

BAB V

HASIL, ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Kondisi Eksisting

Kondisi bantaran sungai Gajah Putih yang berada di daerah Solo, Jawa Tengah dengan kedalaman 5 meter mengalami keruntuhan pada beberapa daerah tertentu. Pada awalnya perkuatan pada bantaran sungai Gajah Putih digunakan perkuatan berupa dinding penahan tanah dari pasangan batu, namun terjadi keruntuhan pada dinding penahan tanah tersebut. Keruntuhan yang terjadi dapat disebabkan karena dinding penahan tanah tersebut tidak mampu menahan gaya-gaya yang terjadi pada kondisi normal maupun kondisi ekstrim yaitu saat muka air banjir.

Adapun solusi yang dilakukan oleh pemerintah setempat yaitu dengan mengganti dinding penahan tanah yang berupa pasangan batu menjadi dinding penahan tanah kantilever atau yang strukturnya berupa beton. Oleh karena itu perlu dilakukan analisis stabilitas pada dinding penahan tanah tersebut, sehingga dapat diketahui apakah dinding penahan tanah mampu menahan gaya-gaya yang terjadi.

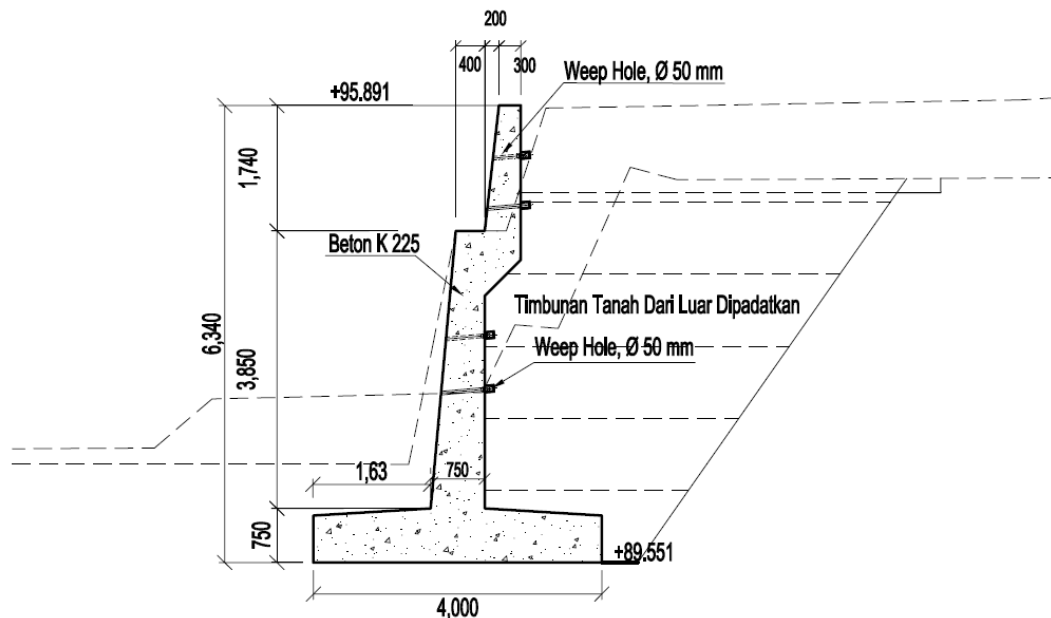
Analisis stabilitas dinding penahan tanah yang dilakukan adalah menggunakan dua metode analisis yaitu analisis dengan perhitungan manual dan analisis dengan menggunakan program *Plaxis 8.2*. Sedangkan variasi perhitungan yang digunakan adalah variasi kondisi muka air, yaitu kondisi saat muka air normal dan muka air banjir serta muka air tanah diasumsikan sama dengan muka air sungai pada kondisi muka air normal maupun muka air banjir.

Pada tugas akhir ini selain melakukan analisis stabilitas dinding penahan tanah pada lereng bantaran sungai Gajah putih, juga merencanakan alternatif perkuatan tanah lain yaitu perkuatan dengan menggunakan geotekstil. Pada perancangan lereng menggunakan geotekstil dilakukan dengan memberikan dua variasi lereng, yaitu lereng dengan satu jenjang dan lereng dengan dua jenjang dengan adanya pekerjaan *berm*.

Permodelan lereng dengan perkuatan geotekstil dan untuk mengetahui kemampuan lereng dengan perkuatan geotekstil dalam menahan beban-beban yang bekerja, serta untuk mengetahui angka aman lereng yang diperkuat dengan geotekstil, analisis dilakukan dengan menggunakan program *Plaxis 8.2*.

5.1.1 Data Teknis Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah yang digunakan sebagai perkuatan lereng pada bantaran sungai Gajah putih merupakan dinding penahan tanah kantilever. Adapun gambar teknis dinding penahan tanah kantilever tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut ini.



Gambar 5.1 Gambar Teknis Dinding Penahan Tanah

Adapun parameter dan spesifikasi dinding penahan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.1 sebagai berikut ini.

Tabel 5.1 Data Spesifikasi Dinding Penahan Tanah

Jenis DPT	Kantilever	
Mutu beton ($f'c$)	K225	
	18,675	Mpa
Berat volume beton (γ_c)	24	kN/m ³

Sumber: PT. Rayakonsult - PT. Indec Internusa (2017)

5.1.2 Data Parameter Tanah dan Beban

Terdapat dua parameter tanah yaitu tanah di bawah dinding penahan tanah atau tanah pondasi dan tanah timbunan dibelakang dinding penahan tanah. Tanah timbunan dibelakang dinding penahan tanah tersebut merupakan tanah yang berasal dari luar dan merupakan tanah lempung, sedangkan beban-beban yang bekerja adalah beban pejalan dan beban gempa.

1. Data parameter tanah

Data parameter tanah yang digunakan dalam analisis dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut ini.

Tabel 5.2 Data Parameter Tanah

	Jenis Parameter	Satuan	Nilai
1. Tanah Timbunan			
	Kadar air	%	41.890
	Berat volume basah tanah (γ)	kN/m ³	15.725
	Berat volume kering tanah (γ_d)	kN/m ³	11.082
	Kohesi (c)	kN/m ²	39.240
	Sudut geser dalam (ϕ)	°	36.129
	Berat volume <i>saturated</i> tanah (γ_{sat})	kN/m ³	17.599
2. Tanah Dasar			
	Kadar air	%	21,14
	Berat volume basah tanah (γ)	kN/m ³	14.898
	Berat volume kering tanah (γ_d)	kN/m ³	15,021
	Kohesi (c)	kN/m ²	6,131
	Sudut geser dalam (ϕ)	°	32,573
	Berat volume <i>saturated</i> tanah (γ_{sat})	kN/m ³	19,059

Sumber: PT. Rayakonsult - PT. Indec Internusa (2017)

2. Data beban pejalan kaki

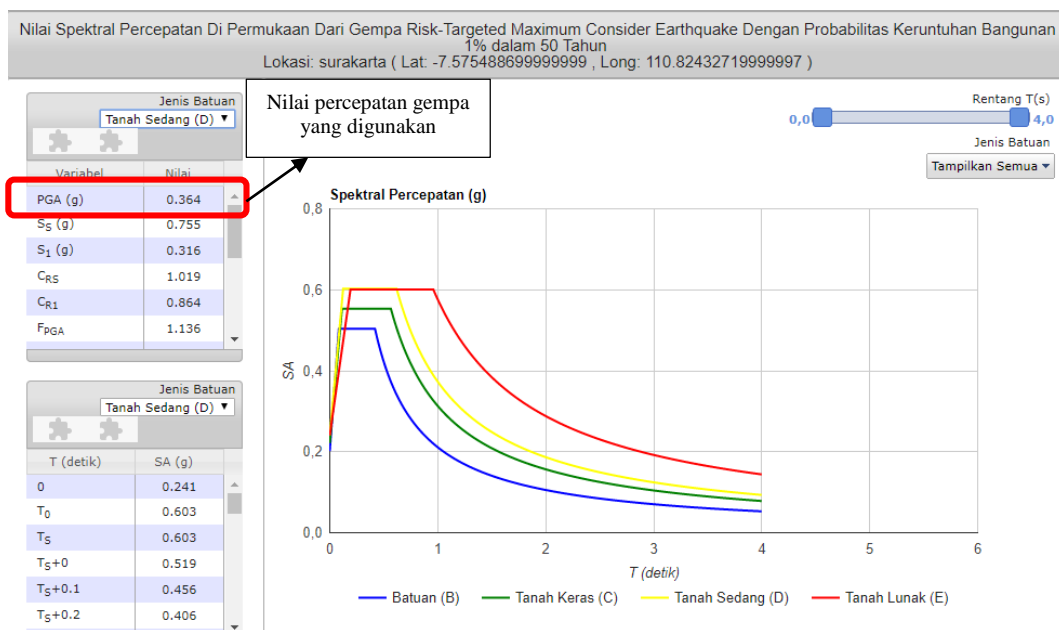
Beban merata yang bekerja pada belakang dinding penahan tanah atau di atas tanah timbunan merupakan beban pejalan kaki. Data beban pejalan yang bekerja dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut ini.

Tabel 5.3 Data Beban Pejalan

Parameter	Nilai	Satuan
Beban Pejalan	1	kN/m ²

3. Data beban gempa

Beban gempa yang digunakan dalam analisis merupakan beban gempa statis. Berdasarkan peta zonasi gempa tahun 2011, wilayah kota Surakarta memiliki percepatan puncak gempa (PGA) sebesar 0,3-0,4g. Berdasarkan hasil perhitungan beban gempa dengan respon spektrum untuk wilayah Surakarta, nilai percepatan gempa yang digunakan sebesar 0,364g seperti tampak pada Gambar 5.2 berikut ini.



Gambar 5.2 Nilai Spektal Percepatan Gempa pada Wilayah Surakarta
(Sumber : Kementerian Pekerjaan Umum, 2011)

4. Data Geotekstil

Geotekstil yang digunakan dalam perencanaan merupakan geotekstil jenis *Woven* atau geotekstil teranyam. Data parameter geotekstil berasal dari PT. Teknindo Geosistem Unggul. Adapun data geotekstil yang digunakan dapat dilihat pada table 5.4 berikut ini.

Tabel 5.4 Data Parameter Geotekstil Woven

Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
Kuat Tari Ijin	T_a	52	kN/m
Regangan	ϵ	0,2	-
Kekakuan Normal	EA	260	kN/m

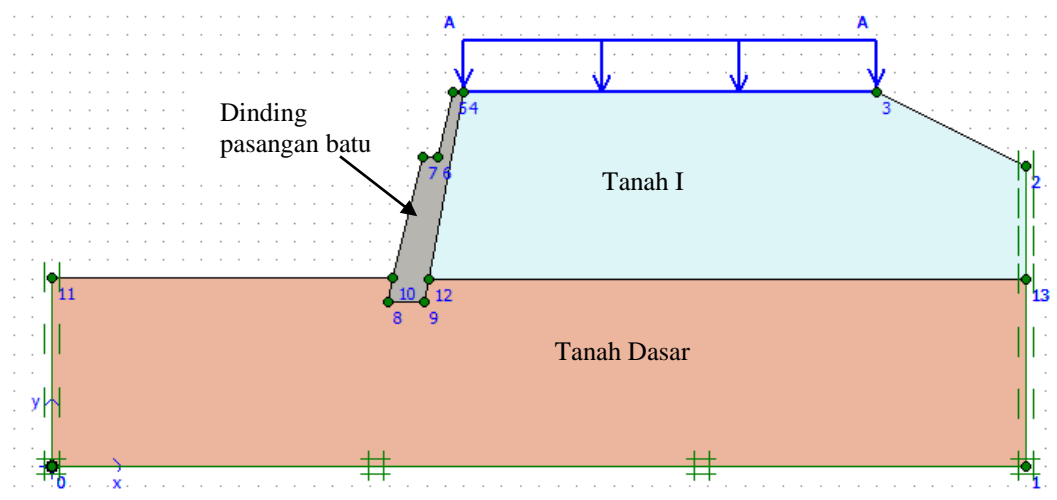
Sumber : PT. Teknindo Geosistem Unggul (2015)

5.2 Analisis Stabilitas Dinding Pasangan Batu

Perkuatan lereng tanggul sungai Gajah Putih sebelumnya adalah berupa dinding penahan dari pasangan batu, namun terjadi keruntuhan pada lereng sungai walaupun telah diberi perkuatan berupa dinding penahan dari pasangan batu. Keruntuhan yang terjadi menunjukkan bahwa dinding pasangan batu tidak mampu menahan beban tanah dan beban yang bekerja di atasnya serta tidak mampu menahan gaya-gaya yang terjadi pada dinding tersebut.

Dalam mengetahui nilai faktor keamanan dinding pasangan batu tersebut, dilakukan analisis stabilitas dinding pasangan batu dengan menggunakan program *Plaxis*. Analisis dilakukan dengan meninjau pada kondisi muka air normal dan muka air banjir sungai.

Berikut adalah analisis stabilitas dinding pasangan batu pada kondisi muka air normal dengan program *Plaxis*. Permodelan dinding pasangan batu yang dilakukan dengan menggunakan program *Plaxis* dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut ini.



Gambar 5.3 Permodelan Dinding Pasangan Batu

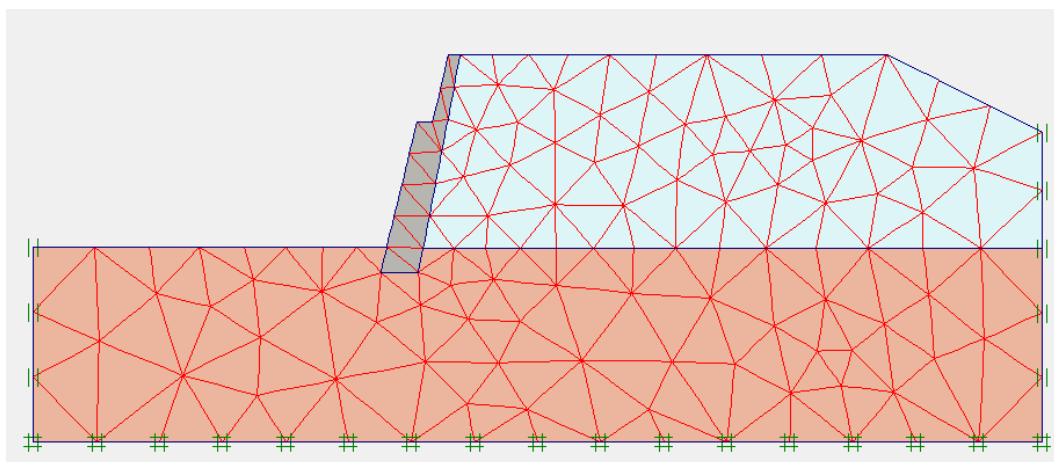
Adapun parameter tanah dan bahan yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.5 berikut ini.

Tabel 5.5 Data *input* Parameter Analisis Dinding Pasangan Batu

NAMA		TANAH I	TANAH DASAR	PASANGAN BATU
<i>Model</i>		Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	Linier Elastis
<i>Jenis</i>		<i>UNDRAINED</i>	<i>UNDRAINED</i>	<i>NON-PORUS</i>
γ_{unsat}	kN/m ³	16,153	18,196	-
γ_{sat}	kN/m ³	17,887	19,059	22,00
K_x	m/hari	2,35E-02	3,41E-02	-
K_y	m/hari	2,35E-02	3,41E-02	-
<i>Eref</i>	kN/m ²	30000	50000	619902,8
<i>V</i>		0,3	0,3	0,15
Kohesi (C)	kN/m ²	4,905	6,131	-
Sudut geser (ϕ)	°	29,0303	32,573	-

Sumber: PT. Rayakonsult - PT. Indec Internusa (2017)

Setelah dilakukan *input* parameter tanah dan bahan, kemudian dilakukan penyusunan jaring elemen (*meshing*). Hasil penyusunan jarring elemen untuk dinding pasangan batu dapat dilihat pada Gambar 5.4 berikut ini.



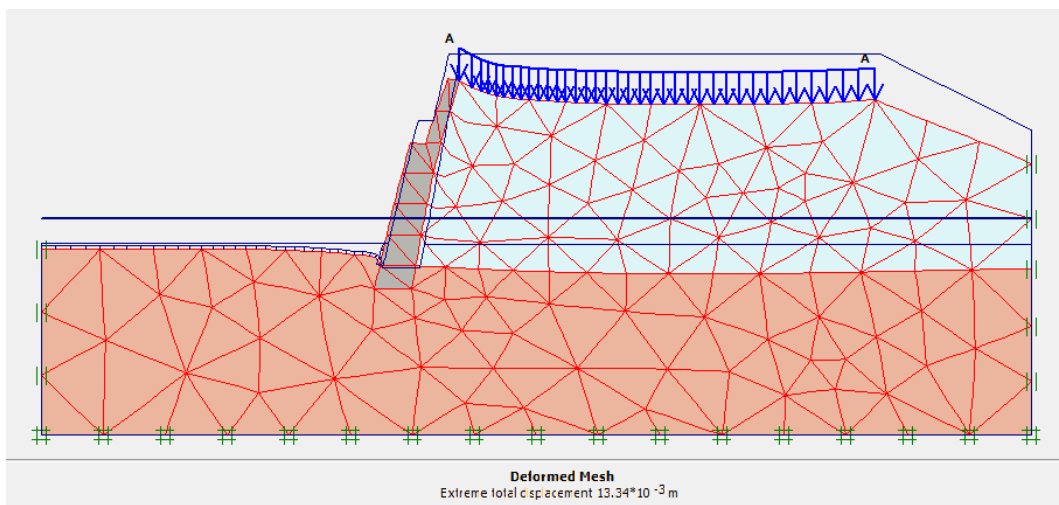
Gambar 5.4 Penyusunan Jaring Elemen (*Meshing*) Dinding Pasangan Batu

Pada kondisi awal (*initial condition*) ditetapkan berat isi air sebesar 10 kN/m³. Ketinggian muka air yang ditinjau adalah pada muka air normal yaitu pada ketinggian 0,65 m di atas dasar sungai dan muka air banjir yaitu pada ketinggian 1,13 m di atas dasar sungai, dengan kedalaman muka air tanah sama dengan ketinggian muka air di atas dasar sungai.

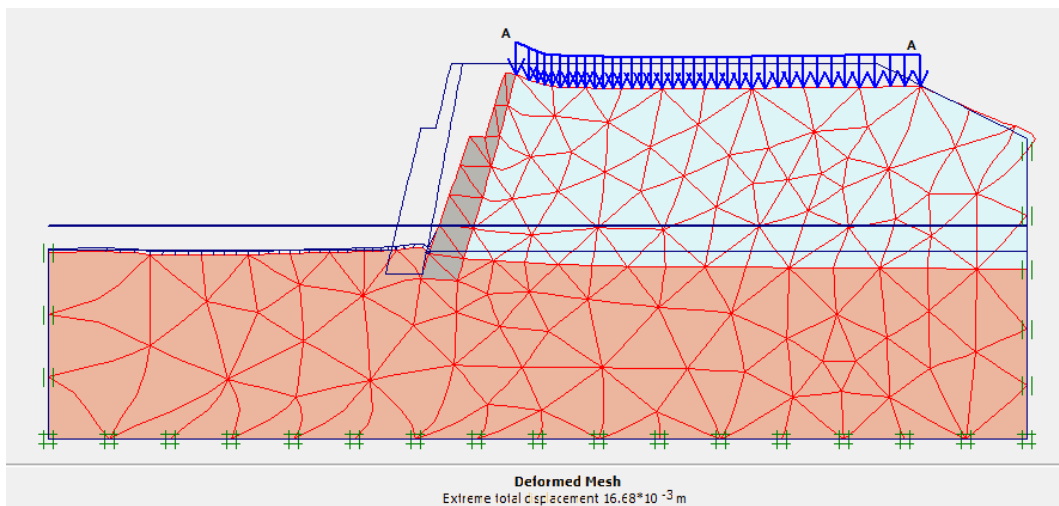
Kemudian pada tahap analisis perhitungan (*calculation*) stabilitas dinding pasangan batu dilakukan dengan lima tahap. Tahap pertama yaitu analisis

perhitungan akibat beban gravitasi pada lereng. Tahap kedua yaitu analisis perhitungan akibat beban merata pejalan kaki yang bekerja di atas lereng. Tahap ketiga yaitu perhitungan nilai angka aman lereng dengan dinding pasangan batu akibat beban pejalan. Selanjutnya tahap keempat yaitu perhitungan akibat beban gempa, dan tahap kelima adalah perhitungan nilai angka aman lereng dengan dinding pasangan batu akibat beban gempa.

Hasil *deformed mesh* pada lereng dengan dinding pasangan batu dapat dilihat pada Gambar 5.5 dan Gambar 5.6 berikut ini.

