

## Penanganan Kelongsoran Di Jalan Soekarno-Hatta KM 55 Samarinda-Balikpapan Kalimantan Timur

**Kukuh Prihatin<sup>1)</sup>, Indah Amelia Putri<sup>2)</sup>, Muhammad Ridwan<sup>3)</sup>, Hendro Wardono<sup>4)</sup>**

E-Mail : [kukuh\\_prihatin@polnes.ac.id](mailto:kukuh_prihatin@polnes.ac.id)<sup>1)</sup>; [indahamliia@gmail.com](mailto:indahamliia@gmail.com)<sup>2)</sup>; [mridwan@yahoo.com](mailto:mridwan@yahoo.com)<sup>3)</sup>;  
[hendrowardomo@gmail.com](mailto:hendrowardomo@gmail.com)<sup>4)</sup>

Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Samarinda  
Dr. Ciptomangunkusumo, Samarinda, 75131, Indonesia

Koresponden naskah : [kukuh\\_prihatin@polnes.ac.id](mailto:kukuh_prihatin@polnes.ac.id)

SUBMITTED Oct 2, 2021 | REVISED Oct 12, 2021 | ACCEPTED Nov 12, 2021 (Editor)

### ABSTRACT

*Soekarno-Hatta road is one of the roads to and from Samarinda or Balikpapan with conditions along hills and slopes, which have the potential for landslides to occur. At Km. 55 occurred a rotational landslides of  $\pm 24.27$  m, causing a narrowing of the road towards Samarinda, making it dangerous for road users. So, it is necessary to handle the landslide by making a cantilever type retaining wall as high as 5 meters. After dimensioning the retaining wall, it is necessary to check the stability against sliding, overturning, bearing capacity and overall. The results show that the safety factor against sliding is 2.62, as well as safety against overturning 2.54 and the allowable bearing capacity ( $q_a$ ) is 482.37 kPa, which is greater than the maximum applied stress ( $q_{max}$ ) of 149.89 kPa (safe) and the landslide is 0.864 which is smaller than the required safety factor of 1.5, then the overall stability does not be safe, so it is necessary to install a concrete pile foundation with a diameter of 40 cm with a depth of 4 meters as many as 5 pieces per meter.*

*Kata Kunci – landslides, retaining walls, stability*

### ABSTRAK

Jalan Soekarno-Hatta merupakan salah satu ruas jalan dari dan menuju Samarinda atau Balikpapan dengan kondisi sepanjang jalan bukit dan lereng, yang berpotensi terjadi kelongsoran. Pada Km. 55 mengalami kelongsoran rotasi, sampai mengenai badan jalan sepanjang  $\pm 24,27$  m, sehingga menyebabkan penyempitan jalan arah Samarinda, sehingga membahayakan bagi pengguna jalan. Maka, perlu dilakukan penanganan kelongsoran dengan membuat dinding penahan tanah tipe kantilever setinggi 5 meter. Setelah dilakukan pendimensian dinding penahan tanah maka perlu pengecekan stabilitas terhadap geser, guling, daya dukung dan kelongsoran. Hasil menunjukkan bahwa angka keamanan terhadap geser memenuhi sebesar 2,62, demikian juga aman terhadap guling 2,54 dan daya dukung ijin tanah ( $q_a$ ) sebesar 482,37 kPa lebih besar dari tegangan kontak maksimum ( $q_{max}$ ) sebesar 149,89 kPa (memenuhi) serta kelongsoran sebesar 0,864 lebih kecil dari angka keamanan yang disyaratkan 1,5, maka nilai kelongsoran tidak memenuhi, sehingga perlu dipasang pondasi tiang pancang beton berdiameter 40 cm dengan kedalaman 4 meter sebanyak 5 buah per meter.

*Keywords – longsor, dinding penahan tanah, stabilitas*

## 1. PENDAHULUAN

Kondisi geografis pada Jalan Poros Samarinda-Balikpapan tepatnya di Jalan Seokarno-Hatta yang terletak di Kabupaten Kutai Kertanegara, Kalimantan Timur ini banyak dijumpai kawasan dengan topografi berbukit. Sehingga dengan posisi badan jalan dekat dengan lereng seperti ini sangat rawan terhadap longsor. Tidak sedikit telah terjadi kelongsoran, salah satunya di Km. 55 Samarinda-Balikpapan yaitu terjadi kelongsoran setempat.

Ketidakstabilan yang disebabkan perbedaan ketinggian  $\pm 5$  m menyebabkan terjadinya kelongsoran sepanjang  $\pm 24,27$  m dengan tipe kelongsoran rotasi yang mengenai badan jalan, sehingga mengakibatkan penyempitan jalan dari arah Samarinda.

Hal ini tentu sangat membahayakan bagi pengguna jalan, khususnya para pengendara dari arah Samarinda. Apabila kelongsoran semakin melebar dan belum ada konstruksi yang menahan kelongsoran tersebut, maka perlu dilakukan upaya penanganan longsor pada lereng jalan yang bersifat permanen yaitu penanganan struktural dengan dibangun dinding penahan tanah. Hal ini penting dilakukan pada daerah tersebut mengingat keselamatan para pengendara yang melintasi jalan tersebut.

Secara umum perencanaan dinding penahan tanah diawali dengan penentuan tipe dan dimensi dinding penahan tanah. Dinding penahan tanah tersebut harus memenuhi beberapa syarat antara lain : aman terhadap geser, guling, daya dukung tanah dan kelongsoran.

Berdasarkan survei di lapangan, perencanaan dinding penahan tanah yang aman sangatlah diperlukan mengingat kelongsoran yang terjadi pada daerah tersebut. Dari ketinggian lereng yang mencapai  $\pm 5,88$  meter, maka diambil dinding penahan tanah tipe kantilever.

