxial Test* dan *Direct Shear Test*. Nilai kohesi secara empiris dapat ditentukan dari data sondir (qc) yaitu sebagai berikut.

$$\text{Kohesi (c)} = \frac{qc}{20} \quad (3.6)$$

3.5.3. Sudut geser dalam

Kekuatan geser dalam memiliki variabel kohesi dan sudut geser dalam. Sudut geser dalam bersamaan dengan kohesi menentukan tanah akibat tegangan yang bekerja berupa tekanan lateral tanah. Nilai ini juga bisa didapat dari pengukuran *engineering properties* tanah berupa *Triaxial Test* dan *Direct Shear Test*. Hubungan sudut geser dalam dan jenis tanah ditunjukkan pada Tabel 3.4.

Tabel 3. 4 Hubungan Antara Sudut Geser Dalam dengan Jenis Tanah

Jenis Tanah	Sudut Geser Dalam (\emptyset)
Kerikil kepasiran	35 - 40
Kerikil kerakal	35 - 40
Pasir padat	35 - 40
Pasir lepas	30
Lempung	25 - 30
Lanau	20 - 25

sumber: DAS, (1994)

3.5.4. Permeabilitas

Permeabilitas (biasanya bersimbol κ atau k) yang merupakan kemampuan suatu material (khususnya batuan) untuk melewatkan fluida. Besaran ini diperoleh melalui perhitungan Hukum Darcy. Di dalam Hukum Darcy, permeabilitas merupakan bagian dari konstanta perbandingan yang berhubungan dengan laju aliran dan sifat fisis sebuah fluida (viskositas) dengan gradien tekanan yang diberikan pada medium berpori. Pada tahun 1856, Henry Darcy merumuskan suatu hubungan yang sangat mendasar untuk mendefinisikan aliran fluida yang melewati

batuan berpori. Pada hukum ini diasumsikan bahwa medium berpori telah tersaturasi dan fluida yang digunakan adalah air dengan viskositas sebesar 1 cP.

Permeabilitas tanah tergantung dari beberapa faktor yaitu kekentalan cairan, distribusi ukuran pori, distribusi ukuran butir, angka pori, kekasaran permukaan butiran tanah, dan derajat keasaman jenuh (Das M, 1988). Untuk klasifikasinya dapat dilihat pada Tabel 3.5 berikut.

Tabel 3. 5 Klasifikasi Permeabilitas

Permeabilitas (cm/jam)	Kelas
< 0.125	Sangat Rendah
0.125 – 0.5	Rendah
0.5 – 0.2	Agak Rendah
2.0 – 6.35	Sedang
6.35 – 12.7	Agak Cepat
12.7 – 25.4	Cepat
> 25.4	Sangat Cepat

Sumber: Mazwar (2016)

3.6. Gempa

3.6.1. Umum

Gaya-gaya akibat gempa merupakan gaya-gaya yang terjadi terhadap tubuh bendung akibat terjadinya gempa, sedangkan prinsip perhitungan goya-gayanya merupakan berat sendiri dari setiap segmen yang diperhitungkan dikalikan dengan koefisien gempa yang nilai koefisiennya sesuai dengan titik bendung terletak pada zona gempa berapa. Harga-harga gaya gempa diberikan dalam bagian parameter bangunan. Harga-harga tersebut nantinya didasarkan pada peta Indonesia yang menunjukkan berbagai daerah dan risikonya. Faktor minimum yang harus dipertimbangkan adalah 0,1g percepatan gravitasi sebagai percepatan. Faktor tersebut hendaknya sebagai gaya horisontal menuju ke arah yang paling tidak aman yakni ke arah hilirnya, untuk daerah-daerah yang banyak gunung

berapinya seperti di Indonesia, maka gaya gempa harus diperhitungkan terhadap konstruksi.

Persamaan (3.7) rumus koefisien gempa termodifikasi berupa.

$$K = Kh\alpha \quad (3.7)$$

dengan:

K : Koefisien gempa desain terkoreksi di permukaan tanahnya.

Kh : koefisien gempa terkoreksi untuk analisis stabilitas,

α : koreksi pengaruh jenis struktur, untuk tipe bendungan 0,7.

Ada dua tinjauan dalam menentukan beban gempa.

1. Gempa dasar operasi (*Operating basis earthquake, OBE*)

Gempa dasar operasi (*Operating basis earthquake, OBE*) merupakan gempa dengan batasan guncangan pada permukaan tanah pada lokasi studi dengan 50% kemungkinan tidak terlampaui dalam 100 tahun, yang sebaiknya ditentukan secara probabilistiknya. Bendungan serta bangunan pelengkap serta peralatannya harus tetap berfungsi dengan baik dan mudah perbaikannya jika terjadi gempa dasar operasi, tetapi tanpa memperhitungkan tinjauan keamanan terhadap kehidupan manusia. (Pd T-14-2004-A)

2. Gempa desain maksimum (*Maximum design earthquake, MDE*)

Gempa desain maksimum (*Maximum design earthquake, MDE*) merupakan gempa yang memberikan guncangan terbesar di lokasi studi yang akan digunakan untuk desain atau analisisnya. Untuk bendungan yang dari keruntuhannya akan mengancam kehidupan, gempa desain maksimum sebaiknya diambil pada batas yang sama dengan CMCE, untuk mempertahankan kapasitas pengisian waduk. Jika keruntuhan bendungan tidak mengancam kehidupan, dapat diambil nilai gempa yang lebih kecil dari CMCE sebagai MDE. (Pd T-14-2004-A)

3.6.1. Koefisien beban gempa

Rumus untuk mencari koefisien gempa dasar (Kh).

$$Kh = \frac{PGAm}{g} \quad (3.8)$$

$$PGAm = Spga \times Fpga$$

dengan:

PGAm : percepatan puncak di permukaan tanah

Kh : koefisien gempa dasar,

Spga : percepatan kejut dasar (cm/ dtk²),

Fpga : Faktor amplikasi,

g : koefisien grafitasi (9,81 m/dtk² = 981 cm/dtk²),

Gaya gempa ini berarah horizontal, kearah yang berbahaya, dengan garis kerja yang melewati titik berat kontruksi. Sudah tentu juga akan ada komponen vertikal, tetapi relatif tidak akan berbahaya dibandingkan dengan komponen yang horizontal. Harga f tergantung dari lokasi tempat kontruksi sesuai dengan peta zona gempa. Koefisien jenis tanah dan periode ulang dasar gempa dapat dilihat pada Tabel 3.6 dan Tabel 3.7.

Tabel 3. 6 Faktor Amplikasi (F_{PGA})

Kelas situs	S _{PGA}				
	PGA 0.1	PGA = 0.2	PGA = 0.3	PGA = 0.4	PGA = 0.5
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Sumber : SNI 8460:2017

Tabel 3. 7 Kriteria Beban Gempa Untuk Desain Bendungan

Kelas risiko dengan masa guna	Persyaratan tanpa kerusakan		Persyaratan diperkenankan ada kerusakan tanpa keruntuhan	
	T (thn)	Metode Analisis	T (thn)	Metode analisis
IV N=50-100	100 – 200 ad $\geq 0,1$ g	Koef Gempa	10.000 (MDE)	Koef. gempa atau dinamik *
III N=50-100	50 – 100 ad \geq 0,1 g	Koef Gempa	5000 (MDE)	Koef. gempa atau dinamik *
II N=50-100	50-100 ad \geq 0,1 g	Koef Gempa	3000 (MDE)	Koef. gempa atau dinamik *

Pedoman Kontruksi Dan Bangunan Analisis Stabilitas Bendungan Tipe Urugan (Pd T-14-2004-A)

3.6.2. Tingkat Risiko Bangunan

Penentuan pengaruh tingkat risiko bangunan dilakukan dengan beberapa tinjauan diantaranya klasifikasi kelas risiko dan kriteria beban gempa.

1. Klasifikasi kelas resiko

Klasifikasi kelas risiko didapatkan dengan Persamaan 3.10 dan Tabel 3.8 di bawah ini. Parameter klasifikasi kelas risiko didapatkan berdasarkan data teknis bendungan dianalisis.

$$FR_{total} = FR_k + FR_t + FR_e + FR_h \quad (3.9)$$

Dengan :

FR_k = Faktor risiko kapasitas tampung

FR_t = Faktor risiko tinggi bendungan

FR_e = Faktor risiko kebutuhan evakuasi

FR_h = Faktor risiko tingkat kerusakan

Tabel 3. 8 Kriteria Faktor Resiko Untuk Evaluasi Keamanan Bendungan

Faktor Risiko	Angka bobot dalam kurung				
	Ekstrema	Tinggi	Moderat	Rendah	
Kapasitas ($10^6 m^3$) (FR_K)	>100 (6)	100-1,25 (4)	1,00 – 0,125 (2)	<0,125 (0)	
Tinggi (m) (FR_t)	>45 (6)	45-30 (4)	30-15 (2)	<15 (0)	
Kebutuhan Evakuasi (jumlah orang) (FR_e)	>1000 (12)	1000-100 (8)	100-1 (4)	0 (0)	
Tingkat Kerusakan (FR_h)	Sangat Tinggi (12)	Tinggi (10)	Agak Tinggi (8)	Moderat (4)	Tidak Ada (0)

Sumber : Pedoman Kontruksi Dan Bangunan Analisis Stabilitas Bendungan Tipe Urugan (Pd T-14-2004-A)

2. Kriteria beban gempa

Dari nilai faktor risiko, selanjutnya yaitu menentukan kriteria beban gempa dengan menentukan kelas risiko. Parameter penentuan kelas risiko dan kriteria beban gempa dapat dilihat pada Tabel 3.9 dan Tabel 3.10 berikut.

Tabel 3. 9 Kelas Risiko Bendungan dan Bangunan Air

Faktor Risiko Total	Kelas Risiko
(0-6)	I (rendah)
(7-18)	II (Moderat)
(19-30)	III (Tinggi)
(31-36)	IV (Ekstrem)

Sumber : Pedoman Kontruksi Dan Bangunan Analisis Stabilitas Bendungan Tipe Urugan (Pd T-14-2004-A)

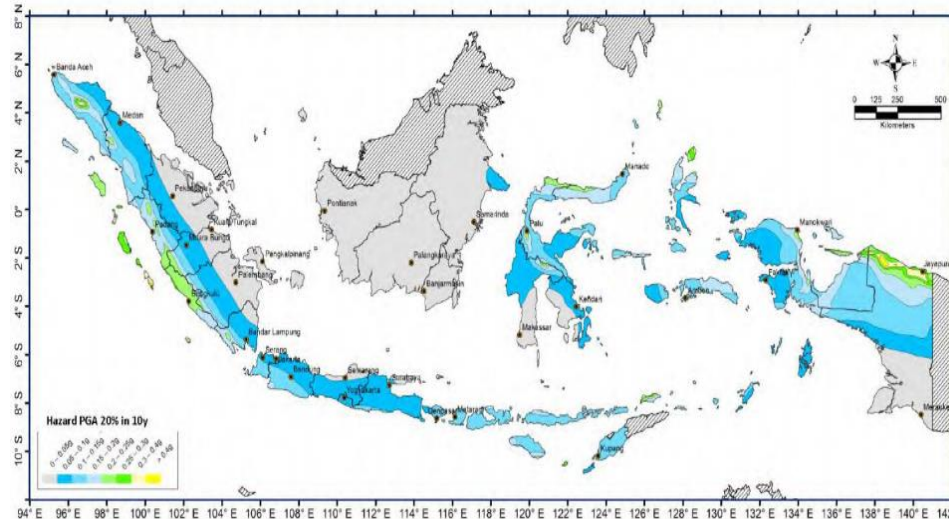
Tabel 3. 10 Kriteria Beban Gempa Untuk Desain Bendungan

Kelas risiko dengan masa guna	Persyaratan tanpa kerusakan		Persyaratan diperkenankan ada kerusakan tanpa keruntuhan	
	T (thn)	Metode Analisis	T (thn)	Metode analisis
IV N=50-100	100 – 200 ad $\geq 0,1$ g	Koef Gempa	10.000 (MDE)	Koef. gempa atau dinamik *
III N=50-100	50 – 100 ad \geq 0,1 g	Koef Gempa	5000 (MDE)	Koef. gempa atau dinamik *
II N=50-100	50-100 ad \geq 0,1 g	Koef Gempa	3000 (MDE)	Koef. gempa atau dinamik *
I N=50-100	50-100 ad \geq 0,1 g	Koef Gempa	1000 (MDE)	Koef. gempa atau dinamik *
<p>Catatan :</p> <p>1) Untuk bendungan besar dengan kondisi geologi setempat yang khusus, Peta Zona Gempa dalam bab V tidak dapat digunakan, dan perlu dilakukan studi gempa tersendiri.</p> <p>2) Analisis dinamik dapat dilakukan dengan analisis ragam sambutan gempa atau sejarah waktu percepatan gempa.</p>				

Sumber: Pedoman Kontruksi Dan Bangunan Analisis Stabilitas Bendungan Tipe Urugan (Pd T-14-2004-A)

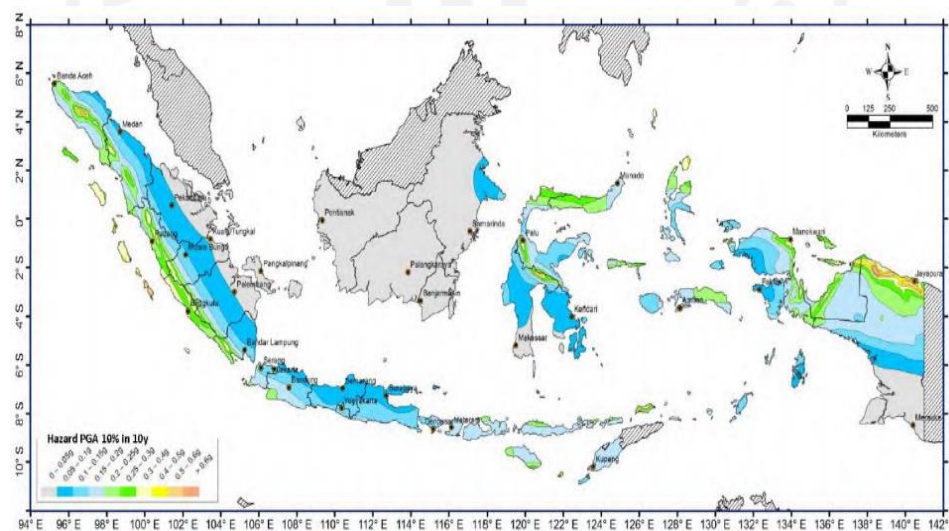
3.6.3. Peta zona gempa

Terdapat beberapa peta zona gempa berdasarkan kala ulangannya, berikut adalah gambar peta zona gempa.



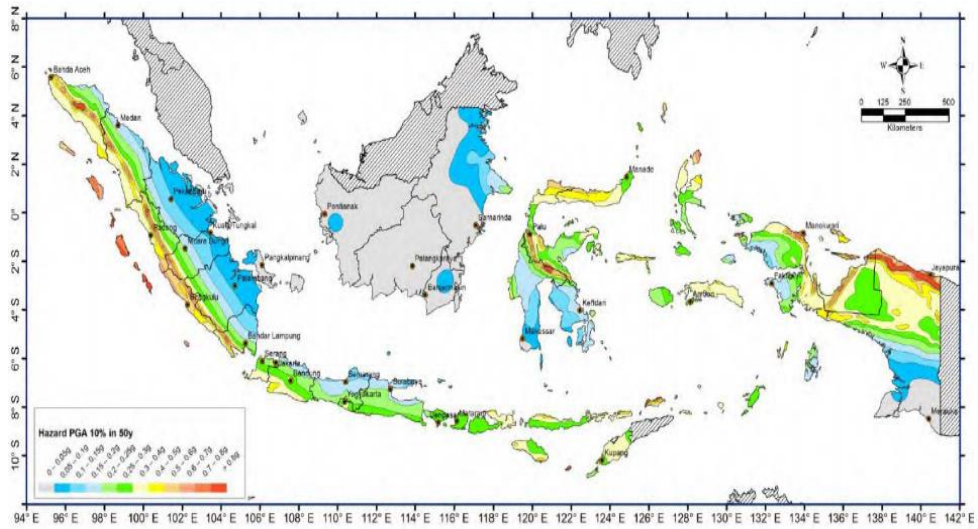
Gambar 3. 4 Peta Percepatan puncak batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 20% dalam 10 tahun

Sumber : Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017



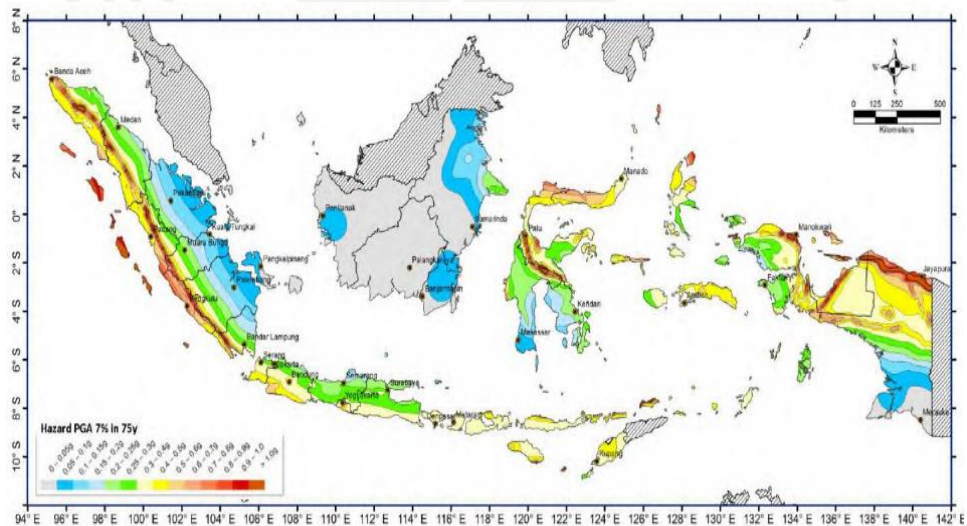
Gambar 3. 5 Peta Percepatan puncak batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 10 tahun

Sumber : Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017



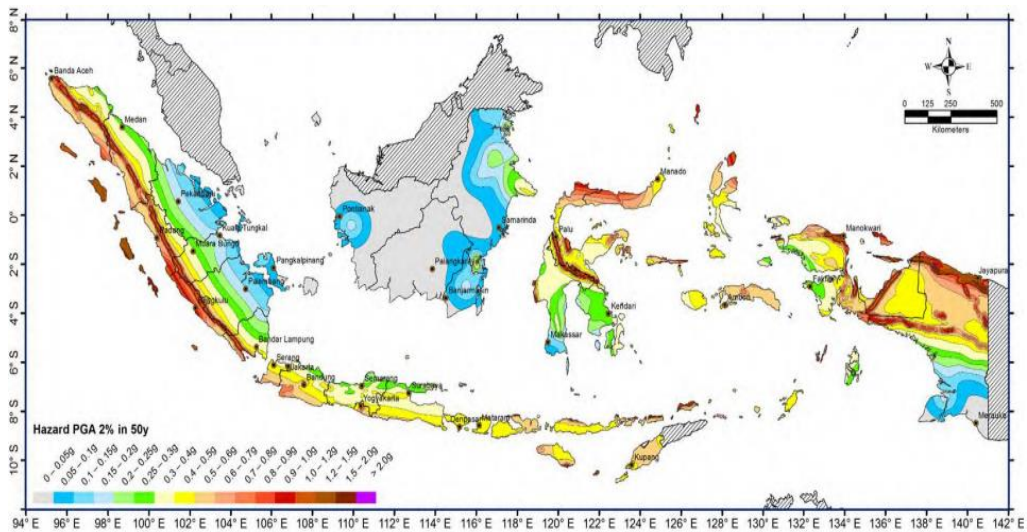
Gambar 3. 6 Peta Percepatan puncak batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun

Sumber : Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017



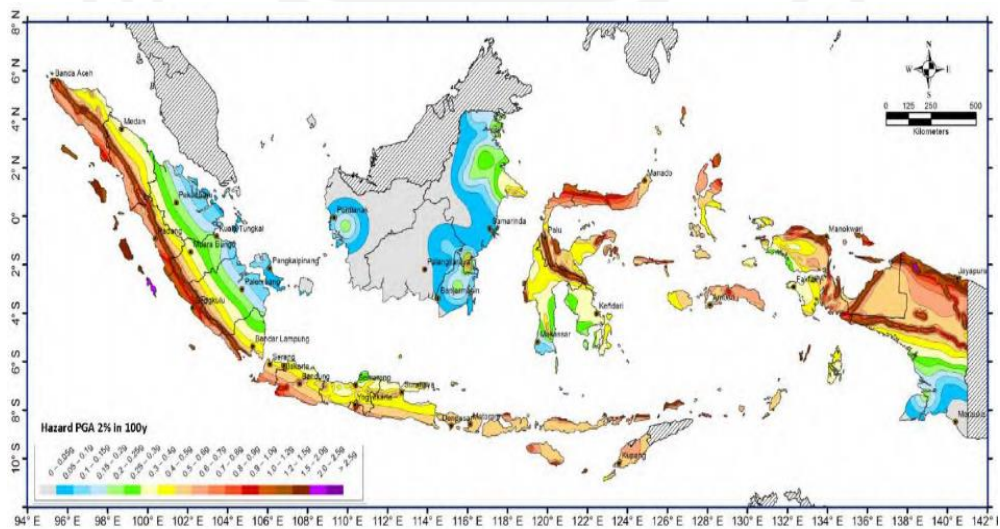
Gambar 3. 7 Peta Percepatan puncak batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Sumber : Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017



Gambar 3. 8 Peta Percepatan puncak batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun

Sumber : Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017



Gambar 3. 9 Peta Percepatan puncak batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 100 tahun

Sumber : Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017

3.7. Software GeoStudio

3.7.1. Umum

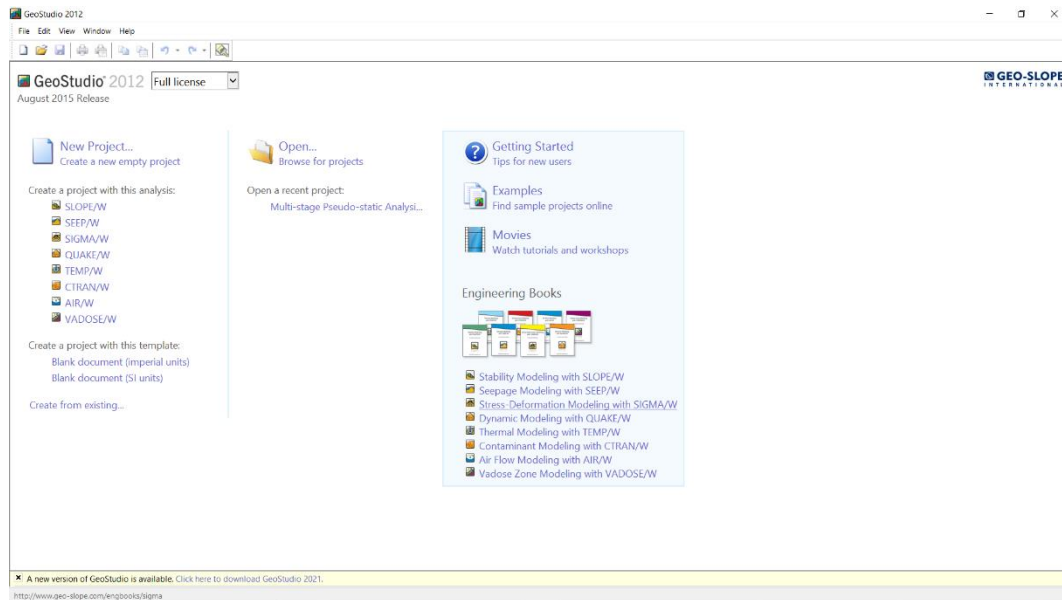
Geostudio merupakan suatu perangkat lunak dalam bidang desain geoteknik yang berasal dari negara Kanada. Pada fasilitas software ini dapat digunakan untuk menganalisis stabilitas lereng adalah pada menu SLOPE/W. Suatu perencanaan khusus didalam dunia Teknik sipil menggunakan alat bantu SLOPE/W untuk mendapatkan hasil perhitungan secara mudah dan cepat.

Geo Studio 2007 (Slope/W) adalah suatu software untuk menyelesaikan suatu permasalahan terutama yang berhubungan dengan tanah. *Geo Studio 2007 (Slope/W)* terdiri dari beberapa bagian sub program yang kesemuanya dapat diintegrasikan satu dengan yang lainnya jika dibutuhkan. Beberapa permasalahan yang dapat diselesaikan dan kemampuan dari *slope/w*.

1. Menghitung faktor keamanan lereng yang bertanah heterogen di atas tanah keras (*bedrock*), dengan lapisan lempung.
2. *Slope/w* dapat menghitung faktor keamanan dari lereng dengan beban luar dan perkuatan lereng dengan anker atau perkuatan dengan *geo-textile*.
3. Kondisi tekanan air pori dalam tanah yang kompleks.
4. Menganalisa stabilitas dengan tekanan batas elemen.
5. Memasukkan data tekanan lereng dari analisa batas stabilitas elemen σ/w ke *slope/w* untuk mempermudah.
6. Keuntungan lain yaitu dapat menghitung faktor keamanan tiap potongan, sebaik perhitungan faktor keamanan seluruh longsoran.

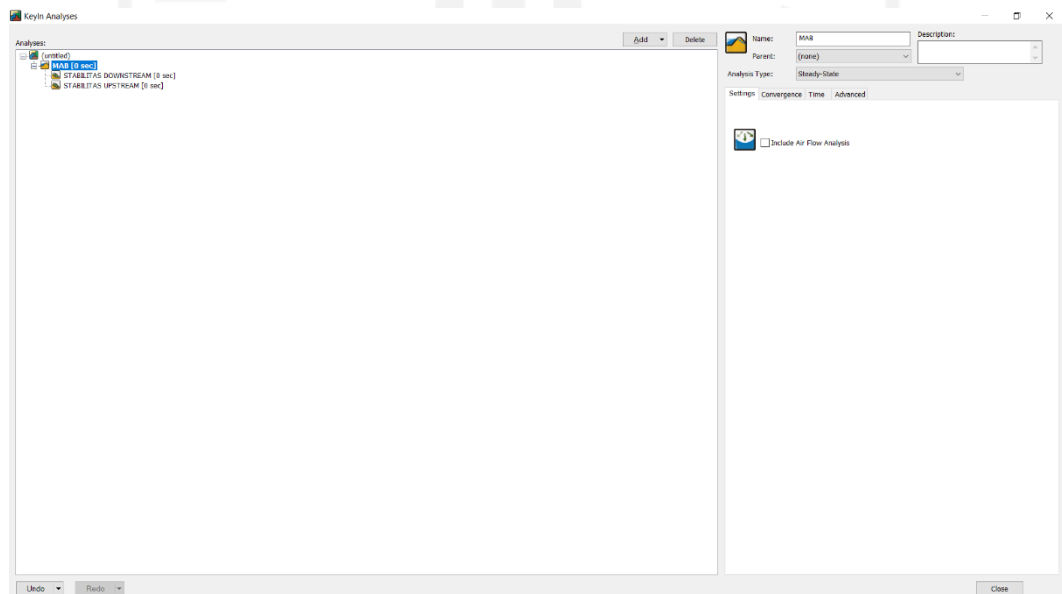
Berikut tahapan pengerjaan menggunakan Geo Studio 2007 dapat dilihat pada Gambar 3.10 sampai Gambar 3.19 berikut.