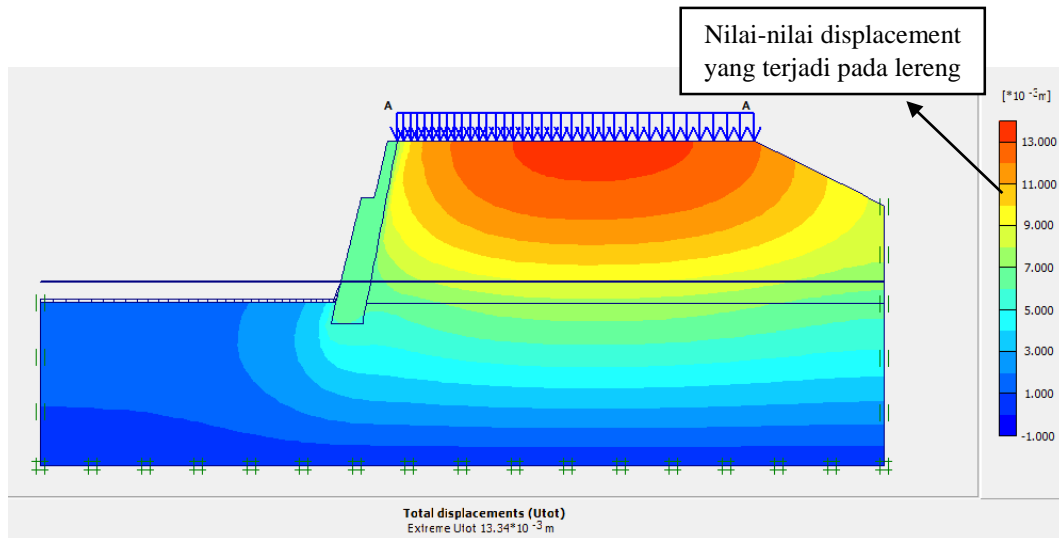


Gambar 5.5 Deformed Mesh Lereng dengan Dinding Pasangan Batu Akibat Beban Pejalan

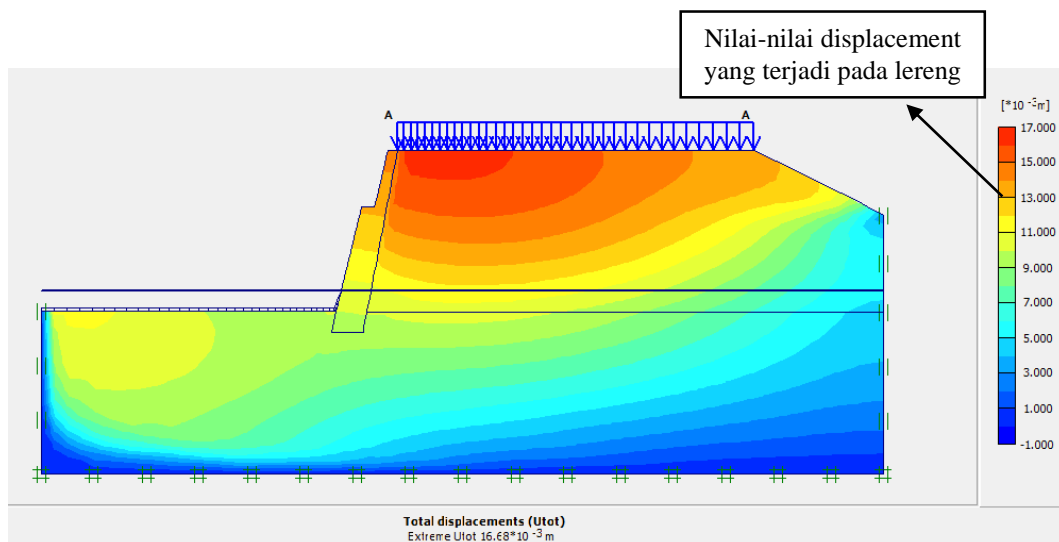


Gambar 5.6 Deformed Mesh Lereng dengan Dinding Pasangan Batu Akibat Beban Pejalan dan Beban Gempa

Besarnya nilai *total displacement* yang didapatkan dalam analisis stabilitas pada lereng dengan beban pejalan kaki sebesar 1,264 cm, sedangkan nilai *total displacement* pada lereng dengan beban gempa sebesar 1,605 cm. Zona kritis *total displacement* dapat dilihat pada Gambar 5.7 dan Gambar 5.8 berikut ini.

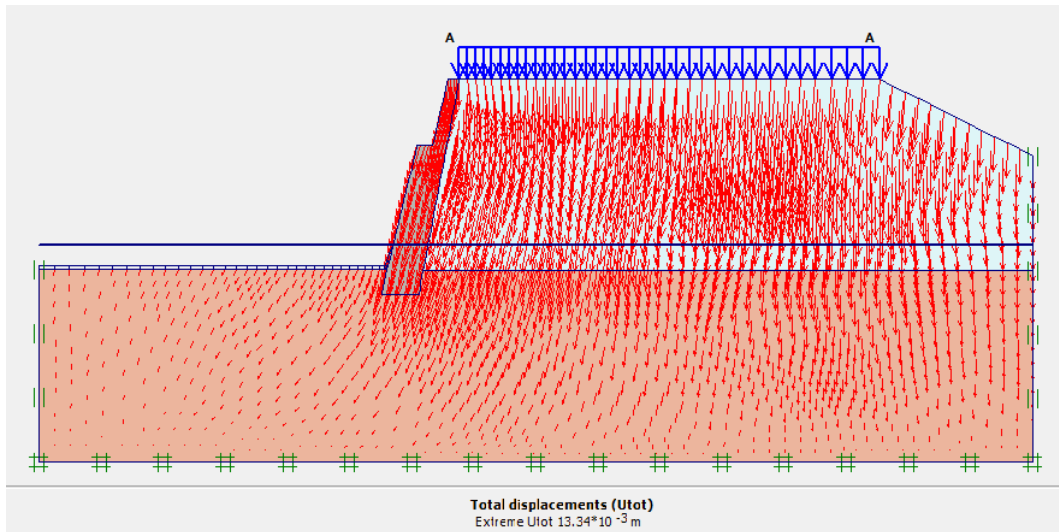


Gambar 5.7 Area Kritis *Total Displacement* Lereng dengan Dinding Pasangan Batu Akibat Beban Pejalan

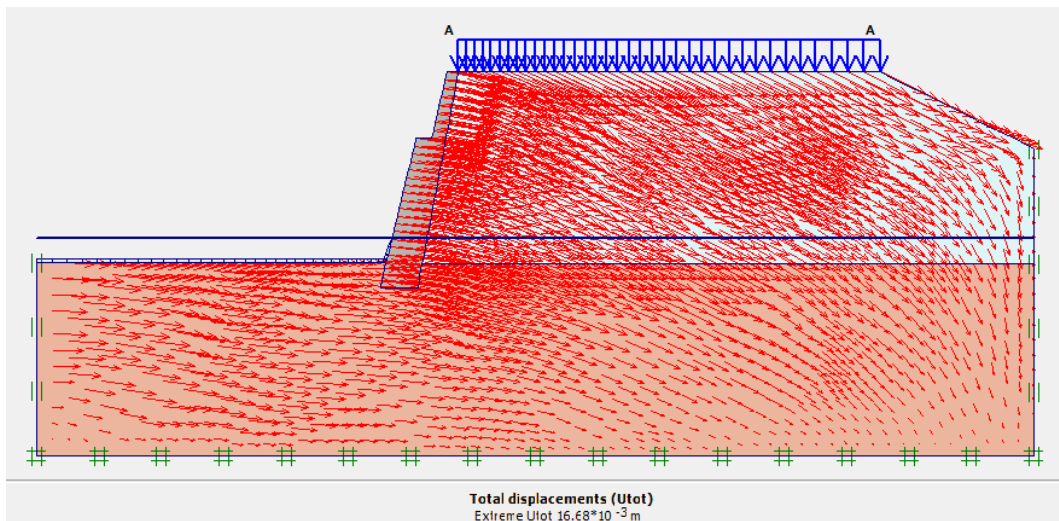


Gambar 5.8 Area kritis *Total Displacement* Lereng dengan Dinding Pasangan Batu Akibat Beban Pejalan dan Beban Gempa

Arah pergerakan tanah akibat beban merata pejalan kaki dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.9 dan Gambar 5.10 berikut ini.

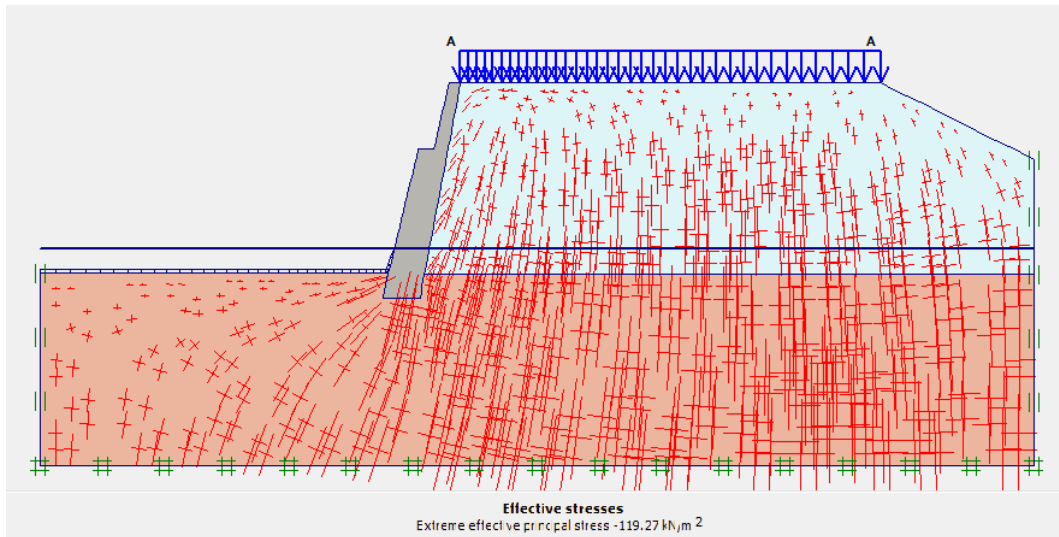


Gambar 5.9 Arah Pergerakan Tanah pada Lereng dengan Dinding Pasangan Batu Akibat Beban Pejalan

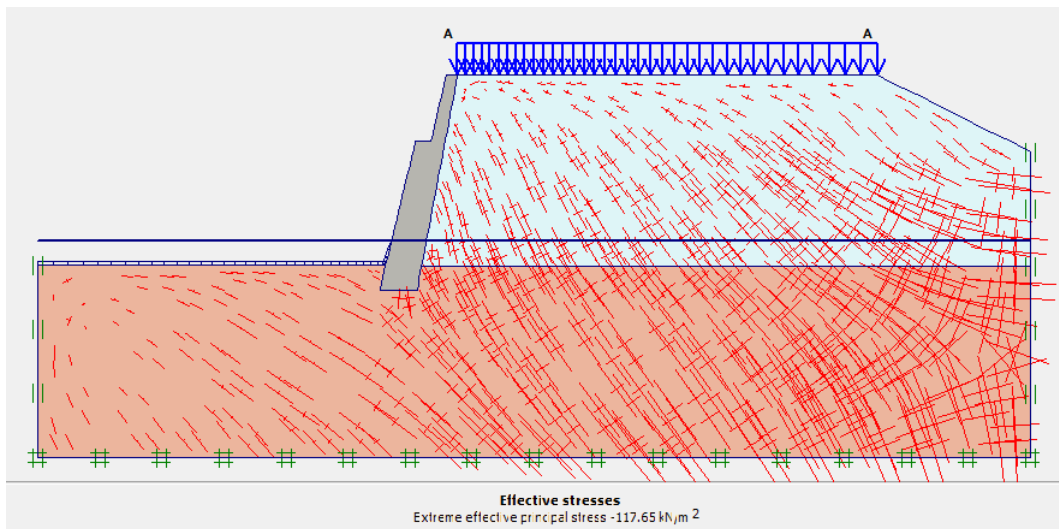


Gambar 5.10 Arah Pergerakan Tanah pada Lereng dengan Dinding Pasangan Batu Akibat Beban Pejalan dan Beban Gempa

Besarnya nilai *effective stresses* lereng dengan dinding pasangan batu akibat beban pejalan kaki adalah sebesar $-114,80 \text{ kN/m}^2$ sedangkan nilai *effective stress* akibat beban gempa adalah sebesar $-114,83 \text{ kN/m}^2$, hasil tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.11 dan Gambar 5.12 berikut ini.



Gambar 5.11 *Effective Stresses* pada Lereng dengan Dinding Pasangan Batu Akibat Beban Pejalan



Gambar 5.12 *Effective Stresses* pada Lereng dengan Dinding Pasangan Batu Akibat Beban Pejalan dan Beban Gempa

Nilai angka aman lereng dengan dinding pasangan batu yang didapatkan akibat beban pejalan kaki sebesar 1,232 sedangkan nilai angka aman akibat beban gempa adalah sebesar 1,016. Hasil nilai angka aman pada stabilitas lereng dengan dinding pasangan batu akibat beban pejalan dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.13 dan Gambar 5.14 berikut ini.

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	N/A	Σ -Mdisp:	N/A
MloadA:	N/A	Σ -MloadA:	1.0000
MloadB:	N/A	Σ -MloadB:	1.0000
Mweight:	N/A	Σ -Mweight:	1.0000
Maccel:	N/A	Σ -Maccel:	0.0000
Msf:	0.1000	Σ -Msf:	1.2319

Gambar 5.13 Nilai Angka Aman pada Lereng dengan Dinding Pasangan Batu Akibat Beban Pejalan

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	N/A	Σ -Mdisp:	N/A
MloadA:	N/A	Σ -MloadA:	1.0000
MloadB:	N/A	Σ -MloadB:	1.0000
Mweight:	N/A	Σ -Mweight:	1.0000
Maccel:	N/A	Σ -Maccel:	-1.0000
Msf:	0.1000	Σ -Msf:	1.0159

Gambar 5.14 Nilai Angka Aman pada Lereng dengan Dinding Pasangan Batu Akibat Beban Pejalan dan Beban Gempa

Analisis stabilitas lereng dengan dinding pasangan batu pada kondisi muka air banjir dilakukan dengan tahapan yang sama. Analisis tersebut juga dilakukan dengan memperhitungkan akibat beban pejalan kaki dan akibat beban gempa. Hasil analisis stabilitas lereng dengan dinding pasangan batu tersebut dapat dilihat pada Lampiran 2.

Rekapitulasi hasil analisis stabilitas lereng dengan dinding pasangan batu pada kondisi muka air normal dan muka air banjir akibat beban merata pejalan kaki dan beban gempa dapat dilihat pada Tabel 5.6 berikut ini.

Tabel 5.6 Rekapitulasi Hasil Angka Aman Lereng dengan Dinding Pasangan Batu

Kondisi	Angka Aman (<i>SF</i>)	
	Beban Pejalan	Beban Gempa
Muka Air Normal	1,232	1,016
Muka Air Banjir	1,235	1,015

5.3 Analisis Perhitungan Manual Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Perhitungan manual stabilitas dinding penahan tanah menggunakan teori Rankine dengan variasi muka air normal dan muka air banjir. Pada dinding penahan tanah kantilever ini, beban merata yang diterima berupa beban pejalan kaki yaitu sebesar 1 kN/m².

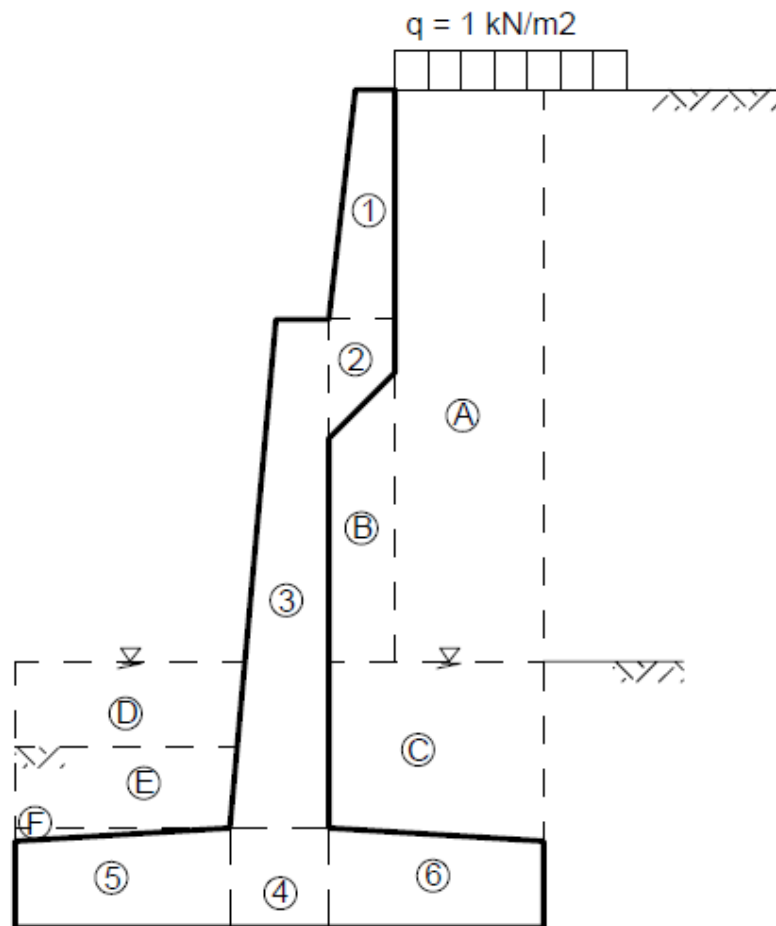
Muka air normal berada pada kedalaman 0,65 meter di atas dasar sungai dan muka air banjir berada pada kedalaman 1,13 meter dari dasar sungai, sedangkan muka air tanah yang ditinjau pada tanah timbunan dibelakang dinding penahan tanah diasumsikan sama dengan tinggi muka air sungai baik saat muka air normal dan muka air banjir.

Dalam perhitungan analisis stabilitas dinding penahan tanah ini akan didapatkan nilai-nilai angka aman terhadap penggeseran, penggulingan maupun angka aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah. Perhitungan manual analisis stabilitas dinding penahan tanah yang berada pada bantaran sungai Gajah putih adalah sebagai berikut ini.

5.2.1 Hitungan Gaya Vertikal

Perhitungan gaya vertikal meliputi hitungan gaya akibat berat dinding penahan tanah dan akibat tanah yang berada di belakang dinding penahan tanah tersebut. Gaya vertikal diperoleh dengan mengalikan volume tanah atau dinding penahan tanah dengan berat volume tanah (γ) atau berat volume beton pada dinding penahan tanah (γ_c), berdasarkan pias-pias yang telah ditentukan. Pembagian pias-pias pada dinding penahan tanah dimaksudkan guna mempermudah dalam perhitungan gaya-gaya vertikal yang bekerja pada dinding penahan tanah tersebut.

Adapun pembagian pias-pias pada dinding penahan tanah untuk perhitungan gaya-gaya vertikal yang bekerja pada dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut ini.



Gambar 5.15 Pembagian Pias-Pias pada Gaya Vertikal

Berikut merupakan contoh perhitungan gaya vertikal yang bekerja pada dinding penahan tanah pada pias nomor 1.

$$\begin{aligned}
 \text{Volume} &= \text{Luas} \times 1\text{m} \\
 &= \frac{0,3 + 0,5}{2} \times 1,74 \times 1 \\
 &= 0,696 \text{ m}^3 \\
 \text{Gaya vertikal} &= \text{Volume} \times \gamma \\
 &= 0,696 \times 24 \\
 &= 16,704 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan gaya-gaya vertikal pada dinding penahan tanah dengan perhitungan yang sama untuk kondisi muka air normal dapat dilihat pada Tabel 5.7 berikut ini.

Tabel 5.7 Gaya-Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah Kondisi Muka Air Normal

No	B (m)	H (m)	Volume (V) (m ³)	γ (kN/m ³)	Berat (W) (kN)
1	0,3	1,74	0,696	24	16,704
2	0,5	0,9	0,325	24	7,8
3	0,4	3,85	2,214	24	53,13
4	0,75	0,75	0,563	24	13,5
5	1,63	0,65	1,141	24	27,384
6	1,63	0,65	1,141	24	27,384
A	1,13	4,33	4,893	15,725	76,939
B	0,5	2,19	0,970	15,725	15,253
C	1,63	1,36	2,135	7,789	16,632
D	1,74	0,65	1,112	9,81	10,904
E	1,69	0,61	1,013	7,789	7,887
F	1,63	0,1	0,082	7,789	0,635
q			1,13		1,13
Σ					275,282

Perhitungan gaya vertikal yang bekerja pada dinding penahan tanah untuk muka air banjir dilakukan dengan cara yang sama. Hasil perhitungan gaya-gaya vertikal pada dinding penahan tanah untuk kondisi muka air banjir dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut ini.