## 2. TINJAUAN PUSAKA

### A. Kelongsoran

Longsor lereng adalah pergerakan massa tanah batuan dalam arah tegak, mendatar atau miring dari kedudukan semula sebagai akibat ketidakmampuan lereng menahan gaya geser yang bekerja pada batas antara massa yang bergerak dan massa yang stabil (Skempton dan Hutchinson, 1969).

Ada 3 tipe utama dari kelongsoran tanah :

1. Kelongsoran rotasi (*rotational slips*), yaitu kelongsoran yang bentuk permukaan runtuh pada potongannya dapat berupa busur lingkaran atau kurva bukan lingkaran.

2. Kelongsoran translasi (*translational slips*), cenderung terjadi bila lapisan tanah yang berbatasan berada pada kedalaman relatif dangkal di bawah permukaan lereng.

3. Kelongsoran gabungan (*compound slips*), terjadi bila lapisan tanah yang berbatasan berada pada

kedalaman yang lebih dalam. Hal ini umumnya terjadi karena runtuhnya terdiri dari potongan kurva dan bidang.

Adapun mekanisme penanganan kelongsoran dapat dilakukan dengan 3 metode, yaitu :

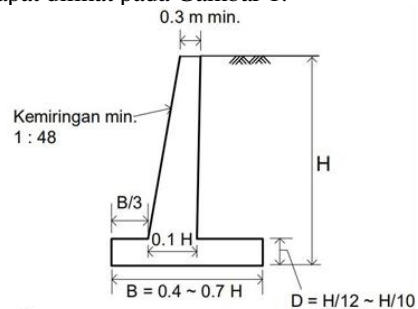
1. mengurangi gaya-gaya yang menimbulkan gerakan, yaitu dengan mengendalikan air permukaan dan mengubah geometri lereng
2. menambah gaya-gaya penahan gerakan, yaitu dengan mengendalikan air rembesan, penambatan (dengan membangun konstruksi penahan, misal bronjong, dinding penahan tanah, penambatan tanah dengan tiang, sumuran, MSE Wall, penambatan tanah dengan angker, dan beban kontra (*counter weight*)).
3. tindakan lain, dengan menggunakan bahan ringan (batu apung, abu sekam, serbuk gergaji dan lain-lain), stabilisasi dengan menggunakan kapur, semen dan relokasi.

### B. Dinding penahan tanah tipe kantilever

Dinding Penahan Tanah (DPT) adalah struktur bangunan yang digunakan untuk menahan tanah atau memberikan kestabilan pada tanah agar tidak terjadi keruntuhan tanah.

Salah satu tipe dinding penahan tanah yaitu tipe kantilever, yang biasanya dibuat dari beton bertulang yang tersusun dari bagian dinding vertikal (*stem*), tumit tapak (*hell*), dan ujung kaki tapak (*toe*).

Penentuan dimensi minimum dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 1.



**Gambar 1.** Dimensi Minimum Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever (Sumber : SNI 8460 : 2017)

### C. Teori Coulomb

Tekanan tanah lateral menurut teori Coulomb (1776) adanya pengaruh gesekan antar dinding dan tanah urug di belakangnya.

Rumus koefisien keadaan aktif,  $K_a$  :

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

Rumus koefisien keadaan pasif,  $K_p$  :

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

dengan :

- $\alpha$  : Kemiringan dinding terhadap bidang vertikal ( $^{\circ}$ )
- $\varphi$  : Sudut geser dalam tanah ( $^{\circ}$ )
- $\delta$  : Sudut geser antara dinding dan tanah ( $^{\circ}$ )
- $\beta$  : Kemiringan timbunan tanah terhadap bidang horizontal ( $^{\circ}$ )

#### D. Pengaruh Beban Titik

Beban titik ialah beban dari muatan sumbu kendaraan. Besarnya beban kendaraan yang didistribusikan ke sumbu-sumbunya dipengaruhi oleh letak titik berat kendaraan tersebut. Beban sumbunya disesuaikan berdasarkan klasifikasi jalan yang ditunjukkan pada Tabel 1.

Tabel 1. Pengelompokan Jalan Menurut Kelas Jalan

Kelas Jalan	Fungsi Jalan	Ukuran Kendaraan Bermotor	Muatan Sumbu Terbesar
Kelas I	Jalan Arteri	Lebar $\leq 2,5$ m	10 Ton
	Jalan Kolektor	Panjang < 18 m Tinggi < 4,2 m	
Kelas II	Jalan Arteri	Lebar $\leq 2,5$ m	8 Ton
	Jalan Kolektor	Panjang < 12 m Tinggi < 4,2 m	
Kelas III	Jalan Arteri	Lebar $\leq 2,1$ m	8 Ton
	Jalan Kolektor	Panjang < 9 m Tinggi < 3,5 m	
	Jalan Lingkungan		

Sumber : UU No. 22 tahun 2009 tentang LLAJ

Tekanan tanah lateral akibat beban titik (beban dari muatan sumbu kendaraan) pada persamaan Boussineq (Spangler, 1936) :

$$\sigma_h = \frac{1,77.P}{H^2} \cdot \frac{m^2.n^2}{(m^2+n^2)^3} \text{ untuk } m > 0,4 \quad (3)$$

$$\sigma_h = \frac{0,28.P}{H^2} \cdot \frac{n^2}{(0,16+n^2)^3} \text{ untuk } m \leq 0,4 \quad (4)$$

dengan :

