

STUDI PERENCANAAN STABILITAS LERENG DENGAN PERKUATAN DINDING PENAHAN TANAH TIPE BRONJONG PADA LERENG JALAN KEMUNING LOR KECAMATAN ARJASA KABUPATEN JEMBER

Penddy Arisandy¹, A. Agus Santosa², Eri Andrian Yudianto²
¹²³⁾ Jurusan Teknik Sipil S-1 Institut Teknologi Nasional Malang
Email : penddyarisandy55888@gmail.com¹

ABSTRACT

Heavy rain that flushed most of the Jember district which resulted in landslides and erosion of part of the road shoulders on the slopes of Jalan Kemuning Lor, Arjasa District, which is located in the hilly area of Jember Regency which has geographic conditions consisting of cliffs and ravines that are quite steep, making it prone to landslides. This study aims to design gabion as an alternative for strengthening slopes that are prone to landslides.

The slope stability calculation used is the BISHOP method, while the software used for the calculation uses Microsoft Excel software.

Based on the calculation results, the value of the event factor before the landslide event is 1.4 and the landslide event becomes 1.2, which indicates that the slope has experienced a landslide. The slope possibilities are not 100% soil, allowing control of soil, rock, sand and gravel but more clay. After the retrofit planning is carried out with a slope height of 24 meters and a width of 20 in order to obtain the SF (Safety Factor) value that meets the standards. Gabion obtained SF rolling value of $4,137 > 2$ (safe), SF shift of $3,054 > 1.5$ (safe), SF failure of $164,694 \text{ kN} / \text{m}^2$, with a qa value of $5626,728 \text{ kN} / \text{m}^2$, so $164,694 \text{ kN} / \text{m}^2 < 5626,728 \text{ kN} / \text{m}^2$ (secure). And the friction force between the gabions is 1825 with a P value of 888.47, so $888.47 \text{ KN} < 1825 \text{ KN}$.

Keywords : Gabions, Slopes, Landslides, Safety Factors, Slope Stability

ABSTRAK

Hujan deras yang mengguyur sebagian besar wilayah kabupaten Jember yang mengakibatkan kelongsoran dan pengikisan sebagian bahu jalan pada lereng jalan Kemuning Lor Kecamatan Arjasa yang terletak di wilayah perbukitan kabupaten Jember yang memiliki kondisi geografis yang terdiri dari tebing dan jurang yang cukup curam, sehingga rawan terjadinya kelongsoran. Penelitian ini bertujuan untuk mendesain gabion sebagai alternatif perkuatan lereng yang rawan longsor.

Perhitungan analisis stabilitas lereng yang digunakan adalah metode BISHOP sedangkan software yang digunakan untuk perhitungan menggunakan software *Microsoft Excel*.

Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh nilai faktor keamanan lereng sebelum terjadinya longsor adalah 1,4 dan sesudah terjadinya longsor menjadi 1,2 dimana hal itu menunjukkan bahwa lereng tersebut rawan terjadinya longsor. Kemungkinan lereng ini tidak 100% tanah, dimungkinkan terdiri dari tanah, batu, pasir, dan gravel tapi lebih banyak lempungnya. Setelah dilakukan perencanaan perkuatan dengan tinggi lereng 24 meter lebar 20 sehingga diperoleh nilai SF (*Safety Factor*) yang memenuhi standar. Gabion diperoleh nilai SF guling sebesar $4,137 > 2$ (aman), SF geser sebesar $3,054 > 1,5$ (aman), SF keruntuhan sebesar $164,694 \text{ kN/m}^2$, dengan nilai qa sebesar $5626,728 \text{ kN/m}^2$, jadi $164,694 \text{ kN/m}^2 < 5626,728 \text{ kN/m}^2$ (aman). Dan gaya gesek antar bronjong adalah 1825 dengan nilai P sebesar 888,47, jadi $888,47 \text{ KN} < 1825 \text{ KN}$.

Kata Kunci : Gabion, Lereng, Longsor, *Safety Factor*, Stabilitas Lereng.

1. PENDAHULUAN

Perkembangan ekonomi di Indonesia yang semakin meningkat menyebabkan naiknya kebutuhan lahan untuk pengguna jalan dan lahan konstruksi. Hal ini mengakibatkan manusia untuk memanfaatkan setiap lahan yang ada sebaik mungkin, seperti contohnya pemanfaatan lahan di kawasan perbukitan dan berlereng yang topografinya cenderung beragam. Namun demi mewujudkan pemanfaatan lahan yang aman, nyaman dan memiliki konstruksi yang awet pada daerah lereng atau tebing, di perlukan sebuah analisis terhadap tingkat keamanan lereng dalam perencanaanya.

Tujuan Perencanaan

Adapun tujuan dari Tugas Akhir ini untuk :

1. Mengetahui angka aman dari kestabilan lereng eksisting
2. Mengetahui dimensi rencana dinding penahan tanah tipe Gabion yang mampu menahan tekanan tanah lateral pada daerah tersebut
3. Mengetahui angka aman stabilitas dinding penahan tipe Gabion terhadap geser, guling, dan daya dukung tanah

Batasan Masalah

Mengingat keterbatasan waktu, maka mengambil beberapa batasan :

1. Data tanah yang digunakan adalah data yang diambil sampelnya hanya di lereng jalan Kemuning Lor Kecamatan Arjasa Kabupaten Jember, berupa data sondir dari hasil laboratorium.
2. Parameter tanah asli yaitu geser (ϕ), kohesi (c), dan berat isi (γ) diperoleh dari hasil pengujian di laboratorium.
3. Data tinggi tebing diperoleh langsung di lapangan, dengan tinggi 24 meter.
4. Lereng digambarkan dengan menggunakan pemodelan dua dimensi
5. Mendesain dan menganalisis keamanan struktur dinding penahan tanah menggunakan batu kali (*gravity wall*) terhadap stabilitas geser, guling.
6. Tidak menghitung anggaran biaya konstruksi.