1. Open



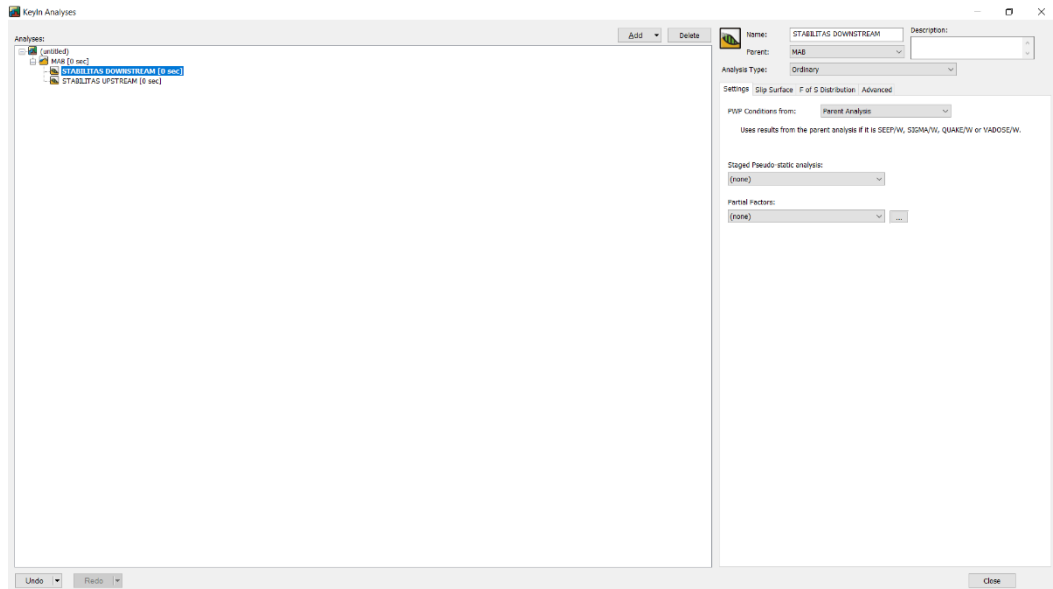
Gambar 3. 10 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007

2. Klik keyin analisis kemudian pilih seep/w, atur metode yang digunakan



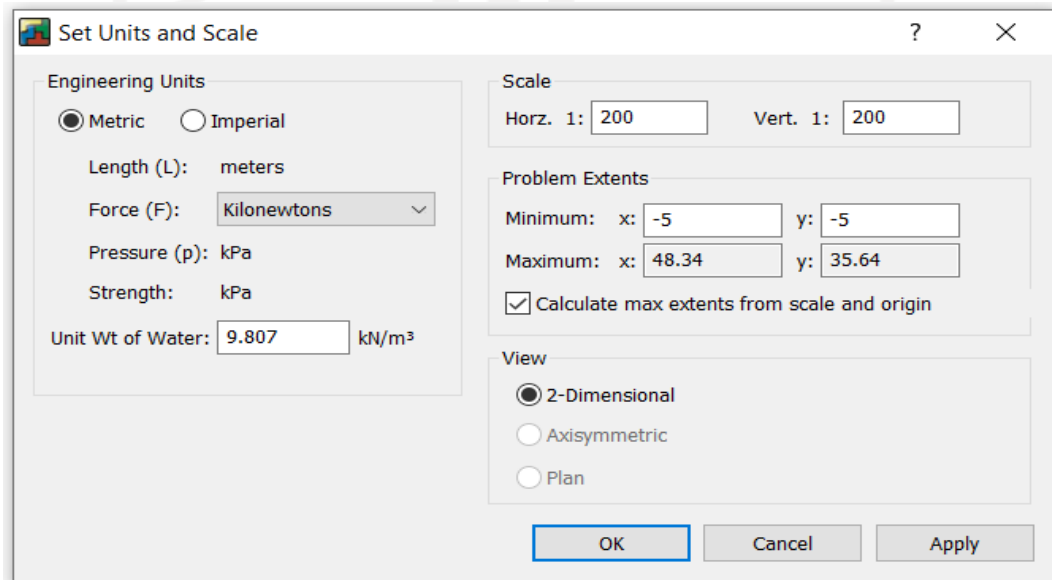
Gambar 3. 11 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007

3. Klik keyin analisis kemudian pilih sloop/w, atur untuk nama metode yang akan digunakan

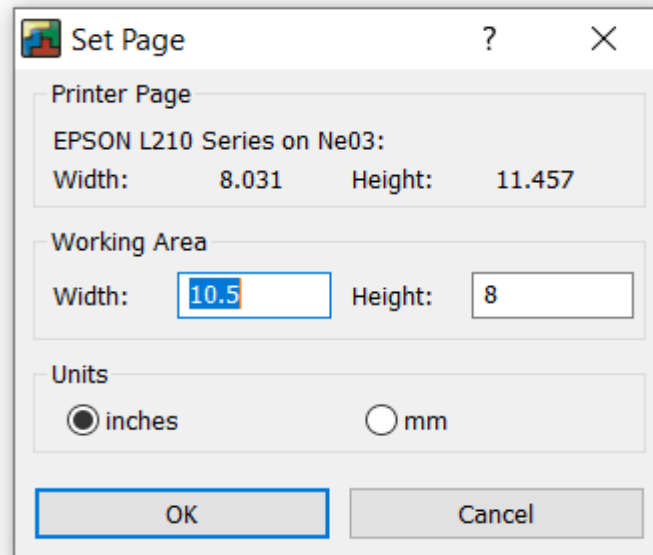


Gambar 3. 12 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007

4. Atur lembar kerja dan satuan yang digunakan

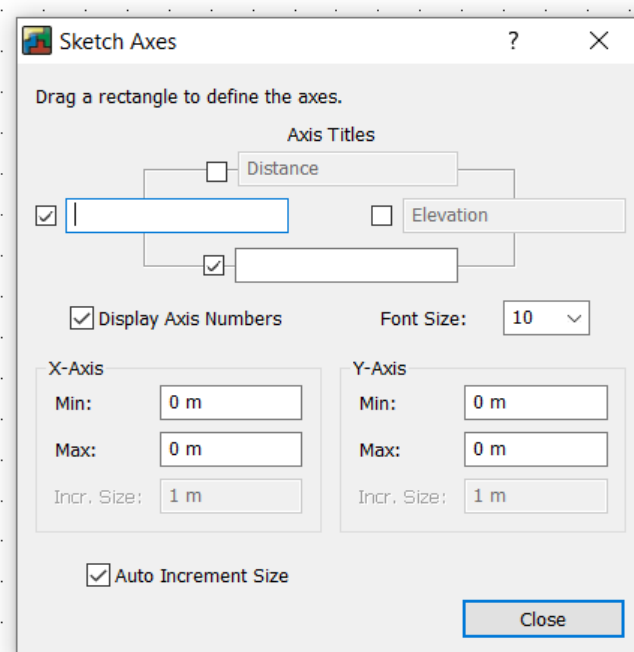


Gambar 3. 13 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007



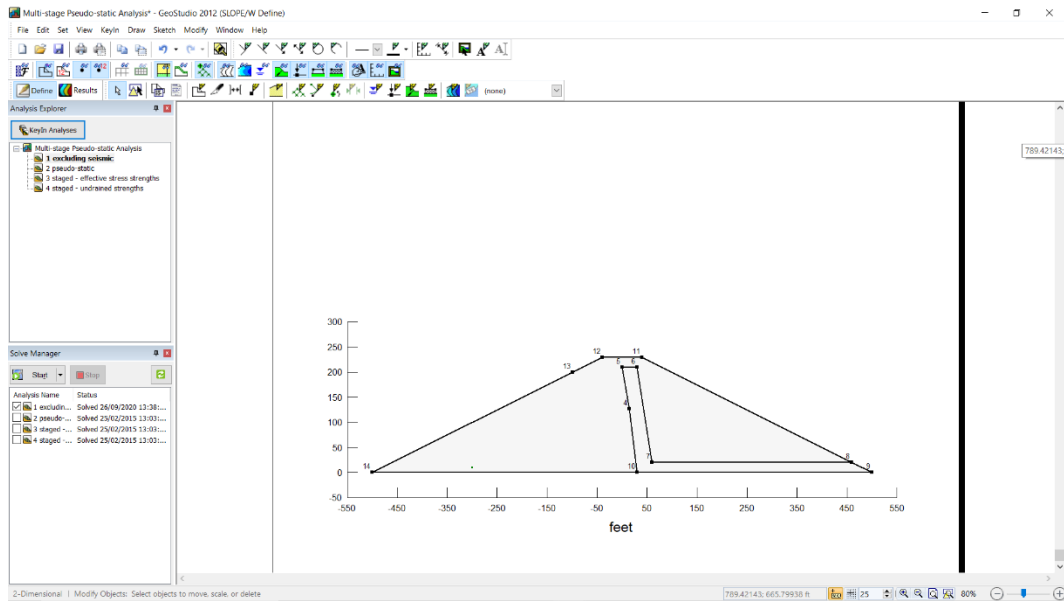
Gambar 3. 14 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007

5. Pembuatan sketch axes



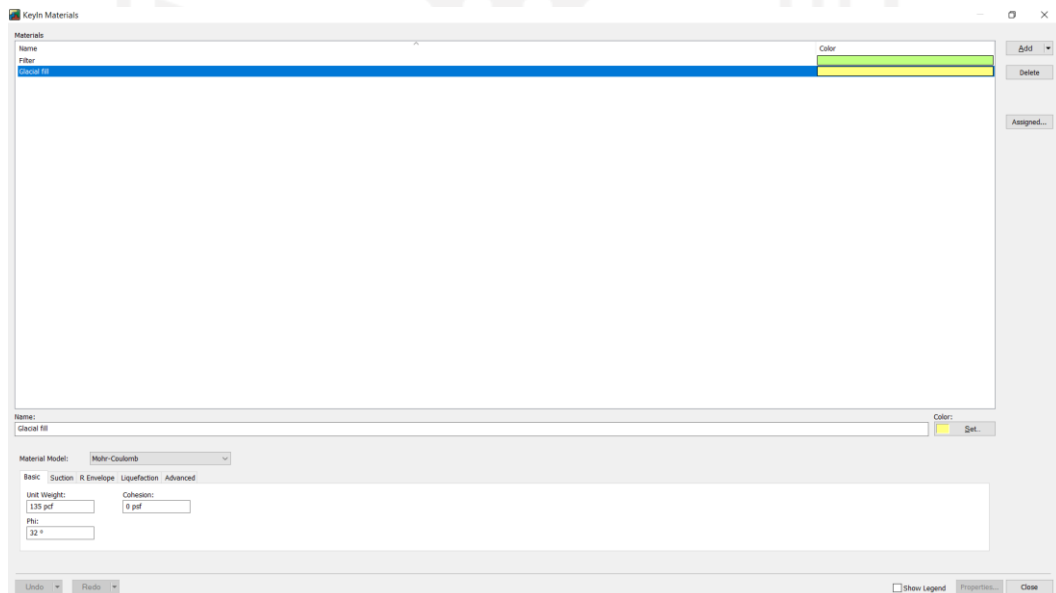
Gambar 3. 15 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007

6. Modeling geometri dengan menggunakan point da region



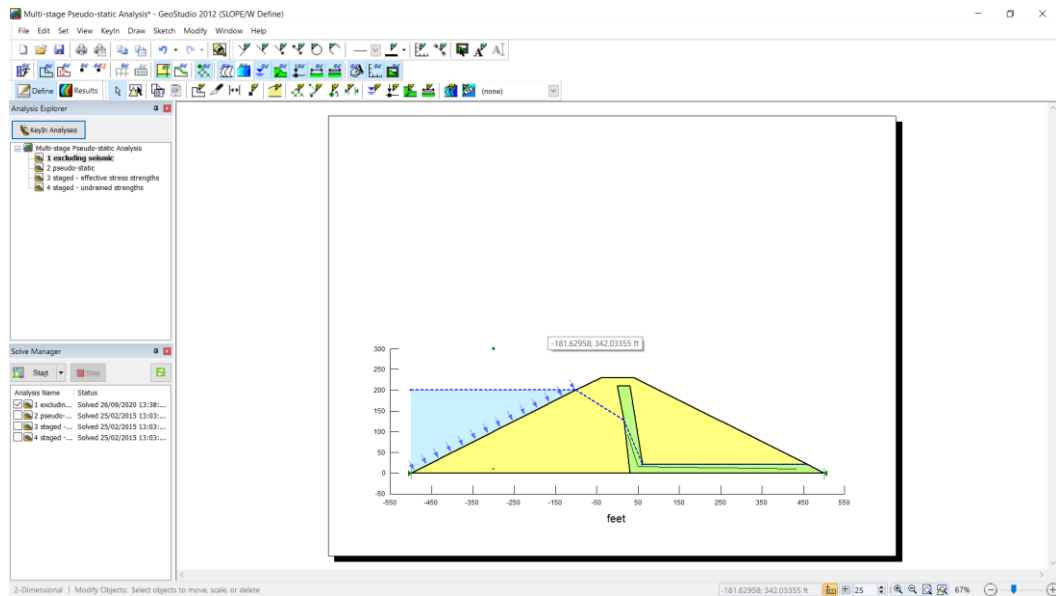
Gambar 3. 16 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007

7. Memasukkan jenis tanah dan properties tanah



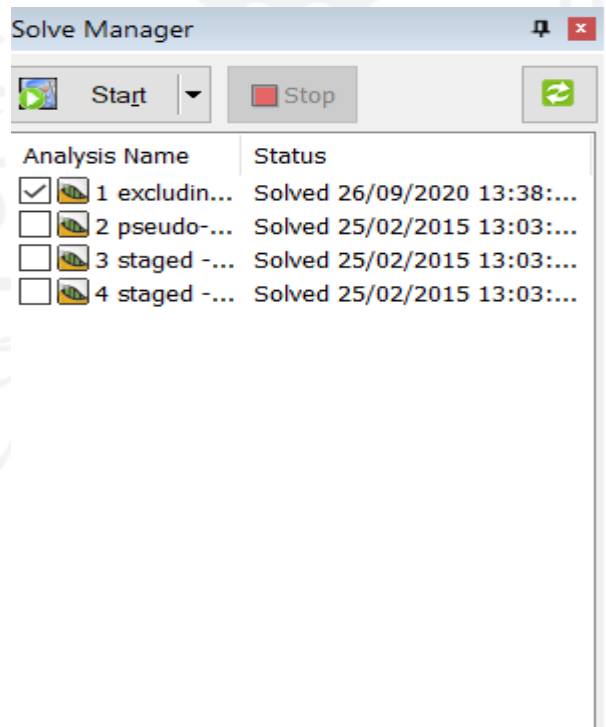
Gambar 3. 17 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007

8. Masukkan material tanah dan tekanan air pori pada geometri



Gambar 3. 18 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007

9. Siap di analisis (running)



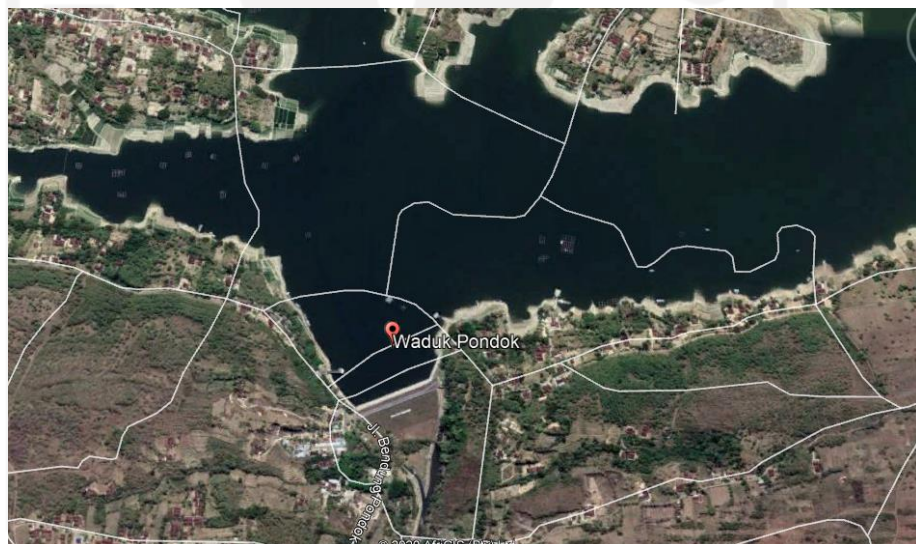
Gambar 3. 19 Tahapan pengerjaan dengan Geostudio 2007

BAB IV

METODOLOGI PENELITIAN

4.1. Lokasi penelitian

Pada penelitian kali ini menganalisa stabilitas bendungan Pondok yang berada di Desa Nambung, Kecamatan Bringin, Kabupaten Ngawi, Propinsi Jawa Timur. Lokasi bendungan ini berada dilingkungan pedesaan dan juga persawahan ataupun lahan pertanian lainnya yang kurang lebih memiliki luas irigasi sekitar 3450 Ha. Lokasi dapat dilihat pada gambar 4.1 dibawah ini.



Gambar 4. 1 Lokasi Waduk Pondok

(Sumber: Google earth 2020)

4.2. Bahan dan Alat

Adapun alat yang digunakan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Perangkat keras (*Hardware*) berupa Laptop ASUS X441U dengan spesifikasi intel core i3-6006U, RAM 4 GB DDR3 Memory dan 500GB HDD.

2. Perangkat Lunak (Software) berupa aplikasi Microsoft Excel 2019 dan Geo Studio 2017 dengan OS Windows 10.

4.3. Data penelitian

Data yang akan dianalisis berupa data sekunder yang didapat dari pihak konsultan perencanaan. Setidaknya terdapat beberapa data sekunder yang diperlukan dalam penelitian ini diantaranya adalah Data teknis Bendungan (Lampiran 2), Data Geometri Bendungan (Lampiran 3 dan Lampiran 4), dan Data tanah Bendungan sebagai berikut.

4.3.1 Data tanah

Dari penyelidikan geoteknik pada nota desain bendungan pondok pada tahun 1994 di dapatkan beberapa parameter tanah berdasarkan lapisannya, data didapat dari PT.Multimera, diantaranya uji penetrasi standar (Lampiran 1 dan 2) dan sebagai berikut.

1. Inti

Zona kedap air pada suatu bendungan umumnya harus memiliki nilai permeabilitas lebih kecil dari 10⁻⁵ cm/det. Menurut NAJOAN (1990) dan USBR (1987), umumnya material yang dapat digunakan sebagai lapisan zona kedap air ini adalah dengan klasifikasi MH yang memiliki kuat geser rendah hingga sedang.

Jenis Tanah : *Mixing Lempung Hight Plastibity Clay dan Sand clay* warna coklat kehitaman.

Specific Gravity : 2.698

Analisis Gradasi

Kerikil : 4.00%

Pasir : 46.00% Lanau Lempung : 50.00%

Atterberg Limit

Liquid Limit : 45.00%

Plastis Limit : 24.44%

Plastcity Index : 20.56%

Berat Jenis	: 18,5 kN/m ³
Water Content	: 25.34%
Kohesi	: 16 Kn/m ²
Sudut Geser dalam	: 17°
Permeabilitas	: 3.18 x 10 ⁻⁵ cm/dt

2. Filter

Lapisan filter berfungsi sebagai pencegah terjadinya erosi buluh yang diakibatkan adanya dua material yang bergradasi sangat berlainan (seperti urugan lanau dan urugan batu) ditempatkan berdampingan dan dialiri air. Lapisan filter ini umumnya merupakan tanah yang non kohesif, sehingga dalam penentuan parameter kuat gesernya nilai kohesif dapat diambil sebesar 0 kPa.

Jenis Tanah	: Pasir dan kerikil Lanau warna hitam kecoklatan
Specific Gravity	: 2.714
Analisis Gradasi	
Kerikil	: 48.00%
Pasir	: 44.00% Lanau Lempung : 8.00%
Sudut Geser dalam	: 30.00°
Permeabilitas	: 1.38 x 10 ⁻² m/dt
Berat Jenis	: 19 kN/m ³

3. Transisi

Zona ini berfungsi untuk mencegah terjadinya perubahan gradasi yang besar dan mencegah pengaruh deformasi berlebih antara zona kedap air dan zona lulus air. Bahan zona transisi dapat berupa pasir dicampur kerikil, batuan lapuk atau batu pecah. Dengan melihat bahan zona ini, maka dalam menentukan nilai parameter kuat gesernya nilai kohesif dapat diambil 0 kPa dengan nilai sudut geser dalam yang lebih besar dari lapisan filter.

Jenis Tanah	: Random material fraksi breksi tufa segar warna abu-abu
Specific Gravity	: 2.740

Sudut Geser dalam	: 32.00°
Berat Jenis	: 18 kN/m ³

4. Rock

Zona ini berfungsi untuk memikul beban air dan menstabilkan lereng udik dan hilir terhadap pengaruh gaya-gaya luar. Bahan urugan yang digunakan harus memiliki kuat geser yang tinggi, dimana material terbaik untuk zona ini adalah batuan keras dengan ukuran bongkahan yang harus memenuhi persyaratan. Untuk zona lulus air ini nilai kohesif dapat diambil sebesar 0 kPa namun sudut geser dalam memiliki nilai yang sangat tinggi.

Jenis Tanah	: Fraksi breksi tuffa segar warna abu- abu.
Specific Gravity	: 2.740
Sudut Geser dalam	: 35.00°
Berat Jenis	: 19,62 kN/m ³

5. Rip-rap

Jenis Tanah	: Fraksi batu andesit segar ab-abu hitam
Specific Gravity	: 2.740
Sudut Geser dalam	: 35.00°

6. Pondasi

Batuan pondasi berupa batuan napala segar warna abu-abu kehitaman dengan nilai NSPT > 60 dan permeabilitas $K = 8.7 \times 10^{-5} - 5.7 \times 10^{-4}$ cm/dt. Tingkat pelapukan berupa struktur yang berupa kekar-kekar yang tidak menerus serta bersifat terbuka maupun tertutup. Tingkat pelapukan berupa tanah yang ada di daerah dam site dikupas sampai diperoleh batuan napal segar.

Berdasarkan Laporan Geoteknik pada Pekerjaan Inspeksi Besar yang dilakukan oleh PT. Multimera tahun 2010 menyebutkan bahwa Uji Penetrasi yang dilakukan mempergunakan konus tunggal berdiameter 30 mm (luas= 7.069 cm²) dan plunger berdiameter 35 mm (Luas= 9.621 cm²), sehingga menghasilkan angka koreksi c. Angka koreksi diperlukan untuk memperoleh tahanan konus sebenarnya (qc). Konus yang terpasang pada ujung stang ditekan masuk kedalam tanah dengan kecepatan tetap sekitar 0.5 - 1.0 cm/detik. Manometer tekanan dibaca setiap interval

penusukan konus 20 cm. Uji penetrasi dihentikan bila telah mencapai tekanan 200 kg/cm². Berdasarkan hasil sondir yang telah dilakukan sebanyak 2 (dua) titik, dapat diresumekan hasil penyondiran tersebut sebagai berikut.

a. Titik sondir S-1

Dari kedalaman 0 – 2.60 m lapisan tanah memiliki konsistensi agak lunak – sedang dengan nilai tahanan konus pada range 8 – 21 kg/cm². Pada lapisan berikut dari kedalaman 2.60 – 3.00 m, lapisan tanah telah menunjukkan konsistensi sedang – padat dengan nilai tahanan konus berkisar pada range 35 – 52 kg/cm². Lapisan tanah keras dijumpai mulai kedalaman 3.40 m dengan nilai tahanan konus > 200 kg/cm².

b. Titik sondir S-2

Dari kedalaman 0 – 1.60 m lapisan tanah memiliki konsistensi agak lunak – sedang dengan nilai tahanan konus berkisar pada range 10 – 25 kg/cm². Pada lapisan berikut dari kedalaman 1.60 – 2.20 m, lapisan tanah telah menunjukkan konsistensi sedang – padat dengan nilai tahanan konus berkisar pada range 35 – 72 kg/cm². Lapisan berikutnya merupakan lapisan tanah dengan konsistensi padat dengan nilai tahanan konus pada range 110 – 145 kg/cm² pada kedalaman 2.20 – 2.60 m. Lapisan tanah keras dijumpai mulai kedalaman 2.80 m dengan nilai tahanan konus > 200 kg/cm².

Dari hasil sondir tersebut, dapat dilihat bahwa kedalaman tanah keras (dengan nilai $q_c > 200$ kg/cm²) terdapat pada kedalaman 2.80 – 3.40 m dari permukaan tanah. Sedangkan pada kedalaman selanjutnya dapat diklasifikasikan sebagai batuan dasar. Hasil penyelidikan dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4. 1 Hasil Penyelidikan Sondir

Sondir	Lokasi	Kedalaman (meter)	Nilai q_c (Kg/cm ²)
S.1	Lereng Hilir Waduk Tubuh Pondok	0,00 – 2,80	0 – 35
		3,00 – 3,20	52 – 110
		3.40	> 200
S.2	Lereng Hilir Waduk Tubuh Pondok	0,00 – 2,00	0 – 40
		2,40 – 2,60	110 – 145
		2.80	> 200

Sumber: Inspeksi Besar PT. Multimera

4.4. Metode Penelitian

1. Metode Casagrande

Metode ini digunakan untuk mencari perhitungan rembesan pada Bendungan. Untuk lebih lengkapnya bisa dilihat pada sub bab 3.3.3.

2. Metode Bishop

Metode ini digunakan untuk mencari perhitungan stabilitas lereng Bendungan. Untuk lebih lengkapnya bisa dilihat pada sub bab 3.4.3.

