

PERENCANAAN DINDING PENAHAN TIPE GRAVITASI PADA LOKASI BUKIT BTN TELUK PALU PERMAI

Sriyati Ramadhani *

Abstract

Soil as a construction material as well as the soil foundation of a backfill construction structures such as dams, river embankment, retaining walls, road construction work, buildings and bridges, require a specific requirement in terms of their strengths as well as economic. The aim of this study is to plan dimensions of soil retaining walls for stability stable silt, overthrow, carrying capacity and decline to use type mountain gravity on location BTN Teluk Palu Permai.

Calculation of soil pressure is calculated using the Rankine and Coulomb theory and the calculation of stability against the collapse of the ground capacity is calculated according to Hansen and Vesic equation based on data technical characteristics (c and ϕ).

The results of stability calculations with the retaining wall gravity type dimensions: width of (a) 0.300 m, width of the foundation base (B) 2.363 wall height (H) 4.50 m, thick foundation base (d) 0.536 m, which secure the stability of the overthrow (Fgl), stability shift (Fgs), and the stability of the carrying capacity.

Key words : Retaining wall, dimension, gravity retaining wall

Abstrak

Tanah sebagai material konstruksi sekaligus sebagai tanah fondasi dari suatu konstruksi/struktur seperti bendungan urugan, tanggul sungai, tembok penahan, konstruksi pekerjaan jalan, gedung dan jembatan, memerlukan suatu persyaratan tertentu baik dari segi kekuatan maupun ekonomis. Studi ini bertujuan untuk merencanakan dimensi dinding penahan tanah yang stabil terhadap stabilitas penggeseran, penggulingan, daya dukung serta penurunannya dengan menggunakan Tipe Gravitasi Pada Lokasi bukit BTN Teluk Palu Permai.]

Perhitungan tekanan tanah dihitung dengan menggunakan Teori Rankine dan Coulomb serta perhitungan stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah dihitung berdasarkan persamaan Hansen dan Vesic berdasarkan data-data karakteristik keteknikan (c dan ϕ).

Hasil perhitungan stabilitas tembok penahan dengan dimensi tipe Gravitasi : Lebar atas (a) 0,300 m, lebar dasar fondasi (B) 2,363 m, tinggi tembok (H) 4,500 m, tebal dasar fondasi (d) 0,563 m, yang aman terhadap stabilitas penggulingan (Fgl), stabilitas penggeseran (Fgs), dan stabilitas terhadap daya dukung.

Kata Kunci : Tembok penahan, dimensi, tembok penahan tipe gravitasi

1. Pendahuluan

Tanah merupakan aspek penting dalam perencanaan konstruksi, oleh karena itu daya dukung tanah merupakan faktor yang menentukan kestabilan, kelayakan dan umur suatu konstruksi. Beberapa teknik pengendalian tanah diantaranya

perencanaan dinding penahan tanah sehingga dapat meminimalisir terhadap dampak yang timbul terutama pada daerah pemukiman dengan kondisi tanah yang berbeda ketinggian antara titik satu dengan yang lain.

2. Tinjauan Pustaka

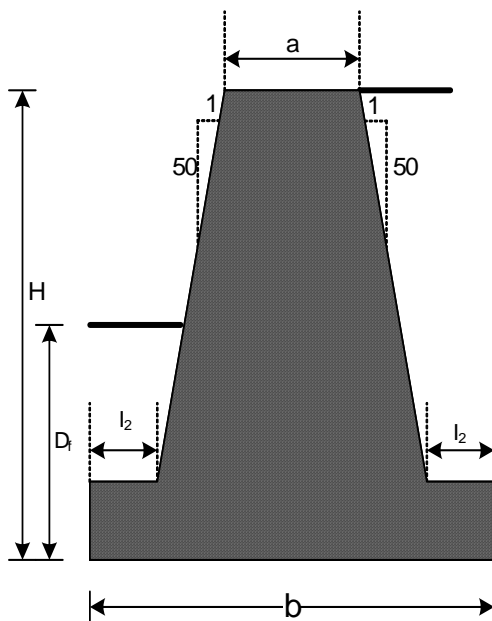
2.1 Dinding penahan tanah

Dinding penahan tanah atau juga biasa disebut tembok penahan adalah suatu konstruksi yang dibangun untuk menahan tanah atau mencegah keruntuhan tanah yang curam atau lereng yang dibangun di tempat, kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri, serta untuk mendapatkan bidang yang tegak. Bangunan dinding penahan tanah digunakan untuk menahan tekanan tanah lateral yang ditimbulkan oleh tanah urugan atau tanah asli yang labil. Hal ini dipengaruhi oleh kondisi gambaran topografi tempat itu bila dilakukan pekerjaan tanah seperti penanggulangan atau pemotongan tanah.

2.2 Dinding Penahan Tanah Tipe Gravitasi

Dinding gravitasi, adalah dinding penahan yang dibuat dari beton tak bertulang atau pasangan batu. Sedikit tulangan beton kadang-kadang diberikan pada permukaan dinding untuk mencegah retakan permukaan dinding akibat perubahan temperatur. Pada tembok penahan tipe gravitasi dalam perencanaan harus tidak terjadi tegangan tarik pada setiap irisan badannya. Untuk itu dalam perencanaan tembok penahan jenis ini perlu diperhatikan hal-hal sebagai berikut (lihat gambar 1).