2. LANDASAN TEORI

Pendahuluan

Kelongsoran dapat terjadi pada setiap macam lereng, akibat berat tanah sendiri, ditambah dengan pengaruh yang besar dari rembesan air tanah, serta gaya lain dari luar lereng. Wesley (1977), membagi lereng menjadi tiga macam ditinjau dari segi terbentuknya, yaitu :

1. Lereng alam, yaitu lereng yang terbentuk akibat kegiatan alam, seperti erosi, gerakan tektonik dan sebagainya
2. Lereng yang dibuat manusia, akibat penggalian atau pemotongan pada tanah asli

3. Lereng timbunan tanah, seperti urugan untuk jalan raya

Menurut Craig (1989), gaya-gaya gravitasi dan rembesan (*seepage*) cenderung menyebabkan ketidakstabilan (*instability*) pada lereng alami (*natural slope*), pada lereng yang dibentuk dengan cara penggalian, dan pada lereng tanggul serta bendungan tanah (*earth dams*).

Tipe – Tipe kelongsoran

1. Kelongsoran rotasi (*rotational landslide*), adalah Bergeraknya massa tanah dan batuan pada bidang gelincir berbentuk cekung
2. Kelongsoran translasi (*translational landslide*), adalah Bergeraknya massa tanah dan batuan pada bidang gelincir berbentuk rata atau menggelombang landau
3. Pergerakan Blok (*Block Slide*), adalah perpindahan batuan yang bergerak pada bidang gelincir berbentuk rata. Longsoran ini disebut juga longsoran translasi blok batu
4. Runtuhan Batu (*Rockfall*), terjadi ketika sejumlah besar batuan atau material lain bergerak ke bawah dengan cara jatuh bebas. Umumnya terjadi pada lereng yang terjal hingga menggantung terutama di daerah pantai. Batu – batu besar yang jatuh dapat menyebabkan kerusakan yang parah
5. Rayapan Tanah (*Creep*), adalah jenis tanah longsor yang bergerak lambat. Jenis tanahnya berupa butiran kasar dan halus, jenis tanahnya berupa butiran kasar dan halus, jenis tanah longsor ini hampir tidak dapat dikenali, setelah waktu yang cukup lama longsor jenis rayapan ini bisa menyebabkan tiang – tiang telepon, pohon, atau pun rumah miring kebawah
6. Aliran Bahan Rombakan (*Debris Flow*), terjadi ketika massa tanah bergerak didorong oleh air. Kecepatan aliran tergantung pada kemiringan lereng, volume dan tekanan air, dan jenis materialnya. Gerakannya terjadi di sepanjang lembah dan mampu mencapai ratusan meter jauhnya. Di beberapa tempat bisa sampai ribuan meter seperti di daerah aliran sungai di sekitar gunung merapi. Aliran tanah ini dapat menelan korban cukup banyak

Dinding Penahan Tanah

Menurut Hardiyatmo (2010), dinding penahan tanah yaitu suatu bangunan yang digunakan untuk menahan tekanan tanah lateral yang ditimbulkan oleh tanah urug atau tanah asli yang labil. Bangunan ini banyak digunakan pada proyek – proyek : irigasi, jalan raya, pelabuhan, dan lain – lainnya. Terdapat beberapa tipe dinding penahan tanah, antara lain :

- Dinding Gravitasi
- Dinding Kantilever
- Dinding Counterfort

- Dinding Buttress
- Dinding Gabion

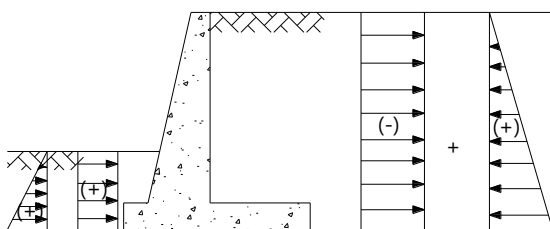
Perancangan Dinding Penahan Tanah

Langkah – langkah dalam menghitung perancangan struktur dinding penahan tanah dapat dilakukan sebagai berikut (Hardiyatmo, 2014) dalam Wardana 2018 ialah :

- Menganalisis stabilitas lereng (kontrol terhadap kelongsoran).
- Dipilih bentuk dinding penahan tanah, termasuk memilih dimensi dinding vertikal tebal, dan lebar plat fondasi.
- Menghitung gaya – gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah.
- Menentukan letak resultan gaya – gaya yang bekerja yang selanjutnya digunakan untuk perhitungan kestabilan dinding penahan tanah terhadap penggulingan, penggeseran dan retaknya konstruksi (*crack*) dan dipastikan aman terhadap faktor aman (*Safety Factor*) yang ditentukan.
- Menghitung tekanan yang terjadi pada dasar pondasi dengan tekanan maksimum tidak melebihi kapasitas dukung yang di izinkan.
- Menghitung pondasi berdasarkan kekuatan tanahnya dan beban yang diterima, dilanjutkan perhitungan penulangan pondasi maupun dinding penahan tanah.

Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral adalah gaya yang ditimbulkan oleh akibat dorongan tanah di belakang struktur penahan tanah (Hardiyatmo, 2003). Tekanan tanah lateral dapat dibedakan menjadi 3, yaitu : tekanan tanah lateral saat diam, aktif, dan pasif, seperti pada Gambar berikut:



Tekanan Tanah Pasif Tekanan Tanah Aktif

Dalam perhitungan tekanan tanah aktif, menurut sunggono (1984) tekanan akibat kohesi (c) tidak diperhitungkan karena dapat menyebabkan tarikan (-) sehingga nilai tekanan tanah aktif dapat berkurang. Tekanan tanah yang diperhitungkan dalam merencanakan dinding penahan tanah berupa tekanan tanah aktif dan pasif. Koefisien tekanan tanah lateral dapat dihitung dengan menggunakan teori Rankine dan Coulomb. Teori Coulomb (1776) memperhatikan pengaruh gesekan antara dinding penahan tanah dengan tanah urug dibelakangnya (Hardiyatmo, 2003). Sudut gesek antara dinding dan tanah (δ)

bernilai $0 - 1/3\phi$ untuk tanah kohesif, sedangkan untuk tanah non kohesif $1/3\phi - 2/3\phi$ dengan ϕ adalah sudut gesek dalam tanah ($^\circ$).

