

## **BAB V**

### **ANALISIS DATA DAN PEMBAHASAN**

#### **5.1 LERENG ASLI**

Kondisi lereng asli yang beralamat di Jalan Wonosari Km 17, Piyungan, Sleman, Yogyakarta, mempunyai kedalaman 8 meter dengan panjang kurang lebih 12 meter. Lapisan tanah pada lokasi ini didominasi jenis tanah berbutir halus dari lanau dan lempung serta mengandung pasir dengan butiran halus hingga kasar disertai kerikil, sedangkan untuk lapisan dibawahnya berupa lapisan lempung mengandung pasir dengan indek plastisitas tinggi, serta kadar air cukup tinggi, lapisan tanah keras dengan  $N_{spt} > 50$  pukulan/*feet* terdapat pada kedalaman di bawah 12 meter.

Kondisi jenis tanah diatas maka apabila kemasukan air, tanah menjadi labil dan terjadi perlemahan, sehingga dengan adanya beban dinamis diatas lapisan tersebut akan mengakibatkan terjadi konsolidasi, yang mengakibatkan terjadinya penurunan muka jalan. Dari pengamatan di lapangan secara fisual bahwa dinding penahan tanah yang terbuat dari beton tidak mengalami perubahan bentuk maupun kedudukannya, namun demikian diperlukan analisis stabilitas dinding penahan tanah untuk mengetahui seberapa besar gaya yang bisa di tahan oleh bangunan dinding penahan tanah ketika terjadi beban kendaraan, beban gempa dan pada kondisi-kondisi ekstrim sehingga dalam analisis ini berupaya untuk memodelkan stabilitas dinding penahan tanah dengan menggunakan software plaxis 8.2 untuk mengetahui seberapa besar gaya yang kemungkinan terjadi pada lereng tersebut dan bagaimana kemampuan lereng tersebut untuk menahan beban .

Pada tugas akhir ini untuk stabilitas lereng asli dihitung dengan menggunakan program plaxis versi 8.2. lokasi penelitian dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan Gambar 5.2 untuk data parameter tanah yang digunakan sebagai *input* program plaxis dapat dilihat pada Tabel 5.1.



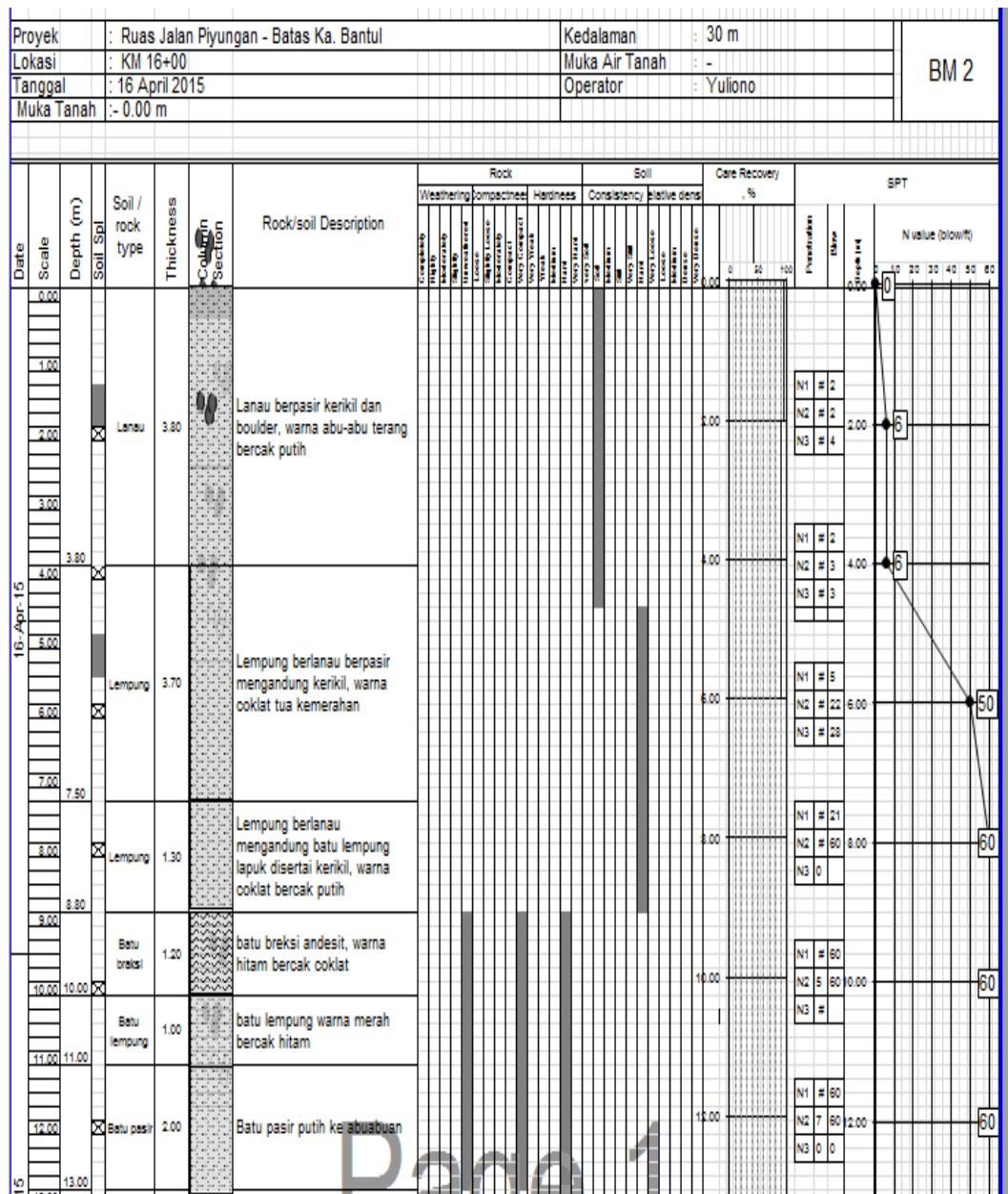
Gambar 5.1 Tampak Dinding Penahan Tanah



Gambar 5.2 Tampak dari Bahu Jalan

### 5.1.1 Data Sondir SPT

Kondisi geoteknik berdasarkan data Bor Mesin pada Sta. 0+060 dimana tanah timbunan yang berada di belakang dinding penahan tanah adalah jenis tanah lanau dan lempung serta sedikit berpasir. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Bor Mesin Sta. 0+060 Gambar 5.3.



Gambar 5.3 Data Sondir SPT BM2 pada Sta. 0+060  
(Sumber : Lab. Mekanika Tanah UII, 2015)

Berikut data parameter tanah timbunan yang diperkuat oleh dinding penahan tanah.

1. Tanah Timbunan 1

- a. Berat volume tanah asli ( $\gamma_b$ ) = 17,60 kN/m<sup>3</sup>
- b. Kohesi tanah asli (c) = 17,65 kN/m<sup>2</sup>
- c. Sudut geser tanah asli  $\Phi$  = 4,54<sup>0</sup>

2. Tanah Timbunan 2

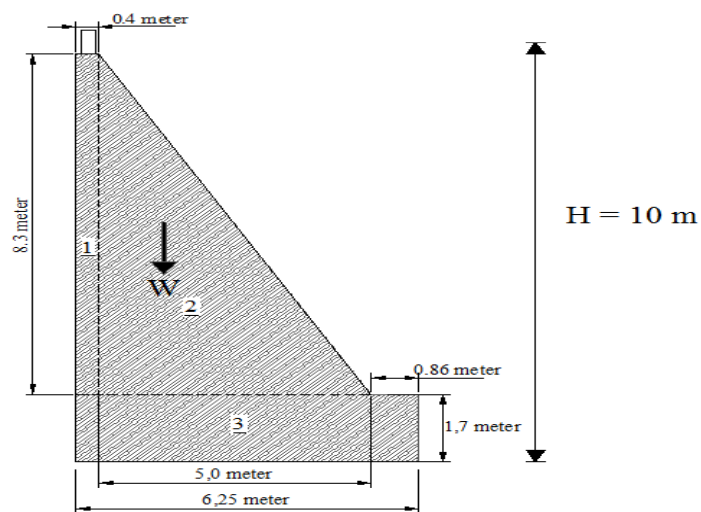
- a. Berat volume tanah asli ( $\gamma_b$ ) = 15,97 kN/m<sup>3</sup>
- b. Kohesi tanah urugan (c) = 10,98 kN/m<sup>2</sup>
- c. Sudut geser tanah urugan  $\Phi$  = 7,99<sup>0</sup>

3. Tanah Timbunan 3

- a. Berat volume tanah urugan ( $\gamma_b$ ) = 17,42 kN/m<sup>3</sup>
- b. Kohesi tanah urugan (c) = 10,98 kN/m<sup>2</sup>
- c. Sudut geser tanah urugan  $\Phi$  = 7,99<sup>0</sup>

### 5.1.2 Data Teknis Dinding Penahan Tanah

Gambar struktur potongan melintang dinding penahan tanah diasumsikan sesuai dengan kemiringan di lapangan, untuk ketinggian dinding penahan tanah dan lebar dinding penahan tanah diasumsikan dengan rujukan dari buku Hary Cristiady Hardiyatmo untuk estimasi awal dimensi dinding penahan tanah. Dapat dilihat seperti pada Gambar 5.4.



Gambar 5.4 Potongan Melintang Dinding Penahan Tanah

Spesifikasi dan data perencanaan dinding penahan tanah sebagai berikut :

1. DPT terbuat dari beton.
2. DPT adalah jenis tipe *Gravity Wall*.
3. Tinggi = 10 m, Lebar = 6,25 m.
4. Mutu beton pada dinding penahan tanah  $f'c = 30$  Mpa.
5. Didepan Fondasi DPT terdapat *Counterweight* yang terbuat dari tumpukan batu dengan bronjong kemudian di cor dengan mutu beton 18 Mpa.
6. Berat volume beton  $\gamma_c = 24$  kN/m<sup>3</sup>
7. PBI 1971 :
  - a.  $\sigma$  desak beton = 3614.5 kN/m<sup>2</sup>
  - b.  $\sigma$  tarik beton = 361,45 kN/m<sup>2</sup>
  - c.  $\tau$  geser beton = 180,7 kN/m<sup>2</sup>

### 5.1.3 Data Masukkan Parameter Tanah dan Beban

Beban-beban yang bekerja pada lereng tersebut adalah beban kendaraan dan beban gempa. Berikut data parameter tanah dan beban-beban yang bekerja dapat dilihat pada Tabel 5.1 sampai Tabel 5.2 dan Gambar 5.5.

1. Data Parameter Tanah

Tabel 5.1 Data Parameter Tanah

No Titik/ Lokasi	Properties tanah				Parameter geser		
	Model Tanah	Berat vol. Basah	Berat vol. kering	v(nu)	$\phi$	c	E ref (1 kg/cm <sup>2</sup> )
		$\gamma$ , kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_d$ , kN/m <sup>3</sup>		$\circ$		kN/m <sup>2</sup>
Tanah 3	Mohr Coloumb	17.42	16.99	0.40	7.99	10.98	4976.91
Tanah 2	Mohr Coloumb	15.97	15.56	0.40	7.99	10.98	4976.91
Tanah 1	Mohr Coloumb	17.60	17.15	0.40	4.54	17.65	5502.13
Tanah keras	Mohr Coloumb	20.00	20.00	0.30	15.0	50.00	50000.00
Tanah Granuler	Mohr Coloumb	20.00	17.00	0.30	30.0	10.00	15000
DPT	Linier Elastic	0.00	24.00	0.20	0.00	0.00	25742.96
Counter weight	Linier Elastic	0.00	24.00	0.25	0.00	0.00	19940.00

Sumber : Lab. Mekanika tanah, Teknik Sipil UII (2015)

## 2. Data beban kendaraan

Jalan wonosari adalah jalan nasional tipe III dengan fungsi jalan kolektor. lalu-lintas harian rata-rata pada jalan wonosari diasumsikan >10.000 kendaraan.

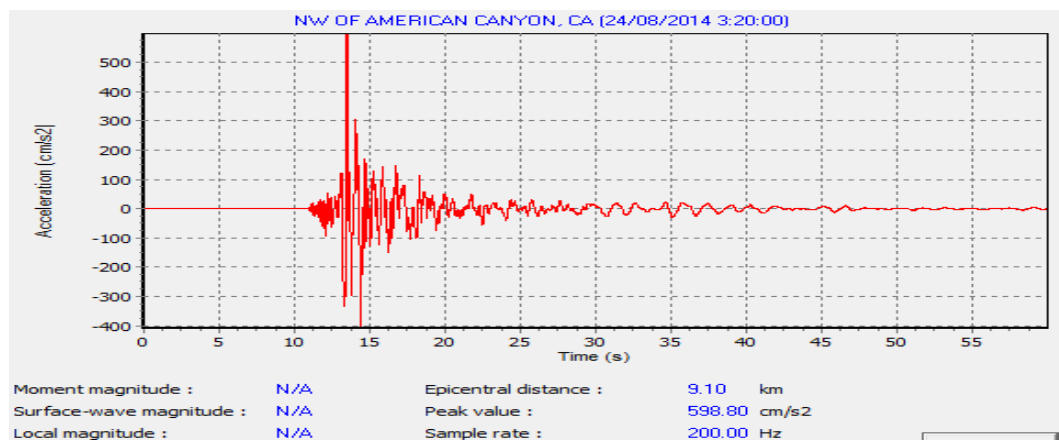
Tabel 5.2 Data Beban Lalu Lintas untuk Stabilitas

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

Sumber : Panduan Geoteknik 4 No. Pt T-10-2002-B (2002)

## 3. Data beban gempa

wilayah Gunung Kidul memasuki zona gempa ke-9 dengan percepatan puncak gempa (PGA) sebesar 0,5-0,6g. Data gempa yang sesuai dengan nilai tersebut adalah kawasan south napa pada tahun 2014 yang memiliki percepatan gempa 0,598g (Gambar 5.5). Waktu interval gempa yang dimasukkan dalam plaxis diambil sebesar 25 detik dengan anggapan telah melewati percepatan puncak.

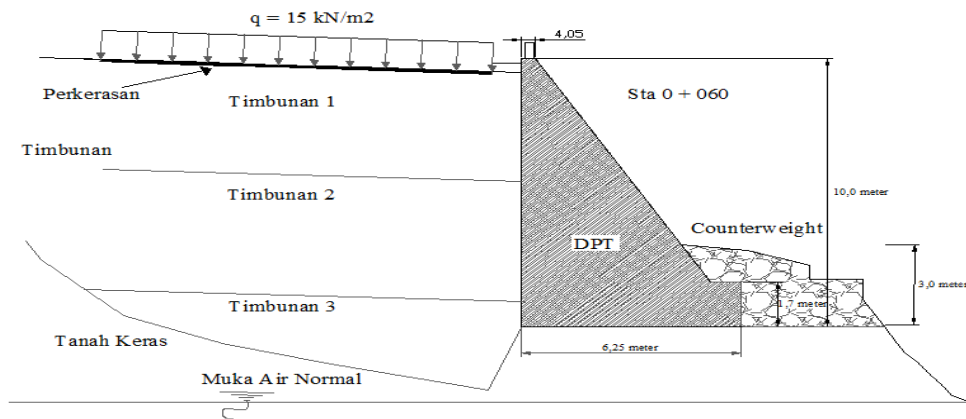


Gambar 5.5 Grafik Hubungan Antara Percepatan Gempa dan Waktu Gempa *south napa* 24 agustus 2014

sumber: www.usgs.gov (2015)

## 5.2 KONDISI MUKA AIR NORMAL

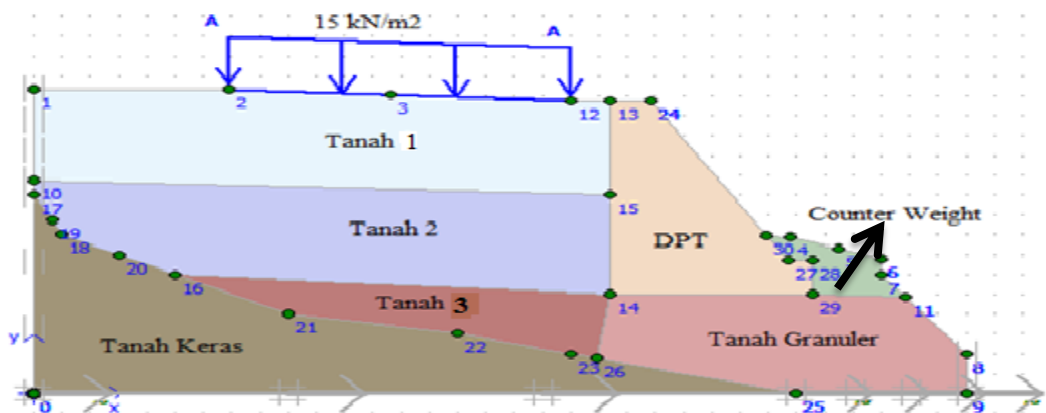
Kondisi muka air normal adalah kondisi muka air yang terjadi di lapangan pada saat dilakukan uji sondir. Muka air normal yang didasarkan oleh hasil uji sondir (SPT) didapatkan hasil bahwa sampai di kedalaman 12 meter muka air tanah belum ditemukan, maka dari itu peneliti mengasumsikan bahwa muka air tanah berada di dasar tanah pada permodelan plaxis 8.2 yaitu pada elevasi 13 meter. hasil uji sondir dapat dilihat pada Gambar 5.3 dan kondisi muka air normal dan keterangan pada lereng dapat dilihat pada Gambar 5.6.



Gambar 5.6 Kondisi Muka Air Normal dan Keterangan Pada Lereng

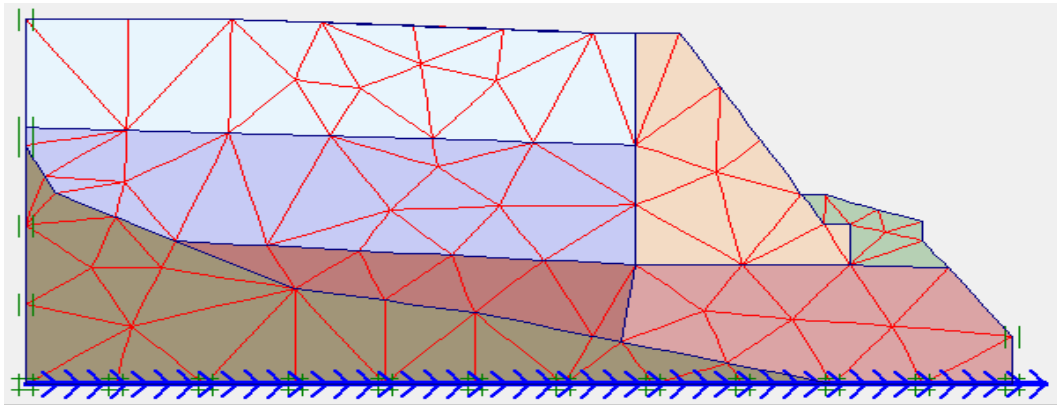
### 5.2.1 Permodelan Lereng dengan Beban Kendaraan

Permodelan lereng asli Sta 0 + 060 dengan beban kendaraan menggunakan sistem beban A dalam plaxis 8.2 sepanjang lebar jalan yaitu 10 meter. Permodelan lereng dapat dilihat pada Gambar 5.7a.

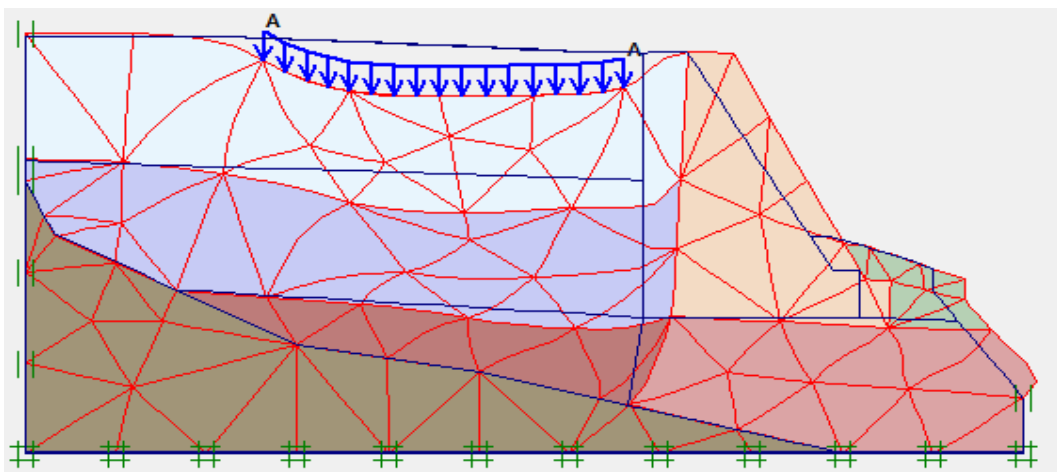


Gambar 5.7a Permodelan Lereng Asli Sta. 0+060 dengan Beban Kendaraan

Untuk hasil jaring elemen hingga (*meshing*) pada lereng asli sta.0+060 dengan adanya beban kendaraan dapat dilihat pada Gambar 5.7b. sedangkan untuk *deformed mesh* dengan beban kendaraan dapat dilihat pada Gambar 5.7c.



