

PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH TIPE KANTILEVER PADA JALAN SOEKARNO-HATTA KILOMETER 48 SAMARINDA-BALIKPAPAN

Annarose¹, Yosimson P Manaha², dan Eri Andrian Yudianto³

¹²³Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Nasional Malang

Email: Annarose_Rivai@yahoo.com

ABSTRACT

Retaining walls are one of the most important soil control techniques to prevent landslides. As happened on the Soekarno - Hatta Kilometer 48 Samarinda - Balikpapan road. Where in the field has a slope that is indicated by frequent landslides. This avalanche occurred along the 30-meter road, causing a landslide so that half of the main road. Based on field and laboratory test data, it was found that most of the soil is clay with characteristics that are very slow in water absorption and unstable soil conditions due to shallow groundwater levels. The calculation results show that the cantilever type retaining wall using the simplified manual calculation of the Bishop method at a depth of 4 meters, resulting in $SF 2.60 > 1.5$ the retaining wall is declared safe against $FS_{shear} = 1.96$, $FS_{roll} = 1.80$, $FS_{DDT} = 4.54$. From this calculation, it is obtained reinforcement for $D19 - 150$ with reinforcement for $D13 - 75$ for vertical walls and $D19 - 250$ with reinforcement for $D13 - 200$.

Keywords: retaining wall, cantilever wall, slope stability.

ABSTRAK

Dinding penahan tanah merupakan salah satu Teknik pengendalian tanah yang sangat diperlukan untuk menanggulangi kelongsoran. Seperti yang terjadi pada jalan Soekarno – Hatta Kilometer 48 Samarinda – Balikpapan. Dimana pada lapangan memiliki lereng yang terindikasi sering terjadi longsoran. Longsoran ini terjadi di sepanjang 30 meter jalan mengalami longsor sehingga setengah badan jalan utama. Berdasarkan data pengujian dilapangan dan laboratorium didapatkan hasil tanah sebagian besar adalah lempung dengan karakteristik yang sangat lambat dalam penyerapan air serta kondisi tanah yang tidak stabil karena adanya muka air tanah yang dangkal. Hasil perhitungan menunjukkan bahwa dinding penahan tanah tipe kantilever yang menggunakan perhitungan manual metode Bishop yang disederhanakan pada kedalaman 4 meter, menghasilkan $SF 2,60 > 1,5$ dinding penahan tersebut dinyatakan aman terhadap $FS_{geser} = 1,96$, $FS_{guling} = 1,80$, $FS_{DDT} = 4,54$. Dari hitungan tersebut diperoleh penulangan $D19 - 150$ dengan tulangan bagi $D13 - 75$ untuk dinding vertikal dan $D19 - 250$ dengan tulangan bagi $D13 - 200$.

Kata Kunci : dinding penahan tanah, dinding kantilever, stabilitas lereng.

1. PENDAHULUAN

Berdasarkan kondisi geografis, jalan yang melewati Taman Hutan Raya Bukit Soeharto yang terletak di Kabupaten Kutai Kartanegara Provinsi Kalimantan Timur banyak melewati bukit dan lereng, pada daerah tersebut sering terjadi longsor, seperti yang terjadi di Jalan Samarinda – Balikpapan tepatnya pada Kilometer 48 di Jalan Soekarno – Hatta jalan tersebut merupakan jalur lintas Provinsi yang menghubungkan kota – kota besar di Kalimantan Timur seperti Samarinda, Balikpapan, PPU (Panajam Paser Utara) dan daerah lainnya. longsor yang terjadi berupa ambles atau terkikisnya bahu jalan yang mengakibatkan terhambatnya lalu – lintas dan akifitas masyarakat dititik tersebut dan sekitarnya.

Longsor di Jalan Soekarno – Hatta arah Samarinda - Balikpapan kilometer 48 terjadi di sepanjang 30 meter jalan dapat mengalami longsor hingga setengah badan jalan utama. Proyek pembangunan dinding penahan tanah ini adalah pembangunan lanjutan setelah pembangunan kedua yang ditahan oleh *Sheet-Pile* mengalami kegagalan yaitu terjadi longsor kembali, Berdasarkan data pengujian dilapangan dan laboratorium (sampel tanah sekitar lokasi kelongsoran) didapatkan hasil tanah sebagian besar adalah lempung (*clay*) yang sangat lambat dalam penyerapan air serta kondisi tanah yang tidak stabil karena adanya muka air tanah yang dangkal, terlebih lagi lokasinya yang curam dikhawatirkan akan memperparah kelongsoran pada ruas jalan Kilometer 48.

