

INFRASTRUKTUR

ANALISIS STABILITAS LERENG DENGAN MENGGUNAKAN METODE BIOTEKNIK PADA RUAS JALAN TAWAELI – TOBOLI

Slope Stability Analysis by Using Bio-Engineering Methods at Tawaeli-Toboli Road

Laela

Alumni Jurusan Teknik Sipil Universitas Tadulako-Jalan Soekarno Hatta Km. 8 Palu 94118

Email : Lelaadjafar@yahoo.com

Astri Rahayu dan Agus Dwidjaka

Jurusan Teknik Sipil Universitas Tadulako-Jalan Soekarno Hatta Km. 8 Palu 94118

Email : astri_rahayum@yahoo.com

ABSTRACT

Tawaeli - Toboli is one of road that oftentimes undergo landslide. Most of these roads are in a mountainous area with steep slope angles . The road conditions worsened, especially the citizen do not know anywhere that is prone to landslides. The purpose of this study was to analyze slope stability using bioengineering methods. This method is used to increase the strength of the soil, and stabilize slopes and reduce erosion on slopes .The primary data for this study were obtained by conducting laboratory tests, including testing of bulk density, moisture content, density and shear testing directly without the influence of vegetation roots and the influence of vegetation roots to get the cohesion (c) and friction angle (ϕ). Data field conditions include high slope and vegetation types. Analysis of slope stability calculated using the Slope / W. Calculation of earth pressure is calculated using the Rankine and Coulomb theories and calculations of stability against the collapse of the soil bearing capacity is calculated based on the equation Hansen and Vesic .From the results of the analysis showed that the presence of plant roots can increase the value of the cohesion and friction angle of the soil that can contribute to an increased safety factor of slope stability. Slope stability analysis using program Slope/W at the root of the condition without having the stability of the landslide is smaller compared with the conditions of using the roots , the results of the calculation of the shear strength of the soil without roots is smaller than the roots and results of calculations using the stability of the retaining wall retaining wall with the same dimensions at which point I Km 17 ± 300 , the cantilever type retaining walls with roots influences security ineligible dimensional slope stability due to the retaining wall is not in accordance with the conditions of soil containing the roots of plants. Increasing the value of cohesion and angle of friction on the ground with roots influences can maintain the stability of the slope.

Keywords: retaining walls, bioengineering, landslide

ABSTRAK

Ruas Jalan Tawaeli-Toboli adalah salah satu ruas jalan yang sering mengalami longsor. Kebanyakan dari bagian jalan ini berlokasi di daerah bergunung dengan sudut kemiringan lereng yang curam. Kondisi ruas jalan ini cukup buruk dan pemakai jalan tidak mengetahui pada bagian mana dari lereng tersebut yang rentan mengalami kelongsoran. Tujuan penelitian ini adalah untuk menganalisis kestabilan lereng yang distabilisasi dengan metode bioteknik. Metode ini digunakan untuk meningkatkan kekuatan tanah, menstabilkan lereng dan mengurangi erosi pada lereng. Data utama dari studi ini diperoleh dari pengujian laboratorium termasuk uji berat jenis, kadar air, kerapatan dan uji geser langsung dengan dan tanpa pengaruh akar vegetasi sebagai perkuatan untuk menentukan kohesi (c) dan sudut gesernya (ϕ). Data kondisi lapangan yang dipakai adalah ketinggian lereng dan jenis vegetasi. Analisis kestabilan lereng dikerjakan menggunakan program komputer Slope/W. Tekanan tanah dihitung dengan metode Rankine dan Coulomb dan perhitungan stabilitas terhadap keruntuhan daya dukung tanah dihitung menggunakan persamaan Hansen dan Vesic. Hasil analisis menunjukkan bahwa adanya akar tanaman dapat meningkatkan nilai kohesi dan sudut geser tanah yang dapat berkontribusi untuk meningkatkan faktor aman pada stabilitas lerengnya. Analisis kestabilan lereng dengan menggunakan program Slope/W untuk menghitung kestabilannya terhadap longsor pada kondisi tanpa akar tanaman nilai angka amannya lebih rendah dibandingkan dengan lereng dengan adanya akar tanaman. Hasil perhitungan kekuatan geser tanah tanpa akar menunjukkan hasil yang lebih kecil dibandingkan dengan yang menggunakan akar tanaman. Hasil perhitungan kestabilan dinding penahan tipe kantilever dengan dimensi dinding penahan yang sama pada titik I km 17 ± 300 , dinding penahan dengan pengaruh akar tidak memenuhi syarat keamanan stabilitas lereng dikarenakan dimensi dinding penahan tidak sesuai dengan kondisi tanah yang mengandung akar tanaman. Peningkatan nilai kohesi dan sudut gesek pada tanah dengan pengaruh akar dapat menjaga kestabilan lereng.

Kata Kunci : *dinding penahan, bioteknik, longsor*

PENDAHULUAN

a. Latar Belakang

Masalah longsor sering terjadi di Indonesia terutama pada saat musim hujan dan dapat mengakibatkan kerugian materi bahkan korban jiwa. Namun kelongsoran yang terjadi juga dapat dikaitkan dengan faktor-faktor lain seperti topografi daerah setempat, sifat rembesan dan kondisi morfologi. Longsor secara alami terjadi antara lain karena menurunnya kemantapan suatu lereng akibat degradasi tanah/batuan bersamaan waktu dan usianya (Dewinta, 2004).

Salah satu ruas jalan yang sering mengalami longsor adalah pada ruas jalan Tawaeli-Toboli. Sebagian besar ruas jalan ini berada pada daerah pegunungan dengan sudut lereng yang curam. Kondisi ruas jalan tersebut semakin lama semakin parah, terlebih lagi masyarakat pada umumnya belum mengetahui di mana saja yang merupakan daerah rawan terjadinya longsor. Pada daerah ini terjadi pemotongan lereng guna memperlebar badan jalan, akibat pemotongan lereng tersebut dapat mengurangi kestabilan lereng, sehingga pada saat terjadi hujan lereng mudah mengalami longsor.

Studi menyangkut Stabilitas lereng pada kawasan tersebut menjadi penting, mengingat ruas jalan Tawaeli-Toboli merupakan jalan trans Sulawesi yang mempunyai peranan penting dalam menunjang berbagai sektor dalam pembangunan serta mempunyai fungsi strategis dalam transportasi, khususnya di daerah Sulawesi Tengah.

Berdasarkan hal tersebut serta dorongan untuk meminimalkan terjadinya tanah longsor, serta cara penaggulangannya, maka penulis mengangkat topik tugas akhir, analisis stabilitas lereng dengan menggunakan metode bioteknik pada ruas jalan Tawaeli – Toboli

Adapun tujuan penelitian ini adalah untuk menganalisis stabilitas lereng pada ruas jalan Tawaeli – Toboli. Untuk mencapai tujuan penelitian ini dilakukan melalui beberapa langkah objektif , yaitu :

- Menganalisis stabilitas lereng pada ruas jalan Tawaeli – Toboli terutama pada Km 17 – Km 18 menggunakan program Slope/W.
- Menghitung kekuatan geser tanah yang mengandung akar tanaman di bandingkan dengan tanpa akar tanaman.
- Merencanakan dimensi dinding penahan menggunakan parameter c dan ϕ dengan atau tanpa akar pada daerah longsor (Km 17 \pm 300).