- Pada umumnya lebar plat lantai B diambil $0.5 - 0.7 H$
- Lebar bagian puncak diambil lebih dari $0.3 - H/12$
- Tebal kaki dan tumit $(H/8 - H/6)$
- Lebar kaki dan tumit $(0.5 - 1)d$ (d = tebal kaki)



Keterangan :

$$a = (30 \text{ cm} - H/12)$$

$$b = (0.5 - 0.7)H$$

D_f = (disesuaikan dengan kondisi setempat)

$$d = (H/8 - H/6)$$

l_1 dan l_2 $(0.5 - 1)d$

Gambar 1. Dimensi tembok penahan tipe gravitasi
 (Sumber : Suryolelono, 2004)

2.3 Teori Rankine

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

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

2.4 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 $f = \text{tg } \phi$.
- 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 mengembangkan gesekan.
- f. Keruntuhan dinding penahan tanah dianggap masalah dua dimensi dengan memperhatikan dinding

penahan tanah yang panjangnya tak terhingga.

2.5 Stabilitas Terhadap Penggeseran

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

- 1) Gesekan antara tanah dan dasar fondasi.
- 2) Tekanan tanah pasif bila di depan dinding penahan terdapat tanah timbunan.

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

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

untuk tanah granular ($c=0$)

$$\sum R_h = Wf$$

$$= W \text{tg } \delta_h \dots\dots\dots(2)$$

dengan $\delta_h \leq \phi$

untuk tanah kohesif ($\phi=0$)

$$\sum R_h = c_a B$$

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

$$\sum R_h = c_a B + W \text{tg } \delta_h \dots\dots\dots(3)$$

Dengan :

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

W = berat total dinding penahan dan tanah diatas plat fondasi

δ_h = 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.
 $\sum P_h$ = jumlah gaya-gaya horizontal.
 $f = \text{tg } \phi_b$ = koefisien gesek antara tanah dasar dan dasar fondasi.

Faktor aman terhadap penggeseran dasar fondasi (F_{gs}) minimum, diambil 1,5 Bowles (1997) dalam (Hardiyatmo (2002), menyarankan :

$F_{gs} \geq 1,5$ untuk tanah dasar granular
 $F_{gs} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif.

2.6 Stabilitas Terhadap Penggulingan

Tekanan tanah lateral yang diakibatkan oleh tanah urugan dibelakang dinding penahan, cenderung menggulingkan dinding dengan pusat rotasi pada ujung kaki depan fondasi. Momen penggulingan ini, dilawan oleh momen akibat berat sendiri dinding penahan dan momen akibat berat tanah di atas plat fondasi (Gambar 2). Faktor aman terhadap penggulingan (F_{gl}), didefinisikan sebagai :

$$F_{gl} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}} \geq 1,5 \dots\dots\dots(4)$$

Dengan :

$$\sum M_w = W b_1$$

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

$\sum M_w$ = momen yang melawan penggulingan (kN.m)

$\sum M_{gl}$ = momen yang mengakibatkan penggulingan (kN.m)

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

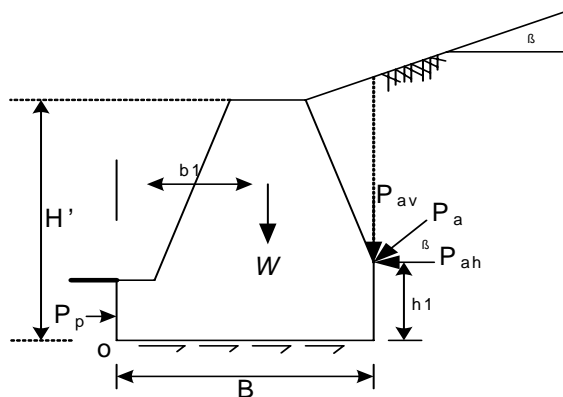
B = lebar kaki dinding penahan (m)

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

$\sum P_{av}$ = jumlah gaya-gaya vertikal (kN)

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

- $F_{gl} \geq 1,5$ untuk tanah dasar granular
- $F_{gl} \geq 2$ untuk tanah dasar kohesif.



Gambar 2. Stabilitas Terhadap Penggeseran dan Penggulingan
 Sumber : Hardiyatmo, 2002

2.7 Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Kapasitas dukung ultimit dihitung dengan menggunakan persamaan Hansen (1970) dalam Hardiyatmo (2002) untuk beban miring dan eksentris :

$$q_u = d_c i_c c N_c + d_q i_q D_f \gamma N_q + d_y i_y 0,5 B \gamma N_y \dots\dots\dots (5)$$

Dengan :

- d_c, d_q, d_y = faktor kedalaman
- i_c, i_q, i_y = faktor kemiringan beban
- c = kohesi tanah (kN/m²)
- D_f = kedalaman fondasi (m)
- γ = berat volume tanah (kN/M³)
- B = lebar fondasi dinding penahan tanah (m)

N_c, N_q dan N_y = faktor-faktor kapasitas dukung Terzaghi

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung didefinisikan sebagai :

$$F = \frac{q_u}{q} \geq 3 \dots\dots\dots (6)$$

Dengan q = tekanan akibat beban struktur. Umumnya, faktor aman (F) terhadap keruntuhan tanah dasar minimum diambil sama dengan 3.