Hal ini tentu sangat membahayakan pengguna jalan Samarinda – Balikpapan apabila kelongsoran kembali terjadi akibat ketidakstabilan tanah. Untuk menangani kasus kelongsoran pada lereng menggunakan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever. Pembangunan Dinding Penahan Tanah untuk mewujudkan transportasi yang aman dan nyaman. Oleh karena itu diperlukan suatu analisis yang tepat sebagai penanganan terhadap kelongsoran tersebut, salah satunya dengan analisis stabilitas lereng dan perencanaan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever di daerah tersebut.

Tujuan dari perencanaan ini untuk mendapatkan dimensi dari dinding penahan tanah kantilever beserta penulungannya yang memenuhi syarat terhadap guling dan daya dukung tanah terhadap beban – beban dinding penahan tanah berupa tekanan tanah aktif, beban terbagi rata pengaruh tanah diatas urugan, beban terbagi rata pengaruh beban lalu lintas, beban garis (*drainase*), beban terbagi rata memanjang

(perkerasan jalan). Berdasarkan uraian di atas maka penyusun ingin mendesain dinding penahan tanah tipe Kantilever yang kuat terhadap longsor

2. LANDASAN TEORI

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*).

Ada 6 tipe dari kelongsoran tanah, yaitu sebagai berikut :

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. Longsor ini disebut juga longsor 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 berapi. Aliran tanah ini dapat menelan korban cukup banyak.

Dinding penahan tanah

Dinding penahan tanah merupakan salah satu konsep perkuatan tanah yang banyak digunakan dalam pekerjaan rekayasa sipil. Dinding penahan tanah merupakan dinding yang digunakan untuk menahan beban tanah secara vertikal ataupun terhadap kemiringan tertentu. Dinding – dinding penahan adalah konstruksi yang digunakan untuk memberikan stabilitas tanah atau bahan lain yang kondisi massa bahannya tidak memiliki kemiringan alami, dan juga digunakan untuk menahan atau menopang timbunan tanah atau timbunan material lainnya (Bowles, 1999: 49)

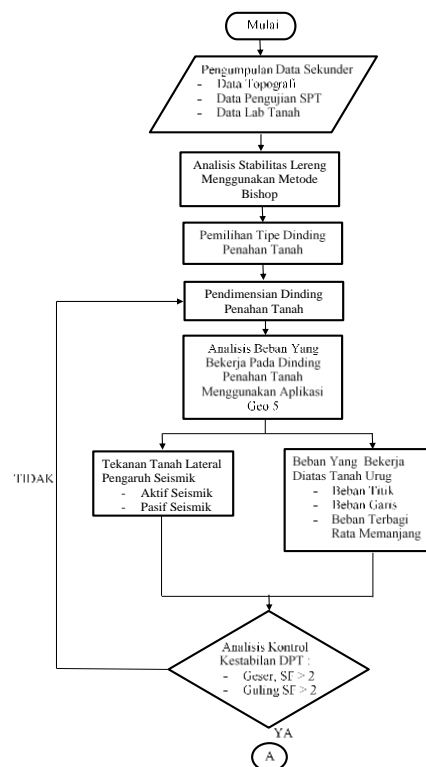
Menurut Hardiyatmo (2010), dinding penahan tanah yaitu suatu bangunan yang digunakan untuk menahan tekanan tanah lateral yang ditimbulkan oleh tanah urug atau tanah asli yang labil. Bangunan ini banyak digunakan pada proyek – proyek : irigasi, jalan raya, pelabuhan, dan lain – lainnya. Elemen – elemen fondasi, seperti bangunan ruang bawah tanah (*basement*), pangkal jembatan (*abutment*), selain berfungsi sebagai bagian bawah dari struktur, berfungsi juga sebagai penahan tanah di sekitarnya. Kestabilan dinding penahan tanah diperoleh terutama dari berat sendiri struktur dan berat tanah yang berada di atas pelat fondasi. Besar dan distribusi tekanan tanah pada dinding penahan tanah, sangat bergantung pada gerakan ke arah lateral tanah relatif terhadap dinding.