Tekanan Tanah Aktif Menurut Teori Coulomb :

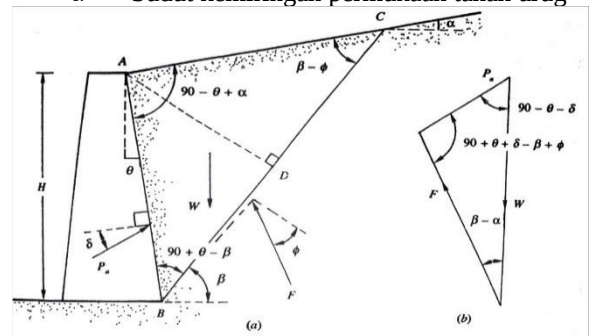
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

Dan

$$K_a = \frac{\cos^2 (\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos (\delta + \theta) \left[1 + \frac{\sin (\sigma + \varphi) \cdot \sin (\varphi - \alpha)}{\cos (\delta + \theta) \cdot \cos (\theta - \alpha)} \right]^2}$$

Dengan :

- φ = Sudut gesek dalam tanah
- θ = Kemiringan dinding terhadap bidang Vertikal
- β = Kemiringan dinding terhadap bidang horizontal
- δ = Sudut gesek antara dinding dan tanah
- α = Sudut kemiringan permukaan tanah urug



Gambar 2. Tekanan Tanah Aktif Coulomb

Sumber : Braja M. Das

Tekanan Tanah Aktif menurut Mononobe – Okabe :

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot (1 - kv) \cdot K_{ae}$$

Koefisien tekanan tanah aktif dengan pengaruh gempa diperoleh dari persamaan :

$$K_{ae} = \frac{\cos^2 (\varphi - \theta - \beta)}{\cos^2 \theta \cos \beta \cos (\delta + \theta + \beta) \left\{ 1 + \frac{\sin (\delta + \varphi) \sin (\varphi - \alpha - \beta)}{\cos (\delta + \theta + \beta) \cos (\theta - \alpha)} \right\}^2}$$

Dan

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{kh}{1 - kv} \right]$$

Perlu diperhatikan bahwa :

$$K_h = \frac{\text{Komponen horizontal dari percepatan gempa}}{g}$$

$$K_v = \frac{\text{Komponen Vertikal dari percepatan gempa}}{g}$$

Dengan :

g = Percepatan gravitasi (9,80665 m/s² atau 9,8 m/s²)

Tekanan Tanah Pasif Menurut Teori Coulomb :

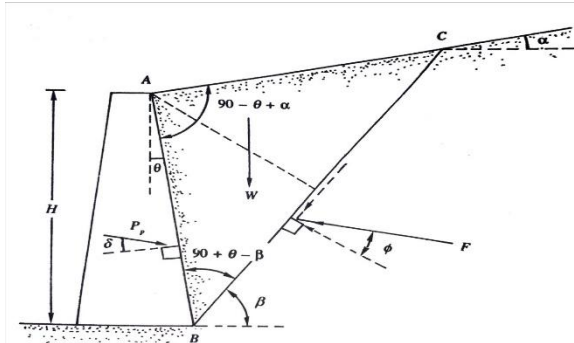
$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

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

Dengan :

- φ = Sudut gesek dalam tanah
- θ = Kemiringan dinding terhadap bidang Vertikal

- β = Kemiringan dinding terhadap bidang horizontal
 δ = Sudut gesek antara dinding dan tanah
 α = Sudut kemiringan permukaan tanah urug



Gambar 3 Tekanan Tanah Pasif Coulomb
Sumber : Braja M. Das

Tekanan Tanah Pasif menurut Mononobe – Okabe :

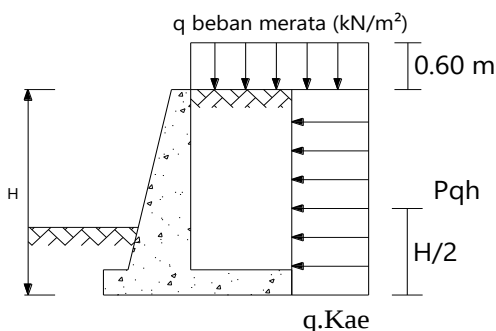
$$P_{pe} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot (1 - kv) \cdot K_{pe}$$

Koefisien tekanan tanah pasif dengan pengaruh gempa diperoleh dari persamaan :

$$K_{pe} = \frac{\cos^2 (\varphi - \theta + \beta)}{\cos^2 \theta \cos \beta \cos (\delta + \theta - \beta) \left\{ 1 - \frac{[\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \alpha + \beta)]}{[\cos(\delta - \theta + \beta) \cos(\theta - \alpha)]} \right\}^2}$$

Beban Yang Bekerja Diatas Permukaan Tanah

Dalam standar pembebanan untuk Jembatan RSNI T-02-2005, tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara dengan tanah setebal 0,6 meter yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut sebagaimana ditunjukkan dalam Gambar



Gambar 4 Tekanan Akibat Beban Terbagi Rata
Sumber : RSNI T-02-2005

q beban terbagi rata = $0,6 \times \gamma_{\text{tanah}}$
Keterangan :

- Pqh = Beban terbagi rata horizontal (kN)
q = Beban merata diatas tanah urug (kN/m²)
 γ_{tanah} = Berat volume tanah (kN/m³)

Tekanan tanah akibat beban lalu lintas perlu diperhitungkan terhadap dinding penahan tanah apabila diatas struktur terdapat jalan yang dilalui lalu lintas. Beban lalu lintas merupakan beban merata dengan intensitas yang digolongkan menurut kelas jalan seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 1.