Bila dihitung dengan berdasarkan lebar fondasi efektif, yaitu tekanan tanah fondasi ketanah dasar terbagi rata secara sama, bila :

$$e \leq B/6 \dots\dots\dots (7)$$

$$q = \frac{2V}{3(B-2e)} \text{ bila } e \geq B/6 \dots\dots (8)$$

Dalam perancangan, lebar fondasi dinding penahan (B) sebaiknya

dibuat sedemikian hingga $e < (B/6)$. Hal ini dimaksudkan agar efisiensi fondasi maksimum dan perbedaan tekanan fondasi pada ujung-ujung kaki dinding tidak besar (untuk mengurangi resiko keruntuhan dinding akibat penggulingan).

2.8 Penurunan

Seperti halnya struktur-struktur yang lain, dinding penahan tanah juga akan mengalami penurunan. Untuk itu prinsip-prinsip dasar untuk menghitung besarnya penurunan sama dengan cara menghitung penurunan fondasi.

$$S_i = \frac{qB}{E} (1 - \mu^2) I_p \dots\dots\dots (9)$$

Dengan :

- S_i = penurunan segera (m)
- q = tekanan pada dasar pondasi (kN/m²)
- E = modulus elastisitas
- I_p = faktor pengaruh

$$I_p = \left[\frac{1}{\pi} \left(\frac{L}{B} \ln \left(\frac{1 + \sqrt{(\frac{L}{B})^2 + 1}}{L/B} \right) + \ln \left(\frac{L}{B} + \sqrt{(\frac{L}{B})^2 + 1} \right) \right) \right] \dots\dots\dots (10)$$

3. Metode Penelitian

3.1 Bagan alir penelitian

Bagan alir perencanaan tembok penahan digambarkan pada Gambar 3.

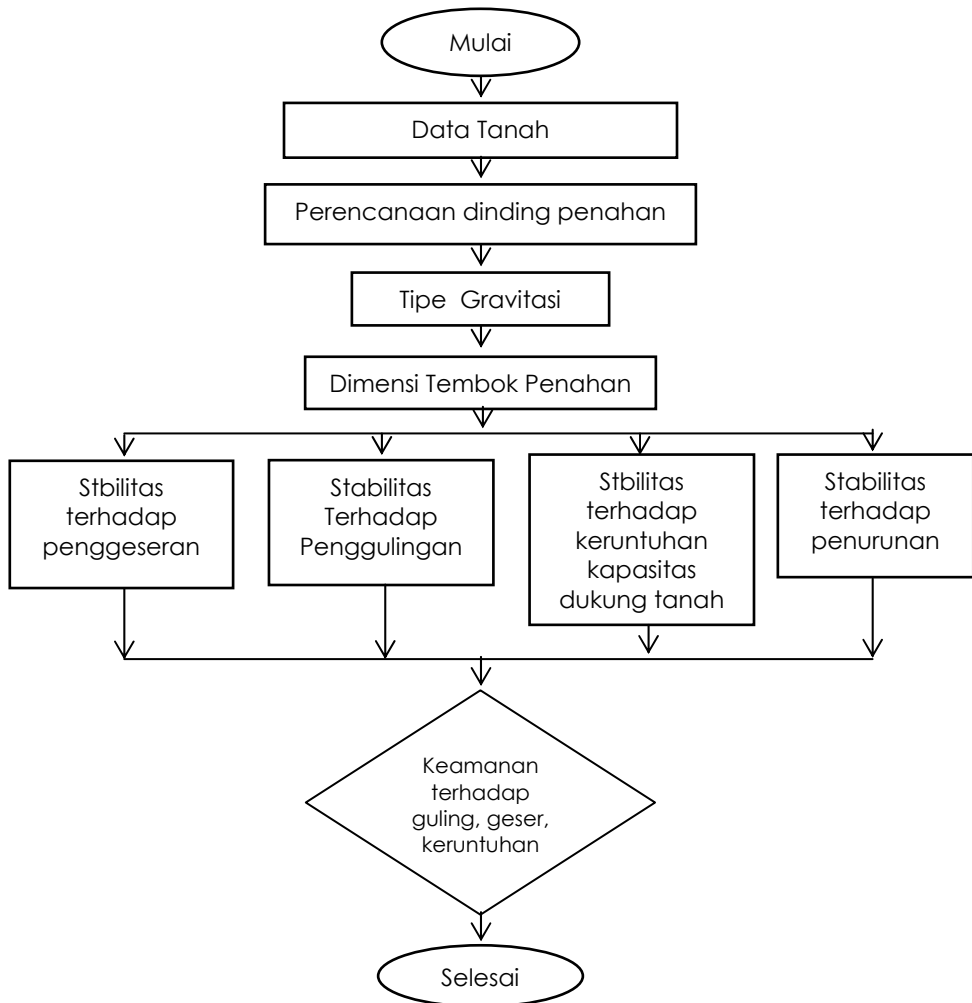
3.2 Lokasi penelitian

Perencanaan dinding penahan pada tulisan ini bertempat pada Bukit BTN Teluk Palu Permai.