Dalam penelitian untuk mengarahkan hasil penelitian pada rumusan masalah, maka penulisan

skripsi ini penulis membatasi lingkup pembahasan pada :

- Daerah penelitian adalah lereng-lereng tanah pada ruas jalan Tawaeli – Toboli, yaitu pada Km 17 – Km 18 dari Tawaeli.
- Parameter kuat geser yaitu nilai c , ϕ dan berat isi tanah (γ), diperoleh dari pengujian laboratorium, yaitu pada tanah asli dan tanah yang mengandung akar vegetasi.
- Perencanaan dinding penahan pada daerah longsor (Km 17 \pm 300) tanpa pengaruh akar vegetasi dan adanya pengaruh akar vegetasi, dimensi dinding penahan yang direncanakan tetap dan parameter kuat geser (c , ϕ) yang berubah-ubah.
- Perhitungan stabilitas lereng menggunakan program Slope/W pada kondisi dengan akar tanaman tanahnya dianggap homogen.
- Asumsi bahwa dalam jangka panjang akar vegetasi yang tumbuh pada lereng akan tembus sampai pada bidang longsor.

b. Studi Pustaka

1) Pengertian Longsor

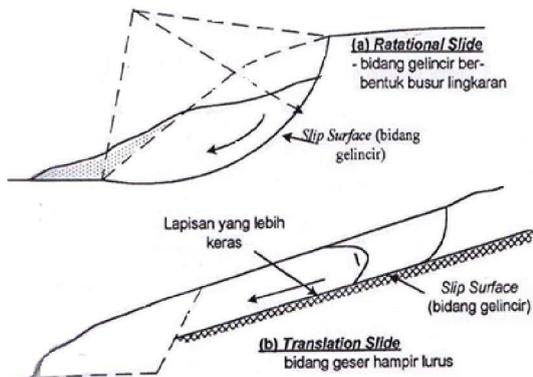
Longsor sendiri merupakan perpindahan material pembentuk lereng berupa batuan, bahan rombakan, tanah, atau material campuran tersebut, bergerak ke bawah atau keluar lereng. Longsor sangat dipengaruhi oleh gaya gravitasi. Menurut Vulcanological Survey of Indonesia (2010), dalam **Kusumarini, 2012**) proses terjadinya longsor diawali oleh meresapnya air yang akan menambah berat tanah. Jika air menembus sampai tanah kedap air yang berperan sebagai bidang gelincir, maka tanah menjadi licin dan tanah pelapukan di atasnya akan bergerak mengikuti lereng dan keluar lereng

Secara umum tipe kuruntuhan berdasarkan bentuk bidang longsornya dapat dibedakan dalam kelompok besar yaitu :

- Kelongsoran Rotasi (*Rotational Slip*)
Kelongsoran Rotasi adalah Bergeraknya massa tanah dan batuan pada bidang gelincir berbentuk cekung.. Dalam keruntuhan rotasi bentuk bidang longsornya dapat berupa busur lingkaran dan kurva bukan lingkaran. Pada umumnya longsor dapat berupa busur lingkaran terjadi pada tanah-tanah yang homogen sedangkan bentuk longsornya berupa kurva bukan lingkaran terjadi pada tanah-tanah yang tidak homogen.
- Kelongsoran Translasi (*Translational Slip*)

Kelongsoran Translasi adalah Bergeraknya massa tanah dan batuan pada bidang gelincir berbentuk rata atau menggelombang landai. Kelongsoran

Translasi biasanya terjadi bilamana terdapat lapisan keras sejajar dengan permukaan lereng, bentuk bidang longsornya hampir lurus dan sejajar dengan kemiringan lereng



Gambar 1. Macam- macam kelongsoran
(Sumber : Karnawati, 2004)

2) Metode Bioteknik

Metode Bioteknik adalah metode konstruksi yang menggunakan kombinasi vegetasi dan material struktur. Metode ini dapat memperkuat dan menstabilkan lereng. Bentuk perlindungan digambarkan dengan gabungan dari penggunaan vegetasi dan struktur dasar atau campuran mekanik. Komponen-komponen dasar terdiri dari beton, kayu, batu dan geofabrik. Penggunaan vegetasi disarankan untuk tidak menanam bibit yang akan tumbuh hingga menjadi pohon dengan diameter besar pada bagian struktur, karena akan menimbulkan bahaya dari kerusakan fisik pada struktur atau dinding penahan dimana akar dari vegetasi akan membongkar, menempel dan mendorong struktur (Gray, 1995).

Kombinasi antara dinding penahan dan vegetasi ini diharapkan dapat menjaga stabilitas lereng, untuk dinding penahan dapat memberikan stabilitas menahan slip yang dalam, sedangkan tanaman digunakan untuk menahan erosi dan slip dangkal.

3) Perkuatan Lereng dengan Cara Vegetasi dan Cara Struktural

– Cara Vegetasi

Vegetasi mempunyai pengaruh yang bersifat melawan terhadap faktor-faktor yang erusif seperti hujan, topografi, dan karakteristik tanah. Vegetasi juga mampu memperbaiki agregasi tanah. Pembentukan agregat tanah dimulai dari penghancuran bongkahan-

bongkahan tanah oleh perakaran tanaman. Akar-akar tanaman masuk ke bongkahan-bongkahan tanah dan menimbulkan tempat-tempat lemah, kemudian terpecah menjadi butiran-butiran sekunder. Vegetasi juga dapat meningkatkan kehilangan air tanah, kehilangan air tanah yang ada tanamannya terjadi melalui evaporasi dan transpirasi, sedangkan tanah yang terbuka terjadi melalui evaporasi saja. Dengan demikian tanah yang ditumbuhi tanaman akan cepat kering.

– Cara Struktural (Dinding Penahan Tanah)

Dinding penahan tanah adalah suatu bangunan yang dibangun untuk mencegah keruntuhan tanah. Dinding penahan tanah diperlukan untuk menjaga agar tanah tetap dalam keadaan stabil dan tidak mengalami keruntuhan/longsor. Dinding penahan tanah dapat dibangun pada daerah-daerah yang memiliki kemiringan tanah yang curam. Fungsi dan tujuan struktur penahan tanah yang ditempatkan di kaki lereng adalah untuk membantu kearah penstabilan lereng dan memberikan perlawanan terhadap gerakan massa tanah dan melindungi kaki lereng terhadap penggeseran dan erosi. Dalam mendesain dinding penahan harus memenuhi persyaratan-persyaratan tentang geser (*sliding*), guling (*overturning*) dan daya dukung (*bearing capacity*).

4) Teori Tekanan Tanah Lateral

Untuk merancang dinding penahan tanah diperlukan pengetahuan mengenai tekanan tanah lateral. Besar dan distribusi tekanan tanah pada dinding penahan tanah sangat bergantung pada regangan lateral tanah relatif terhadap dinding. Dalam beberapa hal, hitungan tekanan tanah lateral ini didasarkan pada kondisi regangannya. Jika analisis tidak sesuai dengan apa yang sebenarnya terjadi, maka dapat mengakibatkan kesalahan perancangan.

– Tekanan Tanah Saat Diam, Aktif dan Pasif

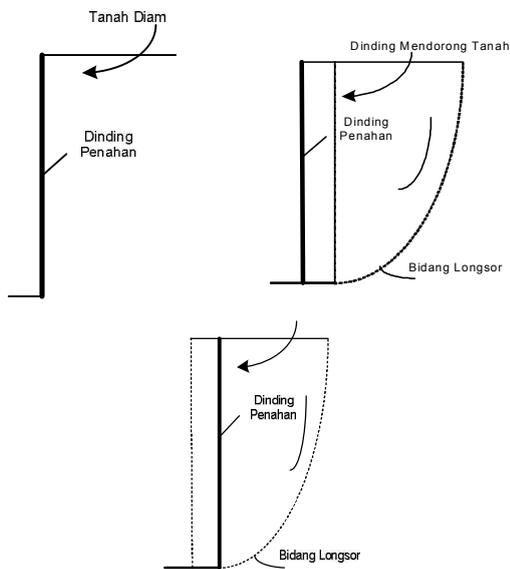
Ditinjau suatu dinding penahan tanah dengan permukaan tanah mendatar Pada Gambar 3.16. mula-mula dinding tanah dan tanah urugan dibelakangnya pada kondisi diam elastis. Pada posisi ini tekanan tanah pada dinding akan berupa tekanan tanah saat diam (*earth pressure at rest*) dan tekanan tanah lateral (horizontal) pada dinding, pada kedalaman tertentu (z), dinyatakan oleh persamaan :

$$\sigma_h = K_o z \gamma \tag{1}$$

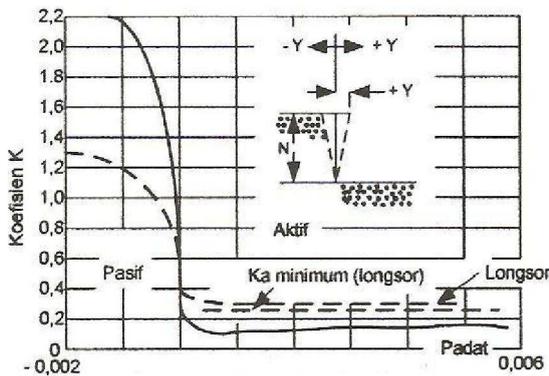
dengan :