Tabel 1 Beban Lalu Lintas

Kelas Jalan	Beban Lalu Lintas (kPa)
I	15
II	12
III	12

Sumber : Panduan Geoteknik 4 Desain dan Konstruksi

Adapun klasifikasi jalan berdasarkan kelas jalan ditunjukkan dalam Tabel 2.

Tabel 2 Klasifikasi Jalan Berdasarkan Kelas Jalan

Kelas Jalan	Fungsi Jalan	Ukuran Kendaraan Bermotor	Muatan Sumbu Terbesar
Kelas I	Jalan Arteri	Lebar ≤ 2500 mm	10 Ton
	Jalan Kolektor	Panjang < 18.000 mm	
		Tinggi < 4.200 mm	
Kelas II	Jalan Arteri	Lebar ≤ 2500 mm	8 Ton
	Jalan Kolektor	Panjang < 18.000 mm	
	Jalan Lokal	Tinggi < 4.200 mm	
	Jalan Lingkungan		
Kelas III	Jalan Arteri	Lebar ≤ 2500 mm	8 Ton
	Jalan Kolektor	Panjang < 9.000 mm	
	Jalan Lokal	Tinggi < 3.500 mm	
	Jalan Lingkungan		

Sumber : Undang - undang Republik Indonesia No. 22 Tahun 2009 Tentang LLAJ

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 (M_{gl}) ini, dilawan oleh momen akibat berat sendiri dinding penahan dan momen akibat berat tanah di atas pelat fondasi.

Faktor aman akibat terhadap penggulingan (F_{gl}), bergantung pada jenis tanah (Hardiyatmo 2014), yaitu

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

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

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

$$F_{gl} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}}$$

Dengan :

$\sum M_w$ = W. b1 = Momen yang melawan penggulingan (kN.m)

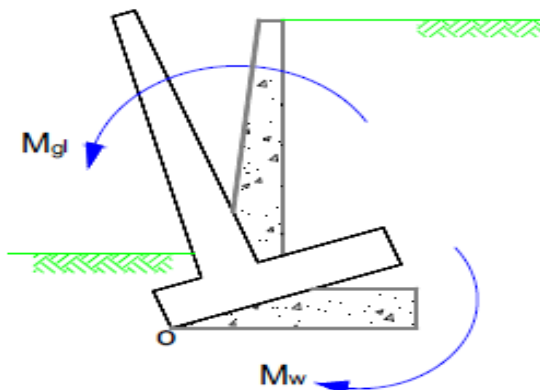
$\sum M_{gl}$ = $\sum P_{ah} h1$ = Momen yang mengakibatkan penggulingan (kN.m)

W = Berat tanah diatas pelat fondasi + berat sendiri dinding penahan (kN)

B = Lebar kaki dinding penahan (m)

$\sum P_{ah}$ = Jumlah gaya - gaya horizontal (kN)

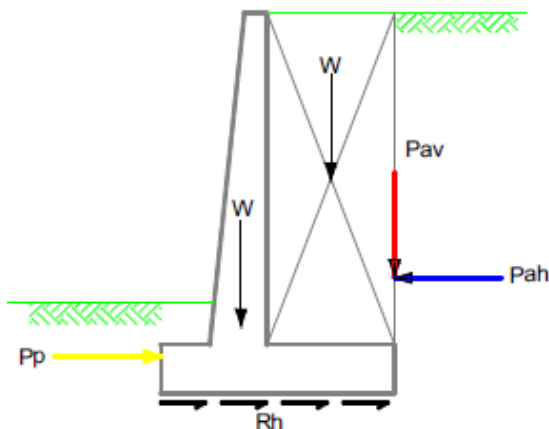
ΣP_{av} = Jumlah gaya – gaya vertikal (kN)



Gambar 5 Stabilitas terhadap penggulingan
Sumber : Hardiyatmo 2014

Stabilitas Terhadap Penggeseran

Menurut Hardiyatmo (2014) tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urug dibelakang dinding penahan, cenderung menggeserkan dinding penahan tanah yang dapat menyebabkan dinding terdorong menjauhi tanah urug tersebut, seperti ditunjukkan dalam **Gambar 6**.



Gambar 6 Stabilitas terhadap penggeseran
Sumber : Hardiyatmo 2014

Faktor aman terhadap penggeseran dasar pondasi (F_{gs}) minimum, diambil 1,5 Bowles (1997) dalam Hardiyatmo (2014) menyarankan :

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

$F_{gs} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif

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

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

Untuk tanah granuler ($c = 0$) :

$$R_h = W f$$

$$= W \tan \delta_b ; \text{ dengan } \delta_b \leq \phi$$

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

$$\Sigma R_h = c_d B$$

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

$$\Sigma R_h = c_d B + W \tan \delta$$

Keterangan :

ΣR_h = tahanan dinding penahan tanah terhadap penggeseran.

W = berat total dinding penahan dan tanah diatas pelat fondasi (kN)

δ_b = sudut geser antara tanah dan dasar pondasi, biasanya diambil $1/3 - (2/3)\phi$

c = kohesi tanah dasar (kN/m²)

α_d = faktor adhesi

B = lebar fondasi (m)

F_{gs} = faktor aman terhadap penggeseran

ΣP_h = jumlah gaya-gaya horizontal (KN)

Stabilitas Terhadap Keruntuhan Kapasitas Daya Dukung Tanah

Menurut Hardiyatmo (2014), berapa persamaan kapasitas dukung tanah telah digunakan untuk menghitung stabilitas dinding penahan tanah, seperti persamaan – persamaan kapasitas dukung Terzaghi (1943), Mayerhof (1951,1963), Vesic (1975) dan Hansen (1970).