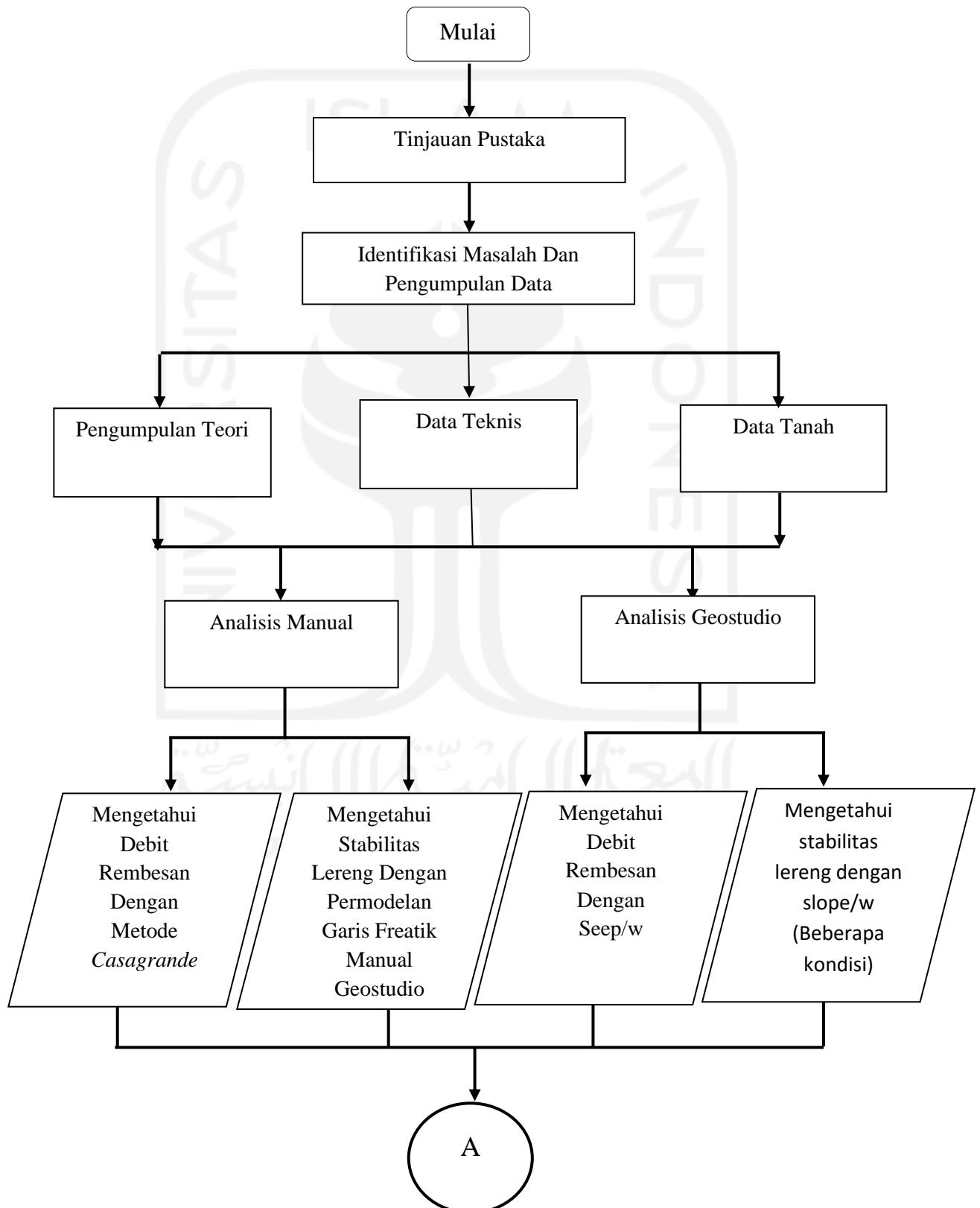
3. Metode Pemodelan Software

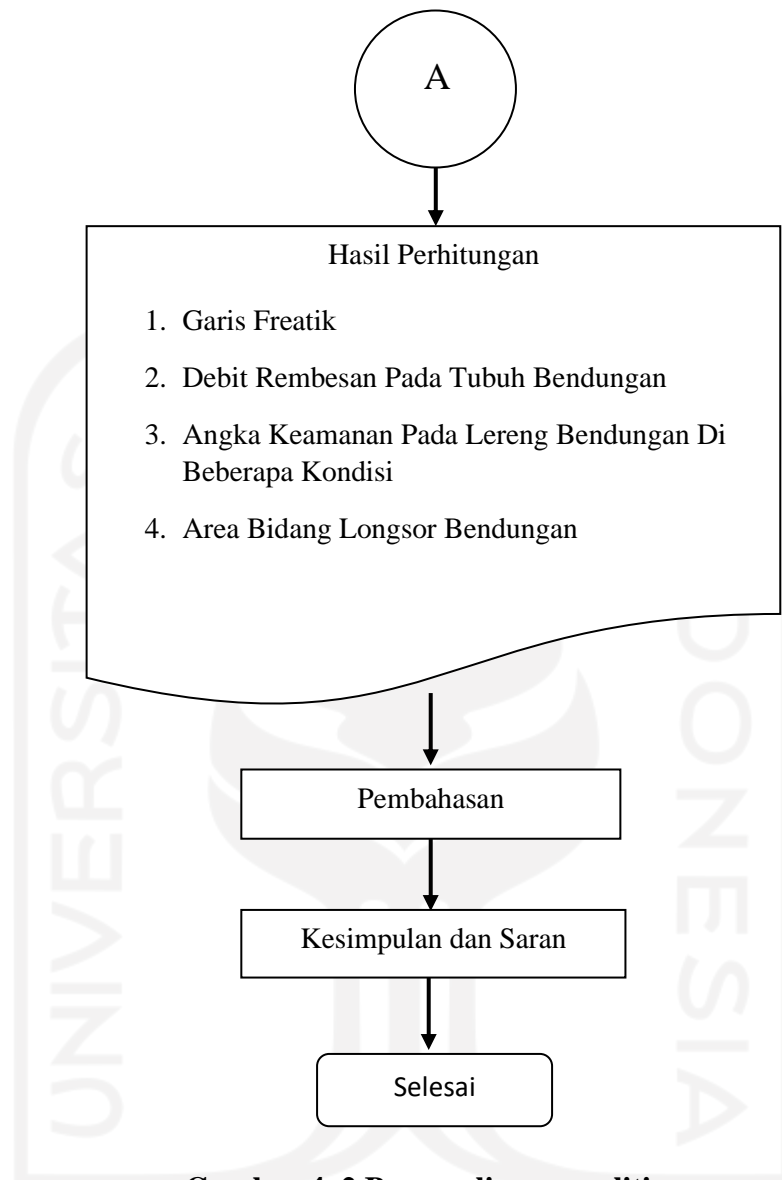
Metode Pemodelan Software pada penelitian ini menggunakan GeoStudio, dimana untuk perhitungan rembesan menggunakan program SEEP/W dan perhitungan stabilitas menggunakan program SLOPE/W. Untuk lebih lengkapnya dapat dilihat pada 3.7.



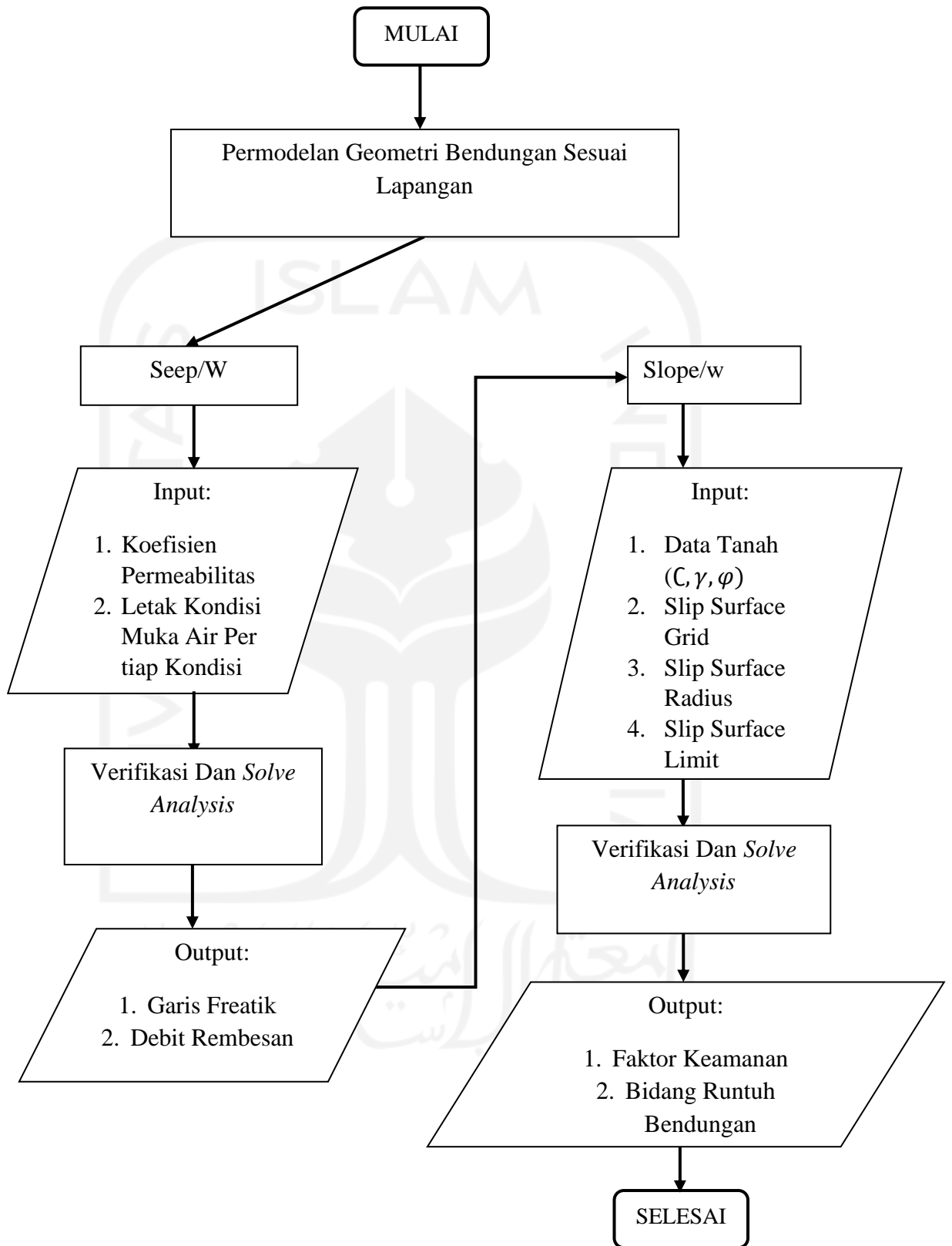
4.5. Bagan aliran

Bagan Alir Penelitian dan bagan alir pemodelan GeoStudio dapat dilihat pada Gambar 4.2 dan Gambar 4.3 berikut.





Gambar 4. 2 Bagan aliran penelitian



Gambar 4. 3 Bagan Aliran Pemodelan Software

BAB V

PEMBAHASAN

5.1. Analisis tingkat resiko bendungan

Penentuan tingkat resiko bertujuan untuk menentukan klasifikasi kelas resiko, berikut ini hasil analisis resiko Bendungan Pondok yang dapat dilihat pada Tabel 5.1.

Tabel 5. 1 Tingkat Risiko Bendungan Pondok

No	Faktor Resiko		Kategori	Nilai
1	Faktor resiko kapasitas tampung (Frk)	27,247 juta m ³	tinggi	4
2	Faktor resiko tinggi bendungan (Frt)	32 m	tinggi	4
3	Faktor resiko kebutuhan evakuasi (Fre)	>1000	ekstrem	12
4	Faktor resiko tingkat kerusakan (Frh)	Tinggi	tinggi	10
Jumlah				30

Setelah melakukan perhitungan nilai resiko dilanjutkan dengan penentuan kriteria beban gempa dengan menentukan kelas resiko. Berdasarkan perhitungan tingkat risiko bendungan Pondok memiliki nilai 30. Sehingga dengan berdasarkan kriterianya Bendungan Pondok termasuk kelas risiko III (Tinggi).

Bendungan Pondok tergolong bendungan kelas risiko III (Tinggi) sehingga kriteria beban gempa untuk desain bendungan untuk gempa OBE menggunakan

tahun kala ulang 100 tahun sedangkan untuk gempa MDE menggunakan kala ulang gempa 5.000 tahun.

5.2. Koefisien Gempa

Pada perhitungan nilai beban gempa gempa dilakukan berdasarkan nilai koefisien pada peta gempa sesuai dengan jenis gempa OBE (Gambar 3.5) dan MDE (Gambar 3.8).

Pada kondisi gempa (OBE) diambil nilai A_d sebesar 0.125 dan kondisi gempa (MDE) diambil nilai A_d sebesar 0,4 dilakukan perhitungan dengan rumus 3.8 sebagai berikut.

1. Perhitungan gempa OBE

$$\begin{aligned}
 PG_{Am} &= 0,125 \\
 g &= 0,981 \text{ dm/s}^2 \\
 K_h &= 0,125/0,981 \\
 &= 0,1274 \\
 K &= 0,1274 \times 0,5 \\
 &= 0,06371 \\
 K \text{ pada } y/h (1) &= 0,06371 \times (2-(0,6.1)) \\
 &= 0,08919
 \end{aligned}$$

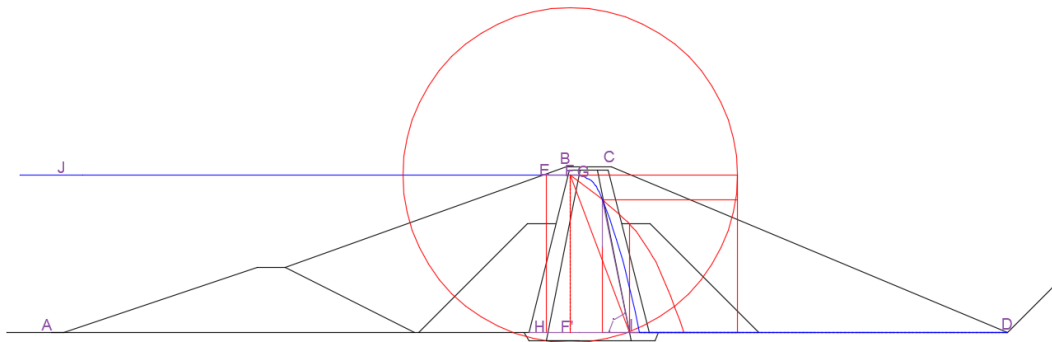
2. Perhitungan gempa MDE

$$\begin{aligned}
 PG_{Am} &= 0,4 \\
 g &= 0,981 \text{ dm/s}^2 \\
 K_h &= 0,4/0,981 \\
 &= 0,407 \\
 K &= 0,407 \times 0,5 \\
 &= 0,203 \\
 K \text{ pada } y/h (1) &= 0,203 \times (2-(0,6.1)) \\
 &= 0,285
 \end{aligned}$$

5.3. Perhitungan Rembesan Manual

5.3.1. Garis Freatik Kondisi Muka Air Banjir

Penggambaran garis freatik secara manual pada kondisi Muka Air Banjir dapat dilihat pada Gambar 5.1 sebagai berikut.



Gambar 5. 1 Hasil Perhitungan Rembesan Dengan Dengan Metode Cassagrande Kondisi Muka Air Banjir

1. Debit Rembesan

Perhitungan debit rembesan dengan menggunakan metode cassagrande pada kondisi muka air banjir, dihitung dengan rumus (3.1) sebagai berikut.

$$A-J = E-H = H = 27.85 \text{ m}$$

$$F'-I = 10.64 \text{ m}$$

$$Q = 3.18 \times 10^{-7} \times (\sqrt{27.85^2 + 10.64^2} - 10.64)$$

$$= 6.09 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{dt}$$

Berdasarkan data teknis Bendung Pondok memiliki Panjang puncak 360 m sehingga total rembesan sebagai berikut.

$$Q_{\text{total}} = 6.09 \times 10^{-6} \times 360$$

$$= 2.19 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{dt}$$

2. Gradien Hidrolik

Perhitungan rembesan berdasarkan gradien hidrolik didapatkan sebagai berikut.

$$i_{\text{exit}} = \frac{27,85}{82}$$

$$= 0,33$$

$$i_c = \frac{2,67-1}{1+0,68}$$

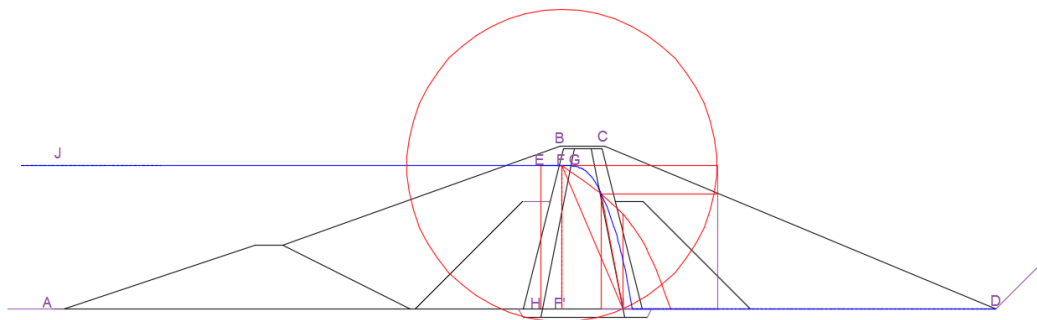
$$= 0,994$$

$$SF = \frac{0,994}{0,33}$$

$$= 3,01$$

5.3.2. Garis Freatik Kondisi Muka Air Normal

Penggambaran garis freatik secara manual pada kondisi Muka Air normal dapat dilihat pada Gambar 5.2 sebagai berikut.



Gambar 5. 2 Hasil Perhitungan Rembesan Dengan Dengan Metode Cassagrande Kondisi Muka Air Normal

1. Debit Rembesan

Perhitungan debit rembesan dengan menggunakan metode cassagrande pada kondisi muka air banjir, dihitung sebagai berikut.

$$A-J = E-H = H = 25,85 \text{ m}$$

$$F'-I = 11,01 \text{ m}$$

$$Q = 3,18 \times 10^{-7} \times (\sqrt{25,85^2 + 11,01^2} - 11,01)$$

$$= 5.43 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{dt}$$

Berdasarkan data teknis Bendunga Pondok memiliki Panjang puncak 360 m sehingga total rembesan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_{\text{total}} &= 5,43 \times 10^{-6} \times 360 \\ &= 1.95 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

2. Gradien hidrolik

Perhitungan rembesan berdasarkan gradien hidrolik didapatkan sebagai berikut.

$$i_{\text{exit}} = \frac{25.85}{88.24}$$

$$= 0,29$$

$$i_c = \frac{2,67-1}{1+0.68}$$

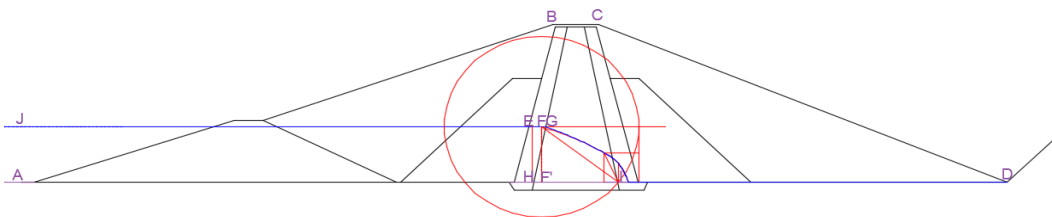
$$= 0,994$$

$$SF = \frac{0.994}{0.29}$$

$$= 3.4$$

5.3.3. Garis Freatik Kondisi Muka Air Minimum

Penggambaran garis freatik secara manual pada kondisi Muka Air Minimum dapat dilihat pada Gambar 5.3 sebagai berikut.



Gambar 5. 3 Hasil Perhitungan Rembesan Dengan Dengan Metode Cassagrande Kondisi Muka Air Minimum

1. Debit Rembesan

Perhitungan debit rembesan dengan menggunakan metode cassagrande pada kondisi muka air banjir, dihitung sebagai berikut.

$$A-J = EH = H = 10,35 \text{ m}$$

$$F'-I = 13.18 \text{ m}$$

$$Q = k.s = 3.18 \times 10^{-7} \times (\sqrt{10.35^2 + 13.18^2} - 13.18) \\ = 1.13 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{dt}$$

Berdasarkan data teknis Bendunga Pondok memiliki Panjang puncak 360 m sehingga total rembesan sebagai berikut.

$$Q_{\text{total}} = 1.13 \times 10^{-6} \times 360 \\ = 4.06 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{dt}$$

2. Gradien Hidrolik

Perhitungan rembesan berdasarkan gradien hidrolik didapatkan sebagai berikut.

$$i_{\text{exit}} = \frac{10.35}{136.88} \\ = 0.07$$

$$i_c = \frac{2.67-1}{1+0.68} \\ = 0.994$$

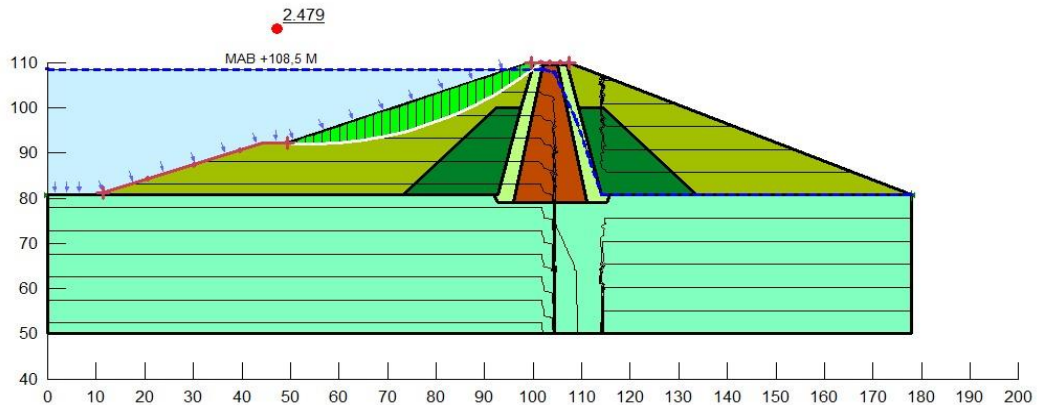
$$SF = \frac{0.994}{0.07} \\ = 14.2$$

5.4. Perhitungan Stabilitas dengan Garis Freatik Manual

Perhitungan stabilitas pada tubuh bendungan pondok dengan garis freatik manual dilakukan dengan menggunakan program Geostudio berupa slope/w. Percobaan dilakukan pada 4 keadaan muka air yaitu banjir, normal, minimum dan surut cepat (*rapid draw down*). Pada setiap keadaan ditambahkan dengan beban gempa OBE dan MDE.

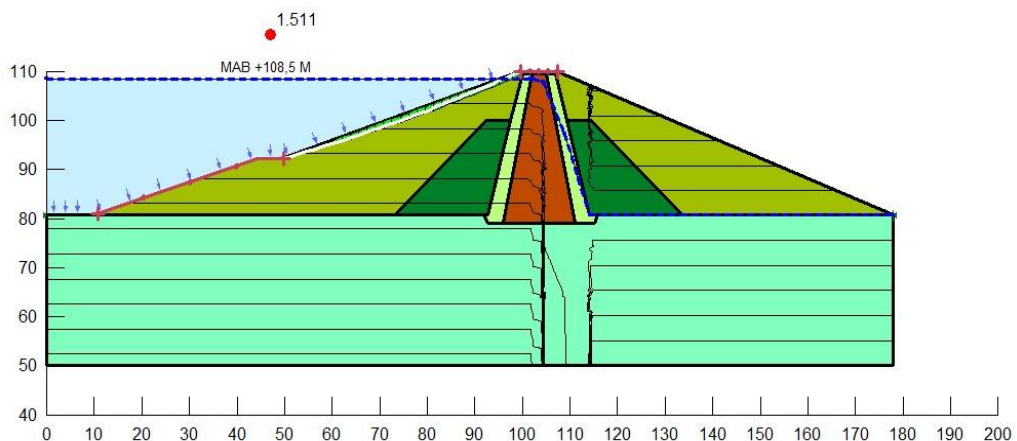
5.4.1. Stabilitas Lereng Kondisi Muka Air Banjir dengan Garis Freatik Manual

Berikut ini hasil perhitungan stabilitas lereng kondisi muka air banjir dengan garis freatik yang dibuat secara manual dapat dilihat pada Gambar 5.4 sampai dengan Gambar 5.9.



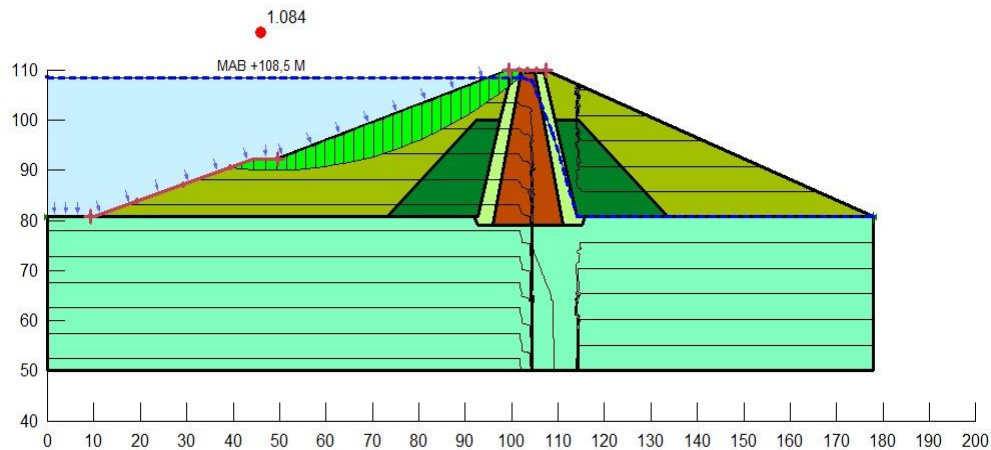
Gambar 5. 4 Hasil perhitungan stabilitas upstream tanpa gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.4 didapatkan angka kemandan stabilitas upstream tanpa gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir sebesar 2,479.