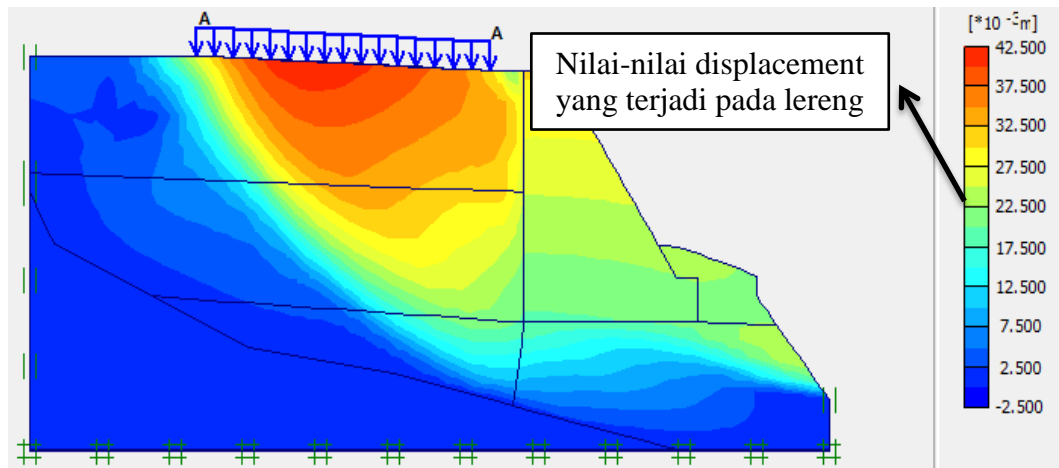
Gambar 5.7b Meshing pada Lereng Asli dengan Beban Kendaraan



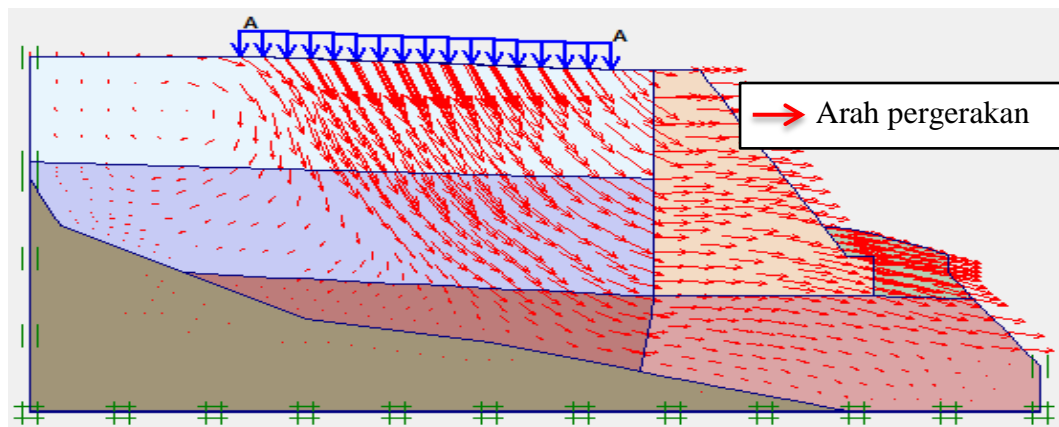
Gambar 5.7c *Deformed Mesh* pada Lereng Asli dengan Beban Kendaraan

Besarnya total *displacements* pada lereng asli lereng asli Sta. 0+060 dengan beban kendaraan sebesar  $15 \text{ kN/m}^2$  adalah sebesar  $41.80 \times 10^{-3}$  meter. Beban kendaraan tersebut diasumsikan sebagai beban merata dengan panjang beban sesuai dengan lebar jalan pada lereng asli lereng asli Sta. 0+060 yaitu sebesar 10 meter yang mempunyai kemiringan jalan 4.5% dapat dilihat pada (Gambar 5.4).



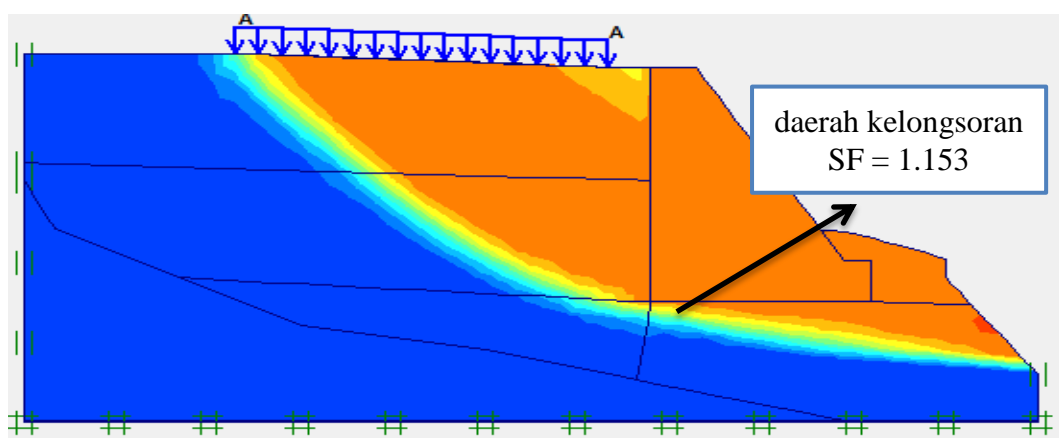


Gambar 5.7d Total Displacement dengan Beban Kendaraan



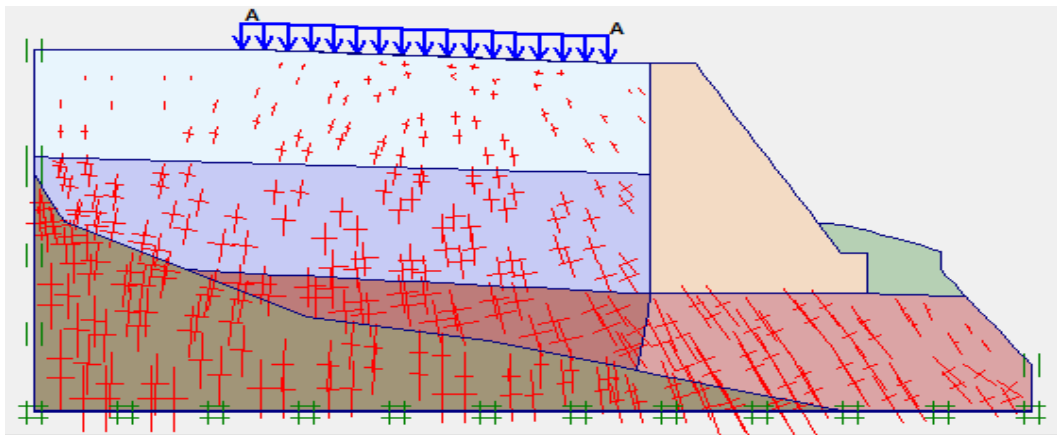
Gambar 5.7e Arah Pergerakan Tanah dengan Beban Kendaraan

pada Gambar 5.7f menunjukkan daerah potensial keruntuhan pada dinding penahan tanah (DPT).



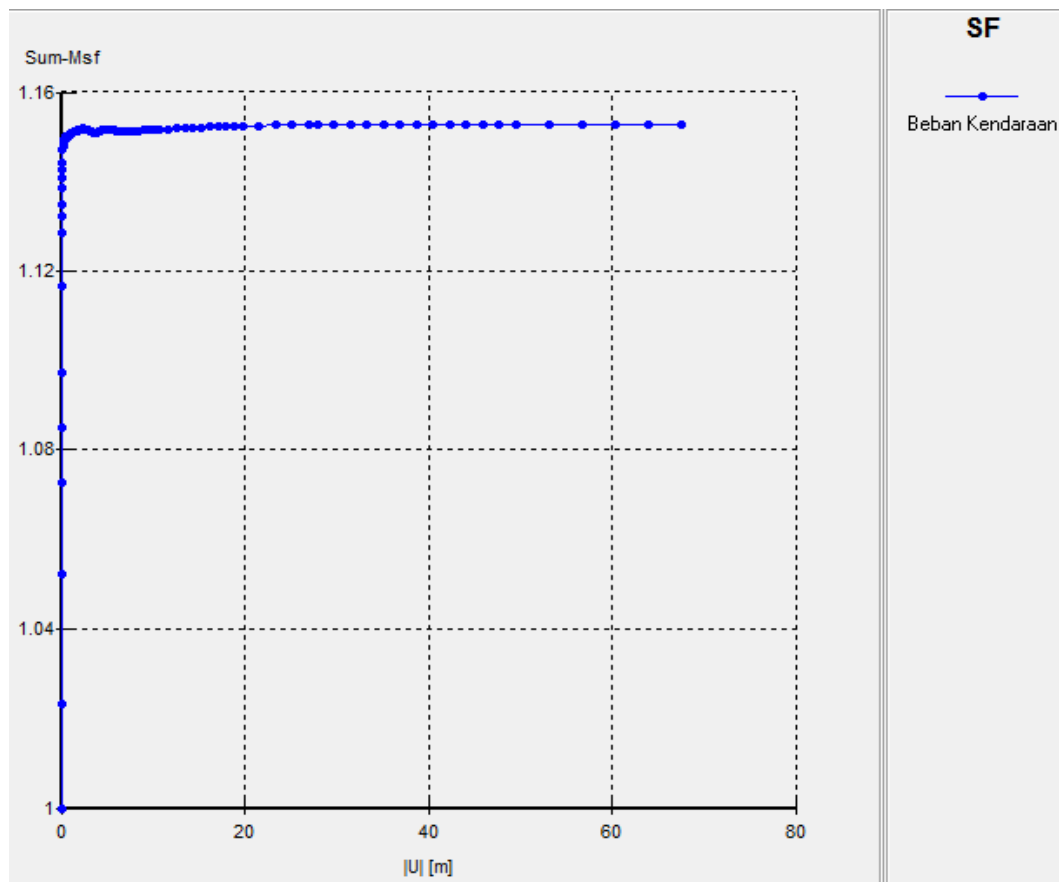
Gambar 5.7f Daerah Potensial Keruntuhan Lereng dengan Beban Kendaraan

Besarnya nilai *effective stresses* pada lereng asli sta 0+060 dengan beban kendaraan adalah sebesar  $-307.89 \text{ kN/m}^2$  seperti tampak pada Gambar 5.7g.



Gambar 5.7g *Effective Stresses* pada Lereng dengan Beban Kendaraan

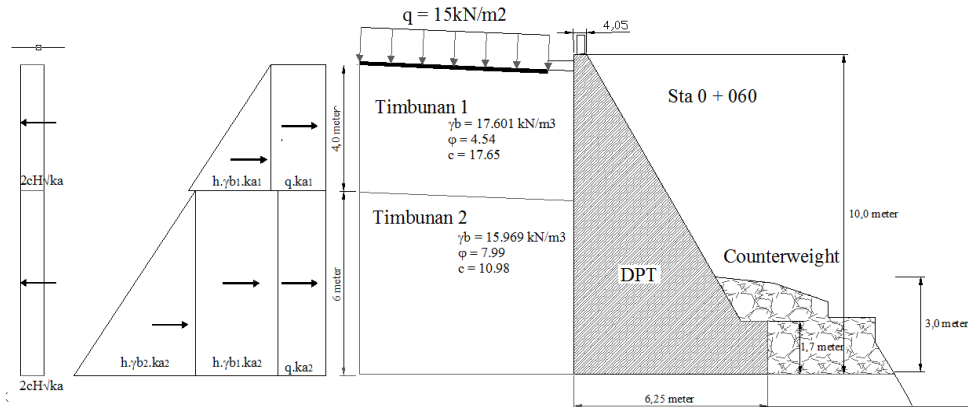
Gambar 5.7h menunjukkan nilai angka safety factor (SF) pada lereng asli sta. 0+060 dengan beban kendaraan sebesar 1,153.



Gambar 5.7h Kurva SF Lereng dengan Beban Kendaraan

### 5.2.1.1 Analisis Perhitungan Stabilitas Eksternal

Dinding penahan tanah pada penelitian ini adalah jenis tipe *Gravitasi Wall* ditinjau pada Potongan Melintang bidang Gambar ditunjukkan pada Gambar 5.8 diagram tekanan tanah aktif dan pasif.



Gambar 5.8 Gaya-gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan Tanah

Hitungan gaya vertikal dan gaya momen terhadap kaki depan (titik O) diperlihatkan pada Tabel 5.3.

Tabel 5.3 Gaya Vertikal dan Gaya Momen terhadap Kaki Depan (Titik O)

No	Berat $W$ (kN)	Jarak dari $O$ (m)	Momen ke $O$ (kN.m)
1	$0.4 \times 8.3 \times 24 = 79.68$	6.05	482.064
2	$0.5 \times 8.3 \times 5 \times 24 = 498$	4.1933	2088.2634
3	$1.7 \times 6.25 \times 24 = 255$	3.125	796.875
$\sum W = 832.68$			$\sum M = 3367.2024$

$$K_{a1} = \cos \beta \times \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}} = \cos 2 \times \frac{\cos 2 - \sqrt{(\cos^2 2 - \cos^2 4.54)}}{\cos 2 + \sqrt{(\cos^2 2 - \cos^2 4.54)}}$$

$$= 0.867$$

$$K_{a2} = \cos \beta \times \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}} = 0.762$$

$$\sum P_{ah} = 0,5 H^2 \gamma_b K_a + qHK_a$$

Tekanan tanah aktif total dan momen terhadap O, dihitung dalam Tabel 5.4a dan tekanan tanah pasif pada counterweight dalam Tabel 5.4b.

Tabel 5.4a Tekanan Tanah Aktif Momen Terhadap O

No	Tekanan tanah aktif total, $P_u$ (kN/m)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kN.m)
1	$15 \times 4 \times 0.867 = 52.02$	8	416.16
2	$0.5 \times 4^2 \times 17.601 \times 0.867 = 122.08$	7.333	895.22
3	$15 \times 6 \times 0.762 = 68.58$	3	205.74
4	$6^2 \times 17.601 \times 0.762 = 482.831$	3	1448.492
5	$0.5 \times 6^2 \times 15.969 \times 0.762 = 219.031$	2	438.062
6	$-2 \times 17.65 \times 4 \times \sqrt{0.867} = -131.475$	8	-1051.802
7	$-2 \times 10.98 \times 6 \times \sqrt{0.762} = -115.017$	3	-345.05
$\sum P_a = 698.05$			$\sum M = 2006.822$

Tabel 5.4b Tekanan Tanah Pasif pada *Counter Weight*

No	Tekanan tanah pasif total, $P_u$ (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kN.m)
1	$0.5 \times 3^2 \times 24 \times 3 = 576$	1.333	767.808
$\sum p_p = 324$			$\sum M = 431.892$

## 1) Stabilitas terhadap pergeseran

Tahanan geser pada dinding sepanjang  $B = 6.25$  m, dihitung dengan menganggap dasar dinding sangat kasar, sehingga sudut gesek  $\delta_b = \varphi$  dan  $c_d = c_2$ :

$$R_h = c_d B + \sum W t g \delta_b = (10 \times 6.25) + (832.68 \times \text{tg } 30^\circ) = 543.25 \text{ kN/m}$$

$$F_{gs} = \frac{\sum R_h + P_p}{\sum P_h} = \frac{551.340 + 576}{645.79} = 1.2424 < 2 \text{ (TIDAK AMAN)}$$

## 2) Stabilitas terhadap penggulingan

$$F_{gs} = \frac{\sum M_W + M_{cw}}{\sum M_{gl}} = \frac{3367.2024 + 431.892}{2006.822} = 1.8931 < 2 \text{ (TIDAK AMAN)}$$

## 3) Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Kapasitas dukung ultimit dihitung dengan menggunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975) untuk beban miring dan eksentris:

$$x_e = \frac{\sum M_W + \sum M_{cw} - \sum M_{gl}}{\sum W} = \frac{3367.2024 + 431.892 - 2006.822}{832.68} = 2.1524 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x_e = \frac{6.25}{2} - 0.1824 = 0.9726 \text{ m} < B/6 = 6.25/6 = 1.042 \text{ m}$$

Lebar efektif:  $B' = B - 2e = 6.25 - (2 \times 0.9726) = 4.305 \text{ m}$

$$A' = B' \times 1 = 4.305 \times 1 = 4.305 \text{ m}^2$$

Gaya horizontal:  $H = 698.05 \text{ kN}$  dan gaya vertikal:  $V = 832.68 \text{ kN}$ .

Faktor kemiringan beban:

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

$$i_q = \left[ 1 - \frac{0.5 \times 698.05}{832.68 + 4.305 \times 10 \times \operatorname{ctg} 30} \right]^5 = 0.6755$$

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

$$= 0.6755 - (1 - 0.6755) / 30.14 \operatorname{tg} 30 = 0.65685$$

Catatan:  $N_c \operatorname{tg} \varphi = N_q - 1$

$$i_y = \left[ 1 - \frac{0.7H}{V + A'c_a \operatorname{ctg} \varphi} \right]^5$$

$$i_y = \left[ 1 - \frac{0.7 \times 698.05}{846.696 + 4.166 \times 10 \times \operatorname{ctg} 30} \right]^5 = 0.57218$$

Untuk  $\varphi_2 = 30^\circ$ ,  $N_q = 18,40$ ;  $N_c = 30,14$ ; dan  $N_\gamma = 15,07$

Kapasitas dukung ultimit untuk fondasi di permukaan menurut Hansen ( $D_f = 0$ , faktor kedalaman  $d_c = d_q = d_\gamma = 1$ , faktor bentuk  $s_c = s_q = s_\gamma = 1$ ):

$$q_u = i_c c_2 N_c + i_y 0,5 B' \gamma_b N_\gamma$$

$$= (0.65685 \times 10 \times 30.14) + (0.57218 \times 0.5 \times 4.305 \times 20 \times 15.07)$$

$$= 569.1841 \text{ kN/m}^2$$

Bila dihitung dengan berdasarkan lebar fondasi efektif (lebar fondasi efektif), yaitu tekanan fondasi ke tanah dasar terbagi rata secara sama, maka:

$$q' = \frac{V}{B'} = \frac{832.68}{4.305} = 193.4216 \text{ kN/m}^2$$

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung:

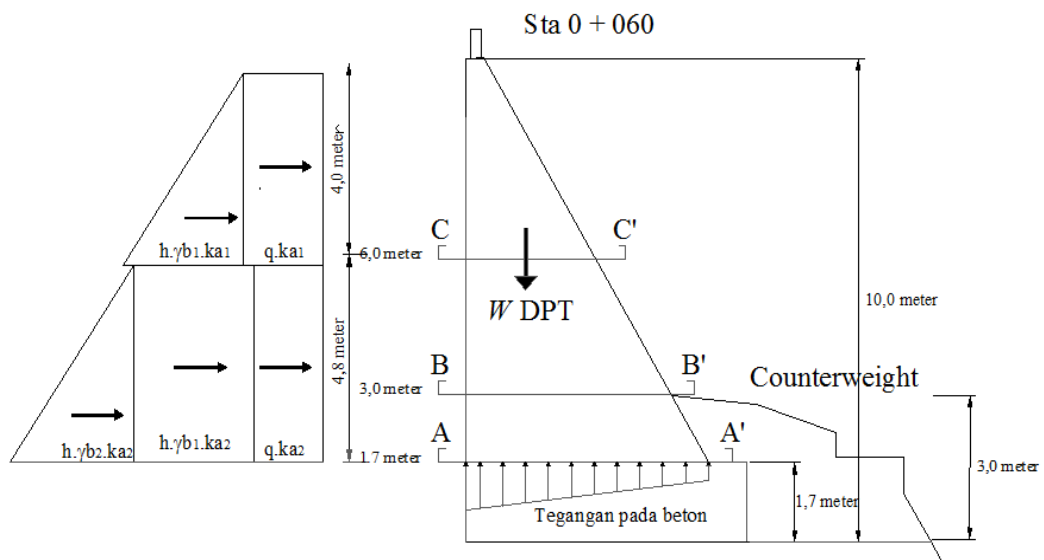
$$F = \frac{q_u}{q'} = \frac{569.1841}{193.4216} = 2.9427 < 3 \text{ (TIDAK AMAN)}$$

### 5.2.1.2 Analisis Stabilitas Internal Struktur Menggunakan Program Plaxis

Dalam menganalisis stabilitas internal pada dinding penahan tanah dengan menggunakan program plaxis dapat ditinjau dari tiap potongan tampangnya yaitu 1.7 m dari dasar dinding, 3 meter dari dasar dinding dan 6 meter dari dasar dinding. tinjauan ini untuk mencari stabilitas terhadap tegangan desak atau tarik dan tegangan geser.