- H : Tinggi dinding penahan tanah (m)
- P : Beban titik (kN)
- m : Perbandingan jarak beban ke DPT dengan tinggi dinding
- n : Perbandingan kedalaman tanah yang ditinjau dengan tinggi DPT

#### E. Pengaruh Beban Garis

Tekanan tanah lateral akibat beban garis persatuan lebar (QL), akibat beban drainase dapat dihitung dengan persamaan Terzaghi (1943) :

$$\sigma_h = \frac{4.QL}{\pi.H} \cdot \frac{m^2.n}{(m^2+n^2)^2} \text{ untuk } m > 0,4 \quad (5)$$

$$\sigma_h = \frac{QL}{H} \cdot \frac{0,203.n}{(0,16+n^2)^2} \text{ untuk } m \leq 0,4 \quad (6)$$

#### F. Pengaruh Beban Terbagi Rata Memanjang

Tekanan tanah lateral akibat beban jalan, timbunan letaknya sejajar dengan dinding penahan tanah dapat dihitung dengan persamaan Terzaghi (1943) :

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi} \cdot (\beta - \sin\beta \cdot \cos 2\alpha) \quad (7)$$

dengan  $\alpha$  dan  $\beta$  adalah sudut dalam radian

#### G. Stabilitas Dinding Penahan Tanah

##### 1. Stabilitas terhadap geser

Menurut Hardiyatmo (2002), stabilitas terhadap geser yaitu perbandingan gaya-gaya yang menahan dan mendorong dinding penahan tanah

$$FS_{geser} = \frac{\sum F_T}{\sum F_G} > 1,5 \quad (8)$$

$$\sum F_T = P_p + (W + P_v) \cdot f + (c \cdot A) \quad (9)$$

$$\sum F_G = \sum P_a \quad (10)$$

dengan :

$\sum F_T$  : Total gaya tahan (kN)

$\sum F_G$  : Total gaya pendorong (kN)

$\sum P_a$  : Total gaya pendorong akibat tekanan tanah maupun akibat beban luar (kN)

$P_n$  : Tekanan tanah pasif (kN)

W : Berat sendiri dinding penahan tanah (kN)

$P_v$  : Tekanan tanah diatas pelat pondasi (kN)

f : Koefisien gesek antara tanah dasar dan dasar pondasi =  $\text{tg } \delta$  (Tabel 2)

c : Kohesi (kN/m<sup>2</sup>)

A : Luas penampang fondasi (m<sup>2</sup>)

Tabel 2. Koefisien Gesek (f) antara Fondasi dan Tanah Dasar

Jenis tanah dasar fondasi	f = tg $\delta_b$
Tanah granuler kasar tak mengandung lanau atau lempung	0,55
Tanah granuler kasar mengandung lanau	0,45
Tanah lanau tak berkohesi	0,35
Batu keras permukaan kasar	0,60

Sumber : Hardiyatmo, 2017

##### 2. Stabilitas terhadap guling

Stabilitas terhadap guling merupakan rasio antara momen tahan terhadap momen guling.

$$FS_{guling} = \frac{\sum M_T}{\sum M_G} > 1,5 \quad (11)$$

$$\sum M_T = P_p \cdot y_D + W \cdot x + \sum P_a \cdot B \quad (12)$$

$$\sum M_G = \sum P_a \cdot y \quad (13)$$

dengan :

$\sum M_T$  : Momen yang melawan penggulingan (kN.m)

$\sum M_G$  : Momen yang mengakibatkan penggulingan (kN.m)  
 $P_p$  : Gaya akibat tekanan tanah pasif (kN)  
 $W$  : Berat sendiri dinding penahan tanah dan berat tanah di atas fondasi (kN)  
 $\sum P_{av}$  : jumlah gaya vertikal (kN)  
 $\sum P_a$  : jumlah gaya aktif horisontal (kN)  
 $y_p$  : Jarak dari dasar pondasi ke tekanan tanah pasif (m)  
 $y$  : Jarak dari dasar pondasi ke gaya aktif (m)  
 $x$  : Jarak horizontal dari titik O ke gaya vertikal akibat tanah dan berat sendiri dinding penahan tanah (m)  
 $B$  : Lebar fondasi dinding penahan tanah (m)

3. Stabilitas terhadap daya dukung tanah  
 Stabilitas terhadap daya dukung tanah adalah rasio antara daya dukung ultimit terhadap tekanan kontak akibat beban.

$$FS_{DDT} = \frac{q_{ult}}{q_{max}} > 3 \quad (14)$$

atau :

$$q_a = \frac{q_{ult}}{FS} > q_{max} \quad (15)$$

dengan :

$q_{ult}$  : daya dukung ultimit fondasi (kN/m<sup>2</sup>)

$q_{max}$  : tekanan kontak akibat beban kN/m<sup>2</sup>)

$$q_a = \frac{q_{ult}}{SF} \quad (16)$$

Daya dukung ijin tanah ( $q_a$ ) berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) :

Untuk lebar  $B \leq 1,2$  m

$$q_a = 20.N.K_d \quad (17)$$

Untuk lebar  $B > 1,2$  m

$$q_a = 12,5.N \cdot \left[ \frac{B+0,3}{B} \right]^2 \cdot K_d \quad (18)$$

dengan,

$q_a$  : daya dukung ijin neto untuk penurunan 1” (kN/m<sup>2</sup>)

$$K_d = 1 + \frac{0,33.D_f}{B} = \text{Faktor kedalaman fondasi,}$$

dengan nilai maksimum  $K_d = 1,33$

$B$  : Lebar fondasi (m)

$D_f$  : Kedalaman fondasi (m)

Bowles menyarankan nilai  $N$  diambil nilai rata-rata dari zona  $0,5B$  diatas dasar fondasi sampai  $2B$  dibawah dasar fondasi. Jika dibawah zona tersebut terdapat lapisan tanah dengan  $N$  sangat rendah, maka faktor penurunan menjadi perhatian jika  $N$  tidak direduksi oleh pengaruh lapisan ini.