Terdapat beberapa tipe dinding penahan tanah, antara lain :

- a. Dinding Penahan Tipe Gravitasi dan Semi Gravitasi
- b. Dinding Penahan Balok Batu
- c. Dinding Penahan Beton Sandaran
- d. Dinding Penahan Tipe Kantilever
- e. Dinding Penahan Tipe Penyokong (*Counterfort*)

3. METODELOGI

Tujuan metode perancangan ialah untuk menyusun langkah – langkah yang sistematis dalam menyelesaikan suatu permasalahan sehingga tujuan yang ingin dicapai dapat terselesaikan. Langkah – langkah ini meliputi analisa permasalahan, pengumpulan data terkait baik data primer maupun sekunder, dan tahap penyelesaian. 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 1.**



Gambar 1. Bagan Alir Penelitian

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

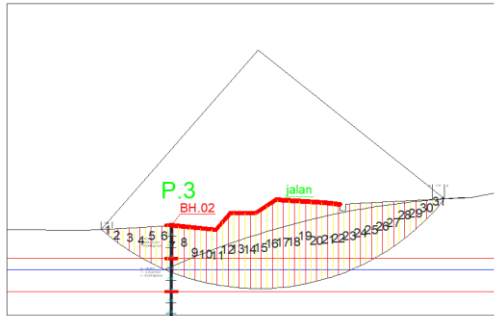
Analisis stabilitas lereng (*existing*) tanpa perkuatan

Analisis stabilitas lereng tanpa perkuatan lereng dilakukan dengan perhitungan manual dan program Geo5. Tinjauan perhitungan yaitu selebar 1 meter bidang gambar. Contoh perhitungan yang digunakan pada analisis ini yaitu dengan 1 variasi, dengan menggunakan tinjauan kelongsoran lereng secara keseluruhan.

Analisis dengan perhitungan manual

Analisis stabilitas digunakan dalam menentukan perletakan konstruksi dinding penahan tanah dimana dalam menentukan perletakan tersebut digunakan bidang longsor dengan nilai angka keamanan terkecil yang

artinya memiliki stabilitas lereng yang paling kritis dibandingkan bidang longsor lainnya. Analisis ini dilakukan dengan cara coba – coba (*trial and error*) dan Analisa ini menggunakan metode irisan Bishop yang disederhanakan (*simplified Bishop method*) (1955) berdasarkan metode *Limit Equilibrium Method* (LEM), dimana metode ini membagi bidang kelongsoran menjadi bagian – bagian yang lebih kecil secara vertikal dan keseimbangan tiap irisannya diperhatikan, seperti yang dapat dilihat pada **Gambar 2**.



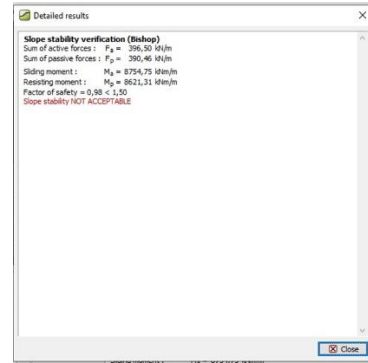
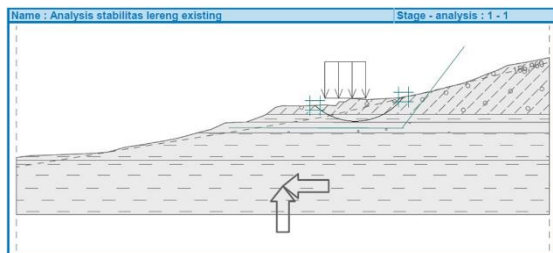
Gambar 2. Kelongsoran metode bishop

Perhitungan pada lereng

Langkah – langkah yang dilakukan sebelum menganalisis stabilitas lereng yaitu :