#### A. Tinjauan terhadap potongan A-A'

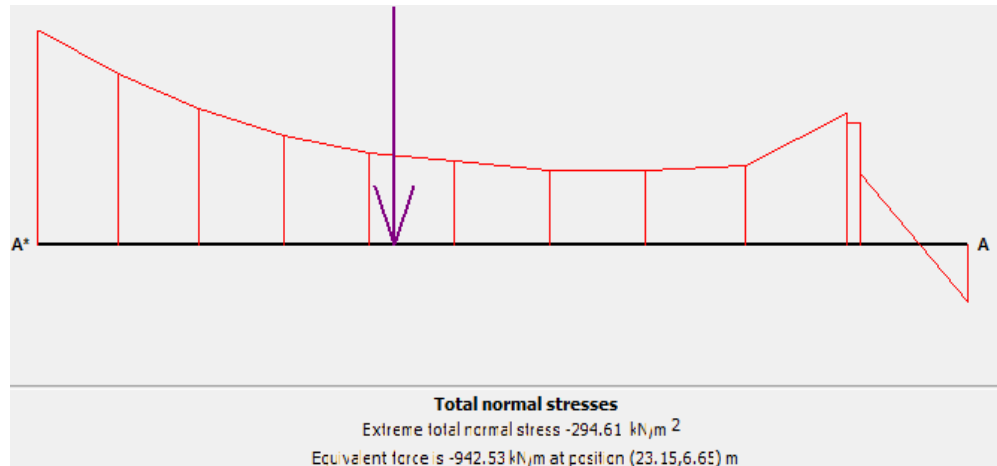
Berikut struktur dinding penahan tanah pada potongan A-A' beserta diagram tekanan tanah lateral pada Gambar 5.9.



Gambar 5.9 Potongan A-A', B-B dan C-C' Beserta Diagram Tekanan Tanah Lateral

#### 1) Tinjauan stabilitas terhadap tegangan Tarik atau Desak :

Tegangan beton dari hasil keluaran plaxis menunjukkan hasil tegangan desak sebesar  $-294.61 \text{ kN/m}^2$ , hasil keluran desak beton dapat dilihat pada Gambar 5.10 dan Tabel keluaran plaxis dapat dilihat pada Tabel 5.5.



Gambar 5.10 Potongan A-A' *Total normal stresses*

Tabel 5.5 Hasil *Total Normal Stress*

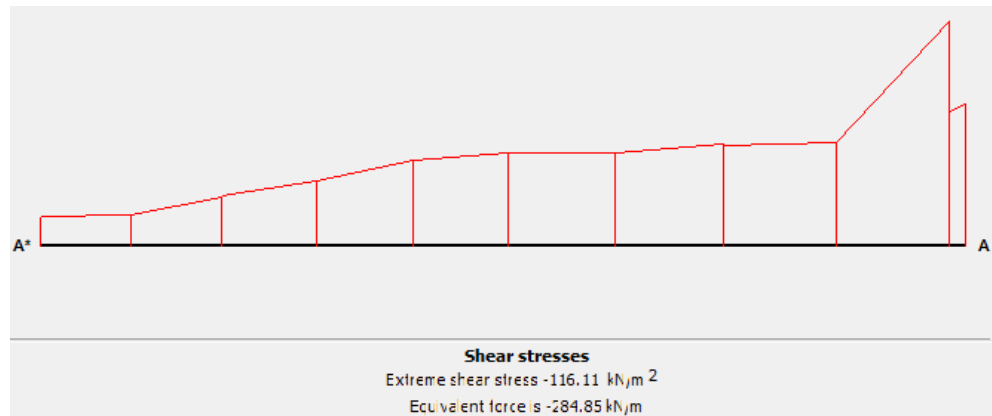
X [m]	Y [m]	$\sigma_N$ [kN/m <sup>2</sup> ]
27.55	6.65	78.13
26.73	6.65	-96.69
26.73	6.65	-166.85
26.61	6.65	-166.15
26.61	6.65	-179.57
25.84	6.65	-107.72
25.07	6.65	-101.75
25.07	6.65	-100.89
24.33	6.65	-101.69
23.60	6.65	-114.54
23.60	6.65	-113.85
22.94	6.65	-125.67
22.29	6.65	-149.43
21.64	6.65	-185.91
21.64	6.65	-185.90
21.02	6.65	-232.91
20.40	6.65	-294.61

$$\sigma_{desak} = -294.61 \text{ kN/m}^2 < \text{desak beton} = 3614.5 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga tinjauan stabilitas terhadap tegangan desak aman.

2) Tinjauan stabilitas terhadap tegangan geser :

Tegangan geser hasil keluaran plaxis menunjukkan hasil shear stress sebesar  $-116.11 \text{ kN/m}^2$ , hasil keluran plaxis dapat dilihat pada Gambar 5.11 dan Tabel keluaran plaxis dapat dilihat pada Tabel 5.6.



Gambar 5.11 Potongan A-A' *extreme shear stress*

Tabel 5.6 Hasil *Shear Stresses*

X [m]	Y [m]	$\tau$ [kN/m <sup>2</sup> ]
26.73	6.65	-73.57
26.61	6.65	-69.30
26.61	6.65	-116.11
25.84	6.65	-53.30
25.07	6.65	-51.79
25.07	6.65	-52.91
24.33	6.65	-47.93
23.60	6.65	-48.40
23.60	6.65	-48.11
22.94	6.65	-44.16
22.29	6.65	-34.00
21.64	6.65	-26.44
21.64	6.65	-25.43
21.02	6.65	-16.11
20.40	6.65	-15.80

$$\tau = -116.11 \text{ kN/m}^2 < \text{geser beton} = 180.7 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga tinjauan stabilitas terhadap tegangan geser aman.



## B. Perbandingan hasil stabilitas internal menggunakan program plaxis

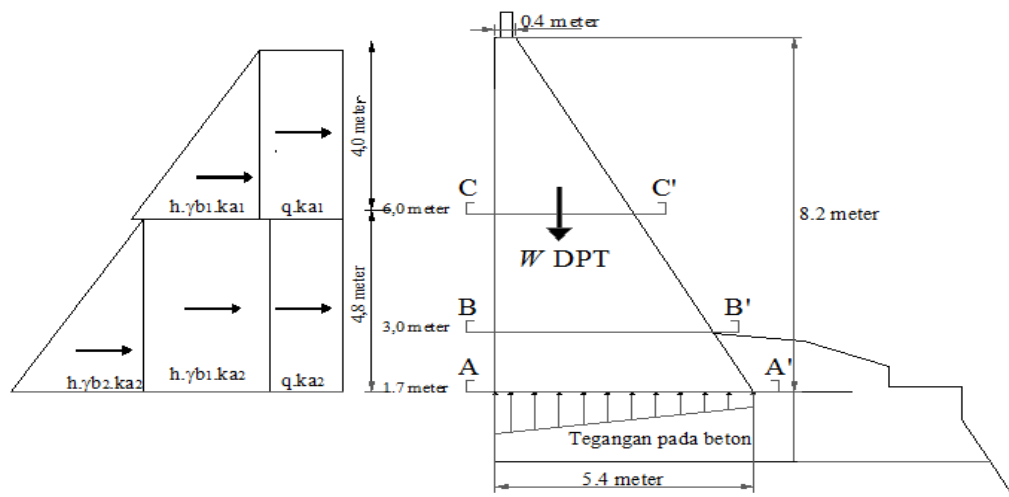
Berikut hasil keluaran analisis stabilitas internal dinding penahan tanah menggunakan program plaxis 8.2 yang ditinjau dari potongan A-A', potongan B-B' dan Potongan C-C' Gambar 5.9. Hasil keluaran analisis stabilitas internal dinding penahan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.7.

Tabel 5.7 Hasil Keluaran Analisis Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah

Potongan	Stabilitas terhadap Geser (kN/m <sup>2</sup> )	Ket	Stabilitas terhadap (kN/m <sup>2</sup> )		Ket
			Desak	Tarik	
A-A'	-116.11 < 180.7	Aman	+294.61 < 3614.5	-	Aman
B-B'	-59.82 < 180.7	Aman	-	-224.22 < 361,5	Aman
C-C'	-19.79 < 180.7	Aman	-	-150.93 < 361,5	Aman

### 5.2.1.3 Analisis Perhitungan Stabilitas Internal Struktur

Dalam menganalisis stabilitas internal pada dinding penahan tanah dapat ditinjau dari tiap potongan tampangnya. Tegangan pada dinding penahan tanah terjadi akibat pengaruh tekanan tanah lateral dan berat dinding penahan tanah.



Gambar 5.12 Tegangan pada bidang A-A' dari Dinding Penahan Tanah

#### 1) Momen Pasif Dinding terhadap titik O pada potongan A-A'

Tekanan tanah pasif adalah berat sendiri dinding yang dapat melawan akibat beban dan tanah timbunan yang mengakibatkan terjadinya penggulingan.

Tabel 5.8 Gaya Vertikal dan Gaya Momen terhadap Titik O pada Potongan A-A'

No	Berat $W$ (kN)	Jarak dari $O$ (m)	Momen ke O (kN.m)
1	$0.4 \times 8.3 \times 24 = 79.68$	5.2	414.336
2	$0.5 \times 8.3 \times 5 \times 24 = 498$	3.333	1659.834
	$\sum V = 577.68$		$\sum M_w = 2074.17$

## 2) Momen Aktif terhadap titik O pada potongan A-A'

Tekanan tanah Aktif akibat tekanan tanah lateral timbunan yang mengakibatkan terjadinya penggulingan.

Tabel 5.9 Gaya Horizontal dan Gaya Momen terhadap Titik O pada Potongan A-A'

No	Tekanan Tanah Aktif (kN)	Jarak dari $O$ (m)	Momen ke O (kN.m)
1	$15 \times 4 \times 0.867 \times 4 = 52.02$	6.3	327.726
2	$0.5 \times 4^2 \times 17.601 \times 0.867 = 122.08$	5.633	687.676
3	$15 \times 4.3 \times 0.762 = 49.149$	2.15	105.67
4	$4.3^2 \times 17.601 \times 0.762 = 247.987$	2.15	533.172
5	$0.5 \times 4.3^2 \times 15.969 \times 0.762 = 112.496$	1.433	161.207
6	$-2 \times 17.65 \times 4 \times \sqrt{0.867} = -131.475$	6.3	-828.292
7	$-2 \times 10.98 \times 4.3 \times \sqrt{0.762} = -82.4287$	2.15	-257.747
	$\sum H = 369.829$		$\sum M_{gl} = 809.94$

3) Momen Pasif *Counter Weight* terhadap titik O pada Potongan A-A'

Tekanan tanah pasif akibat beban Berat (kN) dan tanah timbunan yang melawan tekanan tanah.

Tabel 5.10 Tekanan Tanah Pasif pada *Counter Weight*

No	Tekanan tanah pasif total, $P_u$ (kN)	Jarak dari $O$ (m)	Momen ke O (kN.m)
1	$0.5 \times 1.3^2 \times 24 \times 3 = 60.84$	0.433	26.364
	$\sum p_p = 60.84$		$\sum M = 26.364$

Eksentrisitas pada titik B

$$X_e = \frac{\sum M_{total}}{\sum V} = \frac{(\sum M_w - \sum M_{gl} + \sum M_{cw})}{\sum V}$$

$$= \frac{(2074.17 - 809.94 + 26.364)}{577.68} = 2.2341m$$

$$\text{Eksentrisitas} = e = \frac{b}{2} - X_e = \frac{5.4}{2} - (2.341) = 0.36 \text{ m} < B/6 = 0.9$$

4) Tinjauan stabilitas terhadap tegangan Desak :

$$\sigma = \frac{V}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{577.68}{5.4} \left( 1 + \frac{6 \times 0.36}{5.4} \right) = 149.7689 \text{ kN/m}^2 < \text{desak Beton}$$

$$\sigma = 149.7689 \text{ kN/m}^2 < \text{desak Beton} = 3614.5 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga tinjauan stabilitas terhadap tegangan desak aman.

5) Tinjauan stabilitas terhadap tegangan Geser :

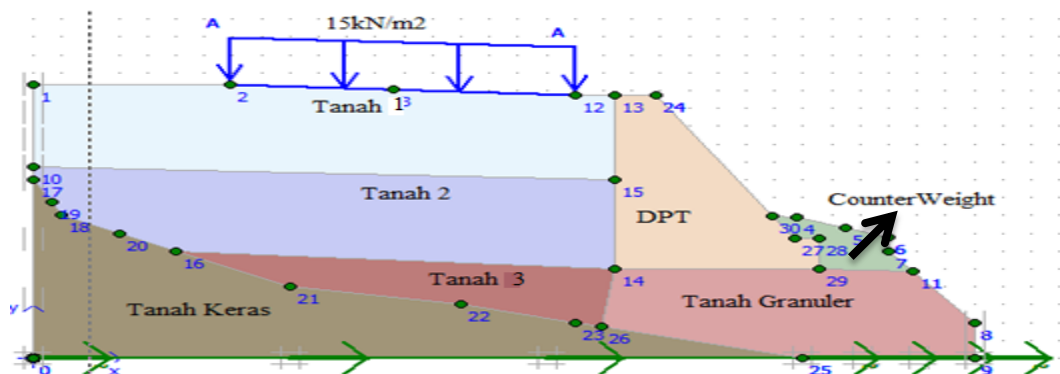
$$\tau = \frac{H_{total}}{B} \leq \text{kuat geser ijin bahan dinding}$$

$$\tau = \frac{H}{B} = \frac{369.829 - 26.364}{5.4} = 63.605 \text{ kN/m}^2 < \text{geser beton} = 180.7 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga tinjauan stabilitas terhadap tegangan geser aman.

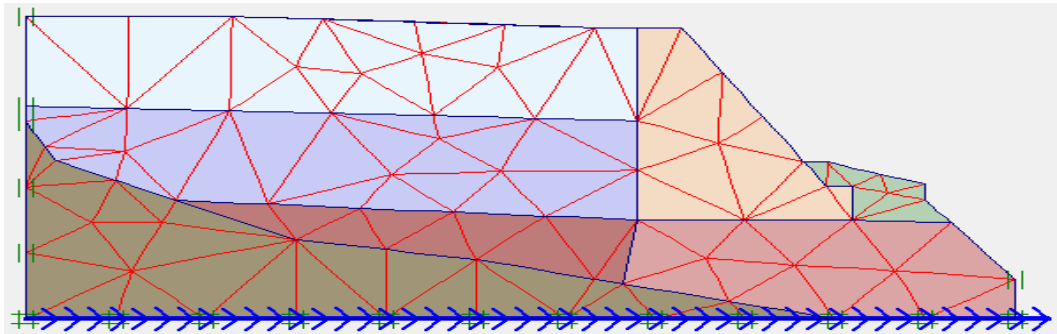
## 5.2.2 PERMODELAN DENGAN BEBAN KENDARAAN DAN GEMPA

Permodelan lereng asli Sta 0 + 060 dengan beban kendaraan dan beban gempa, beban gempa dalam plaxis 8.2 dimodelkan dengan memasukan data SMC berupa grafik percepatan dan waktu gempa. Permodelan lereng dapat dilihat pada Gambar 5.13a.

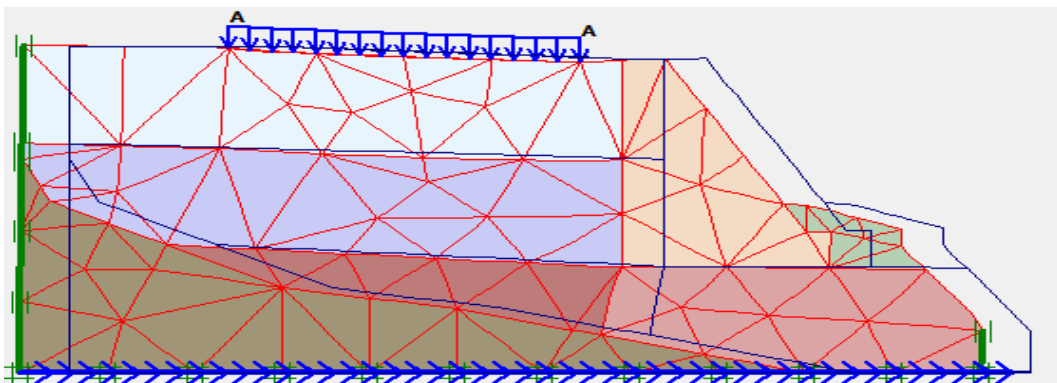


Gambar 5.13a Permodelan Lereng Asli Sta. 0+060 dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

Untuk hasil jaring elemen hingga (*meshing*) pada lereng asli sta.0+060 dengan adanya beban kendaraan dapat dilihat pada Gambar 5.13b. sedangkan untuk *deformed mesh* dengan beban kendaraan dapat dilihat pada Gambar 5.13c.

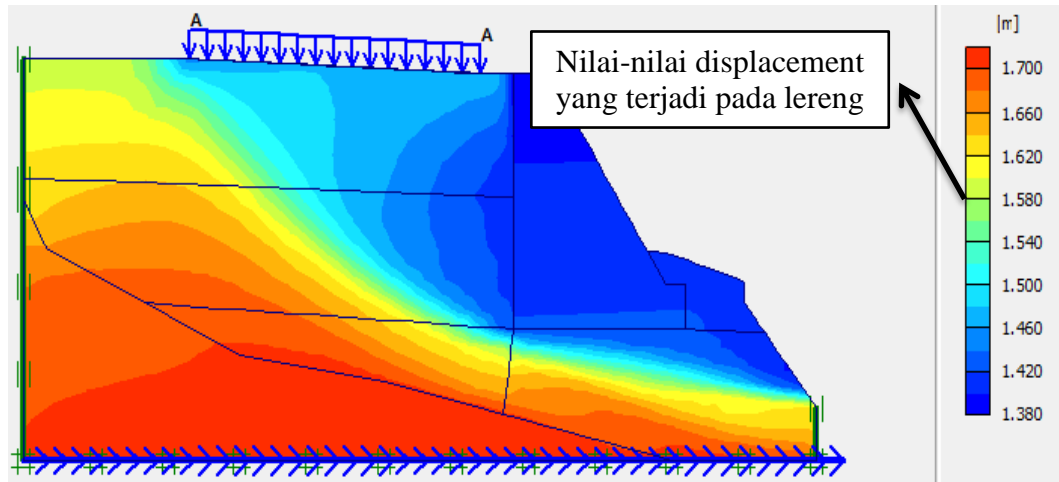


Gambar 5.13b Meshing pada Lereng Asli dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

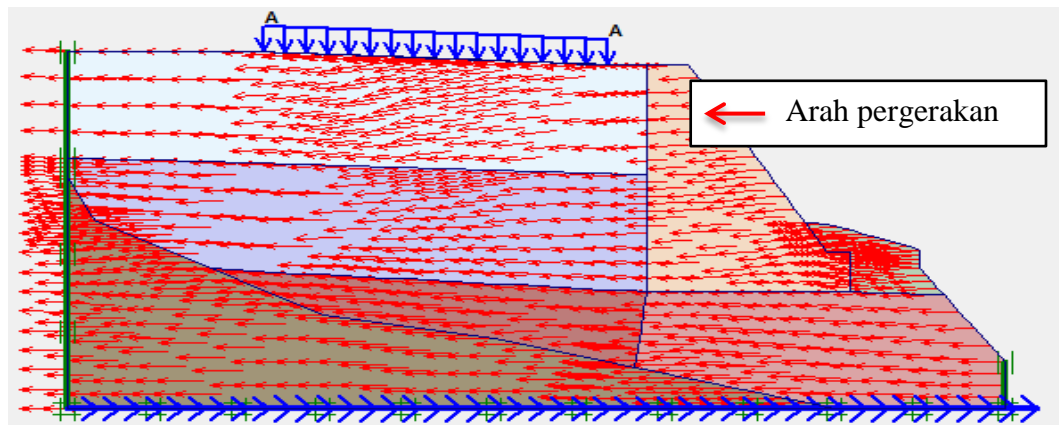


Gambar 5.13c *Deformed Mesh* pada Lereng Asli dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

Besarnya total *displacements* pada lereng asli lereng asli Sta. 0+060 dengan beban kendaraan dan beban gempa adalah sebesar 1.27 meter. Beban gempa yang dimasukkan dalam Plaxis diambil sebesar 25 detik dengan perkiraan telah melewati percepatan puncak. Nilai tersebut dari grafik percepatan gempa dan waktu gempa di wilayah Gempa south napa 24 agustus 2014 dengan percepatan puncak gempa sebesar 0.598g, zona wilayah ini hampir sama dengan zona wilayah sekitar gunung kidul dengan percepatan gempa 0,5g-0,6g. grafik percepatan gempa dan waktu gempa dapat dilihat pada (Gambar 5.5).