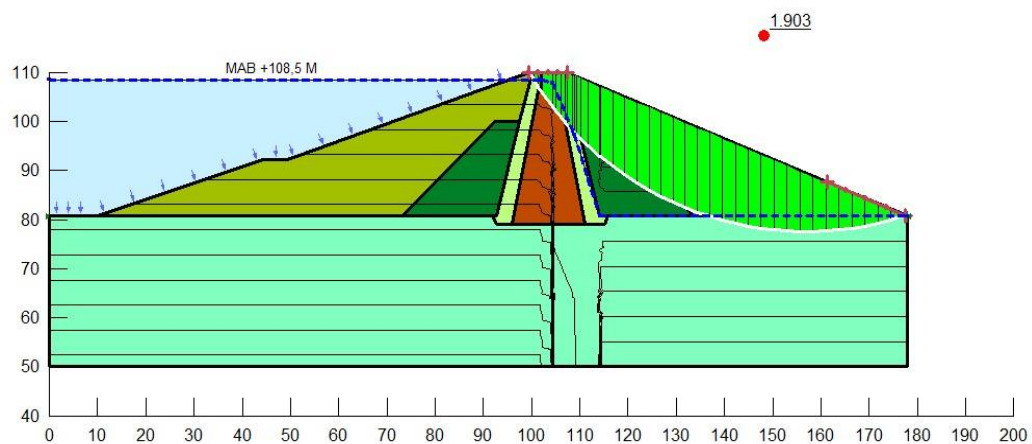
Gambar 5. 5 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.5 didapatkan angka kewanaman stabilitas upstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir sebesar 1,511.



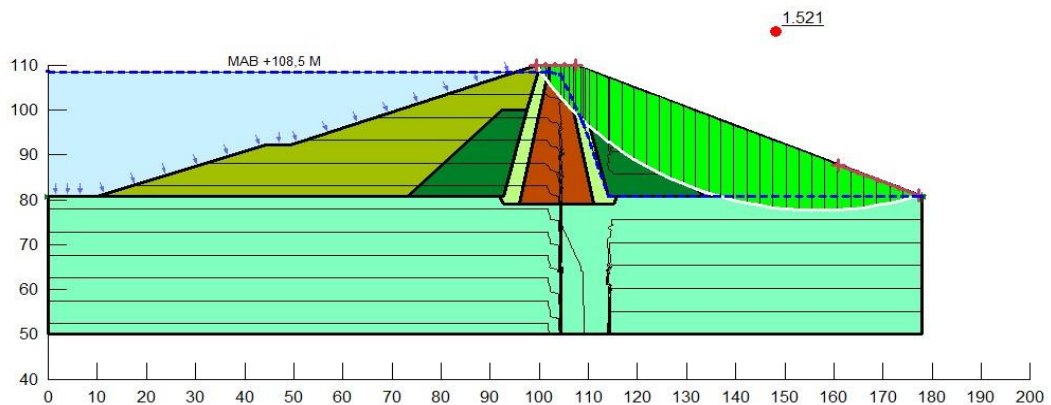
Gambar 5. 6 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.6 didapatkan angka kewanaman stabilitas upstream dengan gempa MDE dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir sebesar 1,064.



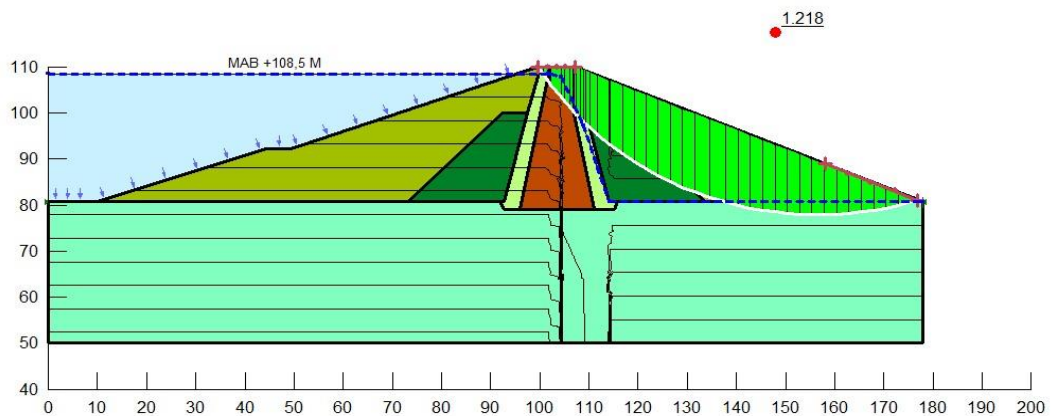
Gambar 5. 7 Hasil perhitungan stabilitas downstream tanpa gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.7 didapatkan angka kewanaman stabilitas downstream tanpa beban gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir sebesar 1,903.



Gambar 5. 8 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.8 didapatkan angka kewanaman stabilitas downstream dengan gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir sebesar 1,521.

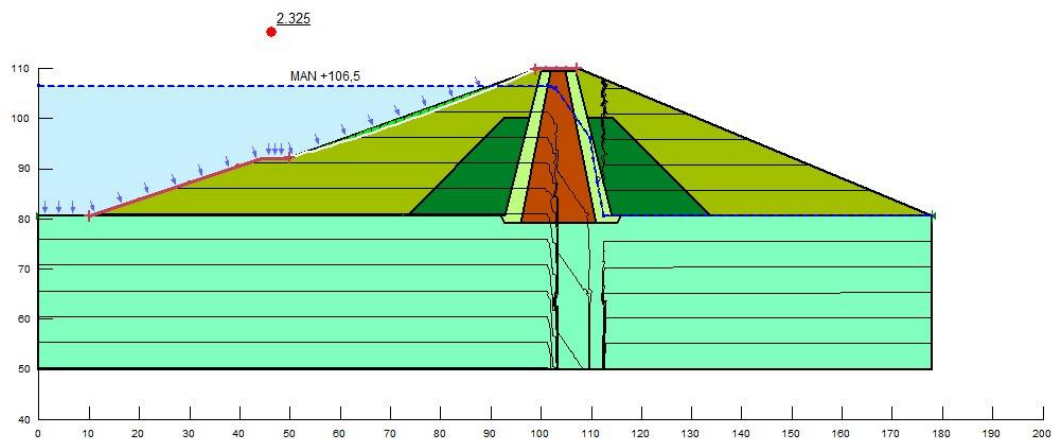


Gambar 5. 9 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.9 didapatkan angka kemanan stabilitas downstream dengan gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air banjir sebesar 1,218.

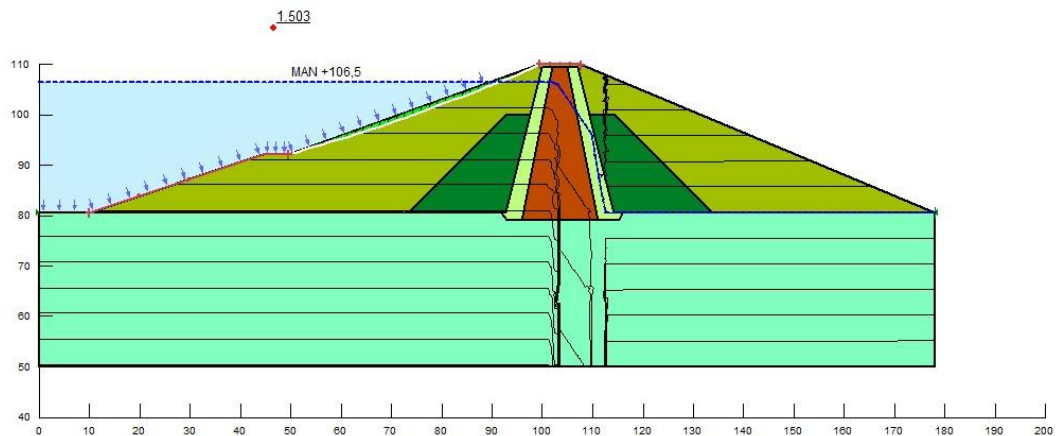
5.4.2. Stabilitas Lereng Kondisi Muka Air Normal dengan Garis Freatik Manual

Berikut ini hasil perhitungan stabilitas lereng kondisi muka air normal dengan garis freatik yang dibuat secara manual dapat dilihat pada Gambar 5.10 samapai dengan Gambar 15.



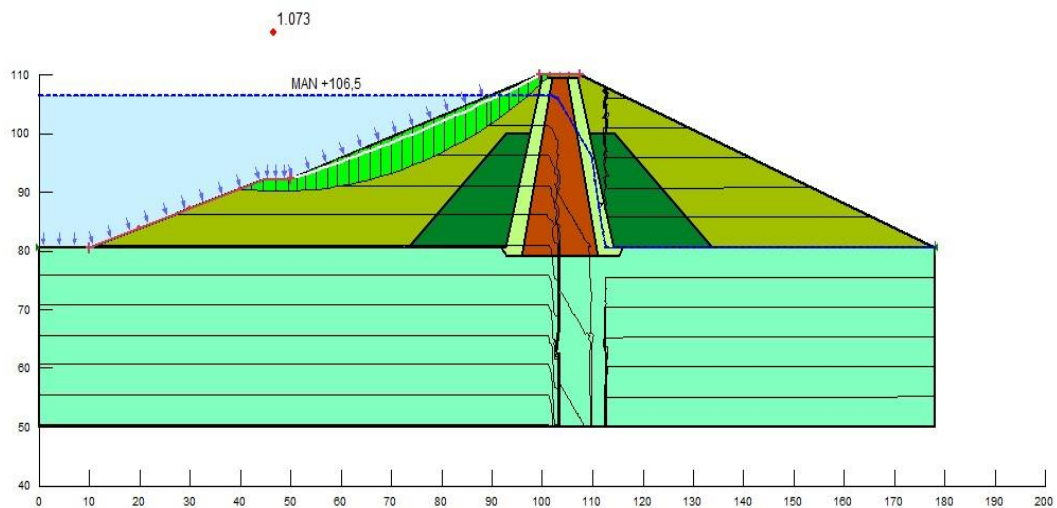
Gambar 5. 10 Hasil perhitungan stabilitas upstream tanpa gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.10 didapatkan angka kemanan stabilitas upstream tanpa beban gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal sebesar 2.325.



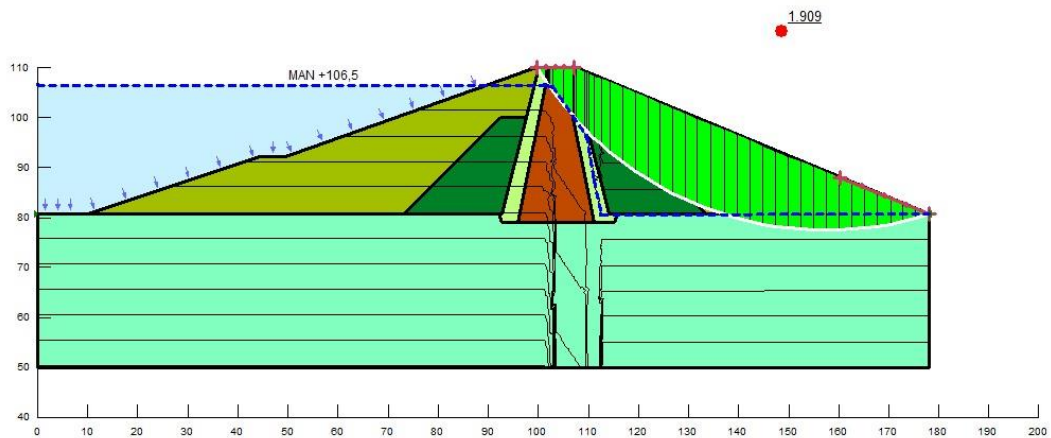
Gambar 5. 11 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.11 didapatkan angka kemandan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal sebesar 1,503.



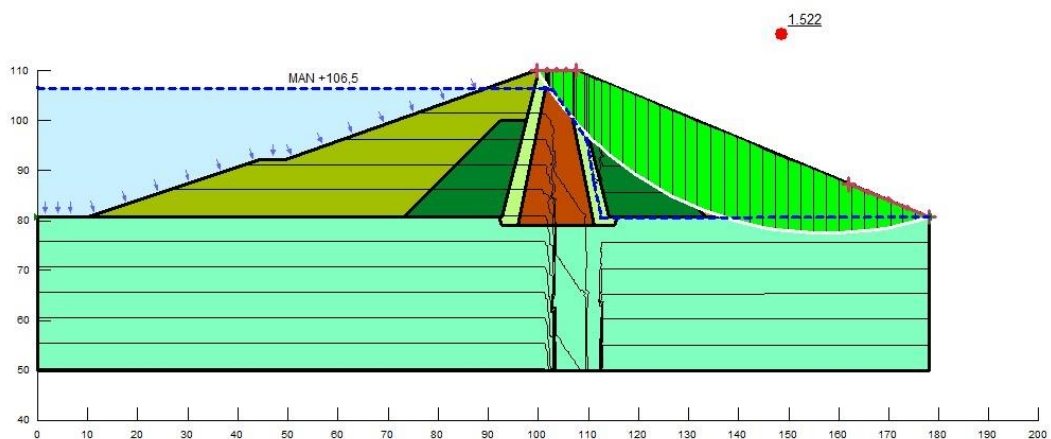
Gambar 5. 12 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.12 didapatkan angka kemandan stabilitas upstream tanpa beban gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal sebesar 1,073.



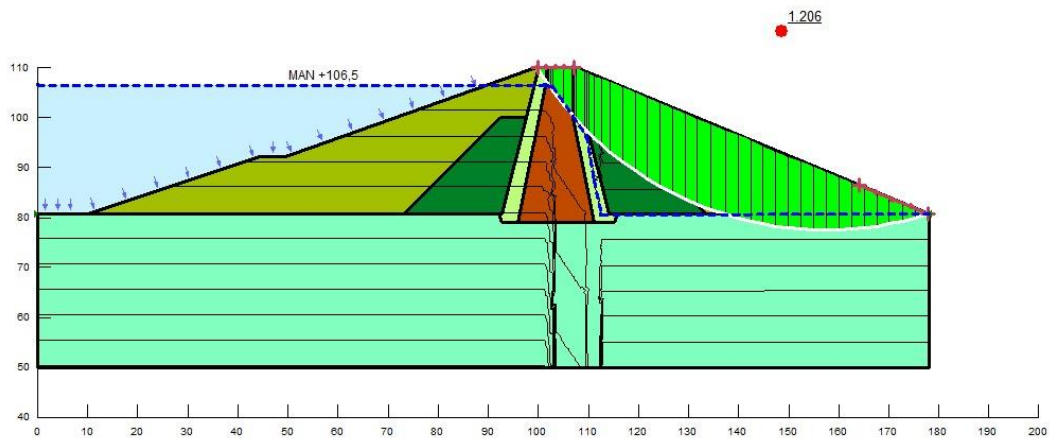
Gambar 5. 13 Hasil perhitungan stabilitas downstream tanpa gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.13 didapatkan angka kemandan stabilitas downstream tanpa beban gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal sebesar 1,909.



Gambar 5. 14 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.14 didapatkan angka kemandan stabilitas downstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal sebesar 1,522.

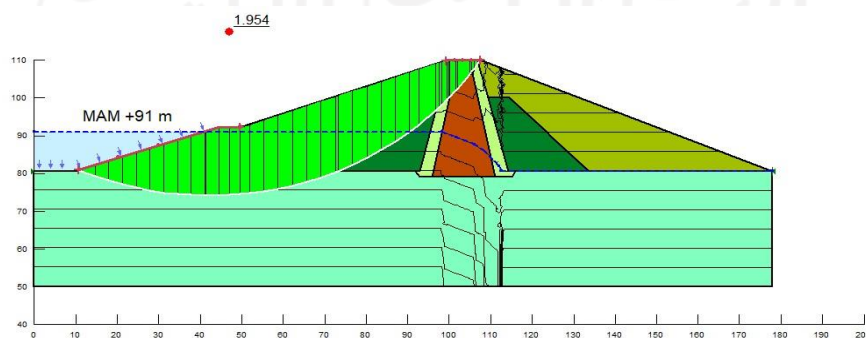


Gambar 5. 15 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.15 didapatkan angka keamanan stabilitas downstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air normal sebesar 1,206.

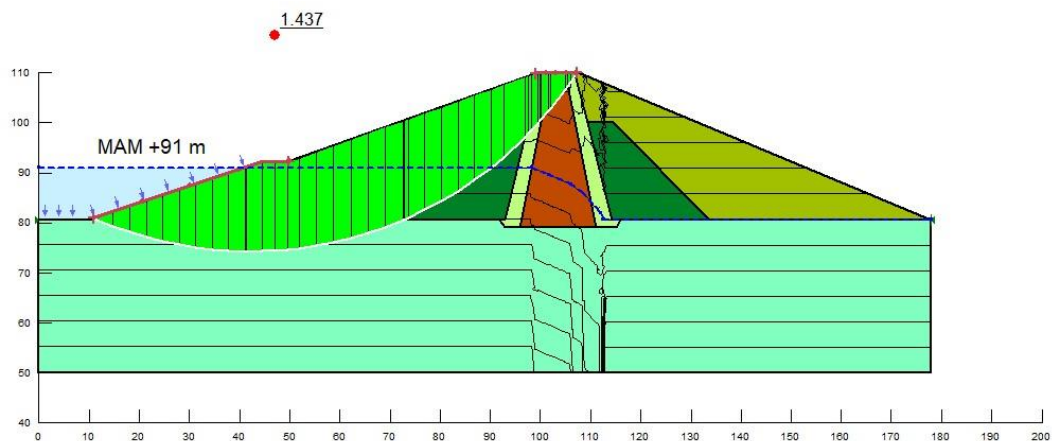
5.4.3. Stabilitas Lereng Kondisi Muka Air Minimum dengan Garis Freatik Manual

Berikut ini hasil perhitungan stabilitas lereng kondisi muka air minimum dengan garis freatik yang dibuat secara manual dapat dilihat pada Gambar 5.16 sampai dengan Gambar 5.21.



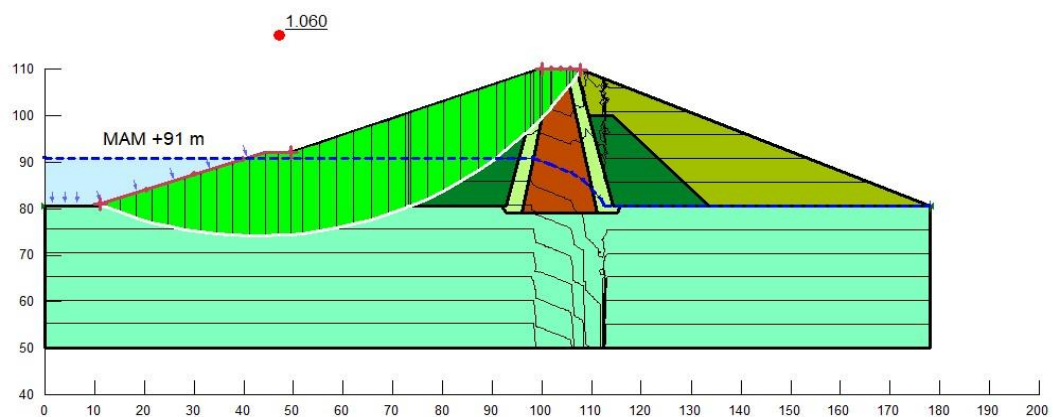
Gambar 5. 16 Hasil perhitungan stabilitas upstream tanpa gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.16 didapatkan angka kemanan stabilitas upstream tanpa beban gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum sebesar 1,954.



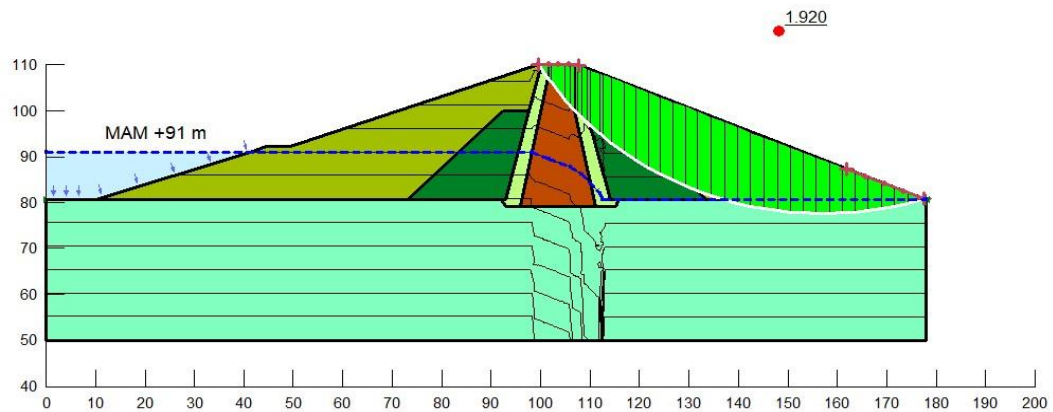
Gambar 5. 17 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.17 didapatkan angka kemanan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum sebesar 1,437.



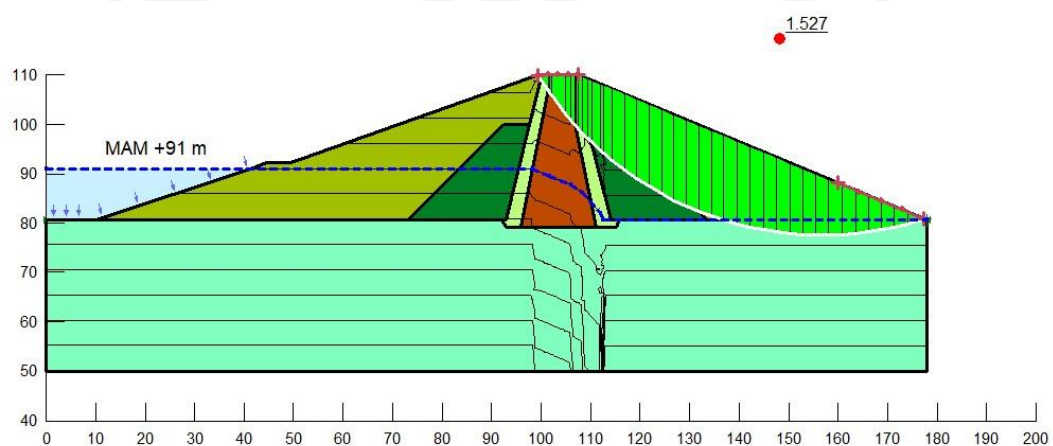
Gambar 5. 18 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.18 didapatkan angka kemanan stabilitas upstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum sebesar 1,06.



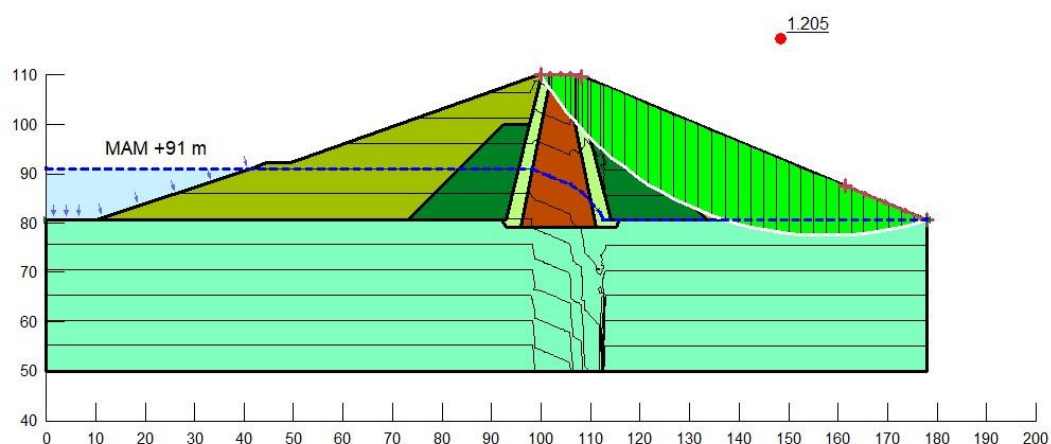
Gambar 5. 19 Hasil perhitungan stabilitas downstream tanpa gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.19 didapatkan angka kemanan stabilitas downstream tanpa beban gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum sebesar 1,92.



Gambar 5. 20 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.20 didapatkan angka kemanan stabilitas downstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum sebesar 1,437.

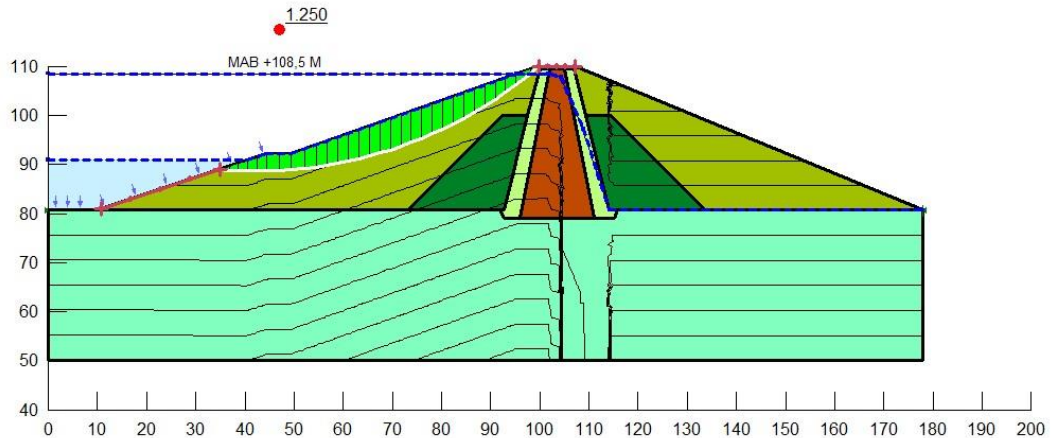


Gambar 5. 21 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.21 didapatkan angka kemanan stabilitas downstream tanpa beban gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air minimum sebesar 1,92.

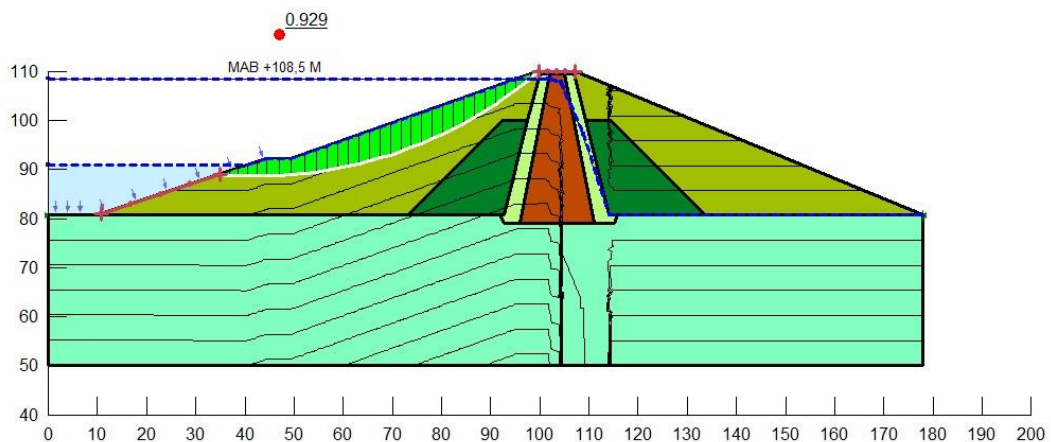
5.4.4. Stabilitas Lereng Kondisi Surut Cepat (*Rapid Drawdown*) dengan Garis Freatik Manual

Berikut ini hasil perhitungan stabilitas lereng kondisi Surut Cepat (*Rapid Drawdown*) dengan garis freatik yang dibuat secara manual dapat dilihat pada Gambar 5.22 samapai dengan Gambar 5.27.