- Menentukan berat isi tanah (W_i)
 Contoh : Perhitungan Pias 3
 $W_i = W_I + W_{II} + W_{III}$
 $= (\gamma_1 \cdot A_1) + (\gamma_2 \cdot A_2) + (\gamma_3 \cdot A_3)$
 Untuk irisan dengan beban jalan di atasnya, maka berat irisan ditambah dengan q .
- Menentukan besarnya sudut dari pusat irisan ke titik berat (α)
 Contoh pada pias 3, diperoleh α dari autocad sebesar 33°

Analisis dengan program geo5



Gambar 3. Stabilitas lereng eksisting geo5

Analisis stabilitas lereng sesudah adanya perkuatan dinding penahan tanah

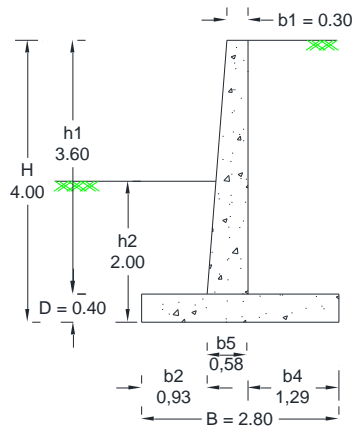
Penempatan dinding penahan tanah tampak dari atas dan akan direncanakan dinding penahan tanah tipe kantilever yang memiliki data *properties* sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 16,9 \text{ kN/m}^3 & \phi_1 &= 17,114^\circ \\ \gamma_2 &= 17,2 \text{ kN/m}^3 & \phi_2 &= 19,3^\circ \\ \gamma_{\text{sat}} &= 14,33 \text{ kN/m}^3 & c_1 &= 26,8 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma_w &= 9,81 \text{ kN/m}^3 & c_2 &= 24,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Dimensi dinding penahan tanah

Pendimensian dinding penahan tanah berdasarkan syarat pendimensian menurut Hardiyatmo (2014):

- $H = 4 \text{ m}$
- $h_1 = H - D = 3,6 \text{ m}$
- $h_2 = 2 \text{ m}$ (tinggi tanah didepan dinding)
- $D = H/10$ (syarat : $H/12 - H/10$) = $0,4 \text{ m}$
- $B = 0,7H$ (syarat : $0,4 - 0,7H$) = $2,8 \text{ m}$
- $b_1 = 0,3 \text{ m}$ (syarat : minimum $0,2 \text{ m}$)
- $b_2 = 0,93 \text{ m}$
- $b_3 = B - b_4 - b_1 - b_2 = 0,28 \text{ m}$
- $b_4 = B/3 = 1,29 \text{ m}$

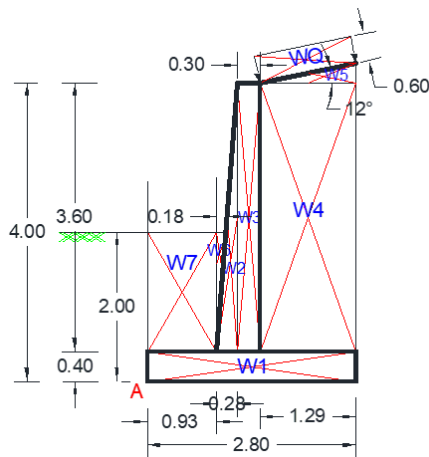


Gambar 4. Dimensi dinding penahan tanah

Perhitungan berat dan momen tahanan dinding penahan tanah

Momen tahanan dinding penahan tanah diperoleh dari gaya vertikal yakni akibat berat sendiri konstruksi, berat tanah diatas tumpukan dinding penahan tanah, dan berat tanah didepan dinding penahan tanah.