Penggunaan persamaan Terzaghi (1943) untuk menghitung kapasitas dukung tanah struktur dinding penahan **tidak tepat**, karena persamaan Terzaghi hanya berlaku untuk fondasi yang dibebani secara vertikal dan sentris, sedang resultan beban – beban pada dinding penahan tanah umumnya miring dan eksentris (Hardiyatmo 2014).

Kapasitas dukung ultimit dengan menggunakan persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975) untuk beban miring dan eksentris dalam Hardiyatmo (2014), didefinisikan :

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

Keterangan :

d_c, d_q, d_γ = Faktor Kedalaman Pondasi (**Tabel 3**)

i_c, i_q, i_γ = Faktor kemiringan beban (**Tabel 4**)

D_f = Kedalaman pondasi (m)

B = Lebar pondasi dinding penahan tanah (m)

N_c, N_q, N_γ = Faktor-faktor kapasitas dukung Vesic (1975) yang

e = Eksentrisitas beban (m)

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

Faktor aman terhadap daya dukung tanah (F_{ddt}) dalam Hardiyatmo (2014), didefinisikan

$$F_{ddt} = \frac{q_u}{q} \geq 3$$

Tekanan struktur pada tanah dasar pondasi (q) dalam Hardiyatmo (2014) dapat dihitung dengan cara lebar efektif fondasi (asumsi Mayerhof).

$$q = \frac{V}{B'}, \text{ dengan } V = \text{beban vertikal total dan } B' = B - 2e$$

Tabel 3 Faktor Kedalaman Pondasi (Vesic 1975)

Faktor Kedalaman	Nilai	Keterangan
d_c	$1 + 0,4 (D_f/B)$	Batasan : Bila $(D_f/B) > 1$ Maka (D_f/B) diganti dengan $\text{Arc tg } (D_f/B)$
d_q	$1 + 2(D_f/B) \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$	
d_γ	1	

Sumber : Hardiyatmo 2014

Faktor kemiringan beban	Nilai	Keterangan
i_c	$i_q = \frac{1-i_q}{Nc \operatorname{tg} \varphi}$	Untuk $\varphi > 0$
i_c'	$1 - \frac{mH}{A'Ca Nc}$	Untuk $\varphi = 0$
i_q	$\left[1 - \frac{H}{V+A'ca \operatorname{ctg} \varphi}\right]^m \geq 0$	Untuk $V/A'ca \leq 1$
i_γ	$\left[1 - \frac{H}{V+A'ca \operatorname{ctg} \varphi}\right]^{m+1} \geq 0$	Untuk dasar horizontal
$m = m_B = \frac{2+B/L}{1+B/L}$		Kemiringan beban searah lebar B
$m = m_L = \frac{2+L/B}{1+L/B}$		Kemiringan beban searah panjang L
Jika inklinasi beban pada arah n dan membuat sudut θ_n terhadap arah L fondasi, maka m_n diperoleh dari : $m_n = m_L \cos^2 \theta_n + m_B \sin^2 \theta_n$		$H \leq c_a A' + V \operatorname{tg} \delta$

$$FK = \frac{\text{Jumlah momen penahan}}{\text{Jumlah momen penggerak}}$$

$$FK = \frac{\Sigma MR}{\Sigma MD}$$

$$FK = \frac{\Sigma [(c \cdot \Delta L) \cdot R] + [(W \cdot \cos \alpha \cdot t g \phi) \cdot R]}{\Sigma (W \cdot \sin \alpha) \cdot R}$$

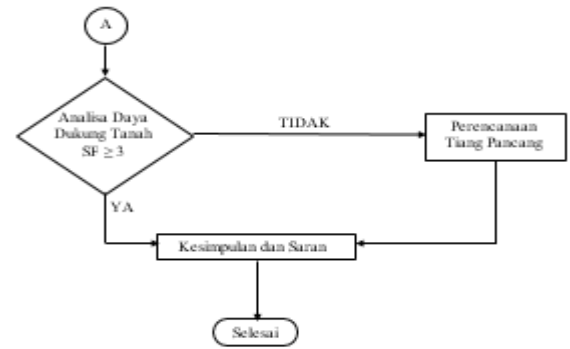
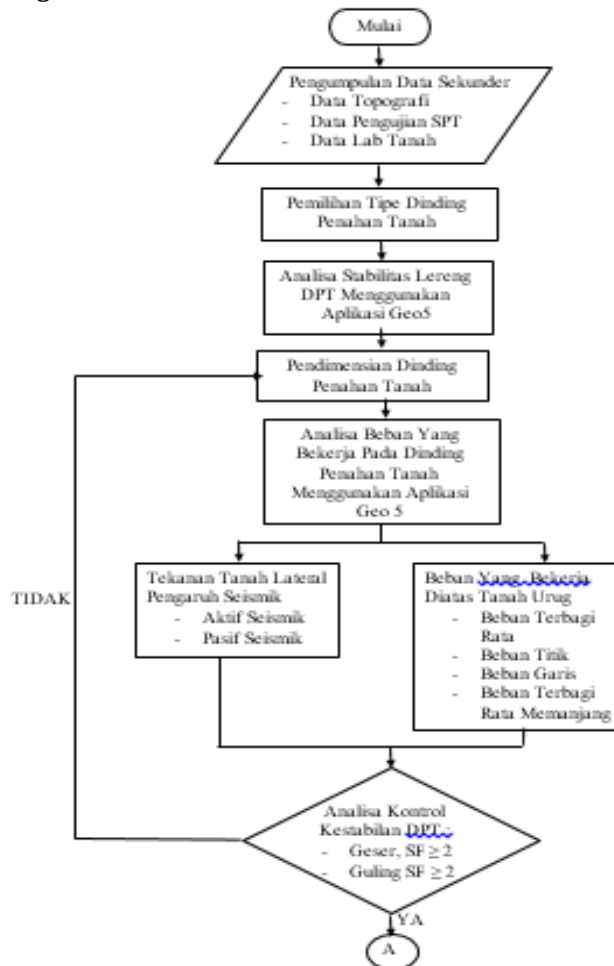
2. Setelah didapatkan besarnya beban yang bekerja pada bronjong, dilanjutkan menganalisa kestabilan dinding penahan itu sendiri, meliputi : aman

terhadap geser ($FS \geq 2$), guling ($FS \geq 2$) Hardiyatmo (2014);

3. Apabila control terhadap geser, guling, dan daya dukung tanah tidak memenuhi syarat yang ada, maka dilakukan pendimensian bronjong kembali, jika memenuhi syarat dilanjutkan dengan menganalisa daya dukung tanah ($FS \geq 3$) Hardiyatmo (2014). Apabila daya dukung tanah tidak terpenuhi maka dilakukan perkuatan tambahan berupa pondasi tiang pancang
4. Setelah hasil analisa serta pembahasan diketahui, barulah diambil kesimpulan yang berisi rangkuman hasil perencanaan.