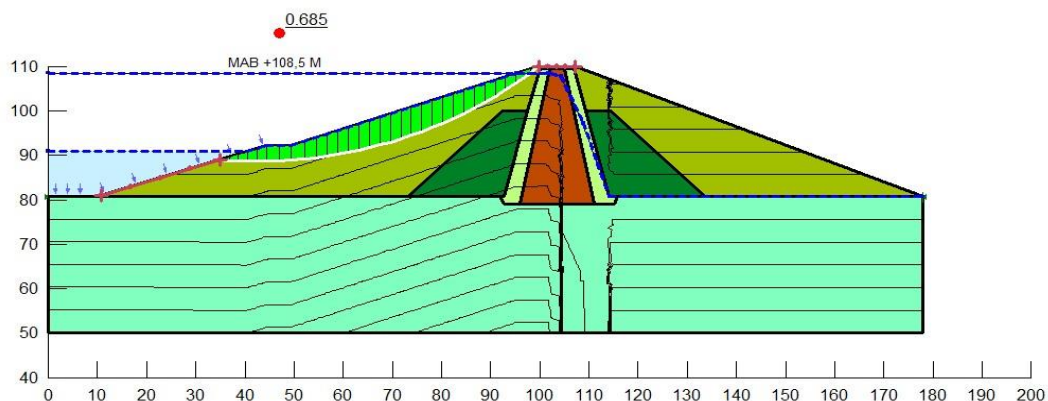
Gambar 5. 22 Hasil perhitungan stabilitas upstream tanpa beban gempa dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air *rapid draw down*

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.22 didapatkan angka kemandan stabilitas upstream tanpa beban gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air *rapid draw down* sebesar 1,25.



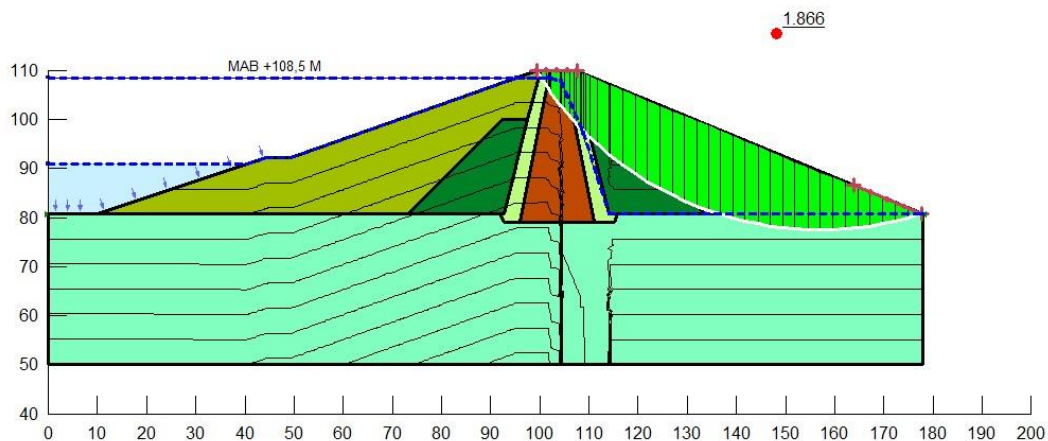
Gambar 5. 23 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air *rapid draw down*

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.23 didapatkan angka kemandan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air *rapid draw down* sebesar 0,929.



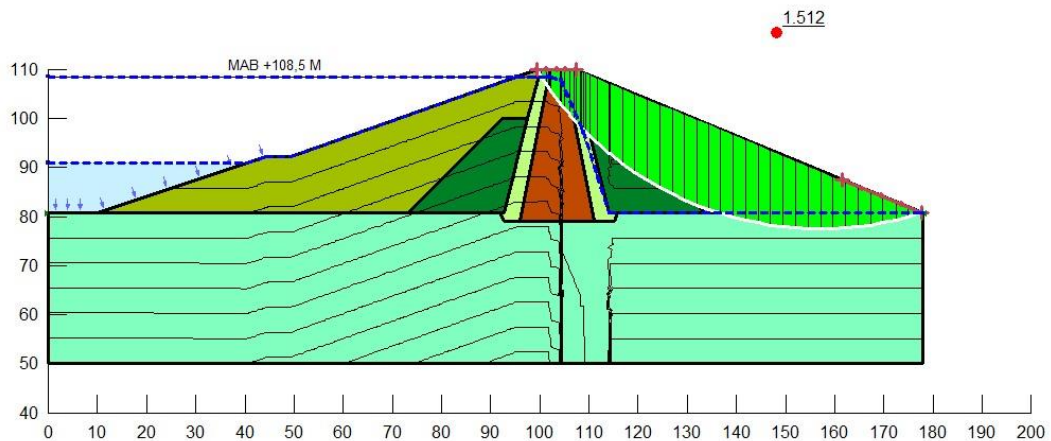
Gambar 5. 24 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air *rapid draw down*

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.24 didapatkan angka kemandan stabilitas upstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air *rapid draw down* sebesar 0,685.



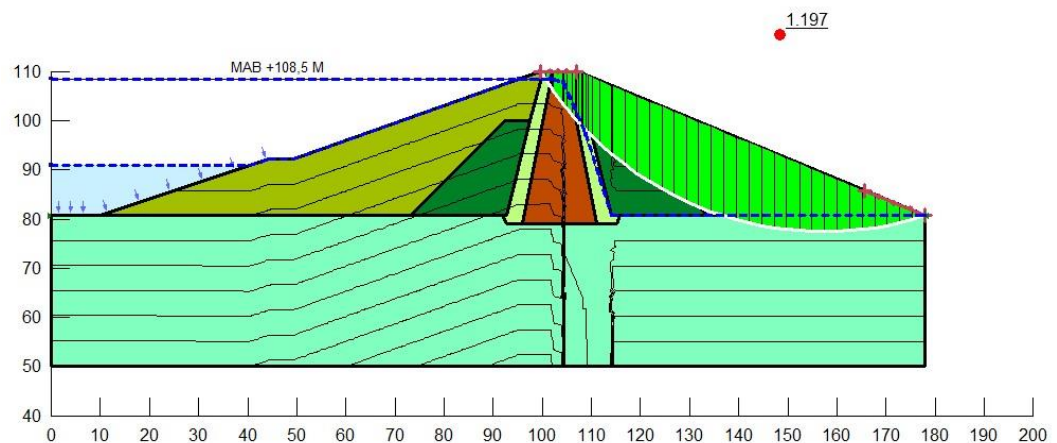
Gambar 5. 25 Hasil perhitungan stabilitas downstream tanpa beban gempa dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air *rapid draw down*

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.25 didapatkan angka kemandan stabilitas downstream tanpa beban gempa dengan garis freatik manual pada kondisi muka air *rapid draw down* sebesar 1,866.



Gambar 5. 26 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air *rapid draw down*

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.26 didapatkan angka kemandan stabilitas downstream dengan beban gempa OBE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air *rapid draw down* sebesar 1,512.



Gambar 5. 27 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air *rapid draw down*

Dari permodelan menggunakan *software* pada Gambar 5.27 didapatkan angka kemandan stabilitas downstream dengan beban gempa MDE dan dengan garis freatik manual pada kondisi muka air *rapid draw down* sebesar 1,197.

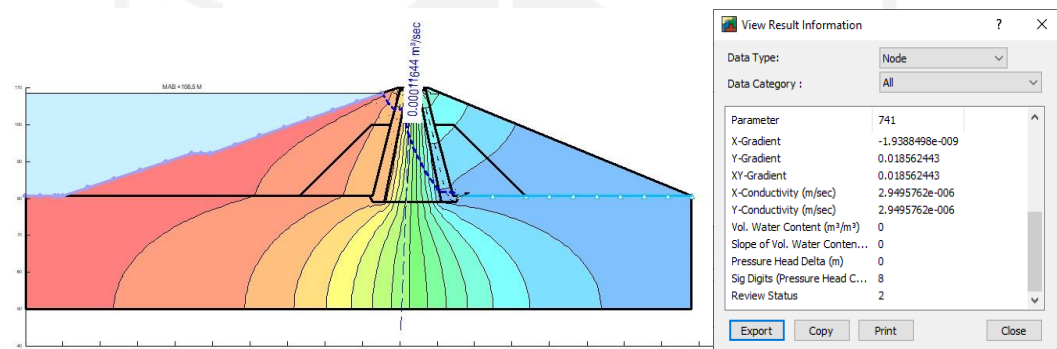
5.5. Perhitungan Rembesan dengan SEEP/W

Perhitungan rembesan pada tubuh bendungan pondok dilakukan dengan menggunakan program Geostudio berupa seep/w. Rembesan pada tubuh bendungan dilakukan dengan tinjauan yaitu debit rembesan.

5.5.1. Debit Rembesan

1. Muka Air Banjir

Perhitungan rembesan pada tubuh bendungan pondok dengan tinjauan debit rembesan pada kondisi muka air banjir dapat dilihat pada Gambar 5.28 berikut.



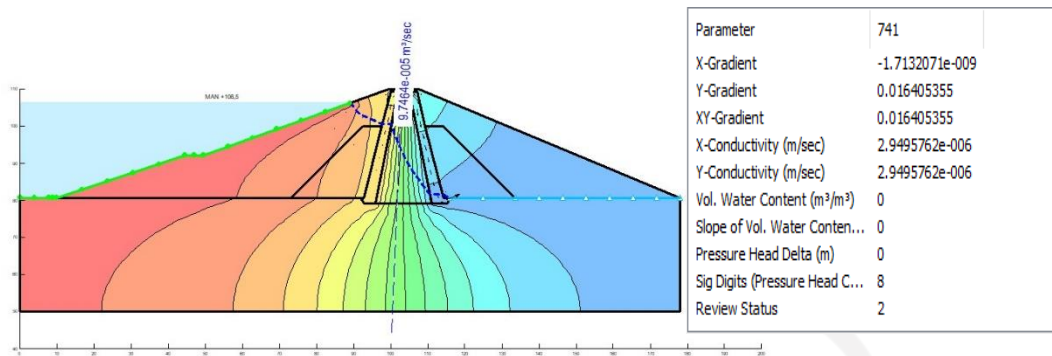
Gambar 5. 28 Hasil Perhitungan Rembesan Dengan Seep/W Dengan Kondisi Muka Air Banjir

Berdasarkan data teknis Bendunga Pondok memiliki Panjang puncak 360 m sehingga total rembesan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{total}} &= 1,164 \times 10^{-4} \times 360 \\
 &= 4,1 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

2. Muka Air Normal

Perhitungan rembesan pada tubuh bendungan pondok dengan tinjauan debit rembesan pada kondisi muka air normal dapat dilihat pada Gambar 5.29 berikut.



Gambar 5. 29 Hasil Perhitungan Rembesan Dengan Seep/W Dengan Kondisi Muka Air Normal

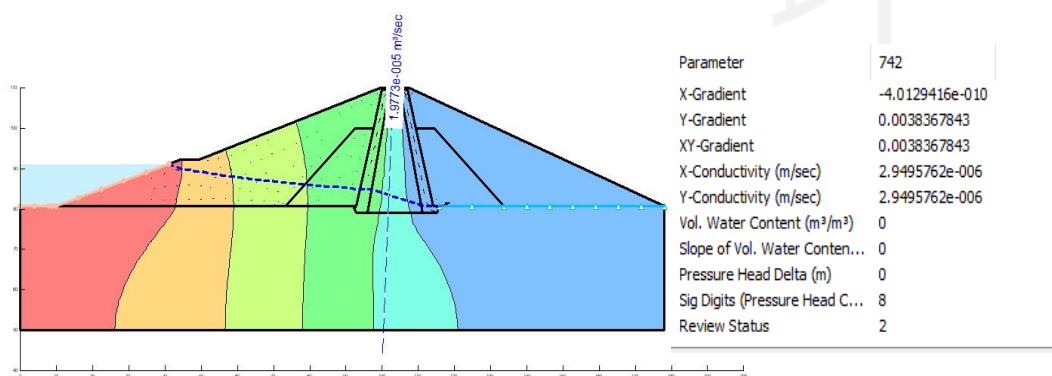
Berdasarkan data teknis Bendunga Pondok memiliki Panjang puncak 360 m sehingga total rembesan sebagai berikut.

$$Q_{\text{total}} = 9,74 \times 10^{-5} \times 360$$

$$= 3,5 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{dt}$$

3. Muka Air Minimum

Perhitungan rembesan pada tubuh bendungan pondok dengan tinjauan debit rembesan pada kondisi muka air normal dapat dilihat pada Gambar 5.30 berikut.



Gambar 5. 30 Hasil Perhitungan Rembesan Dengan Seep/W Dengan Kondisi Muka Air Minimum

Berdasarkan data teknis Bendunga Pondok memiliki Panjang puncak 360 m sehingga total rembesan sebagai berikut.

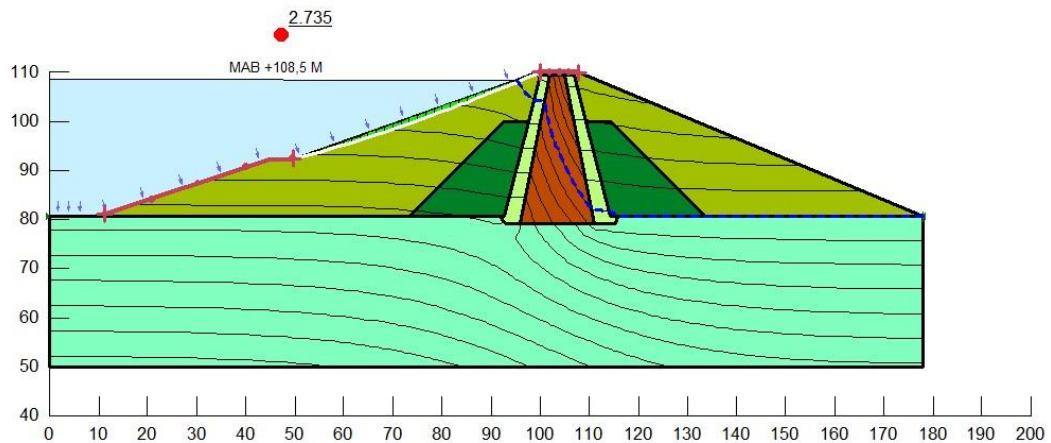
$$\begin{aligned} Q_{\text{total}} &= 1,97 \times 10^{-5} \times 360 \\ &= 7,092 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

5.6. Perhitungan Stabilitas dengan Garis Freatik SEEP/W

Perhitungan stabilitas pada tubuh bendungan pondok dengan garis freatik hasil SEEP/W dilakukan dengan menggunakan program Geostudio berupa SLOPE/W. Percobaan dilakukan pada 4 keadaan muka air yaitu banjir, normal, minimum dan surut tiba-tiba (*rapid draw down*). Pada setiap keadaan ditambahkan dengan beban gempa OBE dan MDE.

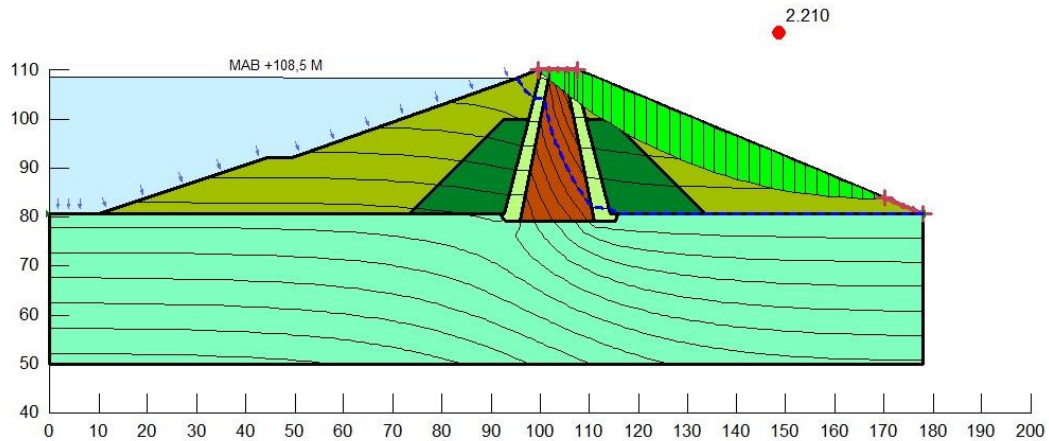
5.6.1. Stabilitas Lereng Kondisi Muka air banjir dengan Garis Freatik Hasil SEEP/W

Perhitungan stabilitas pada tubuh bendungan pondok dengan kondisi muka air banjir dapat dilihat pada Gambar 5.31 sampai Gambar 5.36 berikut.



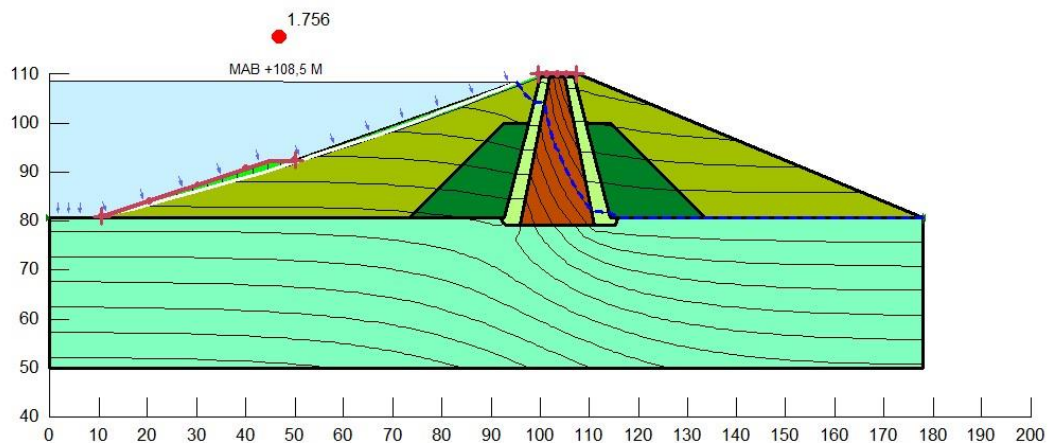
Gambar 5. 31 Hasil perhitungan stabilitas upstream tanpa beban gempa dengan slope/w pada kondisi muka air banjir

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.31 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas upstream tanpa beban gempa dengan slope/w pada kondisi muka air banjir sebesar 2,735.



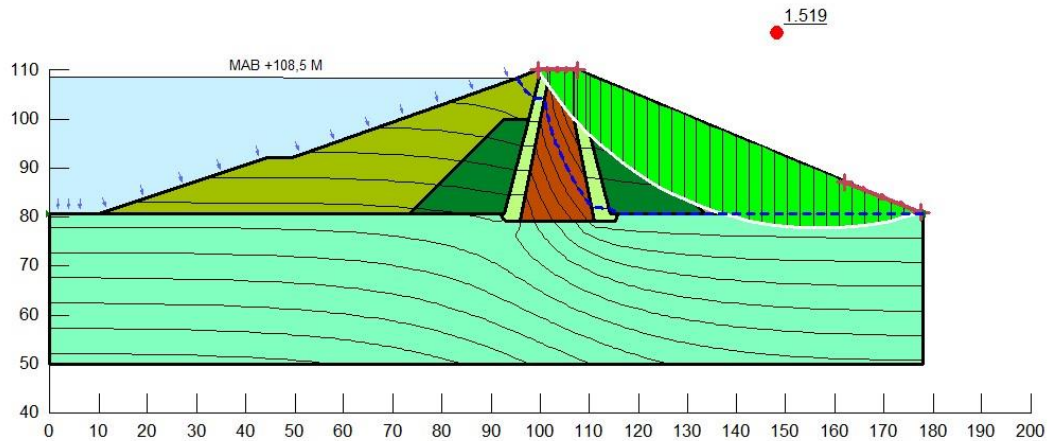
Gambar 5. 32 Hasil perhitungan stabilitas downstream tanpa beban gempa dengan slope/w pada kondisi muka air banjir

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.32 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas downstream tanpa beban gempa pada kondisi muka air banjir sebesar 2,210.



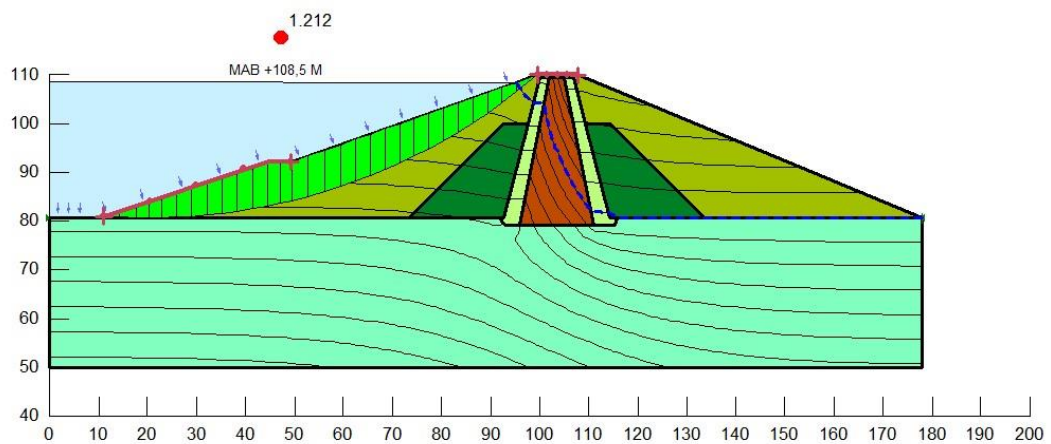
Gambar 5. 33 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa OBE pada kondisi muka air banjir

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.33 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE pada kondisi muka air banjir sebesar 1,756.



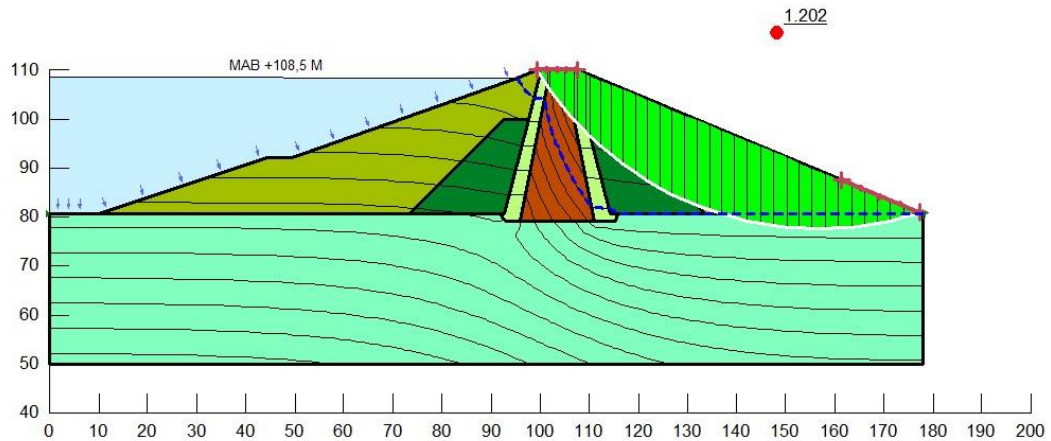
Gambar 5. 34 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa OBE pada kondisi muka air banjir

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.34 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE pada kondisi muka air banjir sebesar 1,519.



Gambar 5. 35 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa MDE pada kondisi muka air banjir

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.35 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas upstream dengan beban gempa MDE pada kondisi muka air banjir sebesar 1,212.

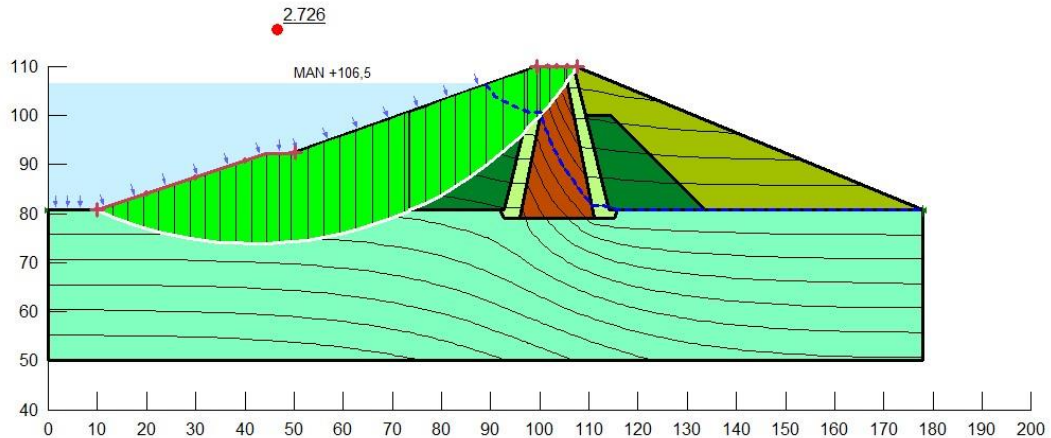


Gambar 5. 36 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa MDE pada kondisi muka air banjir

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.36 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas downstream dengan beban gempa MDE pada kondisi muka air banjir sebesar 1,202.