Adapun dimensi dinding penahan tanah dapat dilihat pada **Gambar 5** sebagai berikut :



Gambar 5. Dimensi dinding penahan tanah

Diketahui :

- H = 4 m
- B = 3,2 m
- b4 = 0,3 m
- h1 = 3,6 m
- b1 = 0,93 m
- b5 = 1,29 m
- h2 = 2 m
- b2 = 0,18 m
- $\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$
- D = 0,4 m
- b3 = 0,28 m
- $\gamma_{\text{tanah}} = 16,9 \text{ kN/m}^3$
- $\tan\beta = 12^\circ$

Perhitungan Berat Dinding Penahan Tanah

Perhitungan berat dilakukan dengan membagi dinding penahan tanah menjadi beberapa bagian dan dihitung per meter Panjang.

$$\begin{aligned}
 W1 &= B \times D \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= 3,2 \times 0,4 \times 25 = 32 \text{ kN} \\
 W2 &= 0,5 \times b3 \times h1 \times \gamma_{\text{btn}} \\
 &= 0,5 \times 0,28 \times 3,6 \times 25 = 12,6 \text{ kN} \\
 W3 &= b4 \times h1 \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= 0,3 \times 3,6 \times 25 = 27 \text{ kN} \\
 W4 &= b5 \times h1 \times \gamma_{\text{tanah}} \\
 &= 1,29 \times 3,6 \times 16,9 = 78,48 \text{ kN} \\
 W5 &= 0,5 \times b5 \times (b5 \times \tan\beta) \times \gamma_{\text{tanah}} \\
 &= 0,5 \times 1,29 \times (1,29 \times \tan 12^\circ) \times 16,9 = 2,99 \text{ kN} \\
 W6 &= 0,5 \times b2 \times h2 \times \gamma_{\text{tanah}} \\
 &= 0,5 \times 0,18 \times 2 \times 16,9 = 3,57 \text{ kN} \\
 W7 &= b1 \times h2 \times \gamma_{\text{tanah}} \\
 &= 0,93 \times 2 \times 16,9 = 36,93 \text{ kN} \\
 WQ &= b5 \times 0,6 \times \gamma_{\text{tanah}} = 13,08 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Jarak Titik Pusat DPT

Perhitungan jarak titik pusat dinding penahan tanah ke titik O dilakukan untuk menghitung momen tahanan dinding penahan tanah. berikut adalah perhitungan jarak titik pusat dinding penahan ke titik O :

$$\begin{aligned}
 x1 &= \frac{1}{2} \times B \\
 &= \frac{1}{2} \times 3,2 = 1,6 \text{ m} \\
 x2 &= b1 + (\frac{2}{3} \times b3) \\
 &= 0,93 + (\frac{2}{3} \times 0,28) = 1,12 \text{ m} \\
 x3 &= b1 + b3 + (\frac{1}{2} \times b4) \\
 &= 0,93 + 0,28 + (\frac{1}{2} \times 0,3) = 1,36 \text{ m} \\
 x4 &= B - (\frac{1}{2} \times b5) \\
 &= 3,2 - (\frac{1}{2} \times 1,29) = 2,56 \text{ m} \\
 x5 &= b1 + b3 + b4 + (\frac{2}{3} \times b5) \\
 &= 0,93 + 0,28 + 0,3 + (\frac{2}{3} \times 1,29) = 2,37 \text{ m} \\
 x6 &= b1 + (\frac{1}{3} \times b2) \\
 &= 0,93 + (\frac{1}{3} \times 0,18) = 0,99 \text{ m} \\
 x7 &= \frac{1}{2} \times b1 \\
 &= \frac{1}{2} \times 0,93 = 0,47 \text{ m} \\
 xQ &= B - (\frac{1}{2} \times b5) \\
 &= 3,2 - (\frac{1}{2} \times 1,29) = 2,56 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tabel 1. Perhitungan momen terhadap titik O akibat gaya vertikal

NO	Berat W (kN)	Jarak dari O x (m)	Momen Tahan ke O (kN.m)	
1	2	3	2 x 3	
1	32	1,6	MT1	= 51,2
2	12,6	1,12	MT2	= 14,07
3	27	1,36	MT3	= 36,72
4	78,48	2,56	MT4	= 200,53
5	2,99	2,37	MT5	= 7,08
6	3,57	0,99	MT6	= 3,54
7	36,93	0,47	MT7	= 17,17
Q	13,08	2,56	MTQ	= 33,42
$\Sigma W =$	206,66		$\Sigma MT =$	363,73