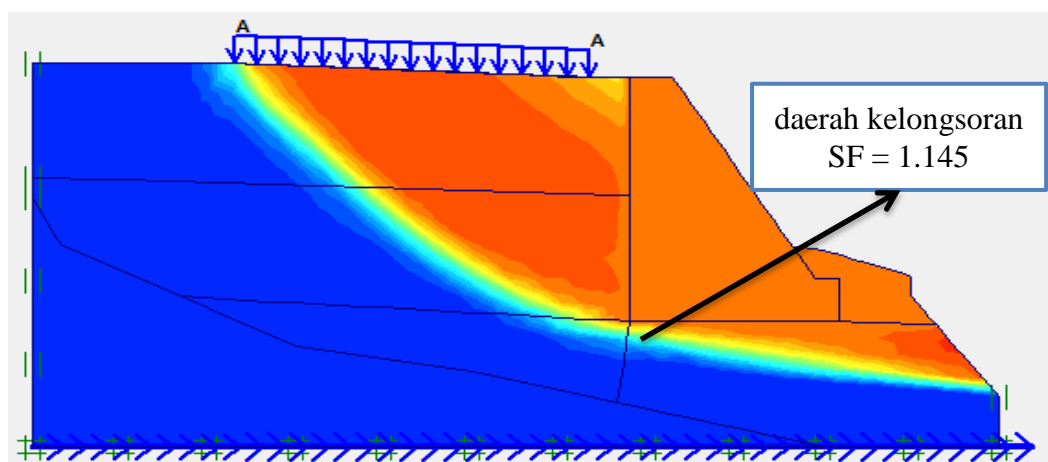


Gambar 5.13d Total Displacement Beban Kendaraan dan Beban Gempa



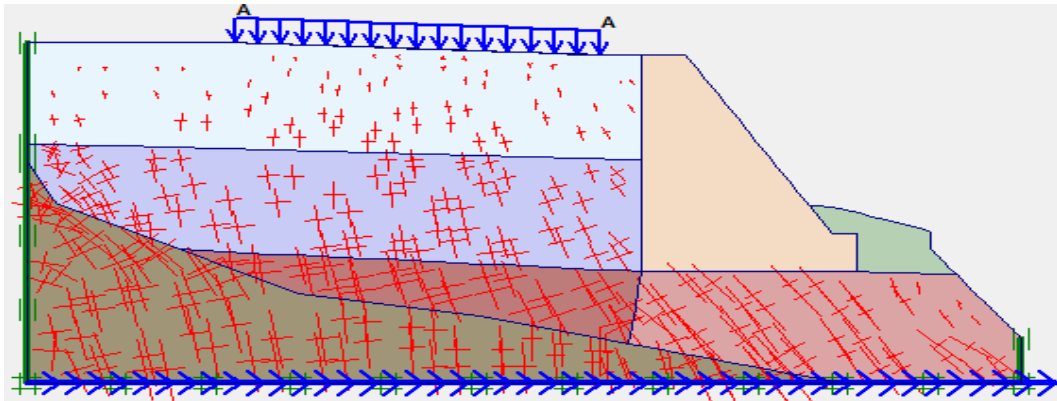
Gambar 5.13e Arah Pergerakan Tanah dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

pada Gambar 5.13f menunjukkan daerah potensial keruntuhan pada dinding penahan tanah (DPT).



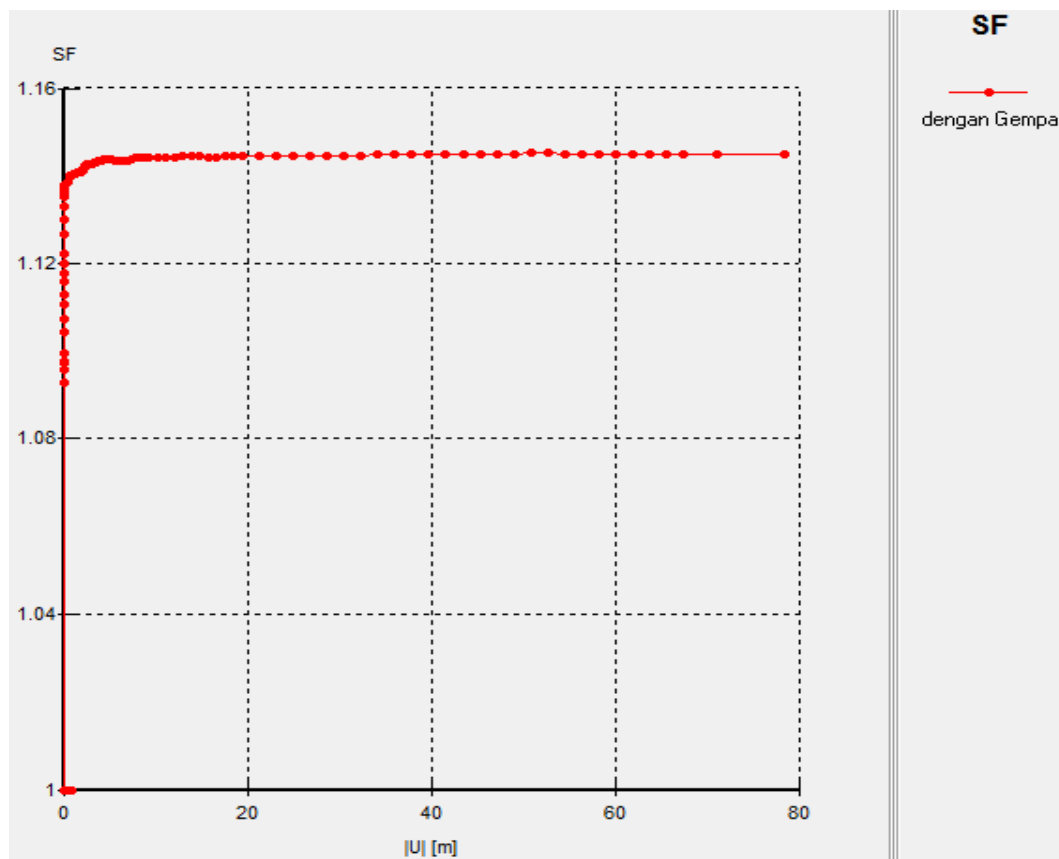
Gambar 5.13f Daerah Potensial Keruntuhan Lereng dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

Besarnya nilai *effective stresses* pada lereng asli sta 0+060 dengan beban kendaraan adalah sebesar  $-326.69 \text{ kN/m}^2$  seperti tampak pada Gambar 5.13g.



Gambar 5.13g *Effective Stresses* pada Lereng dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

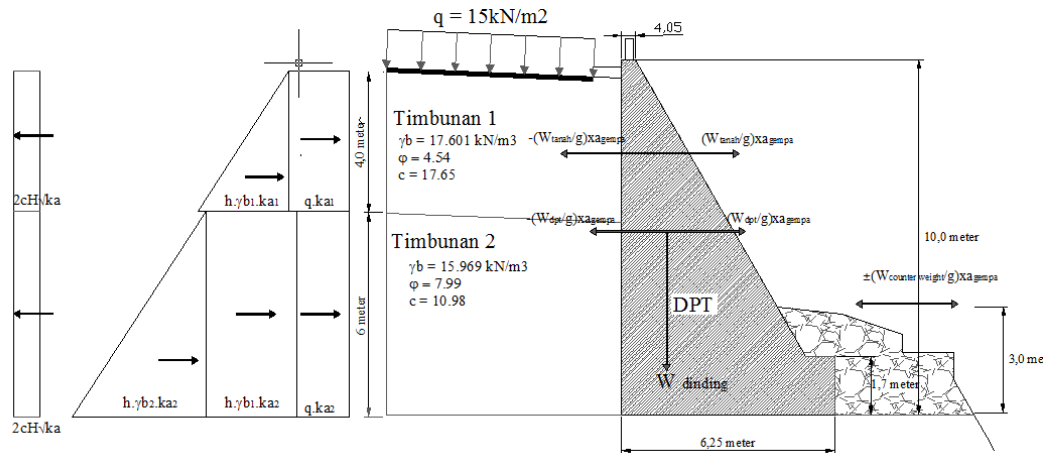
Gambar 5.13h menunjukkan nilai angka safety factor (SF) pada lereng asli sta. 0+060 dengan beban kendaraan sebesar 1,145.



Gambar 5.13h Kurva SF Lereng dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

### 5.2.2.1 Analisis Perhitungan Stabilitas Eksternal

Dinding penahan tanah pada penelitian ini adalah jenis tipe *Gravitasi Wall* ditinjau pada Potongan Melintang bidang Gambar ditunjukkan pada Gambar 5.14 diagram tekanan tanah aktif.



Gambar 5.14 Gaya-gaya yang Bekerja pada Dinding Penahan Tanah akibat Beban Gempa

Hitungan gaya vertikal dan gaya momen terhadap kaki depan (titik O) diperlihatkan pada Tabel 5.11.

Tabel 5.11 Gaya Vertikal dan Gaya Momen terhadap Kaki Depan (Titik O)

No	Berat $W$ (kN)	Jarak dari $O$ (m)	Momen ke $O$ (kN.m)
1	$0.4 \times 8.3 \times 24 = 79.68$	6.05	482.064
2	$0.5 \times 8.3 \times 5 \times 24 = 498$	4.1933	2088.2634
3	$1.7 \times 6.25 \times 24 = 255$	3.125	796.875
$\sum W = 832.68$			$\sum M = 3367.2024$

$$Ka1 = \cos \beta \times \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}} = \cos 2 \times \frac{\cos 2 - \sqrt{(\cos^2 2 - \cos^2 4.54)}}{\cos 2 + \sqrt{(\cos^2 2 - \cos^2 4.54)}}$$

$$= 0.867$$

$$Ka2 = \cos \beta \times \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}} = 0.762$$

Tekanan tanah aktif total dan momen terhadap  $O$ , dihitung dalam Tabel 5.12a, tekanan berat sendiri akibat gempa dalam Tabel 5.12b dan tekanan tanah pasif pada counterweight dalam Tabel 5.12c.

Tabel 5.12a Gaya Horizontal dan Gaya Momen terhadap Titik  $O$  pada Potongan A-A'

No	Tekanan tanah aktif total, $P_u$ (kN/m)	Jarak dari $O$ (m)	Momen ke $O$ (kN.m)
1	$15 \times 4 \times 0.867 = 52.02$	8	416.16
2	$0.5 \times 4^2 \times 17.601 \times 0.867 = 122.08$	7.333	895.22
3	$15 \times 6 \times 0.762 = 68.58$	3	205.74
4	$6^2 \times 17.601 \times 0.762 = 482.831$	3	1448.492
5	$0.5 \times 6^2 \times 15.969 \times 0.762 = 219.031$	2	438.062
6	$-2 \times 17.65 \times 4 \times \sqrt{0.867} = -131.475$	8	-1051.802
7	$-2 \times 10.98 \times 6 \times \sqrt{0.762} = -115.017$	3	-345.05
$\sum P_a = 698.05$			$\sum M = 2006.822$

$$W_{\text{tanah 1}} = A_1 \times \gamma_1 = 44 \times 17.601 = 774.444 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{tanah 2}} = A_2 \times \gamma_2 = 66 \times 15.969 = 1053.954 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{DPT}} = A_2 \times \gamma_2 = 34.695 \times 24 = 832.68 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{CW}} = A_2 \times \gamma_2 = 9.8 \times 24 = 235.2 \text{ kN/m}$$

$$\sum W_{\text{tanah}} = 774.444 + 1053.954 = 1828.398 \text{ kN/m}$$

$$k_h = \frac{\text{percepatan gempa dari komponen horizontal}}{g} = \frac{5.988 \text{ m/s}^2}{9.81 \text{ m/s}^2} = 0.611g$$

Tabel 5.12b Gaya Horizontal dan Gaya Momen Akibat Beban Gempa

No	Tekanan tanah aktif total, $P_u$ (kN/m)	Jarak dari $O$ (m)	Momen ke $O$ (kN.m)
1	$(1828.398/9.81) \times 0.611 = 111.456$	5	557.28
2	$(832.68/9.81) \times 0.611 = 50.758$	3.333	169.176
3	$-(1828.398/9.81) \times 0.611 = -111.456$	5	-557.28
4	$-(832.68/9.81) \times 0.611 = -50.758$	3.333	-169.176
5	$-(235.2/9.81) \times 0.611 = -14.34$	1.333	-19.119
$\sum P_{\text{gempa}} = -14.34$			$\sum M = -19.119$



Tabel 5.12c Gaya Horizontal dan Gaya Momen pada *Counter Weight*

No	Tekanan tanah pasif total, $P_u$ (kN)	Jarak dari $O$ (m)	Momen ke $O$ (kN.m)
1	$0.5 \times 3^2 \times 24 \times 3 = 324$	1.333	431.892
	$\sum p_p = 324$		$\sum M = 431.892$

## 1) Stabilitas terhadap pergeseran

Tahanan geser pada dinding sepanjang  $B = 6.25$  m, dihitung dengan menganggap dasar dinding sangat kasar, sehingga sudut gesek  $\delta_b = \varphi$  dan  $c_d = c_2$ :

$$R_h = c_d B + \sum W t g \delta_b = (10 \times 6.25) + (832.68 \times t g 30^\circ) \\ = 543.25 \text{ kN/m}$$

$$F_{gs} = \frac{\sum R_h + P_p + P_{gempa}}{P_a} = \frac{543.25 + 324 + 14.34}{698.05} = 1.263 < 2 \text{ (TIDAK AMAN)}$$

## 2) Stabilitas terhadap penggulingan

$$F_{gs} = \frac{\sum M_{Wdpt} + M_{Wcw} + \sum M_{gempa}}{\sum M_{gl}} = \frac{3367.2024 + 431.892 + 19.119}{2006.822} = 1.903 < 2 \\ \text{(TIDAK AMAN)}$$

## 3) Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Kapasitas dukung ultimit dihitung dengan menggunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975) untuk beban miring dan eksentris:

$$x_e = \frac{\sum M_W - \sum M_{gl} + \sum M_{cw} + \sum M_{gmp}}{\sum W} = \frac{3367.2024 - 2006.822 + 431.892 + 19.119}{832.68} = 2.175 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x_e = \frac{6.25}{2} - 2.175 = 0.95 \text{ m} < B/6 = 6.25/6 = 1.042 \text{ m}$$

$$\text{Lebar efektif: } B' = B - 2e = 6.25 - (2 \times 0.95) = 4.35 \text{ m}$$

$$A' = B' \times 1 = 4.35 \times 1 = 4.35 \text{ m}^2$$

Gaya horizontal:  $H = 698.05$  kN dan gaya vertikal:  $V = 832.68$  kN.

Faktor kemiringan beban:

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

$$i_q = \left[ 1 - \frac{0.5 \times 698.05}{832.68 + 4.35 \times 10 \times \operatorname{ctg} 30} \right]^5 = 0.6778$$

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

$$= 0.6778 - (1 - 0.6778) / 30.14 \operatorname{tg} 30 = 0.6593$$

$$\text{Catatan: } N_c \operatorname{tg} \varphi = N_q - 1$$

$$i_y = \left[ 1 - \frac{0.7H}{V + A'c_a \operatorname{ctg} \varphi} \right]^5$$

$$i_y = \left[ 1 - \frac{0.7 \times 698.05}{832.68 + 4.352 \times 10 \times \operatorname{ctg} 30} \right]^5 = 0.57506$$

Untuk  $\varphi_2 = 30^\circ$ ,  $N_q = 18,40$ ;  $N_c = 30,14$ ; dan  $N_\gamma = 15,07$

Kapasitas dukung ultimit untuk fondasi di permukaan menurut Hansen ( $D_f = 0$ , faktor kedalaman  $d_c = d_q = d_\gamma = 1$ , faktor bentuk  $s_c = s_q = s_\gamma = 1$ ):

$$q_u = i_c c_2 N_c + i_y 0,5 B' \gamma_b 2 N_\gamma$$

$$= (0.6593 \times 10 \times 30.14) + (0.57506 \times 0.5 \times 4.35 \times 20 \times 15.07)$$

$$= 575.691 \text{ kN/m}^2$$

Bila dihitung dengan berdasarkan lebar fondasi efektif (lebar fondasi efektif), yaitu tekanan fondasi ke tanah dasar terbagi rata secara sama, maka:

$$q' = \frac{V}{B'} = \frac{832.68}{4.35} = 191.4207 \text{ kN/m}^2$$

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung:

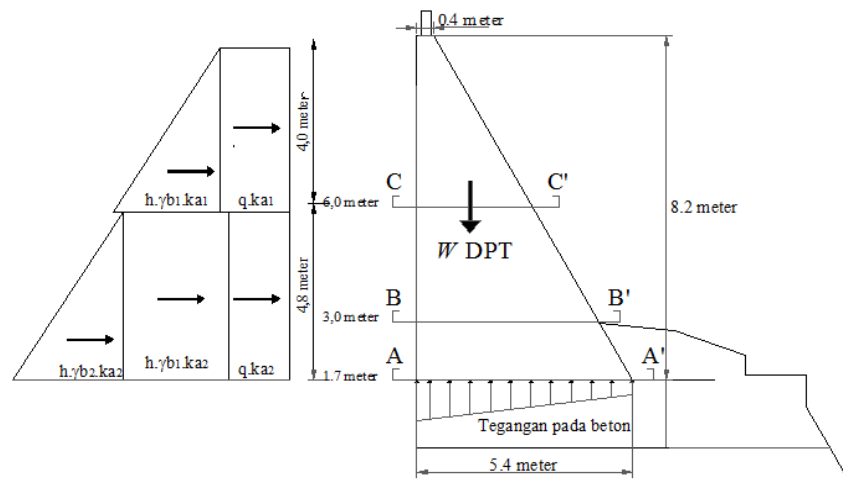
$$F = \frac{q_u}{q'} = \frac{575.691}{191.4207} = 3.007 > 3 \text{ (AMAN)}$$

### 5.2.2.2 Analisis Stabilitas Internal Struktur Menggunakan Program Plaxis

Dalam menganalisis stabilitas internal pada dinding penahan tanah dapat ditinjau dari tiap potongan tampangnya, tinjauan ini meliputi stabilitas terhadap tegangan desak, tegangan geser dan tegangan tarik.

A) Tinjauan terhadap potongan A-A'

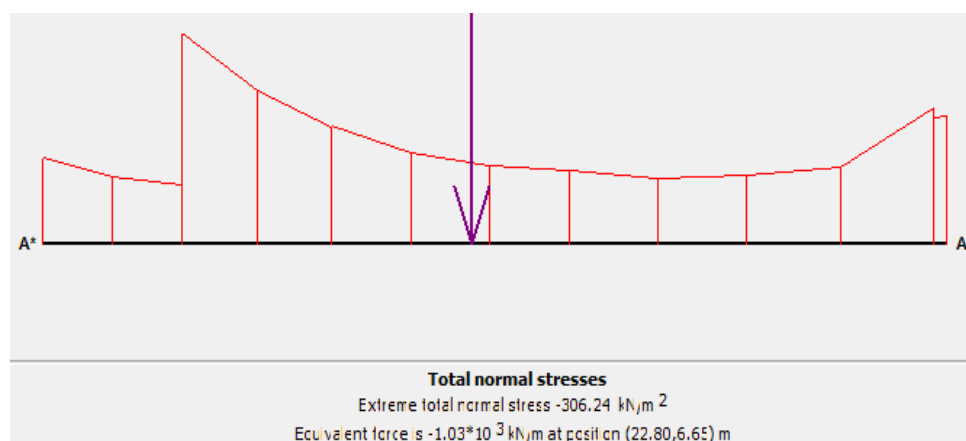
Berikut struktur dinding penahan tanah pada potongan A-A' beserta diagram tekanan tanah lateral pada Gambar 5.15.



Gambar 5.15 Potongan A-A' Beserta Diagram Tekanan Tanah Lateral

1) Tinjauan stabilitas terhadap tegangan Desak :

Tegangan desak beton dari hasil keluaran plaxis menunjukkan hasil tegangan desak sebesar  $-306.24 \text{ kN/m}^2$ , hasil keluran desak beton dapat dilihat pada Gambar 5.15 dan Tabel keluaran plaxis dapat dilihat pada Tabel 5.13.