Adapun alur dari tahapan – tahapan tersebut dapat dilihat pada bagan alir (flowchart) **Gambar 8**.

Diagram Alir



Gambar 8 Diagram Alir
Sumber : (Hasil Perencanaan)

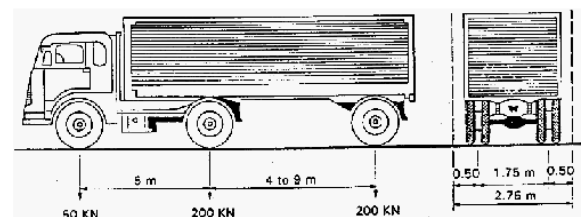
4. PERENCANAAN

Dinding Penahan Tanah

Perencanaan dinding penahan tanah pada lereng jalan Kemuning Lor Kecamatan Arjasa Kabupaten Jember yang akan dianalisis manual tersebut dari pasangan batu kali. Dinding penahan tanah ini dikategorikan sebagai jenis klasik dengan mengandalkan berat konstruksi itu sendiri untuk melawan gaya-gaya yang bekerja dan menganalisis kontrol gaya-gaya dalam yang bekerja pada konstruksi dinding penahan.

Struktur Jalan Raya

Kelas jalan yang direncanakan pada penelitian lereng ini yaitu Arteri III dengan asumsi VLHR sebesar 8.000 smp/hari. Lebar jalur yang digunakan untuk kelas jelas Arteri IIIA pada penelitian ini yaitu 3 m dan lebar bahu sebesar 2 m (TPGJAK, 1997). Adapun struktur jalan yang direncanakan dapat dilihat pada gambar.



Gambar 9 Pembebanan Truk (SNI-T-02-2005)

Beban terbagi rata akibat distribusi muatan sumbu kendaraan ke badan jalan adalah :

$$W = 8 \text{ ton}$$

$$L = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Beban terbagi rata} = (1/2 W) : L^2 = 6,25 \text{ t/m}^2$$

$$\text{AC-WC} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\text{AC-BW} = 6 \text{ cm}$$

$$\text{AC-BASE} = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{LPA} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{LPB} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{berat volume AC} = 1600 \text{ kg/m}^3$$

berat volume LPA = 1700 kg/m³
berat volume LPB = 1800 kg/m³

Beban Keseluruhan

dimensi	berat volume	(kg/m ²)
a	b	a x b
0,025	1600	40
0,06	1600	96
0,075	1600	120
0,15	1700	255
0,15	1800	270
Σ		781

Jadi berat total = 781 kg/m²
= 0,781 t/m²

Total Pembebanan = 6,25 + 0,781
= 7,031 t/m²
= 68,951 kN/m²

Perhitungan Stabilitas Lereng Sebelum Adanya Perkuatan Gabion Wall

Data perencanaan sempel I (berdasarkan nilai parameter yang sudah ada):

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{G_s \cdot \gamma_w + e \cdot \gamma_w}{1 + e}$$

$$= \frac{2,63 \times 9,81 + 2,06 \times 9,81}{1 + 2,06}$$

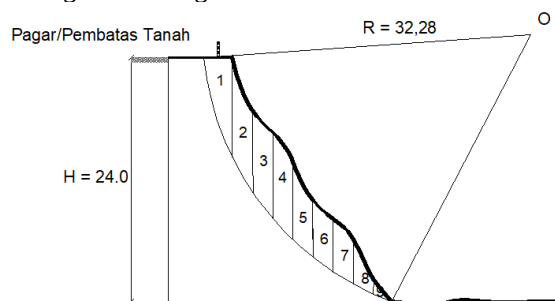
$$= 15,035 \text{ kN/m}^3$$

C (Nilai Kohesi Tanah) = 0,22 kg/cm²

Ø (Sudut Geser Tanah) = 4,35°

Analisis Stabilitas Lereng Tanpa Perkuatan

Analisa stabilitas lereng tanpa perkuatan lereng dilakukan dengan perhitungan manual. Tinjauan perhitungan yaitu selebar 1m bidang gambar. Contoh perhitungan yang digunakan pada analisis ini yaitu dengan 1 variasi, dengan menggunakan tinjauan kelongsoran lereng secara keseluruhan



Gambar 10 Bidang Longsor Kritis Lereng

$$SF = \frac{((\Delta L)(c) + (W \cos \alpha) \tan \phi) + (Q \text{ tot} \times \text{jarak tot})}{W \sin \alpha}$$

$$= \frac{\text{gaya yang menahan longsor}}{\text{gaya yang menyebabkan longsor}}$$

ΔL = panjang lintasan bidang longsor
C = kohesi
W = adalah berat pias
Tan φ = sudut geser dalam (°)

Setelah dilakukan pengecekan terhadap lereng, akhirnya didapatkan hasil angka keamanan (SF) sebelum terjadinya longsor sebesar SF = 1,4 dan setelah terjadinya longsor sebesar SF = 1,2 dari angka tersebut dapat disimpulkan bahwa lereng tersebut rawan terjadinya kelongsoran.