Tabel 5.8 Gaya-Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah Kondisi Muka Air Banjir

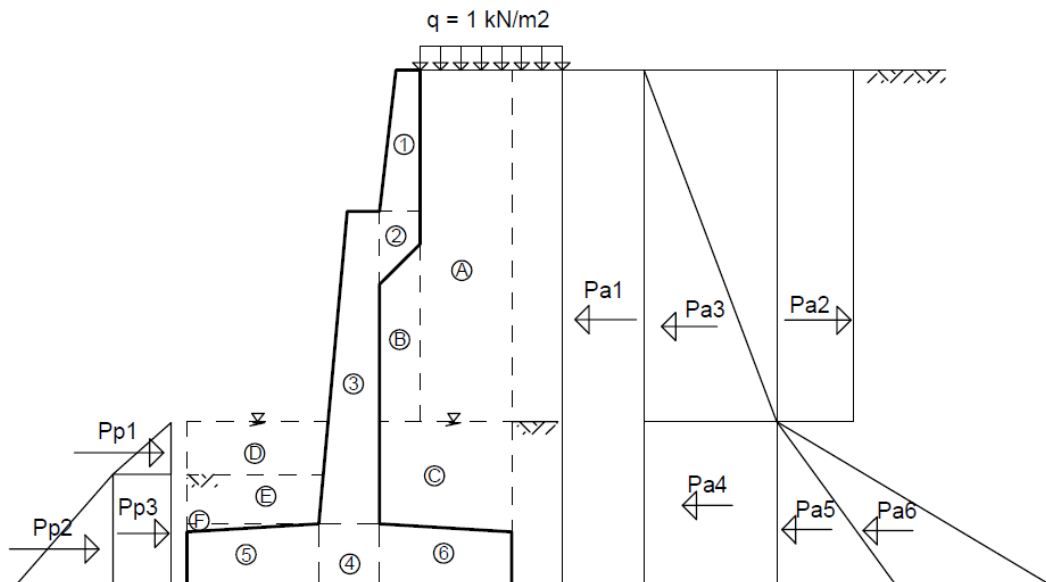
No	B (m)	H (m)	Volume (V) m ³	γ	Berat (W) kN
1	0,3	1,74	0,696	24	16,704
2	0,5	0,9	0,325	24	7,8
3	0,4	3,85	2,214	24	53,13
4	0,75	0,75	0,563	24	13,5
5	1,63	0,65	1,141	24	27,384
6	1,63	0,65	1,141	24	27,384
A	1,13	3,851	4,352	15,725	68,428

Lanjutan Tabel 5.8 Gaya-Gaya Vertikal Dinding Penahan Tanah Kondisi Muka Air Banjir

No	B (m)	H (m)	Volume (V) m ³	γ	Berat (W) kN
B	0,5	1,711	0,7305	15,725	11,487
C	1,63	1,839	2,916	7,789	22,714
D	1,74	1,13	1,932	9,81	18,956
E	1,69	0,61	1,013	7,789	7,887
F	1,63	0,1	0,082	7,789	0,635
q			1,13		1,13
Σ					277,138

5.2.2 Tekanan Tanah Lateral

Perhitungan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah meliputi perhitungan tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Dalam memperhitungkan tekanan tanah lateral aktif maupun pasif, perlu diperhitungkan nilai koefisien tekanan tanah aktif dan pasif dari setiap lapisan tanah pada struktur dinding penahan tanah. Diagram tekanan tanah lateral yang bekerja pada dinding penahan tanah ditunjukkan pada Gambar 5.16 berikut ini.



Gambar 5.16 Diagram Tekanan Tanah Lateral

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$= \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{35,754}{2} \right)$$

$$= 0,262$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$= \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{35,754}{2} \right)$$

$$= 3,811$$

Perhitungan tekanan lateral pada dinding penahan tanah ditunjukkan pada Tabel 5.9 berikut ini.

Tabel 5.9 Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Normal

		Gaya (kN)	Ket
Pa1	HqKa	1,664	Aktif
Pa2	- 2cH√Ka	-174,066	Aktif
Pa3	0,5γ1h1 ² Ka	38,678	Aktif
Pa4	γ1h1h2Ka	35,909	Aktif
Pa5	0,5γh2 ² Ka	4,128	Aktif
Pa6	0,5γwh2 ²	19,817	Aktif
Pp1	0,5γwh ²	2,072	Pasif
Pp2	0,5γ2h ² Kp	19,817	Pasif
Pp3	2cH√Kp	30,444	Pasif

Sedangkan besarnya nilai tekanan tanah lateral pada kondisi muka air banjir dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut ini.

Tabel 5.10 Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Banjir

		Gaya (kN)	Ket
Pa1	HqKa	1,664	Aktif
Pa2	- 2cH√Ka	-154,811	Aktif
Pa3	0,5γ1h1 ² Ka	30,594	Aktif

Lanjutan Tabel 5.10 Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Banjir

		Gaya (kN)	Ket
Pa4	$\gamma_1 h_1 h_2 K_a$	39,547	Aktif
Pa5	$0,5 \gamma h^2 K_a$	6,331	Aktif
Pa6	$0,5 \gamma_w h^2$	30,387	Aktif
Pp1	$0,5 \gamma_w h^2$	6,252	Pasif
Pp2	$0,5 \gamma_2 h^2 K_p$	28,504	Pasif
Pp3	$2 c H \sqrt{K_p}$	30,444	Pasif

5.2.3 Hitungan Momen

Perhitungan momen akibat gaya vertikal dan tekanan tanah lateral ditinjau terhadap titik O yang berada pada kaki depan dinding penahan tanah. Adapun hasil perhitungan momen untuk kondisi muka air normal tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.11 berikut ini.

Tabel 5.11 Momen Akibat Gaya Vertikal dan Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Normal

		Gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)	Ket
Gaya Vertikal DPT	1	16,704	2,526	42,192	M+
	2	7,8	2,598	20,264	M+
	3	53,13	1,840	97,767	M+
	4	13,5	2,005	27,068	M+
	5	27,384	0,834	22,849	M+
	6	27,384	3,214	88,023	M+
	A	76,939	3,445	265,054	M+
	B	15,253	2,641	40,279	M+
	C	16,632	3,205	53,312	M+
	D	10,904	0,826	9,002	M+
	E	7,887	0,801	6,315	M+
F	0,635	0,543	0,345	M+	
Tekanan Tanah Lateral	PA1	1.664	3.170	5.273	M-
	PA2	-174.066	4.175	-726.727	M+
	PA3	38.678	3.453	133.567	M-
	PA4	35.909	1.005	36.088	M-
	PA5	4.128	0.670	2.766	M-
	PA6	19.817	0.670	13.277	M-

Lanjutan Tabel 5.11 Momen Akibat Gaya Vertikal dan Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Normal

		Gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)	Ket
Tekanan Tanah Lateral	PP1	2.072	1.577	3.267	M+
	PP2	28.504	0.453	12.922	M+
	PP3	30.444	0.680	20.702	M+

Hasil perhitungan momen akibat gaya vertikal dan tekanan tanah lateral pada dinding penahan tanah untuk kondisi muka air banjir dapat dilihat pada Tabel 5.12 berikut ini.

Tabel 5.12 Momen Akibat Gaya Vertikal dan Tekanan Tanah Lateral pada Kondisi Muka Air Banjir

		Gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)	Ket
Gaya Vertikal DPT	1	16,704	2,526	42,192	M+
	2	7,8	2,598	20,264	M+
	3	53,13	1,840	97,767	M+
	4	13,5	2,005	27,068	M+
	5	27,384	0,834	22,849	M+
	6	27,384	3,214	88,023	M+
	A	68,428	3,445	235,733	M+
	B	11,487	2,644	30,374	M+
	C	22,714	3,203	72,742	M+
	D	18,956	0,826	15,650	M+
	E	7,887	0,801	6,315	M+
F	0,635	0,543	0,345	M+	
Tekanan Tanah Lateral	PA1	1.664	3.170	5.273	M-
	PA2	-154.811	4.415	-683.411	M+
	PA3	30.594	3.773	115.420	M-
	PA4	39.547	1.245	49.216	M-
	PA5	6.331	0.830	5.252	M-
	PA6	30.387	0.830	25.211	M-
	PP1	6.252	1.736	10.856	M+
	PP2	28.504	0.453	12.922	M+
	PP3	30.444	0.680	20.702	M+

5.2.4 Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Perhitungan stabilitas yang ditinjau dalam perhitungan stabilitas dinding penahan tanah berupa stabilitas terhadap penggeseran, stabilitas terhadap penggulingan dan stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah berdasarkan gaya-gaya eksternal yang bekerja pada dinding penahan tanah.

1. Stabilitas terhadap penggeseran

Pada perhitungan stabilitas terhadap pergeseran dasar dinding penahan tanah dianggap sangat kasar, sehingga sudut gesek $\delta_h = \varphi$ dan $c_a = c_2$.

$$\begin{aligned}\sum R_h &= c_a B + \sum W \operatorname{tg} \delta_h \\ &= 9,565 \cdot 4 + 275,282 \cdot \operatorname{tg} 18,842 \\ &= 199,670 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{gs} &= \frac{\sum R_h + P_p}{\sum P_h} \\ &= \frac{199,670 + 235,087}{100,195} \\ &= 4,346 > 2\end{aligned}$$

$F_{gs} > 2$, maka stabilitas dinding penahan tanah aman terhadap pergeseran

2. Stabilitas terhadap penggulingan

$$\begin{aligned}\sum M_w &= \text{momen penahan} \\ &= 1436,088 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum M_{gl} &= \text{momen pengguling} \\ &= 190,972 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{gl} &= \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}} \\ &= \frac{1436,088}{190,972} \\ &= 7,520 > 2\end{aligned}$$

$F_{gl} > 2$, maka stabilitas dinding penahan tanah aman terhadap penggulingan

3. Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Dalam perhitungan stabilitas keruntuhan daya dukung tanah dasar, tekanan tanah pasif yang berada di depan dinding penahan tanah diabaikan. Hal tersebut juga dilakukan untuk tekanan tanah di belakang dinding penahan tanah, agar tekanan yang diperhitungkan dalam stabilitas keruntuhan daya dukung tanah dasar hanya berasal dari gaya vertikal berat struktur dinding penahan tanah dan tekanan aktif tanah.

Adapun perhitungan stabilitas dinding penahan tanah terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah adalah sebagai berikut ini.

$$\sum M_w = 672,496 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{gl} = 190,972 \text{ kN.m}$$

$$\sum W = 275,282 \text{ kN}$$

$$x_e = \frac{\sum M_w - \sum M_{gl}}{\sum W}$$
$$= \frac{672,496 - 190,972}{275,282}$$

$$= 1,749 \text{ m}$$

$$e = (B/2 - x_e)$$

$$= (4/2 - 1,749)$$

$$= 0,251 \text{ m}$$

$$\text{Lebar efektif (B')} = B - 2e = 4 - (2 \times 0,251) = 3,498 \text{ m}$$

$$A' = B' \times 1 = 3,617 \times 1 = 3,498 \text{ m}^2$$

$$V = 275,282 \text{ kN}$$

$$H = 100,195 \text{ kN}$$

Berdasarkan tabel faktor kapasitas dukung oleh Hansen (1961), didapatkan nilai-nilai faktor kapasitas dukung berikut ini.

$$N_c = 37,295 ; N_q = 24,847 ; N_\gamma = 22,882$$

Faktor kemiringan beban :

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5H}{V + A' C_a \text{ ctg} \phi} \right]^5 \geq 0$$

$$= \left[1 - \frac{0.5 \times 100,195}{275,282 + 3,498 \times 6,131 \text{ctg} 32,573} \right]^5 \geq 0$$

$$= 0,413$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / N_c \text{tg} \varphi$$

$$= 0,413 - \frac{1 - 0,413}{37,295 \text{tg} 32,573}$$

$$= 0,388$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7H}{V + A' C_a \text{ctg} \varphi} \right]^5 \geq 0$$

$$= \left[1 - \frac{0.7 \times 100,195}{275,282 + 3,498 \times 6,131 \text{ctg} 32,573} \right]^5 \geq 0$$

$$= 0,276$$

Faktor kedalaman :

$$D_f = 1,36 \text{ m}$$

$$d_c = 1 + 0,4 (D_f/B)$$

$$= 1 + 0,4 (1,36/4)$$

$$= 1,136$$

$$d_q = 1 + 2 (D_f/B) \text{tg} \varphi (1 - \sin \varphi)^2$$

$$= 1 + 2 (1,36/4) \text{tg} 32,573 (1 - \sin 32,573)^2$$

$$= 1,238$$

$$d_\gamma = 1$$

Dalam perhitungan kapasitas dukung ultimit digunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975).

$$q_u = d_c i_c c N_c + d_q i_q D_f \gamma N_q + d_\gamma i_\gamma 0,5 B \gamma N_\gamma$$

$$= (1,136 \times 0,388 \times 32,573 \times 37,295) + (1,238 \times 0,413 \times 1,36 \times 7,789 \times$$

$$24,847) + (1 \times 0,276 \times 0,5 \times 3,498 \times 9,2488 \times 22,882)$$

$$= 337,433 \text{ kN/m}^2$$

$$q' = \frac{V}{B'}$$

$$= \frac{275,282}{3,498}$$

$$= 78,692 \text{ kN/m}^2$$

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah:

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{qu}{q'} \\
 &= \frac{337,433}{78,692} \\
 &= 4,288 > 3
 \end{aligned}$$

$F > 3$, maka stabilitas dinding penahan tanah aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah.

Dilakukan perhitungan yang sama untuk kondisi muka air banjir. Hasil perhitungan stabilitas dinding penahan tanah pada kondisi muka air normal dan muka air banjir dapat dilihat pada Tabel 5.13 berikut ini.

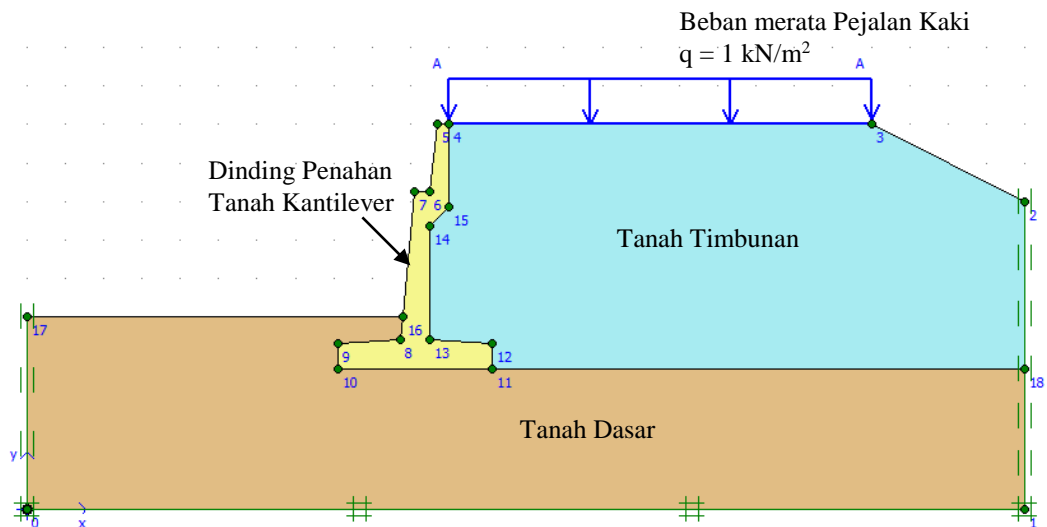
Tabel 5.13 Rekapitulasi Hasil Angka Aman dengan Perhitungan Manual

<i>SF</i>	Kondisi		Ket
	M.A Normal	M.A Banjir	
Geser	4,346	3,885	AMAN
Guling	7,520	6,923	AMAN
Kapasitas dukung	4,288	3,590	AMAN

5.4 Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah Menggunakan Program *Plaxis*

Analisis stabilitas dinding penahan tanah dengan program *Plaxis* dilakukan dengan kondisi yang sama, yaitu kondisi saat muka air normal dan saat muka air banjir. Kedalaman muka air tanah yang ditinjau pada analisis stabilitas juga diasumsikan sama dengan tinggi muka air saat kondisi normal dan banjir. Beban yang diperhitungkan dalam analisis stabilitas dinding penahan tanah menggunakan program *Plaxis* adalah beban merata pejalan kaki sebesar 1 kN/m² dan beban gempa dengan percepatan gempa sebesar 0,364g.

Permodelan dinding penahan tanah pada program *Plaxis* disesuaikan dengan geometri kondisi eksisting di lapangan, serta data teknis dinding penahan tanah di lapangan. Adapun permodelan dinding penahan tanah pada sungai Gajah Putih dalam analisis stabilitas menggunakan program *Plaxis* dapat dilihat pada Gambar 5.17 berikut ini.



Gambar 5.17 Permodelan Dinding Penahan Tanah

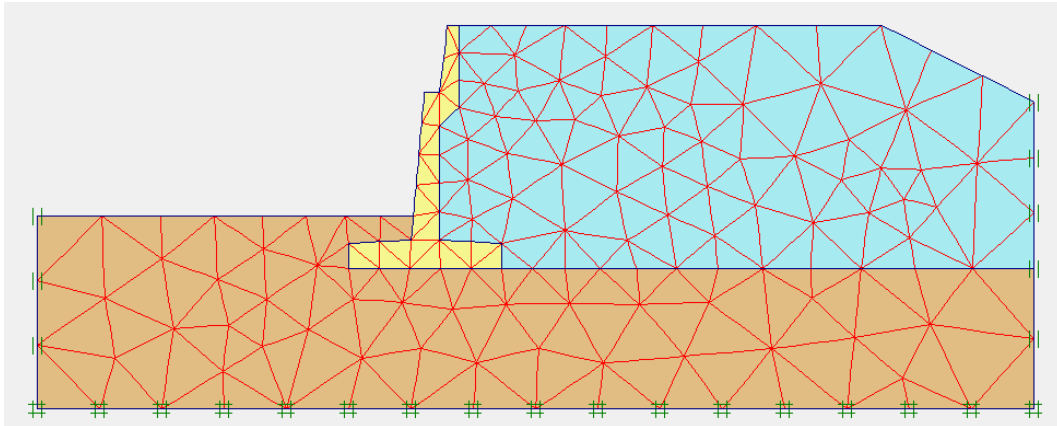
Setelah kondisi eksisting dinding penahan tanah dimodelkan dalam program, diperlukan input parameter bahan pada permodelan ke dalam *cluster-cluster* yang telah dibuat, yang meliputi parameter tanah dasar dinding penahan dan tanah timbunan di belakang dinding penahan serta parameter bahan untuk dinding penahan tanah. Untuk model material pada lapisan tanah adalah model kriteria keruntuhan Mohr-Coloumb, sedangkan untuk dinding penahan model material yang digunakan adalah *linier elastic*. Data parameter tanah dan bahan yang digunakan dalam *input* program *Plaxis* tampak pada Tabel 5.14 berikut ini.

Tabel 5.14 Data parameter Tanah dan DPT

NAMA		TANAH DASAR	TIMBUNAN	DPT
<i>Model</i>		Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	Linier Elastis
<i>Jenis</i>		<i>UNDRAINED</i>	<i>UNDRAINED</i>	<i>NON-PORUS</i>
γ_{unsat}	kN/m ³	18.196	15.725	-
γ_{sat}	kN/m ³	19.059	17.599	24.00
K_x	m/hari	3.41E-02	0.0001	-
K_y	m/hari	3.41E-02	0.0001	-
E_{ref}	kN/m ²	50000	13027	642285,567
V		0.3	0.4	0.2
Kohesi (C)	kN/m ²	6.131	39.240	-
Sudut geser (ϕ)	°	32.573	35.754	-
Sudut dilantasi (Ψ)		0	0	0

Sumber: PT. Rayakonsult - PT. Indec Internusa (2017)

Kemudian dilakukan penyusunan jaring elemen hingga (*meshing*) pada lereng dan dinding penahan tanah. Hasil penyusunan jaring elemen dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut ini.



Gambar 5.18 Meshing pada Lereng dengan Dinding Penahan Tanah

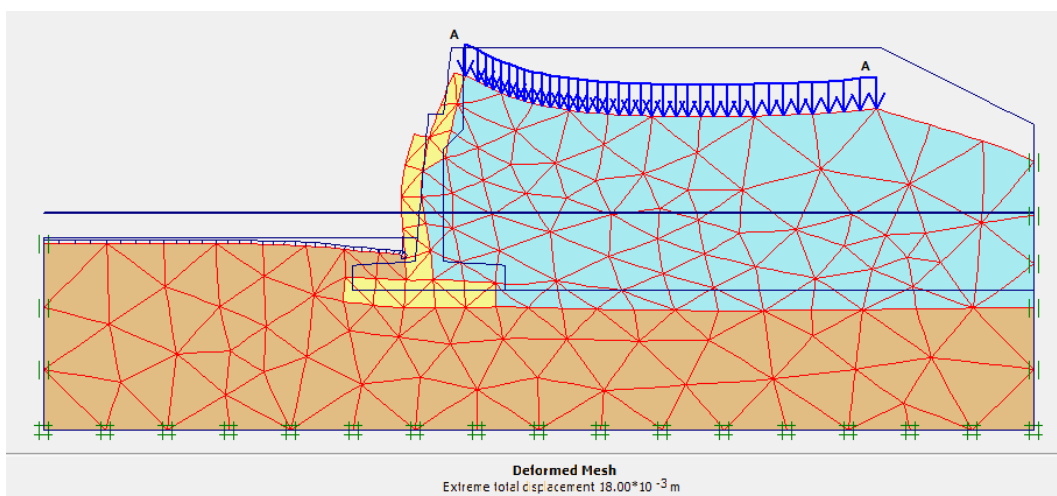
Pada kondisi awal (*initial condition*) ditetapkan nilai berat isi air sebesar 10 kN/m^3 . Ketinggian muka air sungai dan kedalaman muka air tanah disesuaikan dengan analisis yang akan dilakukan, yaitu pada kondisi muka air normal dengan ketinggian muka air sungai sebesar 0,65 meter di atas permukaan sungai dan kondisi muka air banjir dengan ketinggian 1,13 meter di atas dasar sungai. Kedalaman muka air tanah diasumsikan sama dengan ketinggian muka air sungai pada masing-masing kondisi.

Perhitungan tegangan awal (*initial stress*) pada tahap ini tidak dapat dilakukan karena kondisi geometri yang tidak horisontal, sehingga untuk mendapatkan perhitungan tegangan awal akibat berat tanah diperhitungkan secara terpisah pada tahap *calculation*.