Gambar 5.16 Potongan A-A' Total normal stresses

Tabel 5.13 Hasil *Total Normal Stress*

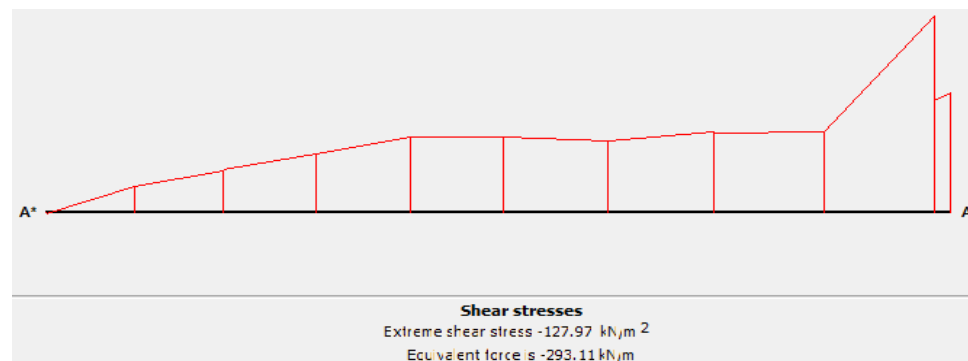
X [m]	Y [m]	$\sigma_N$ [kN/m <sup>2</sup> ]
26.73	6.65	-186.93
26.61	6.65	-184.97
26.61	6.65	-198.22
25.84	6.65	-112.04
25.07	6.65	-100.51
25.07	6.65	-99.58
24.33	6.65	-96.08
23.60	6.65	-107.66
23.60	6.65	-108.23
22.94	6.65	-114.51
22.29	6.65	-133.97
21.64	6.65	-172.61
21.64	6.65	-169.54
21.02	6.65	-223.47
20.40	6.65	-306.24
20.40	6.65	-85.74

$$\sigma_{desak} = -306.24 \text{ kN/m}^2 < \text{desak Beton} = 3614.5 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga tinjauan stabilitas terhadap tegangan desak aman.

2) Tinjauan stabilitas terhadap tegangan geser :

Tegangan geser hasil keluaran plaxis menunjukkan hasil shear stress sebesar 127.97 kN/m<sup>2</sup>, hasil keluran plaxis dapat dilihat pada Gambar 5.17 dan Tabel keluaran plaxis dapat dilihat pada Tabel 5.14.



Gambar 5.17 Potongan A-A' *extreme shear stress*

Tabel 5.14 Hasil *Shear Stresses*

X [m]	Y [m]	$\tau$ [kN/m <sup>2</sup> ]
26.73	6.65	-78.31
26.61	6.65	-73.00
26.61	6.65	-127.97
25.84	6.65	-53.11
25.07	6.65	-51.89
25.07	6.65	-53.11
24.33	6.65	-47.16
23.60	6.65	-49.43
23.60	6.65	-49.25
22.94	6.65	-49.69
22.29	6.65	-38.54
21.64	6.65	-28.24
21.64	6.65	-26.95
21.02	6.65	-16.87
20.40	6.65	0.58

$$\tau = 127.97 \text{ kN/m}^2 < \text{geser beton} = 180.7 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga tinjauan stabilitas terhadap tegangan geser aman.

B) Perbandingan hasil stabilitas internal menggunakan program plaxis

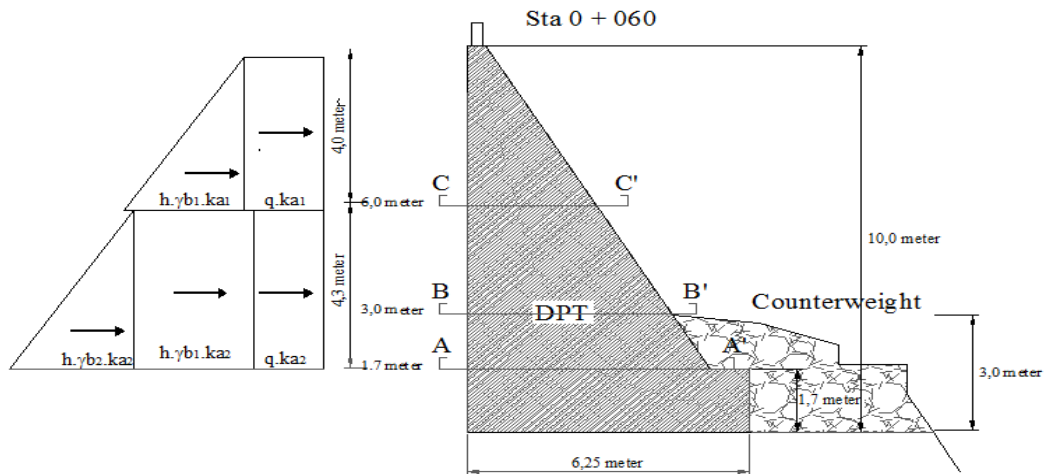
Berikut hasil keluaran analisis stabilitas internal dinding penahan tanah menggunakan program plaxis 8.2 yang ditinjau dari potongan A-A', potongan B-B' dan Potongan C-C' Gambar 5.8. Hasil keluaran analisis stabilitas internal dinding penahan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.15.

Tabel 5.15 Hasil Keluaran Analisis Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah

Potongan	Stabilitas terhadap Geser (kN/m <sup>2</sup> )	Ket	Stabilitas terhadap (kN/m <sup>2</sup> )		Ket
			Desak	Tarik	
A-A'	127.97 < 180.7	Aman	306.24 < 3614.5	-	Aman
B-B'	82.24 < 180.7	Aman	-	-234.81 < 361,5	Aman
C-C'	18.15 < 180.7	Aman	-	-141.10 < 361,5	Aman

### 5.2.2.3 Analisis Perhitungan Stabilitas Internal Struktur

Dalam menganalisis stabilitas internal pada dinding penahan tanah dapat ditinjau dari tiap potongan tampangnya. Tegangan pada dinding penahan tanah terjadi akibat pengaruh tekanan tanah lateral dan berat dinding penahan tanah.



Gambar 5.18 Tegangan pada Bidang A-A' dari Dinding Penahan Tanah

1) Momen Pasif terhadap titik O pada potongan A-A'

Tekanan tanah pasif adalah berat sendiri dinding yang dapat melawan akibat beban dan tanah timbunan yang mengakibatkan terjadinya penggulingan.

Tabel 5.16 Gaya Vertikal dan Gaya Momen terhadap Titik O pada Potongan A-A'

No	Berat $W$ (kN)	Jarak dari $O$ (m)	Momen ke $O$ (kN.m)
1	$0.4 \times 8.3 \times 24 = 79.68$	5.2	414.336
2	$0.5 \times 8.3 \times 5 \times 24 = 498$	3.333	1659.834
	$\Sigma V = 577.68$		$\Sigma M_W = 2074.17$

2) Momen Aktif tanah terhadap titik O pada potongan A-A'

Tekanan tanah Aktif akibat beban dan tanah timbunan yang mengakibatkan terjadinya penggulingan Berat (kN).

Tabel 5.17 Gaya Horizontal dan Gaya Momen terhadap Titik O pada Potongan A-A'

No	Tekanan Tanah Aktif (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kN.m)
1	$15 \times 4 \times 0.867 \times 4 = 52.02$	6.3	327.726
2	$0.5 \times 4^2 \times 17.601 \times 0.867 = 122.08$	5.633	687.676
3	$15 \times 4.3 \times 0.762 = 49.149$	2.15	105.67
4	$4.3^2 \times 17.601 \times 0.762 = 247.987$	2.15	533.172
5	$0.5 \times 4.3^2 \times 15.969 \times 0.762 = 112.496$	1.433	161.207
6	$-2 \times 17.65 \times 4 \times \sqrt{0.867} = -131.475$	6.3	-828.292
7	$-2 \times 10.98 \times 4.3 \times \sqrt{0.762} = -82.4287$	2.15	-257.747
	$\Sigma H = 369.829$		$\Sigma M_{gl} = 809.94$

## 3) Momen Pasif Counter Weight terhadap titik O pada potongan A-A'

Tekanan tanah pasif pada counter weight untuk menahan gaya geser dan gaya guling yang terjadi pada dinding penahan tanah.

Tabel 5.18 Gaya Horizontal dan Gaya Momen pada Counter Weight

No	Tekanan tanah pasif total, $P_u$ (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kN.m)
1	$0.5 \times 1.3^2 \times 24 \times 3 = 60.84$	0.433	26.364
	$\Sigma p_p = 60.84$		$\Sigma M = 26.364$

## 4) Momen akibat Gempa terhadap titik O pada potongan A-A'

Momen akibat gempa adalah momen yang terjadi akibat gempa yang menyebabkan berat tanah dan berat dinding penahan menjadi gaya horizontal terhadap gaya gravitasi.

$$W_{\text{tanah } 1} = A_1 \times \gamma_1 = 44 \times 17.601 = 774.444 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{tanah } 2} = A_2 \times \gamma_2 = 52.8 \times 15.969 = 843.163 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{cw}} = A_2 \times \gamma_2 = 3.67 \times 24 = 88.08 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{DPT}} = A_2 \times \gamma_2 = 24.27 \times 24 = 582.48 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma W_{\text{tanah}} = 774.444 + 843.163 = 1617.607 \text{ kN/m}$$

Tabel 5.19 Gaya Horizontal dan Gaya Momen Akibat Beban Gempa

No	Tekanan tanah aktif total, Pu (kN/m)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kN.m)
1	$(1617.607/9.81) \times 0.598 = 98.6064$	4.15	409.2165
2	$(582.48 /9.81) \times 0.598 = 35.507$	2.766	98.212
3	$-(1617.607/9.81) \times 0.598 = -98.6064$	4.15	-409.2165
4	$-(582.48 /9.81) \times 0.598 = -35.507$	2.766	-98.212
5	$-(88.08 /9.81) \times 0.598 = -5.369$	0.433	-2.325
$\sum P_{gempa} = -5.486$			$\sum M_{gmp} = -2.325$

Eksentrisitas pada titik B

$$Xe = \frac{\sum M_{total}}{\sum V} = \frac{(\sum M_w - \sum M_{gl} - \sum M_{gmp} + \sum M_{cw})}{\sum V}$$

$$= \frac{(2074.17 - 809.94 + 2.325 + 26.364)}{577.68} = 2.24m$$

$$\text{Eksentrisitas} = e = \frac{b}{2} - Xe = \frac{5.4}{2} - (2.24) = 0.46 \text{ m} < B/6 = 0.9$$

5) Tinjauan stabilitas terhadap tegangan Desak :

$$\sigma = \frac{V}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{577.68}{5.4} \left( 1 + \frac{6 \times 0.46}{5.4} \right) = 161.655 \text{ kN/m}^2 < \text{desak Beton}$$

$$\sigma = 161.655 \text{ kN/m}^2 < \text{desak Beton} = 3614.5 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga tinjauan stabilitas terhadap tegangan desak aman.

6) Tinjauan stabilitas terhadap tegangan Geser :

$$\tau = \frac{\text{total } H}{B} \leq \text{kuat geser ijin bahan dinding}$$

$$\tau = \frac{H}{B} = \frac{369.829 - 5.486 - 60.84}{5.4} = 56.204 \text{ kN/m}^2 < \text{geser beton} = 180.7 \text{ kN/m}^2$$

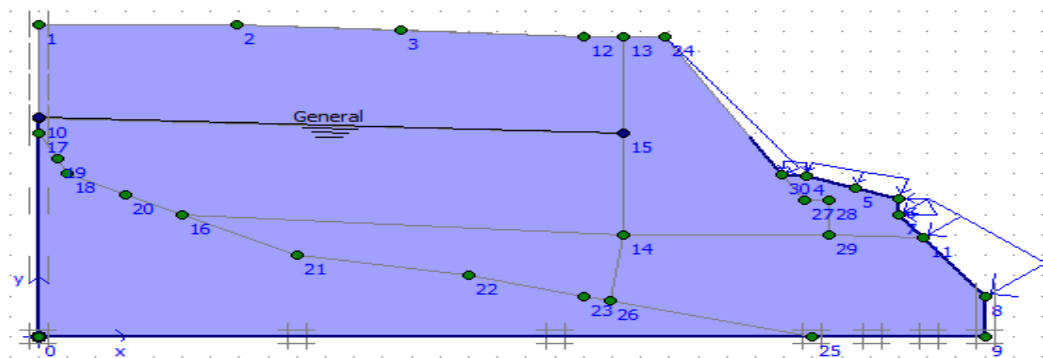
Sehingga tinjauan stabilitas terhadap tegangan aman.

### 5.3 PERMODELAN LERENG DENGAN MUKA AIR EKSTRIM

Permodelan lereng asli Sta 0 + 060 dengan kondisi muka air ekstrim yaitu kondisi naiknya muka air akibat tingginya curah hujan dan tidak berfungsinya drainase di badan dinding. kondisi muka air ekstrim diasumsikan oleh penulis pada elevasi 4 meter di bawah muka tanah setempat (Gambar 5.17) dengan



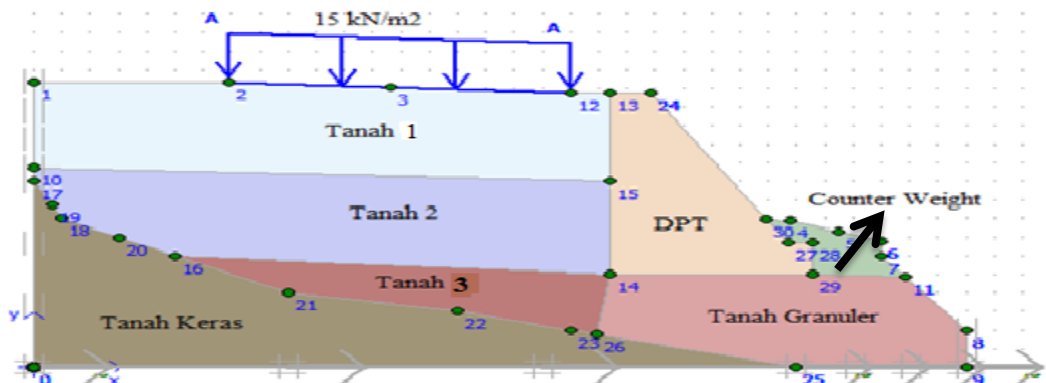
catatan kondisi tersebut di anggap ekstrim. kemudian dimasukkan ke dalam permodelan plaxis. Permodelan lereng pada kondisi ekstrim kemudian diberi beban sesuai dengan data di lapangan berupa data beban kendaraan dan beban gempa. Beban kendaraan menggunakan sistem beban A dalam sebesar  $15 \text{ kN/m}^2$  dengan panjang beban sepanjang 10 meter (lihat Tabel 5.2). beban gempa menggunakan interval waktu 25 detik, dengan asumsi telah melewati waktu percepatan puncak gempa (Gambar 5.5). Permodelan lereng dengan kondisi ekstrim dapat dilihat pada Gambar 5.19.



Gambar 5.19 Permodelan Plaxis 8.2 Kondisi Muka Air Ekstrem

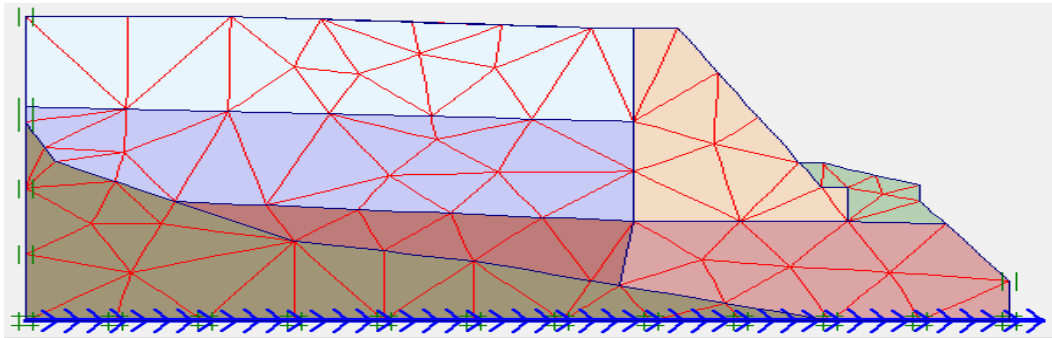
### 5.3.1 Permodelan Kondisi Muka Air Ekstrem dengan Beban Kendaraan

Permodelan lereng asli Sta 0 + 060 pada kondisi muka air ekstrim dengan beban kendaraan menggunakan sistem beban A dalam plaxis 8.2 sepanjang lebar jalan yaitu 10 meter, muka air dimodelkan berada pada elevasi 4 meter di bawah muka tanah setempat. Permodelan lereng dapat dilihat pada Gambar 5.20a dan pada Gambar 5.20a.

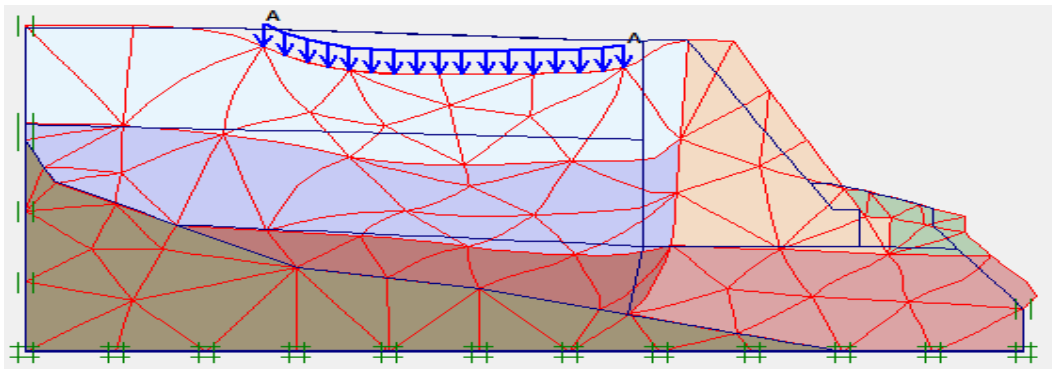


Gambar 5.20a Permodelan Lereng Asli pada Kondisi Ekstrem dengan Beban Kendaraan

Untuk hasil jaring elemen hingga (*meshing*) pada lereng asli sta.0+060 dengan adanya beban kendaraan dapat dilihat pada Gambar 5.20b. sedangkan untuk *deformed mesh* dengan beban kendaraan dapat dilihat pada Gambar 5.20c.

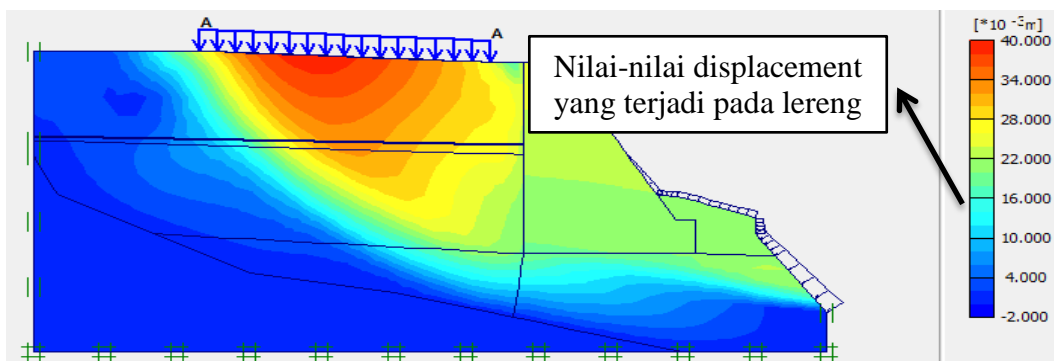


Gambar 5.20b Meshing pada Lereng Asli pada Kondisi Ekstrim dengan Beban Kendaraan

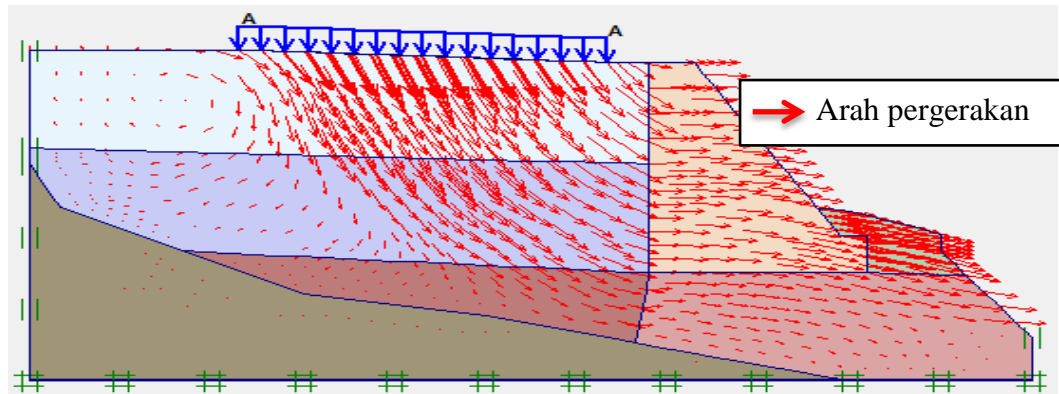


Gambar 5.20c *Deformed Mesh* pada Lereng Asli pada Kondisi Ekstrim dengan Beban Kendaraan

Besarnya total *displacements* pada lereng asli pada Kondisi Ekstrim Sta. 0+060 dengan beban kendaraan sebesar  $15 \text{ kN/m}^2$  adalah sebesar  $39.28 \times 10^{-3}$  meter.