Control stabilitas dinding penahan tanah

Kontrol Stabilitas Terhadap Geser

Diketahui :

$$\Sigma \text{Pah} = 215,15 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \Sigma P_{peh} &= 290,639 \text{ kN} \\ \Sigma W &= 206,66 \text{ kN} \\ Cd = c &= 26,8 \text{ kN/m}^2 \text{ (Kohesi didasar} \\ &\text{telapak DPT)} \\ B &= 3,2 \text{ m} \\ \varphi &= 17,114^\circ \text{ (Sudut gesek didasar} \\ &\text{telapak DPT)} \\ \delta &= 11,41^\circ \\ f &= \tan \delta = 0,202 \end{aligned}$$

Penyelesaian :

$$\begin{aligned} \Sigma R_h &= cd \cdot B + \Sigma W \cdot f + \Sigma P_{peh} \\ &= 26,8 \cdot 3,2 + 206,66 \cdot 0,202 + 290,639 \\ &= 420,751 \text{ kN/m} \\ FK_{geser} &= \frac{\Sigma R_h}{\Sigma P_h} \geq 1,5 \\ &= \frac{420,751}{215,15} \geq 1,5 \\ &= 1,96 > 1,5 \text{ (AMAN)} \end{aligned}$$

Kontrol Stabilitas Terhadap Guling

Diketahui :

$$\begin{aligned} \Sigma PaV &= 13,113 \text{ kN} \\ \text{Momen Guling (Mgl)} &= 353,64 \text{ kN/m} \\ \Sigma MT1 \text{ Akibat Berat DPT} &= 363,73 \text{ kN/m} \\ \Sigma MT2 \text{ Akibat Tekanan Tanah Pasif} &= 225,040 \text{ kN/m} \\ \Sigma MT3 \text{ Tekanan Tanah Aktif Vertikal} &= \\ \Sigma PaV \cdot B &= 41,962 \text{ kN/m} \\ \Sigma MT_{total} &= \Sigma MT1 + \Sigma MT2 + \Sigma MT3 \\ &= 630,74 \text{ kN/m} \\ FK_{guling} &= \frac{\Sigma MT}{\Sigma M_{gl}} > 1,5 \\ &= \frac{630,74}{353,64} > 1,5 \\ &= 1,80 > 1,5 \text{ (AMAN)} \end{aligned}$$

Kontrol Daya Dukung Tanah

Diketahui :

$$\begin{aligned} \varphi &= 17,114^\circ \text{ (sudut gesek} \\ &\text{didasar telapak DPT)} \\ c &= 26,8 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma_{tanah} &= 16,9 \text{ kN/m}^3 \\ B &= 2,8 \text{ m} \\ L &= 1 \text{ m (ditinjau per 1} \\ &\text{meter Panjang)} \\ \Sigma V &= PaV + PaeV + PpV + \\ &PpeV + \Sigma W \\ &= 13,113 + 13,431 + \\ &31,923 + 26,733 + 206,66 = \\ &291,86 \text{ kN} \\ \Sigma H &= \Sigma Pah = 215,15 \text{ kN} \\ \Sigma MT &= 630,74 \text{ kN/m} \\ \Sigma M_{gl} &= 353,64 \text{ kN/m} \\ Df &= 2 \text{ m} \\ N_c &= 12,45 \text{ (interpolasi} \\ &\text{tabel vessic)} \\ N_q &= 4,85 \text{ (interpolasi tabel} \\ &\text{vessic)} \\ N_\gamma &= 3,62 \text{ (interpolasi tabel} \\ &\text{vessic)} \end{aligned}$$

Penyelesaian :

$$\begin{aligned} X_e &= \frac{\Sigma MT - \Sigma M_{gl}}{\Sigma W} \\ x_e &= \frac{630,74 - 353,64}{206,66} \\ &= 1,34 \text{ m} \\ e &= \frac{B}{2} - x_e \leq \frac{B}{6} \\ &= \frac{2,8}{2} - 1,34 \leq \frac{2,8}{6} \\ e &= B/2 - x_e \leq B/6 = 0,06 \leq 0,47 \\ &= B - 2e \\ B' &= 2,80 - 2 \cdot 0,06 \\ &= 2,68 \text{ m} \\ A' &= B' \cdot L \\ &= 2,68 \times 1 \\ &= 2,68 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Nilai Faktor Kemiringan Beban (Tabel 3.6c Hery Christady 2010)