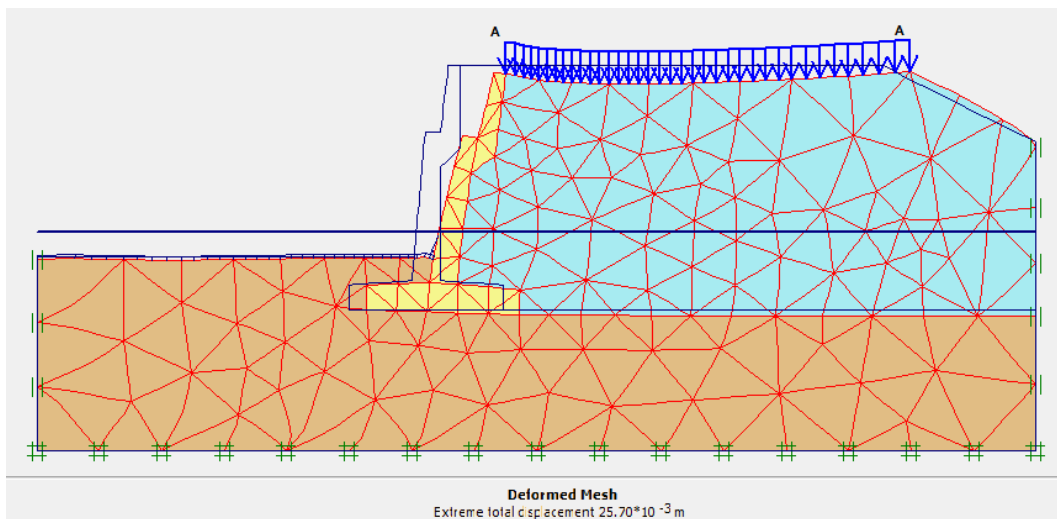
Tahap analisis perhitungan (*calculation*) pada program *Plaxis* untuk analisis stabilitas dinding penahan tanah juga dilakukan dengan lima tahap. Tahap pertama adalah analisis akibat berat tanah sendiri atau akibat dari beban gravitasi pada lereng. Tahap kedua adalah analisis akibat beban merata di atas dinding penahan tanah, yaitu beban pejalan kaki sebesar 1 kN/m^2 . Tahap ketiga adalah analisis angka

aman (SF) lereng dengan dinding penahan tanah akibat beban pejalan. Kemudian tahap keempat adalah analisis akibat pengaruh beban gempa dan tahap kelima adalah analisis nilai angka aman (SF) lereng dengan dinding penahan tanah akibat beban gempa.

Hasil *deformed mesh* pada lereng sungai Gajah Putih dengan dinding penahan tanah pada kondisi muka air normal dengan beban pejalan kaki dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.19 dan Gambar 5.20 berikut ini.

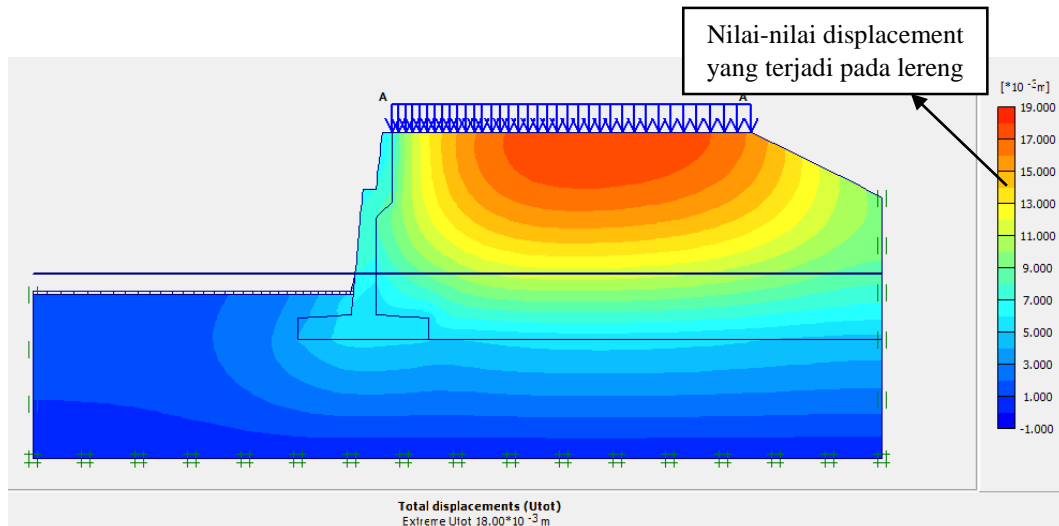


Gambar 5.19 Deformed Mesh pada Dinding Penahan Tanah dengan Beban Pejalan

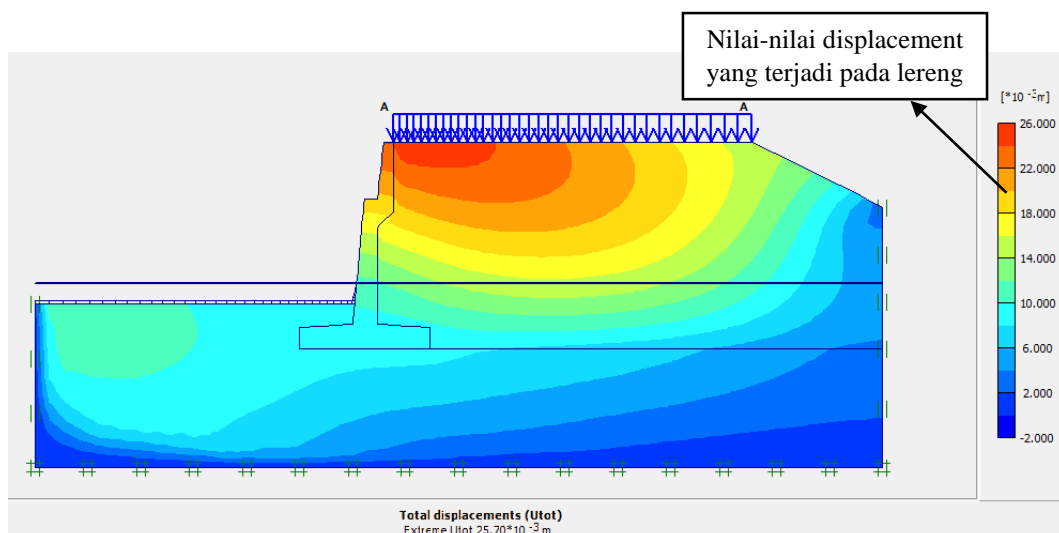


Gambar 5.20 Deformed Mesh pada Dinding Penahan Tanah dengan Beban Pejalan dan Beban Gempa

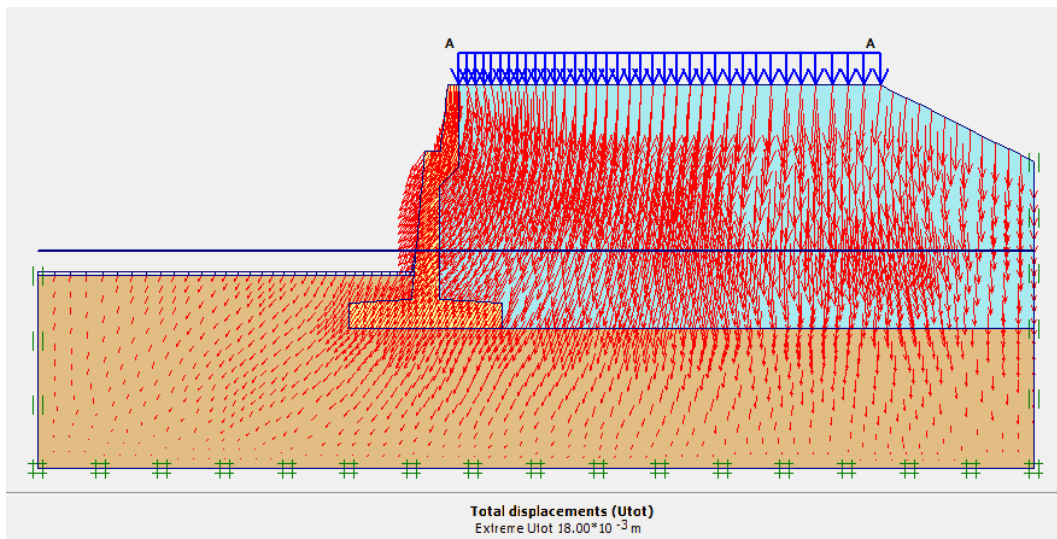
Besarnya nilai *total displacements* pada lereng dengan dinding penahan tanah akibat beban pejalan kaki adalah sebesar 1,8 cm dan akibat beban gempa adalah sebesar 2,570 cm, yang dapat dilihat pada Gambar 5.21 dan pada Gambar 5.22. Sedangkan arah pergerakan tanah pada lereng akibat beban pejalan kaki dan beban gempa dapat dilihat pada Gambar 5.23 dan Gambar 5.24 berikut ini.



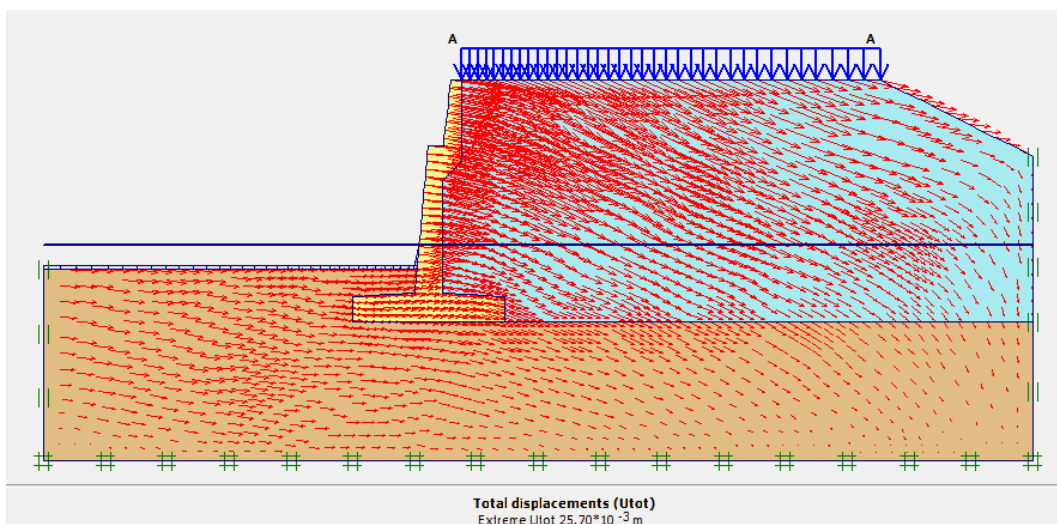
Gambar 5.21 Area Kritis *Total Displacements* pada Dinding Penahan Tanah dengan Beban Pejalan



Gambar 5.22 Area Kritis *Total Displacements* pada Dinding Penahan Tanah dengan Beban Pejalan dan Beban Gempa



Gambar 5.23 Arah Pergerakan Tanah pada Dinding Penahan Tanah dengan Beban Pejalan



Gambar 5.24 Arah Pergerakan Tanah pada Dinding Penahan Tanah dengan Beban Pejalan dan Beban Gempa

Nilai angka aman yang diperoleh dalam analisis stabilitas dinding penahan tanah menggunakan program *Plaxis* pada kondisi muka air normal dengan beban pejalan kaki adalah sebesar 2,949 dan dengan beban gempa sebesar 1,564, besarnya nilai angka aman tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.25 dan Gambar 5.26 berikut ini.

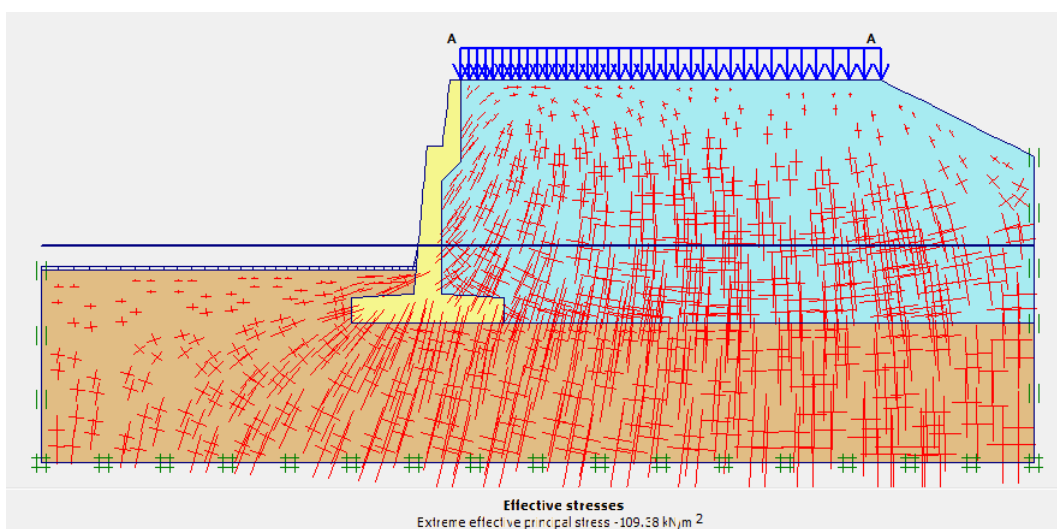
Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	N/A	Σ -Mdisp:	1.0000
MloadA:	N/A	Σ -MloadA:	1.0000
MloadB:	N/A	Σ -MloadB:	1.0000
Mweight:	N/A	Σ -Mweight:	1.0000
Maccel:	N/A	Σ -Maccel:	0.0000
Msf:	0.1000	Σ -Msf:	2.9491

Gambar 5.25 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Pejalan

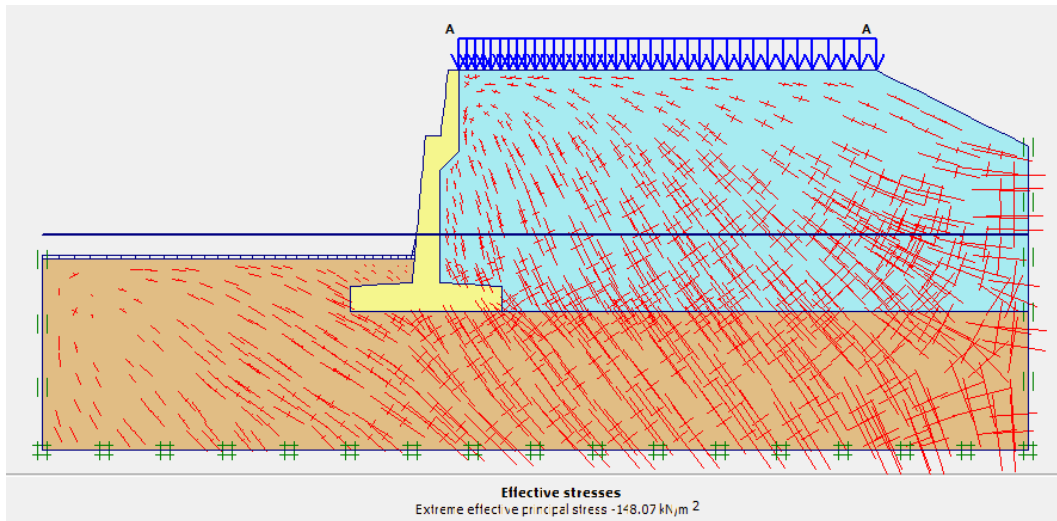
Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	N/A	Σ -Mdisp:	1.0000
MloadA:	N/A	Σ -MloadA:	1.0000
MloadB:	N/A	Σ -MloadB:	1.0000
Mweight:	N/A	Σ -Mweight:	1.0000
Maccel:	N/A	Σ -Maccel:	-1.0000
Msf:	0.1000	Σ -Msf:	1.5635

Gambar 5.26 Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah dengan Beban Pejalan dan Beban Gempa

Besarnya nilai *effective stresses* dengan beban merata pejalan kaki adalah sebesar $-109,38 \text{ kN/m}^2$ dan dengan beban gempa adalah sebesar $-148,07 \text{ kN/m}^2$ seperti tampak pada Gambar 5.27 dan Gambar 5.28 berikut ini.



Gambar 5.27 Effective Stresses pada Dinding Penahan Tanah dengan Beban Pejalan



Gambar 5.28 Effective Stresses pada Dinding Penahan Tanah dengan Beban Pejalan dan Beban Gempa

Dilakukan cara dan tahap analisis yang sama dalam analisis perhitungan stabilitas dinding penahan tanah pada kondisi muka air banjir dengan program *Plaxis*. Hasil analisis stabilitas dinding penahan tanah pada kondisi muka air banjir dapat dilihat pada Lampiran 3.

Rekapitulasi nilai angka aman stabilitas dinding penahan tanah pada kondisi muka air normal dan muka air banjir dengan beban merata pejalan kaki dan beban gempa dapat dilihat pada Tabel 5.15 berikut ini.

Tabel 5.15 Rekapitulasi Hasil Nilai Angka Aman Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Kondisi	Angka Aman (<i>SF</i>)	
	Beban Pejalan	Beban Gempa
Muka Air Normal	2,949	1,563
Muka Air Banjir	3,027	1,564

5.5 Perencanaan Perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil

Setelah melakukan analisis pada stabilitas dinding penahan tanah, juga dilakukan perencanaan alternatif perkuatan baru pada lereng dengan menggunakan geotekstil. Geotekstil yang digunakan adalah geotekstil jenis *Woven UW-250* yang diproduksi oleh PT. Teknindo Geosistem Unggul.

Perencanaan dilakukan dengan dua variasi, yaitu variasi lereng satu jenjang dan variasi lereng dua jenjang dengan adanya *berm*. Adapun data parameter tanah yang digunakan dalam analisis dapat dilihat pada Tabel 5.16 berikut ini.

Tabel 5.16 Data parameter Tanah Lereng

NAMA		TANAH DASAR	TANAH TIMBUNAN
<i>Model</i>		MC	MC
<i>Jenis</i>		UNDRAINED	UNDRAINED
γ_{unsat}	kN/m ³	18,196	15,725
γ_{sat}	kN/m ³	19,059	17,599
K_x	m/hari	3,41E-02	0,001
K_y	m/hari	3,41E-02	0,001
E_{ref}	kN/m ²	50000	13027
V		0,3	0,4
Kohesi (C)	kN/m ²	6,13125	39,240
Sudut geser (ϕ)	°	32,573	35,754
Sudut dilatasi (Ψ)		0	0

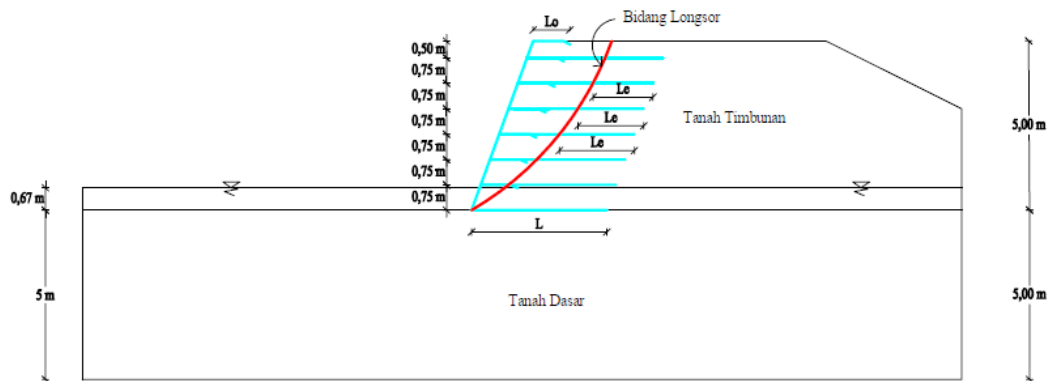
Sumber: PT. Rayakonsult - PT. Indec Internusa (2017)

5.5.1 Analisis Perkuatan Menggunakan Geotekstil Pada Lereng Satu Jenjang

Dalam perencanaan lereng dengan perkuatan geotekstil, lereng harus stabil terhadap pengaruh gaya dalam dan gaya luar. Stabilitas yang ditinjau adalah stabilitas eksternal dan stabilitas internal.

Perencanaan perkuatan dengan geotekstil untuk variasi pertama dilakukan pada lereng dengan tinggi 5 meter dan dengan kemiringan lereng 70° serta terdapat beban merata pejalan kaki sebesar 1 kN/m². Sedangkan geotekstil yang digunakan memiliki kuat tarik ijin T_a sebesar 52 kN/m².

Adapun desain perencanaan lereng variasi pertama dengan perkuatan geotekstil dapat dilihat pada Gambar 5.29 berikut ini.



Gambar 5.29 Desain Perkuatan Lereng variasi 1 dengan Geotekstil

Untuk lereng dengan sudut kemiringan $>70^\circ$ perencanaan dilakukan menurut teori tekanan tanah lateral. Perhitungan perencanaan geotekstil tersebut adalah sebagai berikut ini.

$$T_a = 52 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 5 \text{ m}$$

$$\beta = 20^\circ$$

Dalam perancangan ini digunakan jarak antar geotekstil (S_v) = 0,75 m.