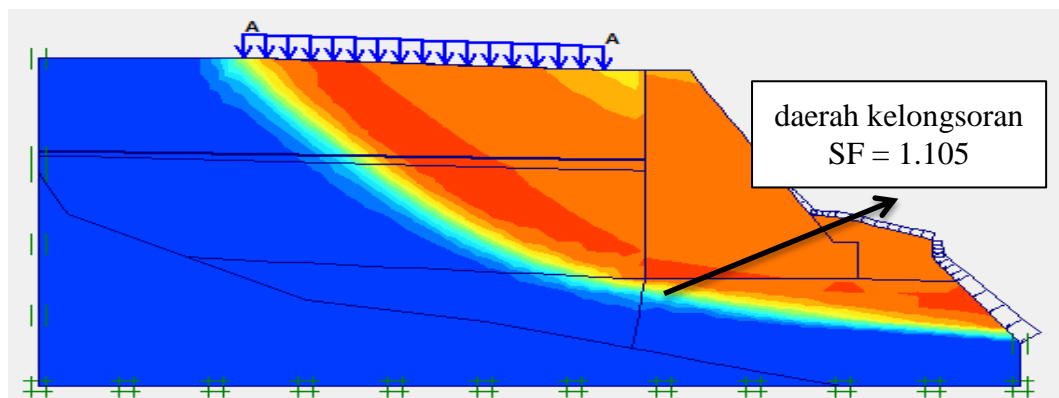


Gambar 5.20d *Total Displacement* pada Kondisi Ekstrim dengan Beban Kendaraan



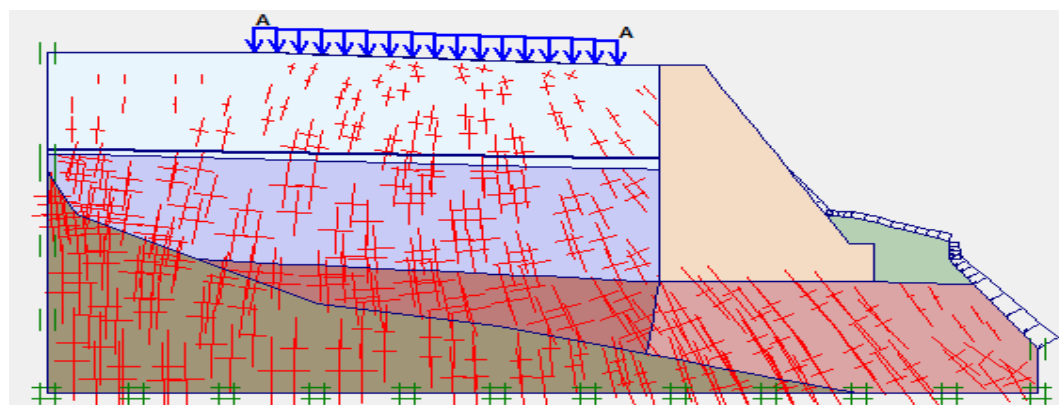
Gambar 5.20e Arah Pergerakan Tanah pada Kondisi Ekstrim dengan Beban Kendaraan

pada Gambar 5.20f menunjukkan daerah potensial keruntuhan pada dinding penahan tanah (DPT).



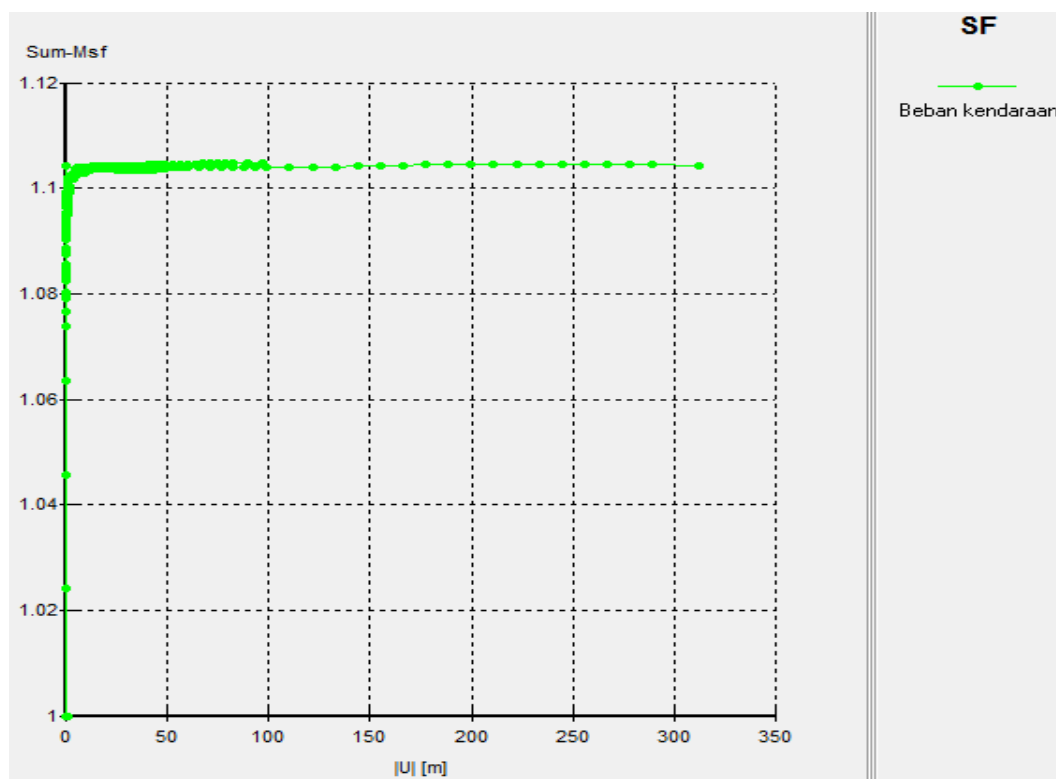
Gambar 5.20f Daerah Potensial Keruntuhan Lereng pada Kondisi Ekstrim dengan beban kendaraan

Besarnya nilai *effective stresses* pada lereng asli sta 0+060 dengan beban kendaraan adalah sebesar  $-233.75 \text{ kN/m}^2$  seperti tampak pada Gambar 5.20g.



Gambar 5.20g *Effective Stresses* pada Lereng pada Kondisi Ekstrim dengan beban kendaraan

Gambar 5.20h menunjukkan nilai angka safety factor (SF) pada lereng asli sta. 0+060 dengan beban kendaraan sebesar 1,105.

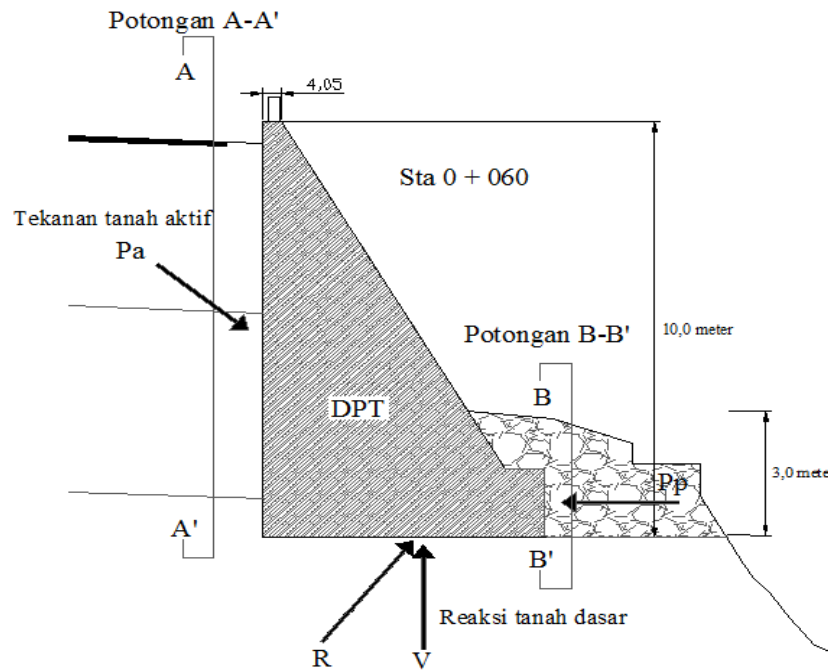


Gambar 5.20h Kurva SF Lereng pada Kondisi Ekstrim dengan Beban Kendaraan

### 5.3.1.1 Analisis Perhitungan Stabilitas Eksternal dari Keluaran Plaxis

Pada tinjauan perhitungan stabilitas eksternal dari keluaran program plaxis adalah stabilitas terhadap pergeseran, penggulingan dan kapasitas daya dukung tanah, dari keluaran plaxis didapatkan gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah yang dapat menyebabkan pergeseran, penggulingan dan penurunan tanah pada dasar fondasi kemudian dari gaya-gaya tersebut didapat *safety factor* pada eksternal dinding penahan tanah. Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan meliputi (Gambar 5.20):

- 1) Berat sendiri dinding penahan ( $W$ )
- 2) Gaya tekanan tanah aktif total tanah urug ( $P_a$ )
- 3) Gaya tekanan tanah pasif total di depan tanah urug ( $P_p$ )
- 4) Reaksi tanah dasar ( $R$ )



Gambar 5.21 Gaya-gaya yang Bekerja pada Dinding

1) Berat dinding penahan tanah ( $W$ )

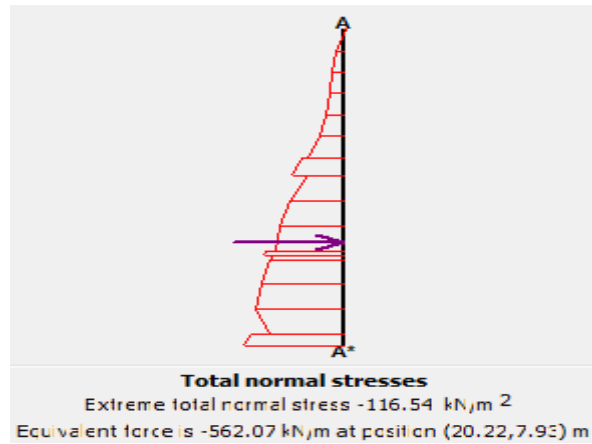
Hitungan-hitungan Gaya dari berat sendiri dinding penahan tanah ( $W$ ) dan momen terhadap kaki depan titik  $O$ .

Tabel 5.20 Gaya Vertikal dan Gaya Momen terhadap Kaki Depan (Titik  $O$ )

No	Berat $W$ (kN)	Jarak dari $O$ (m)	Momen ke $O$ (kN.m)
1	$0.4 \times 8.3 \times 24 = 79.68$	6.05	482.064
2	$0.5 \times 8.3 \times 5 \times 24 = 498$	4.1933	2088.2634
3	$1.7 \times 6.25 \times 24 = 255$	3.125	796.875
$\Sigma W = 832.68$			$\Sigma M = 3367.2024$

2) Gaya tekanan tanah aktif total tanah urug ( $P_a$ )

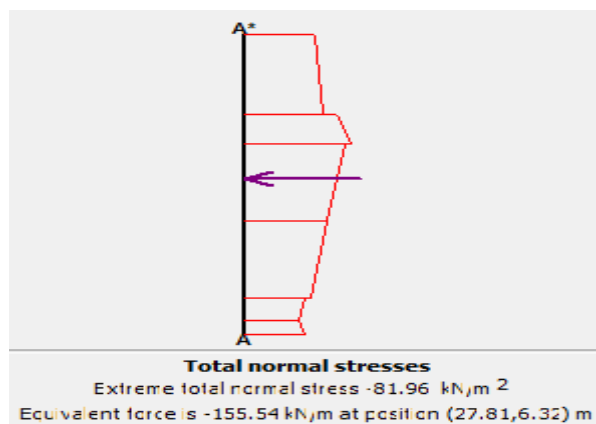
Tekanan tanah aktif total di dapat dari keluaran program plaxis 8.2 dengan menggunakan *tools cross section* kemudian di potong pada daerah tanah aktif, dari potongan tersebut di dapat tegangan total -562.07 kN/m pada tanah dengan jarak 3.37 meter dari dasar dinding, dapat dilihat pada Gambar 5.22.



Gambar 5.22 Tekanan Tanah Aktif yang Bekerja pada Dinding

3) Gaya tekanan tanah pasif total di depan tanah urug ( $P_p$ )

Tekanan tanah pasif total di dapat dari keluaran program plaxis 8.2 dengan menggunakan *tools cross section* kemudian di potong pada daerah tanah aktif, dari potongan tersebut di dapat tegangan total -155.54 kN/m pada tanah dengan jarak 1.42 meter dari dasar fondasi, dapat dilihat pada Gambar 5.23.



Gambar 5.23 Tekanan Tanah Pasif yang Bekerja pada Counter Weight

4) Reaksi tanah dasar ( $R$ )

Tahanan geser pada dinding sepanjang  $B = 6.25$  m, dihitung dengan menganggap dasar dinding sangat kasar, sehingga sudut gesek  $\delta_b = \varphi$  dan  $c_d = c_2$ :

$$\begin{aligned} \sum R_h &= c_d B + \sum W t g \delta_b = (10 \times 6.25) + (832.68 \times t g 30^\circ) \\ &= 543.25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Perhitungan stabilitas eksternal pada dinding penahan tanah diuraikan pada uraian dibawah ini:

- 1) Stabilitas terhadap pergeseran

$$F_{gs} = \frac{\sum R_h + Pp}{\sum P_a} = \frac{543.25 + 155.54}{562.07} = 1.243 < 2 \text{ (TIDAK AMAN)}$$

- 2) Stabilitas terhadap penggulingan

$$F_{gl} = \frac{\sum M_W}{\sum M_{gl}} = \frac{3367.2024 + (155.54 \times 1.42)}{(562.07 \times 3.37)} = 1.894 < 2 \text{ (TIDAK AMAN)}$$

- 3) Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Kapasitas dukung ultimit dihitung dengan menggunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975) untuk beban miring dan eksentris:

$$x_e = \frac{\sum M_W - \sum M_{gl}}{\sum W} = \frac{3367.2024 - (562.07 \times 3.37)}{832.68} = 1.769 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x_e = \frac{6.25}{2} - 1.769 = 1.356 \text{ m} > B/6 = 6.25/6 = 1.042 \text{ m}$$

Lebar efektif:  $B' = B - 2e = 6.25 - (2 \times 1.042) = 4.166 \text{ m}$

$$A' = B' \times 1 = 4.166 \times 1 = 4.166 \text{ m}^2$$

Gaya horizontal:  $H = 562.07 \text{ kN}$  dan gaya vertikal:  $V = 832.68 \text{ kN}$ .

Faktor kemiringan beban:

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

$$i_q = \left[ 1 - \frac{0.5 \times 562.07}{832.68 + 4.166 \times 10 \times \text{ctg} 30} \right]^5 = 0.7245$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / N_c \text{tg} \varphi \\ = 0.7245 - (1 - 0.7245) / 30.14 \text{tg} 30 = 0.7086$$

Catatan:  $N_c \text{tg} \varphi = N_q - 1$

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

$$i_y = \left[ 1 - \frac{0.7 \times 562.07}{832.68 + 4.166 \times 10 \times \text{ctg} 30} \right]^5 = 0.633$$

Untuk  $\varphi_2 = 30^\circ$ ,  $N_q = 18,40$ ;  $N_c = 30,14$ ; dan  $N_\gamma = 15,07$

Kapasitas dukung ultimit untuk fondasi di permukaan menurut Hansen ( $D_f = 0$ , faktor kedalaman  $d_c = d_q = d_\gamma = 1$ , faktor bentuk  $s_c = s_q = s_\gamma = 1$ ):

$$\begin{aligned} q_u &= i_c c_2 N_c + i_y 0,5 B' \gamma_{b2} N_\gamma \\ &= (0,7086 \times 10 \times 30,14) + (0,633 \times 0,5 \times 4,166 \times 20 \times 15,07) \\ &= 610,979 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Bila dihitung dengan berdasarkan lebar fondasi efektif (lebar fondasi efektif), yaitu tekanan fondasi ke tanah dasar terbagi rata secara sama, maka:

$$q' = \frac{V}{B'} = \frac{832,68}{4,166} = 199,8752 \text{ kN/m}^2$$

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung:

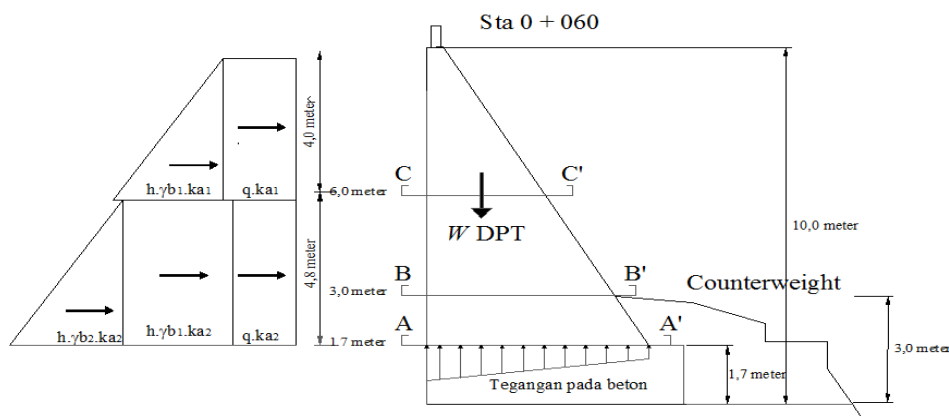
$$F = \frac{q_u}{q'} = \frac{610,979}{199,8752} = 3,057 > 3 \text{ (OK)}$$

### 5.3.1.2 Analisis Stabilitas Internal Struktur Menggunakan Program Plaxis

Dalam menganalisis stabilitas internal pada dinding penahan tanah dengan menggunakan program plaxis dapat ditinjau dari tiap potongan tampangnya yaitu 1.7 m dari dasar dinding, 3 meter dari dasar dinding dan 6 meter dari dasar dinding. tinjauan ini untuk mencari stabilitas terhadap tegangan desak atau tarik dan tegangan geser.

#### A. Tinjauan terhadap potongan A-A'

Berikut struktur dinding penahan tanah pada potongan A-A' beserta diagram tekanan tanah lateral pada Gambar 5.24.

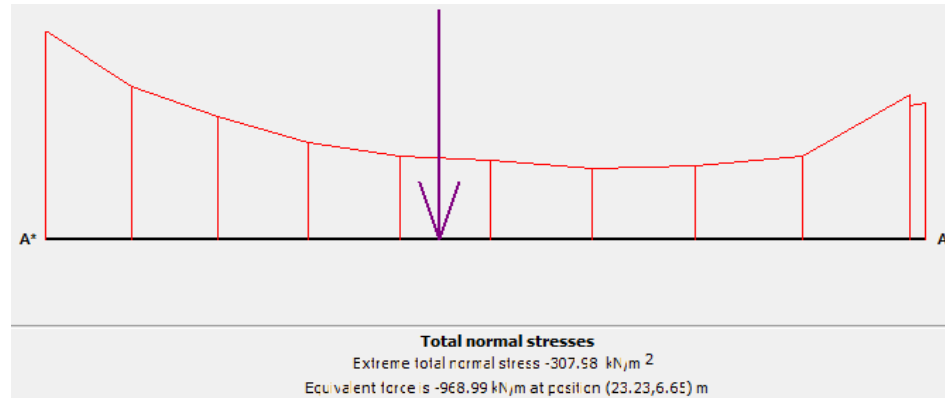


Gambar 5.24 Potongan A-A', B-B dan C-C' Beserta Diagram Tekanan Tanah Lateral



1) Tinjauan stabilitas terhadap tegangan Tarik atau Desak :

Tegangan beton dari hasil keluaran plaxis menunjukkan hasil tegangan desak sebesar  $-307.58 \text{ kN/m}^2$ , hasil keluran desak beton dapat dilihat pada Gambar 5.24 dan Tabel keluaran plaxis dapat dilihat pada Tabel 5.25.