K_o = koefisien tekanan tanah saat diam

γ = berat volume tanah (kN/m³)



a). Tekanan tanah saat diam b). Tekanan tanah aktif
c). Tekanan tanah pasif



d. Hubungan regangan dan K

Gambar 2. Tekanan Tanah Lateral
(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

– **Teori Rankine**

Teori rankine (1857, dalam hardiyatmo, 2006), dalam analisis tekanan lateral dilakukan dengan asumsi-asumsi sebagai berikut :

- a) Tanah dalam kedudukan keseimbangan plastis, yaitu sembarang elemen tanah dalam kondisi tepat akan runtuh.
- b) Tanah urugan tidak berkohesi ($c = 0$)
- c) Gesekan antara dinding dan urugan diabaikan atau permukaan dinding dianggap licin sempurna ($\delta = 0$)

Tekanan Tanah Lateral Pada tanah Tak Kohesif

Permukaan Tanah Urugan horizontal

Tanah tak kohesif atau tanah granular adalah tanah-tanah yang tidak mempunyai kohesi ($c = 0$) seperti pasir, kerikil. Bila permukaan tanah urugan horizontal (Gambar 3.17), tekanan tanah aktif (P_a) pada sembarang kedalaman z dari permukaan tanah atau puncak dinding penahan dinyatakan dengan persamaan :

$$P_a = z \gamma K_a \tag{2}$$

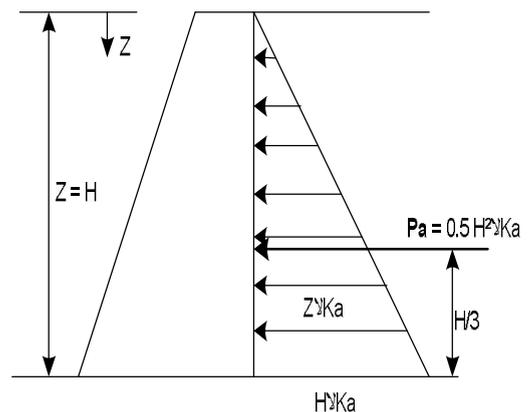
dengan :

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \text{tg}^2 (45 - \frac{\phi}{2})$$

Tekanan tanah aktif total (P_a) untuk dinding penahan tanah setinggi H dinyatakan oleh persamaan :

$$P_a = 0,5 H^2 \gamma K_a$$

Dengan titik tangkap gaya pada $H/3$ dari dasar dinding penahan.



Gambar 3. Diagram tekanan tanah aktif pada tanah tak kohesi (Sumber : Hardiyatmo, 2006)

Tekanan Tanah Lateral Pada Tanah Kohesif

Bila tanah mempunyai kohesi (c) dan sudut gesek dalam (ϕ), maka pada kedudukan rankine, tekanan tanah aktif (P_a) dinyatakan oleh persamaan :

$$P_a = \gamma z \text{tg}^2 (45 - \phi/2) - 2c \text{tg} (45 - \phi/2) \tag{3}$$

Karena, $K_a = \text{tg}^2(45 - \phi/2)$, maka :

$$P_a = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a} \tag{4}$$

Dalam persamaan tersebut, terlihat bahwa terdapat kemungkinan P_a negatif, yang berarti ada gaya tarik yang bekerja pada tanah. Pada bagian tanah yang menderita gaya tarik tersebut, tanah menjadi retak-retak. Retakan

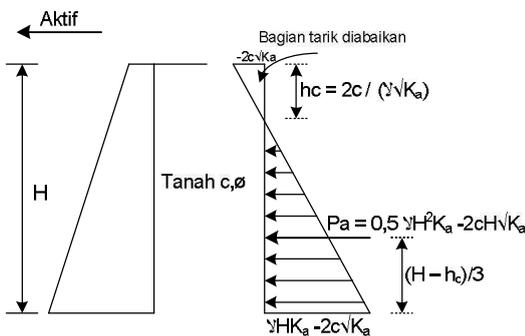
bila terisi oleh air hujan selain mengurangi kohesi juga mengakibatkan tambahan tekanan tanah lateral akibat tekanan hidrostatik. Tekanan tanah aktif total :

$$P_a = 0,5 \gamma H^2 k_a - 2cH\sqrt{K_a} \quad (5)$$

dengan :

- P_a = tekanan tanah aktif total
- H = tinggi dinding penahan tanah
- γ = berat volume tanah urugan
- c = kohesi tanah urugan

Diagram tekanan tanah aktif untuk tanah kohesif ditunjukkan dalam **Gambar 4**.



Gambar 4. Diagram tekanan tanah aktif pada tanah kohesi ($c > 0$ dan $\phi > 0$)
(Sumber : Hardiyatmo, 2006)

– Teori Coulomb

Pada hitungan tekanan tanah lateral teori Coulomb (1776), pengaruh gesekan antara dinding dan tanah urug di belakangnya diperhitungkan. Sudut gesek antara dinding dan tanah (δ) bergantung pada kekasaran dinding dan regangan lateral pada waktu dinding bergerak.

Dalam menghitung tekanan tanah lateral teori Coulomb, terdapat beberapa anggapan-anggapan sebagai berikut :

- a) Tanah adalah bahan yang isotropis dan homogen yang mempunyai sudut gesek dan kohesi.
- b) Bidang longsor dan permukaan tanah urugan adalah rata.
- c) Gaya gesek didistribusikan secara sama di sepanjang bidang longsor dan koefisien gesek $f = \tan \phi$.
- d) Tanah yang longsor berbentuk baji, dan merupakan satu kesatuan.
- e) Terdapat gesekan antara dinding penahan dan tanah urug. Tanah yang longsor bergerak turun disepanjang dinding belakang mengembang gesekan.

f) Keruntuhan dinding penahan tanah dianggap masalah dua dimensi dengan memperhatikan dinding penahan tanah yang panjangnya tak terhingga.

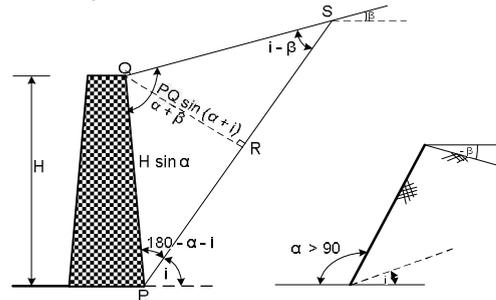
Ditinjau struktur dinding penahan tanah seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 5**.

Luas baji tanah yang longsor $A = \frac{1}{2} \times QR \times PS$

$$PS = PQ \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(i - \beta)}$$

$$QR = PQ \sin(\alpha + i)$$

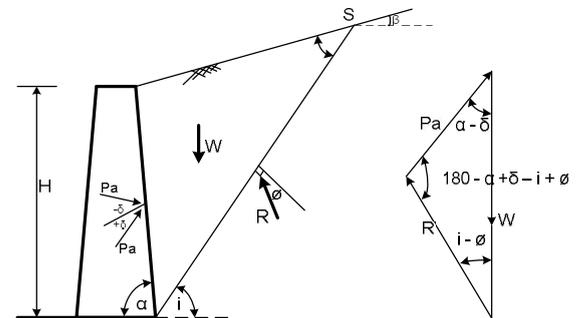
$$PQ = H / \sin \alpha$$



Gambar 5 Kelongsoran ditinjau dari teori Coulomb (Sumber : Hardiyatmo, 2006)

Tekanan tanah Aktif (P_a)

Tekanan tanah aktif metode Coulomb sama dengan persamaan tekanan tanah aktif cara Rankine.