Jumlah geotekstil yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned} N &= H/S_v \\ &= 5/0,75 \\ &= 6,66667 \end{aligned}$$

Digunakan jumlah geotekstil = 7

$$\begin{aligned} K_a &= \cos \beta \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \right) \\ &= \cos 20 \left(\frac{\cos 20 - \sqrt{\cos^2 20 - \cos^2 35,754}}{\cos 20 + \sqrt{\cos^2 20 - \cos^2 35,754}} \right) \\ &= 0,31 \end{aligned}$$

1. Stabilitas eksternal

$$\begin{aligned} \Sigma p_a &= 0,5H^2\gamma K_a + qHK_a \\ &= (0,5 \times 5^2 \times 15,724 \times 0,31) + (1 \times 5 \times 0,31) \\ &= 62,437 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Letak resultan gaya-gaya

$$\begin{aligned}y &= \frac{(H/3)0,5H^2\gamma Ka + (H/2)qH Ka}{\Sigma Pa} \\ &= \frac{(5/3)0,5 \times 5^2 \times 15,724 \times 0,31 + (5/2)1 \times 5 \times 0,31}{62,437} \\ &= 1,687 \text{ m}\end{aligned}$$

a. Stabilitas terhadap penggeseran

Digunakan $SF = 2$

Tahanan geser pada dasar perkuatan

$$\begin{aligned}R_h &= \Sigma W \operatorname{tg} \delta \\ &= (LH\gamma + qL) \operatorname{tg} (2/3 \varphi) \\ &= (5 \times 15,724 \times L + 1 \times L) \operatorname{tg} (2/3 \times 35,754) \\ &= 35,177 L\end{aligned}$$

$$SF = \frac{\Sigma W \operatorname{tg} \delta}{\Sigma Pa}$$

$$2 = \frac{35,177 L}{62,437}$$

$$L = 3,55 \text{ m}$$

b. Stabilitas terhadap penggulingan

Digunakan $SF = 2$

Momen penahan :

$$\begin{aligned}\Sigma M_R &= 0,5L (W + qL) \\ &= 0,5L (35,177L + 1L) \\ &= 18,088L^2 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Momen penggerak:

$$\begin{aligned}\Sigma M_D &= yPa \\ &= 1,687 \times 62,437 \\ &= 105,352 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$SF = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_D}$$

$$2 = \frac{18,088L^2}{105,352}$$

$$L = \sqrt{\frac{105,352 \times 2}{18,088}}$$

$$= 3,413 \text{ m}$$

$$L \text{ maks} = 3,55 \text{ m}$$

Maka diambil $L = 4 \text{ m}$

$$\Sigma V = \Sigma W + qL$$

$$= (5 \times 15,724 \times 4) + (1 \times 4)$$

$$= 318,489 \text{ kN/m}$$

$$e = \frac{\Sigma M_D}{\Sigma V}$$

$$= \frac{105,352}{318,489}$$

$$= 0,331 < L/6 = 0,667 \text{ (Ok)}$$

c. Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

$$H = \Sigma Pa = 62,437 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 318,489 \text{ kN}$$

$$\text{Lebar efektif, } L' = L - 2e = 4 - 2(0,331) = 3,338 \text{ m}$$

$$A' = L' \times 1 = 3,338 \text{ m}$$

$$m = 2$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0,5H}{V + A'c_a \text{ctg} \varphi} \right]^m$$

$$= \left[1 - \frac{0,5 \times 5}{318,489 + 3,338 \times 39,24 \times \text{ctg}(35,754)} \right]^2$$

$$= 0,766$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / N_c \text{tg} \varphi$$

$$= 0,766 - \frac{1 - 0,766}{37,295 \times \text{tg}(35,754)}$$

$$= 0,757$$

$$\begin{aligned}
i\gamma &= \left[1 - \frac{0,7H}{V + A'c_d \text{ctg} \varphi} \right]^{m+1} \\
&= \left[1 - \frac{0,7 \times 5}{318,489 + 3,338 \times 39,24 \times \text{ctg} (35,754)} \right]^{2+1} \\
&= 0,67 \\
qu &= ic \ c \ Nc + i\gamma \ 0,5 \ L' \ \gamma \ N\gamma \\
&= (0,757 \times 39,24 \times 37,295) + (0,67 \times 0,5 \times 3,338 \times 18,1485 \times 22,881) \\
&= 575,837 \text{ kN/m}^2 \\
q_{maks} &= \frac{\Sigma V}{L - 2e} \\
&= \frac{318,489}{3,338} \\
&= 95,401 \text{ kN/m}^2 \\
SF &= \frac{qu}{q_{maks}} \\
&= \frac{575,837}{95,401} \\
&= 6,036 > 2 \text{ (Ok)}
\end{aligned}$$

Sehingga alternatif perkuatan lereng variasi 1 dengan panjang geotekstil yang digunakan $L = 4$ m, memenuhi syarat stabilitas eksternal.

2. Stabilitas internal

Adapun perhitungan stabilitas internal adalah sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned}
\mu &= \text{tg} (2\varphi/3) \\
&= \text{tg} (2 \times 39,24 / 3) \\
&= 0,442
\end{aligned}$$

Stabilitas internal untuk geotekstil paling bawah (geotekstil no.1), $z = 5$ m

Panjang tulangan dibelakang bidang longsor:

$$\begin{aligned}
L_e &= L - \text{tg} (45 - \varphi/2) (H-z) \\
&= 4 - \text{tg} (45 - 39,24/2) (5 - 5) \\
&= 4 \text{ m}
\end{aligned}$$

Tekanan overburden:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= z\gamma + q \\ &= 5 \times 15,724 + 1 \\ &= 79,622 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_h &= K_a \sigma_v \\ &= 0,31 \times 79,622 \\ &= 24,665 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tekanan tanah lateral:

$$\begin{aligned}\Delta P_h &= S_v \sigma_h \\ &= 0,75 \times 24,665 \\ &= 18,499 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Faktor aman terhadap cabut tulangan:

$$\begin{aligned}SF_p &= 2 \mu \sigma_v L_e / \Delta P_h \\ &= (2 \times 0,442 \times 79662 \times 4) / 18,499 \\ &= 15,213 > 1,5\end{aligned}$$

Faktor aman terhadap putus tulangan:

$$\begin{aligned}SF_r &= \frac{T_a}{\Delta P_h} \\ &= \frac{52}{18,499} \\ &= 2,811 > 1,5\end{aligned}$$

Panjang tekukan pada bagian penutup permukaan dinding (overlap):

$$\begin{aligned}\sigma_{hc} &= K_a \sigma_v \\ &= 0,31 \times ((5 - 0,75/2) \times 15,724 + 1) \\ &= 22,838 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L_o &= \frac{\sigma_{hc} S_v (SF)}{2z\gamma \cdot \text{tg}(2\phi/3)} \\ &= \frac{22,838 \times 0,75(2)}{2 \times 5 \times 15,724 \times \text{tg}(2 \times 39,24/3)} \\ &= 0,493 \text{ m}\end{aligned}$$

Dipakai $L_o = 1 \text{ m}$

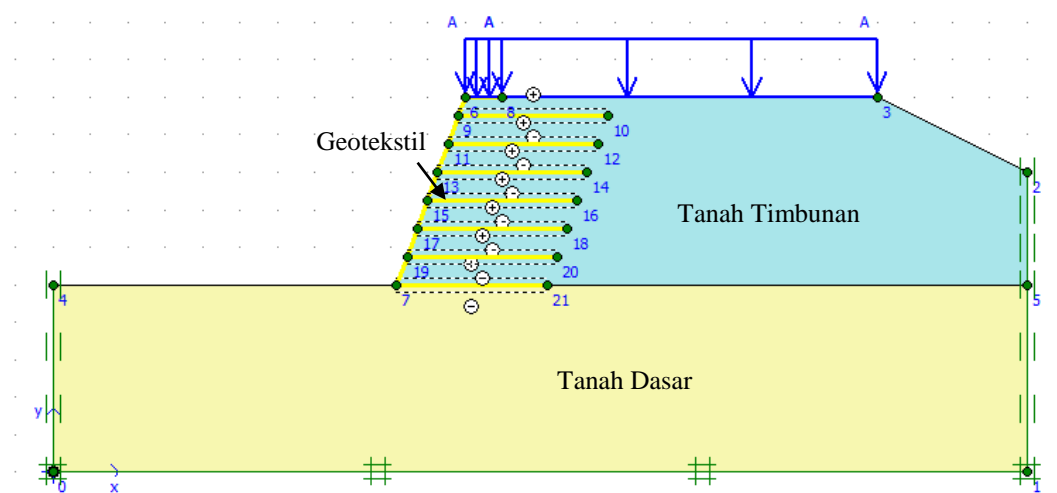
Hasil perhitungan stabilitas internal selengkapnya untuk geotekstil yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.17 berikut ini.

Tabel 5.17 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Stabilitas Internal pada Lereng Variasi 1

Geotekstil	h	Le	σ_v	σ_h	σ_{hc}	ΔPh	SFp	SFr	Lo	Lo
7	0,5	1,695	8,862	2,745	0,919	2,059	6,446	25,255	0,198	1
6	1,25	2,079	20,656	6,399	4,572	4,799	7,907	10,836	0,395	1
5	2	2,463	32,449	10,052	8,225	7,539	9,368	6,898	0,444	1
4	2,75	2,847	44,242	13,705	11,878	10,279	10,830	5,059	0,466	1
3	3,5	3,232	56,036	17,358	15,532	13,019	12,291	3,994	0,479	1
2	4,25	3,616	67,829	21,012	19,185	15,759	13,752	3,300	0,487	1
1	5	4,000	79,622	24,665	22,838	18,499	15,213	2,811	0,493	1

Setelah dilakukan analisis perhitungan di atas, digunakan panjang geotekstil yang direncanakan adalah 4 meter dengan jarak antar geotekstil Sv sebesar 0,75 meter, lalu dilakukan permodelan perkuatan lereng menggunakan geotekstil dengan beban pejalan kaki dan beban gempa statis dalam program *Plaxis* 8.2.

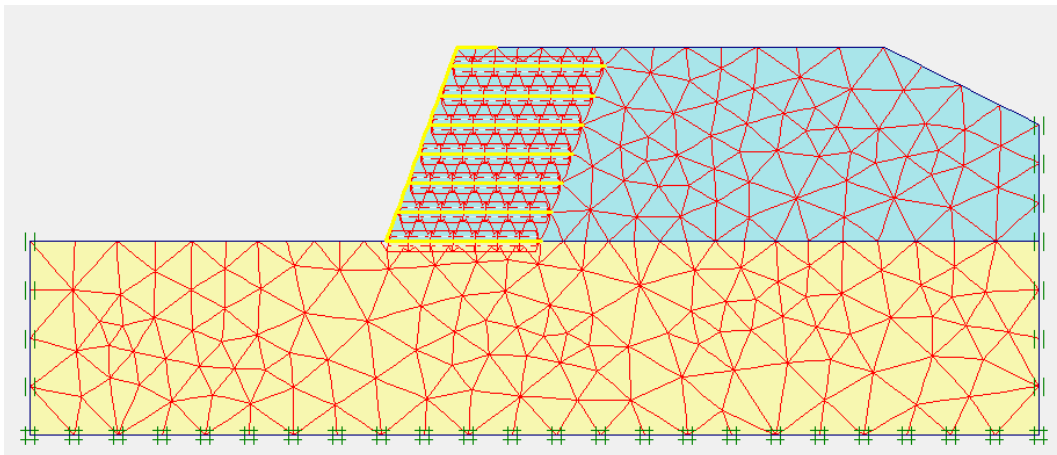
Berikut adalah analisis stabilitas lereng dengan perkuatan geotekstil menggunakan program *Plaxis* pada kondisi muka air normal. Permodelan untuk lereng baru dengan perkuatan geotekstil dengan kemiringan lereng 70° dapat dilihat pada Gambar 5.30 berikut ini.



Gambar 5.30 Permodelan Lereng Variasi 1 dengan Perkuatan Geotekstil

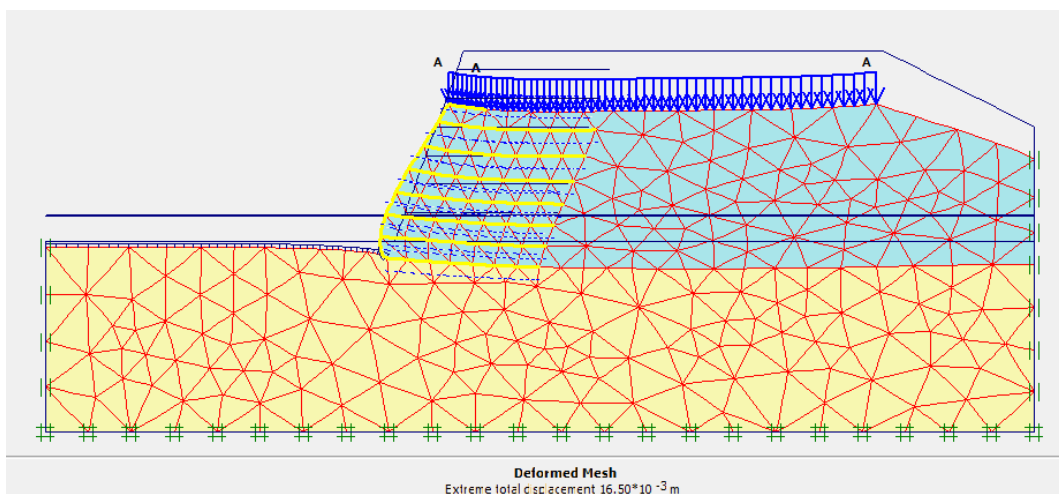
Setelah dilakukan permodelan pada lereng dengan perkuatan geotekstil dalam program *Plaxis*, perlu dilakukan *input* parameter tanah dan bahan serta parameter geotekstil yang digunakan. Nilai parameter tanah dan bahan yang diperlukan dalam analisis dilihat pada Tabel 5.16.

Kemudian dilakukan penyusunan jaring elemen hingga (*meshing*) untuk lereng baru dengan perkuatan geotekstil. Hasil penyusunan jaring elemen hingga (*meshing*) pada lereng dengan perkuatan geotekstil dengan beban pejalan kaki dan beban gempa statis dapat dilihat pada Gambar 5.31 berikut ini.

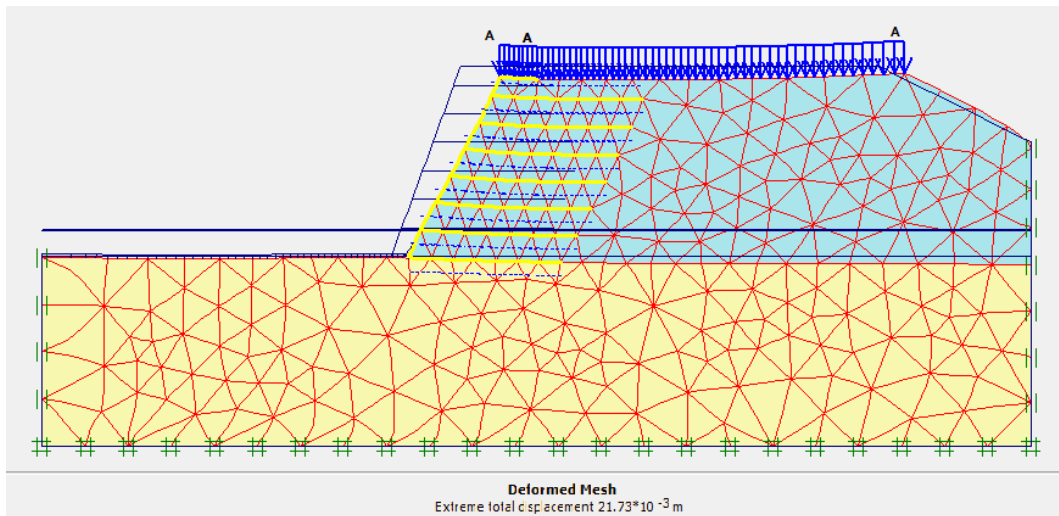


Gambar 5.31 Meshing Pada Lereng Variasi 1 dengan Perkuatan Geotekstil

Adapun hasil *deformed mesh* pada lereng dengan perkuatan geotekstil dapat dilihat pada Gambar 5.32 dan Gambar 5.33 berikut ini.

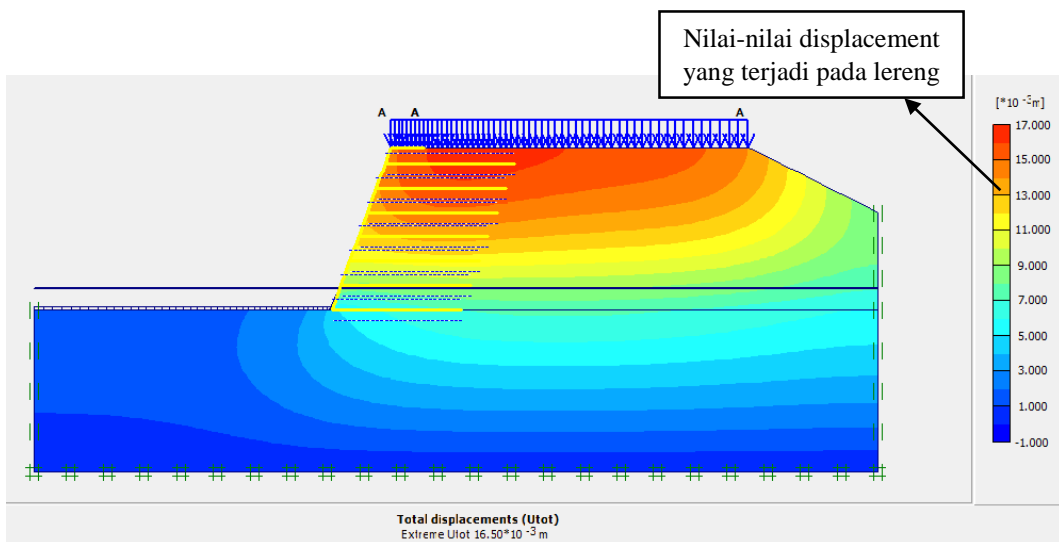


Gambar 5.32 Deformed Mesh Pada Lereng Variasi 1 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan

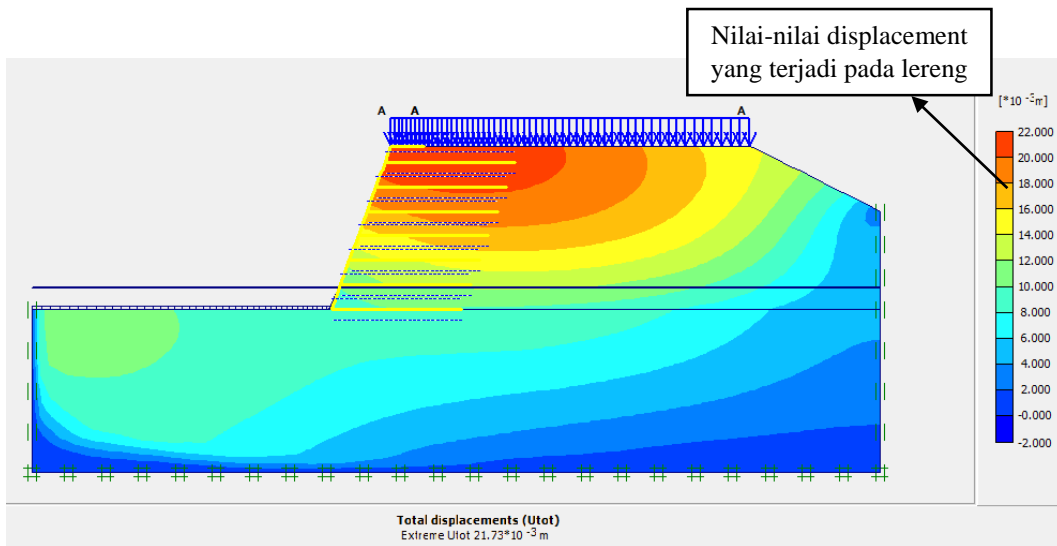


Gambar 5.33 Deformed Mesh Pada Lereng Variasi 1 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan dan Beban Gempa

Nilai *total displacements* pada lereng yang telah diberi perkuatan geotekstil dengan beban pejalan adalah sebesar 1,650 cm. Sedangkan nilai *total displacements* pada lereng dengan beban gempa sebesar 2,173 cm seperti tampak pada Gambar 5.34 dan Gambar 5.35 berikut ini.

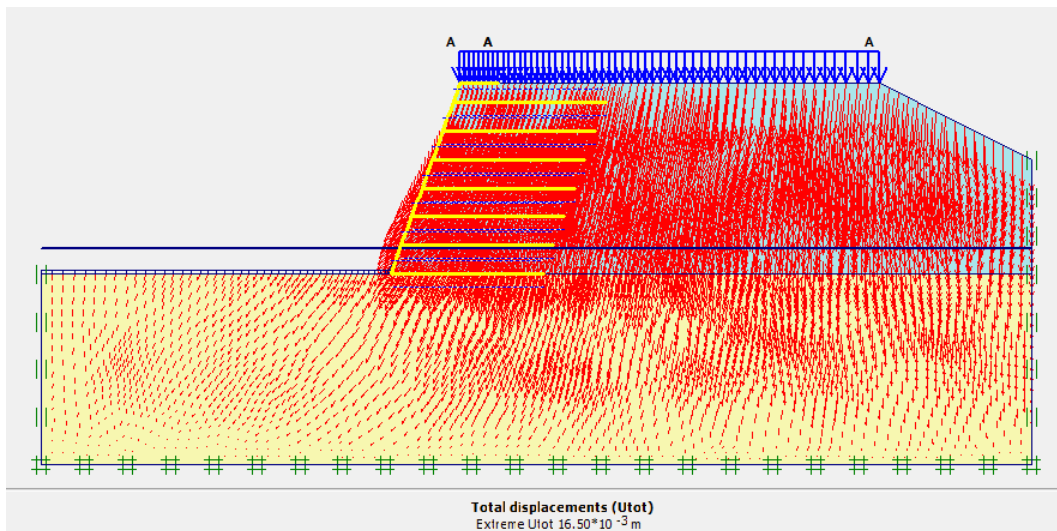


Gambar 5.34 Area Kritis Total Displacements Pada Lereng Variasi 1 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan

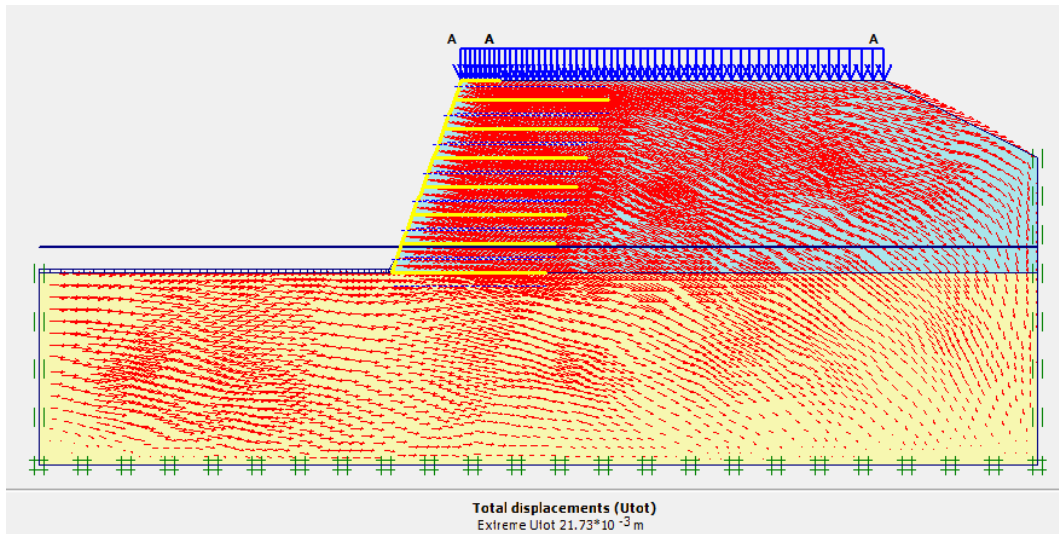


Gambar 5.35 Area Kritis *Total Displacements* Pada Lereng Variasi 1 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan dan Beban Gempa

Untuk arah pergerakan tanah yang terjadi pada lereng dapat dilihat pada Gambar 5.36 dan Gambar 5.37 berikut ini.