3.3 Data tanah

Data tanah yang digunakan pada pemaparan tulisan ini disajikan pada Tabel 1.

Perencanaan Dinding Penahan Tipe Gravitasi
 Pada Lokasi Bukit BTN Teluk Palu Permai
 (Sriyati Ramadhani)



Gambar 3. Bagan Alir perencanaan

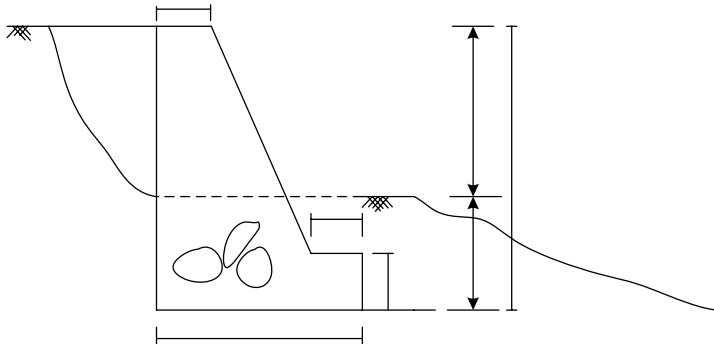
Tabel 1. Data tanah pada desain tembok penahan

Titik No.	γ_b (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	c (kg/cm ²)	ϕ (°)
1	1,741	1,519	0,0896	37,69
2	1,723	1,509	0,0466	31,83
3	1,745	1,544	0,0672	32,88
4	1,744	1,494	0,0672	36,77
5	1,732	1,451	0,1165	33,37

Tabel 1. (lanjutan)

Titik No.	y _b (g/cm ³)	y _d (g/cm ³)	c (kg/cm ²)	Ø (°)
5	1,732	1,451	0,1165	33,37
6	1,715	1,538	0,1048	37,24
7	1,764	1,535	0,1595	39,91
8	1,752	1,526	0,1774	33,87
9	1,769	1,538	0,2410	32,35
10	1,712	1,496	0,0564	42,37

Sumber : Ahsan, 2008



Gambar 4. Rencana Dimensi Tembok Penahan

4. Hasil dan Pembahasan

4.1 Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Tipe Gravitasi

- Perencanaan Dimensi Tembok Penahan

Dari pengukuran secara langsung di BTN Teluk Palu Permai kedalaman bidang longsor (H') = 3,5 meter. Kedalaman fondasi (D) diambil sebesar 1 meter, sehingga tinggi tembok penahan keseluruhan adalah :

$$\begin{aligned}
 H &= H' + D \\
 &= 3,5 + 1 \\
 &= 4,5 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

$$\text{Atas (a)} = 0,3 \text{ m} \quad (\text{nilai min} = 0,3)$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bawah (b)} &= 0,525H \quad (0,5 - 0,7 H) \\
 &= 2,3625 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar tumit (d)} &= H/8 \quad (H/8 - H/6) \\
 &= 0,5625 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal tumit (l}_1\text{)} &= 0,5 d \quad (0,5 - 1 d) \\
 &= 0,281 \text{ m}
 \end{aligned}$$

a

- Analisa Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Dari perhitungan di laboratorium diperoleh data-data tanah sebagai berikut :

(1) Tanah urugan

$$\begin{aligned} \phi_1 &= 31.83^\circ \\ c_1 &= 0.466 \text{ ton/m}^2 \\ \gamma w_1 &= 1.723 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

(2) Tanah dasar

$$\begin{aligned} \phi_2 &= 31.83^\circ \\ c_2 &= 0.466 \text{ ton/m}^2 \\ \gamma w_2 &= 1.723 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \tan^2 \left(45 - \frac{31.83}{2} \right) \\ &= 0.3094 \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned} Pa &= \frac{1}{2} \cdot (1.723) (4.5)^2 \\ &(0.3094) - 2 (0.466) (4.5) \sqrt{0.3094} \\ Pa &= 3.2090 \text{ ton} \end{aligned}$$

(a). Perhitungan Tekanan Tanah Aktif dan Pasif dengan Metode Rankine

Untuk menentukan tekanan tanah yang terjadi dengan metode Rankine dapat kita lihat pada Gambar 4.