Gambar 5.25 Potongan A-A' *Total normal stresses*

Tabel 5.21 Hasil *Total Normal Stress*

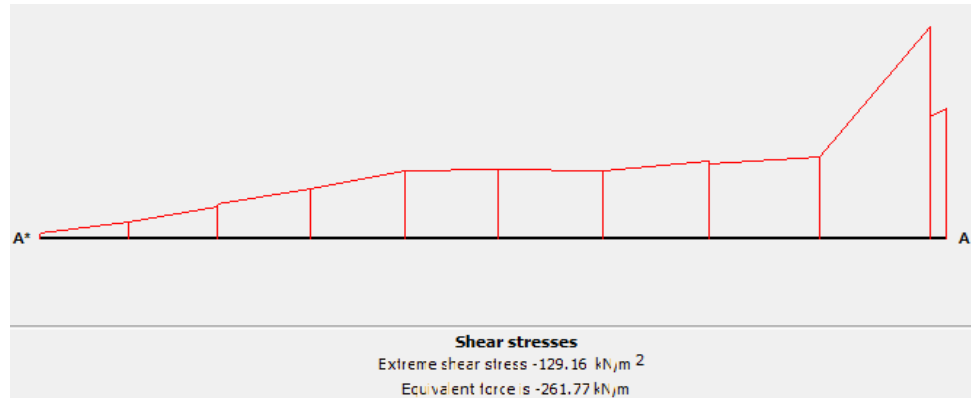
X [m]	Y [m]	$\sigma_N$ [kN/m <sup>2</sup> ]
26.73	6.65	-202.03
26.61	6.65	-198.53
26.61	6.65	-214.66
25.84	6.65	-122.82
25.07	6.65	-109.63
25.07	6.65	-108.93
24.33	6.65	-106.19
23.60	6.65	-116.70
23.60	6.65	-116.94
22.94	6.65	-124.48
22.29	6.65	-144.70
21.64	6.65	-181.43
21.64	6.65	-181.44
21.02	6.65	-227.26
20.40	6.65	-307.98

$$\sigma_{desak} = -307.58 \text{ kN/m}^2 < \text{desak beton} = 3614.5 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga tinjauan stabilitas terhadap tegangan desak aman.

2) Tinjauan stabilitas terhadap tegangan geser :

Tegangan geser hasil keluaran plaxis menunjukkan hasil shear stress sebesar  $-129.16 \text{ kN/m}^2$ , hasil keluran plaxis dapat dilihat pada Gambar 5.25 dan Tabel keluaran plaxis dapat dilihat pada Tabel 5.26.



Gambar 5.26 Potongan A-A' *extreme shear stress*

Tabel 5.22 Hasil *Shear Stresses*

X [m]	Y [m]	$\tau$ [kN/m <sup>2</sup> ]
26.73	6.65	-79.68
26.61	6.65	-74.50
26.61	6.65	-129.16
25.84	6.65	-49.99
25.07	6.65	-46.09
25.07	6.65	-47.31
24.33	6.65	-42.05
23.60	6.65	-42.87
23.60	6.65	-42.40
22.94	6.65	-42.07
22.29	6.65	-30.87
21.64	6.65	-21.50
21.64	6.65	-20.10
21.02	6.65	-10.85
20.40	6.65	-3.48

$$\tau = -129.16 \text{ kN/m}^2 < \text{geser beton} = 180.7 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga tinjauan stabilitas terhadap tegangan geser aman.

### B. Perbandingan hasil stabilitas internal menggunakan program plaxis

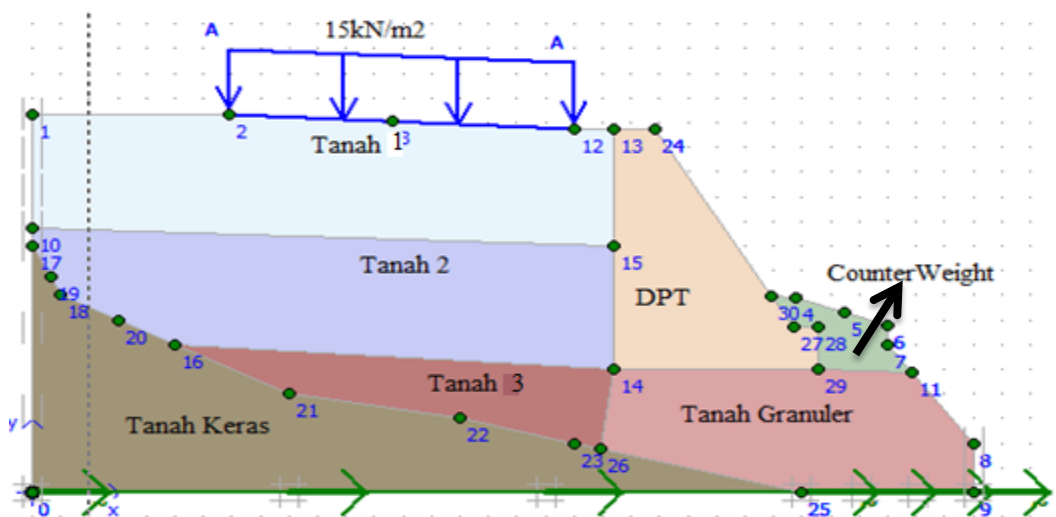
Berikut hasil keluaran analisis stabilitas internal dinding penahan tanah menggunakan program plaxis 8.2 yang ditinjau dari potongan A-A', potongan B-B' dan Potongan C-C' Gambar 5.23. Hasil keluaran analisis stabilitas internal dinding penahan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.23.

Tabel 5.23 Hasil Keluaran Analisis Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah

Potongan	Stabilitas terhadap Geser (kN/m <sup>2</sup> )	Ket	Stabilitas terhadap (kN/m <sup>2</sup> )		Ket
			Desak	Tarik	
A-A'	-129.16 < 180.7	Aman	307.58 < 3614.5	-	Aman
B-B'	-67.87 < 180.7	Aman	-	-229.84 < 361,5	Aman
C-C'	-19.78 < 180.7	Aman	-	-168.52 < 361,5	Aman

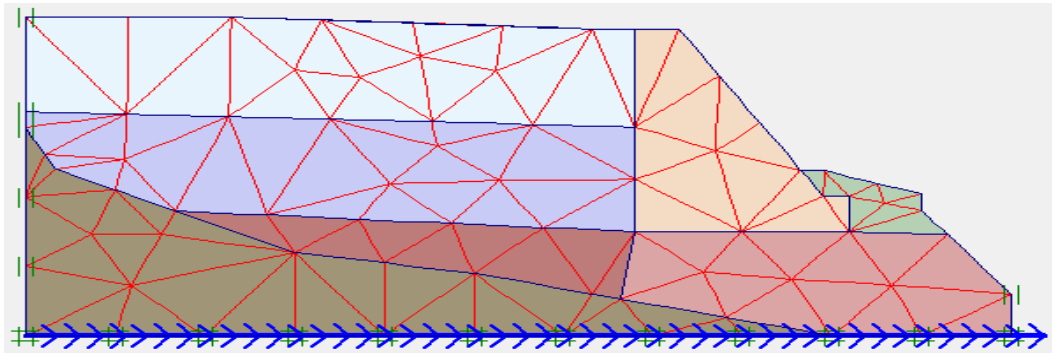
### 5.3.2 Permodelan Kondisi Muka Air Ekstrim dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

Permodelan lereng asli Sta 0 + 060 pada kondisi muka air ekstrim dengan beban kendaraan dan beban gempa, beban gempa dalam plaxis 8.2 dimodelkan dengan memasukan data SMC berupa grafik percepatan dan waktu gempa. Permodelan lereng dapat dilihat pada Gambar 5.27a.

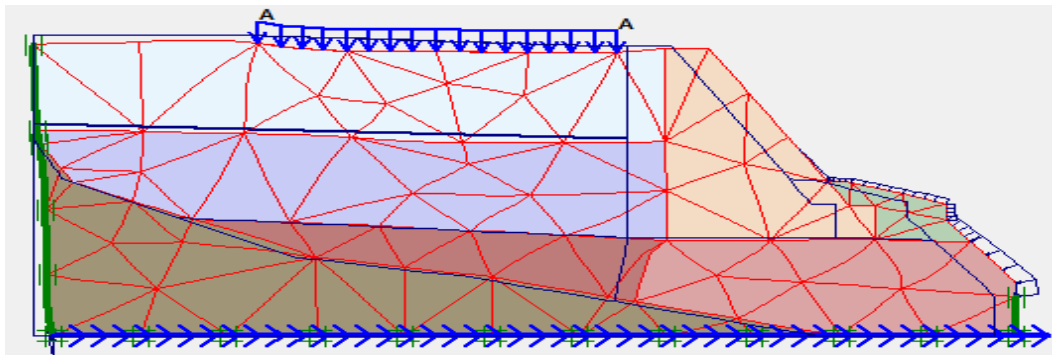


Gambar 5.27a Permodelan Lereng Asli pada Kondisi Ekstrim dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

Untuk hasil jaring elemen hingga (*meshing*) pada lereng asli sta.0+060 dengan adanya beban kendaraan dapat dilihat pada Gambar 5.27b. sedangkan untuk *deformed mesh* dengan beban kendaraan dapat dilihat pada Gambar 5.27c.

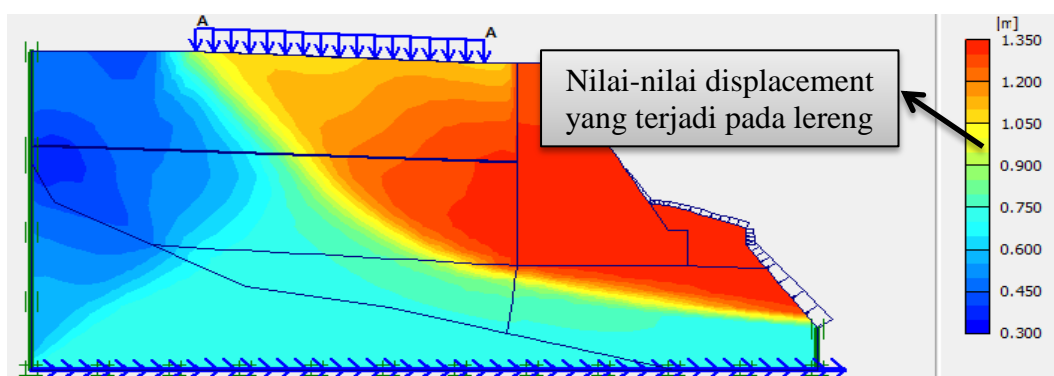


Gambar 5.27b Meshing pada Lereng Asli pada Kondisi Ekstrim dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

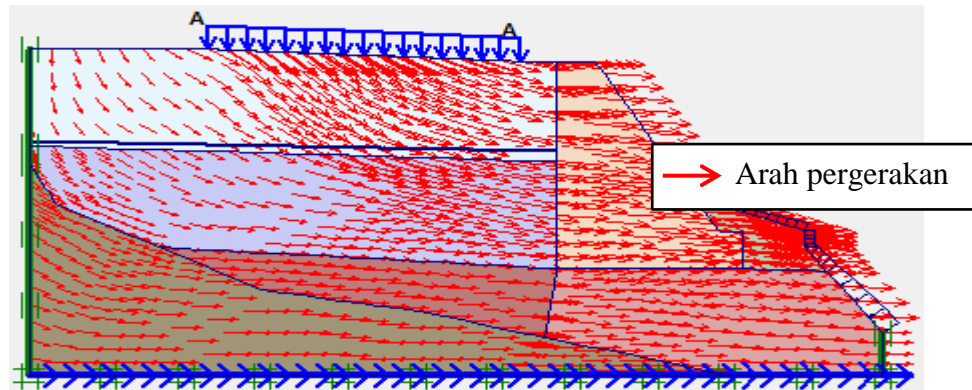


Gambar 5.27c *Deformed Mesh* pada Lereng Asli pada Kondisi Ekstrim dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

Besarnya total *displacements* pada lereng asli lereng asli Sta. 0+060 dengan kondisi ekstrim adalah sebesar 1.23 meter.

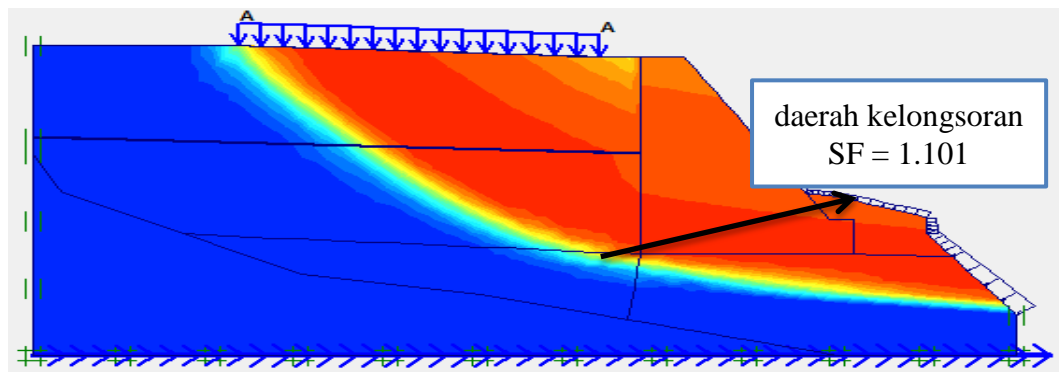


Gambar 5.27d *Total Displacement* pada Kondisi Ekstrim dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa



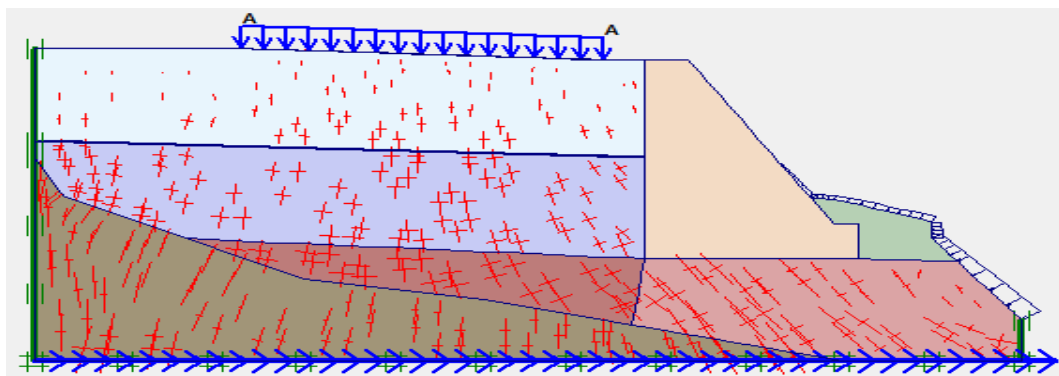
Gambar 5.27e Arah Pergerakan tanah pada Kondisi Ekstrim dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

pada Gambar 5.27g menunjukkan daerah potensial keruntuhan pada dinding penahan tanah (DPT).



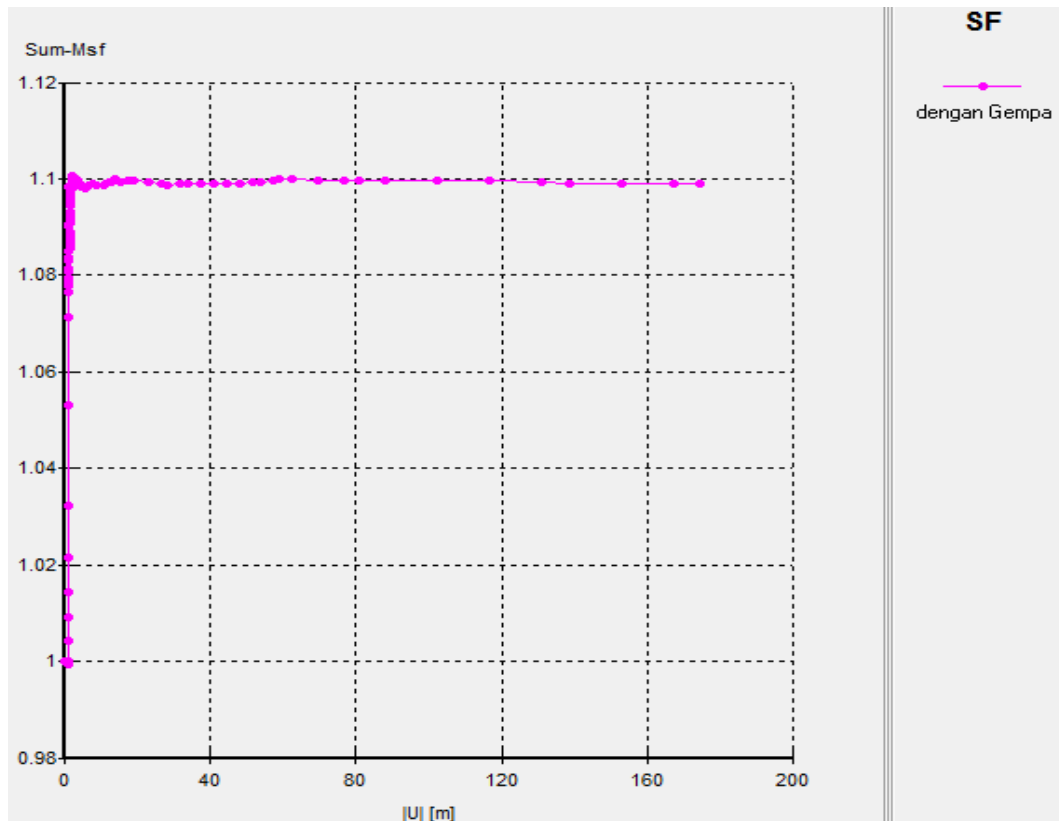
Gambar 5.27f Daerah Potensial Keruntuhan pada Kondisi Ekstrim dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

Besarnya nilai *effective stresses* pada lereng asli sta 0+060 dengan beban kendaraan adalah sebesar  $-261.22\text{kN/m}^2$  seperti tampak pada Gambar 5.27h.



Gambar 5.27g *Effective Stresses* pada Lereng pada Kondisi Ekstrim dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

Gambar 5.27i menunjukkan nilai angka safety factor (SF) pada lereng asli sta. 0+060 pada kondisi ekstrim sebesar 1,101.

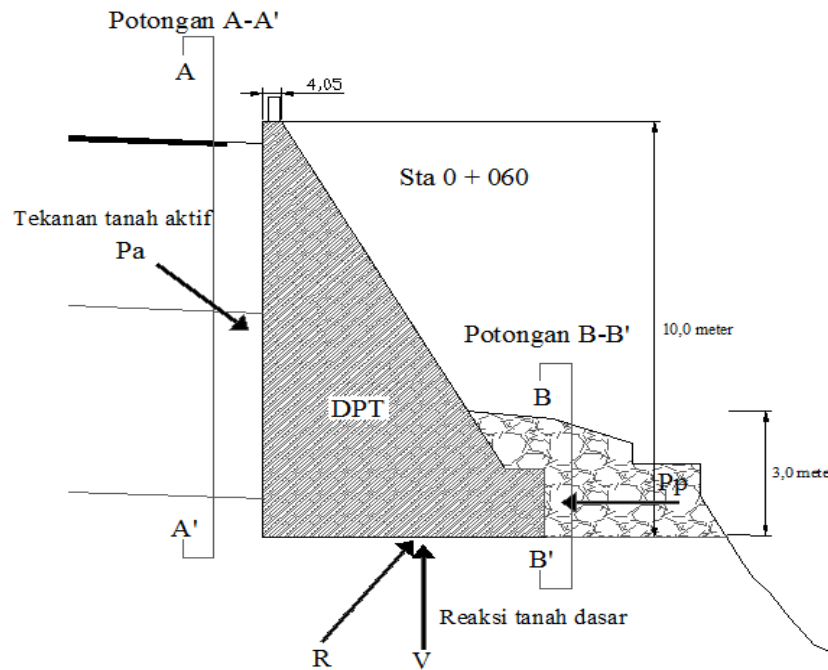


Gambar 5.27h Kurva SF Lereng pada Kondisi Ekstrim dengan Beban Kendaraan dan Beban Gempa

### 5.3.2.1 Analisis Perhitungan Stabilitas Eksternal dari Keluaran Plaxis

Pada tinjauan perhitungan stabilitas eksternal dari keluaran program plaxis adalah stabilitas terhadap pergeseran, penggulingan dan kapasitas daya dukung tanah, dari keluaran plaxis didapatkan gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah yang dapat menyebabkan pergeseran, penggulingan dan penurunan tanah pada dasar fondasi kemudian dari gaya-gaya tersebut didapat *safety factor* pada eksternal dinding penahan tanah. Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan meliputi (Gambar 5.28):

- 1) Berat sendiri dinding penahan ( $W$ )
- 2) Gaya tekanan tanah aktif total tanah urug ( $P_a$ )
- 3) Gaya tekanan tanah pasif total di depan tanah urug ( $P_p$ )
- 4) Reaksi tanah dasar ( $R$ )



Gambar 5.28 Gaya-gaya yang Bekerja pada Dinding

1) Berat dinding penahan tanah ( $W$ )

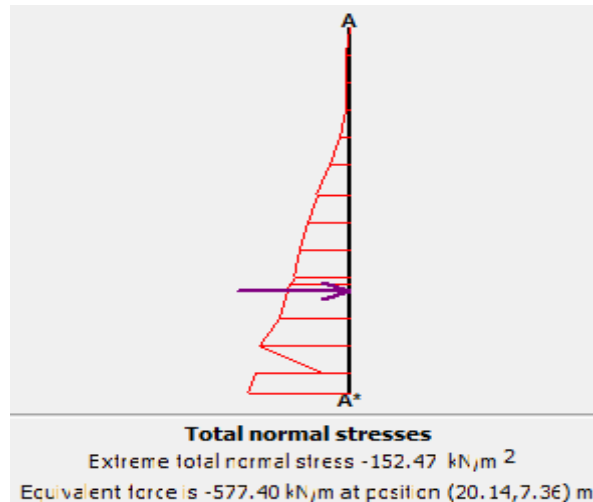
Hitungan-hitungan Gaya dari berat sendiri dinding penahan tanah ( $W$ ) dan momen terhadap kaki depan titik  $O$ .