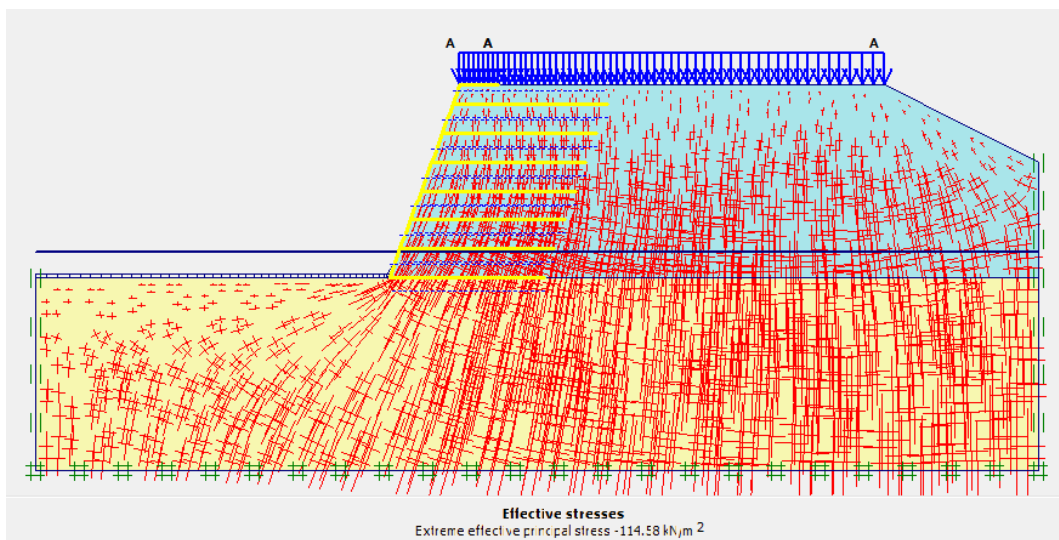


Gambar 5.36 Arah Pergerakan Tanah Lereng Variasi 1 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan

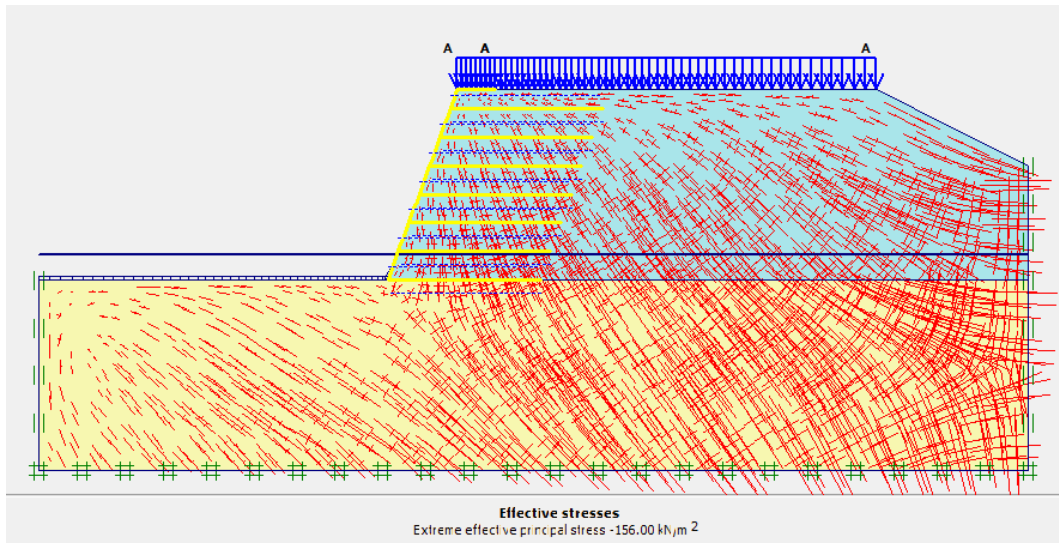


Gambar 5.37 Arah Pergerakan Tanah Lereng Variasi 1 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan dan Beban Gempa

Besarnya nilai *effective stresses* pada lereng dengan perkuatan geotekstil dengan beban pejalan kaki adalah sebesar $-114,58 \text{ kN/m}^2$ dan dengan beban gempa sebesar $-156,00 \text{ kN/m}^2$, yang dapat dilihat pada Gambar 5.38 dan Gambar 5.39 berikut ini.

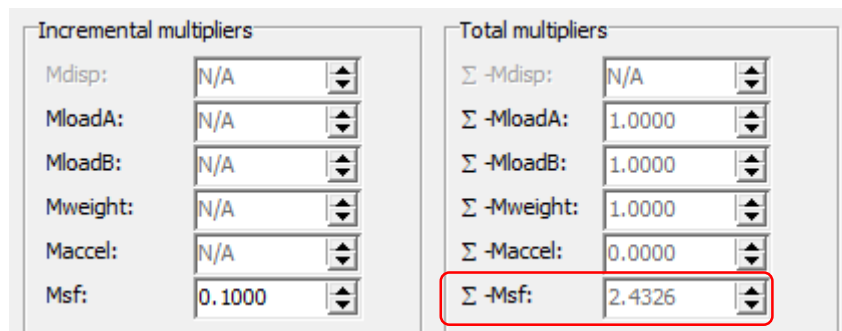


Gambar 5.38 *Effective stresses* Lereng Variasi 1 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan



Gambar 5.39 Effective stresses Lereng Variasi 1 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan dan Beban Gempa

Nilai angka aman lereng setelah diberi perkuatan menggunakan geotekstil dengan beban merata pejalan kaki sebesar 2,433 dan nilai angka aman dengan beban gempa sebesar 1,579. Nilai angka aman tersebut telah memenuhi syarat minimal angka aman stabilitas yaitu sebesar 1,5, yang menunjukkan bahwa lereng aman terhadap kelongsoran. Besarnya nilai angka aman tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.40 dan Gambar 5.41 berikut ini.



Gambar 5.40 Nilai Angka Aman Lereng Variasi 1 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	N/A	Σ -Mdisp:	N/A
MloadA:	N/A	Σ -MloadA:	1.0000
MloadB:	N/A	Σ -MloadB:	1.0000
Mweight:	N/A	Σ -Mweight:	1.0000
Maccel:	N/A	Σ -Maccel:	-1.0000
Msf:	0.1000	Σ -Msf:	1.5795

Gambar 5.41 Nilai Angka Aman Lereng Variasi 1 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan dan Beban Gempa

Adapun permodelan lereng variasi 1 dengan perkuatan geotekstil menggunakan program *Plaxis* pada kondisi muka air banjir dengan beban pejalan dan beban gempa dapat dilihat pada Lampiran 4.

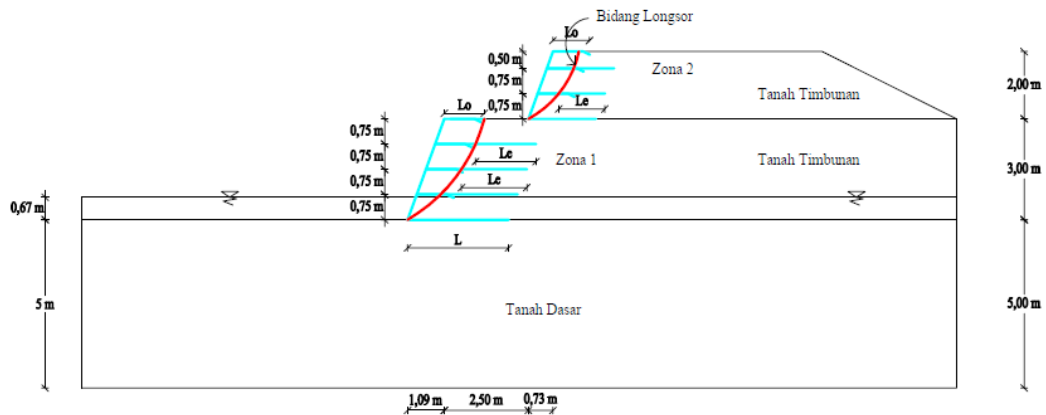
5.5.2 Analisis Perkuatan Menggunakan Geotekstil pada Lereng Dua Jenjang

Alternatif kedua pada lereng dengan perkuatan geotekstil adalah dengan merencanakan lereng menjadi dua jenjang dengan kemiringan lereng yang sama pada tap jenjang seperti alternatif pertama yaitu sebesar 70. Pada alternatif kedua ini juga terdapat pekerjaan *berm* selebar 2,5 meter.

Adanya pekerjaan *berm* diantara jenjang lereng dimaksudkan guna memberi ruang agar peralatan-peralatan yang digunakan saat pekerjaan perkuatan lereng dapat bekerja di sekitar lereng. Pekerjaan *berm* pada lereng juga dapat meningkatkan gaya-gaya yang menahan kelongsoran, mengurangi gaya-gaya yang mendorong pada lereng, dan dapat meningkatkan angka aman lereng dari kelongsoran.

Dalam perhitungan geotekstil yang digunakan untuk perkuatan pada alternatif ini dilakukan dengan membagi menjadi 2 zona. Zona pertama adalah lereng jenjang pertama dengan ketinggian 3 meter dan zona kedua adalah lereng jenjang kedua dengan ketinggian 2 meter.

Desain perencanaan perkuatan lereng dengan geotekstil untuk variasi 2 dapat dilihat pada Gambar 5.42 berikut ini.



Gambar 5.42 Desain Perkuatan Lereng Variasi 2 dengan Geotekstil

Adapun perhitungan perancangan geotekstil untuk lereng dengan alternatif kedua adalah sebagai berikut ini.

$$T_a = 52 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta = 20^\circ$$

Dalam perancangan ini digunakan jarak antar geotekstil (S_v) = 0,75 m.

$$\begin{aligned}
 K_a &= \cos \beta \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \right) \\
 &= \cos 20 \left(\frac{\cos 20 - \sqrt{\cos^2 20 - \cos^2 35,754}}{\cos 20 + \sqrt{\cos^2 20 - \cos^2 35,754}} \right) \\
 &= 0,31
 \end{aligned}$$

1. Stabilitas eksternal

ZONA 1

$$H = 3 \text{ m}$$

Jumlah geotekstil yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned}
 N &= H/S_v \\
 &= 3/0,75 \\
 &= 4
 \end{aligned}$$

Digunakan jumlah geotekstil = 4

$$\begin{aligned}
 \Sigma p_a &= 0,5H^2\gamma K_a + qHK_a \\
 &= (0,5 \times 3^2 \times 15,724 \times 0,31) + (1 \times 3 \times 0,31) \\
 &= 22,849 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Letak resultan gaya-gaya

$$\begin{aligned}y &= \frac{(H/3)0,5H^2\gamma K_a + (H/2)qHK_a}{\Sigma Pa} \\ &= \frac{(3/3)0,5 \times 3^2 \times 15,724 \times 0,31 + (3/2)1 \times 3 \times 0,31}{22,849} \\ &= 1,0203 \text{ m}\end{aligned}$$

a. Stabilitas terhadap penggeseran

Digunakan $SF = 2$

Tahanan geser pada dasar perkuatan

$$\begin{aligned}R_h &= \Sigma W \operatorname{tg} \delta \\ &= (LH\gamma + qL) \operatorname{tg} (2/3 \varphi) \\ &= (3 \times 15,724 \times L + 1 \times L) \operatorname{tg} (2/3 \times 35,754) \\ &= 21,283 L\end{aligned}$$

$$SF = \frac{\Sigma W \operatorname{tg} \delta}{\Sigma Pa}$$

$$2 = \frac{21,283L}{22,849}$$

$$L = 2,147 \text{ m}$$

b. Stabilitas terhadap penggulingan

Digunakan $SF = 2$

Momen penahan :

$$\begin{aligned}\Sigma M_R &= 0,5L (W + qL) \\ &= 0,5L (21,283L + 1L) \\ &= 11,142L^2 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Momen penggerak:

$$\begin{aligned}\Sigma M_D &= yPa \\ &= 1,0203 \times 22,849 \\ &= 23,314 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$SF = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_D}$$

$$2 = \frac{11,142L^2}{23,314}$$

$$L = \sqrt{\frac{23,314 \times 2}{11,142}}$$

$$= 2,046 \text{ m}$$

$$L \text{ maks} = 2,147 \text{ m}$$

Maka diambil $L = 3 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \Sigma V &= \Sigma W + qL \\ &= (3 \times 15,724 \times 3) + (1 \times 3) \\ &= 144,52 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= \frac{\Sigma M_D}{\Sigma V} \\ &= \frac{23,317}{144,52} \\ &= 0,161 < L/6 = 0,5 \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

c. Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

$$H = \Sigma Pa = 22,849 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 144,52 \text{ kN}$$

$$\text{Lebar efektif, } L' = L - 2e = 3 - 2(0,161) = 2,677 \text{ m}$$

$$A' = L' \times 1 = 2,677 \text{ m}$$

$$m = 2$$

$$\begin{aligned} i_q &= \left[1 - \frac{0,5H}{V + A'c_a \text{ctg} \varphi} \right]^m \\ &= \left[1 - \frac{0,5 \times 3}{144,52 + 2,677 \times 6,131 \times \text{ctg}(32,573)} \right]^2 \\ &= 0,749 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} i_c &= i_q - \frac{(1 - i_q)}{Nc \text{tg} \varphi} \\ &= 0,749 - \frac{1 - 0,749}{37,295 \times \text{tg}(32,573)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,739 \\
i\gamma &= \left[1 - \frac{0,7H}{V + A'c_a \text{ctg} \varphi} \right]^{m+1} \\
&= \left[1 - \frac{0,7 \times 3}{144,52 + 2,677 \times 6,131 \times \text{ctg}(32,573)} \right]^{2+1} \\
&= 0,649 \\
q_u &= i_c c N_c + i\gamma 0,5 L' \gamma N_\gamma \\
&= (0,739 \times 6,131 \times 37,295) + (0,649 \times 0,5 \times 2,677 \times 18,1485 \times 22,881) \\
&= 529,736 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
q_{\text{maks}} &= \frac{\Sigma V}{L - 2e} \\
&= \frac{144,52}{2,677} \\
&= 53,978 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
SF &= \frac{q_u}{q_{\text{maks}}} \\
&= \frac{529,736}{53,978} \\
&= 9,814 > 2 \text{ (Ok)}
\end{aligned}$$

Sehingga lereng pada zona 1 dengan panjang geotekstil $L = 3$ m, memenuhi syarat stabilitas eksternal.

ZONA 2

$$H = 2 \text{ m}$$

Jumlah geotekstil yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned}
N &= H/S_v \\
&= 2/0,75 \\
&= 2,67
\end{aligned}$$

Digunakan jumlah geotekstil = 3

$$\begin{aligned}
\Sigma p_a &= 0,5H^2\gamma K_a + qHK_a \\
&= (0,5 \times 2^2 \times 15,724 \times 0,31) + (1 \times 2 \times 0,31) \\
&= 10,362 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

Letak resultan gaya-gaya

$$\begin{aligned}y &= \frac{(H/3)0,5H^2\gamma Ka + (H/2)qH Ka}{\Sigma Pa} \\ &= \frac{(2/3)0,5 \times 2^2 \times 15,724 \times 0,31 + (2/2)1 \times 2 \times 0,31}{10,362} \\ &= 0,686 \text{ m}\end{aligned}$$

a. Stabilitas terhadap penggeseran

Digunakan $SF = 2$

Tahanan geser pada dasar perkuatan

$$\begin{aligned}R_h &= \Sigma W \operatorname{tg} \delta \\ &= (LH\gamma + qL) \operatorname{tg} (2/3 \varphi) \\ &= (2 \times 15,724 \times L + 1 \times L) \operatorname{tg} (2/3 \times 35,754) \\ &= 14,336 L\end{aligned}$$

$$SF = \frac{\Sigma W \operatorname{tg} \delta}{\Sigma Pa}$$

$$2 = \frac{14,336L}{10,362}$$

$$L = 1,446 \text{ m}$$

b. Stabilitas terhadap penggulingan

Digunakan $SF = 2$

Momen penahan :

$$\begin{aligned}\Sigma M_R &= 0,5L (W + qL) \\ &= 0,5L (14,336L + 1L) \\ &= 7,668L^2 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Momen penggerak:

$$\begin{aligned}\Sigma M_D &= yPa \\ &= 0,686 \times 10,362 \\ &= 7,114 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$SF = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_D}$$

$$2 = \frac{7,668L^2}{7,114}$$

$$L = \sqrt{\frac{7,114 \times 2}{7,668}}$$

$$= 1,362 \text{ m}$$

$$L \text{ maks} = 1,446 \text{ m}$$

Maka diambil $L = 2 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \Sigma V &= \Sigma W + qL \\ &= (2 \times 15,724 \times 2) + (1 \times 2) \\ &= 64,898 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= \frac{\Sigma M_D}{\Sigma V} \\ &= \frac{7,114}{64,898} \\ &= 0,109 < L/6 = 0,333 \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

c. Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

$$H = \Sigma Pa = 10,362 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 64,898 \text{ kN}$$

$$\text{Lebar efektif, } L' = L - 2e = 2 - 2(0,109) = 1,781 \text{ m}$$

$$A' = L' \times 1 = 1,781 \text{ m}$$

$$m = 2$$

$$\begin{aligned} i_q &= \left[1 - \frac{0,5H}{V + A'c_a \text{ctg} \varphi} \right]^m \\ &= \left[1 - \frac{0,5 \times 2}{64,898 + 1,781 \times 6,131 \times \text{ctg}(32,573)} \right]^2 \\ &= 0,763 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} i_c &= i_q - \frac{(1 - i_q)}{Nc \text{tg} \varphi} \\ &= 0,763 - \frac{1 - 0,763}{37,295 \times \text{tg}(32,573)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,753 \\
i\gamma &= \left[1 - \frac{0,7H}{V + A'c_a \text{ctg} \varphi} \right]^{m+1} \\
&= \left[1 - \frac{0,7 \times 2}{64,898 + 1,781 \times 6,131 \times \text{ctg}(32,573)} \right]^{2+1} \\
&= 0,667 \\
q_u &= i_c c N_c + i\gamma 0,5 L' \gamma N_\gamma \\
&= (0,753 \times 6,131 \times 37,295) + (0,667 \times 0,5 \times 1,781 \times 18,1485 \times 22,881) \\
&= 418,775 \text{ kN/m}^2 \\
q_{\text{maks}} &= \frac{\Sigma V}{L - 2e} \\
&= \frac{64,898}{1,781} \\
&= 36,444 \text{ kN/m}^2 \\
SF &= \frac{q_u}{q_{\text{maks}}} \\
&= \frac{418,775}{36,444} \\
&= 11,49 > 2 \text{ (Ok)}
\end{aligned}$$

Sehingga lereng pada zona 2 dengan panjang geotekstil $L = 2$ m, memenuhi syarat stabilitas eksternal.