Tekanan Kontak Maksimum Akibat Beban Vertikal dan Momen ( $q_{max}$ ) :

Nilai  $q_{max}$  diperoleh tergantung pada nilai eksentrisitas ( $e$ ).

Jika  $e \leq \frac{B}{6}$ , maka :

$$q_{max,min} = \frac{\sum V}{B} \left[ 1 \pm \frac{6.e}{B} \right] \quad (19)$$

Jika  $e > \frac{B}{6}$ , maka :

$$q_{max} = \frac{4.V}{3B(B-2e)} \quad (20)$$

dengan,

$V$  : Beban total vertikal (kN)

$B$  : lebar fondasi (m)

#### 4. Analisa Kestabilan Lereng

Untuk menganalisa kelongsoran maka dapat digunakan salah satu metode, yaitu metode irisan yang dicetuskan oleh Fellenius (1939), yang menganalisa kestabilan lereng dengan membagi massa longsor menjadi segmen-segmen untuk mencari faktor keamanan lereng.

Angka keamanan (SF) adalah rasio antara gaya geser yang menahan dan gaya geser yang menggerakkan massa tanah.

$$SF = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} c \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \tan \phi}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} > 1,5 \quad (21)$$

$$\Delta L_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n} \quad (22)$$

dengan :

$b_n$  : Lebar potongan nomor  $n$  (m)

$W_n$  : Berat irisan (kN)

$c$  : Kohesi tanah (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : Sudut geser dalam tanah (°)

$\Delta L$  : Panjang bagian lingkaran pada irisan ke- $n$  (m)

#### H. Kemampuan Tiang Memikul Gaya Horisontal

Asumsi kelompok tiang pada embankment equivalent dengan kelompok tiang dengan rigid cap dan bekerja gaya horizontal di permukaan tanah (equivalent dengan tegangan geser di sepanjang bidang longsor).

#### Menghitung kebutuhan 1 tiang per meter panjang :

1. Menentukan kekuatan 1 tiang untuk menahan gaya horizontal

a. Menghitung faktor kekakuan relatif (T)

$$T = \left( \frac{E.I}{f} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (23)$$

dengan :

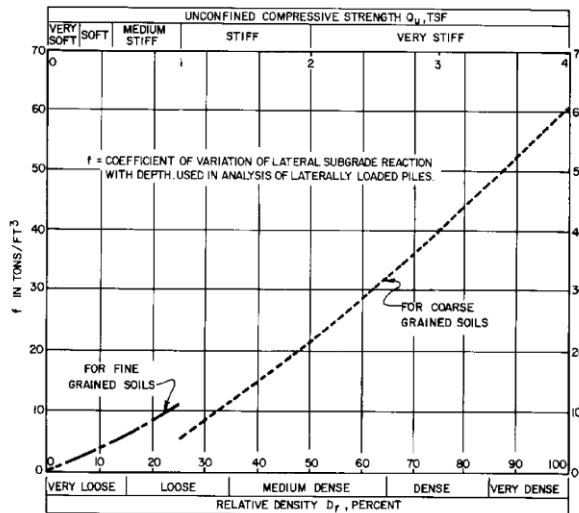
$T$  : faktor kekakuan relatif (cm)

$E$  : modulus elastisitas tiang (kg/cm<sup>2</sup>)

$I$  : momen inersia (cm<sup>4</sup>)

$f$  : koefisien dari modulus tanah (kg/cm<sup>3</sup>)

(Gambar 2)



**Gambar 2.** Koefisien Modulus Tanah  
(Sumber : NAVFAC, 1986)

- b. Menghitung gaya horizontal yang mampu ditahan oleh 1 tiang (P)

$$M_p = F_M \cdot (P \cdot T) \rightarrow P = \frac{M_p}{F_M \cdot T} \quad (24)$$

dengan :

$M_p$  : momen lentur yang bekerja pada tiang akibat beban P (kg-cm)

$$M_p = M_{pmax} \cdot l \text{ tiang} = \frac{\sigma_{max} \cdot I}{c} = \sigma_{max} \cdot W \quad (25)$$

$\sigma_{max}$  : tegangan tarik/tekan maksimum dari bahan tiang ( $kg/cm^2$ )

I : momen inersia ( $cm^4$ )

c : jarak terjauh terhadap garis netral =  $\frac{1}{2} D$  (cm)

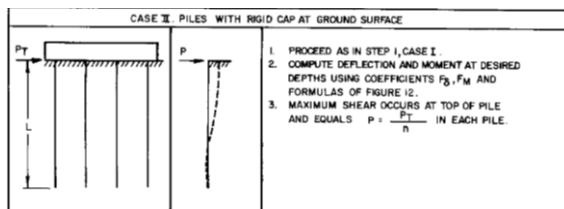
D : diameter tiang (cm)

W : momen tahan ( $cm^3$ )

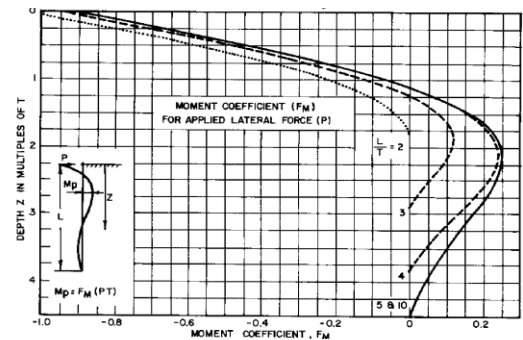
P : gaya lateral yang diterima tiang (kg)