Tabel 5.24 Gaya Vertikal dan Gaya Momen terhadap Kaki Depan (Titik  $O$ )

No	Berat $W$ (kN)	Jarak dari $O$ (m)	Momen ke $O$ (kN.m)
1	$0.4 \times 8.3 \times 24 = 79.68$	6.05	482.064
2	$0.5 \times 8.3 \times 5 \times 24 = 498$	4.1933	2088.2634
3	$1.7 \times 6.25 \times 24 = 255$	3.125	796.875
$\sum W = 832.68$			$\sum M = 3367.2024$

2) Gaya tekanan tanah aktif total tanah urug ( $P_a$ )

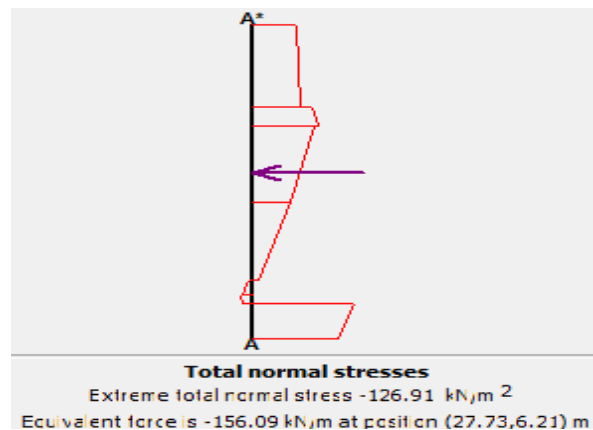
Tekanan tanah aktif total di dapat dari keluaran program plaxis 8.2 dengan menggunakan *tools cross section* kemudian di potong pada daerah tanah aktif, dari potongan tersebut di dapat tegangan total  $-577.40$  kN/m pada tanah dengan jarak 3.37 meter dari dasar dinding, dapat dilihat pada Gambar 5.29.



Gambar 5.29 Tekanan Tanah Aktif yang Bekerja pada Dinding

3) Gaya tekanan tanah pasif total di depan tanah urug ( $P_p$ )

Tekanan tanah pasif total di dapat dari keluaran program plaxis 8.2 dengan menggunakan *tools cross section* kemudian di potong pada daerah tanah aktif, dari potongan tersebut di dapat tegangan total -156.09 kN/m pada tanah dengan jarak 1.42 meter dari dasar fondasi, dapat dilihat pada Gambar 5.30.



Gambar 5.30 Tekanan Tanah Pasif yang Bekerja pada *Counter Weight*

4) Reaksi tanah dasar ( $R$ )

Tahanan geser pada dinding sepanjang  $B = 6.25$  m, dihitung dengan menganggap dasar dinding sangat kasar, sehingga sudut gesek  $\delta_b = \varphi$  dan  $c_d = c_2$ :

$$\begin{aligned}\sum R_h &= c_d B + \sum W t g \delta_b = (10 \times 6.25) + (832.68 \times t g 30^\circ) \\ &= 543.25 \text{ kN/m}\end{aligned}$$



Perhitungan stabilitas eksternal pada dinding penahan tanah diuraikan pada uraian dibawah ini:

- 1) Stabilitas terhadap pergeseran

$$F_{gs} = \frac{\sum R_h + Pp}{\sum P_a} = \frac{543.25 + 156.09}{577.40} = 1.211 < 2 \text{ (TIDAK AMAN)}$$

- 2) Stabilitas terhadap penggulingan

$$F_{gl} = \frac{\sum M_W}{\sum M_{gl}} = \frac{3367.2024 + (156.09 \times 1.42)}{(577.40 \times 3.37)} = 1.844 < 2 \text{ (TIDAK AMAN)}$$

- 3) Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Kapasitas dukung ultimit dihitung dengan menggunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975) untuk beban miring dan eksentris:

$$x_e = \frac{\sum M_W - \sum M_{gl}}{\sum W} = \frac{3367.2024 - (577.40 \times 3.37)}{832.68} = 1.707 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x_e = \frac{6.25}{2} - 1.707 = 1.418 \text{ m} > B/6 = 6.25/6 = 1.042 \text{ m}$$

Lebar efektif:  $B' = B - 2e = 6.25 - (2 \times 1.042) = 4.166 \text{ m}$

$$A' = B' \times 1 = 4.166 \times 1 = 4.166 \text{ m}^2$$

Gaya horizontal:  $H = 577.40 \text{ kN}$  dan gaya vertikal:  $V = 832.68 \text{ kN}$ .

Faktor kemiringan beban:

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

$$i_q = \left[ 1 - \frac{0.5 \times 577.40}{832.68 + 4.166 \times 10 \times \text{ctg} 30} \right]^5 = 0.718$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / N_c \text{tg} \varphi \\ = 0.718 - (1 - 0.718) / 30.14 \text{tg} 30 = 0.7018$$

Catatan:  $N_c \text{tg} \varphi = N_q - 1$

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

$$i_y = \left[ 1 - \frac{0.7 \times 507.15}{832.68 + 4.166 \times 10 \times \text{ctg} 30} \right]^5 = 0.625$$

Untuk  $\varphi_2 = 30^\circ$ ,  $N_q = 18,40$ ;  $N_c = 30,14$ ; dan  $N_\gamma = 15,07$

Kapasitas dukung ultimit untuk fondasi di permukaan menurut Hansen ( $D_f = 0$ , faktor kedalaman  $d_c = d_q = d_\gamma = 1$ , faktor bentuk  $s_c = s_q = s_\gamma = 1$ ):

$$\begin{aligned} q_u &= i_c c_2 N_c + i_\gamma 0,5 B' \gamma_{b2} N_\gamma \\ &= (0.7018 \times 10 \times 30.14) + (0.625 \times 0.5 \times 4.166 \times 20 \times 15.07) \\ &= 603.907 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Bila dihitung dengan berdasarkan lebar fondasi efektif (lebar fondasi efektif), yaitu tekanan fondasi ke tanah dasar terbagi rata secara sama, maka:

$$q' = \frac{V}{B'} = \frac{832.68}{4.166} = 199.8752 \text{ kN/m}^2$$

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung:

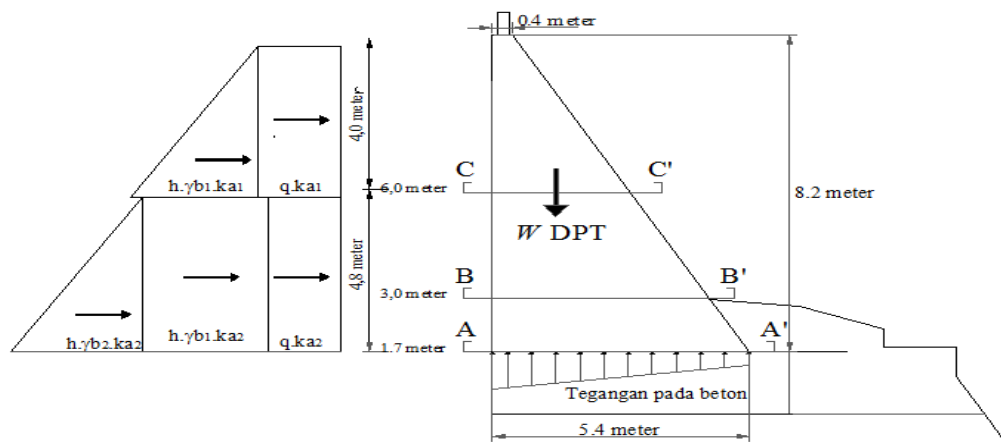
$$F = \frac{q_u}{q'} = \frac{603.907}{199.8752} = 3.0214 > 3 \text{ (AMAN)}$$

### 5.3.2.2 Analisis Stabilitas Internal Struktur Menggunakan Program Plaxis

Dalam menganalisis stabilitas internal pada dinding penahan tanah dapat ditinjau dari tiap potongan tampangnya, tinjauan ini meliputi stabilitas terhadap tegangan desak, tegangan geser dan tegangan tarik.

#### A) Tinjauan terhadap potongan A-A'

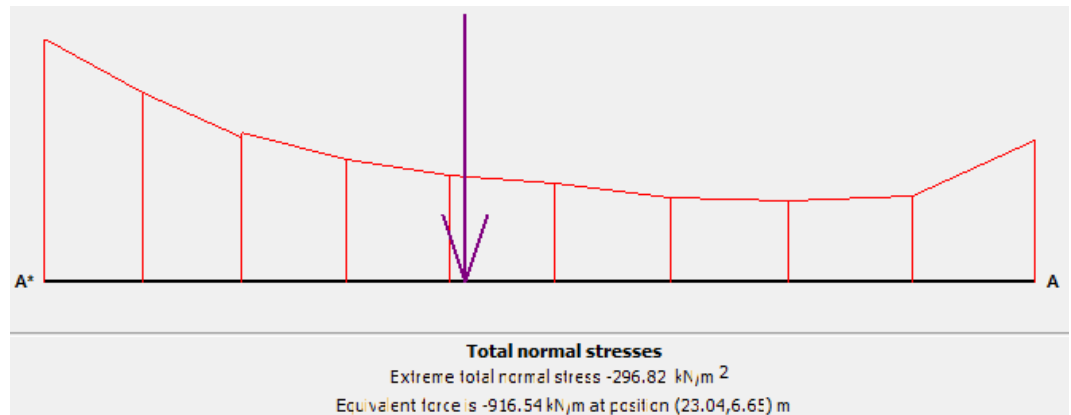
Berikut struktur dinding penahan tanah pada potongan A-A' beserta diagram tekanan tanah lateral pada Gambar 5.30.



Gambar 5.31 Potongan A-A' Beserta Diagram Tekanan Tanah Lateral

1) Tinjauan stabilitas terhadap tegangan Desak :

Tegangan desak beton dari hasil keluaran plaxis menunjukkan hasil shear stress sebesar  $-285.77 \text{ kN/m}^2$ , hasil keluran desak beton dapat dilihat pada Gambar 5.32 dan Tabel keluaran plaxis dapat dilihat pada Tabel 5.25.



Gambar 5.32 Potongan A-A' *Total normal stresses*

Tabel 5.25 Hasil *Total Normal Stress*

X [m]	Y [m]	$\sigma_N$ [kN/m <sup>2</sup> ]
26.61	6.65	-173.60
25.84	6.65	-106.10
25.07	6.65	-99.62
25.07	6.65	-98.82
24.33	6.65	-103.53
23.60	6.65	-120.43
23.60	6.65	-121.31
22.94	6.65	-130.53
22.29	6.65	-149.52
21.64	6.65	-183.70
21.64	6.65	-176.32
21.02	6.65	-231.80
20.40	6.65	-296.82
26.61	6.65	-173.60
25.84	6.65	-106.10

$$\sigma_{desak} = -296.54 \text{ kN/m}^2 < \text{desak Beton} = 3614.5 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga tinjauan stabilitas terhadap tegangan desak aman

2) Tinjauan stabilitas terhadap tegangan geser :

Tegangan geser hasil keluaran plaxis menunjukkan hasil shear stress sebesar  $-105.68 \text{ kN/m}^2$ , hasil keluran plaxis dapat dilihat pada Gambar 5.33 dan Tabel keluaran plaxis dapat dilihat pada Tabel 5.26.



Gambar 5.33 Potongan A-A' *extreme shear stress*

Tabel 5.26 Hasil *Shear Stresses*

X [m]	Y [m]	$\tau$ [kN/m <sup>2</sup> ]
26.69	6.71	-105.68
25.90	6.71	-41.69
25.11	6.71	-39.78
25.11	6.71	-40.41
24.35	6.71	-38.56
23.58	6.71	-42.09
23.58	6.71	-42.39
22.90	6.71	-44.57
22.22	6.71	-36.66
21.55	6.71	-27.72
21.55	6.71	-27.08
20.97	6.71	-22.02
20.40	6.71	-0.40

$$\tau = -105.68 \text{ kN/m}^2 < \text{geser beton} = 180.7 \text{ kN/m}^2$$

Sehingga tinjauan stabilitas terhadap tegangan geser aman.

B) Perbandingan hasil stabilitas internal menggunakan program plaxis

Berikut hasil keluaran analisis stabilitas internal dinding penahan tanah menggunakan program plaxis 8.2 yang ditinjau dari potongan A-A', potongan B-B' dan Potongan C-C'. Hasil keluaran analisis stabilitas internal dinding penahan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.27.

Tabel 5.27 Hasil Keluaran Analisis Stabilitas Internal Dinding Penahan Tanah

Potongan	Stabilitas terhadap Geser (kN/m <sup>2</sup> )	Ket	Stabilitas terhadap (kN/m <sup>2</sup> )		Ket
			Desak	Tarik	
A-A'	-105.68 < 180.7	Aman	285.77 < 3614.5	-	Aman
B-B'	-47.83 < 180.7	Aman	231.64 < 3614.5	-	Aman
C-C'	-17.56 < 180.7	Aman	-	-128.60 < 361,5	Aman

## 5.5 HASIL ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Analisis stabilitas internal dan eksternal pada Dinding Penahan Tanah (DPT) yang berada di jalan Wonosari Km 17 piyungan di sta 00+060 menggunakan program plaxis 8.2 dipemodelkan pada dua kondisi muka air yaitu muka air normal dan muka air ekstrim dan pada dua kondisi tersebut di permodelkan dengan beban kendaraan dan beban gempa. Hasil permodelan dengan menggunakan plaxis 8.2 tersebut akan didapatkan *safety factor* lereng, stabilitas eksternal dan internal.

Pada nilai angka aman (SF) pada kondisi muka air normal yang diperoleh dari permodelan plaxis 8.2 pada lereng kondisi DPT dengan beban kendaraan sebesar 1,153 dan pada lereng kondisi DPT dengan beban kendaraan dan beban gempa sebesar 1,145. Sedangkan hasil permodelan pada kondisi muka air ekstrim yang diperoleh dari permodelan plaxis 8.2 pada lereng kondisi DPT dengan beban kendaraan sebesar 1,105 dan dengan pada lereng kondisi DPT dengan beban kendaraan dan beban gempa sebesar 1,101. Permodelan plaxis 8.2 menunjukkan bahwa bidang longsor terdapat pada elevasi 11 meter tepat di bawah pondasi DPT, hal ini menunjukkan bahwa keadaan kondisi DPT tersebut tidak aman terhadap terjadinya kelongsoran karena letak DPT yang berada di atas bidang kelongsoran akan menambah beban pada lereng.

Hasil stabilitas eksternal dinding penahan tanah pada kondisi muka air normal di analisis secara manual dan hasil analisis stabilitas eksternal dinding penahan tanah pada kondisi muka air ekstrim di analisis dari keluaran plaxis, didapatkan hasil stabilitas eksternal pada kondisi muka air ekstrim lebih besar di bandingkan pada muka air normal, perbedaan analisis stabilitas eksternal disebabkan oleh cara menganalisis stabilitas yaitu dengan analisis manual dan analisis hasil keluaran plaxis dan karena adanya tanah keras pada lereng yang tidak dapat analisis secara manual maka terjadi perbedaan tekanan tanah lateral antara analisis manual dan analisis program yang menyebabkan stabilitas eksternal pada muka air ekstrim lebih besar dari pada muka air normal. Hasil analisis stabilitas eksternal dapat dilihat pada Tabel 5.28 dan Tabel 5.29.

Hasil stabilitas internal dinding penahan tanah pada kondisi muka air normal dan pada kondisi muka air ekstrim menggunakan program plaxis 8.2 di dapatkan tegangan yang terjadi pada potongan A-A' pada kondisi muka air normal dan pada muka air ekstrim, besarnya tegangan tersebut di pengaruhi oleh naiknya muka air tanah karena adanya berat jenis air pada lereng menyebabkan tegangan pada tanah lereng bertambah dan arah gerak gempa. Stabilitas internal dinding penahan tanah pada kondisi muka air ekstrim yang dimodelkan pada 2 kondisi yaitu dengan kondisi tanpa gempa dan kondisi dengan beban gempa, pada kondisi dengan beban gempa tegangan yang terjadi pada dinding penahan tanah lebih kecil dibandingkan dengan kondisi tanpa beban gempa, perbedaan tegangan tersebut dikarenakan arah gerak gempa yang lebih condong mengarah ke belakang dinding penahan tanah sehingga dapat melawan tegangan yang terjadi pada tanah.

Hasil pembahasan diatas dapat disimpulkan bahwa pengaruh naiknya muka air tanah terhadap *safety factor* lereng, stabilitas internal dan stabilitas eksternal dinding penahan tanah adalah dapat mengurangi *safety factor* lereng karena berat jenis air dapat menambah beban terhadap lereng, pada stabilitas eksternal dinding penahan tanah walaupun stabilitas hitungan manual pada kondisi muka air normal lebih kecil dari pada kondisi muka air ekstrim dapat dilihat bahwa kekurangan pada hitungan manual dapat diketahui oleh peneliti, dan pada stabilitas internal dinding penahan tanah pengaruh kenaikan muka air hingga

kondisi ekstrim tidak menyebabkan kondisi struktur dinding penahan tanah mengalami kritis

Tabel 5.28 Hasil Analisis Stabilitas Internal dan Eksternal Dinding pada Muka Air Normal

Analisis Hasil	Muka Air Normal				Syarat
	tanpa Gempa	Ket.	dengan Gempa	Ket.	
SF Lereng Plaxis 8.2	1.153	tdk aman	1.145	tdk aman	SF > 2
Sta. Eksternal manual					
Pergeseran	1.2424	tdk aman	1.263	tdk aman	SF > 2
Penggulingan	1.893	tdk aman	1.903	tdk aman	SF > 2
Daya Dukung	2.9427	tdk aman	3.0105	Aman	SF > 3
Sta. Internal Plaxis					
Teg. Desak	294.61	Aman	306.24	Aman	< 3614.5 kN/m <sup>2</sup>
Teg. Tarik	-	-	-	-	< 361,5 kN/m <sup>2</sup>
Teg. Geser	116.11	Aman	127.97	Aman	< 180.7 kN/m <sup>2</sup>
Sta. Internal Manual					
Teg. Desak	149.7689	Aman	161.655	Aman	< 3614.5 kN/m <sup>2</sup>
Teg. Tarik	-	-	-	-	< 361,5 kN/m <sup>2</sup>
Teg. Geser	63.605	Aman	56.204	Aman	< 180.7 kN/m <sup>2</sup>

Tabel 5.29 Hasil Analisis Stabilitas Internal dan Eksternal Dinding pada Muka Air Ekstrem

Analisis Hasil	Muka Air Ekstrem				Syarat
	tanpa Gempa	Ket.	dengan Gempa	Ket.	
SF Lereng Plaxis 8.2	1.105	tdk aman	1.101	tdk aman	SF > 2
Sta. Eksternal Plaxis					
Pergeseran	1.243	tdk aman	1.211	tdk aman	SF > 2
Penggulingan	1.894	tdk aman	1.844	tdk aman	SF > 2
Daya Dukung	3.057	Aman	3.021	Aman	SF > 3
Sta. Internal Plaxis					
Teg. Desak	307.58	Aman	296.54	Aman	< 3614.5 kN/m <sup>2</sup>
Teg. Tarik	-	-	-	-	< 361,5 kN/m <sup>2</sup>
Teg. Geser	129.16	Aman	105.68	Aman	< 180.7 kN/m <sup>2</sup>