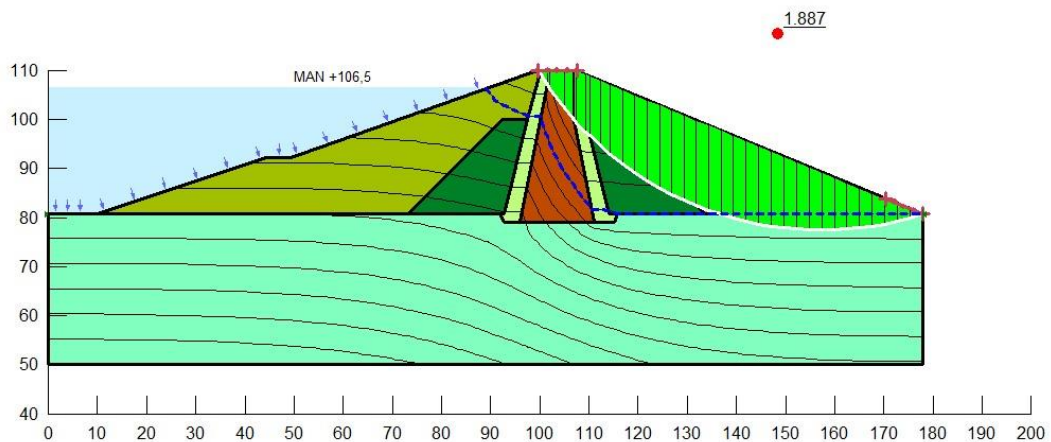
5.6.2. Stabilitas Lereng Kondisi Muka Air Normal dengan Garis Freatik Hasil SEEP/W

Perhitungan stabilitas pada tubuh bendungan pondok dengan kondisi muka air normal dapat dilihat pada gambar 5.37 sampai 5.42 berikut.



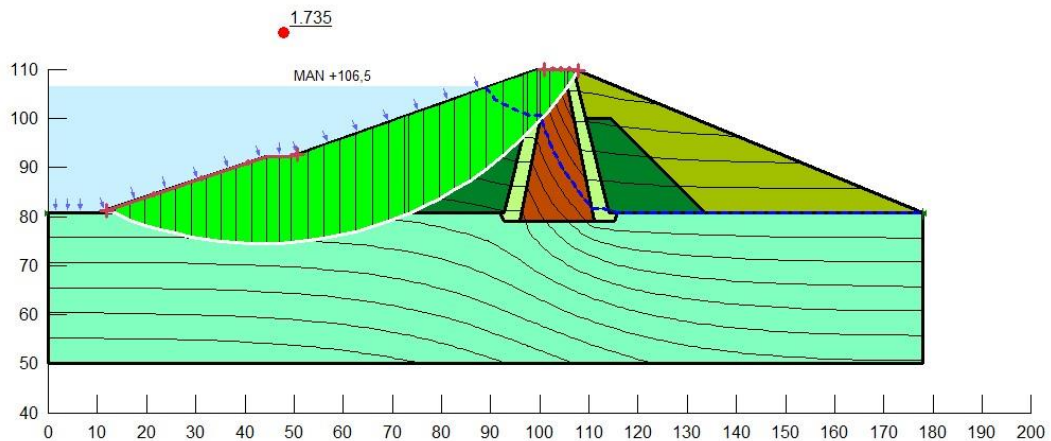
Gambar 5. 37 Hasil perhitungan stabilitas upstream tanpa beban gempa dengan slope/w pada kondisi muka air normal.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.37 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas upstream tanpa beban gempa pada kondisi muka air normal sebesar 2,726.



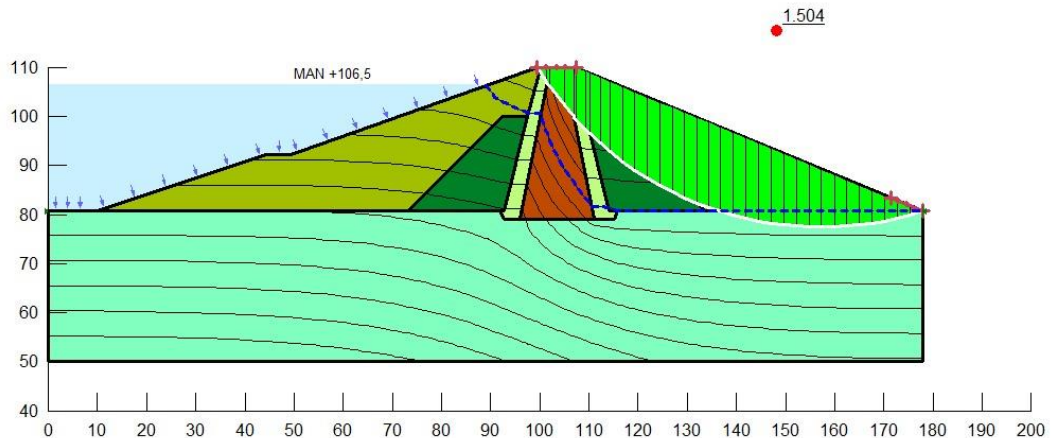
Gambar 5. 38 Hasil perhitungan stabilitas downstream tanpa beban gempa dengan slope/w pada kondisi muka air normal.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.38 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas downstream tanpa beban gempa pada kondisi muka air normal sebesar 1,887.



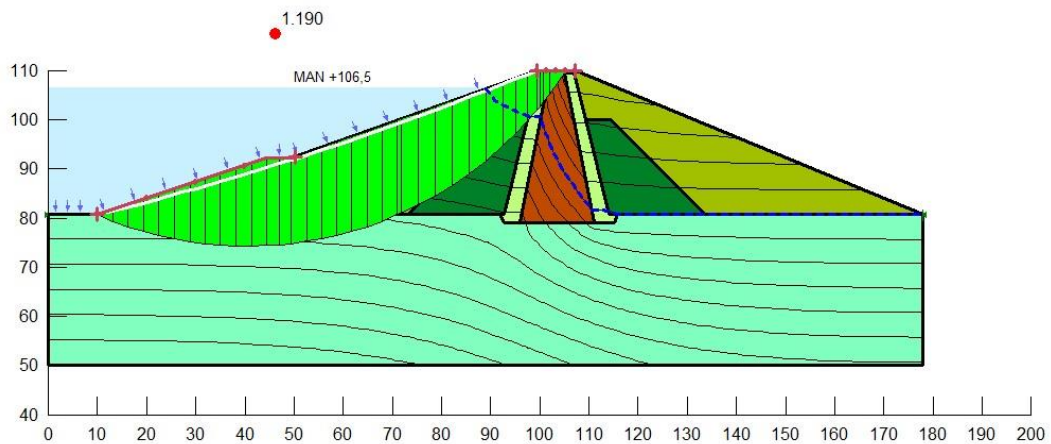
Gambar 5. 39 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa OBE pada kondisi muka air normal.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.39 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE pada kondisi muka air normal sebesar 1,735.



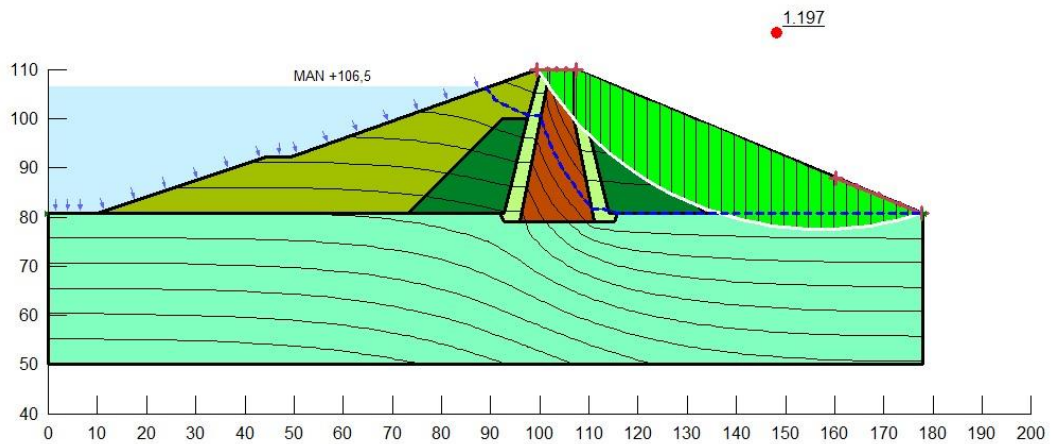
Gambar 5. 40 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa OBE pada kondisi muka air normal.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.40 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas downstream dengan beban gempa OBE pada kondisi muka air normal sebesar 1,504.



Gambar 5. 41 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa MDE pada kondisi muka air normal

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.41 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas upstream dengan beban gempa MDE pada kondisi muka air normal sebesar 1,19.

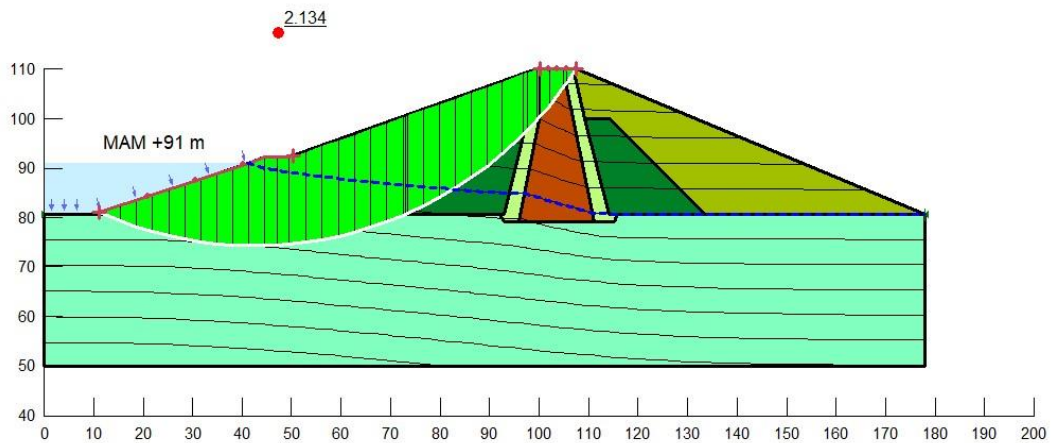


Gambar 5. 42 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa MDE pada kondisi muka air normal.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.42 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE pada kondisi muka air normal sebesar 1,197.

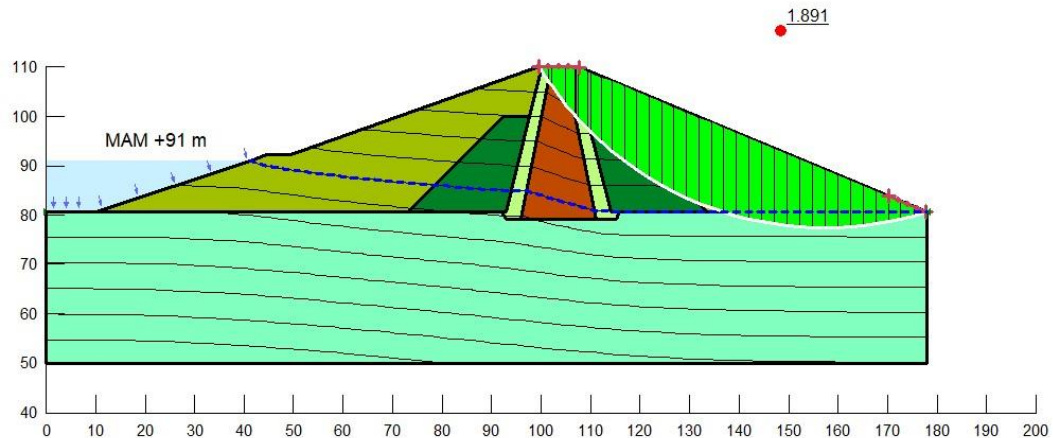
5.6.3. Stabilitas Lereng Kondisi Muka Air Minimum dengan Garis Freatik Hasil SEEP/W

Perhitungan stabilitas pada tubuh bendungan pondok dengan kondisi muka air minimum dapat dilihat pada gambar 5.43 sampai 5.48 berikut.



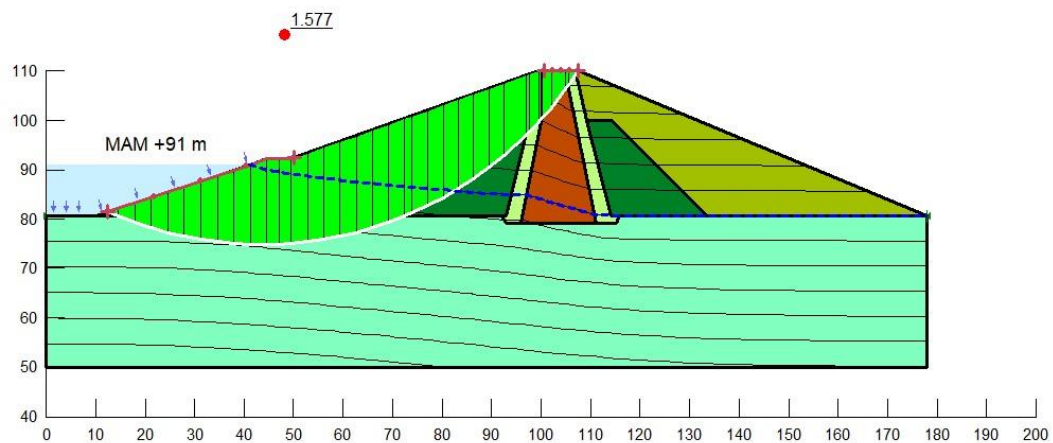
Gambar 5. 43 Hasil perhitungan stabilitas upstream tanpa beban gempa dengan slope/w pada kondisi muka air minimum.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.43 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas upstream tanpa beban gempa pada kondisi muka air minimum sebesar 2,134.



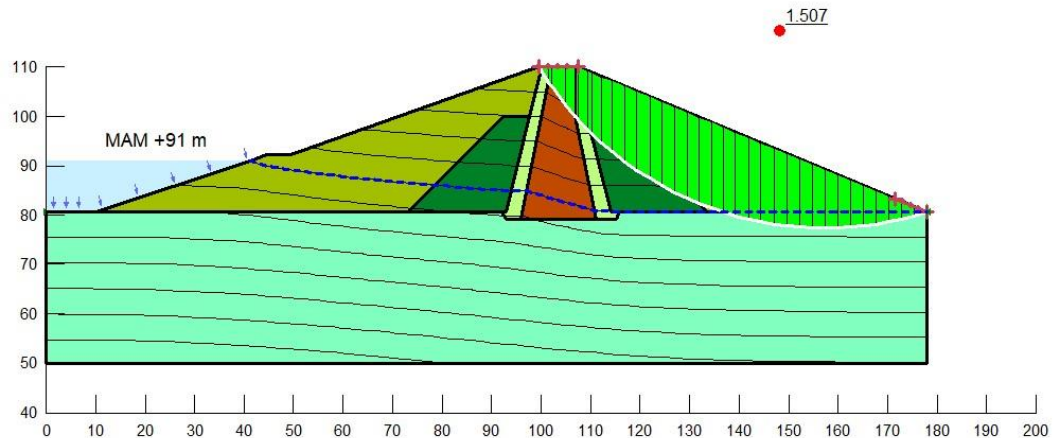
Gambar 5. 44 Hasil perhitungan stabilitas downstream tanpa beban gempa dengan slope/w pada kondisi muka air minimum.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.44 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas downstream tanpa beban gempa pada kondisi muka air minimum sebesar 1,891.



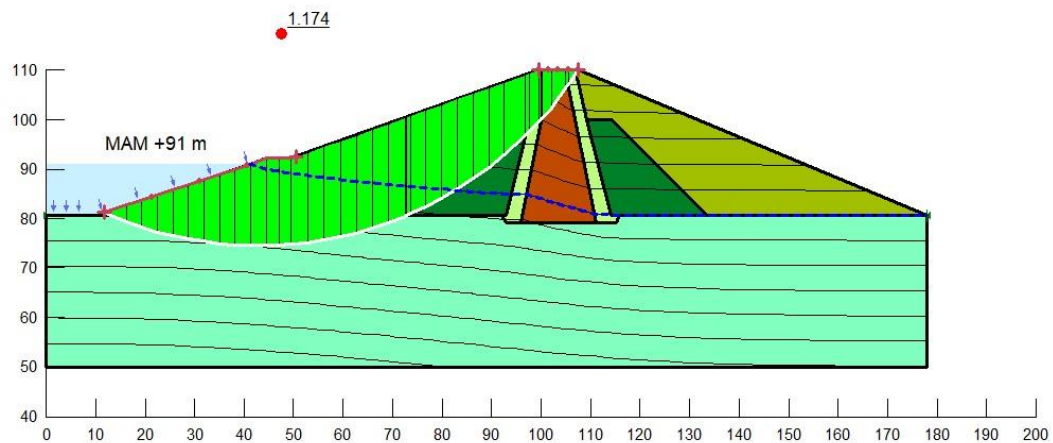
Gambar 5. 45 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa OBE pada kondisi muka air minimum.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.45 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE pada kondisi muka air minimum sebesar 1,577.



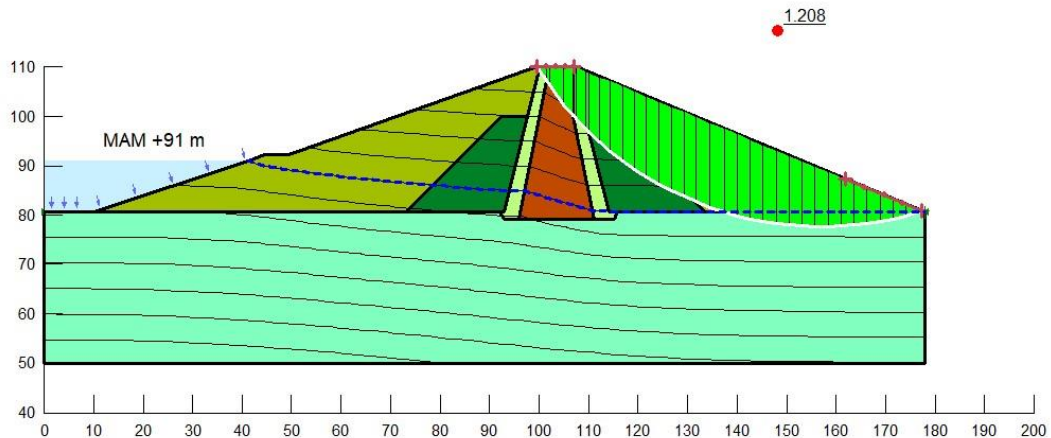
Gambar 5. 46 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa OBE pada kondisi muka air minimum.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.46 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas downstream dengan beban gempa OBE pada kondisi muka air minimum sebesar 1,507.



Gambar 5. 47 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa MDE pada kondisi muka air minimum.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.47 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas upstream dengan beban gempa MDE pada kondisi muka air minimum sebesar 1,174.

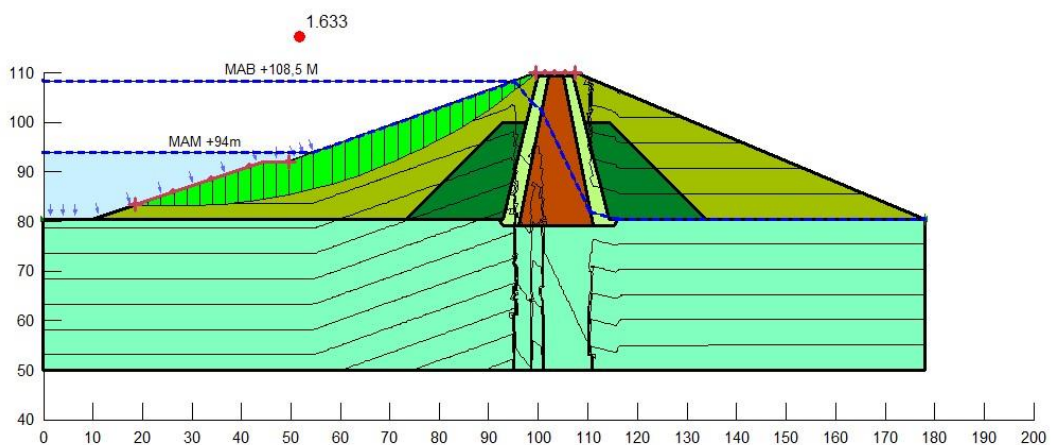


Gambar 5. 48 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa MDE pada kondisi muka air minimum.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.48 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas downstream dengan beban gempa MDE pada kondisi muka air minimum sebesar 1,208.

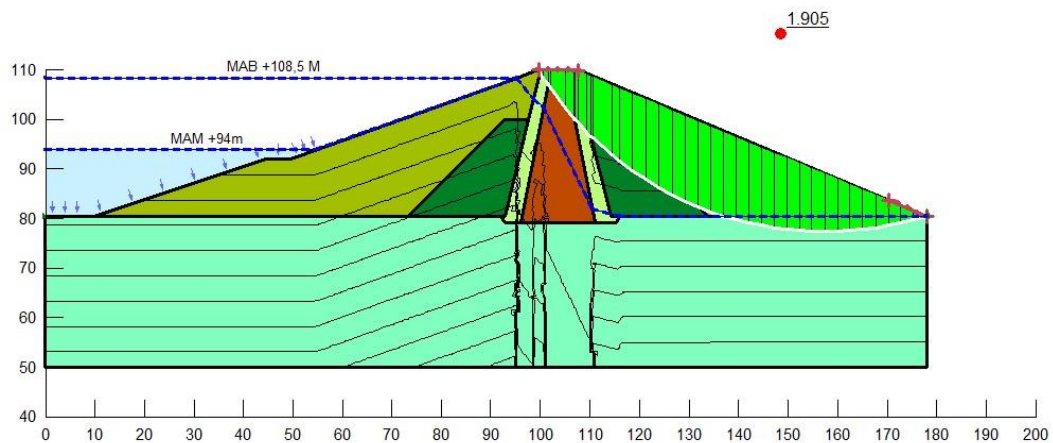
5.6.4. Stabilitas Lereng Kondisi Surut Cepat (Rapid Draw Down) dengan Garis Freatik Hasil SEEP/W

Perhitungan stabilitas pada tubuh bendungan pondok dengan kondisi muka air surut tiba-tiba (*rapid drawdown*) dapat dilihat pada gambar 5.49 sampai 5.54 berikut.



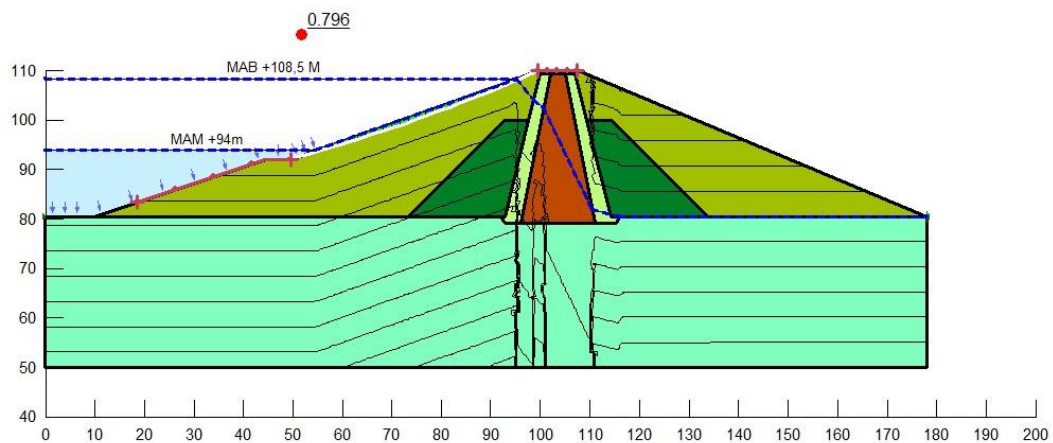
Gambar 5. 49 Hasil perhitungan stabilitas upstream tanpa beban gempa dengan slope/w pada kondisi muka air *rapid drawdown*.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.49 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas upstream tanpa beban gempa pada kondisi muka air *rapid drawdown* sebesar 1,633.



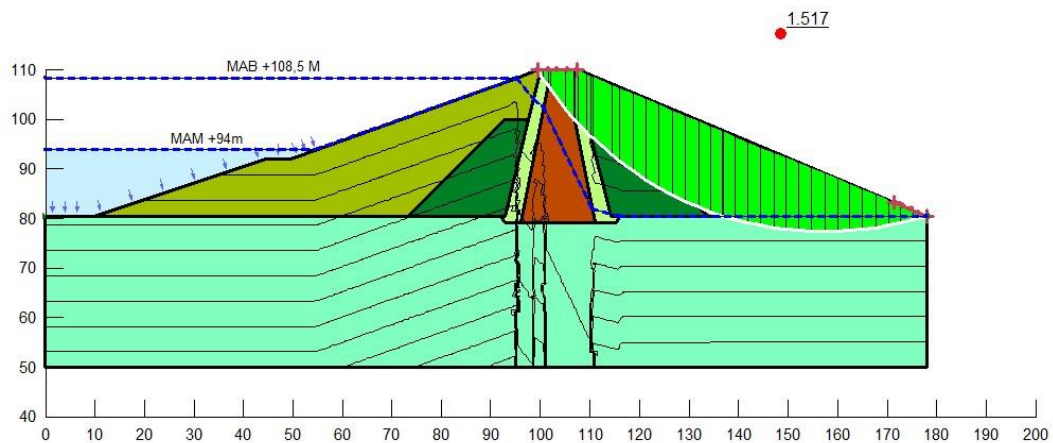
Gambar 5. 50 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w pada kondisi muka air *rapid drawdown*.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.50 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas downstream tanpa beban gempa pada kondisi muka air *rapid drawdown* sebesar 1,905



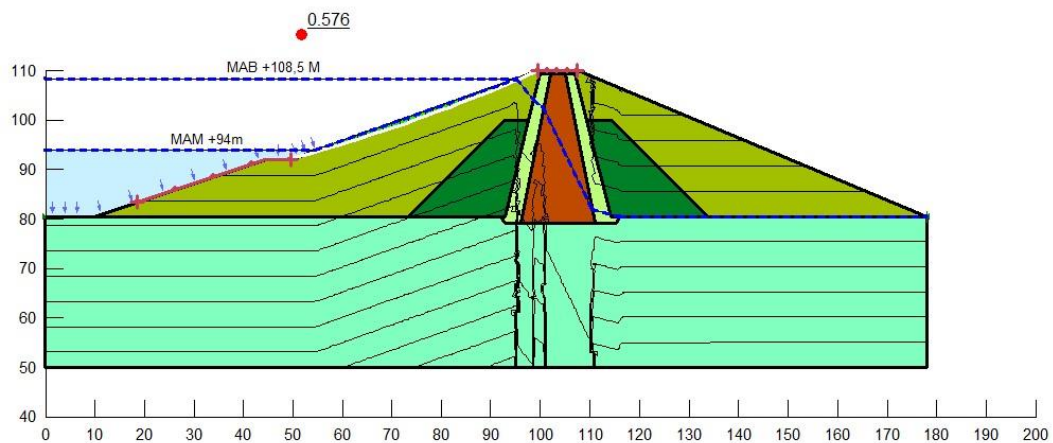
Gambar 5. 51 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa OBE pada kondisi muka air *rapid drawdown*.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.51 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas upstream dengan beban gempa OBE pada kondisi muka air *rapid drawdown* sebesar 0,796.