Gambar 6. (a) Kondisi saat longsor (b) segi tiga gaya (Sumber : Hardiyatmo, 2006)

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (6)$$

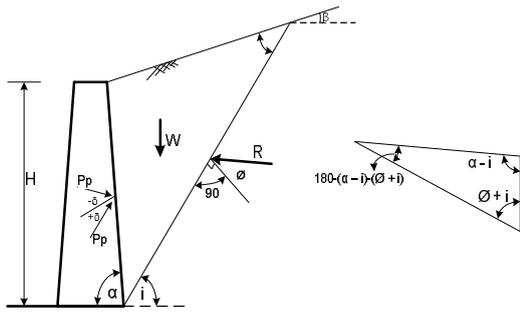
Dengan :

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)} \right\}^2} \quad (7)$$

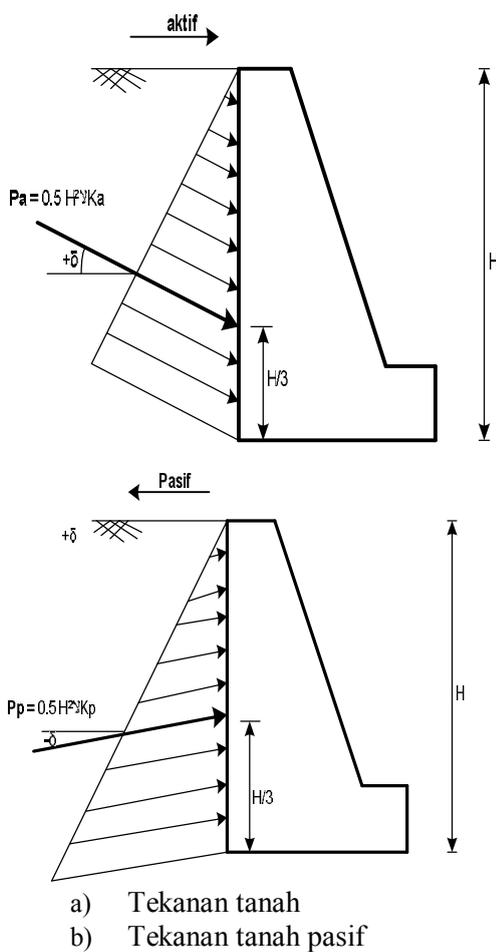
Dalam perencanaan tembok penahan, nilai sudut geser dinding δ adalah diperkirakan antara $\phi/2$ sampai $2/3\phi$.

Tekanan tanah Pasif (P_p)

Dengan cara yang sama tekanan tanah pasif dapat pula ditentukan dengan melihat **Gambar 7**.



Gambar 7. (a) Gaya-gaya yang bekerja pada kondisi tekanan Pasif (b) Poligon gaya untuk hitungan tekanan pasif (Sumber : Hardiyatmo, 2006)



Gambar 8. Tekanan tanah lateral menurut Coulomb (Sumber : Hardiyatmo, 2006)

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H^2 \cdot K_p \quad (8)$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \left\{ 1 - \frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)} \right\}^2} \quad (9)$$

dengan :

α = Sudut kemiringan dinding penahan tanah terhadap garis horizontal.

δ = Sudut gesek antara dinding dan tanah (derajat)

β = Sudut kemiringan permukaan tanah urugan (derajat)

ϕ = Sudut gesek dalam tanah (derajat)

Stabilitas Dinding Penahan

Stabilitas terhadap Penggeseran

Gaya-gaya yang menggeser dinding penahan tanah akan ditahan oleh :

- a) Gesekan antara tanah dengan dasar fondasi.
- b) Tekanan tanah pasif bila di depan dinding penahan terdapat tanah timbunan.

Faktor aman terhadap penggeseran (F_{gs}), didefinisikan sebagai :

$$F_{gs} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h} \geq 1,5 \quad (10)$$

Untuk tanah granuler ($c = 0$) :

$$\sum R_h = Wf = W \operatorname{tg} \delta_b \quad (11)$$

dengan $\delta_b \leq \phi$

Untuk tanah kohesif ($\phi = 0$) :

$$\sum R_h = c_a B \quad (12)$$

Untuk tanah c- ϕ ($\phi > 0$ dan $c > 0$) :

$$\sum R_h = c_a B + W \operatorname{tg} \delta_b \quad (13)$$

Dengan :

$\sum R$ = tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran

W = berat total dinding penahan dan tanah di atas fondasi

ϕ = sudut gesek antara tanah dan dasar fondasi, biasanya diambil $1/3 - (2/3) \phi$

c_a = $a_d \times c$ = adhesi antara tanah dan dasar dinding

c = kohesi tanah dasar

a_d = faktor adhesi

B = lebar fondasi (m)

$\sum P_h$ = jumlah gaya-gaya horizontal

F = $\operatorname{tg} \delta_b$ = koefisien gesek antara tanah dasar dan fondasi.

Stabilitas terhadap Penggulingan

Tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urug di belakang dinding penahan, cenderung menggulingkan dinding dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan pelat fondasi. Momen penggulingan ini, dilawan oleh momen akibat berat sendiri dinding penahan dan momen akibat berat tanah di atas pelat fondasi.

Faktor aman terhadap penggulingan (F_{gl}), didefinisikan sebagai :

$$F_{gl} = \frac{\Sigma M_w}{\Sigma M_{gl}} \quad (14)$$

dengan :

$$\Sigma M_w = W b_1$$

$$\Sigma M_{gl} = \Sigma P_{ah} h_1 + \Sigma P_{av} B$$

ΣM_w = momen yang melawan penggulingan (kN.m)

ΣM_{gl} = momen yang mengakibatkan penggulingan (kN.m)

W = berat tanah di atas pelat fondasi + berat sendiri dinding penahan (kN)

B = lebar kaki dinding penahan (m)

ΣP_{ah} = jumlah gaya-gaya horizontal (kN)

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

Faktor aman terhadap penggulingan (F_{gl}) bergantung pada jenis tanah yaitu :

$$F_{gl} \geq 1,5 \text{ untuk tanah dasar granuler}$$

$$F_{gl} \geq 2 \text{ untuk tanah dasar kohesif}$$

Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Beberapa persamaan kapasitas dukung tanah telah digunakan untuk menghitung stabilitas dinding penahan tanah.

Persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975)

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

$$q_u = d_c i_c c N_c + d_q i_q D_f \gamma N_q + d_\gamma i_\gamma 0,5 B \gamma N_\gamma \quad (15)$$

dengan :

d_c, d_q, d_γ = faktor kedalaman

i_c, i_q, i_γ = faktor kemiringan beban

B = lebar dasar fondasi sebenarnya (m)

e = eksentrisitas beban (m)

γ = berat volume tanah (kN/m³)

N_c, N_q, N_γ = faktor-faktor kapasitas dukung

METODE PENELITIAN

a. Lokasi Penelitian

Ruas jalan Tawaeli – Toboli terletak di bagian utara Palu ibu kota Sulawesi Tengah. Panjang jalan ini diperkirakan sekitar 45 Km dan berada pada ketinggian + 3 sampai + 865 m dari muka laut. Lokasi perencanaan diambil sepanjang 1 Km yaitu pada Km 17 – Km 18 dari Tawaeli.

b. Data Perencanaan

1) Data Lapangan

Data lapangan merupakan data yang diperoleh melalui pengamatan langsung di lapangan terhadap lereng-lereng dan vegetasi pada Km 17 – Km 18. Pada penelitian sebelumnya mengenai studi potensi gerakan tanah sudah dilakukan pengujian di laboratorium dan pengamatan di lapangan (Putri, 2009), namun mengingat kondisi lereng berubah-ubah akibat pemotongan lereng dan sering terjadinya longsor, maka dilakukan pengujian kembali untuk mengetahui kondisi lereng yang sekarang. Gambaran lokasi dapat dilihat pada **Tabel 1**.

Tabel 1. Gambaran Lokasi Penelitian

No.	Lokasi (Km)	Tinggi	Kemringan	Deskripsi Vegetasi	Deskripsi Visual Tanah Permukaan
		Lereng (m)	Lereng β°		
1	17 ± 300	8	75	Lereng ditutupi oleh semak dan rerumputan	Lempung kepasiran, dan terdapat kerikil dengan ukuran sampai 50 mm
2	17 ± 500	7	80	Lereng ditutupi oleh semak dan rerumputan	Lempung kepasiran, dan terdapat kerikil dengan ukuran sampai 75 mm
3	17 ± 900	8	70	Lereng ditutupi oleh rerumputan secara tidak merata	Lempung kepasiran

2) Data Tanah

Data tanah yang digunakan adalah data primer dalam hal ini data primer adalah data hasil

pengujian laboratorium tanah (uji berat jenis, uji berat isi, uji geser langsung, uji kadar air, dan uji analisa saringan).