T : faktor kekakuan relatif (cm)

$F_M$  : koefisien momen akibat gaya lateral P (Gambar 3. dan Gambar 4, dengan L : panjang tiang rencana di bawah bidang gelincir)



**Gambar 3.** Prosedur Desain Tiang dengan Beban Lateral  
(Sumber : NAVFAC, 1986)

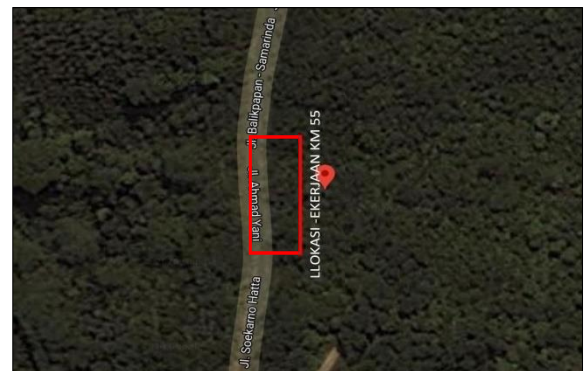


**Gambar 4.** Nilai Pengaruh ( $F_M$ ) untuk Tiang dengan Beban Lateral (Kasus II)  
(Sumber : NAVFAC, 1986)

### 3. METODOLOGI PENELITIAN

#### A. Deskripsi Proyek

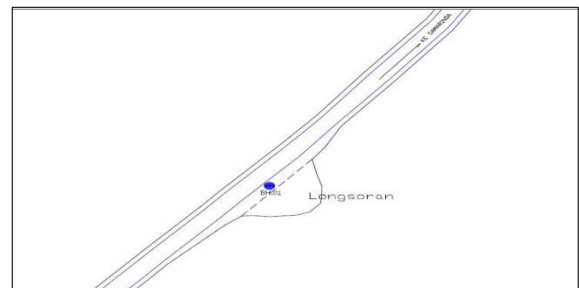
Lokasi proyek pembangunan dinding penahan tanah tipe kantilever terletak di Jalan Soekarno-Hatta KM 55 Samarinda-Balikpapa Kalimantan Timur ditunjukkan pada Gambar 5.



**Gambar 5.** Lokasi Pekerjaan KM 55 Samarinda-Balikpapan

#### B. Data sekunder

Data sekunder yang diperoleh adalah data hasil pengujian tanah yang dilakukan oleh PT. Geosindo Utama, disertai dengan melakukan tahap observasi di lapangan. Lokasi pengujian terlihat pada Gambar 6 dan data hasil pengujian laboratorium tanah dapat dilihat pada Tabel 3.



**Gambar 6.** Lokasi Pngujian BH.01

Selain pengujian laboratorium, juga terdapat hasil pengujian lapangan yaitu Standard Penetration Test (SPT) pada titik BH. 01.



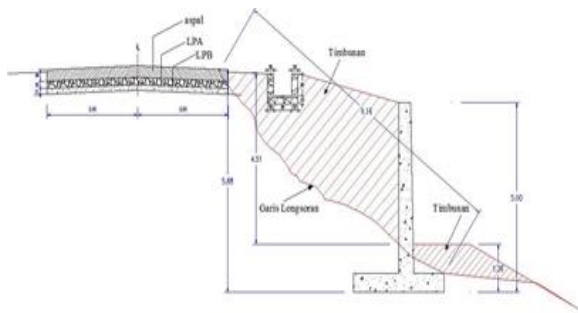
**Tabel 3.** Hasil Pengujian Laboratorium Tanah Km 55 Samarinda-Balikpapan

No. BH	Kedalaman (m)	Berat vol. Tanah ( $\gamma$ ) ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ )	Kohesi (c) ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	Sudut geser ( $\phi$ ) ( $^\circ$ )
	-(1,5 - 2,0)	1,72	0,525	18,302
BH.	-(3,5 - 4,0)	1,69	0,224	20,990
01	-(5,5 - 6,0)	1,65	0,124	25,878
	-(7,5 - 8,0)	1,62	0,029	31,952

Sumber : PT. Geosindo Utama

### C. Desain Rancangan Dinding Penahan Tanah

Desain rancangan dinding penahan tanah tipe kantilever seperti terlihat pada Gambar 7.



**Gambar 7.** Penempatan Dinding Penahan Tanah

### D. Tahapan Rancangan Dinding Penahan Tanah

Setelah ditentukan tipe dinding penahan tanah dari ketinggian lereng, maka tahap awal rancangan dinding penahan tanah adalah mendimensi.

Dimensi minimum dinding penahan tanah dapat diambil dari batasan lebar fondasi (B), tebal dan lebar tumit tapak (*hell*), dan ujung kaki tapak (*toe*) berdasarkan Gambar 1.