Perhitungan Stabilitas Lereng Sesudah Adanya Perkuatan

Analisis dengan Perhitungan:

Dari Table diketahui data tanah adalah :

Kohesi tanah (c) = 20,594 kN/m²
Sudut geser dalam (φ) = 41,2°
Berat volume tanah kering (Y_d) = 7,6982 kN/m³
Berat volume tanah asli (Y) = 14,4157 kN/m³

Berat jenis tanah (Gs) = 2,631
Angka pori (e) = 2,385

Kadar pori :

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

$$= \frac{2,385}{1 + 2,385}$$

$$= 0,7046$$

Berat volume tanah jenuh :

$$Y_{\text{sat}} = Y_d + n$$

$$= 7,6982 + 0,7046 = 5,424 \text{ kN/m}^3$$

Menghitung koefisien tekanan tanah aktif.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \beta) \cos(\alpha + \beta)} \right]}$$

$$= \frac{\cos^2(33,66)}{\cos^2 0 \cos(22,44) \left[1 + \frac{\sin(68,667) \sin(41,2)}{\cos(27,467) \cos(0)} \right]}$$

$$= 0,214$$

Menghitung tekanan tanah aktif :

$$P_a = \frac{1}{2} H (K_a \cdot \gamma \cdot H)$$

$$= \frac{1}{2} \times 24 \times (0,214 \times 14,4157 \times 24)$$

$$= 888,47 \text{ kN}$$

Menghitung momen aktif :

$$M_a = P_{a1} \left(\frac{1}{3} H \right)$$

$$888,47 \times \left(\frac{1}{3} \times 24 \right)$$

=
= 7107,76 kNm
Menghitung koefisien tekanan tanah pasif :

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{24,2}{2} \right) = 3,76$$

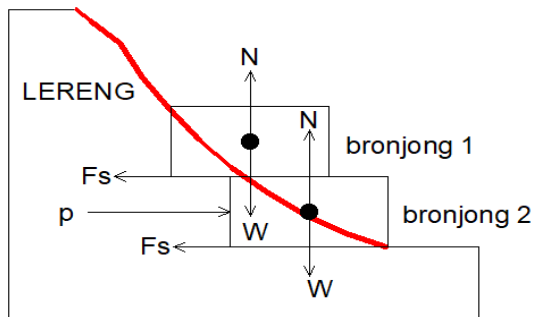
Menghitung tekanan tanah pasif :

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 3,76 \cdot 14,416 \cdot 0,7^2 = 8,898 \text{ kN}$$

Menghitung momen pasif :

$$M_p = P_p \left(\frac{1}{3} \cdot H \right) = 8,898 \left(\frac{1}{3} \cdot 0,7 \right) = 2,076 \text{ kNm}$$

Analisis bronjong



Gambar 11 Gaya Gesek Bronjong

$P = F_s$ (Bronjong Tepat Akan Bergerak)

$P < F_s$ (Bronjong Tidak Akan Bergerak)

$P > F_s$ (Bronjong Akan Bergerak)

BRONJONG	W	Fs
1	250	100
2	250	75
3	250	75
4	250	75
5	250	75
6	250	75
7	250	75
8	250	75
9	250	75
10	250	75
11	250	75
12	250	75
13	250	75
14	250	75
15	250	75

16	250	75
17	250	75
18	250	75
19	250	75
20	250	75
21	250	75
22	250	75
23	250	75
24	250	75
	fs	1825

Sehingga :

$f_s = 1825 \text{ KN}$

Jadi, dapat diambil kesimpulan bahwa bronjong tidak bergerak, hal ini dikarenakan gaya dorong yang terjadi lebih kecil dari gaya gesek yang di timbulkan oleh bronjong

$$P < f_s \\ 888,47 \text{ KN} < 1825 \text{ KN (Aman)}$$

Faktor keamanan terhadap kuat dukung tanah, geser dan guling

Menghitung tekanan tanah akibat beban merata untuk bronjong :

$$P_{aq} = H (K_a \cdot q) = 24 \times 0,214 \times 68,951 = 4,434 \text{ kN}$$

$$M_{aq} = 0,5 \cdot P_{aq} \cdot H_1 \cdot 1 = 0,5 \times 4,434 \times 24 \times 1 = 17,736 \text{ kNm}$$

$$\Sigma H = P_a + P_{aq} = 888,47 + 4,434 = 892,904 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_a = M_a + M_{aq} = 7107,76 + 17,736 = 7125,496 \text{ kNm}$$

Stabilitas terhadap geser untuk bronjong

$$V = \Sigma W = 448,5 \text{ kN}$$

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi = \frac{2}{3} \times 41,2 = 27,467^\circ$$

$$f = \tan \delta \longrightarrow \tan 27,467 = 0,5198$$

$$SF = \frac{V \cdot f + c \cdot B}{\Sigma H} = \frac{448,5 \times 0,5198 + 20,594 \times 24}{892,904}$$

$$= 3,054 > 1,5 \quad (\text{Aman})$$

Stabilitas terhadap guling untuk bronjong

$$\Sigma MW = \Sigma M_o = 17384,118 \text{ kNm}$$

$$\Sigma MGL = \Sigma M_a = 7125,496 \text{ kNm}$$

$$SF = \frac{\Sigma MW}{\Sigma MGL} = \frac{17384,118}{7125,496}$$

$$= 4,137 > 2 \quad (\text{Aman})$$

Kapasitas dukung ultimit :

$q_u = c \cdot N_c + P_o \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$
 N_c, N_q, N_γ = faktor kapasitas dukung tanah (fungsi ϕ). $\phi = 41,2^\circ$

Diambil dari grafik yang diberikan Terzaghi dapat dilihat pada Gambar 2.17 atau Table 2.2.