Adapun hasil pengujian dapat dilihat pada **Tabel 2** dan **Tabel 3**.

Tabel 2. Hasil Pengujian Geser Langsung dan Berat Isi

Lokasi (Km)	Tanpa Akar		Berat Isi Tanah (gr/cm ³)	Kondisi
	Kohesi c (kg/cm ²)	Sudut Gesek φ		
17 ± 300	0.194	27.655	2.041	Basah
17 ± 500	0.213	31.716	1.853	Basah
17 ± 900	0.255	30.028	1.853	Basah

Lokasi (Km)	Dengan Akar		Berat Isi Tanah (gr/cm ³)	Kondisi
	Kohesi c (kg/cm ²)	Sudut Gesek φ		
17 ± 300	0.260	32.822	1.792	Basah
17 ± 500	0.282	34.954	1.888	Basah
17 ± 900	0.424	33.345	1.956	Basah

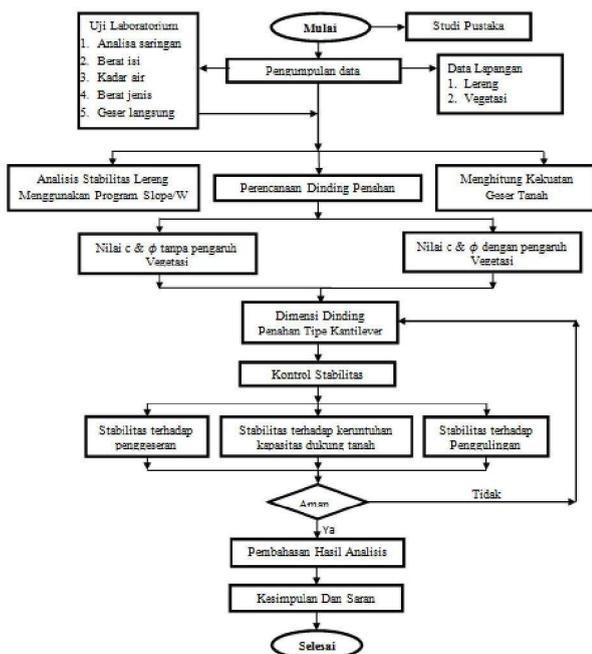
Tabel 3. Hasil Pengujian Kadar Air dan Berat Jenis

Lokasi (Km)	Kadar Air (%)		Beraj Jenis
	1	2	
17 ± 300	28,63	29,81	2,61
17 ± 500	26,67	26,43	2,61
17 ± 900	15,62	15,60	2,60

Tabel 4. Hasil Pengujian Analisa Saringan

Lokasi (Km)	Persen Lolos Saringan No.200	Jenis Tanah
	17 ± 300	
17 ± 500	59,12	SC
17 ± 900	79,25	SC

c. Bagan Alir Penelitian



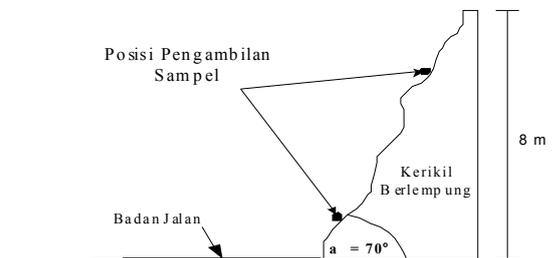
Gambar 9. Bagan Alir Perencanaan

d. Tahapan Penelitian

1) Pengumpulan Data

– Data Lapangan

Pengambilan sampel dilakukan pada tiga titik di lokasi lereng pada Km 17 ± 300, Km 17 ± 500 dan Km 17 ± 900, tiap titik diambil masing-masing 2 sampel. Kedalaman pengambilan sampel mencapai 50 cm. Posisi pengambilan sampel dapat dilihat pada gambar 4.2 berikut:



Gambar 10. Sketsa pengambilan sampel

– Uji Laboratorium

a) Pengujian analisa saringan

Hasil pengujian ini digunakan untuk pengklasifikasian tanah dan menentukan jenis tanah.

b) Pengujian berat isi tanah

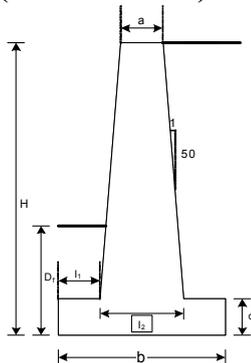
Hasil pengujian ini digunakan untuk menentukan berat isi tanah pada kondisi kering (γ_d) dan pada kondisi jenuh air (γ_b), serta untuk mengetahui tingkat kepadatan tanah di lokasi penelitian. Hasil pengujian digunakan untuk merencanakan dinding penahan.

c) Pengujian kadar air

Pengujian ini bertujuan untuk mengetahui kadar air asli tanah

- d) Pengujian berat jenis
Hasil pengujian ini untuk mengetahui berat spesifik tanah (Gs).
- e) Pengujian geser langsung
Pengujian ini bertujuan untuk menentukan parameter geser tanah yaitu kohesi (c) dan sudut gesek tanah (ϕ). Sampel yang digunakan pada pengujian adalah sampel tak terganggu. Nilai ϕ dan c digunakan untuk merencanakan dinding penahan.

2) Dimensi Dinding dan Fondasi Untuk Perhitungan Stabilitas Tipe kantilever (cantilever walls)



Keterangan :
 $a \geq 30 \text{ cm}$
 $b = (0,4 - 0,7) H$
 $d = (1/12 - 1/10)H$
 $l_2 = (1/12 - 1/10)H$
 $l_1 = b/2$

Gambar 11. Dimensi tembok Gambar 4.3
Dimensi tembok penahan tipe kantilever
(Sumber : Suryolelono, 2004)

3) Analisis Stabilitas Dinding Penahan

Adapun tahapan-tahapan yang digunakan dalam analisis ini adalah sebagai berikut :

Menentukan dimensi dinding penahan Tipe Kantilever

a) Menghitung Tekanan Tanah

Teori Rankine

- perhitungan tekanan tanah menggunakan teori rankine.
- Menghitung tekanan tanah aktif untuk tanah yang berkohesi
- Menghitung tekanan tanah pasif untuk tanah yang tidak berkohesi
- Menghitung tekanan tanah pasif untuk tanah yang berkohesi

Teori Coulomb

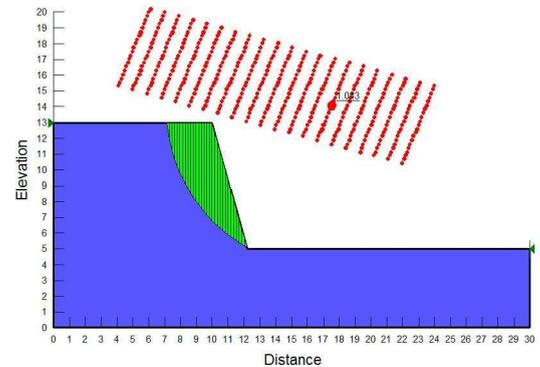
- Tekanan tanah aktif (Pa)
 - Dalam perencanaan tembok penahan, nilai sudut geser dinding δ adalah diperkirakan antara $\phi/2$ sampai $2/3\phi$.
- b) Menghitung Stabilitas terhadap penggulingan
 c) Menghitung stabilitas terhadap penggeseran
 d) Menghitung stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

HASIL DAN PEMBAHASAN

a. Analisis Stabilitas Lereng Dengan Menggunakan Metode Bishop pada Program Slope W