2. Stabilitas internal

ZONA 1

Adapun perhitungan stabilitas internal untuk zona 1 adalah sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned}
\mu &= \text{tg}(2\varphi/3) \\
&= \text{tg}(2 \times 39,24 / 3) \\
&= 0,442
\end{aligned}$$

Stabilitas internal untuk geotekstil paling bawah (geotekstil no.1), $z = 5$ m

Panjang tulangan dibelakang bidang longsor:

$$\begin{aligned}
L_e &= L - \text{tg}(45 - \varphi/2)(H-z) \\
&= 3 - \text{tg}(45 - 39,24/2)(3 - 5)
\end{aligned}$$

$$= 4,024 \text{ m}$$

Tekanan overburden:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= z\gamma + q \\ &= 5 \times 15,724 + 1 \\ &= 79,622 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_h &= K_a \sigma_v \\ &= 0,31 \times 79,622 \\ &= 24,665 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tekanan tanah lateral:

$$\begin{aligned}\Delta P_h &= S_v \sigma_h \\ &= 0,75 \times 24,665 \\ &= 18,499 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Faktor aman terhadap cabut;

$$\begin{aligned}SF_p &= 2 \mu \sigma_v L_e / \Delta P_h \\ &= (2 \times 0,442 \times 79,662 \times 4,024) / 18,499 \\ &= 15,306 > 1,5\end{aligned}$$

Faktor aman terhadap putus tulangan:

$$\begin{aligned}SF_r &= \frac{T_a}{\Delta P_h} \\ &= \frac{52}{18,499} \\ &= 2,811 > 1,5\end{aligned}$$

Panjang tekukan pada bagian penutup permukaan dinding (overlap):

$$\begin{aligned}\sigma_{hc} &= K_a \sigma_v \\ &= 0,31 \times ((5 - 0,75/2) \times 15,724 + 1) \\ &= 22,838 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L_o &= \frac{\sigma_{hc} S_v (SF)}{2z\gamma \cdot tg(2\phi/3)} \\ &= \frac{22,838 \times 0,75(2)}{2 \times 5 \times 15,724 \times tg(2 \times 39,24/3)}\end{aligned}$$

$$= 0,493 \text{ m}$$

Dipakai $L_0 = 1 \text{ m}$

ZONA 2

Contoh perhitungan stabilitas internal untuk zona 2 diambil untuk geotekstil nomor 5 yaitu geotekstil paling bawah pada zona 2 dengan kedalaman 2 meter ($z = 2 \text{ m}$)

Panjang tulangan dibelakang bidang longsor:

$$\begin{aligned} L_e &= L - \text{tg} (45 - \phi/2) (H-z) \\ &= 2 - \text{tg} (45 - 39,24/2) (2 - 2) \\ &= 2 \text{ m} \end{aligned}$$

Tekanan overburden:

$$\begin{aligned} \sigma_v &= z\gamma + q \\ &= 2 \times 15,724 + 1 \\ &= 32,449 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_h &= K_a \sigma_v \\ &= 0,31 \times 32,499 \\ &= 10,052 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tekanan tanah lateral:

$$\begin{aligned} \Delta P_h &= S_v \sigma_h \\ &= 0,75 \times 10,052 \\ &= 7,539 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Faktor aman terhadap cabut;

$$\begin{aligned} SF_p &= 2 \mu \sigma_v L_e / \Delta P_h \\ &= (2 \times 0,442 \times 32,449 \times 2) / 7,539 \\ &= 7,606 > 1,5 \end{aligned}$$

Faktor aman terhadap putus tulangan:

$$\begin{aligned} SF_r &= \frac{T_a}{\Delta P_h} \\ &= \frac{52}{7,539} \\ &= 6,898 > 1,5 \end{aligned}$$

Panjang tekukan pada bagian penutup permukaan dinding (overlap):

$$\begin{aligned}\sigma_{hc} &= K_a \sigma_v \\ &= 0,31 \times ((2 - 0,75/2) \times 15,724 + 1) \\ &= 8,225 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L_o &= \frac{\sigma_{hc} S_v (SF)}{2z\gamma \cdot tg(2\phi/3)} \\ &= \frac{8,225 \times 0,75(2)}{2 \times 2 \times 15,724 \times tg(2 \times 39,24/3)} \\ &= 0,444 \text{ m}\end{aligned}$$

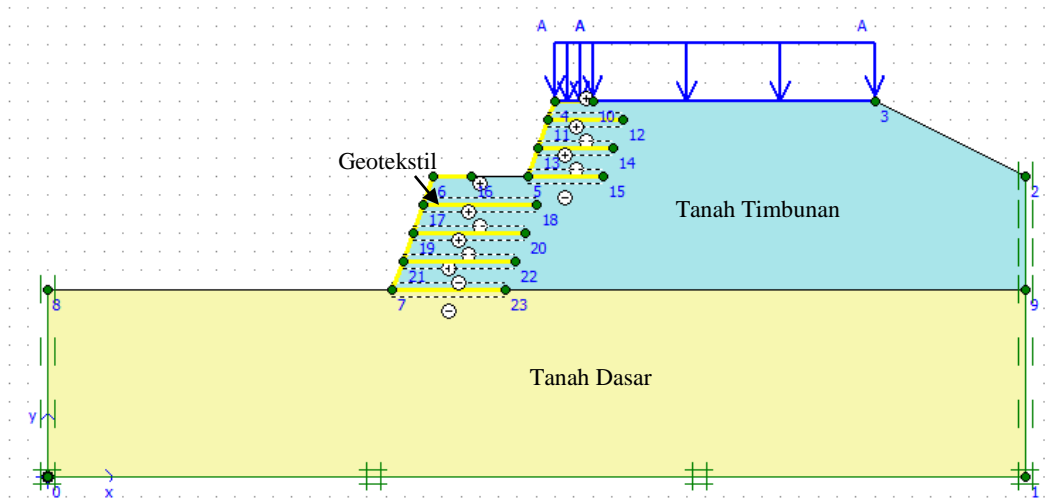
Dipakai $L_o = 1 \text{ m}$

Untuk hasil perhitungan stabilitas internal untuk lereng variasi 2 selengkapnya pada zona 1 dan zona 2 dapat dilihat pada Tabel 5.18 berikut ini.

Tabel 5.18 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Stabilitas Internal pada Lereng Variasi 2

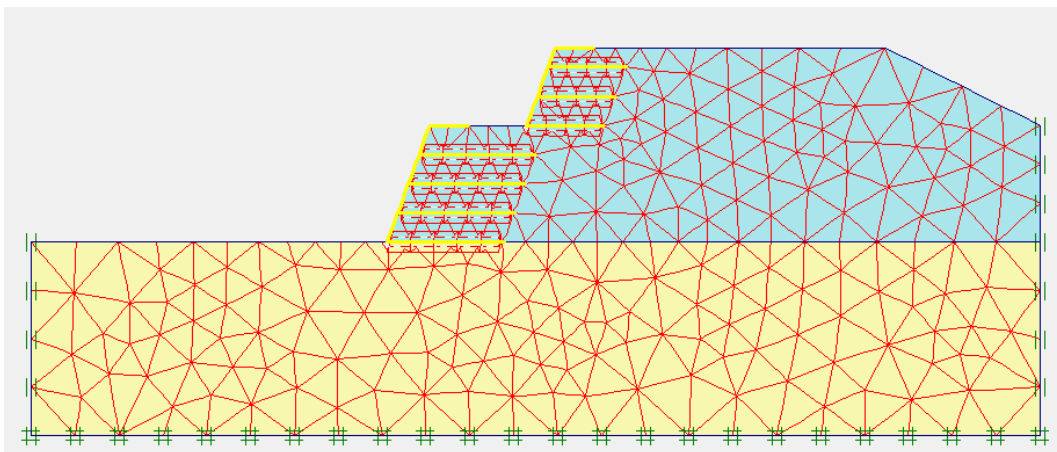
Geotekstil	h	Le	σ_v	σ_h	σ_{hc}	ΔPh	SF_p	SF_r	Lo	Lo
7	0,5	1,232	8,862	2,745	0,919	2,059	4,684	25,255	0,198	1
6	1,25	1,616	20,656	6,399	4,572	4,799	6,145	10,836	0,395	1
5	2	2,000	32,449	10,052	8,225	7,539	7,606	6,898	0,444	1
4	2,75	1,847	44,242	13,705	11,878	10,279	7,026	5,059	0,466	1
3	3,5	2,232	56,036	17,358	15,532	13,019	8,487	3,994	0,479	1
2	4,25	2,616	67,829	21,012	19,185	15,759	9,949	3,300	0,487	1
1	5	3,000	79,622	24,665	22,838	18,499	11,410	2,811	0,493	1

Setelah dilakukan analisis perhitungan di atas, digunakan panjang geotekstil yang direncanakan untuk zona 1 adalah 3 meter dan untuk zona 2 adalah 2 meter dengan jarak antar geotekstil S_v yang seragam sebesar 0,75 meter, lalu dilakukan permodelan perkuatan lereng menggunakan geotekstil dengan beban pejalan kaki dan beban gempa statis dalam program *Plaxis* 8.2. Adapun permodelan perkuatan lereng menggunakan geotekstil dapat dilihat pada Gambar 5.43 berikut ini.



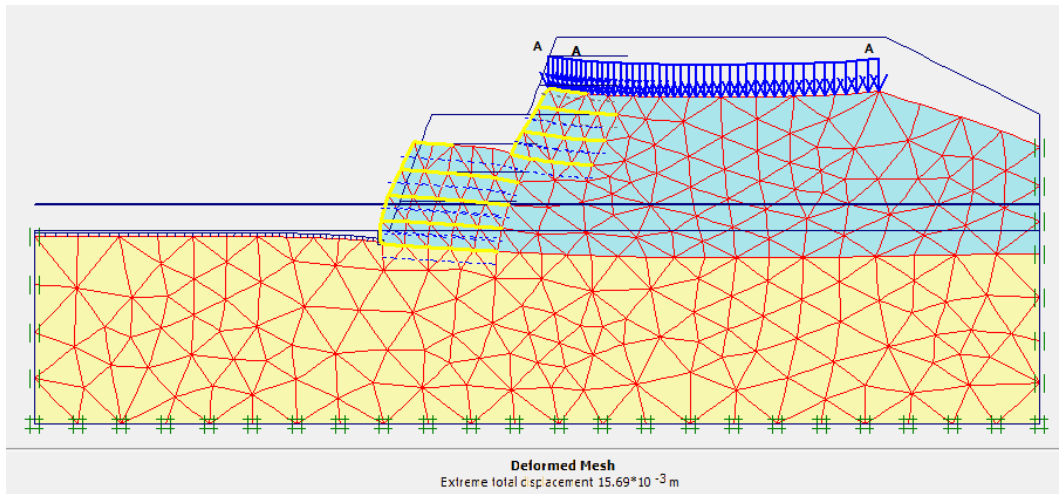
Gambar 5.43 Permodelan Lereng Variasi 2 dengan Perkuatan Geotekstil

Setelah dilakukan permodelan lereng dalam program *Plaxis*, perlu dilakukan *input* material dan bahan yang digunakan, parameter material tanah dan bahan yang digunakan sama pada lereng variasi 1. Kemudian dilakukan penyusunan jaring elemen hingga (*meshing*). Hasil penyusunan jaring elemen hingga (*meshing*) pada lereng dengan perkuatan geotekstil dengan beban pejalan kaki dan beban gempa statis dapat dilihat pada Gambar 5.44 berikut ini.

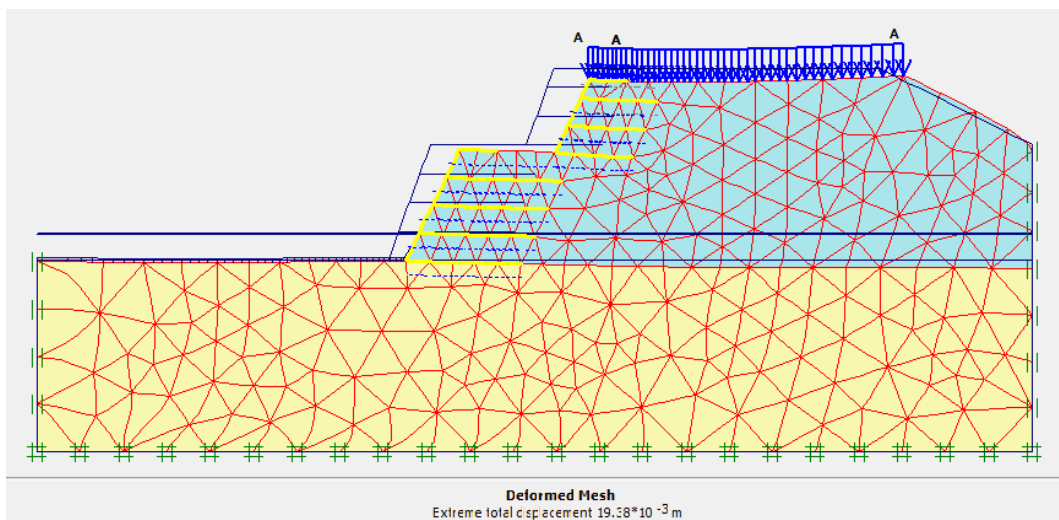


Gambar 5.44 Meshing Pada Lereng Variasi 2 dengan Perkuatan Geotekstil

Adapun hasil *deformed mesh* pada lereng dengan perkuatan geotekstil dapat dilihat pada Gambar 5.45 dan Gambar 5.46 berikut ini.

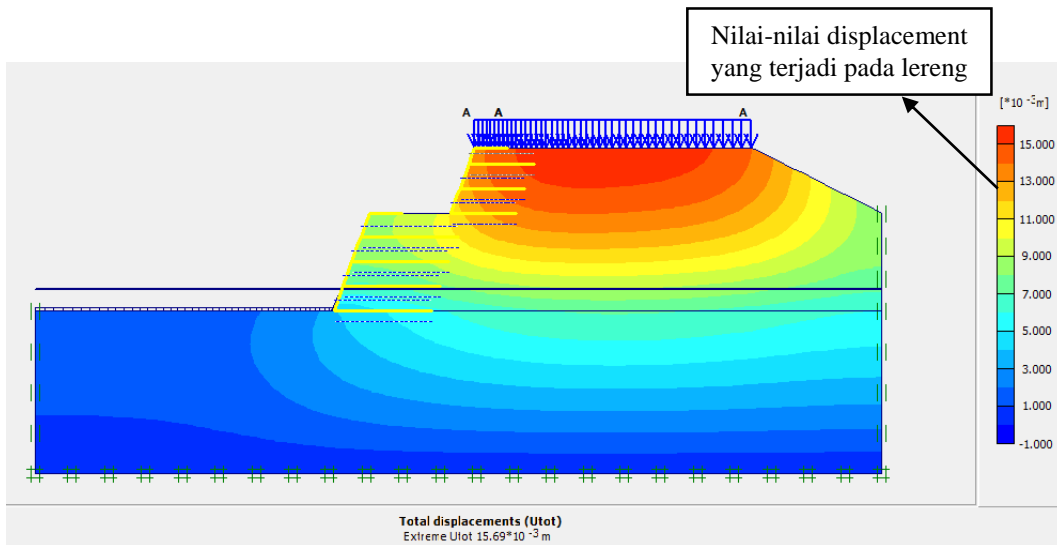


Gambar 5.45 Deformed Mesh Pada Lereng Variasi 2 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan

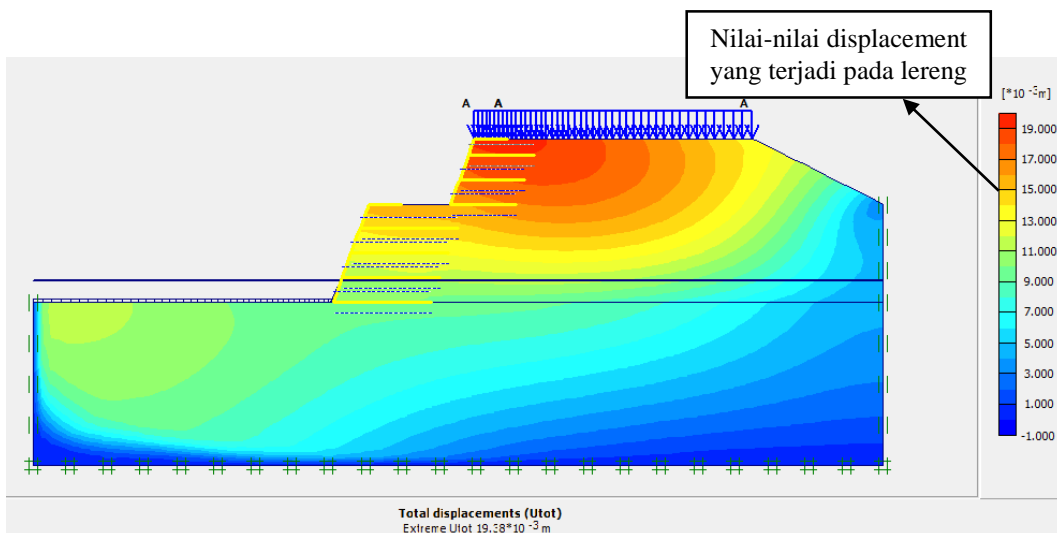


Gambar 5.46 Deformed Mesh Pada Lereng Variasi 2 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan dan Beban Gempa

Nilai *total displacements* pada lereng yang telah diberi perkuatan geotekstil dengan beban pejalan adalah sebesar 1,569 cm, sedangkan pada lereng dengan beban gempa sebesar 1,938 cm seperti tampak pada Gambar 5.47 dan Gambar 5.48 berikut ini.

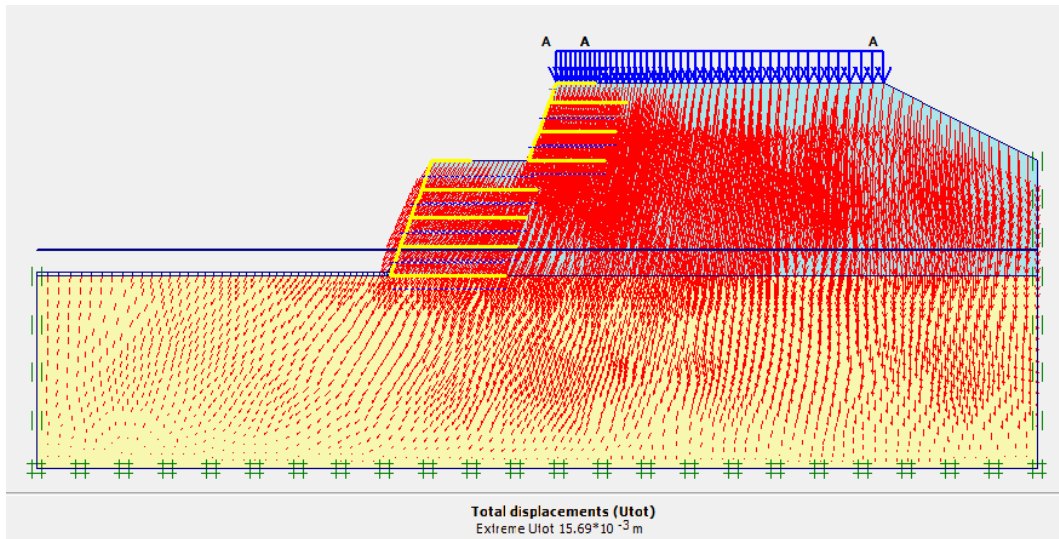


Gambar 5.47 Area Kritis Total Displacements Pada Lereng Variasi 2 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan

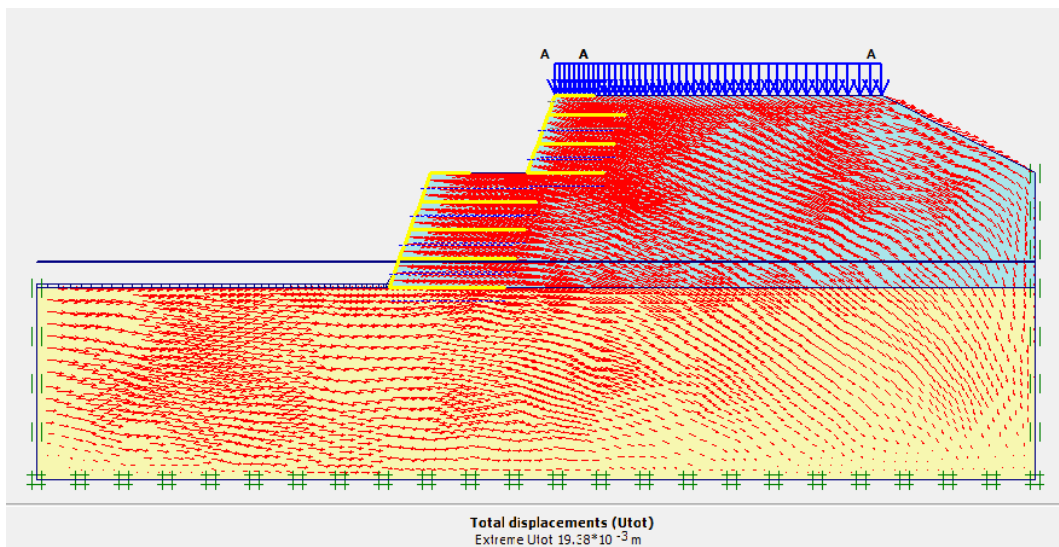


Gambar 5.48 Total Displacements Pada Lereng Variasi 2 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan dan Beban Gempa

Arah pergerakan tanah yang terjadi pada lereng akibat beban pejalan dapat dilihat pada Gambar 5.49 dan akibat beban gempa pada Gambar 5.50 berikut ini.