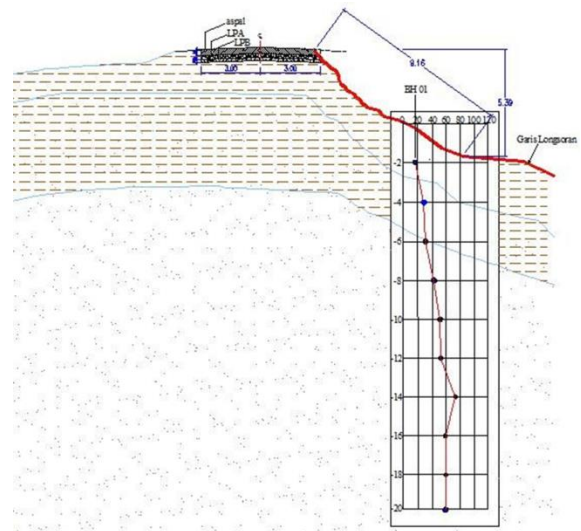
Setelah itu dilakukan perhitungan berat sendiri dinding penahan tanah, berat tanah di atas kaki fondasi, tekanan tanah pasif, tekanan tanah aktif dan tekanan horizontal akibat beban yang bekerja, yaitu beban titik akibat sumbu kendaraan, beban garis akibat saluran drainase dan beban terbagi rata memanjang akibat beban jalan.

Tahap selanjutnya perhitungan kontrol stabilitas geser, guling, daya dukung dan kelongsoran. Jika angka keamanan hasil perhitungan lebih kecil dari angka keamanan yang disyaratkan, maka perlu mendimensi ulang, tetapi jika sudah memenuhi maka berlanjut ke tahap selanjutnya yaitu cek stabilitas daya dukung dan kelongsoran. Jika cek daya dukung tanah memenuhi, maka lanjut cek kelongsoran, tetapi jika tidak memenuhi, maka perlu dilakukan perhitungan penambahan daya dukung tanah dengan penambahan pondasi dalam. Demikian juga jika kelongsoran sudah memenuhi maka tahapan perhitungan selesai, tetapi jika tidak memenuhi maka perlu penambahan pondasi dalam dengan beban yang dipikul adalah beban horisontal akibat kelongsoran.

## 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

### A. Penanganan Kelongsoran

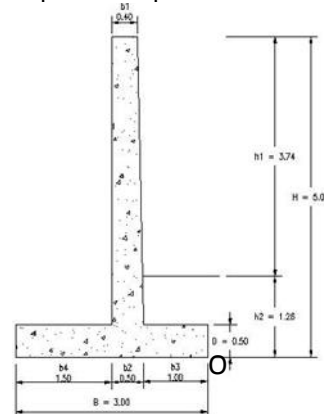
Kelongsoran yang terjadi di Jl. Soekarno-Hatta Km. 55 Samarinda-Balikpapan perlu penanganan, dimana penanganan kelongsoran adalah penanganan permanen bersifat struktural dengan membangun dinding penahan tanah, dan juga dilengkapi pengendalian air permukaan dengan dipasang drainase permukaan. Gambar 8 menunjukkan potongan melintang jalan beserta bidang longsor dan hasil pengujian lapangan SPT.



**Gambar 8.** Potongan melintang jalan dan bidang longsor beserta hasil pengujian SPT

### B. Pendimensian Dinding Penahan Tanah

Pendimensian rencana dinding penahan tanah berdasarkan syarat pendimensian menurut SNI 8460-2017 dapat dilihat pada Gambar 9.



**Gambar 9.** Dimensi Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever

### C. Perhitungan Dinding Penahan Tanah

Lapisan tanah untuk perhitungan tekanan tanah aktif terdiri dari 2 lapis, lapis 1 adalah tanah timbunan

dan lapis 2 adalah tanah asli, dengan parameter tanah sebagai berikut.

Lapisan Tanah 1 (tanah timbunan) :

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 18,2 \text{ kN/m}^3 \\ c_1 &= 11,73 \text{ kN/m}^2 \\ \phi_1 &= 30^\circ \end{aligned}$$

Lapisan Tanah 2 (tanah asli) :

$$\begin{aligned} \gamma_2 &= 16,5 \text{ kN/m}^3 \\ c_2 &= 12,4 \text{ kN/m}^2 \\ \phi_2 &= 25,88^\circ \end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif dengan metode Coulomb :

$$K_{a1} = 0,350$$

$$K_{a2} = 0,407$$

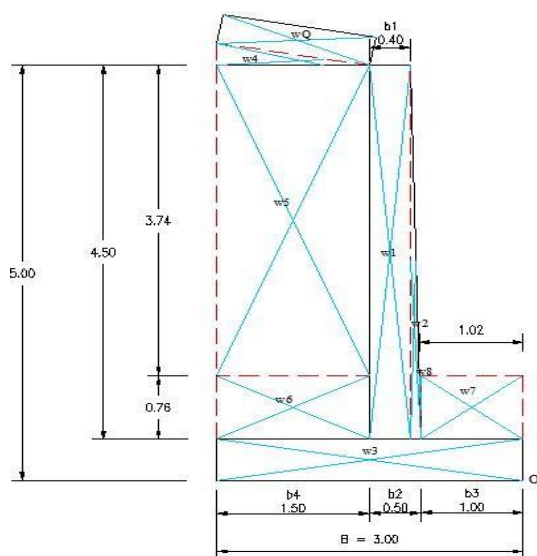
$$K_p = 6,357$$

Berikut rekapitulasi gaya dan momen terhadap titik O akibat tekanan tanah aktif dan beban luar (Tabel 4):

**Tabel 4.** Rekapitulasi Tekanan Tanah Aktif dan Tekanan Akibat Beban Luar

Kode	Gaya Horizontal (kN)	Jarak Ke Telapak (m)	Momen Guling O (kN.m)	Keterangan
Pah	86,156	1,553	133,827	Tekanan Tanah Aktif
Pqh	22,323	2,824	63,036	Beban Terbagi Rata Akibat Tanah Distas Pasir Urugan
P	2,083	1,748	3,642	Beban Titik Akibat Muatan Sumbu Kendaraan
QL	5,199	2,330	12,115	Beban Garis Akibat Drainase Sisi Kiri Jalan
q	8,427	1,914	16,127	Beban Rata Memanjang Akibat Perkerasan Jalan
$\Sigma P_{ah}$	124,188	$\Sigma M_T$	228,747	