1) Kondisi Tanpa Akar

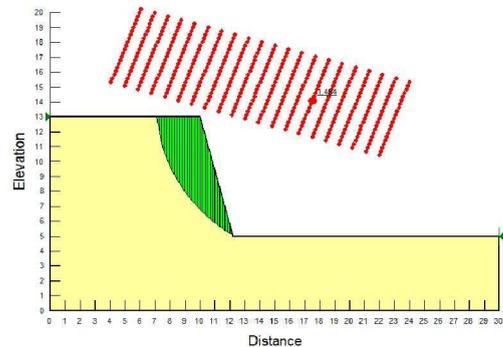
Faktor keamanan minimum dengan metode Bishop adalah sebesar 1,043. $F_s = 1,043 < 1,5$ Potensi terjadinya longsor



Gambar 12. Output analisis dengan Slope W untuk lereng pada Km 17 ± 300 (kondisi tanpa akar)

2) Kondisi Menggunakan Akar

faktor keamanan minimum dengan metode Bishop adalah sebesar 1,454. $F_s = 1,454 < 1,5$ Potensi terjadinya longsor



Gambar 13. Output analisis dengan Slope W untuk lereng pada Km 17 ± 300 (kondisi menggunakan akar)

b. Perhitungan Kekuatan Geser Tanah

1) Kekuatan Geser Tanah Tanpa Pengaruh Akar (Km 17 ± 300)

Menghitung kekuatan geser tanah (τ)

$$\tau_1 = c + \sigma \text{tg } \phi$$

$$\tau_2 = 1,940 + 0,1 \text{tg } 27,655$$

$$\tau_3 = 1,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_1 = c + \sigma \text{tg } \phi$$

$$\tau_2 = 1,940 + 0,2 \text{tg } 27,655$$

$$\tau_3 = 2,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_1 = c + \sigma \text{tg } \phi$$

$$\tau_2 = 1,940 + 0,3 \text{tg } 27,655$$

$$\tau_3 = 2,10 \text{ kg/cm}^2$$

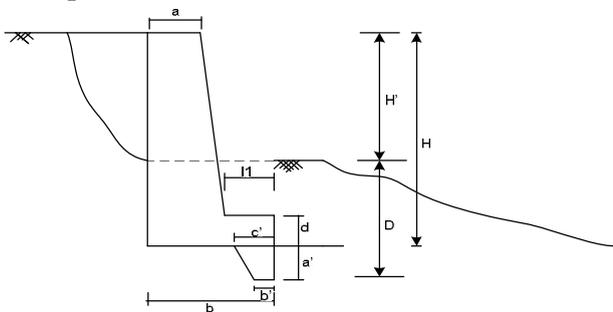
2) Kekuatan Geser Tanah Dengan Pengaruh Akar (Km 17 ± 300)

Menghitung kekuatan geser tanah (τ)

$$\begin{aligned} \tau_1 &= c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \\ \tau_2 &= 2,60 + 0,1 \operatorname{tg} 32,822 \\ \tau_3 &= 2,66 \operatorname{kg/cm}^2 \\ \tau_1 &= c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \\ \tau_2 &= 2,60 + 0,3 \operatorname{tg} 32,822 \\ \tau_3 &= 2,80 \operatorname{kg/cm}^2 \\ \tau_1 &= c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \\ \tau_2 &= 2,60 + 0,2 \operatorname{tg} 32,822 \\ \tau_3 &= 2,73 \operatorname{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

c. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan

1) Perencanaan Dimensi Tembok Penahan Tipe Kantilever



Gambar 14. Rencana Dimensi Tembok Penahan

2) Analisis Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Dari perhitungan di laboratorium diperoleh data data tanah sebagai berikut:

- Tanah urugan
 - $\varphi_1 = 27,655^0$
 - $c_1 = 1,940 \operatorname{ton/m}^2$
 - $\gamma_{w1} = 2,041 \operatorname{ton/m}^3$
- Tanah Dasar
 - $\varphi_2 = 27,655^0$
 - $c_2 = 1,940 \operatorname{ton/m}^2$
 - $\gamma_{w2} = 2,041 \operatorname{ton/m}^3$

Perhitungan Tekanan Tanah Aktif dan Pasif dengan Metode Rankine

- Tekanan Tanah Aktif (Pa)
 - $K_a = \tan^2 (45 - \frac{\varphi}{2})$
 - $= \tan^2 (45 - \frac{27,655}{2})$
 - $= 0,366$
 - $P_a = \frac{1}{2} \cdot (1,940) (9)^2 (0,366) - 2 (1,940) (9) \sqrt{0,366}$
 - $P_a = 9,127 \operatorname{ton/m}$
- Tekanan Tanah Pasif (Pp)
 - $K_p = \operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\varphi}{2})$

$$\begin{aligned} K_p &= \operatorname{tg}^2 (45 + \frac{27,655}{2}) = 2,732 \\ P_p &= \frac{1}{2} (2,041) (2,5)^2 \cdot (2,732) + 2(1,940) \cdot (2,5) \sqrt{2,732} \\ P_p &= 33,461 \operatorname{ton/m} \end{aligned}$$

Perhitungan Tekanan Tanah Aktif dan Pasif dengan Metode Coulomb

- Tekanan Tanah Aktif

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)} \right\}^2}$$

dengan :

$$\begin{aligned} \delta &= 2/3 \varphi_1 = 2/3 \times 27,655 = 18,437 \\ \sin^2 (\alpha + \varphi) &= \sin^2 (90 + 27,655) = 0,785 \\ \sin^2 \alpha &= \sin^2 90 = 1 \\ \sin (\alpha - \delta) &= \sin (90 - 18,437) = 0,949 \\ \sin (\varphi + \delta) &= \sin (27,655 + 18,437) = 0,720 \\ \sin (\varphi - \beta) &= \sin (27,655 - 0) = 0,464 \\ \sin (\alpha + \beta) &= \sin (90 + 0) = 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{0,785}{1 \times 0,949 \left\{ 1 + \frac{0,720 \times 0,464}{0,949 \times 1} \right\}^2} \\ K_a &= \frac{0,785}{2,4095} \\ K_a &= 0,326 \end{aligned}$$

Menghitung tekanan tanah aktif (Pa)

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} \cdot (1,940) (9)^2 (0,326) - 2 (1,940) (9) \sqrt{0,326} \\ P_a &= 6,989 \operatorname{ton/m} \end{aligned}$$

Karena Pa bekerja membentuk sudut $\delta = 18,437^0$. Maka tekanan Pa dapat diuraikan menjadi :

$$\begin{aligned} P_h &= P_a \cos \delta \\ &= 6,989 \cos 18,437 \\ &= 6,630 \operatorname{ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_v &= P_a \sin \delta \\ &= 6,989 \sin 18,437 \\ &= 2,210 \operatorname{ton} \end{aligned}$$

- Tekanan Tanah Pasif (Pp)

Menentukan koefisien tekanan tanah pasif dengan persamaan :

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \left\{ 1 - \frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)} \right\}^2}$$

dengan :

$$\begin{aligned} \delta &= 2/3 \varphi_1 = 2/3 \times 27,655 = 18,437 \\ \sin^2 (\alpha - \varphi) &= \sin^2 (90 - 27,655) = 0,785 \\ \sin^2 \alpha &= \sin^2 90 = 1 \\ \sin (\alpha + \delta) &= \sin (90 + 18,437) = 0,949 \\ \sin (\varphi + \delta) &= \sin (27,655 + 18,437) = 0,720 \end{aligned}$$

$$\sin(\phi + \beta) = \sin(27,655 + 0) = 0,464$$

$$\sin(\alpha + \beta) = \sin(90 + 0) = 1$$

Maka diperoleh :

$$Kp = \frac{0,785}{1 \times 0,94 \left(1 - \sqrt{\frac{0,7 \times 20 \times 0,4 \times 0,4}{0,9 \times 4 \times 9 \times 3}} \right)^2}$$

$$Kp = \frac{0,785}{0,1566}$$

$$Kp = 5,010$$

Menghitung tekanan tanah pasif dengan persamaan :

$$Pp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot D^2 \cdot Kp + 2c D \sqrt{Kp}$$

$$Pp = \frac{1}{2} \cdot (1,940) (2,5)^2 (5,010) + 2 (1,940) (2,5) \sqrt{5,010}$$

$$Pp = 53,665 \text{ ton/m}$$

3) Menghitung gaya vertikal dan gaya momen terhadap kaki depan pondasi.