➤ Tekanan Tanah Aktif (Pa)

Tanah timbunan merupakan tanah yang berkohesi $C = 0.466 \text{ ton/m}^2$, maka tekanan tanah aktif dapat dihitung dengan persamaan :

$$Pa = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H^2 \cdot Ka - 2c H \sqrt{Ka}$$

Dengan :

$$Ka = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

➤ Tekanan Tanah Pasif (Pp)

Tanah di depan tembok penahan adalah tanah yang berkohesi, $C = 0.466 \text{ ton/m}^2$ maka tekanan tanah pasif dapat dihitung dengan persamaan :

$$Pp = \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot D^2 \cdot Kp + 2c D \sqrt{Kp}$$

Dengan :

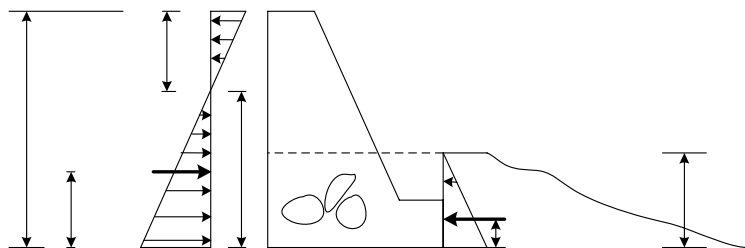
$$Kp = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} Kp &= \tan^2 \left(45 + \frac{31.83}{2} \right) \\ &= 3.2319 \end{aligned}$$

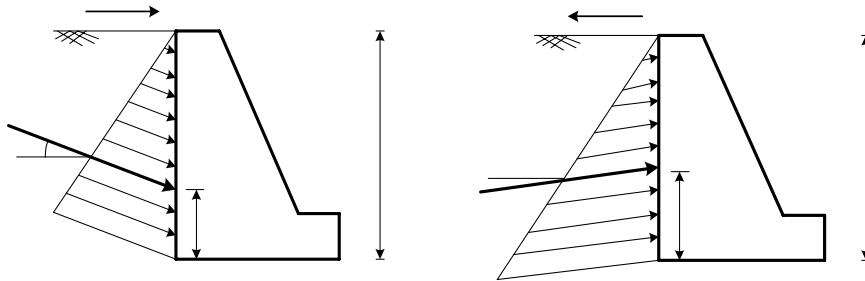
Maka :

$$Pp = \frac{1}{2} (1.723) \cdot (1)^2$$

$$\begin{aligned} &(3.2319) + 2(0.466) \cdot (1) \sqrt{3.2319} \\ Pp &= 4.5341 \text{ ton} \end{aligned}$$



Gambar 5. Diagram tekanan tanah metode Rankine



aktif

Gambar 6. Diagram tekanan tanah metode Coulomb Tanah Urugan

$$\phi = 31,83^\circ$$

- (b). Perhitungan Tekanan Tanah Aktif dan Pasif dengan Metode Coulomb

➤ Tekanan tanah aktif (P_a)

Menentukan koefisien tekanan tanah aktif dengan persamaan :

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

Dengan :

$$\delta = 2/3 \phi = 2/3 \times 31,83 = 21,22^\circ$$

$$\sin^2(\alpha + \phi) = \sin^2(90 + 31,83) = 0,722$$

$$\sin^2 \alpha = \sin^2 90 = 1$$

$$\sin(\alpha - \delta) = \sin(90 - 21,22) = 0,932$$

$$\sin(\phi + \delta) = \sin(31,83 + 21,22) = 0,799$$

$$\sin(\phi - \beta) = \sin(31,83 - 0) = 0,527$$

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

Maka diperoleh :

$$K_a = \frac{0,722}{1 \times 0,932 \left(1 + \frac{0,799 \times 0,527}{0,932 \times 1} \right)^2}$$

$$K_a = \frac{0,722}{2,832} \quad K_a = 0,2769$$

Menghitung tekanan tanah aktif (P_a):

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

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot (1,723) \cdot (4,5)^2 \cdot (0,2769)$$

$$P_a = 4,9588 \text{ ton}$$

Karena P_a berbentuk Tanah Dasar sudut $\delta = 21,22^\circ$ ($\delta = 1/2 \cdot 2/3 \phi$)
 $c = 0,466 \text{ ton/m}^2$

Maka tekanan tanah dapat diuraikan menjadi :

$$\begin{aligned} P_h &= P_a \cos \delta \\ &= 4,9588 \cos 21,22 \\ &= 4,6226 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_v &= P_a \sin \delta \\ &= 4,9588 \sin 21,22 \\ &= 1,7948 \text{ ton} \end{aligned}$$

➤ Tekanan tanah pasif

Menentukan koefisien tekanan tanah pasif dengan persamaan :

H

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

Dengan :

$$\delta = 2/3 \alpha_1 = 2/3 \times 31,83 = 21,22^\circ$$

$$\sin^2(\alpha - \delta) = \sin^2(90 - 31,83) = 0,722$$

$$\sin^2 \alpha = \sin^2 90 = 1$$

$$\sin(\alpha + \delta) = \sin(90 + 21,22) = 0,932$$

$$\sin(\alpha + \beta) = \sin(31,83 + 21,22) = 0,799$$

$$\sin(\alpha + \beta) = \sin(31,83 + 0) = 0,527$$

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

Maka diperoleh :

$$K_p = \frac{0,722}{1 \times 0,932 \left\{ 1 - \frac{0,799 \times 0,527}{0,932 \times 1} \right\}^2}$$

$$K_p = \frac{0,722}{0,100}$$

$$K_p = 7,2156$$

Menghitung tekanan tanah pasif dengan persamaan :