Perhitungan Berat Sendiri dan Tanah Di Atas Dinding Penahan Tanah (Gambar 10 dan Tabel 5)



**Gambar 10.** Letak Gaya dan Jarak Terhadap Titik O

**Tabel 5.** Perhitungan Berat dan Momen Tahan

No.	Berat, W (kN)	Jarak, x (m)	Momen Tahan, M (kN.m)
1	2	3	4 = 2 x 3
1	43,2	1,3	56,16
2	5,4	1,07	5,762
3	36,0	1,5	54
4	3,67	2,5	8,66
5	102,10	2,25	217,107
6	18,81	2,25	42,323
7	13,83	0,5	6,536
8	0,14	1,01	0,133
Q	16,64	2,25	35,384
$\Sigma W$	239,79	$\Sigma M_T =$	441,635

Perhitungan Tekanan Tanah Pasif (Tabel 6)

**Tabel 6.** Perhitungan Tekanan Tanah Pasif dan Momen Tahan

No.	Tekanan Tanah Pasif, P <sub>ph</sub> (kN)	Jarak, y <sub>p</sub> (m)	Momen Tahan, M <sub>T</sub> (kN.m)
1	90,446	0,42	37,987
2	73,397	0,63	46,240
$\Sigma P_{ph}$	163,843	$\Sigma M_T$	84,227

#### D. Kontrol Stabilitas Dinding Penahan Tanah

##### 1. Stabilitas terhadap geser

$$FS_{geser} = \frac{\Sigma F_T}{\Sigma F_G} = \frac{417,542}{124,19} = 2,62 > 1,5 \text{ aman}$$

##### 2. Stabilitas terhadap guling

$$FS_{guling} = \frac{\Sigma M_T}{\Sigma M_G} = \frac{580,459}{228,75} = 2,54 > 1,5$$

.....aman

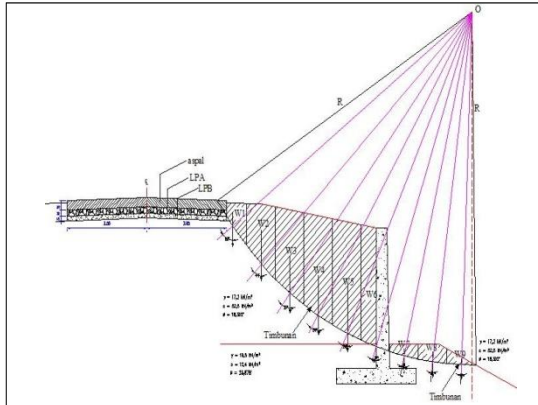
##### 3. Stabilitas terhadap daya dukung tanah

$$q_a = 482,37 \text{ kPa} > q_{max} = 149,89 \text{ kPa}$$

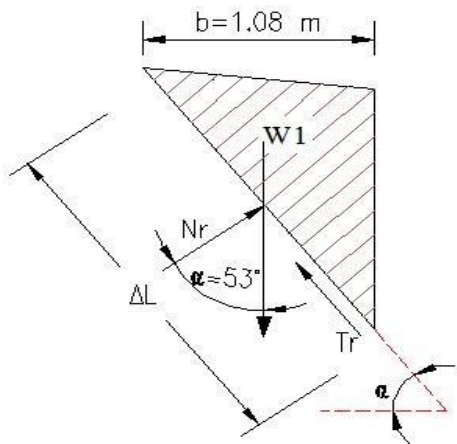
.....aman

**4. Stabilitas terhadap kelongsoran**

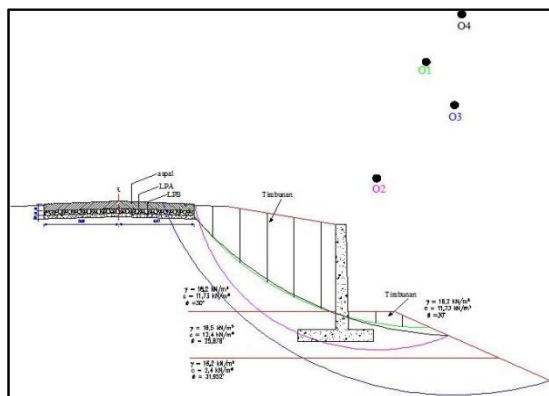
analisa kelongsoran dihitung dengan menggunakan metode irisan Fellenius (Gambar 11 dan Gambar 12), dilakukan trial pada 4 bidang longsor (Gambar 13) dan hasil FS bidang longsor pada Tabel 7.



**Gambar 11.** Nomor Irisan Metode Fellenius



**Gambar 12.** Detail Potongan Irisan 1



**Gambar 13.** Hasil Trial Analisa Kelongsoran Metode Irisan

**TABEL 7. HASIL TRIAL BIDANG LONGSOR METODE IRISAN FELLENIUS**

Trial	Keterangan	b	Jari - Jari (R)	ΣMD	ΣMR	Faktor Keamanan
		(m)	(m)	(kN.m)	(kN.m)	
1		1,08	11,33	3563,984	3014,088	0,846
2		1,13	7,32	1595,884	5591,742	3,504
3		1,03	12,38	4678,2778	13041,676	2,789
4		1,06	13,73	2267,153	4670,380	2,060

FS kelongsoran pada Tabel 7 diambil FS terkecil yaitu  $0,846 < 1,5$ , maka tidak memenuhi sehingga perlu dipasang tiang pancang untuk menahan gaya horizontal akibat kelongsoran.