$$\begin{aligned} m &= mB \\ m &= \frac{2 + \left(\frac{B}{L}\right)}{1 + \left(\frac{B}{L}\right)}, \text{ untuk kemiringan beban} \\ &\text{searah lebar B} \end{aligned}$$

$$= \frac{2 + \left(\frac{2,80}{1}\right)}{1 + \left(\frac{2,80}{1}\right)} = 1,26$$

$$\begin{aligned} I_q &= \left[1 - \frac{\Sigma H}{\Sigma V + A' \cdot C \cdot \text{ctg } \varphi}\right]^m \geq 0 \\ &= \left[1 - \frac{215,15}{291,86 + 2,68 \cdot 26,80 \cdot \text{ctg } 17,11}\right]^{1,26} \geq 0 \\ &= 0,68 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_\gamma &= \left[1 - \frac{\Sigma H}{\Sigma V + A' \cdot C \cdot \text{ctg } \varphi}\right]^{m+1} \geq 0 \\ &= \left[1 - \frac{215,15}{291,86 + 2,68 \cdot 26,80 \cdot \text{ctg } 17,11}\right]^{1,26+1} \geq 0 \\ &= 0,919 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_c &= i q \frac{1-iq}{N_c \text{ tg } \varphi} \dots \dots \dots \text{ untuk } \varphi > 0 \\ &= 0,68 \frac{1-0,68}{12,45 \text{ tg } 17,11} \\ &= 0,59 \end{aligned}$$

Nilai Faktor Kemiringan Beban (Tabel 3.5b Hery Christady 2010)

$$\begin{aligned} d_c &= 1 + 0,4 \left(\frac{Df}{B}\right) \\ &= 1 + 0,4 \left(\frac{2,35}{2,80}\right) \\ &= 1,336 \\ d_q &= 1 + \left[2 \left(\frac{Df}{B}\right) \text{tg } \varphi\right] \cdot (1 - \text{Sin } \varphi)^2 \end{aligned}$$

$$= 1 + \left[2 \left(\frac{2,35}{2,80} \right) \operatorname{tg} 17,114^\circ \right] \cdot (1 - \sin 17,114^\circ)^2$$

$$= 1,472$$

$$d\gamma = 1$$

Kapasitas Dukung Ultimit (qult):

$$q_{ult} = (d_c \cdot i_c \cdot c_d \cdot N_c) + (d_q \cdot i_q \cdot D_f \cdot \gamma \cdot N_q) + (d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma)$$

$$= (1,337 \cdot 0,59 \cdot 26,8 \cdot 12,45) + (1,472 \cdot 0,68 \cdot 2,35 \cdot 16,9 \cdot 4,85) + (1 \cdot 0,87 \cdot 0,5 \cdot 2,8 \cdot 16,9 \cdot 3,62)$$

$$= 529,819 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot x \cdot e}{B} \right)$$

$$= \frac{291,86}{2,80} \left(1 + \frac{6 \cdot x \cdot 0,06}{3} \right)$$

$$= 116,58 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot x \cdot e}{B} \right)$$

$$= \frac{291,86}{2,80} \left(1 - \frac{6 \cdot x \cdot 0,06}{3} \right)$$

$$= 91,012$$

$$FK_{dtd} = \frac{529,819}{116,58}$$

$$= 4,54 > 3 \text{ (AMAN)}$$

Karena nilai angka keamanan sudah memenuhi keamanan yang disyaratkan, maka tidak perlu diberikan kekuatan tambahan pondasi tiang pancang untuk menambah kapasitas dukung pondasi.