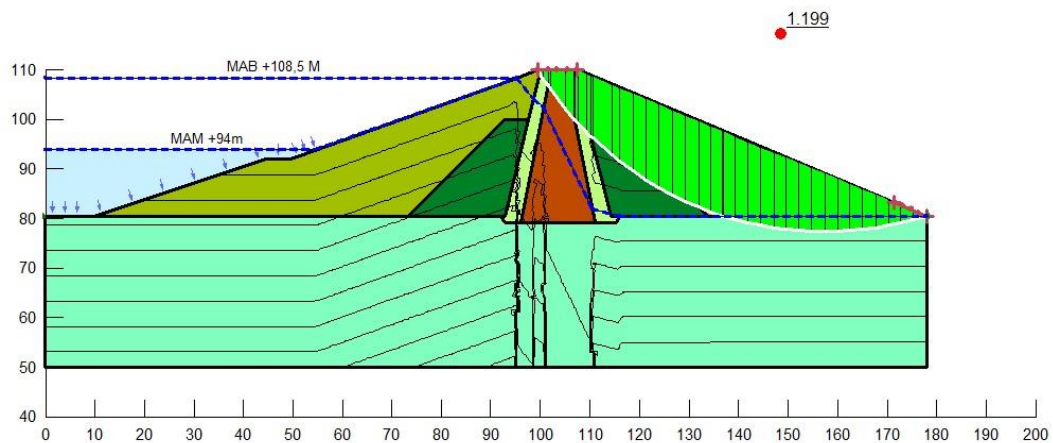
Gambar 5. 52 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa OBE pada kondisi muka air *rapid drawdown*.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.52 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas downstream dengan beban gempa OBE pada kondisi muka air *rapid drawdown* sebesar 1,517.



Gambar 5. 53 Hasil perhitungan stabilitas upstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa MDE pada kondisi muka air *rapid drawdown*.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.53 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas upstream dengan beban gempa MDE pada kondisi muka air *rapid drawdown* sebesar 0,576.

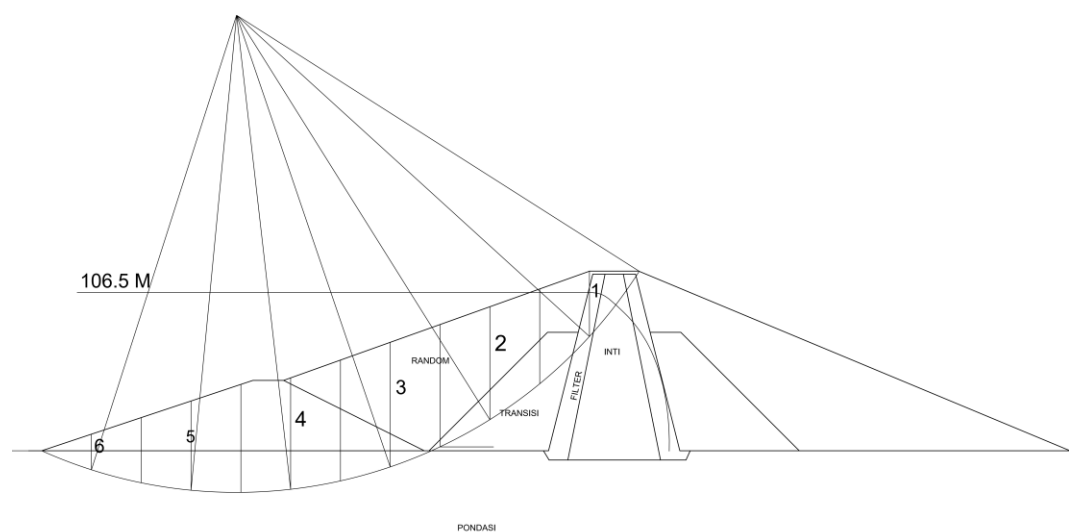


Gambar 5. 54 Hasil perhitungan stabilitas downstream dengan slope/w dengan diberi beban gempa MDE pada kondisi muka air *rapid drawdown*.

Dari hasil permodelan dengan menggunakan slope/w seperti pada Gambar 5.54 diatas didapatkan hasil angka keamanan stabilitas downstream dengan beban gempa MDE pada kondisi muka air *rapid drawdown* sebesar 1,199.

5.7. Perhitungan stabilitas dengan metode Bishop secara manual

Perhitungan stabilitas tubuh bendungan juga dilakukan dengan perhitungan manual menggunakan metode irisan *Simplified Bishop*. Pada perhitungan ini dilakukan dengan meninjau kondisi muka air normal yaitu +106,5 m. Pada perhitungan ini dilakukan dengan menggambar 6 bagian irisan seperti pada Gambar 5.55 berikut.



Gambar 5. 55 Irisan metode Bishop

Pada metode ini diberikan contoh perhitungan pada kondisi muka air normal +106,5 m pada irisan pias no 4. Digunakan rumus (3.5), adapun tahapan pengerjaannya sebagai berikut.

1. Menentukan pusat bidang longsor dengan cara coba-coba di sepanjang garis vertikal yang melalui titik tengah garis lereng.
2. Menghitung gaya berat total (W_{total}) tiap zona material yang merupakan jumlah dari gaya berat kering (W_1) + gaya berat basah (W_2)

a. Random

$$\begin{aligned} W_{total} &= W_1 + W_2 \\ &= 0 + 19,62 \cdot 201,83 \end{aligned}$$

$$= 3959,9 \text{ kN/m}$$

b. Pondasi

$$W_{\text{total}} = 1841,3892 \text{ kN}$$

3. Menentukan sudut yang dibentuk oleh jari-jari bidang longsor (α) dengan arah gaya berat masing – masing pias. Nilai $\alpha = 7^\circ$
4. Menghitung momen yang menyebabkan geser pada bidang longsor tubuh bendungan yaitu:
 - a. Random

$$T = 3959,9 \cdot \sin(7)$$

$$= 482,59 \text{ kN}$$
 - b. Pondasi

$$T = 224,4 \text{ kN}$$
5. Menghitung angka kohesi tiap pias
 - a. Random

$$C' = 0,16,26$$

$$= 0$$
 - b. Pondasi

$$C' = 319,12 \text{ kN}$$
6. Menghitung gaya *uplift* (U) saat waduk terisi air, dimana (h_w) merupakan ketinggian pias basah menurut zona material timbunan dan (γ_w) merupakan gaya berat air
 - a. Random

$$U = 9,81 \cdot 11,92$$

$$= 116,935 \text{ kN}$$
 - b. Pondasi

$$U = 42,08 \text{ kN}$$
7. Menghitung momen yang menahan beban longsor, yaitu:
 - a. Random

$$N = (3959,9 - 16,26 \cdot 116,935) \cdot \tan(40)$$

$$= 1726,83 \text{ kN}$$
 - b. Pondasi

$$N = 615,123 \text{ kN}$$

8. Menghitung nilai M_i dengan mencoba-coba nilai faktor keamanan (F_s).

Untuk nilai $F_s = 2$, maka:

- a. Random

$$\begin{aligned} M_4 &= \cos(7) \left(1 + \frac{\tan(7)\tan(40)}{2}\right) \\ &= 1,04 \end{aligned}$$

- b. Pondasi

$$M_4 = 1,02$$

9. Prosedur perhitungan di atas diulang sampai semua pias yang membentuk bidang longsor dihitung, selanjutnya nilai F_s dapat dihitung.

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{14091,17}{6686,074} \\ &= 2,107 \end{aligned}$$

Dilakukan prosedur yang sama seperti diatas pada setiap irisannya kemudian nilai F_s dapat dihitung. Perhitungan nilai F_s untuk setiap piasnya dapat dilihat pada Tabel 5.2 sampai Tabel 5.6 berikut.

Tabel 5. 4 Lanjutan Rekapitulasi perhitungan Bishop kondisi muka air normal

u=hw.Yw					bu					Wtotal-bu				
inti	filter	transisi	random	pondasi	inti	filter	transisi	random	pondasi	inti	filter	transisi	random	pondasi
0	52.974	52.18	0	0	0	861.62	848.8573	0	0	410.2407	-322.57	-254.49	923.70	0
0	0	37.64	113.796	0	0	0	612.7091	1850.89	0	0	0	702.01	2481.4	0
0	0	0	127.53	25.8984	0	0	0	2074.27	421.23	0	0	20.88	3550.38	318
0	0	0	116.9352	42.0849	0	0	0	1901.95	684.51	0	0	0	2057.95	1156.87
0	0	0	79.7553	63.1764	0	0	0	1297.22	1027.56	0	0	0	1298.1	858.72
0	0	0	26.487	30.411	0	0	0	430.8111	494.63	0	0	0	434.23	371.84

Tabel 5. 5 Lanjutan rekapitulasi perhitungan Bishop kondisi muka air normal

(Wtotal - bu).tgφ					Mi				
inti	filter	transisi	random	pondasi	inti	filter	transisi	random	pondasi
125.42	-186.2	-159.028	775.08	0	0.782	0.883	0.901	0.98	0.87
0	0	438.66	2082.14	0	0.929	1.001	1.013	1.07	0.98
0	0	13.047	2979.12	169.08	0.995	1.0395	1.081	1.082	1.03
0	0	0	1726.82	615.12	1.0111	1.027	1.030	1.043	1.024
0	0	0	1089.24	456.59	0.982	0.971	0.968	0.959	0.97
0	0	0	364.36	197.71	0.903	0.861	0.854	0.8214	0.87

Tabel 5. 6 Lanjutan Rekapitulasi perhitungan Bishop kondisi muka air normal

(C'b - (Wtotal - bu).tgφ).1/Mi					
inti	filter	transisi	random	pondasi	Jumlah
492.7144	210.76	-176.44	790.1632	368.2008	1263.879
280.1128	0	432.7737	1945.244	322.6916	2980.822
261.4724	0	12.06803	2753.071	473.0321	3499.644
257.3638	0	0	1654.563	911.5043	2823.431
264.7752	0	0	1135.071	797.2164	2197.063
287.9339	0	0	443.5871	594.8116	1326.333
Σ					14091.17
Fs					2.10754

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{14091,17}{6686,074} \\
 &= 2,107
 \end{aligned}$$

Setelah dilakukan perhitungan untuk setiap irisannya maka nilai *safety factor* bisa didapatkan dengan menggunakan metode Bishop sesuai dengan rumus 3.5, pada perhitungan dengan mengambil sebanyak 6 irisan ini didapatkan nilai *safety factor* sebesar 2,107.

5.8. Pembahasan

5.7.1. Pembahasan Rembesan

1. Pembahasan debit rembesan

Berdasarkan analisis manual dengan metode Cassagrande dan hasil output dari seep/w untuk menghitung debit rembesan dapat dilihat pada Tabel 5.7 rekapitulasi dibawah ini.

Tabel 5. 7 Rekapitulasi Hasil Debit Rembesan

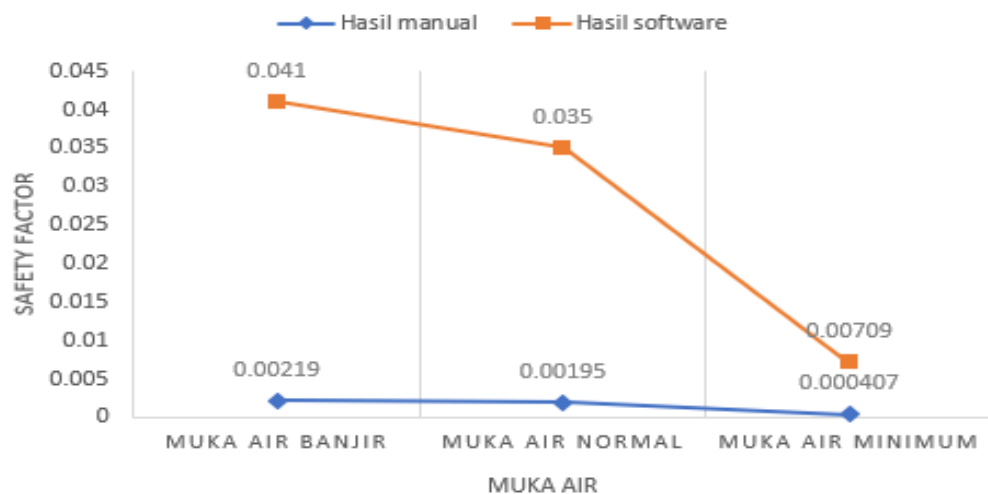
No	Kondisi	Hasil manual	Hasil software
1	Muka air banjir	$2.19 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{dt}$	$4.1 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{dt}$
2	Muka air normal	$1.95 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{dt}$	$3.5 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{dt}$
3	Muka air minimum	$4.06 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{dt}$	$7.09 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{dt}$

Batas aman rembesan berdasarkan debitnya mengikuti Pedoman Grouting Untuk Bendungan Departemen Pekerjaan Umum-SDA yang mengacu pada batasan yang berlaku di Jepang (*Japanese Institute of Irrigation and Drainage 1988*) nilai angka rembesan yang diperkenankan pada bendungan yaitu sebanyak total rembesan dari waduk yang melewati pondasi dan badan bendungan tidak boleh lebih dari 1% rata-rata debit sungai yang masuk ke dalam waduk. Pada bendungan pondok berdasarkan laporan hidrologinya diperoleh sebesar $17.7 \text{ m}^3/\text{det}$ (PT Multimera Harapan, 2020), sehingga untuk 1% nya didapatkan sebesar $0.177 \text{ m}^3/\text{dt}$. Berikut ini hasil evaluasi keamanan bendungan berdasarkan debit rembesan yang dapat dilihat pada Tabel 5.8 dan pada Gambar 5.56 grafik hasil dari perhitungannya.

Tabel 5. 8 Hasil Evaluasi Keamanan Bendungan Pondok Berdasarkan Debit Rembesan

No	Kondisi	Hasil manual			Hasil software		
		Hasil	Syarat	Status	Hasil	Syarat	Status
1	Muka air banjir	$2,19 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{dt}$	$1,77 \times 10^{-1} \text{ m}^3/\text{dt}$	Aman	$4,1 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{dt}$	$1,77 \times 10^{-1} \text{ m}^3/\text{dt}$	Aman

No	Kondisi	Hasil manual			Hasil software		
		Hasil	Syarat	Status	Hasil	Syarat	Status
2	Muka air normal	$1,95 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{dt}$	$1,77 \times 10^{-1} \text{ m}^3/\text{dt}$	Aman	$3,5 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{dt}$	$1,77 \times 10^{-1} \text{ m}^3/\text{dt}$	Aman
3	Muka air minimum	$4,06 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{dt}$	$1,77 \times 10^{-1} \text{ m}^3/\text{dt}$	Aman	$7,09 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{dt}$	$1,77 \times 10^{-1} \text{ m}^3/\text{dt}$	Aman



Gambar 5. 56 Grafik Perhitungan Debit Rembesan

Berdasarkan hasil perhitungan manual dan permodelan seep/w yang ditunjukkan pada Tabel 5.8 dan Gambar 5.6, dapat disimpulkan bahwa bendungan Pondok aman dari debit rembesan. Ada perbedaan hasil perhitungan debit rembesan antara perhitungan manual dan software Geostudio seep/w, tetapi kedua perhitungan tersebut masih dalam keadaan aman sesuai dengan syaratnya.

2. Gradient hidrolik

Berdasarkan hasil analisis manual dengan metode Cassagrande dan hasil output dari seep/w dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut ini.

Tabel 5. 9 Rekapitulasi Hasil Debit Rembesan

No	Kondisi	Hasil manual
1	Muka air banjir	3.01
2	Muka air normal	3.4
3	Muka air minimum	14.2

Berdasarkan Harza (1935) dalam Hardiyatmo (2017) dikatakan bahwa nilai faktor keamanan bangunan air berupa perbandingan antara nilai gradien hidrolik kritis dengan gradien keluar maksimum harus lebih besar dari 3 sampai 4. Syarat kewanaman bendungan berdasarkan gradient hidrolik dirumuskan sebagai berikut. Syarat kewanaman: ($\frac{i_c}{i_e} > 3$ s/d 4). Bendungan Pondok merupakan bendungan zonal sehingga angka kewanaman terhadap hidrolik yang diambil adalah 4. Berikut ini hasil evaluasi dari gradien hidrolik dapat dilihat pada Tabel 5.10.

Tabel 5. 10 Hasil Evaluasi Kewanaman Bendungan Pondok Berdasarkan Gradien Hidrolik Rembesan

No	Kondisi	Hasil manual		
		Hasil	Syarat	Status
1	Muka air banjir	3.01	3	Aman
2	Muka air normal	3.4	3	Aman
3	Muka air minimum	14.2	3	Aman

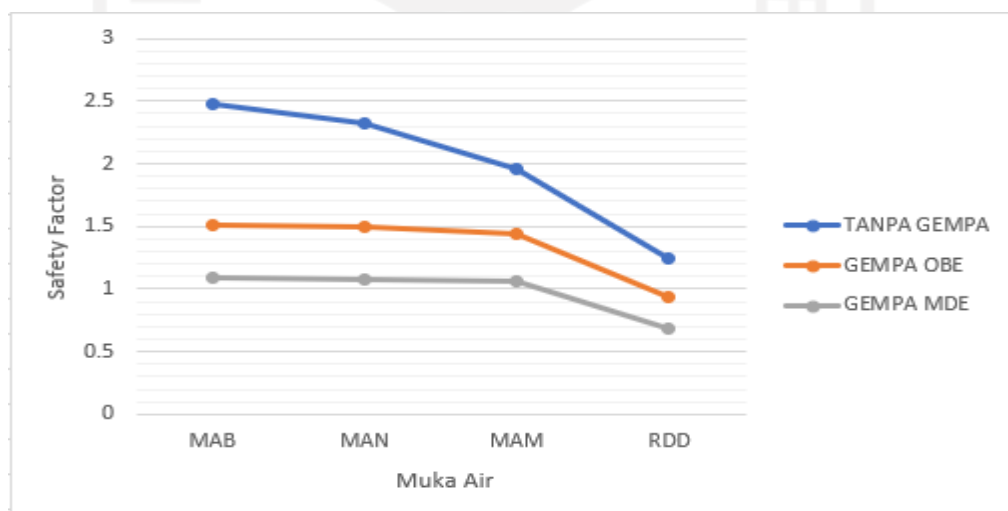
Berdasarkan hasil perhitungan manual yang dilakukan, dapat disimpulkan bahwa bendungan Pondok tidak aman dari tinjauan gradien hidrolik pada kondisi muka air banjir dan muka air normal. Tetapi aman pada kondisi muka air minimum.

5.7.2. Pembahasan stabilitas

Berikut ini hasil dari perhitungan stabilitas bendungan menggunakan metode Bishop dengan dengan garis freatik yang dibuat dengan metode Cassagrande yang dapat dilihat pada Tabel 5.11, pada Gambar 5.56 terdapat grafik dari perhitungannya.

Tabel 5. 11 Rekapitulasi Stabilitas Lereng dengan Garis Freatik Manual

SITUASI	U/D	TANPA GEMPA			GEMPA OBE			GEMPA MDE		
		TANPA GEMPA	SYARAT	STATUS	GEMPA	SYARAT (SNI)	STATUS	GEMPA	SYARAT	STATUS
MAB	U	2.479	1.5	AMAN	1.511	1.2	AMAN	1.084	1	AMAN
	D	1.903	1.5	AMAN	1.521	1.2	AMAN	1.218	1	AMAN
MAN	U	2.325	1.5	AMAN	1.503	1.2	AMAN	1.073	1	AMAN
	D	1.909	1.5	AMAN	1.522	1.2	AMAN	1.206	1	AMAN
MAM	U	1.954	1.5	AMAN	1.437	1.2	AMAN	1.06	1	AMAN
	D	1.92	1.5	AMAN	1.527	1.2	AMAN	1.205	1	AMAN
RDD	U	1.25	1.3	TIDAK	0.929	1.1	TIDAK	0.685	1	TIDAK
	D	1.866	1.3	AMAN	1.512	1.1	AMAN	1.197	1	AMAN



Gambar 5. 57 Grafik perhitungan stabilitas dengan freatik manual

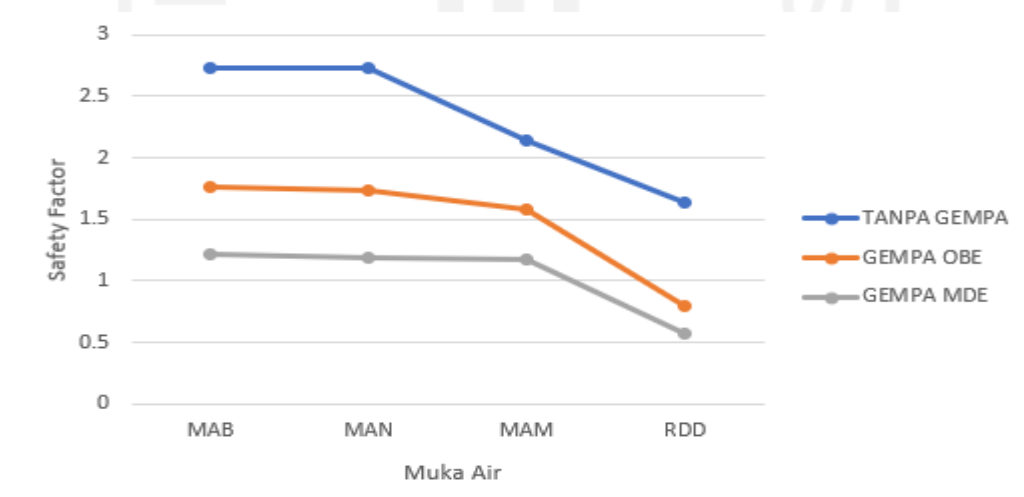
Dari hasil yang diperoleh pada Tabel 5.11 dan pada Gambar 5.56 didapatkan bahwa pada semua kondisi muka air baik itu banjir, normal dan minimum didapatkan dalam kondisi aman pada upstream dan downstreamnya, sedangkan

pada kondisi *rapid drawdown* dalam kondisi tidak aman pada upstreamnya dan aman pada downstreamnya.

Berikut ini hasil perhitungan stabilitas bendungan menggunakan metode Bishop dengan garis freatik yang dibuat dengan menggunakan seep/w yang dapat dilihat pada Tabel 5.12, pada Gambar 5.57 terdapat grafik dari perhitungannya.

Tabel 5. 12 Rekapitulasi Stabilitas Lereng dengan Garis Freatik Hasil SEEP/W

SITUASI	U/D	TANPA GEMPA			GEMPA OBE			GEMPA MDE		
		TANPA GEMPA	SYARAT	STATUS	GEMPA	SYARAT (SNI)	STATUS	GEMPA	SYARAT	STATUS
MAB	U	2.735	1.5	AMAN	1.756	1.2	AMAN	1.212	1	AMAN
	D	2.21	1.5	AMAN	1.519	1.2	AMAN	1.202	1	AMAN
MAN	U	2.726	1.5	AMAN	1.735	1.2	AMAN	1.19	1	AMAN
	D	1.887	1.5	AMAN	1.504	1.2	AMAN	1.197	1	AMAN
MAM	U	2.134	1.5	AMAN	1.577	1.2	AMAN	1.174	1	AMAN
	D	1.891	1.5	AMAN	1.507	1.2	AMAN	1.208	1	AMAN
RDD	U	1.633	1.3	AMAN	0.796	1.1	TIDAK	0.576	1	TIDAK
	D	2.2	1.3	AMAN	1.517	1.1	AMAN	1.199	1	AMAN



Gambar 5. 58 Grafik perhitungan stabilitas dengan freatik hasil SEEP/W

Dari hasil yang diperoleh pada Tabel 5.12 dan Gambar 5.58 didapatkan bahwa pada semua kondisi muka air baik itu banjir, normal dan minimum

didapatkan dalam kondisi aman pada upstream dan downstreamnya, sedangkan pada kondisi *rapid drawdown* dalam kondisi tidak aman pada upstream dengan beban gempa OBE dan gempa MDE dan aman pada downstreamnya.



BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil penelitian dengan melakukan evaluasi keamanan Bendungan Pondok disimpulkan sebagai berikut.

1. Bendungan Pondok dikategorikan Bendungan berisiko Tinggi karena memiliki nilai tingkat risiko 30 point.
2. Bendungan Pondok pada kondisi muka air banjir dengan perhitungan angka keamanan dengan garis freatik manual tanpa adanya beban gempa memiliki nilai angka kemanan sebesar $2,479 > 1,5$ (Aman), dengan beban gempa OBE nilai angka keamanan sebesar $1,511 > 1,2$ (Aman), dengan beban gempa MDE angka keamanan sebesar $1,084 > 1$ (Aman). Kemudian perhitungan dengan permodelan Geoslope didapat angka kemanan tanpa gempa $2,735 > 1,5$ (Aman), dengan beban gempa OBE $1,756 > 1,2$ (Aman), dengan beban gempa MDE sebesar $1,212 > 1$ (Aman).
3. Bendungan Pondok pada kondisi muka air normal dengan perhitungan angka keamanan dengan garis freatik manual tanpa adanya beban gempa memiliki nilai angka kemanan sebesar $2,325 > 1,5$ (Aman), dengan beban gempa OBE nilai angka keamanan sebesar $1,503 > 1,2$ (Aman), dengan beban gempa MDE angka keamanan sebesar $1,073 > 1$ (Aman). Kemudian perhitungan dengan permodelan Geoslope didapat angka kemanan tanpa gempa $2,726 > 1,5$ (Aman), dengan beban gempa OBE $1,735 > 1,2$ (Aman), dengan beban gempa MDE sebesar $1,19 > 1$ (Aman).
4. Bendungan Pondok pada kondisi muka air minimum dengan perhitungan angka keamanan dengan garis freatik manual tanpa adanya beban gempa memiliki nilai angka kemanan sebesar $1,954 > 1,5$ (Aman), dengan beban gempa OBE nilai angka keamanan sebesar $1,437 > 1,2$ (Aman), dengan beban gempa MDE angka keamanan sebesar $1,06 > 1$ (Aman). Kemudian

perhitungan dengan permodelan Geoslope didapat angka keamanan tanpa gempa $2,134 > 1,5$ (Aman), dengan beban gempa OBE $1,577 > 1,2$ (Aman), dengan beban gempa MDE sebesar $1,174 > 1$ (Aman).