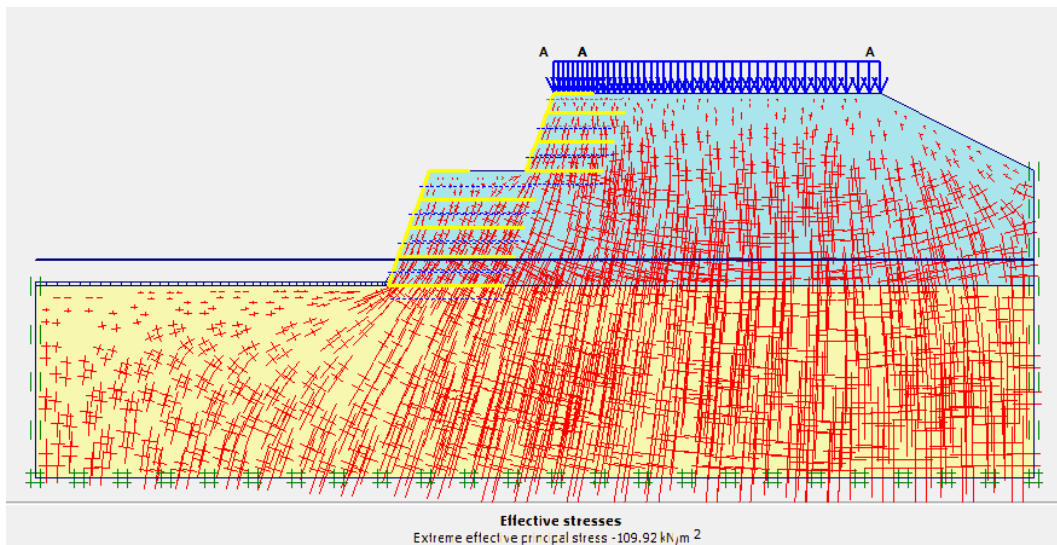


Gambar 5.49 Arah Pergerakan Tanah Lereng Variasi 2 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan

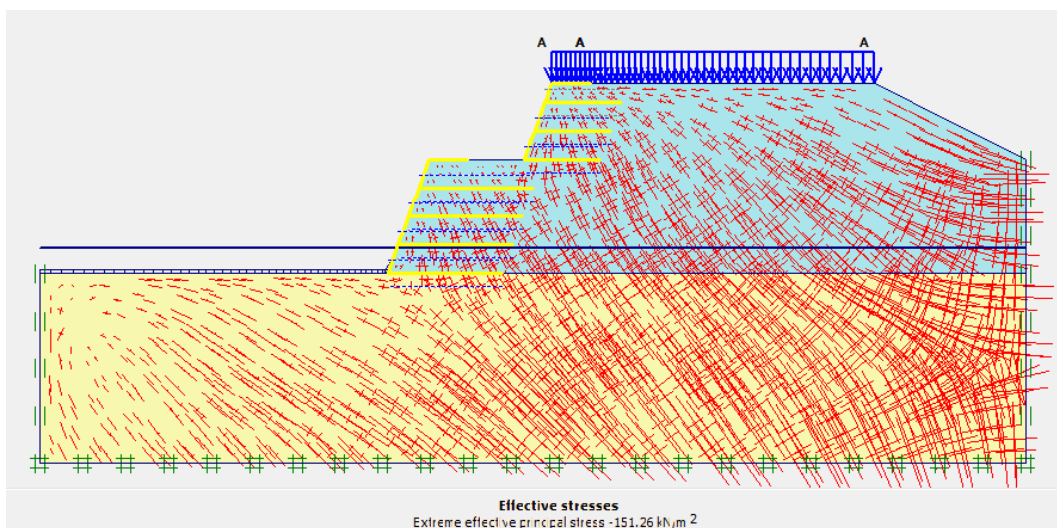


Gambar 5.50 Arah Pergerakan Tanah Lereng Variasi 2 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan dan Beban Gempa

Besarnya nilai *effective stresses* pada lereng dengan perkuatan geotekstil dengan beban pejalan kaki adalah sebesar $-109,92 \text{ kN/m}^2$ dan dengan beban gempa sebesar $-151,26 \text{ kN/m}^2$ yang dapat dilihat pada Gambar 5.51 dan Gambar 5.52 berikut ini.

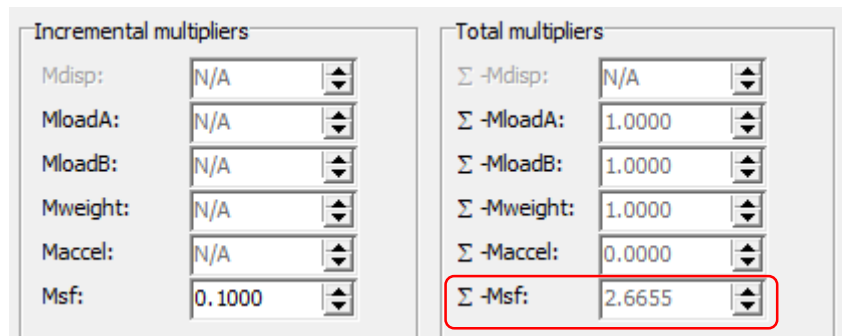


Gambar 5.51 *Effective stresses* Lereng Variasi 2 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan

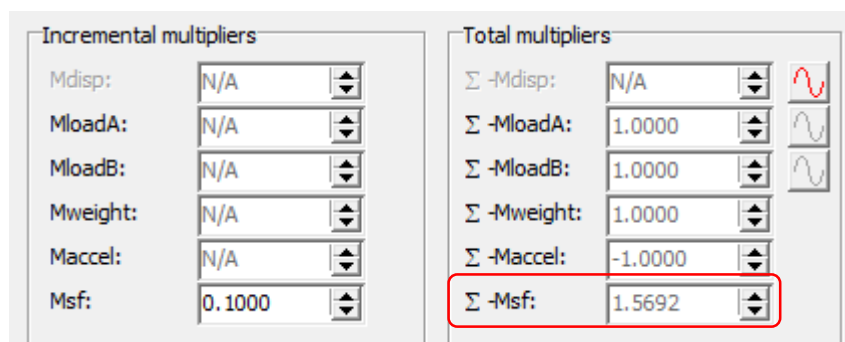


Gambar 5.52 *Effective stresses* Lereng Variasi 2 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan dan Beban Gempa

Nilai angka aman lereng setelah diberi perkuatan menggunakan geotekstil dengan beban merata pejalan kaki sebesar 2,665 dan nilai angka aman dengan beban gempa statis sebesar 1,569. Nilai angka aman tersebut telah memenuhi syarat minimal angka aman stabilitas yaitu sebesar 1,5, yang menunjukkan bahwa lereng aman terhadap kelongsoran. Besarnya nilai angka aman tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.53 dan Gambar 5.54 berikut ini.



Gambar 5.53 Nilai Angka Aman Lereng Variasi 2 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan



Gambar 5.54 Nilai Angka Aman Lereng Variasi 2 dengan Perkuatan Geotekstil dengan Beban Pejalan dan Beban Gempa

Permodelan lereng variasi 2 dengan perkuatan geotekstil menggunakan program *Plaxis* pada kondisi muka air banjir dengan beban pejalan dan beban gempa dapat dilihat pada Lampiran 5.

Hasil analisis perkuatan lereng menggunakan geotekstil pada lereng variasi 1 dan lereng variasi 2 pada kondisi muka air normal dan muka air banjir dapat dilihat pada Tabel 5.19 berikut ini.

Tabel 5.19 Rekapitulasi Hasil Analisis Perkuatan Lereng dengan Geotekstil

Kondisi	Angka Aman (SF)			
	Lereng Variasi 1		Lereng Variasi 2	
	Beban Pejalan	Beban Gempa	Beban Pejalan	Beban Gempa
Muka Air Normal	2,433	1,579	2,665	1,569
Muka Air Banjir	2,494	1,574	2,733	1,567

Adapun rekapitulasi hasil analisis stabilitas menggunakan program *Plaxis* berupa nilai angka aman keseluruhan pada lereng bantaran sungai Gajah Putih

dengan perkuatan dinding pasangan batu, dinding penahan tanah kantilever dan geotekstil dapat dilihat pada Tabel 5.20 berikut ini.

Tabel 5.20 Rekapitulasi Hasil Analisis Stabilitas Keseluruhan dengan Program *Plaxis*

Jenis Perkuatan	Angka Aman (<i>SF</i>)			
	Muka Air Normal		Muka Air Banjir	
	Beban Pejalan	Beban Gempa	Beban Pejalan	Beban Gempa
Dinding Pasangan Batu	1,232	1,016	1,235	1,015
Dinding Penahan Tanah Kantilever	2,949	1,563	3,027	1,564
Geotekstil Variasi 1	2,433	1,579	2,494	1,574
Geotekstil Variasi 2	2,665	1,569	2,733	1,567

5.6 Pembahasan

5.6.1 Hasil Analisis Stabilitas Dinding Pasangan Batu

Analisis stabilitas dinding pasangan batu dilakukan untuk mengetahui nilai angka aman pada lereng dengan dinding pasangan batu yang sebelumnya telah terjadi keruntuhan. Analisis dilakukan dengan menggunakan program *Plaxis* dengan variasi muka air, yaitu pada kondisi muka air normal dan muka air banjir, serta memperhitungkan akibat beban merata pejalan kaki yang bekerja di atas tanah di belakang dinding pasangan batu dan beban gempa. Berdasarkan hasil analisis pada Tabel 5.13, didapatkan nilai angka aman pada kondisi muka air normal dengan beban pejalan sebesar 1,232 dan dengan beban gempa sebesar 1,016. Sedangkan pada kondisi muka air banjir dengan beban pejalan didapatkan angka aman sebesar 1,235 dan dengan beban gempa sebesar 1,015.

Nilai angka aman yang didapatkan dari analisis tersebut memiliki nilai lebih kecil dari syarat angka aman kestabilan yaitu sebesar 1,5. Berdasarkan hubungan angka aman dengan intensitas longsor menurut Bowles (1989), nilai angka aman kurang dari 1,3 menunjukkan longsor dapat terjadi pada lereng tersebut. Hasil angka aman dalam analisis stabilitas lereng dengan dinding pasangan batu tersebut

menunjukkan bahwa lereng sungai kritis dan tidak stabil sehingga terjadi keruntuhan.

Keruntuhan yang terjadi dapat disebabkan karena kemiringan lereng yang terlalu terjal dan dimensi dinding penahan tanah yang kurang besar, sehingga berat sendiri dinding penahan tanah tidak mampu menahan gaya-gaya yang menyebabkan keruntuhan dinding penahan tanah tersebut. Seperti pada penelitian Nurrohman (2016) yang menunjukkan bahwa dimensi dinding penahan tanah dan kemiringan lereng mempengaruhi nilai angka aman (SF), semakin besar dimensi dinding penahan tanah dan semakin landai kemiringan lereng nilai angka aman (SF) lereng juga semakin besar.

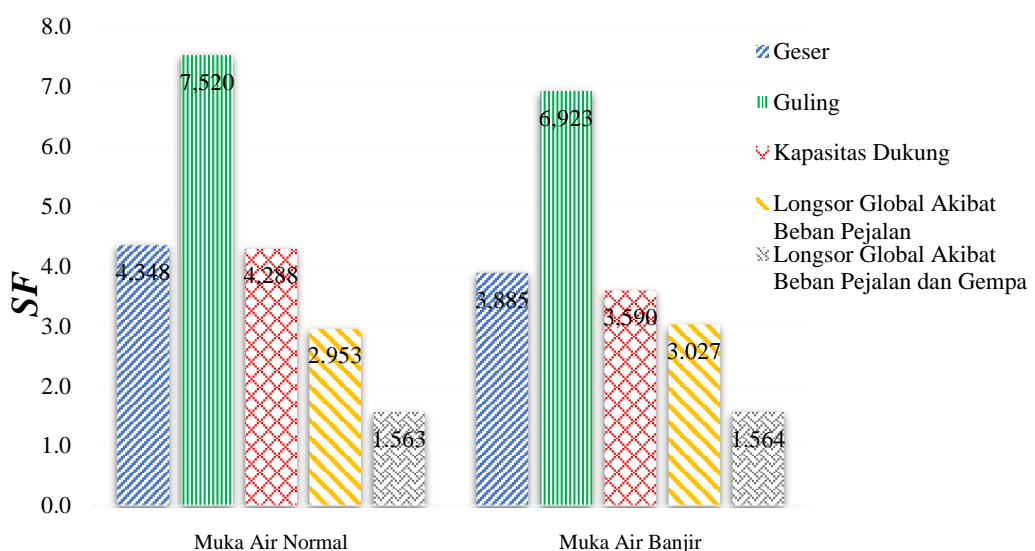
5.6.2 Hasil Analisis Stabilitas Dinding Penahan Tanah

Analisis stabilitas dinding penahan tanah pada sungai Gajah putih dilakukan dengan dua metode yaitu analisis stabilitas dinding penahan dengan perhitungan manual dan dengan program *Plaxis*. Perhitungan analisis stabilitas dinding penahan tanah ditinjau dengan dua kondisi muka air, yaitu muka air normal dan muka air banjir. Berdasarkan analisis perhitungan manual stabilitas dinding penahan tanah pada muka air sungai kondisi normal yaitu pada kedalaman 0,65 meter di atas dasar sungai, didapatkan nilai angka aman stabilitas dinding penahan tanah terhadap penggeseran sebesar 4,346; terhadap penggulingan sebesar 7,520; dan terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah sebesar 4,288 yang menunjukkan bahwa angka aman tersebut telah memenuhi masing-masing syarat stabilitas dinding penahan tanah. Sedangkan pada kondisi muka air banjir yaitu pada ketinggian 1,31 meter di atas dasar sungai didapatkan nilai angka aman stabilitas dinding penahan tanah terhadap penggeseran sebesar 3,885; terhadap penggulingan sebesar 6,923; dan terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah sebesar 3,590. Besarnya nilai angka aman tersebut telah memenuhi syarat-syarat angka aman minimal stabilitas dinding penahan tanah dan menunjukkan bahwa dinding penahan tanah aman terhadap penggeseran, penggulingan dan runtuhnya kapasitas dukung tanah dasar.

Dalam analisis stabilitas dinding penahan tanah dengan program *Plaxis*, nilai angka aman yang didapatkan merupakan angka aman stabilitas dinding penahan

terhadap kelongsoran secara keseluruhan. Analisis dengan program *Plaxis* juga ditinjau pada dua kondisi muka air sungai, yaitu muka air normal dan muka air banjir. Hasil analisis stabilitas dinding penahan tanah untuk kondisi muka air normal didapatkan nilai angka aman dengan beban sebesar 2,949 dan dengan beban gempa sebesar 1,563. Sedangkan untuk kondisi muka air banjir dengan beban pejalan sebesar 3,027 dan dengan beban gempa sebesar 1,564. Nilai masing-masing angka aman tersebut telah memenuhi syarat nilai angka aman minimal stabilitas yaitu 1,5, yang menunjukkan bahwa dinding penahan tanah pada sungai Gajah putih aman terhadap kelongsoran secara keseluruhan. Nilai angka aman lereng yang didapatkan pada kondisi muka air banjir lebih besar dibandingkan pada kondisi muka air normal, seperti pada Ariyani dan Asrulfa (2012) yang menunjukkan bahwa air pada depan dinding penahan tanah menambah gaya lawan terhadap kelongsoran, sehingga dapat meningkatkan kestabilan lereng.

Nilai-nilai angka aman hasil analisis stabilitas dinding penahan tanah dengan perhitungan manual dan analisis dengan program *Plaxis* ditampilkan dalam kurva hubungan nilai angka aman dan kondisi yang ditinjau, yaitu kondisi muka air normal dan muka air banjir. Kurva nilai angka aman tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.55 berikut ini.



Gambar 5.55 Kurva nilai *SF* Stabilitas Dinding Penahan Tanah pada Kondisi Muka Air Normal dan Banjir

5.6.3 Hasil Analisis Perkuatan Lereng Menggunakan Geotekstil

Perencanaan perkuatan lereng dengan geotekstil merupakan alternatif lain dari perkuatan lereng dengan dinding penahan tanah. Perencanaan perkuatan dengan geotekstil ini dilakukan dengan memberikan 2 variasi lereng, yaitu lereng dengan satu jenjang dan lereng dengan dua jenjang. Analisis ditinjau pada kondisi muka air normal serta dengan dua beban yang bekerja yaitu beban pejalan dan beban gempa. Pada perencanaan perkuatan dengan geotekstil untuk lereng variasi pertama, digunakan geotekstil yang seragam dengan panjang 4 meter. Sedangkan untuk lereng variasi kedua dibagi menjadi 2 zona, untuk zona pertama digunakan panjang geotekstil 3 meter dan untuk zona kedua digunakan panjang geotekstil 2 meter. Jarak antar geotekstil dalam perencanaan juga digunakan seragam pada lereng variasi pertama dan variasi kedua yaitu dengan jarak 0,75 meter.

Hasil analisis perkuatan lereng dengan geotekstil untuk lereng variasi pertama pada kondisi muka air normal didapatkan nilai angka aman dengan beban merata pejalan sebesar 2,433 dan dengan beban gempa statis didapatkan nilai angka aman sebesar 1,579; sedangkan pada kondisi muka air banjir didapatkan nilai angka aman dengan beban merata pejalan sebesar 2,494 dan dengan beban gempa nilai angka aman sebesar 1,574. Nilai angka aman tersebut telah memenuhi angka aman minimal yang disyaratkan, sehingga lereng dengan perkuatan geotekstil pada lereng variasi pertama yang direncanakan aman dan stabil terhadap longsor keseluruhan. Pada lereng variasi kedua didapatkan nilai angka aman dengan beban merata pejalan kaki sebesar 2,665 dan dengan beban gempa didapatkan angka aman sebesar 1,569; sedangkan pada kondisi muka air banjir didapatkan nilai angka aman dengan beban merata pejalan sebesar 2,733 dan dengan beban gempa nilai angka aman sebesar 1,567. Nilai angka aman tersebut juga telah memenuhi angka aman stabilitas lereng yang disyaratkan, sehingga lereng dengan perkuatan geotekstil pada lereng variasi kedua yang direncanakan amandan stabil terhadap longsor keseluruhan.

Nilai angka aman pada lereng variasi kedua dengan lereng yang dibuat menjadi dua jenjang lebih besar namun tidak jauh berbeda dengan nilai angka aman pada lereng variasi pertama, seperti pada penelitian Wicaksono (2016) yang

menunjukkan bahwa lereng yang dibuat dengan beberapa jenjang dapat meningkatkan nilai angka aman (SF) dan kestabilan lereng. Lereng dengan perkuatan geotekstil pada variasi pertama dan variasi kedua telah memenuhi syarat angka aman kestabilan, maka alternatif perkuatan lereng dengan geotekstil dapat digunakan. Geotekstil yang digunakan sebagai perkuatan tersebut mampu menahan gaya tarik sehingga lereng menjadi lebih stabil dan aman terhadap bahaya longsor secara keseluruhan pada lereng.

5.6.4 Perbandingan Perkuatan Lereng Menggunakan Dinding Penahan Tanah dan Geotekstil

Hasil analisis berupa besarnya angka aman perkuatan lereng dengan dinding penahan tanah maupun geotekstil dapat dilihat pada Tabel 5.20. Berdasarkan hasil tersebut dapat dilihat bahwa lereng dengan dinding penahan tanah memiliki nilai angka aman lebih besar dibandingkan dengan perkuatan geotekstil, berbeda dengan penelitian Pradita (2017) yang menunjukkan bahwa lereng timbunan yang diperkuat menggunakan geotekstil memiliki nilai angka aman yang lebih besar dibandingkan dengan lereng yang diperkuat menggunakan dinding penahan tanah jenis gravitasi. Perbedaan tersebut juga dapat terjadi karena tipe dinding penahan tanah yang digunakan berbeda, pada penelitian ini digunakan dinding penahan tanah tipe kantilever sedangkan penelitian yang dilakukan Pradita (2017) digunakan dinding penahan tanah tipe gravitasi. Walaupun lereng dengan perkuatan geotekstil memiliki angka aman yang lebih kecil, perbedaan angka aman tersebut juga tidak begitu jauh karena angka aman lereng dengan perkuatan geotekstil masih memenuhi syarat kestabilan lereng. Nilai angka aman lereng dengan perkuatan dinding penahan tanah maupun geotekstil tersebut menunjukkan bahwa lereng stabil dan aman. Perbandingan hasil lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 5.21 berikut ini.

Tabel 5.21 Perbandingan Hasil Analisis Perkuatan Lereng dengan DPT dan Geotekstil

Jenis Perkuatan	Angka Aman (<i>SF</i>)				<i>Total Displacement</i> (cm)			
	Muka Air Normal		Muka Air Banjir		Muka Air Normal		Muka Air Banjir	
	Beban Pejalan	Beban Gempa	Beban Pejalan	Beban Gempa	Beban Pejalan	Beban Gempa	Beban Pejalan	Beban Gempa
Dinding Penahan Tanah	2,949	1,563	3,027	1,564	1,8	2,570	1,746	2,587
Geotekstil Variasi 1	2,434	1,579	2,494	1,574	1,650	2,173	1,608	2,194
Geotekstil Variasi 2	2,665	1,569	2,733	1,567	1,569	1,938	1,527	1,955

Berdasarkan hasil pada Tabel 5.21 di atas, nilai *total displacement* pada perkuatan dengan dinding penahan tanah memiliki nilai yang lebih besar dibandingkan dengan perkuatan geotekstil, hasil tersebut menunjukkan bahwa pergerakan yang terjadi pada dinding penahan tanah dengan beban pejalan dan beban gempa terjadi lebih besar dibandingkan dengan pergerakan yang terjadi pada perkuatan geotekstil. Karena angka aman lereng dengan perkuatan geotekstil telah memenuhi syarat keamanan yang menunjukkan bahwa lereng stabil dan nilai pergerakan atau deformasi lebih kecil dibandingkan pada dinding penahan tanah, serta pelaksanaan pekerjaan pada geotekstil juga relatif lebih mudah dibandingkan dengan dinding penahan tanah, maka perkuatan lereng dengan geotekstil dapat digunakan sebagai alternatif perkuatan pada lereng bantaran sungai Gajah Putih.