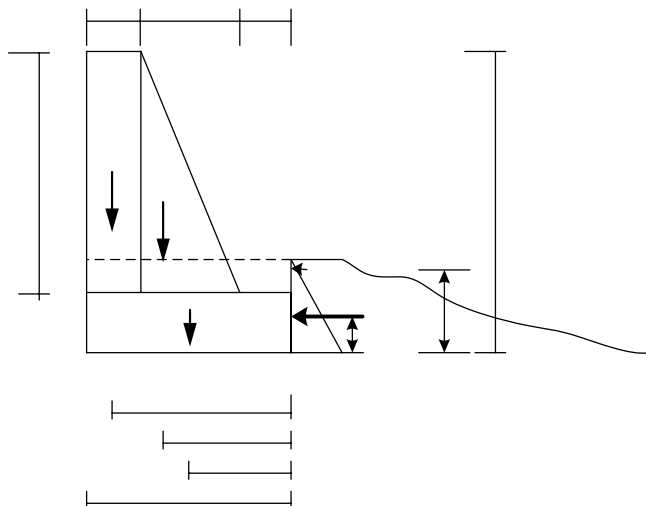
$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot D^2 \cdot K_p$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot (1,723) \cdot (1)^2 \cdot (7,2156)$$

$$P_p = 6,3822 \text{ ton}$$

(c) Menghitung gaya vertikal dan gaya momen terhadap kaki depan pondasi.

Direncanakan lebar fondasi B = 2,3625 m, maka momen akibat gaya berat tembok penahan dapat dihitung seperti pada Tabel 2.



Gambar 7. Dimensi tembok penahan

Tabel 2. Perhitungan momen akibat gaya berat ditinjau terhadap titik O

No.	Luas Penampang (m ²)	Berat (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
(1)	(2)	(3) = □ (2)	(4)	(5) = (3).(4)
W1	0,3 x 3,9375 = 1,1813	2,5988	2,2125	5,7497
W2	½ 1,7813 x 3.9375 = 3,5068	7.7150	1,4688	11,3315
W3	2,3625 x 0,5625 = 1,3289	2.9236	1,1813	3,4535
Pv		1,7948	2,3625	4,2403
	$\Sigma V =$	15,0322		$\Sigma M_w = 24,7750$

(d). Perhitungan momen akibat beban lateral

Tekanan yang diperhitungkan pada perhitungan momen akibat gaya horizontal adalah tekanan tanah aktif horosontal (Pah) = 4,6226 ton. tekanan tanah tersebut dihitung untuk setiap 1 meter lari sepanjang tembok penahan (L), ditinjau terhadap titik O.

Sehingga didapat jumlah momen :

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

Dengan :

$$Z_1 = (H)/3$$

Jadi :

$$Z_1 = (4,5)/3$$

$$Z_1 = 1,500 \text{ m}$$

Maka :

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

$$\Sigma M_{gl} = 4,6226 \times 1,500$$

$$\Sigma M_{gl} = 6,930 \text{ ton.m}$$

(e). Periksa syarat eksentrisitas Syarat lebar fondasi (B) adalah e < B/6.

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

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

$$= \frac{24,7750 - 6,930}{15,0322}$$

$$= 1,1869 \text{ m}$$

Nilai eksentrisitas

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

$$= \frac{2,3625}{2} - (1,1869)$$

$$= -0,01 \text{ m} \leq B/6 = 0,39375 \text{ m}$$

Berarti lebar fondasi B = 2,3625 m memenuhi dan berada di antara 0,5 H sampai 0,7 H. Nilai qmin dan qmax dapat dihitung dengan persamaan :

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

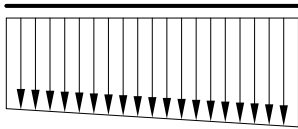
$$q_{min} = \frac{15,0322}{2,3625} \left(1 + \frac{6 \times (-0,01)}{2,3625} \right)$$

$$q_{min} = 6,2722 \text{ ton/m}^2$$

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

$$q_{max} = \frac{15,0322}{2,3625} \left(1 - \frac{6 \times (-0,01)}{2,3625} \right)$$

$$q_{max} = 6,4535 \text{ ton/m}^2$$



Gambar 8. Tegangan tanah dibawah pondasi

(f). Perhitungan terhadap kestabilan tembok penahan

(Dalam perhitungan stabilitas tembok penahan digunakan Pa dan Pp teori Coulom karena lebih besar).

✓ Kestabilan terhadap guling

Diketahui :

Jumlah momen tahanan
 $(\sum M_w) = 24,7730 \text{ ton.m}$
 Jumlah momen guling
 $(\sum M_{gl}) = 6,930 \text{ ton.m}$

Maka faktor keamanan terhadap bahaya guling (F_s *overturning*) dapat dihitung dengan persamaan :

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

$$F_{gl} = \frac{24,7730}{6,930}$$

$F_{gl} = 3,6 > 1,5$ (aman terhadap bahaya guling)

✓ Kestabilan terhadap gaya geser

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 $B = 2,3625 \text{ m}$ dihitung dengan menganggap dasar dinding sangat kasar sehingga sudut geser $\delta_b = 0$ dan adhesi $C_d = c$.