5. Bendungan Pondok pada kondisi muka air *rapid drawdown* dengan perhitungan angka keamanan dengan garis freatik manual tanpa adanya beban gempa memiliki nilai angka keamanan sebesar $1,25 > 1,5$ (Tidak Aman), dengan beban gempa OBE nilai angka keamanan sebesar $0,929 > 1,2$ (Tidak Aman), dengan beban gempa MDE angka keamanan sebesar $0,685 > 1$ (Tidak Aman). Kemudian perhitungan dengan permodelan Geoslope didapat angka keamanan tanpa gempa $1,633 > 1,5$ (Aman), dengan beban gempa OBE $0,796 > 1,2$ (Tidak Aman), dengan beban gempa MDE sebesar $0,576 > 1$ (Tidak Aman).
6. Dari perhitungan menggunakan metode Bishop pada kondisi muka air normal tanpa adanya pengaruh beban gempa didapatkan nilai angka keamanan sebesar $2,107 > 1,5$ (Aman).
7. Bendungan Pondok aman terhadap debit rembesan dengan analisis software seep/w pada kondisi muka air banjir sebesar $4.1 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{dt}$, kondisi muka air normal $3.5 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{dt}$ dan kondisi muka air minimum $7.09 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{dt}$ Semua kondisi dalam keadaan aman karena syarat yang disyaratkan mengikuti Pedoman Grouting Untuk Bendungan Departemen Pekerjaan Umum-SDA yang mengacu pada batasan yang berlaku di Jepang (*Japanese Institute of Irrigation and Drainage 1988*) dimana 1% dari debit inflownya sebesar $0.177 \text{ m}^3/\text{dt}$ dalam status aman karena debit rembesan yang terjadi lebih kecil dari syarat. Bendungan aman terhadap gradien hidrolis rembesan dengan syarat SF 3 pada kondisi Muka Air Banjir dengan nilai SF sebesar 3.01 dan pada kondisi muka air normal dengan SF 3.40. Dan kondisi Air minimum dalam kondisi aman dengan nilai SF 14.2.

6.2. Saran

Berdasarkan kesimpulan yang telah dipaparkan diatas maka dapat disarakan hal-hal sebagai berikut.

1. Pada penelitian selanjutnya, perlu dilakukan perbandingan antara debit rembesan hasil manual dan software dengan hasil pembacaan V-notch dilapangan.
2. Perlu dilakukan analisis stabilitas dengan menggunakan data pembacaan piezometer di lapangan.
3. Pada kondisi stabilitas yang tidak aman perlu dilakukan analisis alihan (makdi seed) dan analisis secara dinamik.



DAFTAR PUSTAKA

- Air, D. J. (2008). *Pedoman konstruksi dan bangunan sipil ,Analisis dinamik bendungan urugan*. Jakarta: Direktorat Jendral Sumber Daya Air.
- Bouwles, J. (1984). *Sifat-sifat Fisis dan Geoteknis Tanah*. Jakarta: Erlangga.
- Das, B. (1995). *Mekanika Tanah*. Jakarta: Erlangga.
- Das, M. (1988). *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)*. Jakarta: Erlangga.
- Das, M. (1994). *Mekanika Tanah (Prinsip – Prinsip Rekayasa Geotekniks)*. Jakarta: Erlangga.
- Hardiyatmo, H. (2002). *Mekanika Tanah I*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. (2006). *Mekanika Tanah I*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. (2010). *Analisis dan Perancangan Fondasi I*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. C. (1992). *Mekanika Tanah I*. Jakarta: Gramedia.
- Indonesia, B. S. (2017). *Persyaratan perancangan geoteknik*. Jakarta: Badan Standarisasi Indonesia.
- Indonesia, S. N. (2017). *Persyaratan Perancangan Geoteknik*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Indonesia, S. N. (2017). *Persyaratan Perancangan Geoteknik*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Kartasapoetra. (1991). *Tekhnologi Konservasi Tanah dan Air*. Jakarta: PT Melton Putra.
- Mazwar, d. (2016). Penetapan Konduktivitas Hidrolik Tanah Jenuh: Metode Laboratorium. In d. Mazwar. Jakarta: litbang pertanian.
- Monintja, S. (2014). ANALISIS KESTABILAN LERENG. *Jurnal Sipil Statik Vol.2 No.3, Maret 2014 (139-147) ISSN: 2337-6732*, 142.
- Nasional, T. P. (2017). *Peta dan Sumber Bahaya Gempa Indonesia 2017*. Jakarta:

Pusat Litbang Perumahan dan Permukiman.

PT Multimer Harapan. (2020). *Laporan Hidrologi*. Semarang.

PUPR, K. (2017). *Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017*.
Jakarta: Kementerian PUPR.

Setiawan, B. (2017). Retrieved from docplayer.info:

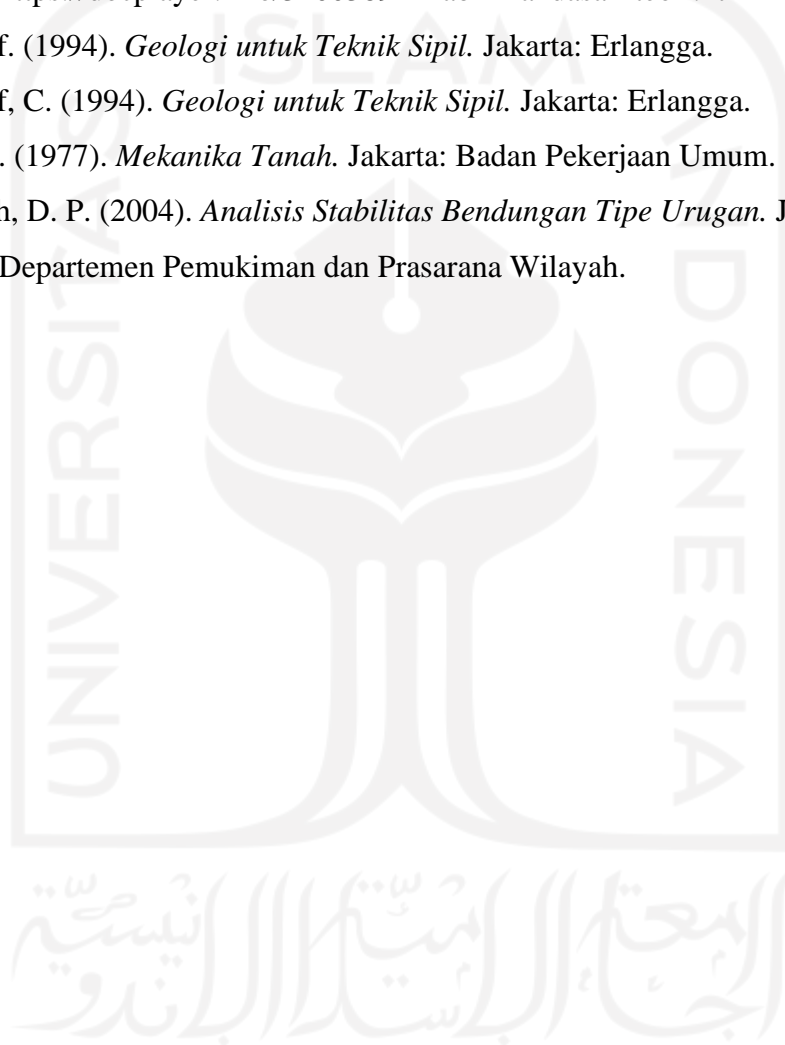
<https://docplayer.info/32003891-Bab-ii-landasan-teori.html>

Verhoef. (1994). *Geologi untuk Teknik Sipil*. Jakarta: Erlangga.

Verhoef, C. (1994). *Geologi untuk Teknik Sipil*. Jakarta: Erlangga.

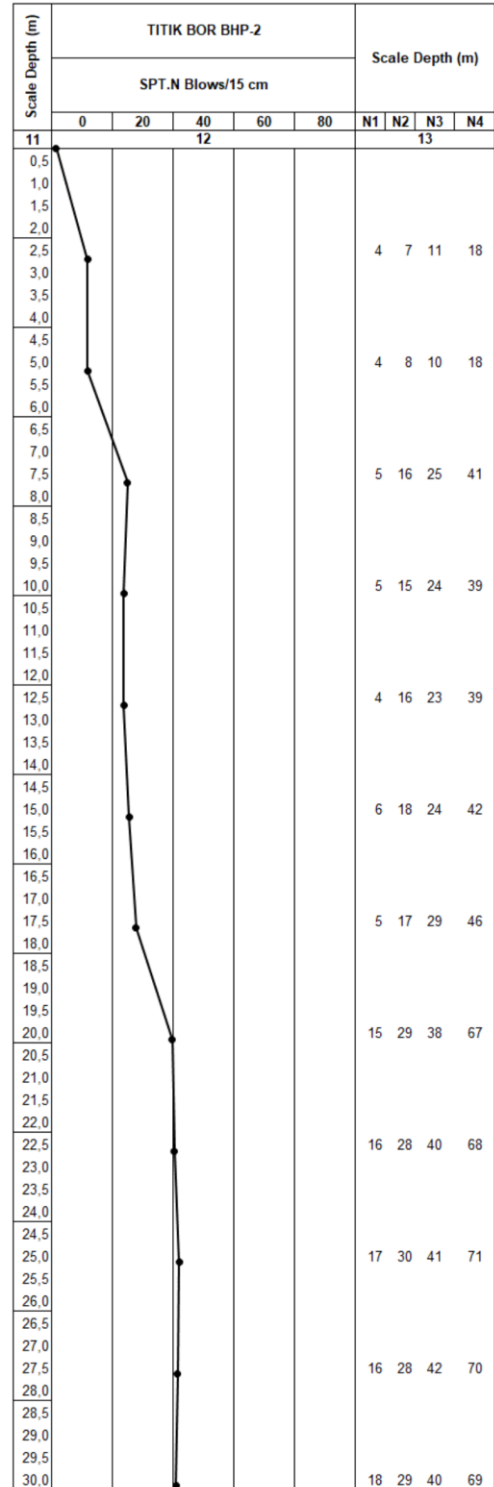
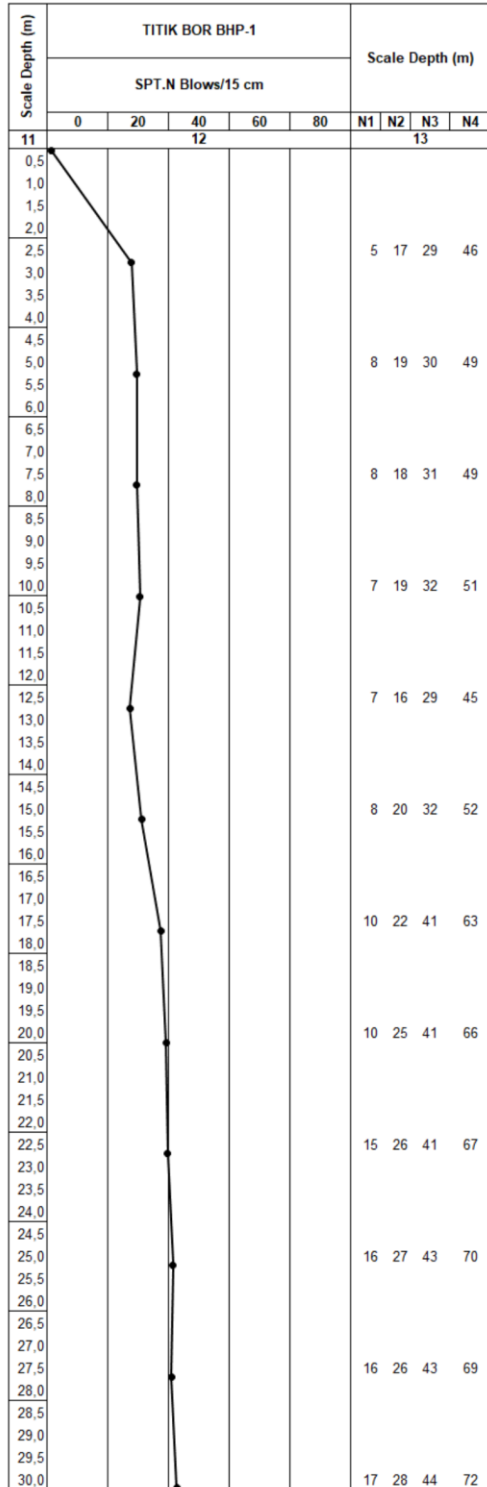
Wesley. (1977). *Mekanika Tanah*. Jakarta: Badan Pekerjaan Umum.

Wilayah, D. P. (2004). *Analisis Stabilitas Bendungan Tipe Urugan*. Jakarta:
Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah.





LAMPIRAN



Lampiran 1 Data Tanah Uji Penetrasi Standar

No	Jenis Tanah	Berat Jenis Tanah (KN/m ³)	Kohesi (KN/m ²)	Sudut Geser (°)	Koefisien Permeabilitas (cm/s)
1	Inti	18,5	16	17	3.18×10^{-7}
2	Filter	19	0	30	1.38×10^{-4}
3	Random	19,6	0	35	1×10^{-5}
4	Transisi	18	0	32	1×10^{-5}
5	Pondasi	18,6	19,6	28	$8,7 \times 10^{-7}$

Lampiran 2 Parameter Tanah Yang Digunakan



	Bahan Ekspose Sertifikasi Pengisian Waduk, 1996*	Inspeksi Besar Bendungan Pondok, 2015**	Penyusunan Pola Operasi dan Pedoman Operasi Pemeliharaan ***)	Data Teknis Analisis dan Kajian Konsultan, 2020
Umum				
a. Lokasi	Desa Gandong, Kecamatan Bringin, Kabupaten Ngawi, Propinsi Jawa Timur	Desa Gandong, Kecamatan Bringin, Kabupaten Ngawi, Propinsi Jawa Timur	Desa Gandong, Kecamatan Bringin, Kabupaten Ngawi, Propinsi Jawa Timur	Desa Gandong, Kecamatan Bringin, Kabupaten Ngawi, Propinsi Jawa Timur
b. Manfaat	<ul style="list-style-type: none"> • Irigasi : 3.500 Ha • Listrik : 0,6 MW 	<ul style="list-style-type: none"> • Irigasi : 3.450 Ha • Pariwisata dan Perikanan 	<ul style="list-style-type: none"> • Irigasi : 3.450 Ha • Pariwisata 	<ul style="list-style-type: none"> • Irigasi : 3.450 Ha • Pariwisata
c. Tahun konstruksi	1993 – 1995	1993 – 1995	1993 - 1995	1993 - 1995
d. Biaya	± 30 milyar	Tidak ada data	± 30 milyar	± 30 milyar
e. Pengelola	PIPWS Bengawan Solo	BBWS Bengawan Solo	BBWS Bengawan Solo	BBWS Bengawan Solo
f. Konsultan desain	PT. Bina Karya	PT. Bina Karya	PT. Bina Karya	PT. Bina Karya
g. Kontraktor	PT. Waskita Karya	PT. Waskita Karya	PT. Waskita Karya	PT. Waskita Karya
Hidrologi				
a. Sungai	<ul style="list-style-type: none"> • Anak sungai : K. Dero • Induk sungai : K. Madiun 	<ul style="list-style-type: none"> • Anak sungai : K. Dero, K. Gandhu, K. Dungbunder • Induk sungai : K. Madiun 	<ul style="list-style-type: none"> • Anak sungai : K. Dero, K. Gandhu, K. Dungbunder • Induk sungai : K. Madiun 	<ul style="list-style-type: none"> • Anak sungai : K. Dero, K. Gandhu, K. Dungbunder • Induk sungai : K. Madiun
b. Luas DAS	32,90 km ²	32,90 km ²	32,41 km ²	32,41 km ²

	Bahan Ekspose Sertifikasi Pengisian Waduk, 1996*	Inspeksi Besar Bendungan Pondok, 2015**	Penyusunan Pola Operasi dan Pedoman Operasi Pemeliharaan ***)	Data Teknis Analisis dan Kajian Konsultan, 2020
Waduk				
a. Elevasi dan luas MA				
1) MA Banjir	El. +107,50 m, 430 Ha	El. +106,94 m	El. +107,50 m	El. + 108,50 m, 471,14 Ha
2) MA Normal	El. +106,50 m, 380 Ha	El. +106,50 m	El. +106,50 m, 380 Ha	El. + 106,50 m, 376,58 Ha
3) MA Minimum	El. +94,00 m, 84,6 Ha	El. +91,00 m	El. +94,80 m	El. +91,00 m, 44,41 Ha
b. Volume Waduk				
1) MA Banjir	38,1 juta m ³	Tidak ada data	46,76 juta m ³	40 juta m ³
2) MA Normal	30,9 juta m ³	46,78 juta m ³	-	28,15 juta m ³
3) Vol. Mati	2,9 juta m ³	1,13 juta m ³	1,13 juta m ³	0,89 juta m ³
4) Vol. Efektif	28 juta m ³	31,17 juta m ³	22,40 juta m ³	27,26 juta m ³
Bendungan				
a. Tipe	Urugan batu dengan inti tanah	Urugan batu dengan inti	Urugan batu dengan inti tanah	Urugan batu dengan inti tanah
b. Tinggi dari dasar sungai	30,67 m	30,67 m	30,67 m	30,67 m

	Bahan Ekspose Sertifikasi Pengisian Waduk, 1996*	Inspeksi Besar Bendungan Pondok, 2015**	Penyusunan Pola Operasi dan Pedoman Operasi Pemeliharaan ***)	Data Teknis Analisis dan Kajian Konsultan, 2020
c. Tinggi di atas galian	32,00 m	32,00 m	32,00 m	32,00 m
d. Panjang puncak	360 m	184,00 m	360 m	360 m
e. Lebar puncak	8,00 m	8,00 m	8,00 m	8,00 m
f. Elevasi puncak	El. +110,00 m	El. +110,00 m	El. +110,00 m	El. +110,00 m
g. Volume tubuh bendungan	300.000 m ³	300.000 m ³	300.000 m ³	300.000 m ³
Pelimpah				
a. Tipe	Ogee tanpa pintu	Ogee tanpa pintu	Ogee tanpa pintu	Ogee tanpa pintu
b. Elevasi mercu	El. +106,50 m	El. +106,50 m	El. +106,50 m	El. +106,50 m
c. Panjang mercu bersih	18,00 m	18,00 m	18,00 m	18,00 m
d. Elevasi lantai sal. pengarah	Tidak ada data	+105,50 m	+105,50 m	+105,50 m
e. Lebar sal. pengarah	Tidak ada data	18,00 m	18,00 m	18,00 m
f. Tinggi jagaan MAN	Tidak ada data	3,50 m	3,50 m	3,50 m
g. Debit outflow PMF	Tidak ada data	75,60 m ³ /det	75,60 m ³ /det	75,60 m ³ /det
h. Elevasi MA PMF	Tidak ada data	+108,08 m	+108,08 m	+108,08 m

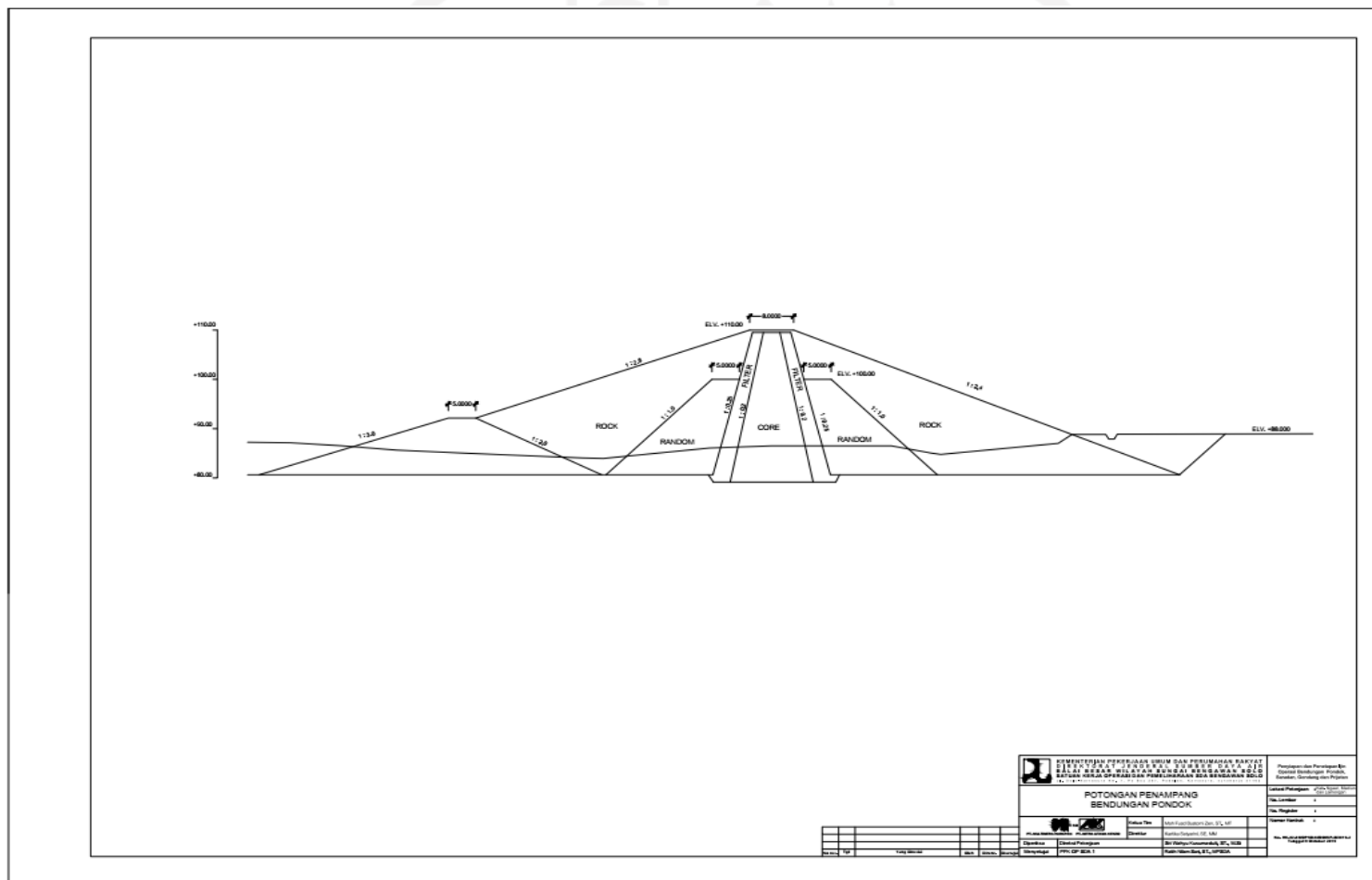
	Bahan Ekspose Sertifikasi Pengisian Waduk, 1996*	Inspeksi Besar Bendungan Pondok, 2015**	Penyusunan Pola Operasi dan Pedoman Operasi Pemeliharaan ***)	Data Teknis Analisis dan Kajian Konsultan, 2020
i. Panjang saluran peluncur	Tidak ada data	90,00 m	90,00 m	90,00 m
j. Lebar saluran peluncur	Tidak ada data	<ul style="list-style-type: none"> • Bagian hulu : 18,00 m • Bagian hilir : 14,00 m 	<ul style="list-style-type: none"> • Bagian hulu : 18,00 m • Bagian hilir : 14,00 m 	<ul style="list-style-type: none"> • Bagian hulu : 18,00 m • Bagian hilir : 14,00 m
k. Elevasi lantai kolam olak	Tidak ada data	+81,50 m	+81,50 m	+81,50 m
l. Tipe kolam olak	Tidak ada data	USBR tipe III	USBR tipe III	USBR tipe III
m. Lebar kolam olak	Tidak ada data	14,00 m	14,00 m	14,00 m
n. Panjang kolam olak	Tidak ada data	25,00 m	25,00 m	25,00 m
Bangunan Pengambilan				
a. Tipe	Tidak ada data	Menara	Menara	Menara
b. Tinggi menara	Tidak ada data	25,00 m	25,00 m	25,00 m
c. Tipe alat operasi	Tidak ada data	Pintu katup kupu-kupu Ø 1,00 m	Pintu katup kupu-kupu Ø 1,00 m	Pintu katup kupu-kupu Ø 1,00 m
d. elevasi	Tidak ada data	+91,00 m	+91,00 m	+91,00 m
Bangunan Pengeluaran				

	Bahan Ekspose Sertifikasi Pengisian Waduk, 1996*	Inspeksi Besar Bendungan Pondok, 2015**	Penyusunan Pola Operasi dan Pedoman Operasi Pemeliharaan ***)	Data Teknis Analisis dan Kajian Konsultan, 2020
a. Tipe	Terowongan	Terowongan	Terowongan	Terowongan
b. Bentuk	Lingkaran	Lingkaran	Lingkaran	Lingkaran
c. Garis tengah	3,10 m	3,10 m	3,10 m	3,10 m
d. Jumlah	1 buah	1 buah	1 buah	1 buah
e. Panjang	199,76 m	199,75 m	199,75 m	199,75 m
f. Tipe alat operasi	Katup kupu	Katup kupu-kupu	Katup kupu-kupu	Katup kupu-kupu
g. Kapasitas	4,50 m ³ /d	4,50 m ³ /det	4,50 m ³ /det	4,50 m ³ /det
h. Panjang saluran hilir outlet	60 m	60 m	60 m	60 m
Instrumentasi				
a. Pisometer	2 buah hidraulik	3 buah pipa terbuka	3 buah pipa terbuka	3 buah pipa terbuka
b. Alat ukur penurunan	3 buah USBR	3 buah (<i>multi layer settlement</i>)	3 buah (<i>multi layer settlement</i>)	3 buah (<i>multi layer settlement</i>)
c. Alat ukur rembesan	V-notch 1 buah	V-notch 1 buah	1 buah, V-notch	1 buah, V-notch
d. Patok geser	<ul style="list-style-type: none"> • Mercu bendungan : 2 buah • Lereng hulu : 3 buah • Lereng hilir : 3 buah 	<ul style="list-style-type: none"> • Mercu bendungan : 2 buah • Lereng hulu : 3 buah • Lereng hilir : 3 buah 	<ul style="list-style-type: none"> • Mercu bendungan : 2 buah • Lereng huku : 3 buah • Lereng hilir : 3 buah 	<ul style="list-style-type: none"> • Mercu bendungan : 2 buah • Lereng huku : 3 buah • Lereng hilir : 3 buah

	Bahan Ekspose Sertifikasi Pengisian Waduk, 1996*	Inspeksi Besar Bendungan Pondok, 2015**	Penyusunan Pola Operasi dan Pedoman Operasi Pemeliharaan (***)	Data Teknis Analisis dan Kajian Konsultan, 2020
e. Penakar hujan	Tidak ada data	Tidak ada data	2 buah (1 manual dan 1 elektrik)	Tidak ada data

Lampiran 3 Data Teknis Bendungan

UNIVERSITAS
INDONESIA
الجامعة الإسلامية
الاستدرا الأندونيسية



Lampiran 5 Data Geometri Bendungan (Potongan Melintang)