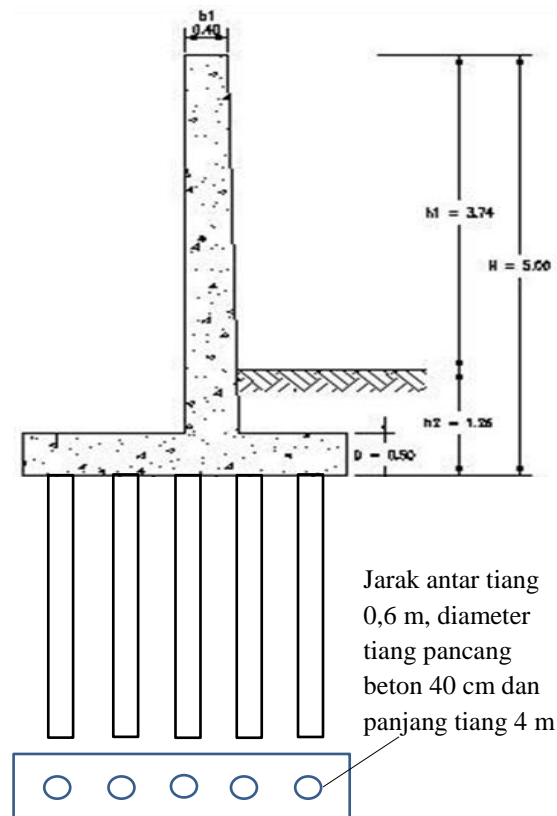
Tiang pancang yang digunakan adalah tiang pancang beton berdiameter 40 cm dengan panjang tiang 4 m.

Gaya lateral yang diterima 1 tiang,  $P_{max} = 4339,56$  kg

Besarnya momen yang harus dipikul tiang,  $\Delta M_R = 2,33.107$  kgcm

Jumlah tiang yang dibutuhkan untuk memikul beban  $\Delta M_R$  per meter =:

$$n = \frac{\Delta M_R}{R \cdot P_{max} \cdot 1 \text{ tiang}} = \frac{2,33.10^7}{1133.4339,56} = 4,7 \sim 5 \text{ tiang}$$



Jarak antar tiang 0,6 m, diameter tiang pancang beton 40 cm dan panjang tiang 4 m



## 5. KESIMPULAN

Penanganan kelongsoran di Jl. Soekarno-Hatta Km. 55 Samarinda-Balikpapan dengan membangun dinding penahan tanah tipe kantilever dengan tinggi dinding 5 m dan lebar fondasi 3 m, dengan angka keamanan geser  $2,62 > 1,5$  (aman), guling  $2,54 > 1,5$  (aman), daya dukung ijin tanah,  $q_a = 482,37$  kPa > tegangan kontak maksimum,  $q_{max} = 149,89$  kPa (memenuhi) dan kelongsoran  $0,846 < 1,5$  (tidak aman), sehingga perlu dipasang tiang pancang untuk menahan gaya horizontal akibat longsor sebanyak 5 tiang pancang beton berdiameter 40 cm, panjang tiang 4 m dan dipasang setiap jarak 0,6 m dan pemasangan tiang tersebut per meter panjang.

## 6. UCAPAN TERIMA KASIH

Ucapan terimakasih dan penghargaan atas bantuannya dihaturkan untuk :

1. Direktur Politeknik Negeri Samarinda beserta para Wadir melalui Kepala P2M atas kesempatan dan bantuan dana penelitian mandiri
2. PT. Geosindo Utama atas bantuan pemberian data hasil pengujian laboratorium maupun data lapangan

## 7. DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional 8460:2017. (2017). Persyaratan Perancangan Geoteknik. Jakarta : Departemen Pekerjaan Umum.
- Das, B.M., (1993). Mekanika Tanah : Prinsip - Prinsip Rekayasa Geoteknis (Indrasurya B. Mochtar & Noor Endah, Penerjemah). Jilid 2. Surabaya : Institut Teknologi 10 Nopember.
- Hardiyatmo, H.C., (2010). Mekanika Tanah II. Edisi Ketiga. Yogyakarta : Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H.C., (2017). Analisis dan Perancangan Fondasi I. Edisi Ketiga. Yogyakarta : Gadjah Mada University Press.
- Lim, Aswin. (2013). Kajian Daya Dukung Pondasi Menerus Terhadap Jarak Antar Pondasi Dan Kondisi Tanah Yang Berlapis. Universitas Katolik Prahyanan.
- Manual No. 02-2/BM/2005. (2005). Penanganan Lereng Jalan Buku 2 Manual Perencanaan. Departemen Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Bina Marga.
- Mursalim, M.A. (2019). Perencanaan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever Pada Proyek Pembangunan Jalan Tol Balikpapan-Samarinda STA 10+125 Seksi 5 Part III. Tugas Akhir Teknik Sipil, Politeknik Negeri Samarinda.
- NAVFAC DM7.02. (1986). Foundation and Earth Structure, Design Manual 7.02 Departement of

- Navy, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, Virginia 22332-2300
- Ndraha, R.W. (2016). Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Diameter 0,5 Meter dengan Menggunakan Metode Analitis dan Metode Elemen Hingga pada Interchange Sei Semayang dari Proyek Jalan Tol Medan-Binjai. Tugas Akhir Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara.
- Standar Rasional Indonesia RSNI T-02-2005. (2005). Pembebanan Untuk Jembatan. Jakarta : Departemen Pekerjaan Umum.
- Sukirman, Silvia., (2010). Perencanaan Tebal Struktur Perkerasan Lentur. Bandung : Penerbit Nova.