5. PENUTUP

Kesimpulan

Dari perhitungan dan pembahasan yang dilakukan, maka ditarik sebuah kesimpulan, yaitu :

Dinding penahan tanah tipe kantilever dengan dimensi

- Tinggi dinding penahan tanah

$$= 7,00 \text{ m}$$

- Lebar Pelat atas dinding penahan

$$= 0,50 \text{ m}$$

- Tinggi pelat dasar dinding penahan

$$= 1,63 \text{ m}$$

- Lebar pelat dasar dinding penahan

$$= 4,90 \text{ m}$$

Diperoleh angka keamanan Kontrol Stabilitas :

- Geser (SF>2) = 3,2

- Guling (SF>2) = 2,2

- Daya Dukung (SF>3) = 5,29

- Kelongsoran (SF>1,5) = 3,2

Karena control stabilitas melebihi nilai SF maka tidak perlu direncanakan pondasi tiang bor

Perhitungan Penulangan

- Mutu beton f'c = 25 Mpa

- Mutu tulangan fy = 400 Mpa

- Penulangan dinding vertikal

Potongan I – I

Tulangan pokok = D19 – 200

Tulangan bagi = D12 – 140

Potongan II – II

Tulangan Pokok = D19 – 140

Tulangan bagi = D12 – 140

Potongan III – III

Tulangan pokok = D19 – 120

Tulangan bagi = D12 – 140

- Penulangan Pelat Kaki

Potongan IV-IV

Tulangan pokok = D19 – 140

Tulangan bagi = D12 – 140

Potongan V – V

Tulangan Pokok = D19 – 140

Tulangan bagi = D12 – 140

Saran

1. Sebaiknya dilakukan perbandingan antara perhitungan manual dengan menggunakan program computer untuk dapat mengetahui tingkat kekuatan perhitungan;
2. Beban – beban yang bekerja pada struktur dinding penahan tanah harus sangat diperhatikan agar mendapat rancangan yang sesuai dengan kondisi di lapangan;
3. Sebaiknya pada analisa kestabilan di perhitungkan pengaruh M.A.T

DAFTAR PUSTAKA

Hardiyatmo, H.C. (2014), *Analisis Dan Perancangan Fondasi I*. Edisi Ketiga. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.

A'yunina, N.K (2018). *Perencanaan Dinding Penahan Tanah Tipe Kantilever Didesa Jembayan Tengah Kecamatan Loa Kulu Kabupaten Kutai Kartanegara*

International Journal of Geo-Engineering. *Determination of soil shear properties on soil to concrete interface using a direct shear box apparatus.*

<https://link.springer.com/article/10.1186/s40703-017-0055-x>

Wardana, A (2018). *Perencanaan Dinding Penahan Tanah Pada Ruas Jalan Tol Samarinda – Balikpapan Segmen2 STA 06+525 – STA 06 + 650*

Lesmana, D (1996) *Bab IV Analisa Kotparatif Besar Distribusi Tekanan Tanah*

<https://dspace.uui.ac.id/bitstream/handle/123456789/1959/05.4%20bab%204.pdf?sequence=8&isAllowed=y>

- Badan Standarisasi Nasional 03-2847. (2002). *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Gedung*. Departemen Pekerjaan Umum. Bandung
- Departemen Pekerjaan Umum. SNI 03-1729-2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Baja Untuk Gedung*. PP18.
- Departemen Pekerjaan Umum. SNI 03-2847-2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Gedung*. PP41.
- Craig, R. F. 1987. *Soil Mechaanic* 4th Edition. Van NostroadReinhol Co. Ltd. Diterjemahkan oleh Budi SusiloSupandji, 1989. *Mekanika Tanah*, Edisi Ke-empat. Erlangga. Jakarta
- Hardiyatmo, H. C. 2014. *Analisis dan Perencanaan Fondasi I*, Edisi Ketiga, Yogyakarta, Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. C. 2015. *Analisis dan Perencanaan Fondasi II*, Edisi Ketiga, Yogyakarta, Gadjah Mada University Press.
- Sasrodarsono S., and Nakazawa. K. 2000. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Penerbit Pradnya Paramita. Jakarta.
- Terzaghi, K.1943. *Theoritical Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, New Yorks.
- Terzaghi, K., and Peck, R.B. (1948;1967) *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd Ed., John Wiley and Sons, New Yorks.
- Wang, C. K., and Salmon, C. G. 1998. *Desain Beton Brtulang*, Edisi Keempat, Penerbit Erlangga. Jakarta
- Wesley, L. D. 1998. *Mekanika Tanah*, Edisi Keempat, Penerbit Erlangga. Jakarta