Direncanakan lebar fondasi $B = 3,600 \text{ m}$, maka momen akibat gaya berat tembok penahan dapat dihitung seperti pada Tabel 5 di bawah.

diketahui :

$$\gamma \text{ pasangan batu} = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma \text{ tanah} = 2,041 \text{ ton/m}^3$$

Tabel 5. Perhitungan momen akibat gaya berat ditinjau terhadap titik O

No.	Luas Penampang (m ²)	Berat (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
(1)	(2)	(3) = γ (2)	(4)	(5) = (3).(4)
W1	0,5 x 8,25 = 4,125	9,900	3,350	33,165
W2	$\frac{1}{2}$ 1,3 x 8,25 = 5,363	12,870	2,667	34,320
W3	3,6 x 0,75 = 2,700	6,480	1,800	11,664
W4	1,5 x 1 = 1,500	3,600	0,500	1,800
W5	$\frac{1}{2}$ 0,5 x 1,5 = 0,375	0,900	1,167	1,050
Pv		2,210	3,600	7,957
		$\Sigma V =$	$\Sigma M_w =$	89,951
		35,960		

4) Perhitungan momen akibat beban lateral

Tekanan yang diperhitungkan pada perhitungan momen akibat gaya horizontal adalah tekanan tanah aktif horisontal (P_{ah}) = 6,630 ton.

Sehingga didapat jumlah momen :

$$\Sigma M_{gl} = Ph \cdot Z_1$$

Dengan :

$$Z_1 = (H)/3$$

Jadi :

$$Z_1 = (9)/3$$

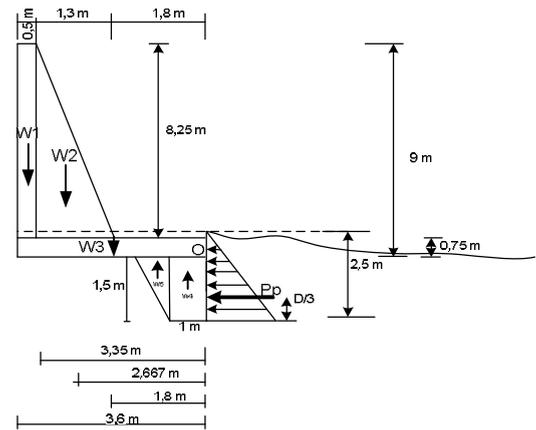
$$Z_1 = 3 \text{ m}$$

Maka :

$$\Sigma M_{gl} = Ph \cdot Z_1$$

$$\Sigma M_{gl} = 6,630 \times 3$$

$$\Sigma M_{gl} = 19,891 \text{ ton.m}$$



Gambar 15. Dimensi tembok penahan

5) Cek nilai eksentrisitas

Titik kerja gaya resultan (R) dihitung dari titik O adalah :

$$d = \frac{\Sigma M_w - \Sigma M_{gl}}{\Sigma V} = \frac{89,951 - 19,891}{35,960}$$

$$d = 1,948 \text{ m}$$

Nilai eksentrisitas

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3,600}{2} - (1,948)$$

$$e = -0,148 \text{ m} \leq B/6 = 0,600 \text{ m}$$

Berarti lebar fondasi $B = 3,600 \text{ m}$ memenuhi dan berada di antara $0,4 H$ sampai $0,7 H$. Nilai q_{min} dan q_{max} dapat dihitung dengan persamaan :

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

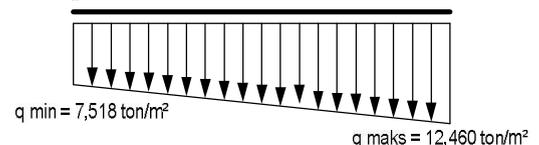
$$q = \frac{35,960}{3,600} \left(1 + \frac{6 \times (-0,148)}{3,600} \right)$$

$$q = 7,518 \text{ ton/m}^2$$

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$q = \frac{35,960}{3,600} \left(1 - \frac{6 \times (-0,148)}{3,600} \right)$$

$$q = 12,460 \text{ ton/m}^2$$



Gambar 16. Tegangan yang terjadi di bawah pondasi

6) Perhitungan terhadap kestabilan tembok penahan

Dalam perhitungan stabilitas tembok penahan digunakan Pa dan Pp teori Coulomb).

- Kestabilan terhadap guling (*overturning*).
Diketahui :
Jumlah momen tahanan ($\sum M_w$)=89,951 ton.m
Jumlah momen guling ($\sum M_{gl}$) =19,891 ton.m
Maka faktor keamanan terhadap bahaya guling (F_s *overturning*) dapat dihitung dengan persamaan :
$$F_{gl} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}}$$
$$F_{gl} = \frac{89,951}{19,891}$$
$$F_{gl} = 4,523 > 1,5$$
 (aman terhadap bahaya guling)

- Kestabilan terhadap gaya geser (*sliding*)
Maka faktor keamanan terhadap geser (F_s *sliding*) dapat dihitung dengan persamaan :

$$F_{gs} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h}$$

Tahanan geser dinding sepanjang B = 3,600 m dihitung dengan menganggap dasar dinding sangat kasar sehingga sudut geser $\delta_b = \phi$ dan adhesi Cd = c.

Dengan :

$$\sum R_h = c.B + W \text{ tg } \delta_b$$

$\sum P_h$ = jumlah gaya-gaya horizontal

$$F_{gs} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h}, F_{gs} = \frac{c.B + W \text{ tg } \delta_b}{\sum P_h}$$

$$F_{gs} = \frac{1,94 \cdot 0 \cdot 3,600 + 19,891 \cdot \text{tg } 18,4^\circ}{6,63 \cdot 0}$$

$$F_{gs} = 2,861 > 1,5 \text{ Oke}$$

- Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Dalam hal ini akan digunakan persamaan Hansen :

$$d = \frac{\sum M_w - \sum M_{gl}}{\sum V}$$

$$= \frac{89,951 - 19,891}{3 \cdot 5,960}$$

$$= 1,948 \text{ m}$$

Nilai eksentrisitas

$$e = \frac{B}{2} - d$$

$$= \frac{6,3 \cdot 00}{2} - (1,948)$$

$$= -0,148 \text{ m} \leq B/6 = 0.600 \text{ m}$$

Lebar efektif :

$$B' = B - 2e$$

$$= 3,600 - (2 \times (-0,148))$$

$$= 3,897 \text{ m}$$

$$A' = B' \times L$$

$$A' = 3,897 \times 1$$

$$A' = 3,897 \text{ m}^2$$

Gaya Horizontal : Pah = 6,630 ton dan gaya vertical : V = 35,960 ton untuk $\phi = 27,655^\circ$, dari table faktor-faktor Daya Dukung Hansen (1961) diperoleh : Nq = 14,1956; Nc = 25,1583; N γ = 10,3811.

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

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

Faktor kedalaman fondasi (Hansen, 1970)

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

$$d_c = 1 + 0,4 (2,5/3,600), d_c = 1,278$$

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

$$d_q = 1 + 2(2,5/3,600) \text{ tg } 27,655 (1 - \sin 27,655)^2$$

$$d_q = 1,194 \cdot d_\gamma = 1$$

Faktor kemiringan beban (Hansen, 1970)

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0,5 H}{V + A' c_a \text{ ctg } 27,655^\circ} \right]^5$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0,5 \times 9}{3 \cdot 5,960 + 3,897 \times 1,94 \cdot 0 \text{ ctg } 27,655^\circ} \right]^5$$

$$i_q = 0,968$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{0,7 H}{V + A' c_a \text{ ctg } 34,4^\circ} \right]^5$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{0,7 \times 9}{3 \cdot 5,960 + 3,897 \times 1,94 \cdot 0 \text{ ctg } 27,655^\circ} \right]^5$$

$$i_\gamma = 0,956$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}, i_c = 0,968 - \frac{1 - 0,968}{14,1956 - 1} i_c =$$

$$0,966$$

Maka :

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

$$q_u = (1,278 \times (0,966) \times 1,940 \times 25,1583) +$$

$$(1,194 \times 0,968 \times 2,5 \times 2.041 \times 14,1956) +$$

$$(1 \times 0,956 \times 0,5 \times 3,600 \times 2,041 \times 10,3811)$$

$$q_u = 180,438 \text{ ton/m}^2$$

Bila distribusi tekanan kontak antara tanah dasar fondasi dianggap linier, maka :

$$q = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q = \frac{3 \cdot 5,960}{3,600} \left(1 \pm \frac{6 \times (-0,148)}{3,600} \right)$$