Dengan :

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

$\sum P_h$ = jumlah gaya-gaya horizontal

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

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

$$F_{gs} = \frac{0,466 \times 2,3625 + 15,0322 \cdot \text{tg } 21,22}{4,6276}$$

$$F_{gs} = 1,5008 > 1,5 \text{ Ok}$$

$$q_{maks} = 6 \cdot 5435 \text{ ton/m}^2$$

✓ Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Dalam hal ini akan digunakan persamaan Hansen :

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

$$= \frac{24,7730 - 6,930}{15,0322}$$

$$= 1,1869 \text{ m}$$

Nilai eksentrisitas

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

$$= \frac{2,3625}{2} - (1,1869)$$

$$= -0,01 \text{ m} \leq B/6 = 0,39375 \text{ m}$$

Lebar efektif :

$$B' = B - 2e$$

$$= 2,3625 - (2 \times (-0,01)) = 2,374 \text{ m}$$

$$A' = B' \times L \quad A' = 2,374 \times 1$$

$$A' = 2,374 \text{ m}^2$$

Gaya Horizontal : $P_{ah} = 4,6226 \text{ ton}$
 dan gaya vertical : $V = 15,0322 \text{ ton}$
 untuk $\phi = 31,83^\circ$, dari table faktor-faktor Daya Dukung Hansen (1961) diperoleh : $N_q = 22,747$; $N_c = 35,011$; $N_\gamma = 20,263$.

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)

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

$$d_c = 1 + 0,4 (1/2,3625)$$

$$d_c = 1,1693$$

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

$$d_q = 1 + 2(1/2,3625) \text{tg } 31,83 (1 - \sin 31,83)^2$$

$$d_q = 1,1056$$

$$d_\gamma = 1$$

Faktor kemiringan beban (Hansen, 1970)

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

$$i_q = \left[1 - \frac{0,5 H}{V + A' c_{\alpha} \text{ctg } 34,44^\circ} \right]^5$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0,5 \times 4,5}{15,0322 + 2,374 \times 0,466 \text{ctg } 34,44^\circ} \right]^5$$

$$i_q = 0,9041$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{0,7 H}{V + A' c_{\alpha} \text{ctg } 34,44^\circ} \right]^5$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{0,7 \times 4,5}{15,0322 + 2,374 \times 0,466 \text{ctg } 34,44^\circ} \right]^5$$

$$i_\gamma = 0,8679$$

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

$$i_c = 0,9041 - \frac{1 - 0,9041}{22,747 - 1}$$

$$i_c = 0,8997$$

Maka :

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

$$q_u = (1,1693 \times (0,8997) \times 0,466 \times 35,011) + (1,1056 \times 0,9041 \times 1 \times 1,769 \times 22,747) + (1 \times 0,8679 \times 0,5 \times 2,3625 \times 1,769 \times 20,263)$$

$$q_u = 94,1356 \text{ ton/m}^2$$

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

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

$$q = \frac{15,0322}{2,3625} \left(1 \pm \frac{6 \times (-0,01)}{2,3625} \right)$$

$$q = 6,4535 \text{ ton/m}^2$$

,bila $e \leq B/6$

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung :

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

$$F = \frac{94,1356}{6,4535}$$

$$F = 14,587 \geq 3 \quad \text{Ok}$$

- ✓ Stabilitas terhadap keruntuhan kapasitas dukung tanah

Dalam hal ini akan digunakan persamaan Hansen :

$$d = \frac{\sum M_{\text{stabil}} - \sum M_{\text{ket}}}{\sum V}$$

$$= \frac{24.7750 - 6.920}{15.0322}$$

$$= 1,1869 \text{ m}$$

Nilai eksentrisitas

$$e = \frac{M_{\text{ket}}}{\sum V} - d$$

$$= \frac{2.3623}{2} - (1,1869)$$

$$= -0,01 \text{ m} \leq B/6 = 0,39375 \text{ m}$$

Lebar efektif :

$$B' = B - 2e$$

$$= 2,3625 - (2 \times (-0,01))$$

$$= 2,374 \text{ m}$$

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

$$A' = 2,374 \times 1$$

$$A' = 2,374 \text{ m}^2$$

Gaya Horizontal : $P_{ah} = 4,6226 \text{ ton}$
 dan gaya vertical : $V = 15,0322 \text{ ton}$
 untuk $\alpha = 31,83^\circ$, dari table faktor-faktor Daya Dukung Hansen (1961) diperoleh : $N_q = 22,747$; $N_c = 35,011$; $N_\gamma = 20,263$.