$$\begin{aligned} N_c &= 85,83 \\ N_q &= 76,196 \\ N_\gamma &= 135,286 \\ P_o &= \frac{1}{2} \cdot D_f \cdot \gamma \\ &= 0,5 \times 8 \times 14,416 \\ &= 57,663 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_u &= cN_c + D_f \cdot \gamma \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \\ &= 205,940 \times 85,83 + 8 \times 76,196 \times 14,416 \times \\ &\quad 36,5 + 0,5 \times 14,416 \times 4 \times 135,286 \\ &= 30363,670 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Stabilitas terhadap kuat dukung tanah untuk bronjong

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{q_u}{\frac{F_K}{1,5}} \\ &= \frac{30363,670}{1,5} \\ &= 20242,446 \text{ kN/m}^2 \\ e &= \frac{1}{2} \cdot B - \left(\frac{\sum M_o - \sum M_a}{V} \right) \\ &= \frac{1}{2} \times 6 - \left(\frac{1164,375 - 281,433}{448,5} \right) \\ &= 0,031 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{ijin} &= \frac{1}{6} \cdot B \\ &= \frac{1}{6} \times 4 \\ &= 0,667 \text{ m} \\ e &< e_{ijin}; \text{ maka,} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{min} &= \frac{v}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ &= \frac{448,5}{4} \left(1 - \frac{6 \times 0,031}{4} \right) \\ &= 106,853 \text{ kN/m}^2 > 0 \quad (\text{Aman}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{max} &= \frac{v}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ &= \frac{448,5}{4} \left(1 + \frac{6 \times 0,031}{4} \right) \\ &= 117,397 \text{ kN/m}^3 < q_a \\ &= 117,397 \text{ kN/m}^3 < 20242,446 \text{ kN/m}^3 (\text{Aman}) \end{aligned}$$

5. KESIMPULAN DAN SARAN

Kesimpulan

Berdasarkan dari hasil analisis dan pembahasan yang dilakukan pada lereng yang berlokasi di jalan Kemuning Lor Kecamatan Arjasa Kabupaten Jember, didapat kesimpulan bahwa sebelum terjadinya kelongsoran nilai faktor keamanan (SF) existing pada lereng jalan Kemuning Lor kec.Arjasa Kab.Jember sebesar SF = 1.4 dan sesudah terjadinya longsor menjadi SF = 1.2 dari angka tersebut dapat disimpulkan bahwa lereng tersebut rawan terjadinya kelongsoran. Kemudian dilakukan perhitungan perkuatan dinding penahan tanah menggunakan

bronjong dan di dapatkan Stabilitas bronjong terhadap guling diperoleh SFguling sebesar $4,137 > 2$ (Aman) dan Stabilitas bronjong terhadap geser diperoleh SFgeser sebesar $3,054 > 1,5$ (Aman).

Kemungkinan bisa terjadinya kelongsoran walaupun angka keamanan sebelum terjadinya kelongsoran adalah SF = 1,4 yaitu angka tersebut sangat rawan terjadi longsor, bisa jadi dikarenakan oleh:

1. Kondisi jenis tanah tidak 100% tanah butir halus
2. Tanah butir halus tidak murni berlaku jenuh
3. Mungkin ada beban lalu – lintas yang besar lewat di jalanan atas lereng melebihi SNI dan lalu - lintas
4. Kondisi lereng secara alami terlampaui tegak,
5. Karena pengaruh air hujan
6. Dan lain-lain yang mungkin bisa berkaitan dengan penyebab terjadinya longsor
7. putaran balik.

Saran

Berdasarkan hasil dari ananlisis penelitian, maka perlu adanya penelitian lebih lanjut untuk melengkapi dan mengembangkan penelitian serupa. Adapun saran yang diberikan pada penelitian selanjutnya yaitu

1. Dapat dilakukan studi dengan jenis perkuatan tebing sungai lainnya pada tebing sungai di jalan Kemuning Lor Kecamatan Arjasa Kabupaten Jember.
2. Jumlah sampel tanah dapat diambil lebih dari beberapa titik tinjauan.
3. Pemodelan selanjutnya dapat dilakukan dengan *software* geoteknik seperti: *Geoslope* maupun *Plaxis*
4. Membandingkan dengan pemodelan fisik di laboratorium.

DAFTAR PUSTAKA

- Andriyani, B.C.D, 2019, “*Studi Perencanaan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever Pada Lereng Jalan Kemuning Lor Kecamatan Arjasa Kabupaten Jember*” Institut Teknologi Nasional, Malang.
- Amin, S.A, 2019, “*Analisis Kestabilan Lereng Dengan Perkuatan Geotekstil Pada Lereng Jalan Kemuning Lor Kecamatan Arjasa Kabupaten Jember*” Institut Teknologi Nasional, Malang
- Das, B.M. 1993. *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)*. Erlangga, Jakarta.
- Das, B.M. 1998. *Mekanika Tanah Jilid 1*, Erlangga, Jakarta.
- Das, B.M. 1998. *Mekanika Tanah Jilid 2*, Erlangga, Jakarta.
- Das, B.M. 2007. *Principles of Foundation Engineering – 6th Edition*. Toronto, Ontario, Canada : Nelson, A Division of Thomson Canada Limited.
- Hardiyatmo, H.C. 2002. *Teknik Pondasi I. Edisi Kedua*. Yogyakarta : Beta Offset.

- Hardiyatmo, H.C. 2003. *Teknik Pondasi II. Edisi Ketiga*. Yogyakarta : Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H.C. 2006. *Mekanika Tanah I*. Yogyakarta : Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H.C. 2010. *Teknik Pondasi II. Edisi Kelima*. Yogyakarta : Gadjah Mada University Press.
- Murri, M.M. 2014. “*Analisis Stabilitas Lereng Dengan Pemasangan Bronjong (Studi Kasus Di Sungai Gajah Putih, Surakarta)*”. Universitas Sebelas Maret. Surakarta
- Terzaghi, K dan Ralph B.P. 1967. *Mekanika Tanah Dalam Praktek Rekayasa. Edisi Kedua Jilid I*. Jakarta : Penerbit Erlangga.