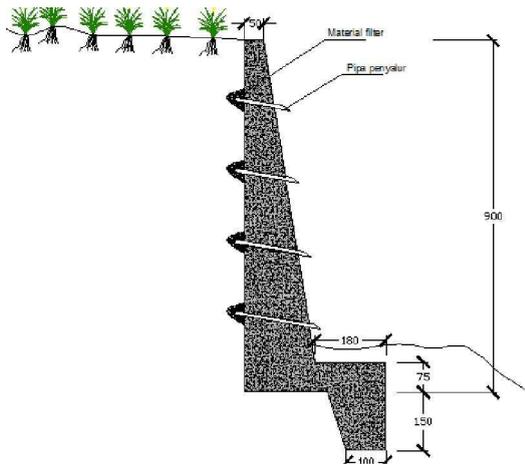
$$q = 12,460 \text{ ton/m}^2, \text{ bila } e \leq B/6$$

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung :

$$F = \frac{q_u}{q} \geq 3$$

$$F = \frac{180,438}{12,460}$$

$$F = 14,482 \geq 3 \text{ Oke}$$



Gambar 17. Perencanaan akhir metode Bioteknik (kombinasi dinding penahan tipe kantilever dan vegetasi)

Dari hasil perhitungan stabilisasi dinding penahan diperoleh dinding penahan tipe Kantilever dengan parameter tanah c , ϕ dan γ tanpa pengaruh akar memiliki (Fgl), (Fgs), (F) lebih besar dibandingkan dengan pengaruh akar. Dalam hal ini dimensi dinding penahan yang direncanakan tidak sesuai dengan kondisi tanah yang menggunakan akar tanaman. Faktor-faktor yang mempengaruhi kestabilan lereng disamping vegetasi dipengaruhi juga oleh air dan kondisi drainase, dimana air sangat berpengaruh terhadap vegetasi yang ada di belakang dinding penahan.

KESIMPULAN

a. Kesimpulan

Dari hasil analisis menunjukkan bahwa keberadaan akar tanaman dapat meningkatkan nilai kohesi dan sudut gesek tanah yang dapat memberikan kontribusi peningkatan faktor stabilitas keamanan lereng. Beberapa hasil analisis kestabilan lereng menunjukkan bahwa :

- Analisis stabilitas lereng dengan menggunakan program Slope/W pada kondisi tanpa akar memiliki stabilitas terhadap longsor lebih kecil dibandingkan dengan kondisi menggunakan akar. Sebagai contoh pada daerah kritis di Km 17 ± 300 dengan kemiringan 75° diperoleh nilai Fs untuk kondisi tanpa akar sebesar 1,043 dan kondisi dengan akar sebesar 1,454.
- Hasil perhitungan kekuatan geser tanah tanpa akar lebih kecil dibandingkan dengan menggunakan akar. Sebagai contoh pada daerah kritis di Km 17 ± 300 tanpa akar tanaman ($\tau_1 = 1,99 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_2 = 2,05 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_3 = 2,10 \text{ kg/cm}^2$)

dan menggunakan akar tanaman ($\tau_1 = 2,66 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_2 = 2,73 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_3 = 2,80 \text{ kg/cm}^2$).

- Dari hasil perhitungan stabilitas tembok penahan dengan dimensi dinding penahan yang sama pada titik I yaitu Km 17 ± 300, diperoleh stabilitas dinding penahan tipe kantilever tanpa pengaruh akar memiliki (Fgl) = 4,523, (Fgs) = 2,861, (F) = 14,482, sedangkan dinding penahan tipe kantilever dengan pengaruh akar memiliki (Fgl) = -5,625, (Fgs) = -4,958, (F) = 8,011. Pada dinding penahan tipe kantilever dengan pengaruh akar tidak memenuhi syarat keamanan stabilitas lereng dikarenakan dimensi dinding penahan tidak sesuai dengan kondisi tanah yang mengandung akar tanaman. Peningkatan nilai kohesi dan sudut gesek pada tanah dengan pengaruh akar dapat menjaga kestabilan lereng.

b. Saran

- Penelitian penggunaan jenis-jenis tanaman untuk menjaga stabilitas lereng sebaiknya dikembangkan lebih lanjut agar diperoleh pemilihan tanaman yang tepat dalam menjaga stabilitas lereng.
- Untuk pengembangan penelitian selanjutnya sebaiknya dilakukan penelitian perbandingan tembok penahan tipe Kantilever dengan jenis tembok penahan lainnya pada lereng yang memiliki ketinggian lebih dari 10 m.
- Perencanaan dimensi dinding penahan sebaiknya disesuaikan dengan kondisi tanah yang berada pada lokasi perencanaan.

DAFTAR PUSTAKA

- Anwar, M.R, Pudyono, dan M, Saharuddin, 2009, *Penanggulangan Erosi Secara Struktural Pada Daerah Aliran Sungai Bango*, Jurnal Rekayasa Sipil, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, Malang
- Das, B.M., 1993, *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik)*, Jilid 1, Erlangga. Jakarta.
- Das, B.M, 1998, *Mekanika Tanah (Prinsip – prinsip Rekayasa Geoteknis)*, Jilid 2, Terjemahan Dalam Bahasa Indonesia, Erlangga, Jakarta.
- Dewinta, R, 2004, *Studi Sifat Pemampatan Tanah Longsor Pada Ruas Jalan Tawaeli – Toboli*, Skripsi Universitas Tadulako. Palu.
- Gray, D.H.and Robbin B.S, 1995, *Biotechnical and Soil Bioengineering Slope Stabilitation*, John Wiley and Sons, Inc., New York

- Hardiyatmo,H.C, 1992, *Mekanika Tanah I*, PT. Gramedia, Jakarta.
- Hardiyatmo,H.C, 1994, *Mekanika Tanah II*, PT. Gramedia, Jakarta.
- Hardiyatmo,H.C, 2006, *Teknik Fondasi I*, Edisi Ketiga, Beta Offset, Yogyakarta .
- Hardiyatmo, H.C, 2007, *Mekanika Tanah IV*, PT. Gramedia, Jakarta.
- Hidayah, S dan Gratia, Y.R, 2007, *Program Analisis Stabilitas Lereng.*, Tugas Akhir, Fakultas Teknik Universitas Diponegoro, Semarang
- Indina, L.A, 2011, *Penanaman Legume Cover Crop Pada Lahan Berlereng Dengan Metoda Templok di Hutan Pendidikan Gunung Walat, Kabupaten Sukabumi*, Fakultas Kehutanan Institut Pertanian Bogor.
- Irmawansyah, S, 2004, *Analisis Penanggulangan Longsor Dengan Menggunakan Perkuatan Geotekstil Pada Ruas Jalan Tawaeli – Toboli. Tugas Akhir*, Fakultas Teknik Universitas Tadulako, Palu
- Karnawati, D, 2004, *Diktat Geologi Teknik Gerakan Massa Tanah/Batuan*, Gajah Mada University Press, Yogyakarta.
- Kusumarini, N, 2012, *Tanah Longsor, Penyebab Dan Rekomendasi Solusi*, Fakultas Pertanian Universitas Brawijaya, Malang
- Putri, D. A, 2009, *Studi Potensi Gerakan Tanah Pada Ruas Jalan Tawaeli – Toboli*, Tugas Akhir, Fakultas Teknik Universitas Tadulako. Palu.
- Santiawan, I.N.G, Wardana, I.G.N dan Redana, I.W. 2007, *Penggunaan Vegetasi (Rumput Gajah) Dalam Menjaga Kestabilan Tanah Terhadap Kelongsoran*, Jurnal Ilmiah Teknik Sipil Vol 11, No. 1, Januari.
- Suryolelono, K.B. 2004, *Perancangan Fondasi*. Nafiri. Yogyakarta.
- Troung, P. Dkk, 2011, *Penerapan Sistem Vetiver. The Indonesian Vetiver Network*, East Bali.