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)

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

$$d_c = 1 + 0,4 (1/2,3625)$$

$$d_c = 1,1693$$

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

$$d_q = 1 + 2(1/2,3625) \text{tg } 31,83 (1 - \sin 31,83)^2$$

$$d_q = 1,1056$$

$$d_\gamma = 1$$

Faktor kemiringan beban (Hansen, 1970)

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

$$i_q = \left[1 - \frac{0,5 H}{V + A' c_{\alpha} \text{ctg } 34,44^\circ} \right]^5$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0,5 \times 4,5}{15,0322 + 2,374 \times 0,466 \text{ctg } 34,44^\circ} \right]^5$$

$$i_q = 0,9041$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{0,7 H}{V + A' c_{\alpha} \text{ctg } 34,44^\circ} \right]^5$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{0,7 \times 4,5}{15,0322 + 2,374 \times 0,466 \text{ctg } 34,44^\circ} \right]^5$$

$$i_\gamma = 0,8679$$

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

$$i_c = 0,9041 - \frac{1 - 0,9041}{22,747 - 1}$$

$$i_c = 0,8997$$

Maka :

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

$$q_u = (1,1693 \times (0,8997) \times 0,466 \times 35,011) + (1,1056 \times 0,9041 \times 1$$

$$\begin{aligned} & \times 1,769 \times 22,747) + (1 \times 0,8679 \\ & \times 0,5 \times 2,3625 \times 1,769 \times \\ & 20,263) \end{aligned}$$

$$q_u = 94,1356 \text{ ton/m}^2$$

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

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

$$q = \frac{19,0822}{2,3625} \left(1 \pm \frac{6 \times (-0,01)}{2,3625} \right)$$

$$q = 6,4535 \text{ ton/m}^2$$

,bila $e \leq B/6$

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung :

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

$$F = \frac{94,1356}{6,4535}$$

$$F = 14,587 \geq 3 \text{ Ok}$$

✓ Stabilitas terhadap penurunan

$$S_i = \frac{qB}{E} (1 - \mu^2) L_p$$

$$l_p = \frac{1}{\pi} \left[\frac{1}{B} \ln \left(\frac{1 + \sqrt{(L/B)^2 + 1}}{L/B} \right) + \ln \left(\frac{1}{B} + \sqrt{(L/B)^2 + 1} \right) \right]$$

$$l_p = \frac{1}{\pi} \left[\frac{1}{2,3625} \ln \left(\frac{1 + \sqrt{(1/2,3625)^2 + 1}}{1/2,3625} \right) + \ln \left(\frac{1}{2,3625} + \sqrt{(1/2,3625)^2 + 1} \right) \right]$$

$$l_p = 0,4116$$

$E = 50000 - 20000$ (Dari tabel perkiraan modulus elastic (E), Bowles, 1977 untuk tanah pasir berlanau), digunakan $E = 20000$.

$\mu = 0,25$ (Dari tabel perkiraan angka poisson (μ), Bowles, 1968 untuk pasir halus)

Maka :

$$S_i = \frac{qB}{E} (1 - \mu^2) L_p$$

$$S_i = \frac{6,4535 \times 2,3625}{20000} (1 - 0,25^2) 0,4116$$

$$S_i = 0,0003 \text{ m} = 0,0294 \text{ cm}$$

Tabel 4. Hasil Perhitungan Variasi H Tipe Gravitasi

H(m)	Gravitasi			
	Fgl	Fgs	F	Si (cm)
1	3,9	1,935	24,57	0,014
2	3,7	1,674	18,43	0,02
3	3,6	1,544	15,53	0,026
4,5	3,6	1,501	14,587	0,026
5	3,5	1,414	12,72	0,038

Dari hasil hitungan pada tabel 4 menyatakan bahwa semakin tinggi dinding penahan untuk tipe gravitasi maka nilai stabilitas terhadap geser, guling maupun daya dukungnya semakin rendah dan penurunannya akan semakin besar, hal ini sesuai dengan teori yang menyatakan bahwa dimensi untuk tinggi dinding penahan tipe gravitasi tidak terlalu tinggi (Soedarsono,1990).

5. Kesimpulan dan Saran

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan dinding penahan tanah dengan menggunakan tipe gravitasi dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

- a) Dimensi dinding penahan yang menggunakan tipe gravitasi yang aman terhadap stabilitas guling, geser, daya dukung dan penurunan diperoleh nilai lebar atas sebesar 0,3 m, lebar dasar fondasi sebesar 2,4 m, tinggi dinding penahan sebesar 4,5 m, dan tebal dasar fondasi sebesar 0,6 m.

- b) Untuk stabilitas guling (Fgl) diperoleh nilai sebesar 3,6, stabilitas geser nilainya sebesar (Fgs) 1,5, stabilitas terhadap daya dukung (F) sebesar 14,587 serta penurunan yang terjadi sebesar 0,026 cm.

5.2 Saran

Untuk pengembangan penelitian selanjutnya sebaiknya dilakukan penelitian perbandingan tembok penahan tipe Gravitasi dan Kantilever .

6. Daftar Pustaka

- Ahsan,S, 2008, Studi Karakteristik Teknis Tanah Pada Lokasi Perumahan Teluk Palu Permai – Tugas Akhir. Fakultas Teknik Universitas Tadulako, Palu.
- Das,B.M. 1998, Mekanika Tanah (Prinsip – prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid 2, Terjemahan Dalam Bahasa Indonesia, Erlangga, Jakarta.
- Hardiyatmo,H.C. 2002, Teknik Fondasi I, Edisi Kedua. PT. Gramedia. Jakarta. Yogyakarta.